DIRECTORIO DE PROFESORES DEL
III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION
MODULO II, CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

ING. VICTOR MANUEL MENA FERRER
CONSULTOR EN TECNOLOGIA DEL CONCRETO
TEL. 393 60 29 y 393 49 47

ING. FELIPE DE JESUS GARCIA RODRIGUEZ
COORDINADOR DE OBRAS, GERENTE GENERAL
CONSTRUCCIONES Y SERVICIOS DEL SUR S.A. DE C.V.
PROMOTORA OCCIDENTAL DE LA VIVIENDA, PLANEACION, DISEÑO Y CONTROL DE CONSTRUCCION
AV. COYOACAN 1878-11o PISO, COL. LAS ACACIAS, C.P. 03240
TEL. 524 82 22

DR. JOSE ANTONIO RANGEL JARAMILLO
DIRECTOR TECNICO DE LABORATORIO NACIONAL DE LA COSTRUCCION
TEL. 519 80 25

ARQ. JUAN JOSE CASTILLO RUIZ
JEFE DE LABORATORIO DE LA CIA. CONCRETOS ALTA RESISTENCIA, S.A. DE C.V.
CARSA AV. SAN ANTONIO 461, TEL. 271, 61 51

ING. BENITO TOLEDANO OLIVARES
SUBJEFE DEL DEPTO. DE PRUEBAS ESTRUCTURALES
S.C.T.
COYOACAN 1895, COL. ACACIAS, C.P. 03240, TEL. 534 95 05

ING. JOSE OSCAR TREJO MARTINEZ
COORDINADOR DE PROYECTOS Y REVISION Y DISEÑO DE LOS EDIFICIOS PARA EL WORLD TRADE CENTER DE MEXICO,
PROFESOR DEL AREA DE ESTRUCTURAS DE LA UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA
GRUPO INGENIERIA INTEGRAL S.A.
ANA MA. MIER No. 10, COL. DEL VALLE, DELEG. B.JUAREZ, C.P. 03100
TEL. 536 37 70, 536 03 29, 687 11 99

ING. MARIO TENA BERNAL
CONSULTOR DE TECNOLOGIA DE CONCRETO Y CONTROL DE CALIDAD
CERRADA DE M. NEGRETE No. 5, C.P. 03440, COL. NIÑOS HEROES DE CHAPULTEPEC, TEL. 579 40 82

M. EN I.J. JESUS MENDOZA ALVAREZ
SUBDIRECTOR GENERAL
GRUPO INGENIERIA INTEGRAL, S.A.
ANA MARIA MIER No. 10, COL. DEL VALLE, C.P. 03100, DELEG. B. JUAREZ, TEL. 687 11 99, 536 37 70

ING. FRANCISCO MENDOZA VON BORSTEL
INGENIERO CIVIL CONSULTOR
FUENTE DE LA LUZ 47, COL FUENTES DEL PEDREGAL, MEXICO 14140
TEL. 568 97 01

ING. ROBERTO URIBE AFIF

ING. LORENZO FLORES CASTRO

DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL
III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION
MODULO II, CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
DEL 29 DE JUNIO AL 3 DE JULIO DE 1992.

1.- ALVAREZ ESTRELLA VICENTE
COORDINADOR
PETROLEOS MEXICANOS
AV. ADOLFO RUIZ CORTINEZ 332, COL. CASA BLANCA
TEL. 15 23 26

2.- BARREDA AMIGON BENJAMIN
SUBDIRECTOR TECNICO
S.C.T.
AV. XOLA Y UNIVERSIDAD, COL. VERTIZ NARVARTE, DELEG. B. JUAREZ, C.P. 03020, TEL. 519 08 29 OFNA., 793 89 40 DOM.

3.- CABRERA OSCAR
PROFESOR ADJUNTO ORDINARIO-DEDICACION EXCLUSIVA
FACULTAD DE INGENIERIA, UNIVERSIDAD NAC. DEL CENTRO PCIA BS. D.S.
DEL VALLE 5737, OLAVARRIA ARGENTINA 7400
TEL. 0284-21055 OFNA., 0284-28218 DOM.

4.- CRUZ DOMINGUEZ ALEJANDRO ATALO
INGENIERO SUPERVISOR
PETROLEOS MEXICANOS
INTERIOR CAMPO PEMEX
TEL. 33 90 OFNA., 306 41 DOM.

5.- ECHEVERRI CALLE ERNESTO
PROFESOR
UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
CARRERA 27, CALLE 65, MANIZALES, COLOMBIA,
TEL. 81 00 00 OFNA.

6.- GARCIA AGUILAR LEONIDAS E.
TECNICO
VICEMINISTERIO DE VIVIENDA Y DESARROLLO URBANO
1a. AVENIDA, SUR, No. 630, SAN SALVADOR, EL SALVADOR
TEL. 22 24 66 EXT. 216 OFNA, 73 44 31 DOM.

7.- GARIN DURAN LEOBARDO
SUPERVISOR DE OBRA
D.G.C.O.H.
VIADUCTO MIGUEL ALEMAN No. 507, COL. GRANJAS MEXICO, DELEG. IZTACALCO, TEL. 657 46 15 OFNA.

8.- JEREZ ALBAN LUIS GONZALO
FISCALIZADOR NACIONAL-ING. CIVIL 4
DINACE: DIRECCION NACIONAL DE CONST. ESCOLARES
AV. 10 DE AGOSTO 1187, SANTIAGO-QUITO/ECUADOR

9.- LACAYO MARTINEZ JUERGENS
RESP. DE DIRECCION DE TECNOLOGIA CONSTRUCTIVA
MINISTERIO DE CONSTRUCCION Y TRANSPORTE NICARAGUA
FRENTE AL ESTADIO NACIONAL, MANAGUA, NICARAGUA

10.- LINARES BASPINEIRO ROBERTO
PROFESOR Y JEFE INFRAESTRUCTURA
UNIVERSIDAD DE SUCRE, MUNICIPIO DE SUCRE (RESPECTIVAMENTE)

11.- LOPEZ ESTRADA FERNANDO
JEFE DE OFICINA DE PROYECTOS
D.G.C.O.H.
VIADUCTO RIO DE LA PIEDAD 507, GRANJAS MEXICO, IZTACALCO
C.P. 08100, TEL. 657 74 55/212

12.- PEREZ MACHUCA JUAN CARLOS
JEFE DE OFICINA
D.D.F., D.G.C.O.H.
VIADUCTO MIGUEL ALEMAN No. 507, GRANJAS MEXICO, IZTACALCO
C.P. 08400, TEL. 657 46 15 OFNA.

13.- POLO BARSALLO CESAR C.
JEFE-DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCION
MUNICIPIO DE PANAMA, PANAMA, PROVINCIA DE PANAMA
TEL. 27 3190 OFNA., 21 9480 DOM.

14.- QUEZADA HERNANDEZ ODILON
SUPERVISOR DE OBRAS
PETROLEOS MEXICANOS
SECTOR OPERATIVO MANCHITAL, VER., TEL. 607 66 OFNA.

15.- QUINTERO OLIN OSCAR M.

16.- REYES HERNANDEZ RAMON

17.- RODRIGUEZ FERNANDEZ ESSIE R.
ING. INSPECTOR DE OBRAS
MINISTERIO DE TRANSPORTE Y COMUNICACIONES
CALLE MONZON, DIAGONAL, PLAZA MONZON, CORO, EDO. FALCON
TEL. 511 154 OFNA., 068 52 55 14 DOM.

18.- RODRIGUEZ RAMIREZ GERARDO
PROFESOR Y COORDINADOR CATEDRA ANALISIS ESTRUCTURAL
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SANTO DOMINGO
CIUDAD UNIVERSITARIA
TEL. 684 60 41 DOM.

19.- SANHUEZA GALLARDO HUGO ALFONSO
DIRECTIVO
UNIVERSIDAD DE CHILE
PLAZA ERCILLA 883, SANTIAGO, CHILE
TEL. 238 29 73 (CHILE)

20.- SERVIN HERNANDEZ JOSE ALFREDO
JEFE DE OFICINA
DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION Y OPERACION H.
VIADUCTO MIGUEL ALEMAN No. 307, COL. GRANJAS MEXICO,
C.P. 08400, TEL. 657 46 15 DFNA.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA
CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992.

FECHA	HORARIO	TEMA	PROFESOR
Lunes 29	9:00 a 12:00 hrs.	Principios generales sobre concreto hidráulico.	Ing. Felipe de Jesús García
	12:00 a 13:00 hrs.	Materiales: Características agregados.	Ing. José A. Rangel J.
	15:00 a 17:00 hrs.	Materiales: Cemento.	Ing. Mario Tena.
	17:00 a 19:00 hrs.	Materiales: Agua y aditivos.	M.enI. José A.. Tena
Martes 30	9:00 a 11:00 hrs.	Materiales: Acero de refuerzo	Ing. Benito Toledano
	11:00 a 13:00 hrs.	Diseño y selección de mezclas.	Ing. Jesús Mendoza
	15:00 a 19:00 hrs.	Fabricación del concreto. Transporte y colocación.	Arq. Juan José Castillo
Miércoles 1°.	9:00 a 13:00 hrs.	Compactación, acabado y curado. Durabilidad.	Ing. Manuel Mena Ferrer
	15:00 a 17:00 hrs.	Cimbras.	Ing. Federico Alcaraz
	17:00 a 19:00 hrs.	Cimbras	Ing. Oscar Trejo M.
Jueves 2	9:00 a 11:00 hrs.	Estudios petrográficos	Ing. Roberto Uribe Afif
	11:00 a 13:00 hrs.	Sistemas especiales de colocación	Ing Fco. Mendoza Von B.
	15:00 a 19:00 hrs.	Concretos Especiales y Elementos Prefabricados	Ing. Mario Tena B.
Viernes 3	9:00 a 13:00 hrs.	Control de Calidad	Ing. Jose A. Rangel J.
	15:00 a 17:00 hrs.	Papel del Ingeniero	Ing. Lorenzo Flores Castro
	17:00 a 19:00 hrs.	Conclusiones y Clausura	

Coordinador: Ing. Luis Amando García Chowell

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION
SEGUNDO MODULO:
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992

PRINCIPIOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO HIDRAULICO

ING. ALEJANDRO GRAF LOPEZ

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

PRINCIPIOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO HIDRAULICO Y SU APLICACION EN LAS OBRAS DE CONSTRUCCION URBANA Y PESADA

1. INTRODUCCION:

1.1 GENERALIDADES

Las estructuras de concreto reforzado tienen ciertas características, derivadas de los procedimientos constructivos usados en su fabricación, que las distinguen de las estructuras de otros materiales.

El concreto se fabrica en estado plástico, lo que obliga a utilizar moldes para soportarlo mientras adquiere una resistencia suficiente para que la estructura sea autosoportante. Esta característica implica ciertas restricciones pero al mismo tiempo aporta algunas ventajas. Una de éstas es su "moldeabilidad", propiedad que brinda al proyectista una gran libertad en la elección de formas. Gracias a ello es posible construir estructuras, como los cascarones, que en otro material serían muy difíciles de obtener.

Otra característica importante es la facilidad con que puede obtenerse la continuidad en la estructura, con todas las ventajas que ésto supone. Mientras que en estructuras metálicas el logro de continuidad en las conexiones entre los elementos implica serios problemas en el diseño y en la ejecución, en las de concreto reforzado el monolitismo es una consecuencia natural de las características constructivas.

Existen dos procedimientos principales para construir estructuras de concreto. Cuando los elementos estructurales se forman en su posición definitiva se dice que la estructura ha sido colada "in situ" o colada en el lugar. Cuando los elementos se fabrican en un lugar distinto al de su posición definitiva en la estructura, el procedimiento recibe el nombre de prefabricación.

El primer procedimiento obliga a una secuencia de operaciones determinada, ya que para poder iniciar cada etapa es necesario esperar a que se haya concluido la anterior. Por ejemplo, no puede procederse a la construcción de un nivel en un edificio hasta que el nivel inferior haya adquirido la resistencia adecuada. Además, es necesario a menudo construir obras falsas muy elaboradas y transportar el concreto fresco del lugar de fabricación a su posición definitiva, operaciones que influyen decisivamente en el costo.

Con el segundo procedimiento se puede economizar tanto en la obra falsa como en el transporte del concreto fresco, y se pueden realizar simultáneamente varias etapas constructivas. Por otra parte este procedimiento presenta el inconveniente del costo adicional de montaje y transporte de los elementos prefabricados y además el problema de desarrollar conexiones efectivas entre los elementos.

El proyectista debe elegir entre estas dos alternativas guiándose siempre por las ventajas económicas, constructivas y técnicas que pueden obtenerse en cada caso. Cualquiera que sea la alternativa constructiva que escoja, esta elección influye en forma importante en el tipo de estructuración que se adopte.

Otra característica peculiar de las estructuras de concreto reforzado es el agrietamiento, que debe tenerse en cuenta al estudiar su comportamiento bajo condiciones de servicio.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERA

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

PRINCIPIOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO HIDRAULICO Y SU APLICACION EN LAS OBRAS DE CONSTRUCCION URBANA Y PESADA

1.2.- HISTORIA Y DESARROLLO

Por lo anteriormente dicho, parece ser que en esta primera sesión del curso deberemos ver las siguientes 4 partes:

La Historia del Uso del Cemento y del Concreto, ya que a través del tiempo se ha demostrado qué tan indispensable ha sido el cemento o sus antecesores, para el Hombre, deberemos ver el desarrollo que ha tenido el uso del Cemento y del Concreto, pero principalmente a partir del siglo pasado, en que se comienza a desarrollar técnicamente. Deberemos estudiar cómo se aprecia su calidad. Cuando está o debe estar satisfecho el usuario del concreto. Con el desarrollo tecnológico el uso del cemento y del concreto se ha complicado y por lo tanto, su calidad se vuelve más importante cada vez.

Con este crecimiento tecnológico nacen industrias conexas o derivadas del cemento para controlar mejor su uso y para su empleo más eficiente se crean industrias: del Concreto Premezclado, de la Prefabricación, del Presfuerzo, Tubos, Blocks, etc. La organización de todos los elementos que intervienen en la construcción, la deberemos incluir en nuestro análisis, puesto que influye definitivamente en la calidad o en el buen uso del cemento y del concreto. Ya es imposible construir grandes estructuras de concreto sin una buena definición de las funciones de cada uno de los elementos que intervienen en la construcción: propietario, contratista, autoridades, supervisor, trabajadores, laboratorios de verificación, etc. Todo ésto nos ayudará a comprender cómo se ha normado la construcción del concreto, es decir, la Normatividad del Concreto.

Además, veremos cuál es la función de los Reglamentos de la Construcción, diferenciándolos de lo que son las normas y especificaciones. En especial trataremos los cambios que se generaron con motivo de los sismos en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Compararemos las funciones que cumple este Reglamento y el Reglamento de las Construcciones del ACI (American Concrete Institute).

Trataremos además de dar una breve descripción de todas las organizaciones que internacional o nacionalmente se han instituido como auxiliares de cada uno de los componentes que intervienen en la construcción. Organismos que soportan la investigación, normalización y difusión de los nuevos métodos y materiales de construcción.

Por último, la investigación en la Industria de la Construcción la analizaremos con

una vista prospectiva al concreto en el año 2000, tal como lo sugiere el Instituto - Americano del Concreto que dice:

"Habrá muchas innovaciones tecnológicas en el concreto durante los próximos años, lo que hará posible que el material se use más ampliamente y con mayores ventajas.

Esto es importante, pues a causa de las necesidades y mejoras de tecnología de la - sociedad, todo esfuerzo se debe hacer para aplicar sabia y eficientemente la tecnología del concreto para la solución de los problemas del Hombre durante estos años.

Esto requerirá de la cooperación contínua de la industria, los ingenieros, los arquitectos, los obreros, los directores, los contratistas, la sociedad, el cliente, o el propietario quien será, en última instancia, el usuario del producto. Estos cambios y el uso efectivo del material no llegarán fácilmente y requerirán de un esfuerzo -- continuado y un interés de todas las partes involucradas."

PRINCIPIOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO HIDRAULICO Y SU APLICACION EN LAS OBRAS DE CONSTRUCCION URBANA Y PESADA

2.- LA MEDIDA DE LA CALIDAD DEL CONCRETO. LA RESISTENCIA A LA COMPRESION

Introducción:

La propiedad más estudiada del concreto, es sin duda la resistencia a la compresión. Sin embargo es un concepto que se usa frecuentemente con mucha ambigüedad. Se le usa en ciertas ocasiones como un valor absoluto, en otras como un valor mínimo aceptable, y en general podría decirse que desde el diferente punto de vista de las responsabilidades, que tienen las diferentes actividades de las personas que tratan este material, es diferente el concepto que tienen de la resistencia. Así, el investigador al verlo como un material de estudio se adentra en las características de éste con una precisión que a veces es irrealizable en las prácticas de construcción usales. Esta precisión se ve afectada cuando el especificador señala un límite de tolerancia en el número de las fallas, el cual se puede alcanzar con diferente promedio de las pruebas. En el terreno de la educación se ha tratado con demasía el tema de diseño de estructuras de concreto y por otro lado, se ha orientado poco con respecto al análisis de resultados de las pruebas de resistencia, se le ha puesto poca atención al manejo de especificaciones y casi se ha eliminado las Normas para el diseño de mezclas apropiadas a las solicitaciones. En las relaciones de compra-venta en muchas ocasiones, se ignoran las especificaciones del concreto, creándose situaciones de interpretación de este concepto con las consiguientes confusiones.

Esta presentación del tema se referirá principalmente a los problemas prácticos que afectan a este concepto y al del módulo de elasticidad.

Ambos conceptos están íntimamente ligados, si se considera que el objeto del diseño, consiste en determinar las dimensiones y características de los elementos de una estructura, para que ésta cumpla con cierta función, con un grado de seguridad razonable, comportándose además, satisfactoriamente bajo condiciones de servicio. Estos requisitos hacen necesario conocer las relaciones que existen entre las características de los elementos de una estructura, las solicitaciones que debe soportar y los efectos que dichas solicitaciones producen en la estructura. En otras palabras, es necesario conocer las características acción-respuesta del elemento estudiado. Las acciones son las solicitaciones a que pueden estar sujetos; entre éstas se -

encuentran por ejemplo el peso propio, las cargas vivas, las presiones del viento, las aceleraciones por sismo, los asentamientos, etc. La respuesta de un elemento - es su comportamiento bajo una acción determinada, puede expresarse como deformación, agrietamiento, durabilidad, vibración, etc. Estas características acción-respuesta pueden describirse claramente mediante curvas esfuerzo-deformación de especímenes - ensayados bajo distintas condiciones. En este caso el esfuerzo es comúnmente una - medida de la acción ejercida en el especimen y la deformación una medida de la respuesta.

En estos términos, la resistencia de una estructura o elemento a una acción determinada es el valor máximo que dicha acción puede alcanzar. Una vez determinada la resistencia a una cierta acción, se compara este valor máximo con el valor correspondiente bajo las condiciones de servicio. De esta comparación se origina el concepto de factor de seguridad o factor de carga. De un modo rudimentario, éste puede - definirse como el cociente entre la resistencia y el valor estimado de la acción -- correspondiente bajo las condiciones de servicio.

En cambio, del estudio de las curvas esfuerzo-deformación resulta obvio que el concepto convencional de módulo de elasticidad no tiene un sentido concreto. Para estimar deformaciones debidas a cargas de corta duración, en donde se puede admitir - un comportamiento elástico sin errores importantes, se puede y es necesario definir un valor de módulo de elasticidad, mediante definiciones arbitrarias basadas en consideraciones empíricas. Así se puede definir como el módulo tangencial inicial o - tangente a un punto determinado de la curva esfuerzo-deformación, o el módulo secante entre dos puntos de la misma.

A continuación se enumeran a ustedes las diferentes causas que afectan el conoci-- miento de la resistencia en el concreto y que se tratarán durante el curso, mediante la presentación de diapositivas:

- Efecto de la permanencia de la carga.
- Efecto de la velocidad de deformación.
- Influencia del tipo de carga en la resistencia última.
- Efecto de la edad al ensayar en la resistencia.
- Curva típica deformación-tiempo.
- Efecto de la relación agua-cemento en el módulo de elasticidad.
- Compresómetros y extensómetros combinados. La ASTM C-469, lo define como la lí-- nea que une los puntos de la curva correspondientes a una deformación de 0.05 milésimas y el 40% de la carga.
- Fórmulas empíricas del módulo de elasticidad.
- Correlación de los datos de las pruebas efectuadas para determinar la fórmula del Comité ACI 318-71.
- Resistencia a la compresión, a la flexión, a la tensión indirecta y al esfuerzo - cortante.
- Falla de una viga de concreto simple.
- Falla de un cilindro ensayado en tensión indirecta.

- Relación entre la resistencia a la compresión y diferentes resistencias a la tensión.

Establecida esta relación y debido a lo dicho al principio de esta charla, de que la resistencia a la compresión es la más estudiada, les presentaré los factores que la afectan. Veámoslo primeramente desde un ángulo que puede ser novedoso.

La Porosidad:

- Influencia de la porosidad sobre la resistencia de varios materiales.
- Diagrama de los cambios de volumen debidos a la hidratación de la pasta con una relación W/c = 0.42.

De toda el agua se combina solo el 23% del peso del cemento.

La determinación de los pesos específicos de los productos de hidratación, han demostrado que el volumen hidratado se reduce a la suma de los volúmenes del cemento y el agua, menos 0.254 del volumen del agua no evaporada.

Se consideró en el ejemplo que la pasta en su totalidad tienen porosidad característica del 28%.

- Relación agua-cemento y la resistencia mostrando curvas de compactación insuficiente.

- Investigación de la macroporosidad en el concreto, por medio de luz ultravioleta, después de impregnar el concreto con una resina fluorocromada.

1 mm x 1.5 mm

Los poros de aire redondo, con diámetros de menos de 0.1 mm y aire incluido con forma irregular, aparece como áreas verdes. A partir de ésto, se ve una grieta muy fina que va diagonal a través de toda la fotografía. Esta microgrieta corre primero a lo largo de un grano anguloso azul de arena hacia el centro de la fotografía y luego se hace algo más difícil de ver, corriendo a la esquina opuesta de la figura.

- Investigación de la macroporosidad del concreto con luz roja monocromática.

.4 mm x .6 mm

Dentro de partículas café rojizo, se ven unas de alrededor de 0.2 mm y las partes más finas de la mezcla (arena y cemento). Los poros de aire contenido, se pueden ver como áreas rojo obscuro.

Se puede ver que los poros están bien distribuidos y no chocan con el material de agregado nunca. Los poros de aire son redondos y todos son de diámetro menor a 0.15 mm. Este orden de magnitud de los poros de aire dan una resistencia al congelamiento y no tienen un efecto debilitador en la estructura.

- Investigación de la microporosidad en el concreto.

0.2 x 0.3 mm

Se ve un poro perfectamente redondo de diámetro = 0.11 mm embebido en una estructura excepcionalmente densa, formada por pasta de cemento endurecido y las más finas partículas del concreto.

El poro de aire está localizado a una distancia de 0.01 de la partícula del agregado más cercano, y por eso no tiene un efecto debilitador de la estructura.

Los otros poros de aire tienen diámetros de aproximadamente 0.03 mm. Este concreto no tiene aditivo inclusor de aire, por tanto es una partícula de aire atrapado natural.

- Investigación de la microporosidad en el concreto, con luz ultravioleta después de impregnarlo con una resina sintética fluorocromada.

0.1 mm x 0.15 mm

Estructura excepcionalmente densa de la pasta de cemento endurecido entre los agregados.

Los microporos aparecen como áreas amarillas.

Poros de aire aislados de 0.02 mm de diámetro se han unido para formar poros mayores debido al efecto del vibrador durante la compactación. Sin embargo, no han alcanzado el tamaño peligroso (vg. mayores de 0.2 mm de diámetro).

Los puntos muy pequeños amarillos que se pueden ver, representan la estructura capilar de poros en la pasta del cemento endurecido.

- Agua ligada a la pasta de cemento para diferentes relaciones agua-cemento a cada edad.
- Relación entre la relación agua-cemento y las diferentes proporciones de hidratación del cemento a cada edad.
- Relación entre la resistencia a la compresión y la relación agua-cemento efectiva calculada sobre la proporción de hidratación.
- Influencia del curado húmedo en la resistencia del concreto con una relación agua cemento de 0.50.
- Corazones.
- Efecto de la temperatura durante las primeras 2 horas en el desarrollo de la resistencia.
- Curva de Abrams. Relación entre la resistencia y la relación agua-cemento.
- Relación de la resistencia desarrollada por concretos hechos con diferentes tipos de cemento.
- Requisitos aproximados de agua para diferentes revenimientos y tamaño máximo de los agregados.

Agregados.

Tres características afectan a la resistencia: Sanidad Estructural, Graduación -- uniforme y conveniente, y la Forma y Textura favorable.

- Relación esfuerzo-deformación de la pasta de cemento, agregado y concreto.
- Influencia de la relación agregados-cemento en la resistencia del concreto.
- Efecto del tamaño máximo del agregado grueso en la resistencia a la compresión de concreto sin aire incluido.
- Efecto del tamaño máximo del agregado grueso en la resistencia a la flexión de -- concreto sin aire incluido.
- Efecto del tamaño máximo del agregado grueso en la resistencia a compresión de -- concreto con aire incluido.
- Efecto del tamaño máximo del agregado grueso en la resistencia a la flexión de -- concreto con aire incluido.
- Cantidad de cemento contra 3 relaciones agua-cemento y diferentes tamaños máximos.
- Resistencia a la compresión contra diferentes contenidos de cemento y diferentes tamaños máximos del agregado.
- Eficiencia del cemento contra tamaño máximo y para diferentes concretos.
- Eficiencia del cemento contra contenido de cemento y diferentes tamaños máximos.
- Relaciones agua-cemento típicas para diferentes tamaños máximos de agregado grueso.
- Tabla de % de arena aproximados para diferentes tamaños máximos de agregado grueso con distintas graduaciones de la arena y diferentes contenidos de cemento.

Técnicas especiales para producir más altas resistencias en el concreto.

- Efecto de los reductores de agua en la resistencia a la compresión.
- Resistencia del concreto con diferentes retardantes y reductores de agua.
- Efecto de la ceniza volcánica en la resistencia del concreto.
- Efecto del mezclado a alta velocidad de la pasta de cemento en la resistencia a - la compresión.
- Efecto de la revibración en la resistencia a la compresión.
- Efecto del espolvoreado de cemento hidratado.

Conclusión.

- Se han analizado los factores materiales que afectan al problema de acción-respuesta en torno a la resistencia del concreto, sin embargo, existe un factor más y es al que nos referíamos al principio de esta plática; la actitud humana frente a esta propiedad del concreto.

La respuesta del concreto también depende de nosotros, cualquiera que sea la actividad que desempeñemos, ya sea de: investigadores, especificadores, productores, educadores y supervisores. La observación y estudio serios del compartamiento-resistencia de los elementos fabricados con este versátil material, facilitará el uso más eficiente de él y la creación de nuevos empleos, que está reclamándonos el mismo desarrollo económico y social de nuestro País.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

PRINCIPIOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO HIDRAULICO Y SU APLICACION EN LAS OBRAS DE CONSTRUCCION URBANA Y PESADA

3.- NORMALIZACION DEL CONCRETO

Se describe la necesidad de la norma en todo proceso industrial y como freno al desarrollo de cualquier industria la ausencia de ellas.

El concreto premezclado es un caso aún más complicado dentro de los materiales de construcción, debido a las peculiaridades muy especiales que le dan sus dos características fundamentales: no se almacena y su calidad se comprueba después de haberse usado. De tal manera que por ejemplo, es imposible que este producto pueda ser manejado a través de Sellos de Garantía. Se define qué es una norma y las características especiales de las del concreto premezclado que incluyen detalles de la manufactura y equipos de producción. Se definen las responsabilidades del productor y del consumidor pero también, las de los fabricantes de equipo y cómo contribuye ésto a la estandarización y progreso de las de construcción de plantas y camiones revolvedora.

Al definir las responsabilidades del productor, se presentan los diferentes métodos mediante los cuales, se puede producir, entregar y vender concreto: 1° mezclas prescritas, 2° garantía de resistencia con contenido mínimo de cemento y 3° garantía de resistencia. Se hace hincapié en cómo las especificaciones a base de garantía de resistencia, han contribuído al desarrollo de la industria del concreto premezclado en diferentes países.

El progreso de la tecnología del concreto, así como la modernización de los equipos de producción, hace necesario la revisión de las normas y de esta manera se demuestra cómo es necesario que la normalización se entienda como un proceso contínuo en el cual, la participación de los diferentes sectores en forma contínua establece los criterios comunes de aceptación y rechazo del concreto en cualquier país.

Se relacionan los incentivos que tienen todos estos sectores que deben participar en la elaboración de las normas, con el objeto de promover la creación de Comités respectivos que empiecen a establecer los criterios que sean la base para el principio de un entendimiento en cualquier país.

Finalmente se describe el desarrollo del proceso de la elaboración de las normas con una especial mención a los diferentes obstáculos que se encuentren, el objetivo, es dar a conocer la forma de cómo grupos similares los han superado con la experiencia de elaboración de normas en México. Se llega al detalle de cómo lograr una mayor asistencia, cómo obtener una representación más amplia, cómo dirigir las discusiones, qué clase de apoyo se necesita de las asociaciones de productores y cuáles son las fuentes de información para los proyectos de normas.

1.- Necesidad de la norma para cualquier industria:

Independientemente que la ausencia de normas permite una competencia desordenada y desleal, las normas son necesarias en una industria, puesto que es uno de los tres vértices del desarrollo de ella misma: la práctica en primer lugar, las normas y en un tercero la investigación.

Por muy incipiente que cualquiera de estos vértices del triángulo se encuentren, se desarrolla en cuanto los otros dos o aún uno de ellos crece. Todo ésto opera implícita o explícitamente, se toman modelos de normas extranjeras si no existen las nacionales. La necesidad de normas en un país puede ser tal en un momento dado, que obliga al establecimiento de los Comités de Normalización. Generalmente los desarrollan las entidades que representan a los propietarios de las obras en el caso de la construcción, pero el usuario directo del producto o sus representantes son los primeros que especifican. Lo hacen de una manera aislada y según criterios diversos derivados de la copia o uso de normas extranjeras. La industria en este momento sufre una desorientación, en la cual se ve exigida por diversas entidades que consumen su producto. Lo que es bueno para una de ellas es malo para otra, cuando se satisfacen los requerimientos de la segunda, la primera tiene una nueva exigencia. En esta situación los conflictos contínuamente se repiten, por lo encastillado de las posiciones, a veces dogmáticas, que no logran ningún acercamiento entre las partes: productor y consumidor. Los métodos de prueba se justifican encareciendo las pruebas de verificación y control de calidad. Se importan problemas de otros países al usar caprichosamente normas extranjeras.

Es así como se vuelve urgente crear los Comités de Normas para la industria, se impone sentar en una mesa a los involucrados en las especificaciones del uso de un producto para estandarizar los métodos de prueba, para uniformizar los criterios de aceptación y rechazo, en fin, se hace necesario explicitar lo que se ha desarrollado implícitamente en la práctica de la producción, entrega y consumo. Poner de acuerdo a todos, autoridades, productores y consumidores, se hace indispensable en un momento dado para conservar la posibilidad de operación de una industria.

2.- Las normas y su papel en el progreso tecnológico del concreto:

La práctica de la construcción está basada, debido a su propia naturaleza en: conocimiento. Existen básicamente solo dos fuentes para este conocimiento: investigación y experiencia. Consideremos cómo este conocimiento es o puede ser transmitido desde su fuente de origen hasta el ingeniero que lo ha de aplicar en la práctica.

En la vida de un constructor debemos considerar dos fases o períodos. El primero es aquel de la educación académica, al final del cual se obtiene un título. En este período las fuentes de conocimiento para el estudiante son principalmente indirectas; o sea, que él recibe el conocimiento casi exclusivamente de sus maestros y de sus libros; relativamente poco lo recibe de participación directa en investigación o de experiencia. El maestro puede haber obtenido su conocimiento directa o indirectamente. En otras palabras, el maestro puede ser un investigador o un constructor que participa en la práctica y por lo tanto, transmite al estudiante conocimientos que ha obtenido de primera mano; o bien, el maestro puede haber dedicado --

bastante tiempo al estudio de los resultados de investigaciones, y a coleccionar y dirigir esta información para que sea transmitida a los estudiantes. En muchos casos los resultados de investigaciones y de la experiencia han sido condensados en libros de texto de donde el estudiante puede obtener sus conocimientos bajo la guía de su maestro.

El proceso de obtener conocimiento académico tiene sin embargo, una limitación. El conocimiento obtenido por el estudiante no puede ser mayor que aquel que existía durante el tiempo que él estuvo en la escuela. Realmente, en la mayoría de los casos, las escuelas y los profesores no pueden mantenerse completamente al día, y el conocimiento que el estudiante recibe es por lo menos de dos o tres años antes. Mientras se trate de las ciencias básicas, matemáticas, etc., el conocimiento probablemente no cambia mucho con el tiempo; pero la ingeniería es una profesión que se está expandiendo constantemente y nuevos conocimientos se le agregan cada día. Esto quiere decir simplemente que el ingeniero debe continuar aprendiendo y estudiando, aún después de que ha recibido su título. Se considerarán ahora los procedimientos por medio de los cuales el conocimiento es adquirido en esta segunda etapa en la carrera del profesionista.

Las fuentes de conocimiento son aún las mismas: investigación y experiencia. Como el ingeniero está ya practicando su profesión, una parte de este conocimiento adicional provendrá de su propia experiencia, o quizá de sus propias investigaciones, si es que tiene la oportunidad de hacer algunas. Esto no es suficiente, sin embargo, ya que el constructor debe también beneficiarse de las investigaciones y experiencias obtenidas por otros en la profesión.

Si suponemos que los resultados de estudios y los frutos de la experiencia se hacen públicos en artículos técnicos (en la revista del ACI, por ejemplo), es entonces por lo menos posible teóricamente que el constructor aumente su conocimiento acudiendo a estas fuentes de información. Esto es obviamente un procedimiento muy deseable y hay sin duda muchos ingenieros que tienen el tiempo, la habilidad y la paciencia de hacer estudios detallados de los reportes de investigación y artículos técnicos, de obtener las porciones de información de más importancia, y de aplicarlas directamente a su práctica profesional.

Sin embargo, excepto para aquellos ingenieros realmente prominentes, parece que el proceso de estudio individual de los resultados de investigaciones o artículos técnicos, algunos basados en la experiencia directa de campo, puede ser reemplazado por un proceso alternativo en donde un pequeño grupo de profesionistas forma un Comité para estudiar colectivamente los resultados de investigaciones y la práctica en vigor. Este grupo entonces, a través de su juicio colectivo, puede preparar un resumen del conocimiento existente que resulta en un grupo de recomendaciones y normas para diseño y construcción, que ahora conocemos como una especificación o una norma. Se ve entonces que las normas de las construcciones son, o pueden ser, un medio efectivo y potente de coleccionar y diseminar conocimiento. Este conocimiento proviene de investigación y de experiencia ganada en la práctica. Se usa en la práctica, y naturalmente, también en la Universidad.

Esta es una razón por la cual una norma se interpone frecuentemente entre los resultados de la investigación y su aplicación a la práctica. Otra razón es que las normas son casi siempre restrictivas de una o más maneras y se encuentra a menudo que

los resultados de investigaciones no pueden ser aplicados directamente por el constructor porque se obtienen diseños que no están permitidos por las normas. En tales casos, los resultados de la investigación tienen que modificar las normas antes que puedan modificar la práctica.

Se ilustra en la figura el complejo flujo de conocimiento entre la investigación, las normas y la práctica. Este es como se dijo, un diagrama completo pero realista.

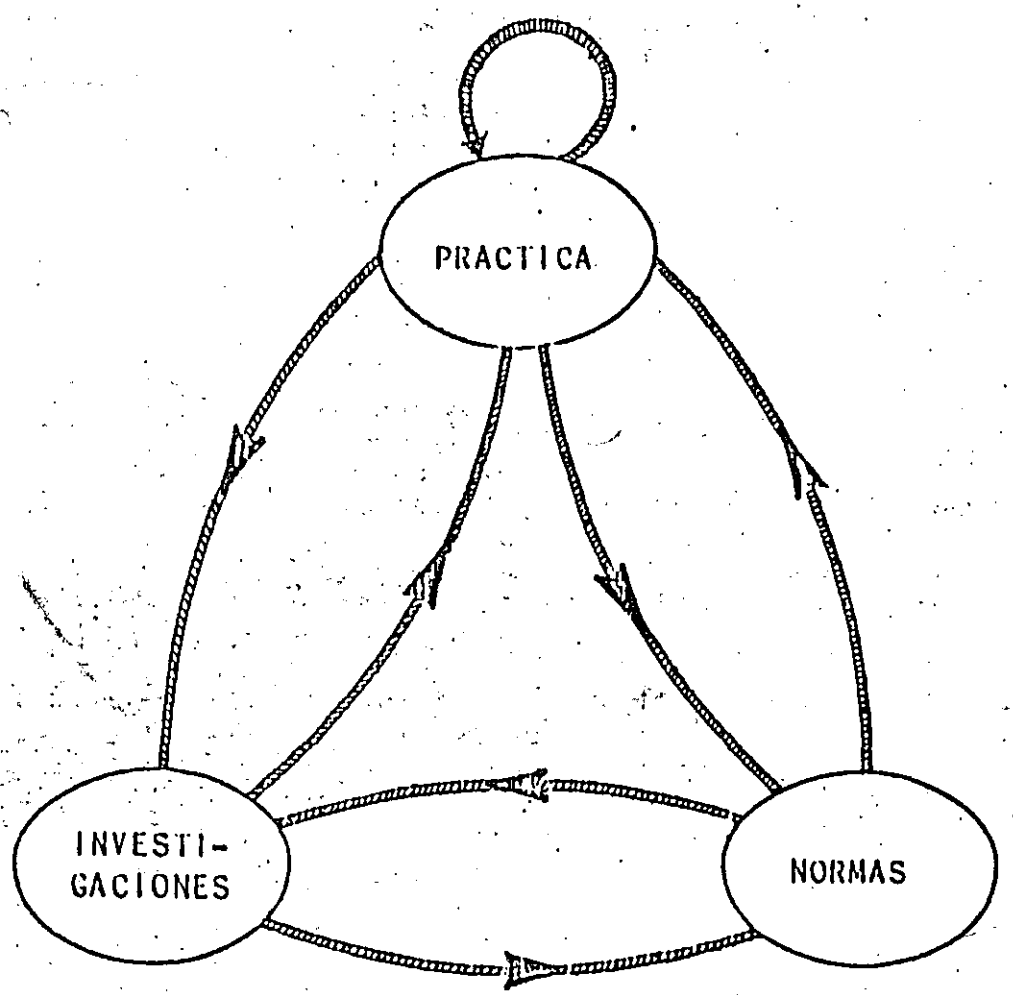
La práctica, naturalmente, se originó primero, y durante un tiempo, era completa dentro de sí misma. En otras palabras el conocimiento ganado de la experiencia en la práctica revertía a ella misma como se indica por la flecha de la parte superior de la figura. Esto todavía se verifica hoy, pero muy limitadamente. El constructor puede naturalmente utilizar el conocimiento ganado de su experiencia en su propia práctica, siempre que al hacerlo no viole ninguna especificación de las normas existentes. Por otra parte, el constructor puede utilizar directamente el conocimiento de la experiencia de otros, siempre que estas experiencias hayan sido publicadas en artículos técnicos o libros de texto, y siempre que él tenga la habilidad y la paciencia para estudiar esas fuentes y absorber y aplicar el conocimiento que ellas contienen. En muchos casos el conocimiento de la experiencia de otros fluye primero hacia el Comité que escribe la normalización y después hacia la práctica, como se muestra en la figura.

Analogamente, el conocimiento obtenido de la investigación debería en condiciones ideales influenciar la práctica directamente. Pero bajo los sistemas actuales es mucho más probable que fluya hacia la normalización donde se incorpora con el conocimiento ganado de la experiencia, antes de hacerlo utilizable en la práctica.

A pesar de que las normas se interponen entre las fuentes de conocimiento y las personas que deben usarlo en la práctica, y ésto es sin duda restrictivo, esta interferencia no es necesariamente mala. Aunque es muy deseable que el conocimiento obtenido de cualquier fuente se utilice tanto como sea posible y para el beneficio de todos, es igualmente importante que este conocimiento se use correctamente y que no se permita una mala aplicación de él. Por ejemplo, no toda la investigación es igualmente buena, no todos los resultados de una investigación son igualmente válidos, y muchas investigaciones no pueden ser aplicadas directamente a la práctica excepto por un constructor que tenga una experiencia considerable y que posea un sentido de precaución basado en esa experiencia.

Analogamente, el conocimiento ganado de la experiencia es frecuentemente muy limitado en su campo de acción, y siempre existe la posibilidad de que pueda ser extrapolado a aplicaciones para las cuales no es válido. En muchos casos, la función de la investigación es determinar los límites de aplicabilidad del conocimiento obtenido de la experiencia, o extenderlos, o definirlos para que pueda ser aplicado por todos con seguridad.

Por lo tanto, se ve que la combinación de la investigación y la práctica en la norma es potencialmente capaz de obtener lo mejor de cada una, presentando a la profesión una síntesis de conocimiento y prácticas actuales.


PRACTICA
INVESTI-
GACIONES
NORMAS

3.- Características especiales de las normas del concreto premezclado:

El concreto premezclado dentro de los materiales para la construcción, es uno de -- los más probados por diversas razones inherentes a la naturaleza del mismo: el concreto premezclado no se puede almacenar, aún una vez entregado, su calidad medida - por la resistencia, se conoce hasta que cumpla la edad de 28 días; y tercero, porque no siendo un material homogéneo, esta medida de su calidad, que es la resistencia, da valores que según una curva de distribución normal y que por lo tanto deben ser analizados mediante las matemáticas estadísticas.

3.1 Para hacer un concreto "bueno" es necesario hacerlo "bueno" antes de hacerlo. Esta afirmación es consecuencia de la imposibilidad de almacenar, muestrear, - probar y por lo tanto, certificar la calidad de un lote determinado como puede hacerse con otros productos de la construcción, tales como el tabique, el block, el tubo, etc.

Por lo tanto las normas del concreto premezclado nos hablan de cómo hacer bueno el concreto antes de hacerlo y por lo tanto, hablarán de la calidad de la - materia prima usada, hablarán también de los procedimientos para la recepción, manejo y almacenamiento de estos ingredientes: cemento, agregados, agua y aditivos. Sobre la medición en básculas de las proporciones que deben de ponerse, las normas se extienden mucho y exigen la precisión de las básculas, la secuencia de carga y descarga de ellas. En algunos países los fabricantes de plantas para producir concreto premezclado, ofrecen sus productos bajo ciertas especificaciones que cumplen con estas normas.

Las normas por esta misma razón se extienden mucho sobre el mezclado del con-- creto, son muy precisas al señalar los tipos de mezclado con relación al volumen que se mezcla en ellas y la velocidad de rotación de las revolvedoras montadas en camión. Los fabricantes asociados de revolvedoras para montar en camión ofrecen productos estandarizados para cumplir con estas normas.

Las normas también nos hablan de los límites de tolerencia para la entrega del concreto y las condiciones de la consistencia del concreto en el momento de esta entrega, determinando las tolerancias de la prueba del revenimiento.

3.2 El concreto es "usado" cuando todavía no se sabe si es "bueno", la medida de - la calidad y por tanto de la aceptación o rechazo del concreto, es la resistencia a la compresión, el fraguado y alcance de resistencia inherente al cemento y por lo tanto al concreto, obliga a esperar la edad en que se garantiza un nivel de resistencia especificado; por lo tanto, las normas hablarán de este nivel de resistencia y la edad a la que debe ser alcanzada mientras el concreto ya fue transportado, colocado, vibrado y curado.

En este momento se me antoja todo lo expuesto como una serie de asuntos muy conocidos por todos los productores de concreto, pero que son básicos para entender la diferencia de las normas de calidad y pruebas que tiene el concreto contra otros materiales de la construcción.

Debido a esta espera "peligrosa" de saber si la calidad es la adecuada, ha - - obligado a que los métodos de prueba sean seguidos al pie de la letra de lo --

que las normas especifican, las normas de muestreo, revenimiento, elaboración y curado de especímenes y determinación de resistencia a la compresión mediante la ruptura de los especímenes han sido elaboradas y revisadas contínuamente en forma minuciosa y escrupulosamente. Cualquier desviación de lo dicho en -- las normas provoca conflictos que vuelven hacer necesario la revisión. Programas de prueba entre varios laboratorios han sido desarrollados para determinar la precisión de muchos de éstos métodos.

3.3 Debido a que el concreto no puede considerarse como un material homogéneo y mucho menos son homogéneos o parecidos los especímenes de prueba del concreto, - aún después de haber seguido todo lo especificado en las normas para la producción del concreto y haber seguido todos los métodos de muestreo y pruebas fielmente, los resultados del concreto se dispersan dentro de una gama de valores que comparándolos con otros resultados de pruebas de otros materiales de construcción, es demasiada amplia.

Se impone la pregunta "qué tan bueno es suficientemente bueno", las normas por esta razón especifican las tolerancias de falla abajo de una resistencia que - en algunos países se llaman Especificado, en otros Resistencia Característica, o bién, optan por la prescripción de cantidades determinadas de cemento, agregados y agua, asumiendo la responsabilidad del nivel de resistencia requerida. De tal manera que existen dos clases de mezcla: mezclas bajo la especificación de resistencia y mezclas prescritas.

En algunos países para las mezclas bajo especificación de resistencia, las normas especifican el promedio que debe alcanzar todos los especímenes de prueba y la desviación estándar, en vez de la tolerancia de fallas del porciento de - fallas tolerado. En otras ocasiones, el promedio de un cierto número de pruebas consecutivas es exigido que no baje de un mínimo; esta última forma incluye la especificación de un promedio y una desviación estándar y se puede probar matemáticamente que cubre más adecuadamente el problema de la medición de la resistencia del concreto, por lo tanto su control de calidad.

4.- Incentivos para la creación o participación en un Comité de Normas de concreto premezclado:

En el Segundo Congreso Iberoamericano, se apuntaron los incentivos para la participación de los productores en un Comité de Normas y todo lo dicho hasta el momento - hace atractivo o del interés del productor la normalización del producto y su prueba; sin embargo, conviene puntualizar cuales han sido estos incentivos en los últimos años en la experiencia en México.

El incentivo económico.- El tener un producto normalizado para la industria del - concreto en México, ha significado la eliminación de malentendidos en la compra y - en la venta del concreto, estos malentendidos ocasionaban retrasos al consumidor y costos de comprobación de pruebas de concreto endurecido al productor.

El consumidor ha entendido que la norma admite un porcentaje de fallas y al participar en la elaboración de una norma o bién, a través de la preparación académica del ingeniero o arquitecto. El constructor en los casos extraordinarios de una falla -

atiende los reportes de los laboratorios de prueba y a través de memorándums o advertencias de los mismos de posibles fallas dadas en base a los reportes de resistencia a edades tempranas, tres y siete días generalmente. El consumidor actualmente se comunica con la planta para dar a conocer esta advertencia del laboratorio y está atento a los resultados a la edad especificada. En algunas ocasiones lleva un control estadístico para controlar que el porcentaje de fallas quede dentro de los límites tolerados; en otras ocasiones permite que el personal técnico de las compañías sea informado de todos los resultados de su obra y este personal puede analizar más oportunamente estas anomalías.

Por lo general, el productor actualmente elabora una sola clase de concreto con un solo grado de calidad, simplificando su comercialización y producción. Su control de calidad por esta razón tiene una sola referencia, pudiendo controlar por diversos sistemas el cumplimiento de las normas, ofrece un producto de consumo masivo, ya sea para el contratista mayor o para el pequeño consumidor, pudiendo ofrecer las mismas garantías en ambos casos. Todas las compañías en México se disponen a ofrecer el producto que ofrezca la calidad "A" de la Norma Oficial Mexicana.

Mejoramiento de la imagen de la industria.- La participación en los Comités de Normas amplía las relaciones de la industria en el medio técnico de la construcción. En estos Comités se debe lograr la participación de los sectores de los gobiernos, que pueden ser los consumidores más importantes en una etapa dada; pero también deben lograrse la participación de las Asociaciones de constructoras que representan a un consumidor quizá más pequeño o al gran constructor que trabaja a su vez en los contratos con el Gobierno. Al normalizar el concreto, la industria ha dado un servicio a los constructores contratistas del Gobierno, puesto que la norma logra especificaciones racionales en contra de la imposición de especificaciones de un organismo gubernamental, que quizá tenga un aparato técnico más especializado en concreto premezclado en los staff técnicos de las compañías constructoras. Los contratistas se ven defendidos al comprar y a su vez vender el concreto bajo normas que el productor y el Gobierno están oficializando. De esta manera la industria al dar un servicio en estos Comités hizo su imagen más técnica, más seria puesto que adquiere el compromiso de cumplir una norma. Hay implícito un reconocimiento a una aportación de la industria.

Unifica criterios.- En México antes de la actividad de estos Comités de Normas, para la industria era necesario servir concreto que cumpliera especificaciones no diversas, tanto de organismos oficiales como particulares, ya sean nacionales o extranjeros. Los criterios de estas normas tanto para la calidad del concreto, como para los métodos de prueba, provenían de diversas instituciones y por lo tanto ponían diferentes énfasis en cada una de las características del concreto. Unos buscaban permeabilidad en el concreto, otros resistencia, otros durabilidad, etc., y en el mismo concreto podría satisfacer una de las especificaciones, pero no la otra.

Oficializa una actividad.- Al aceptar todos los sectores involucrados en el proceso de la producción y construcción con concreto la Norma Oficial, el productor tiene el incentivo de poder defender su producto que cumple con esta norma, delante de autoridades que exigen un grado de calidad demasiado alto para el servicio último que va a dar en elemento estructural construido con el concreto premezclado. Los Comités de Normalización de materiales para la construcción en México, son constituídos y reconocidos en la Ley General de Normas, por lo tanto las normas que ellos

aprueben son oficiales y deben reconocerla todo organismo gubernamental.

Desarrollo del personal técnico de las industrias.- El personal técnico de las compañías al participar en los Comités de Normalización, conocen las experiencias de otros profesionistas que se han dedicado al concreto y con ésto se amplían sus conocimientos sobre su especialidad.

5.- Cómo nace un Comité de Normas:

Los Comités de Normalización deben ser grupos de expertos que voluntariamente "se quitan el saco, se arremangan las mangas de la camisa y sacan el lápiz" para emprender su tarea. Deben ser personas que se esfuerzan por conseguir el beneficio mutuo que se logra a través del consenso.

Las normas necesitan del apoyo de pruebas, las personas expertas pueden ofrecer estas pruebas, ya sea realizadas en el pasado por ellos mismos o ya sea de su conocimiento personal alguna experiencia que demuestre la validez de las proposiciones que se discutan. Hechos y no opiniones son lo que estos expertos ofrecen. En algunas ocasiones son ellos los más indicados para organizar en las instituciones que pertenecen la investigación necesaria. Generalmente están en sus manos la organización de los laboratorios y la investigación que realicen será la necesaria y no la innecesaria. Estos Comités de expertos son indispensables eslabones para lograr la aplicación de la investigación en la práctica.

Las personas que elaboran una norma deben ser representantes de todos los sectores involucrados. Estos sectores son los productores, los usuarios y los representantes del interés general de la sociedad que generalmente en el caso de la construcción, lo cubren expertos del sector oficial.

Es ideal que en un Comité, no exceda el número de los representantes de los productores al de los consumidores; es también ideal que el coordinador del Comité no sea un representante de los productores para evitar que se imponga su criterio. Es una necesidad que el Comité escuche a todos los individuos calificados para emitir una opinión. Es también una necesidad que los miembros de un Comité estén dispuestos a que sus sesiones estén abiertas a visitantes. Pero, si estas condiciones ideales no pueden darse, por el desconocimiento o falta de interés en la normalización, es absolutamente recomendable empezar con el grupo de voluntarios decididos a emprender la tarea para lograr los primeros proyectos de normas. Los consumidores, o bién los representantes oficiales se verán obligados a hacer las objeciones, que deberán ser salvadas por actitudes persuasivas de ambas partes. Por lo tanto, las personas que forman los Comités deberán tener cualidades de apertura y consideración muy especiales.

En México y quizá dado el desarrollo de la Normalización Internacional en el concreto, un grupo que intenta una norma de calidad y sus respectivas normas para los métodos de prueba, empieza con la elaboración de un proyecto nacional teniendo en cuenta las Normas Extranjeras. El paso inicial ideal es quizá cuando se establece un grupo con una tarea: hacer un proyecto de norma que debe estudiar el Comité desde la base de la experiencia práctica de todos los días y sin recurrir a ningún proyecto extranjero. El Comité discute estos proyectos en sesiones, párrafo por párrafo.

Dependiendo del desarrollo de los Comités de Normalización, el anteproyecto por medio de la discusión en el Comité pasa hacer un proyecto de norma. Mucho cuidado debe ponerse en que este proyecto sea encuestado porque las disposiciones contenidas en la norma deben ser conocidas por el mayor número posible de personas en el medio. Es muy frecuente escuchar objeciones serias a una norma después de estar aprobadas y publicadas. Además, es necesario tener abierta la oportunidad a la revisión posterior de una norma. En los países altamente desarrollados esta revisión se hace periódicamente por sistema.

PRINCIPIOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO HIDRAULICO Y SU APLICACION EN LAS OBRAS DE CONSTRUCCION URBANA Y PESADA

4.- REGLAMENTOS DE CONSTRUCCION

Un Reglamento de Construcciones a diferencia de lo que son las normas y especificaciones del concreto, regula todas las operaciones necesarias para la obtención de estructuras que satisfagan condiciones mínimas de seguridad, higiene, comodidad e integración al contexto en que se realicen. Regula por lo tanto, permisos y planos; supervisión; especificaciones; materiales; calidad del concreto; mezcla y colado; cimbras; tuberías ahogadas y juntas de construcción; detalle de refuerzo; análisis y diseños; resistencia y servicialidad; cargas axiales y de flexión; cortante y torsión; desarrollo de refuerzo; sistema de losas, muros y zapatas; concreto prefabricado y presforzado; elementos de placas delgadas y cascarones; y evaluación de la resistencia de estructuras existentes.

Por el contrario, la calidad y las pruebas de los materiales empleados en la construcción, están cubiertos por las referencias a las especificaciones de las Normas Oficiales Mexicanas (NOM). El funcionamiento de los laboratorios está acreditado por una autoridad competente, complementando con ésto la normalización de la calidad de los productos y de sus métodos de prueba.

En nuestro país, esta labor la hace la Dirección General de Normas (D.G.N.) como cabeza rectora del Sistema Nacional de Acreditamiento de Laboratorios de Pruebas (SINALP), auxiliada por un Comité de expertos en especificaciones y pruebas de la Industria de la Construcción.

Las especificaciones son diferentes de las normas de la siguiente manera: Especificación es lo que quiere el cliente o usario; es lo que determina la función para la que fue diseñado un elemento estructural. Las especificaciones a fuerza de ser repetidas por haber demostrado ser eficaces para cumplir la función que las generó, pasan a ser normas de construcción y así los organismos que elaboran estas normas las adoptan como requisito. Pero aún así, si existe una especificación más estricta por alguna razón especial, las normas generales como las NOM o las ASTM reconocen que imperará en la construcción la especificación especial sobre lo que especifique la norma.

El Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-83), se ha elaborado de modo que pueda emplearse como parte de un Reglamento de Construcciones legalmente adoptado y por lo tanto, difieren en forma y en esencia de los documentos que proporcionan especificaciones detalladas, prácticas recomendadas y procedimientos completos de diseño o ayudas de diseño. Estos últimos son desarrollados por Comités de especialistas en cada una de estas materias y generalmente especifican requisitos más estrictos.

Cualquier autoridad, considerando su deber esencial de otorgar y brindar a los gobernados los servicios de seguridad en las edificaciones e instalaciones de concreto, establece los requisitos técnicos a que deberán sujetarse las construcciones que se realicen en su jurisdicción. Por esta razón, el Gobierno del Departamento del Distrito Federal emite su Reglamento de Construcciones. Este Reglamento es de carácter muy diferente al mencionado anteriormente del ACI; obliga al constructor a cumplir con lo ahí especificado, puede estar basado en parte, en criterios de otro Reglamento y en efecto en nuestra nación, los reglamentos, normas y especificaciones son influenciados por la práctica norteamericana en la construcción.

En todo caso, un Reglamento no puede sustituir ni el conocimiento, ni la experiencia, ni el criterio del Ingeniero. Un Reglamento de Construcciones establece solamente los requisitos mínimos necesarios para proporcionar salud y seguridad pública. Para cualquier estructura, el propietario o el estructurista pueden requerir que la calidad de los materiales y la construcción sea superior a los requisitos mínimos necesarios, que establece el Reglamento para proteger al público o al elemento estructural cumpla con su función eficazmente.

Considerando las experiencias adquiridas en razón de los sismos ocurridos el 19 y 20 de septiembre de 1985, y con la intención de reducir el nivel de riesgo para los habitantes del Distrito Federal, el Gobierno del Departamento del Distrito Federal, expidió un nuevo Reglamento de Construcciones basado en algunas modificaciones al que tenía vigente antes del 6 de julio de 1987, fijando requisitos y restricciones para toda clase de construcciones, adjudicándose la vigilancia del cumplimiento y observancia de esas disposiciones técnicas.

Dentro de estas modificaciones, creó la existencia de un concreto diferente al que venía especificándose en los anteriores Reglamentos; por lo tanto, reconoce la existencia de dos clases de concreto que denomina con los números 1 y 2. Esto es un ejemplo de cómo un Reglamento puede especificar dos clases de concreto en función de las diferentes características del subsuelo, de la altura e importancia de las edificaciones, por lo que nos da una idea de la diferencia que hay entre el Reglamento y las especificaciones. Las normas en el texto de un Reglamento son referencias a la calidad y prueba de los materiales empleados en la construcción, dentro de la jurisdicción del Reglamento.

Un Reglamento no tiene carácter legal a menos que lo adopte un cuerpo gubernamental que tenga jurisdicción para reglamentar el diseño y la construcción de edificios, por ejemplo, el Reglamento del ACI donde no se haya adoptado legalmente el Reglamento, puede servir como referencia de una buena práctica, aunque no tenga carácter legal.

Un buen Reglamento deberá tener como objetivo, evitar o solucionar conflictos entre propietario, ingenieros supervisores, director responsable de obra, estructurista, laboratorio de verificación, contratista y productor de los diferentes materiales de construcción. No puede definir la responsabilidad del contrato de cada una de las partes en una construcción común, pero su objetivo será planear para prevenir problemas.

PRINCIPIOS GENERALES SOBRE EL CONCRETO HIDRAULICO Y SU APLICACION EN LAS OBRAS DE CONSTRUCCION URBANA Y PESADA

5.- ORGANIZACIONES QUE ELABORAN NORMAS, ESPECIFICACIONES Y REGLAMENTOS EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

Dirección General de Normas (D.G.N):

Elabora normas para la calidad de los productos, métodos de prueba de éstos y funcionamiento de los laboratorios que usan esos métodos de prueba para saber si los productos cumplen con las normas de calidad especificados. Se auxilia de los Consejos Consultivos de Normalización y de los Comités de expertos del SINALP; porque una autoridad no puede ser perita en todo y además tiene que conocer a las partes involucradas en una industria para promover y obtener el consenso de todos los participantes.

American Concrete Institute (A.C.I.):

Es un organismo de carácter privado que aglutina en sus labores a profesionistas expertos en todas las actividades que se realizan alrededor de la construcción de elementos de concreto. Tiene un gran prestigio mundial y desarrolla sus actividades técnicas en una forma ejemplar de apertura y dedicación que significan un muy amplio intercambio de conocimientos, experiencia de sus agremiados en la investigación y desarrollo de la construcción de concreto. Esta labor la hace reuniendo a los expertos más reconocidos en Comités de una infinidad de aplicaciones de la construcción del concreto.

Los Comités elaboran reportes de prácticas recomendadas en procedimientos de construcción y del conocimiento de nuevas aplicaciones de nuevos materiales de concreto. Para México, ha tenido una gran influencia por la cercanía con los Estados Unidos, que es el país de origen, teniendo tres grupos regionales en la Ciudad de México, Guadalajara y Monterrey. Los ingenieros mexicanos, miembros de estos grupos están interesados en la información técnica contenida en las revistas y reportes de sus Comités. Adquieren una muy valiosa capacidad para resolver problemas mexicanos.

Estos reportes generan especificaciones que no obligan, a menos que se acepten voluntariamente por las partes interesadas. Uno de estos Comités, el 318 ha elaborado el Reglamento de las Construcciones que opera como se ha descrito anteriormente.

American Society for Testing and Materials (A.S.T.M.)

Otro organismo privado que realiza por medio de Comités similares a los del A.C.I.

unas normas que regulan la producción y prueba de los materiales y servicios en lo Estados Unidos de Norteamérica. No reportan procedimientos de construcción, solo - procedimientos de prueba estandarizados en base a la experiencia de sus miembros. - Fija además los requisitos que deberán cumplir los materiales y servicios en normas de calidad.

La Calidad es especificada por el cumplimiento de requisitos necesarios para una -- función determinada. Determina en los métodos de prueba el nivel de precisión de - la misma.

Otras:

International Organization for Standardization (I.S.O.):

Igual que la A.S.T.M. a nivel internacional.

The International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures (RILEM):

Igual que la A.S.T.M. a nivel Europeo, con alguna influencia en el cono sur de Latinoamérica.

International Laboratory Accreditation Conference (ILAC):

Igual que el SINALP a nivel internacional.

PARTES PRINCIPALES

Las partes principales que intervienen en la especificación, pedido, producción y uso del concreto premezclado, así como sus responsabilidades, son las siguientes:

El que especifica: (ingeniero, arquitecto u otro asesor profesional), es quien, en representación e interés de su cliente, prepara especificaciones claras y realizables del concreto, las cuales deberán incluirse en el contrato entre el cliente y el contratista.

Las cláusulas de las especificaciones deben incluir los puntos siguientes:

a) Características del concreto, incluyendo el criterio utilizado para juzgar su cumplimiento.
b) Producción del concreto.
c) Personal que elabora el concreto (1)

(1) Las especificaciones del concreto relacionadas con el manejo, colocación, compactación y curado del concreto, no forman parte del contrato entre el constructor y el productor.

El comprador del concreto premezclado (el constructor: contratista o dueño), es quien acuerda con el productor del concreto premezclado, los procedimientos y métodos de prueba para juzgar el cumplimiento y los requisitos de producción requeridos. Estos requerimientos son las bases del contrato a celebrarse con el productor de concreto premezclado.

El productor de concreto premezclado es una entidad con amplia capacidad técnica que elabora y suministra el concreto hasta las instalaciones de la obra, de acuerdo con las especificaciones del contrato celebrado con el comprador.

Supervisión. Está a cargo de una persona (ingeniero, arquitecto o responsable competente) designada por el propietario con el objeto de lograr una construcción satisfactoria, de acuerdo con los planos de diseño, especificaciones y disposiciones especiales.

Laboratorio de verificación de calidad. Es una entidad con vasta capacidad técnica que ejecuta pruebas para verificar la calidad del concreto. Este servicio es contratado, igualmente, por el propietario, el que especifica, el supervisor o el constructor.

Laboratorio de control de calidad. Es donde se realizan las pruebas necesarias para efectuar las modificaciones que aseguren la calidad del producto. Con la información oportuna de este tipo de laboratorio, el productor, quien ejecuta este control de calidad, vigila así todos los elementos que intervienen en el proceso productivo.

ESPECIFICACIONES DEL MATERIAL

Material	Tipo	Cumplen con:
Cemento	- Portland (Bajo en álcalis)	NOM C-1
	- Resistente a los sulfatos (Tipo II ó Tipo V)	
	- Resistencia rápida (Tipo III)	
	- Portland blanco	
	- Portland de escoria de alto horno	NOM C-175
	- Portland puzolánico (Puz-1)	NOM C-2
Agregados	- Ligeros	NOM C-299
	- Pesados	NOM C-111
	- Escoria de alto horno	
	- Tamaño máximo nominal 10 mm.	
	- Tipos especiales de concretos - arquitectónicos (color, forma, textura, etc.)	
	- De granulometría discontinua: (arquitectónicos, impermeables)	
Aditivos (Ver - 1.4.4)	- Retardante (Tipo II)	NOM C-255 ó ASTM C-494 ó ACI-212 y otras
	- Acelerante (Tipo III)	
	- Retardante y reductor de agua (Tipo IV)	
	- Acelerante y reductor de agua (Tipo V)	
	- Superfluidificante (Tipo VI)	
	- Superfluidificantes y retardante (Tipo VII)	
	- Impermeabilizante	
	- Inclusor de aire	
	- Expansores	
	- Expansores estabilizadores de volumen	
	- Colorantes	
	- Tipos o marcas específicas	Según acuerdo del comprador y productor, después de realizar pruebas que demuestren que no alteran la resistencia

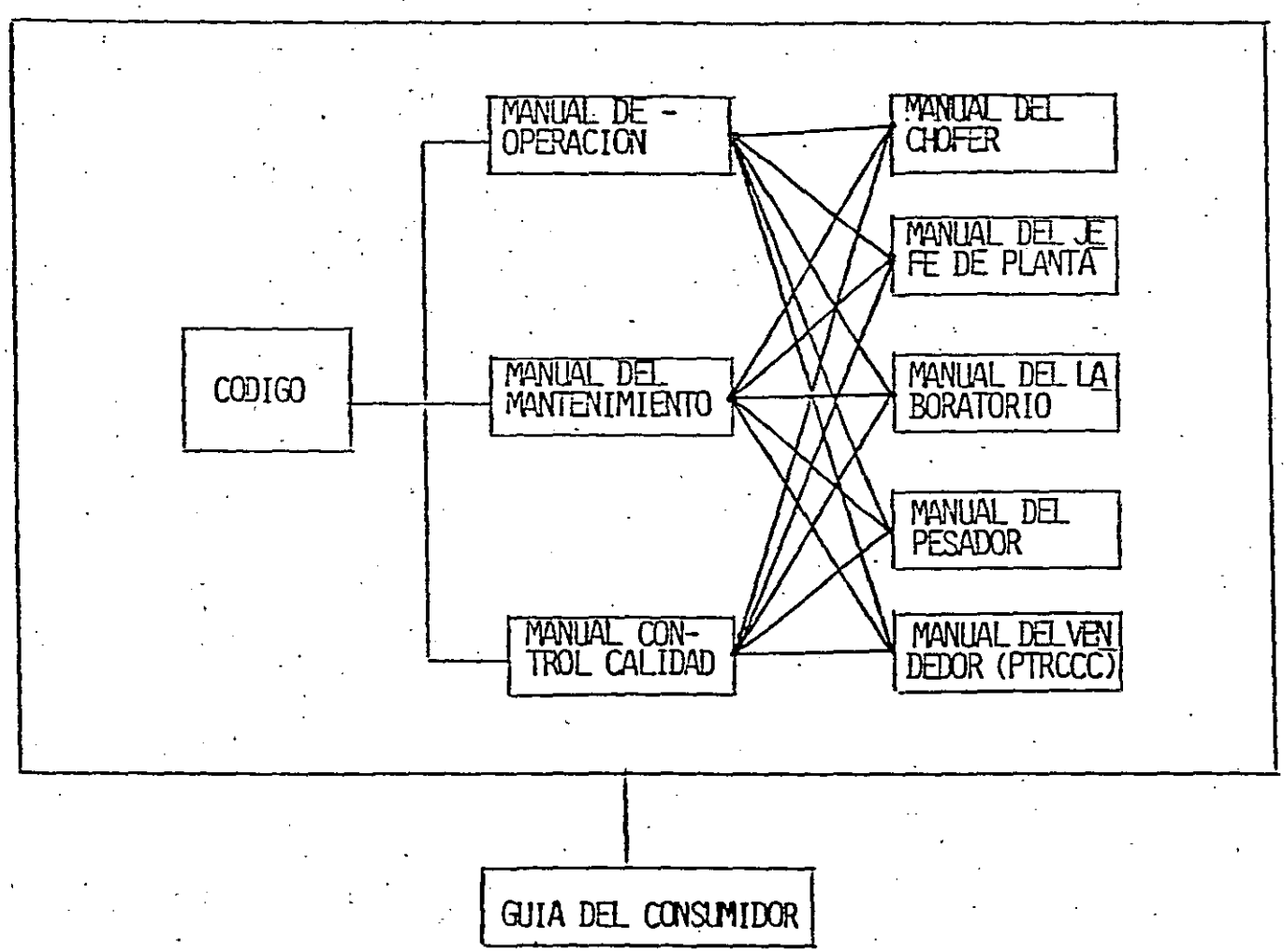
ESPECIFICACIONES PRACTICAS MAS IMPORTANTES

Concreto comercial	(Véase el inciso 1.4.1)
Cemento	Portland ordinario y/o Portland puzolánico.
Tamaño del agregado	20 mm y 40 mm
Tipo de agregado	De río o triturado
Trabajabilidad	(Véase el inciso 1.4.3)
Temperatura del concreto	Se recomienda suministrar el concreto con el mínimo de 10°C, y un máximo de 32°C.
Cantidades	Como mínimo 5 m3. Si el pedido es menor, se hará un cargo extra al cliente.
Tiempo	En el horario normal de trabajo.
Acceso	La obra deberá contar con un camino y espacio suficiente para realizar las maniobras de descarga.
Tiempo de descarga	Un máximo de 5 minutos por m3.
Frecuencia de entrega	Por acuerdo mutuo entre el productor y el comprador.
Condiciones especiales y métodos de colocación.	Por acuerdo mutuo entre el productor y el comprador.

DATOS PARA EL PEDIDO

1. Contratista	
2. Identificación del contrato: - Dirección de la obra - Nombre del contratista	
3. Tipo de contrato	
4. Autoridad especificadora	
5. Fecha de inicio de la obra (aproximadamente)	
6. Tiempo estimado de construcción	
7. Consumo diario de concreto (aproximadamente)	- Promedio - Máximo
8. Mezclas, resistencias, - - edad de la garantía y grados de calidad (A o B)	100 150 200 250 300 350 _ N R B
9. Trabajabilidad (revenimiento nominal en cm.)	10 14 18 _
10. Tamaño máximo del agregado en mm.	20 40 _
11. Cantidad a solicitar de -- concreto en m3.	

UN SISTEMA DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD



BIBLIOGRAFIA

1) "Algunos aspectos del pasado, presente y futuro del concreto"
Revista IMCYC Noviembre-Diciembre 1973
Ing. Cutberto Díaz Gómez
- se anexa copia -

2) "El concreto reforzado"
Texto IMCYC (Suplemento al No. 9 de la Revista IMCYC, Julio 1964)
Roger Díaz de Cossio, Juan Casillas y Francisco Robles

3) "Normas Oficiales Mexicanas"
Anexo de la Guía del Consumidor de Concreto Premezclado
Grupo Tolteca

4) Publicaciones del IMCYC, sobre procedimientos de construcción.
Consultar Catálogo de Publicaciones.

5) "ACI Manual of Concrete Practice"
Part 1, 1980: Materials and general properties of concrete.
Part 2, 1980: Construction practices and inspection.
Pavements.
Part 3, 1980: Use of concrete in buildings - design, specifications and related topics.
Part 4, 1980: Bridges, substructures, sanitary and other special structures.
Structural properties.
Part 5, 1980: Masonry.
Precast concrete.
Special processes.

6) "Annual Book of ASTM Standards 1987"
Section 4, Volume 04.02 Concrete and Aggregates

7) Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"
Gaceta Oficial del D.D.F., 6 de julio de 1987

8) "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto"
Gaceta Oficial del D.D.F., 26 de noviembre de 1987

9) "Guía del Consumidor de Concreto Premezclado"
2a. Edición
Grupo Tolteca

10) "El Control de Calidad del Concreto Premezclado"
Revista IMCYC No. 203
Ing. Alejandro Graf López

algunos aspectos del pasado, presente y futuro del concreto*

Cutberto Díaz Gómez**

INTRODUCCION

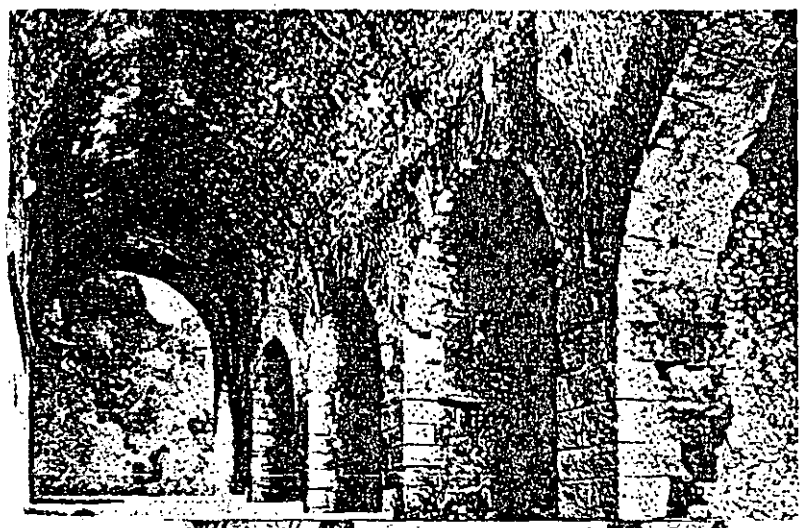
De manera simplificada, el desarrollo del concreto podría dividirse en las siguientes etapas:

- *sus orígenes*, en Roma, a fines del siglo 2 antes de Cristo
- *el olvido de su uso*, en el siglo 7 de nuestra era, después de la caída del Imperio Romano.
- *su redescubrimiento por los ingleses*, a mediados del siglo 18
- *la invención del concreto reforzado*, en Francia, a mediados del siglo 19
- *el esplendor del concreto reforzado*, entre 1880 y 1910
- *una etapa oscura*, de 1910 a 1920
- *la búsqueda de nuevos caminos*, entre 1920 y 1930
- *un renacimiento en los métodos de cálculo*, de 1930 hasta nuestros días, y
- *un resurgimiento del interés en el concreto como material*, de 1950 a la fecha

Con excepción de los métodos de cálculo recientes a continuación repasaremos parcial y brevemente, a base de ilustraciones, las etapas antes mencionadas:

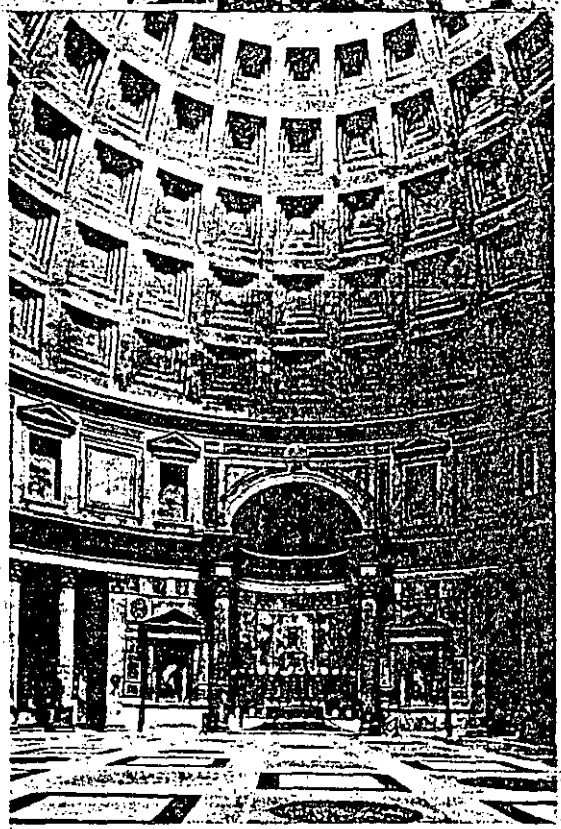
* Conferencia dictada durante la Sesión Plenaria de Clausura, *IX Congreso Nacional de Ingeniería Civil*, Mazatlán, Sin., noviembre 21 de 1973.

** Director Ejecutivo del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C. Ingeniero Civil, UNAM. Maestro en ciencias, Universidad de Illinois. Estudios sobre concreto preforzado en Francia. Egresado del Instituto Panamericano de Alta Dirección de Empresa. Miembro de varias sociedades profesionales y técnicas, del país y del extranjero, entre ellas el Colegio de Ingenieros Civiles de México; fue primer secretario del X Consejo Directivo, Miembro Fundador del Instituto Americano del Concreto, con el que colabora en los comités de actividades educativas y actividades internacionales.



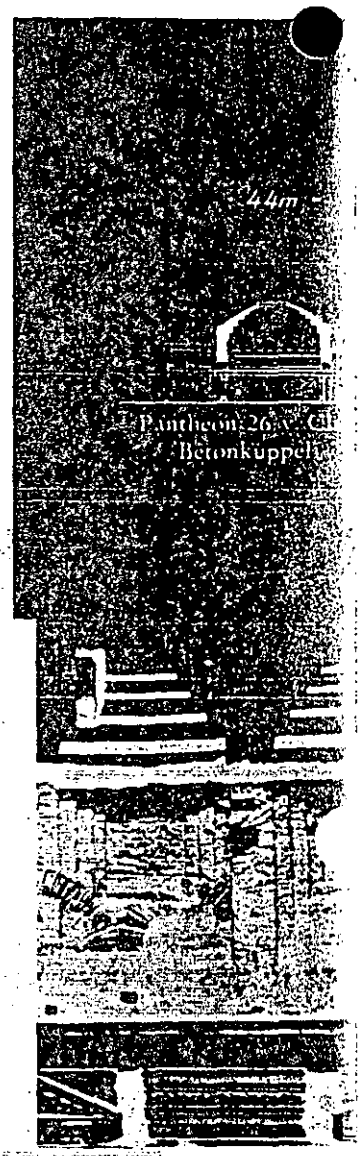
1

Una bóveda, construída alrededor de cien años antes de Cristo, representativa de los colados de esa época

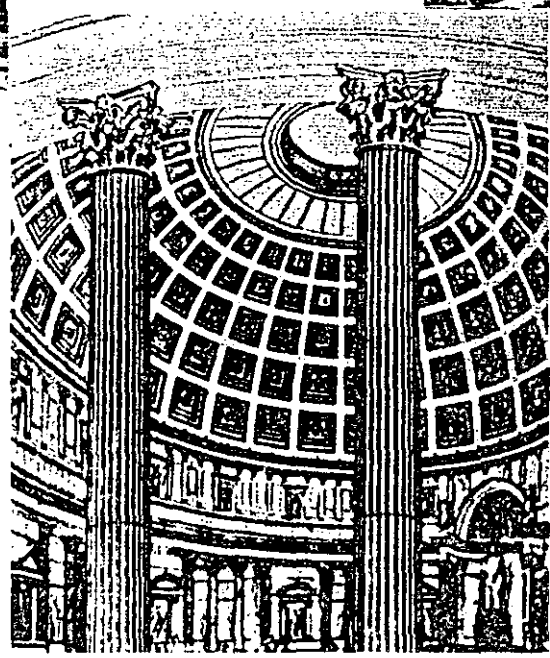


2

El Panteón, en Roma, construído por Agripa el año 27 antes de Cristo, y restaurado después de un incendio por Adrián el año 120 de nuestra era, ha desafiado el tiempo sin daños, y a partir del año 609 es la Iglesia de Santa María de los Mártires, abierta al culto en esa ciudad.

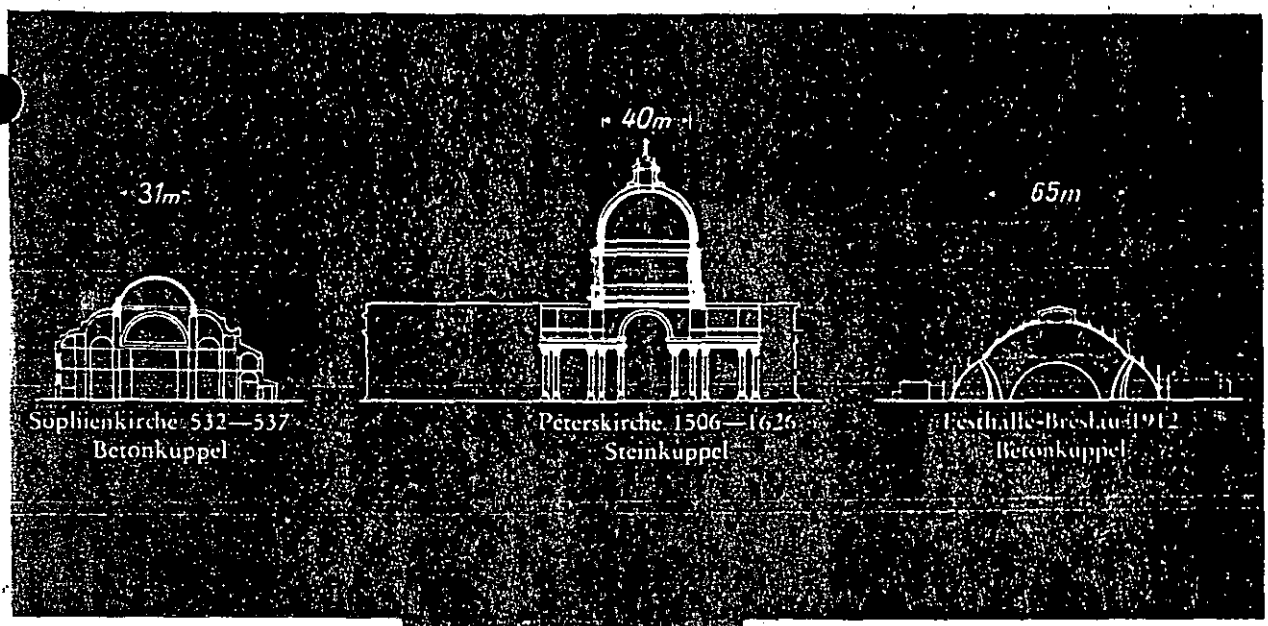


Un detalle de concreto utilizado



3

Su cúpula, de 44 m de claro, es de concreto simple. Todo el recinto no tiene ninguna ventana, la luz penetra por un lucernario de gran diámetro, abierto en su parte superior. La cúpula está aligerada por medio de casetones



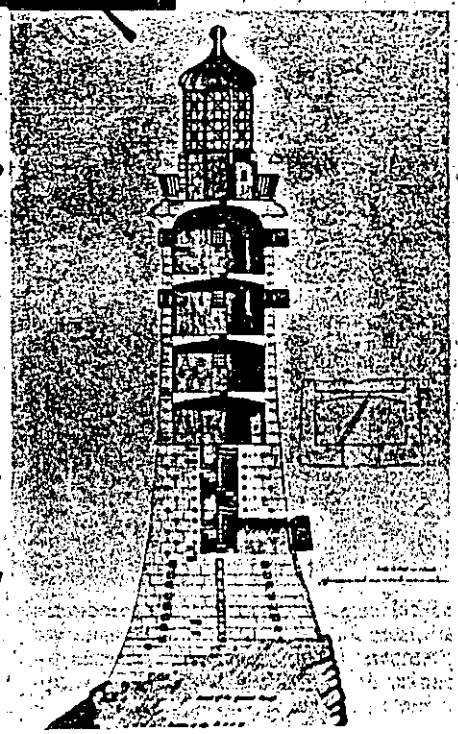
5

Se necesitaron muchos siglos para superar el claro de esta cúpula. La de la Basílica de Santa Sofía tiene 31 m, la de San Pedro en Roma 40 m, y la del Festival de Breslau, construída en 1912 en Alemania, 65 m.

4

6

El uso del concreto se olvidó hasta que John Smeaton lo redescubrió en 1756 durante la reconstrucción del Faro de Edystone en la costa sur de Inglaterra.



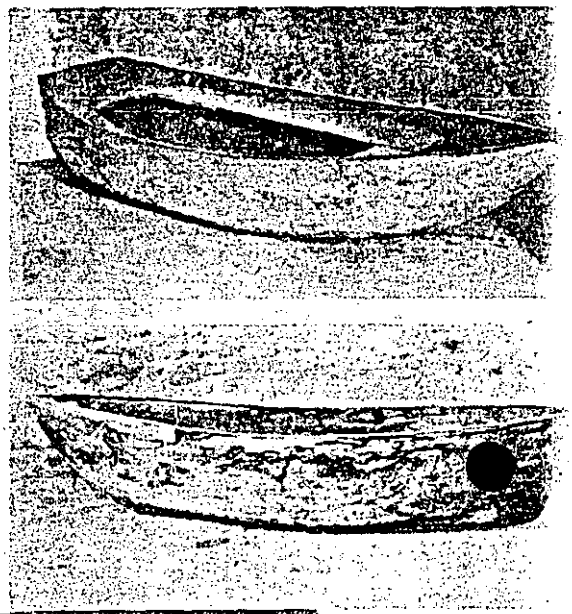
7

8

En 1817 Vicat propuso por primera vez el procedimiento de fabricación del cemento que en términos generales se sigue utilizando hoy día.
La primera patente para la fabricación del cemento Portland fue otorgada en 1824 a Joseph Aspdin, quien lo llamó Portland porque el color del concreto que obtenía se parecía a la piedra natural del lugar de ese nombre, al sur de Inglaterra.

9

Sus hijos James y William Aspdin lo sucedieron en su fábrica. Parece que no existen retratos del padre.



10

11

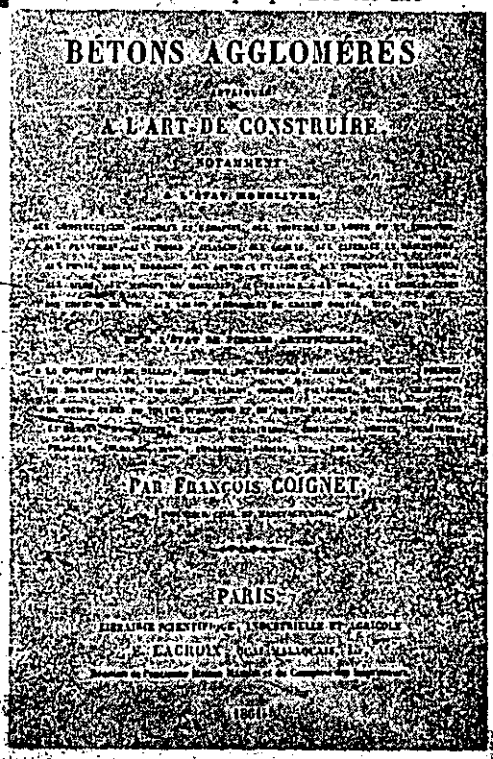
El prototipo del cemento moderno fue producido en 1845 por Isaac Johnson, quien por primera vez utilizó una temperatura suficientemente elevada para formar clinker de la arcilla y la piedra caliza utilizadas como materias primas

12

Desde 1845 Lambot comenzó a construir en el sur de Francia, objetos en que combinaba el concreto y el acero, nacie así el concreto reforzado

14

Hasta 1861, François Coignet expresa por primera vez el papel que corresponde al concreto y al acero como partes del nuevo material en el libro que publicó ese año



BÉTONS AGGLOMÉRÉS

À L'ART DE CONSTRUIRE

PAR FRANÇOIS COIGNET

PARIS

En 1855 presentó a la Exposición Universal de París un bote de remos que aún se conserva en el Museo de Trabajos Públicos de esa ciudad

15

16

A Joseph Monier corresponde el mérito de haber sido el primero en darse cuenta de la importancia industrial del concreto reforzado

17

Con sus ideas, en 1875 se construyó el primer puente de concreto reforzado del mundo, cerca de Chazelet, en Francia, con un claro de 16.5 m. Sin embargo, en Francia no avanzó el concreto y fue necesario que las patentes de Monier fueran adquiridas por la casa Wayss, de Berlín, para que se impulsara su desarrollo

18

En 1886, Mathias Koenen, Director Técnico de la empresa Wayss, publicó el primer método empírico de cálculo de piezas de concreto reforzado sujetas a flexión

19

El primer método racional dimensionamiento elástico de secciones sujetas a flexión fue publicado en 1884 por Edmond Coignet y de Tedesco.

En 1904 este último publicó un tratado muy completo sobre concreto reforzado, de más de 600 páginas

20

P.G. 38

22

Pero fue gracias a Hennebique que el concreto pudo difundirse a todo el mundo y alcanzar una etapa de gran esplendor

21

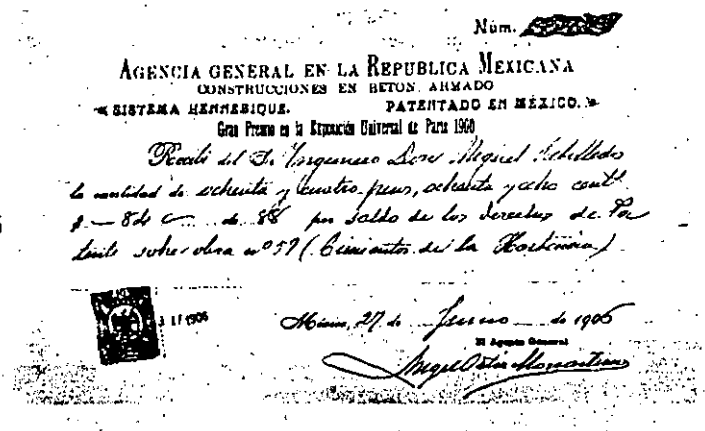
23

Fue el primero en unir monolíticamente losas, trabes y columnas. Patentó su sistema y nombró concesionarios en numerosos países del mundo

En México, en 1901 se estableció la primera empresa constructora de concreto reforzado, formada por el contralmirante Angel Ortiz Monasterio, representante de la casa Hennebique, el coronel Fernando González

24

y el ingeniero Miguel Rebolledo, gracias a cuyo entusiasmo y conocimientos el nuevo material encontró rápida aceptación en nuestro país.



Núm.

AGENCIA GENERAL EN LA REPUBLICA MEXICANA
CONSTRUCCIONES EN BETON ARMADO
SISTEMA HENNEBIQUE. PATENTADO EN MÉXICO.
Gran Premio en la Exposición Universal de París 1900

Recibí del Sr. Ingeniero Don Miguel Rebolledo la cantidad de ochenta y cuatro pesos, ochenta y ocho centavos $ 84.88 por saldo de los derechos de Patente sobre obra nº 37 (Cincuenta de la Monitora)

México, 27 de Junio de 1905

El Agente General

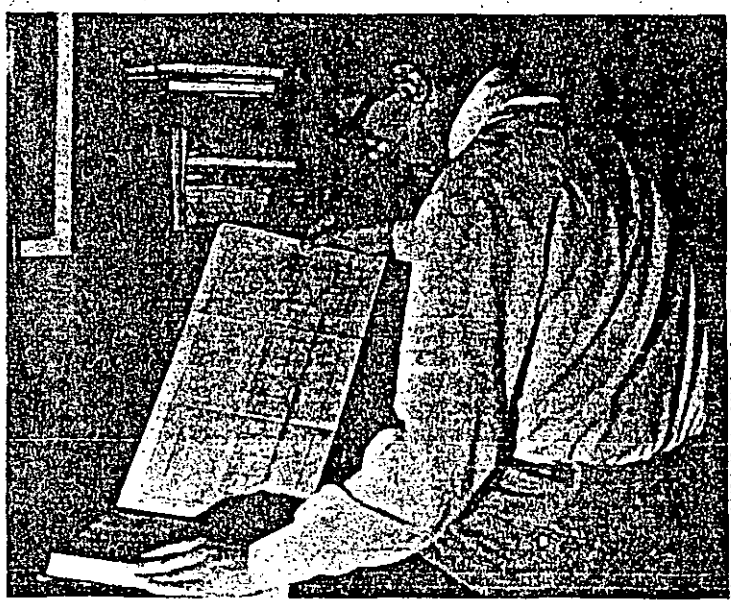
25

En esa época el "betón armado", como se llamaba entonces, estaba patentado.

26

En el folleto *Cincuentenario del concreto armado en México*, publicado por el Ing. Rebolledo en 1952, se menciona que la primera obra de ese material construída en nuestro país, fue el sótano de un pequeño edificio situado en la esquina de Artes y París

30

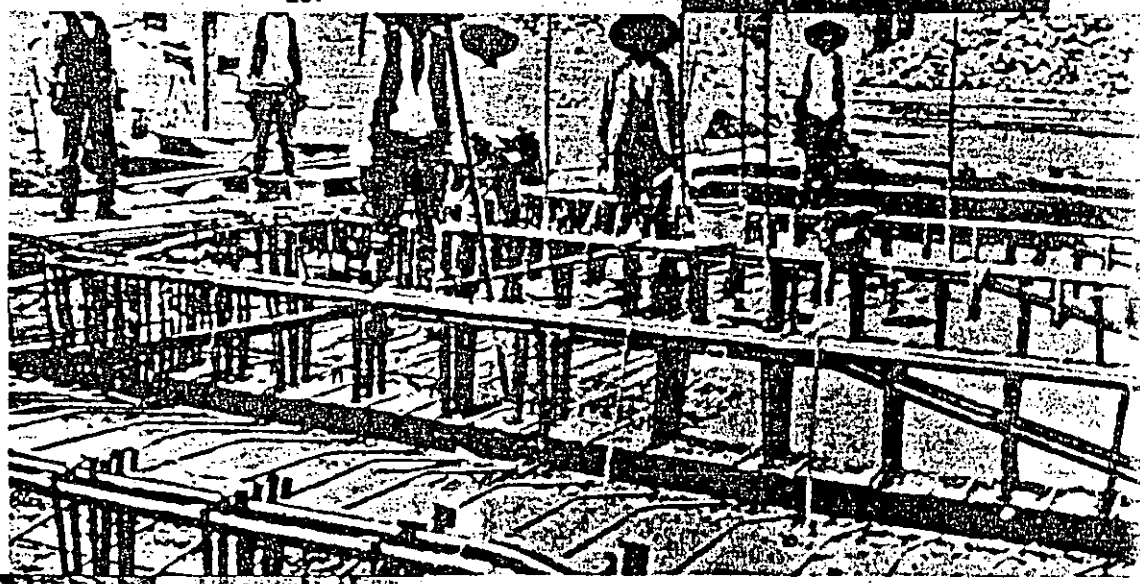


Como parte de las obras de provisión de aguas potables para la ciudad de México, sobre las que publicó en 1914 una memoria de extraordinario interés

29

Con figuras como el Ing. Manuel Marroquín y Rivera, los primeros años, de este siglo fueron muy brillantes para el concreto en México.

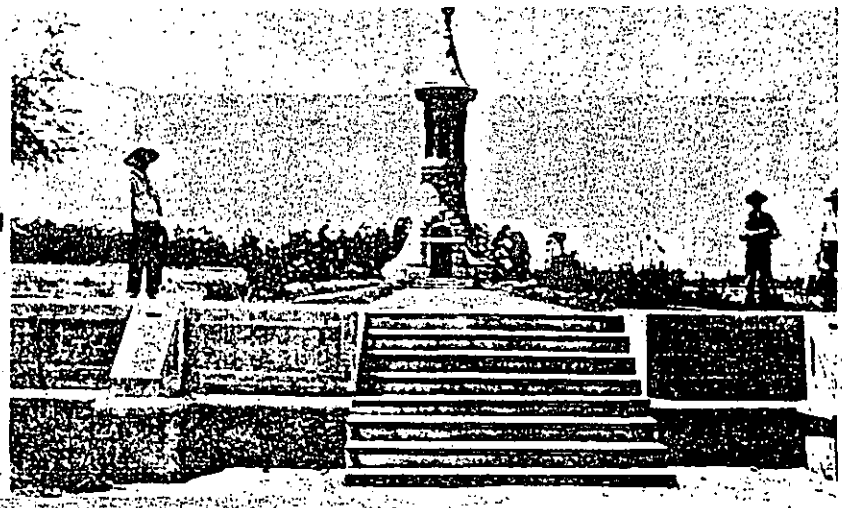
28



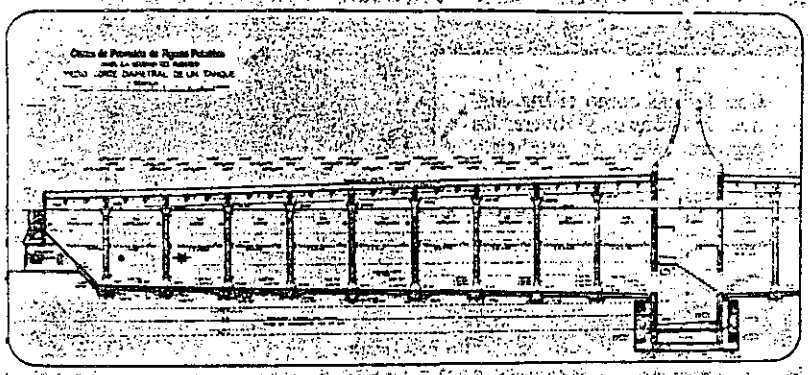
El sistema de refuerzo utilizado en las trabes era prácticamente igual al utilizado en la actualidad

El primer edificio de concreto reforzado de la ciudad de México fue construído en 1903, como una ampliación hacia la calle de Colón de la Secretaría de Relaciones Exteriores. Fue demolido a fines de 1964, para dar paso a la ampliación del Paseo de la Reforma. La estructura de concreto estaba en perfectas condiciones, después de más de 60 años de uso continuo

31



El Ing. Marroquín inició el 3 de abril de 1907 la construcción de los tanques de regulación situados en lo que es ahora el Nuevo Bosque de Chapultepec, aun utilizados actualmente por la ciudad en perfecto estado

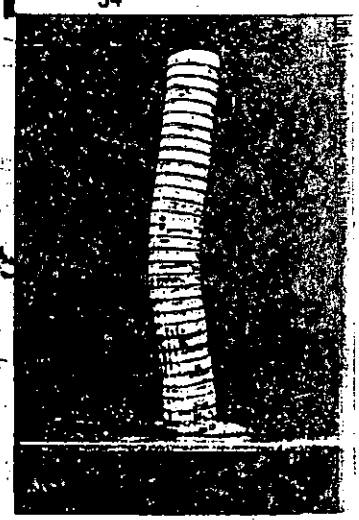


32

El diámetro de la parte superior de cada tanque es de 104.50 m

33

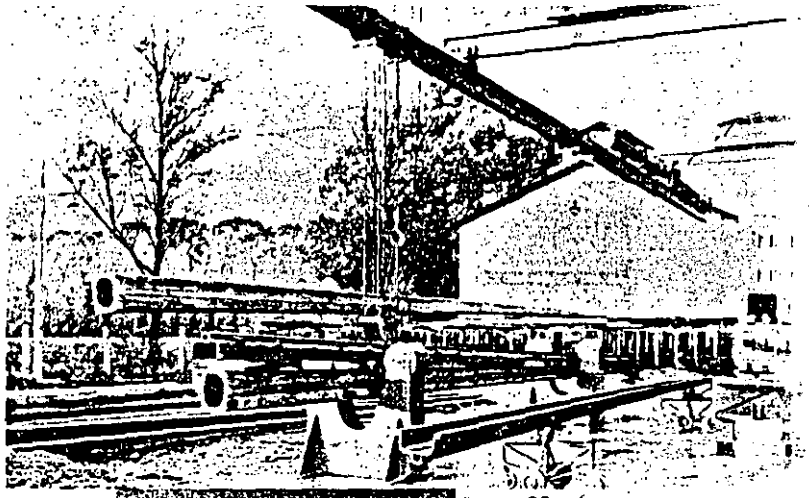
34



Sus 384 columnas, de 50 cm de diámetro, tienen longitudes entre 6.33 m y 8.13 m

P.G. 42

Cuando el Ing. Marroquín las construyó no existían métodos de cálculo probados para columnas de esas dimensiones y tuvo que efectuar sus propias pruebas de columnas zunchadas

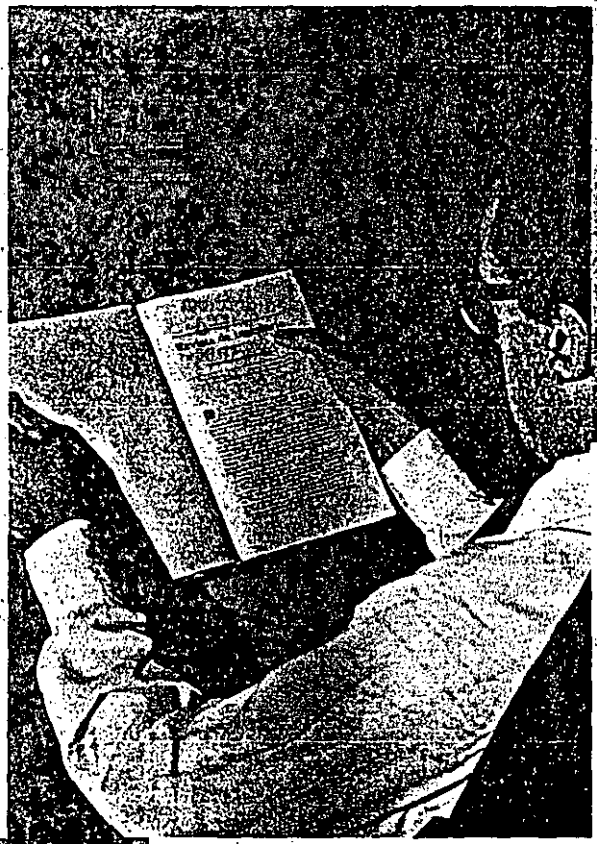


Las primeras realizaciones de Freyssinet fueron postes para transmisión de energía eléctrica construídos a principios de 1933

38

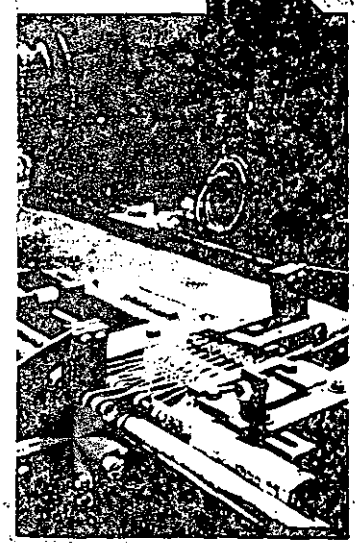
Aunque se hicieron intentos desde 1876, el desarrollo del concreto presforzado se debe fundamentalmente al francés Freyssinet, quien hasta su muerte en 1962, realizó grandes obras y difundió sus ideas a todo el mundo.

37



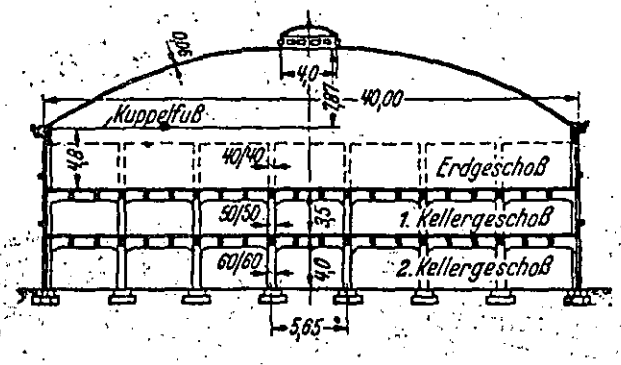
36

En esa época se escribieron también los primeros textos sobre la materia. El alumno Modesto C. Rolland y el profesor, ingeniero y arquitecto Manuel Torres Torija, ambos de la Escuela Nacional de Ingenieros, publicaron artículos seriados en la *Revista de Ingeniería*, fundada por los alumnos de esa institución, cuyo primer número apareció en septiembre de 1908



35

Antes de aplicar la carga axial, el Ing. Marroquín sometió el zuncho a diferentes tensiones. Es casi seguro que fue el primer ingeniero en el mundo en construir y probar columnas presforzadas; es decir, sometidas a esfuerzos previos a los de servicio



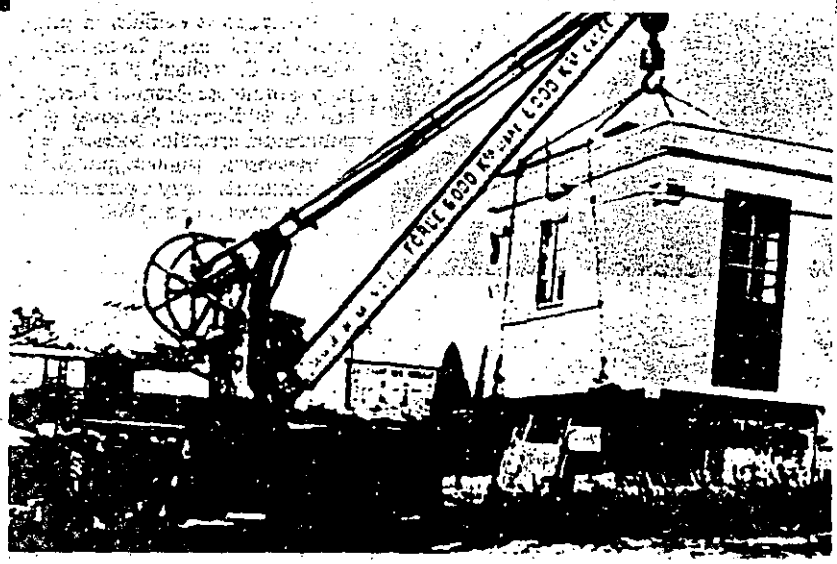
39

Entre 1923 y 1924 se construyó lo que se cree fue uno de los primeros cascarones: la cúpula del planetario de Jena, de 40 m de claro y 6 cm de espesor, con una relación claro-espesor de más de 600, superior a la del cascarón de un huevo

40

Su autor fue el Prof. Walther Bauersfeld

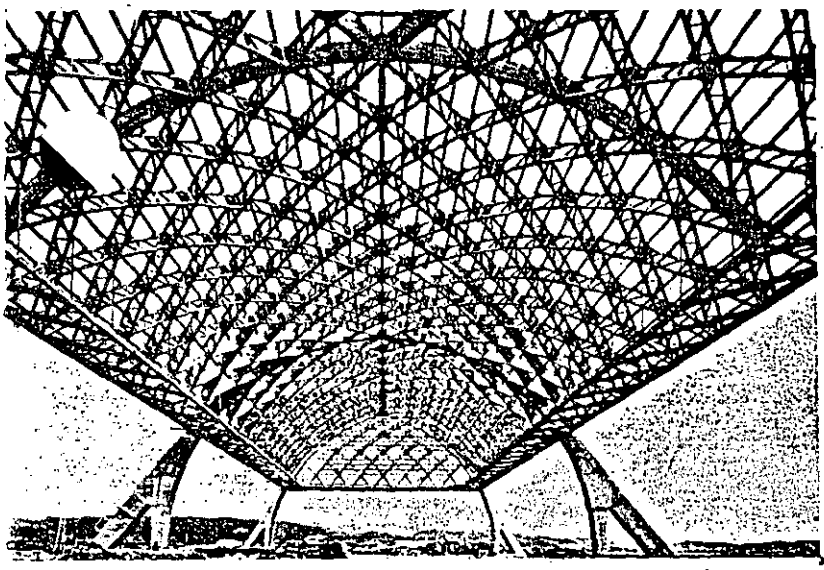
fue necesario que surgiera el italiano Pier Luigi Nervi, para que a las ventajas de la prefabricación, de reducir o eliminar la obra falsa, disminuir el tiempo de ejecución de las obras y hacer posible la producción en masa de partes iguales, se uniera la posibilidad de crear una gran riqueza de formas, y delicados refinamientos en las superficies.



41

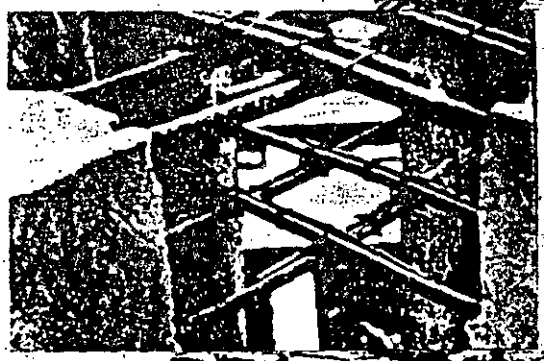
Aunque la prefabricación en concreto armado se inició casi junto con el mismo material; por ejemplo, en 1896 Hennebique fabricaba en serie casetas de señales para los ferrocarriles franceses

P.G. 44

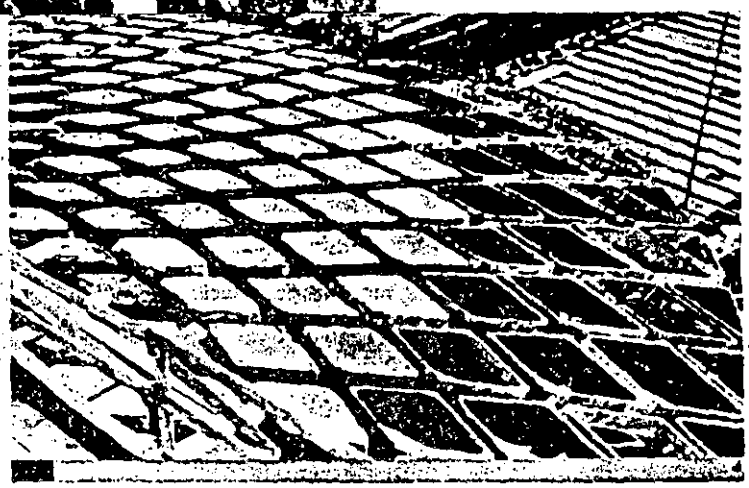


43

44

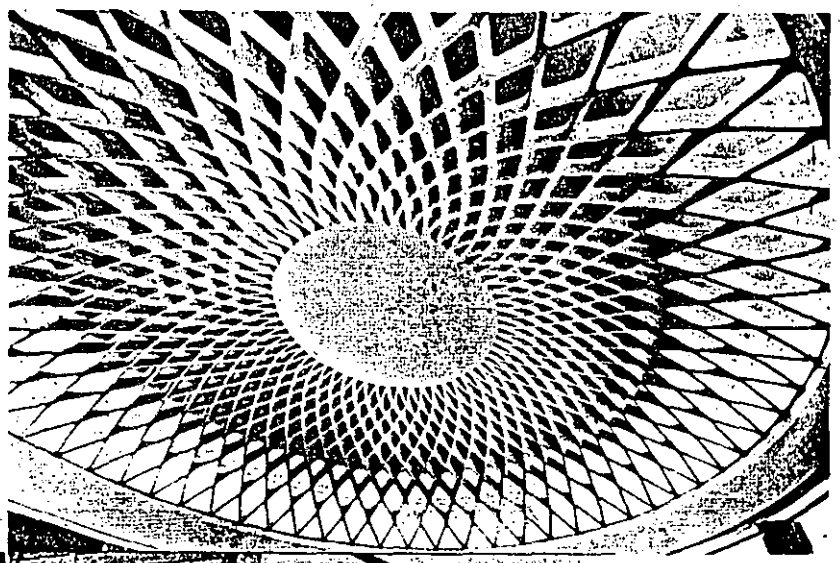


45



46

En 1939 construyó un hangar, destruído durante la guerra, de 100 x 40 m, con algunas partes coladas en el lugar pero la mayoría prefabricadas con métodos muy sencillos y después unidas con juntas coladas en el lugar. Con unidades prefabricadas que llama de ferrocemento,



47

usando los principios de Lambot y Monier, Nervi ha logrado obras extraordinarias, como esta cubierta construida en 1952

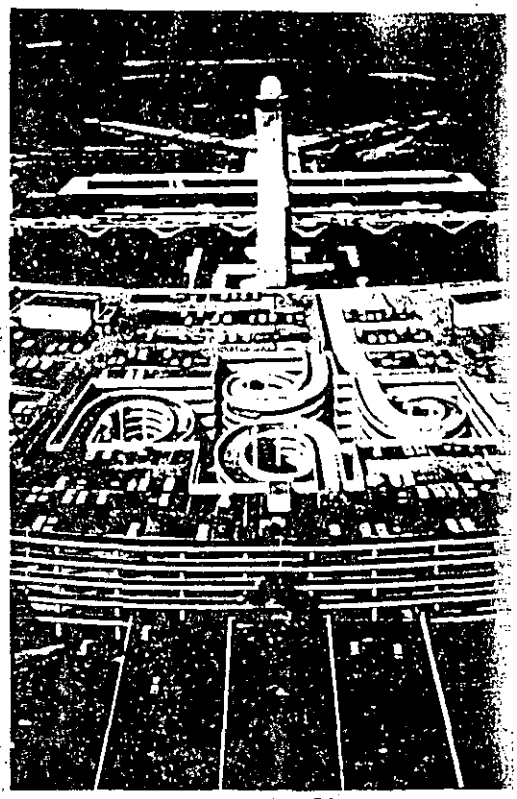
48

49

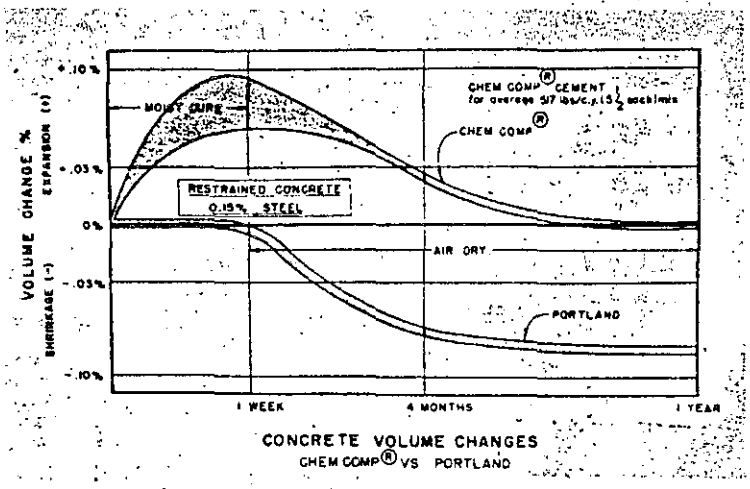
50

Utilizando la misma técnica, que no requiere sino sencillas habilidades manuales, son muy populares ahora los yates de ferrocemento

Entre otras obras, en 1972 se terminó un estacionamiento para 10,000 coches en el Aeropuerto Internacional O'Hare de Chicago, en el que se utilizaron más de 90,000 m^3 de concreto. Las juntas de construcción se redujeron a un mínimo.



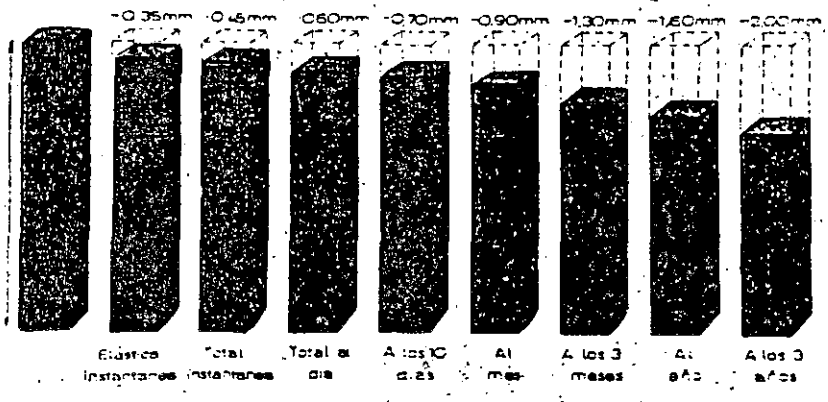
54



CONCRETE VOLUME CHANGES
CHEM COMP® VS PORTLAND

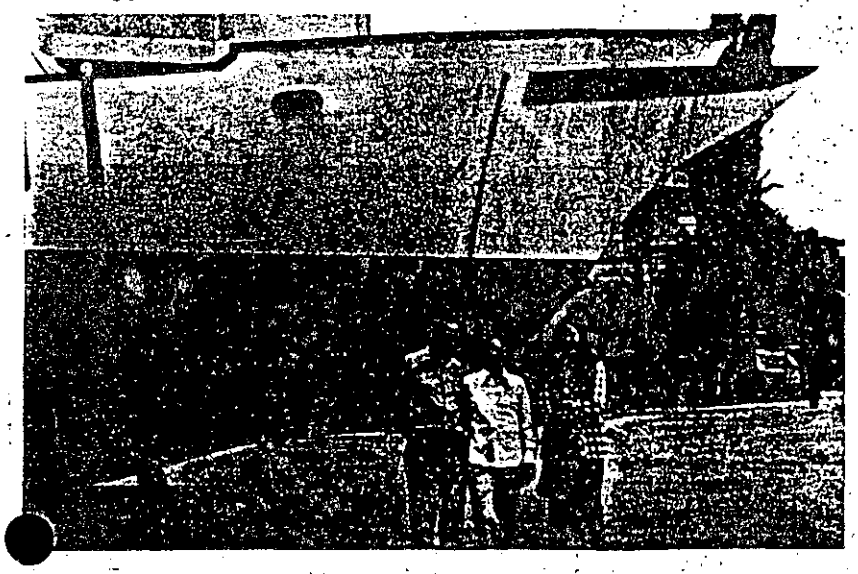
53

Hasta muy recientemente, en 1963, se hicieron las primeras aplicaciones de cementos con una expansión inicial suficiente para compensar al cabo de un año, aproximadamente, la contracción. En Estados Unidos existen ya varias marcas comerciales.



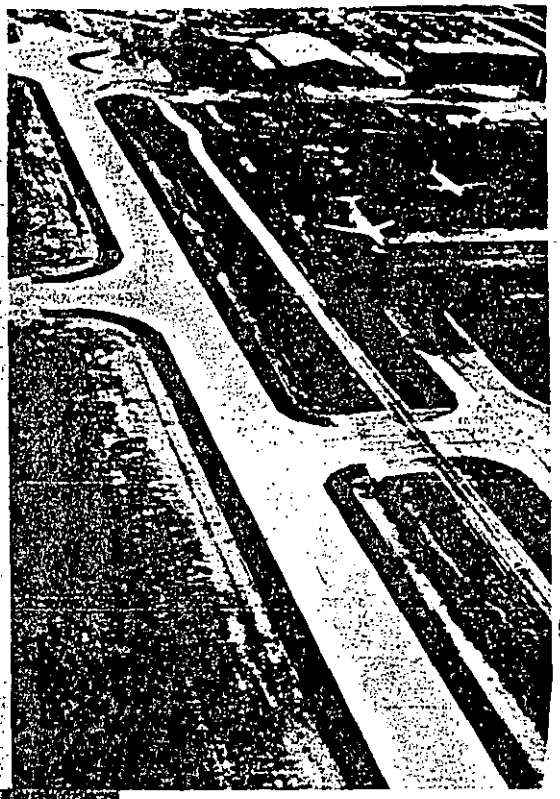
52

51



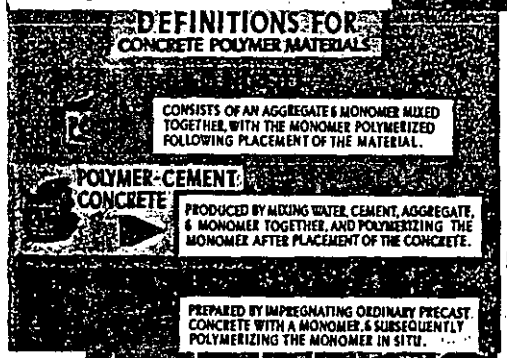
uno de ellos construído en la ciudad de México recientemente

El concreto es un material poroso con agua libre en su interior, que al evaporarse hace que se contraiga y que sus dimensiones disminuyan. El origen de este fenómeno está en la pasta de cemento. Una barra de pasta de cemento expuesta al aire seco, pierde cerca del 30 % del agua original de mezclado y su longitud disminuye en 1.6 mm por metro, al cabo de 1,000 días. Sellando la barra, sin que pierda agua, también se contrae; aunque menos. Si el concreto encuentra resistencia a su contracción, ya sea en los apoyos, por fricción, o en el refuerzo, puede agrietarse y en su proyecto debe tomarse en cuenta este fenómeno. Por lo anterior, desde 1891 se ha tratado de fabricar cementos sin contracción



55

También en 1972 se terminaron las pistas de taxeo del Aeropuerto Love Field, de Dallas, de más de 3 Km de longitud. La separación de las juntas transversales varía entre 23 y 38 m



56

En los últimos años se ha venido trabajando en los concretos polimerizados. (De un modo simple podría decirse que un polímero es una sustancia, generalmente sintética, formada de moléculas resultado de la unión de moléculas más pequeñas de un monómero). Conviene dar tres definiciones:

–*un concreto de polímeros,* es aquél hecho de agregados mezclados con un monómero, que se polimeriza después de colado ese concreto

–un *concreto de cemento y polímero,* es aquél hecho de agregados, cemento, agua y un monómero, que se mezclan juntos, y se polimeriza después de colado el concreto

–un *concreto polimerizado,* es aquél que resulta de impregnar un concreto precolado normal con un monómero que se polimeriza dentro del concreto

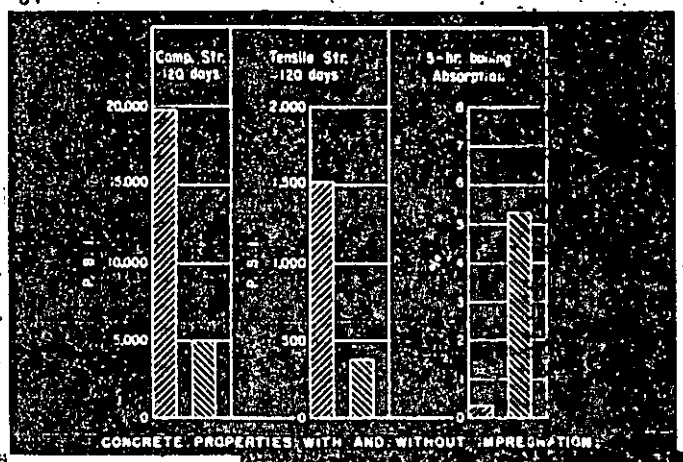
57

En esta figura puede verse un *concreto de polímeros,* es decir hecho de agregados y un monómero

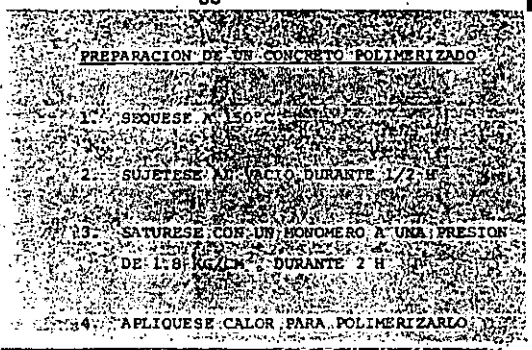
58

Algunas de las ventajas que se obtienen con la polimerización son: un gran aumento en la resistencia a compresión, de 350 kg/cm^2 en un concreto normal, a cerca de 1,400 kg/cm^2. La resistencia a tensión, de unos 30 kg/cm^2 aumenta a más de 100 kg/cm^2.
Su durabilidad aumenta grandemente, si se mide por una reducción en la absorción de más del 5 % en un concreto normal a mucho menos del 1/2 %

61



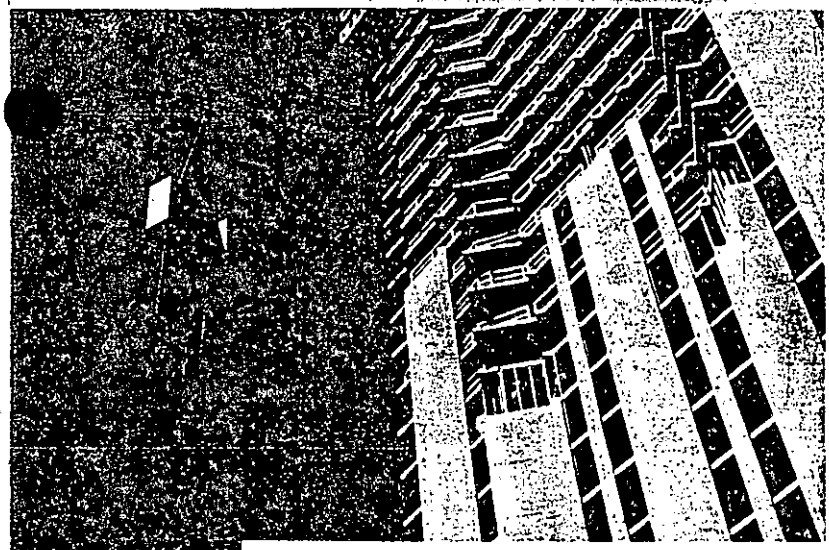
60



Un posible proceso de polimerización, entre varios, es el descrito en la figura

62

La resistencia a los ácidos aumenta enormemente

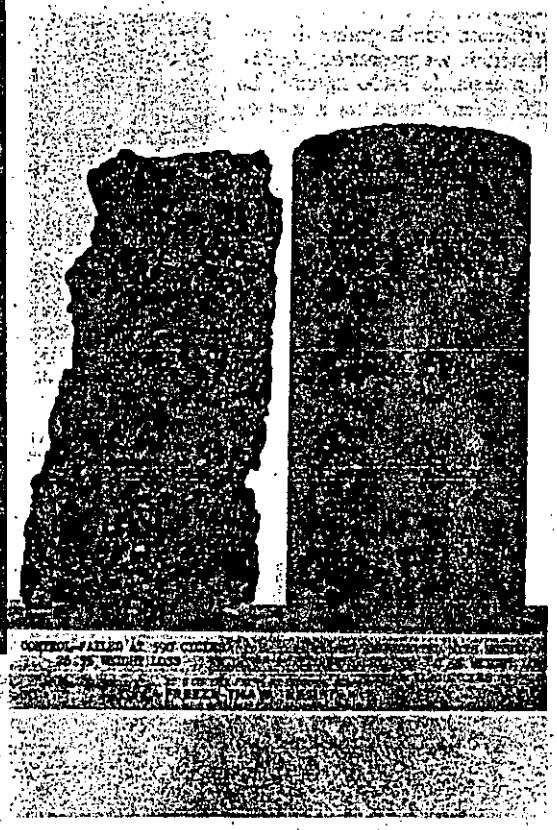


Esta pieza es de *concreto polimerizado*

En cambio aquí se aplica un *concreto de cemento y polímero,* que se polimerizará después de colado

Lo mismo que la resistencia a los sulfatos

63

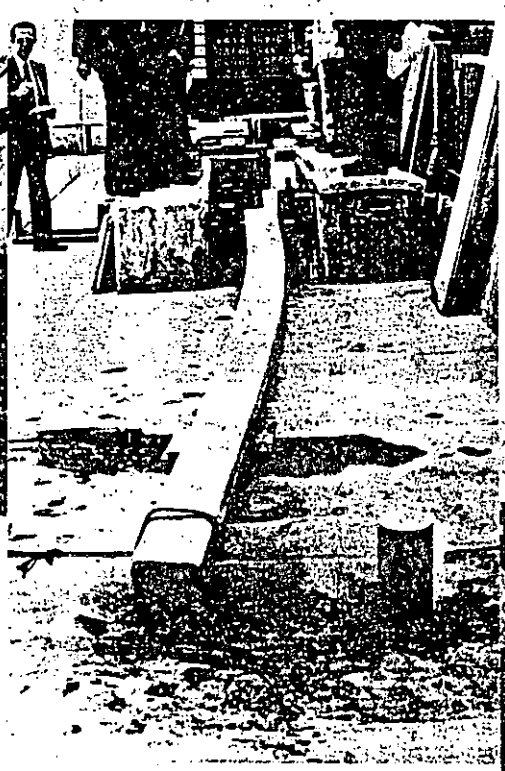


A la izquierda un espécimen de concreto normal sujeto a 590 ciclos de hielo-deshielo y a la derecha uno de concreto polimerizado sujeto a 120 ciclos

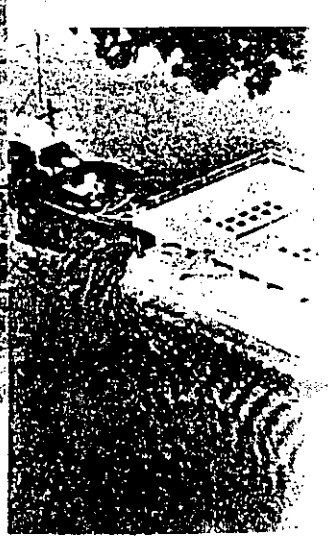
64

65

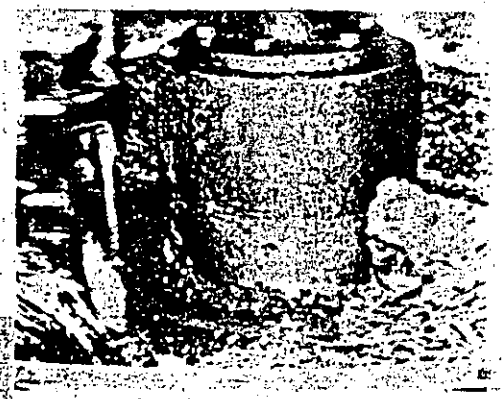
En algunas regiones del país pronto habrá, o ya hay, escasez de agregados naturales. Los mostrados en la figura, de arcillas expandidas, saldrán al mercado en la ciudad de México, cerca de marzo de 1974. Lograr agregados artificiales de poco peso es importante, además, por razones económicas: al reducirse el peso propio, disminuye el acero de refuerzo o presfuerzo necesario y el volumen de concreto; las cimentaciones reciben cargas más pequeñas; las fuerzas de inercia producidas por los sismos también se reducen; las piezas prefabricadas son más ligeras.



66 Las pruebas que se han realizado con los agregados antes mostrados han sido muy satisfactorias

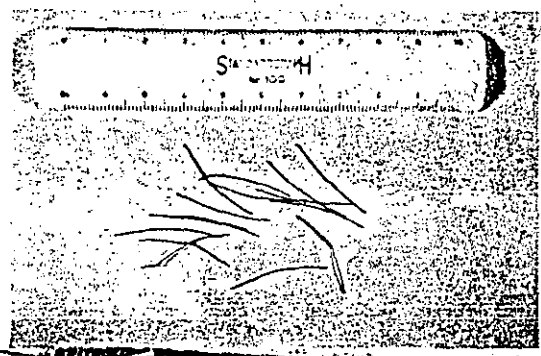


67



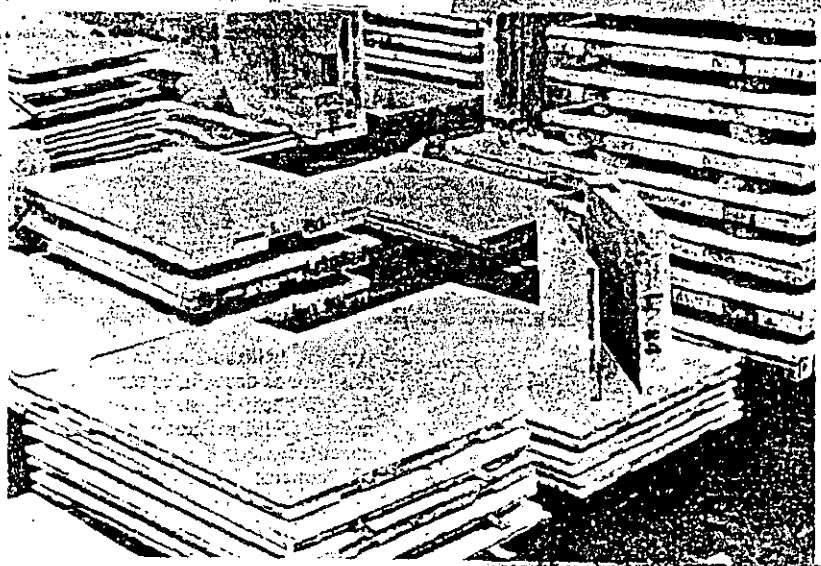
71

Existen ya revolvedoras especiales para este tipo de concreto



Las fibras cortas de refuerzo pueden ser de acero, de diversas longitudes y diámetros

70

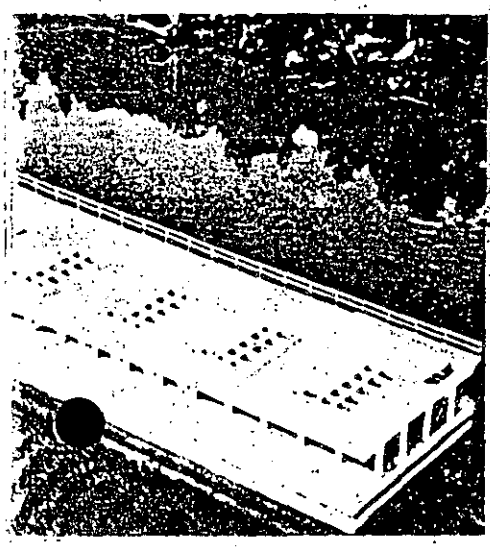


Muchas piezas precoladas se refuerzan con acero únicamente para soportar esfuerzos durante su transporte y colocación. Durante su vida útil ese acero es inútil. Sólo por razones de recubrimiento y protección a la corrosión del acero, se hacen innecesariamente gruesas, costosas y pesadas. Las fibras cortas de refuerzo (de acción semejante al asbesto) mezcladas al concreto, como las utilizadas en la pieza de la izquierda, evitan ese problema. La de la derecha es de concreto normal

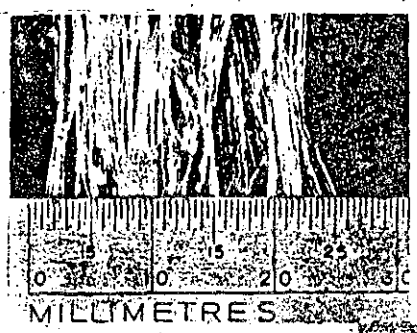
69

68

En Houston y Chicago se comienzan a utilizar experimentalmente como agregados los residuos de la incineración de basura, resolviéndose al mismo tiempo el problema de su eliminación y aprovechándose además como fuente de energía. En la parte superior se ve el residuo tal como sale de los incineradores, que puede usarse así, y abajo ya procesado.



Los agregados ligeros artificiales han hecho posible construir barcazas presforzadas, fáciles de remolcar, que, entre otros usos, en algunos países comienzan a utilizarse para explotar agregados en el fondo del mar

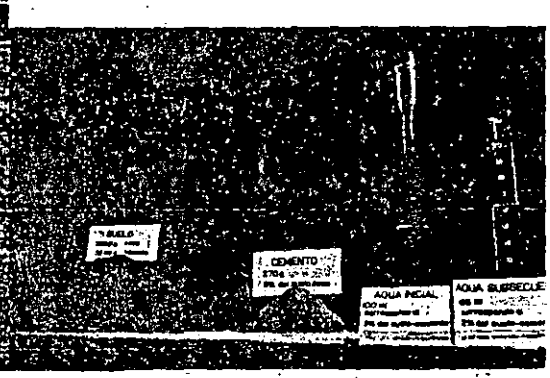


72

Las fibras cortas pueden ser también de polipropileno, como en la figura

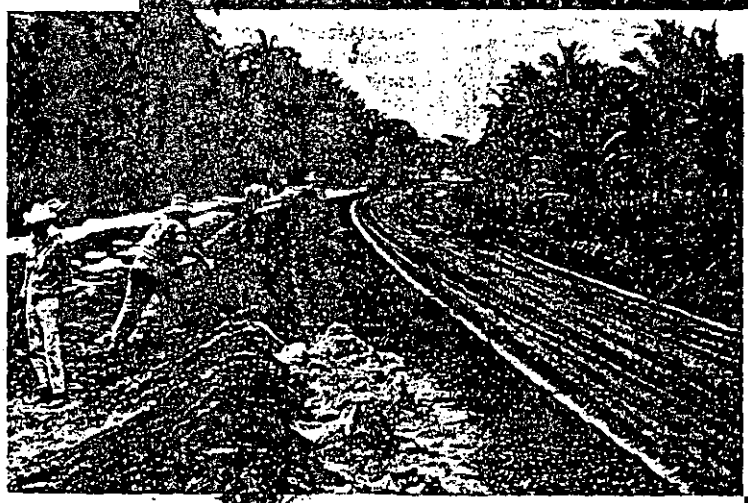
73

Se usan también de vidrio resistente a los álcalis, con las que se reforzó la viga de la figura y también pueden ser de nylon



74

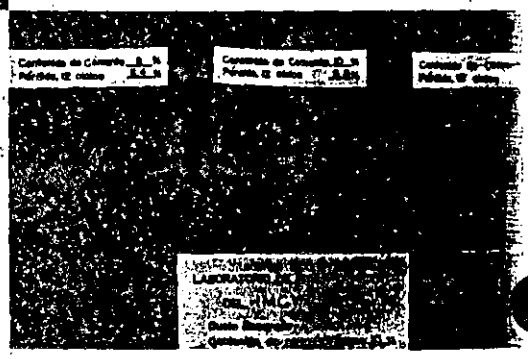
Aunque utilizado en Estados Unidos desde hace más de 40 años, el suelo cemento se ha utilizado poco en México. No es sino un concreto hecho con tierra en lugar de agregados



75

Aunque es mejor, no es necesario utilizar equipo especializado en su aplicación en caminos

76



77

De la figura puede deducirse que el suelo cemento puede aplicarse también a la construcción de adobes mejorados para muros de viviendas económicas

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992

CAPITULO 1

DESARROLLO DE LA INDUSTRIA DEL CEMENTO EN MEXICO

ING. JORGE J. MARTINEZ GIL

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

I.- DESARROLLO DE LA INDUSTRIA DEL CEMENTO EN MEXICO.

I.1.- ANTECEDENTES Y EVOLUCION.

El año de 1906 marca el inicio de la industria del cemento en nuestro País, en este año se instala en el estado de Nuevo León, la primera fábrica mexicana de cemento Portland; posteriormente en 1911 se instalan otras dos nuevas plantas en el estado de Hidalgo.

El cemento producido por estas tres plantas, es utilizado para la construcción de las grandes obras iniciales del México actual y sustituye también la importación de cemento Inglés, Canadiense y Francés.

Durante la revolución el consumo descendió a niveles muy bajos. En 1910 dicho consumo fue de 60,000 toneladas, siendo hasta 1922 cuando se recupera la producción alcanzada en 1910, la cual representó la tercera parte de la capacidad de producción instalada en ese entonces.

Posteriormente, la crisis económica ocurrida a principios de la década de los treinta, ocasiona nuevamente una gran disminución del consumo del cemento en México, reduciendo la producción de 1932, el año más crítico, a 137,000 toneladas, que equivalen nuevamente a una tercera parte de la capacidad instalada en dicha fecha.

La estabilidad política y social del País, contribuyen al crecimiento de la demanda del cemento (Gráfica 1) y también a la instalación de nuevas fábricas que superan con su capacidad de producción la demanda del mercado nacional, una constante que se mantendría hasta 1974.

Debido al desarrollo del País, la industria cementera se vió en la necesidad de responder a garantizar la capacidad de producción requerida, para ello concretó una serie de convenios con las autoridades gubernamentales, comprometiendose a un programa de desarrollo, cuyo objeto era el de duplicar la producción y para ello, la industria realizó grandes inversiones, lo que permitió elevar la capacidad instalada, que en 1973 era de 11.6 millones de toneladas, a 32 millones de toneladas que actualmente posee, casi triplicando en poco más de una década su capacidad productiva.

Si bien lo anterior ayudó al cumplimiento del Plan Global de Desarrollo, las expectativas de crecimiento del País, a partir de 1982, han sido distintas a las proyectadas debido a que actualmente existe: una devaluación del peso con respecto al dólar estadounidense, a una gran disminución en la demanda y a una excesiva capacidad instalada, lo que ha obligado a la industria cementera a buscar nuevas estrategias y mercados principalmente el estadounidense, que aseguren su supervivencia.

I.2.- IMPORTANCIA DEL CEMENTO.

a).- TRASCENDENCIA EN LA VIDA COTIDIANA.

El cemento es un material básico y estratégico por su uso variado y bajo costo y, es por ello, que es utilizado en diferentes edificaciones de obras de infraestructura en el País.

Así, vemos que en la agricultura y la ganadería, es usado en la construcción de presas y canales de riego; en las comunicaciones, se usa para la construcción de puentes y carreteras para el autotransporte, durmientes y estaciones para los

ferrocarriles; muelles, silos y bodegas para la transportación marítima; pistas y terminales para el transporte aéreo; edificios, ductos y postes para la telecomunicación.

En los energéticos, se le utiliza en la cementación de los pozos petroleros; en la construcción de presas hidroeléctricas que generan energía eléctrica; en el sector salud, sirve para edificar clínicas, hospitales e instalaciones deportivas como canchas, pistas y albercas; en los espectáculos, se usa para edificar estadios, cines y teatros.

En la educación, facilita la construcción de escuelas; en las grandes ciudades como la Ciudad de México, hace posible la edificación de los túneles de los sistemas de transporte colectivo, la construcción del drenaje profundo y de pasos a desnivel para peatones o vehículos; en el sector productivo es utilizado para construir fábricas, talleres y oficinas; es el material más utilizado en la construcción de viviendas mono o multifamiliares y sus banquetas; finalmente es utilizado como producto de exportación.

b).- PARTICIPACIÓN EN LA ECONOMÍA DEL PAIS.

Durante 1985, el valor de la producción superó los 267 mil millones de pesos, habiendo incrementado en un 12.2% su participación en el P.I.B. del País y captó divisas con un valor superior a los 86 millones de dólares, lo que indica su importancia dentro de la economía del País.

c).- INSTALACIONES ACTUALES.

Actualmente la industria cementera de México cuenta con 30 plantas, las cuales

están distribuidas en toda la República Mexicana y en su mayoría concentradas en las cercanías de las grandes ciudades como: el Distrito Federal, Estado de México, Monterrey y Guadalajara (14 plantas que representan el 46.7%), que son los principales consumidores de cemento Portland en el País. (Fig. 2)

El crecimiento promedio de la industria en los últimos 20 años, ha sido de 10.5% anual en la capacidad instalada y de 8.1% en la producción real. (Fig. 3)

d).- PRODUCCION, DEMANDA Y EXPORTACION.

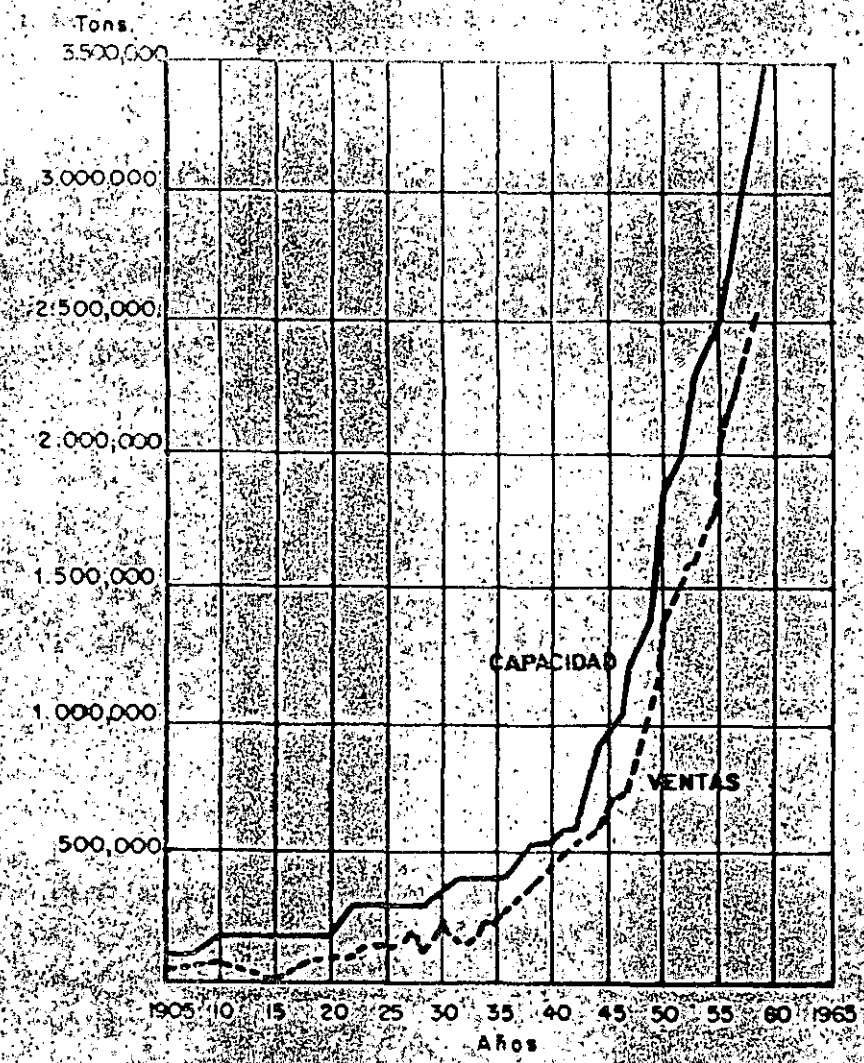
Durante 1985, la industria mexicana del cemento produjo 20.7 millones de toneladas de cemento gris, trescientas mil toneladas de cemento blanco, doscientas ochenta mil toneladas de mortero y el clinker necesario para alcanzar esa producción y contar con excedentes exportables.

Como el mercado interno se encuentra disminuido este período demandó solamente 19 millones de toneladas, habiendo logrado la industria cementera exportar 1.7 millones de toneladas de cemento y setecientas mil toneladas de clinker. Esto debido a que el cemento mexicano es competitivo a nivel internacional por su precio y a su óptima calidad, se estima que en 1986, las exportaciones ascenderán a 3.5 millones de toneladas de cemento y se conservará el volumen de ventas de clinker en el exterior, con lo que se generará un ingreso de divisas por 140 millones de dólares norteamericanos.

1.3.- SITUACION GENERAL DE LA INDUSTRIA DEL CEMENTO EN MEXICO.

a).- INVERSIONES.

En 1985, la inversión total de la rama a precios corrientes ascendió a 19,475 mi-



GRAFICA (1).- DESARROLLO DE LA INDUSTRIA DEL CEMENTO EN MEXICO EN SESENTA AÑOS.

LOCALIZACION DE PLANTAS CEMENTERAS EN LA REPUBLICA MEXICANA

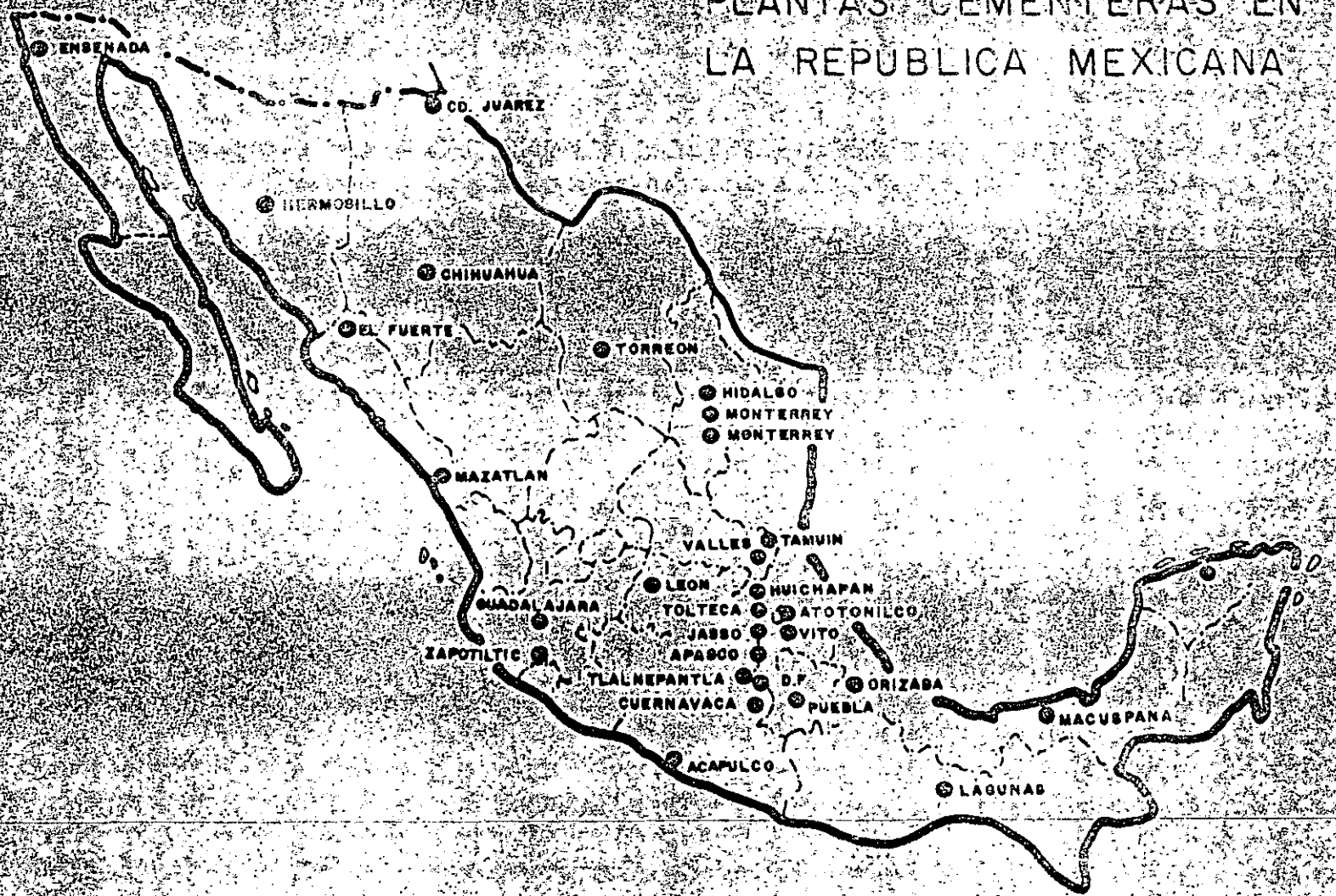


FIGURA. (2)

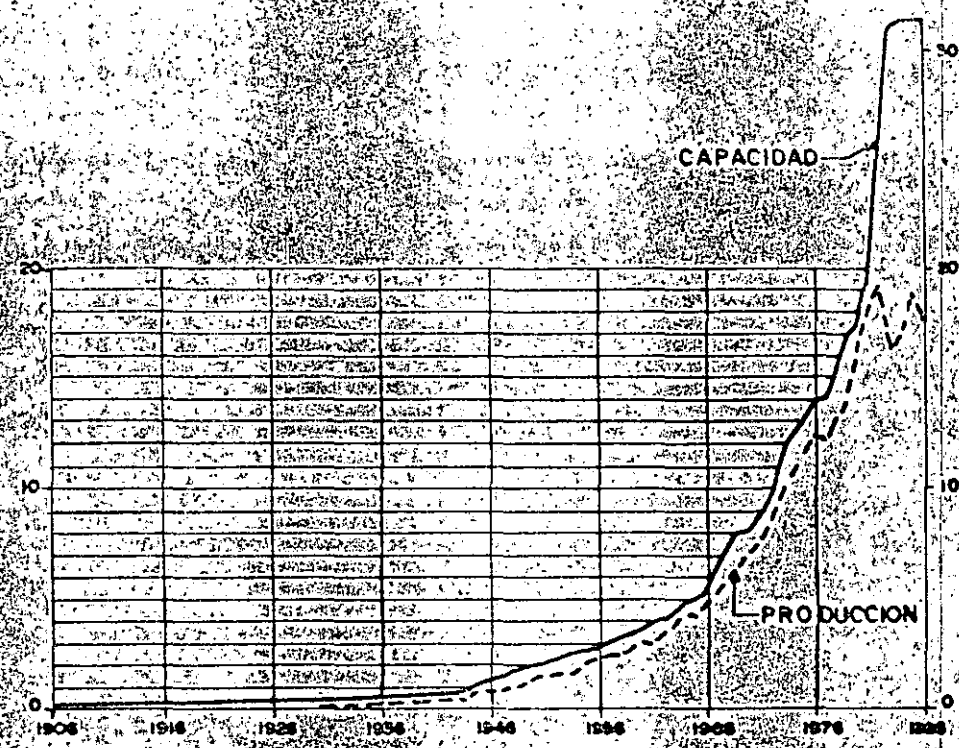
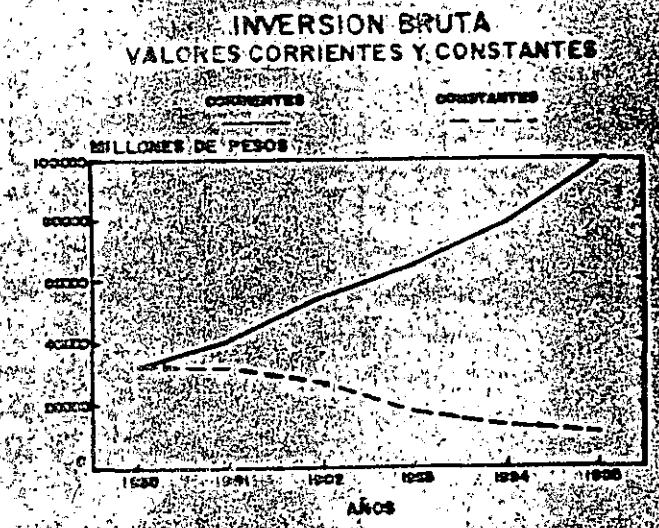


Figura (3)-Crecimiento promedio de la industria cementera en veinte años.

llones de pesos, lo que significa un aumento de 24.6% mayor que la inversión obtenida en 1984, lo cual lleva a la industria a una inversión total bruta acumulada de 98,575.5 millones de pesos a precios corrientes. (Gráfica 4) (Tabla 5)

Sin embargo, debe indicarse que a precios reales de 1985, la inversión total realizada por la industria llegó a 10,685.7 millones de pesos, cantidad que es 18.2% menor que la alcanzada en 1984, cuando logró 13,063.6 millones de pesos. (Tabla 5)

Lo anterior indica que de 1980 a 1985, la industria tuvo una tasa media anual negativa de crecimiento real en sus inversiones de 19.86%, aún cuando a precios corrientes dicha tasa fue positiva de 24.98% en el período señalado. (Tabla 5)



GRAFICA (4)

INVERSION BRUTA
MILLONES DE PESOS

AÑO	VALORES CORRIENTES	VALORES CONSTANTES
1976	12,802.0	
1977	14,980.0	
1978	17,873.0	
1979	23,257.7	
1980	32,321.6	32,321.6
1981	40,741.7	31,768.0
1982	54,754.5	27,254.8
1983	65,150.1	17,354.8
1984	79,100.0	15,063.6
1985	93,575.5	10,663.7
	TC—85	80—85	80—85
TASA MEDIA ANUAL DE CRECIMIENTO	25.36 %	24.93 %	—19.86 %

TABLA (5)

Lo anterior, no ha significado un obstáculo para que la industria crezca y logre una capacidad de producción de 32'539,000 toneladas en 1985, frente a 17'021,000 toneladas logradas en 1980, lo que significa que la tasa media anual de crecimiento ha sido del 13.8%, esto se debe fundamentalmente a las elevadas inversiones que en términos reales fueron efectuadas en los años de 1980 a 1982. (Tabla 5), (Tabla 6).

A partir de 1983, las inversiones reales han ido en descenso. Esto sólo ha permitido pequeños aumentos de capacidad y ajustes en las plantas (principalmente en el horno) que ha mejorado la capacidad productiva.

La capacidad instalada en 1985 fue de 32'539,000 toneladas, frente a las 30'942,000 toneladas logradas en 1984, o sea, un incremento del 5.2% de producción de cemento. (Tabla 6).

CAPACIDAD PRODUCTIVA INSTALADA DE CEMENTO GRIS

(Miles de Toneladas)

AÑOS	No. DE PLANTAS	CAPACIDAD TOTAL	INCREMENTO ANUAL %	CAPACIDAD PROMEDIO POR PLANTA	INCREMENTO ANUAL %
1976	28	13 645	1.4	494	1.2
1977	28	13 845	0.0	494	0.0
1978	28	14 845	7.2	530	7.3
1979	28	16 400	10.5	586	10.6
1980	28	17 021	3.8	608	3.8
1981	28	19 452	14.3	695	14.3
1982	29	25 655	31.8	885	26.4
1983	29	30 663	19.5	1 057	19.4
1984	29	30 842	0.9	1 067	0.9
1985	30	32 539	5.2	1 085	0.8
Tasa Media Anual de Crecimiento		10.0 %		9.0 %	

TABLA (6)

A este crecimiento contribuyó la apertura de la planta de Cementos Mexicanos, S.A. de Huichapan, Hidalgo, con capacidad de un millón cien mil toneladas de producción de cemento gris. Sin embargo, debe señalarse que las inversiones a partir de 1983 solo permitieron aumento de capacidad instalada.

Durante 1985 la utilización de la capacidad total instalada fue del 63.6%, porcentaje que es 14% mayor al de 1984, pero menor al de 1980 que fue de 95.4%. Debe destacarse que este aumento se debe fundamentalmente a que en el período 1983 a 1985 la inversión real fue menor que la de los tres primeros años de la década. (Tabla 7).

Lo anterior significa que hay un exceso de capacidad instalada, desaprovechándose de esta un 36.6%, porcentaje que es muy significativo.

APROVECHAMIENTO DE LA CAPACIDAD INSTALADA DE CEMENTO GRIS

(Miles de Toneladas)

AÑO	CAPACIDAD	PRODUCCION	APROVECHAMIENTO
1976	13 845	12 584	90.9
1977	13 845	13 227	95.5
1978	14 045	14 056	94.7
1979	16 600	15 178	92.5
1980	17 021	16 245	95.4
1981	19 452	17 978	92.4
1982	25 855	19 298	75.2
1983	30 668	17 068	55.7
1984	30 942	18 456	59.6
1985	32 539	20 560	63.6
T.M.A.C.	9.9%	5.7%	

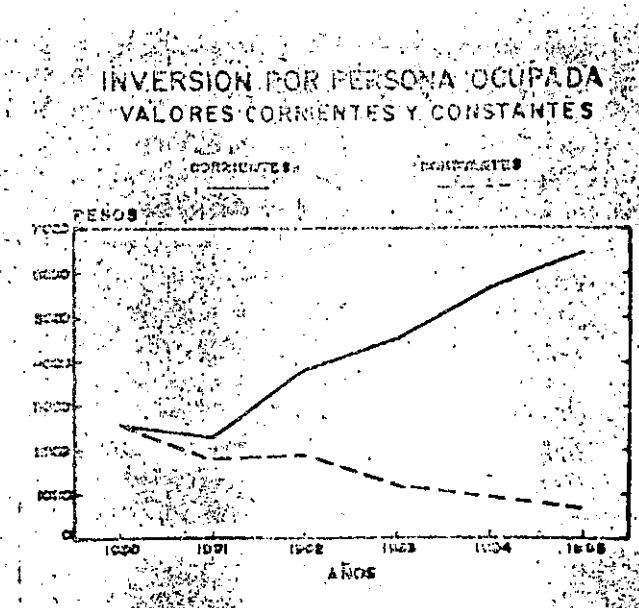
T.M.A.C. = Tasa Media Anual de Crecimiento.

TABLA (7)

Sin embargo también hay que tomar en cuenta que el mercado nacional se encuentra contraido por la crisis económica que atraviesa el País.

La inversión real por persona ocupada a precios corrientes en 1985 ascendió a 6,480.1 millones de pesos, cifra que representa un 14.3% mayor que el nivel logrado en 1984, lo cual lleva a la industria a una inversión total acumulada por persona ocupada de 6,480.1 millones de pesos a precios corrientes. (Gráfica 8), (Tabla 9).

Sin embargo debe señalarse que a precios reales de 1985, la inversión por persona ocupada descendió a 702.5 millones de pesos, cifra que es 25% menor a la realizada en 1984 cuando alcanzó 936.6 millones de pesos. (Tabla 9).



GRAFICA (8)

INVERSION POR PERSONA OCUPADA

MILLONES DE PESOS

AÑO	VALORES CORRIENTES	VALORES CONSTANTES
1976	1,340.7	
1977	1,502.0	
1978	1,710.2	
1979	2,041.4	
1980	2,577.8	2,577.8
1981	2,310.7	1,801.0
1982	3,793.7	1,890.8
1983	4,515.2	1,202.8
1984	5,671.0	936.6
1985	6,430.1	702.5
TASA MEDIA ANUAL DE CRECIMIENTO	19.13 %	−22.9 %

TABLA (9)

Esto significa que de 1980 a 1985, la industria tuvo una tasa media anual negativa de crecimiento real en sus inversiones por persona ocupada de 22.9%, aún cuando a precios corrientes dicha tasa fue positiva de 19.13% en el período señalado y significando también que hubo un aumento de mano de obra. (Tabla 9).

b).- CAPACIDAD INSTALADA.

La capacidad instalada fue incrementada en 1985 a 32'539,000 toneladas, cantidad que representa un aumento del 5.2% con respecto a las 30'942,000 toneladas logradas en 1984, dicho aumento se debió principalmente a la entrada en operación de la planta instalada en Huichapan, Hidalgo.

Sin embargo este aumento es relativamente bajo, comparado con el que mostró la industria en los años de 1981 (14.3%), 1982 (31.8%), 1983 (19.5%), aunque superior al alcanzado en 1984 (1.6%). (Tabla 10)

Esto se debió a que en el período 1980 - 1982 se realizaron las mayores inversiones a precios reales. (Tabla 5).

c).- PRODUCCION.

La producción de cemento durante 1984 fue de 18'436,000 toneladas, frente a 20'680,000 toneladas de 1985, lo que significa un incremento del 12.2%.(Tabla 11)

A este aumento contribuyeron: 7 plantas de un total de 30 plantas en operación; la apertura de la planta de Huichapan, Hidalgo, que es la principal contribuyente con un millón cien mil toneladas; la reanudación de actividades de Cementos Tolteca, S.A. de C.V. en Hidalgo; la recuperación que ha mostrado la rama de la

CAPACIDAD ANUAL DE LAS PLANTAS PRODUCTORAS DE CEMENTO GRIS

Miles de Toneladas

	ENTIDAD FEDERATIVA	1980 29 Plantas	1981 29 Plantas	1982 29 Plantas	1983 29 Plantas	1984 29 Plantas	1985 30 Plantas
Cemento Portland Blanco de México S.A.	Hidalgo	75	75	69	69	69	69
Cemento Portland Nacional S.A. de C.V.	Sonora	59	105	940	940	940	940
Cemento Anáhuac S.A.	México	2 000	2 000	2 500	2 500	2 500	2 500
Cementos Anáhuac del Golfo S.A.	S.L.P.	1 590	1 590	2 000	2 000	2 000	2 000
Cementos Apasco S.A. de C.V. (Div. Centro)	México	1 550	1 500	1 550	1 705	1 705	1 705
Cementos Apasco S.A. de C.V. (Div. Tabasco)	Tabasco	—	—	—	920	920	920
Cementos Atenac S.A. de C.V.	Puebla	132	155	155	165	165	165
Cementos de Acapulco S.A.	Guerrero	160	200	200	200	346	350
Cementos de Chihuahua S.A. de C.V. (Chihuahua)	Chihuahua	330	371	850	900	900	950
Cementos de Chihuahua S.A. de C.V. (Cd. Juárez).	Chihuahua	120	148	148	148	165	145
Cementos del Norte S.A.	Nuevo León	240	254	265	265	265	265
Cementos del Pacífico S.A. de C.V.	Sinaloa	120	160	160	160	160	213
Cementos Guadalajara S.A. (Guadalajara)	Jalisco	420	850	705	1 850	1 850	1 850
Cementos Guadalajara S.A. (Ensenada)	B. Calif. Nte.	570	720	720	1 020	1 020	1 020
Cementos Hidalgo S.C.L.	Nuevo León	525	828	456	456	456	456
Cementos Moya S.A. (León)	Guanajuato	450	660	750	810	810	810
Cementos Moya S.A. (Mérida)	Yucatán	564	564	620	710	710	710
Cementos Mexicanos S.A. (Huichapan)	Hidalgo						1 100
Cementos Mexicanos S.A. (Monterrey)	Nuevo León	1 645	1 700	2 370	2 370	2 370	2 370
Cementos Mexicanos, S.A. (Torreón)	Coahuila	705	775	1 580	1 580	1 590	1 500
Cementos Mexicanos S.A. (Valles)	S.L.P.	150	165	915	915	915	915
Cementos Portland Moctezuma S.A. de C.V.	Morelos	132	158	158	158	158	490
Cementos Sinaloa S.A. de C.V.	Sinaloa	390	510	510	510	510	510
Cementos Tolteca S.A. de C.V. (Atotonilco)	Hidalgo	1 314	1 716	1 786	1 786	1 786	1 786
Cementos Tolteca S.A. de C.V. (Mixcoac)	D.F.	285	329	329	329	329	329
Cementos Tolteca S.A. de C.V. (Tolteca)	Hidalgo	603	770	818	818	818	953
Cementos Tolteca S.A. de C.V. (Zapotlitic)	Jalisco	690	840	840	1 798	1 798	1 798
Cementos Veracruz S.A. de C.V.	Veracruz	645	700	1 600	1 687	1 687	1 700
Cementos Cruz Azul S.C.L. Planta Jasso	Hidalgo	1 350	1 400	1 560	1 800	1 870	1 870
Cementos Cruz Azul S.C.L. Planta Lagunas	Oaxaca	450	470	580	2 000	2 060	2 060
		17 021	19 542	25 655	30 866	30 942	32 539

TABLA (10)

PRODUCCION DE CEMENTO GRIS

(Miles de Toneladas)

AÑO	No. DE PLANTAS	PRODUCCION	INCREMENTO ANUAL %	PRODUCCION PROMEDIO	INCREMENTO ANUAL %
1976	28	12 584	8.4	449	8.2
1977	28	13 227	5.1	472	5.1
1978	28	14 056	6.3	502	6.3
1979	28	15 178	8.0	542	8.0
1980	28	16 243	7.0	580	7.0
1981	28	17 978	10.7	642	10.7
1982	29	19 298	7.3	665	3.6
1983	29	17 068	(11.6)	589	(11.4)
1984	29	18 436	8.0	636	8.0
1985	30	20 680	12.2	689	8.3
T.M.A.C.		5.7%		4.9%	

T.M.A.C. = Tasa Media Anual de Crecimiento.

TABLA (11)

construcción a partir de 1985; al efecto de los aumentos de producción de las diferentes ramas que integran la rama de la construcción como son el cemento, vidrio plano y el tabique; a consecuencia del gasto gubernamental efectuado durante el período de 1985 para obras de corto plazo, la construcción de viviendas de interés y a la demanda originada por los sismos de septiembre.

La producción registrada en 1985, es el máximo nivel que ha logrado la industria del cemento en México en sus 79 años de vida. (Tabla 12).

PRODUCCION ANUAL DE CEMENTO GRIS POR PLANTA

MILES DE TONELADAS

	ENTIDAD FEDERATIVA	1.980	1.981	1.982	1.983	1.984	1.985
Cemento Portland Blanco de México S.A.	Hgo.	0	0	0	0	0	0
Cemento Portland Nacional S.A. de C.V.	Son.	107	122	460	675	843	907 278
Cementos Anáhuac, S.A.	Nuev.	1 443	1 682	1 769	1 706	1 768	1 530 620
Cementos Andrés del Golfo, S.A.	S.L.P.	1 293	1 564	1 457	1 220	1 401	1 [illegible] 028
Cementos Apasco, S.A. de C.V. (Div. Centro)	Méx.	1 394	1 513	1 321	899	1 077	1 251 470
Cementos Apasco, S.A. de C.V. (Div. Tabasco)	Tab.	—	—	388	571	479	614 937
Cementos Atoyac, S.A.	Pue.	131	125	180	134	152	142 930
Cementos de Acapulco, S.A.	Gro.	227	227	266	183	221	215 087
Cementos de Chihuahua, S.A. de C.V.	Chih.	333	390	407	375	502	623 [illegible]
Cementos de Chihuahua, S.A. de C.V. (Cd. Juárez).	Chih.	135	145	148	156	140	119 530
Cementos del Norte, S.A.	N.L.	138	179	168	105	99	138 248
Cementos del Pacífico, S.A. de C.V.	Sin.	142	104	109	119	92	73 919
Cementos Guadalajara, S.A. (Guadalajara)	Jal.	687	757	702	680	595	1 254 [illegible]
Cementos Guadalajara, S.A. (Ensenada)	B.C.N.	459	551	623	605	571	569 [illegible]
Cementos Hidalgo, S.C.L.	N.L.	414	452	434	572	363	332 734
Cementos Moctezuma, S.A. (León)	Gto.	503	579	700	578	529	664 530
Cementos Moctezuma, S.A. (Mérida)	Yuc.	507	533	542	491	489	526 340
Cementos Mexicanos, S.A. (Huichapan)	Hgo.	—	—	—	—	—	19 656
Cementos Mexicanos, S.A. (Monterrey)	N.L.	1 431	1 475	1 621	1 319	1 436	1 508 825
Cementos Mexicanos, S.A. (Torreón)	Coah.	670	908	783	758	921	1 005 913
Cementos Mexicanos, S.A. (Valles)	S.L.P.	171	330	770	776	678	758 004
Cementos Portland Moctezuma, S.A. de C.V.	Nay.	158	148	183	152	107	124 632
Cementos Sinaloa, S.A. de C.V.	Sin.	413	427	290	241	257	252 398
Cementos Tolteca, S.A. de C.V. (Div. Atotonilco)	Hgo.	1 384	1 606	1 469	1 311	1 472	1 669 376
Cementos Tolteca, S.A. de C.V. Div. Mixcoac	D.F.	253	236	185	0	0	0
Cementos Tolteca, S.A. de C.V. (Div. Tolteca)	Hgo.	517	508	638	278	0	120 620
Cementos Tolteca, S.A. de C.V. (Div. Zapotitlán).	Jal.	657	687	608	537	765	996 208
Cementos Veracruz, S.A. de C.V.	Ver.	699	725	1 131	937	875	929 089
Cementos Cruz Azul, S.C.L. Planta Jasso	Hgo.	1 494	1 560	1 529	1 423	1 340	417 657
Cementos Cruz Azul, S.C.L. Planta Lagunas	Oax.	472	496	518	678	763	910 599
TOTAL		16 243	17 978	19 298	17 068	18 436	20 680 253

TABLA (12)

d).- VENTAS.

Las ventas por tipo de cemento gris fue de 20'755,000 toneladas en 1985, frente a las 18'278,000 toneladas en 1984, o sea un incremento del 13.6%. Correspondiéndole al cemento tipo I y al puzolánico el mayor volumen con 16'143,000 toneladas, que representan el 77.8% de las ventas totales. (Tabla 13).

El primero incrementó sus ventas en 1985 en un 24.1% mientras que el segundo lo hizo en un 13.7%.

Del volumen total de ventas el cemento tipo I participó con 9'039,000 toneladas que significan el 43.6%, o sea un incremento del 3.7% con respecto a 1984. Sin embargo este 43.6% sigue siendo menor al 47.4% obtenido en 1981. (Tabla 13).

En el mercado nacional se venden principalmente tres tipos de cemento que son el mortero, cemento blanco y cemento gris. Correspondiéndole al cemento gris el mayor volumen con 20'755,000 toneladas en 1985, frente a las 18'278,000 toneladas en 1984, lo que significa un incremento del 13.6%. (Gráfica 14, Gráfica 15 y Tabla 16).

Ahora sumemos las ventas de 1985 de los tres tipos de cemento, nos dan 21'343,000 toneladas, correspondiéndole al cemento gris el 97.2% del total y el otro 2.8% a los otros dos tipos de cemento, por lo tanto el cemento gris es el que más se vende en el País.

En 1984 las ventas por cemento gris representaron el 96.7%, que comparado con el 97.2% de 1985, representan un incremento de 0.5% que no es muy significativo. (Tabla 16).

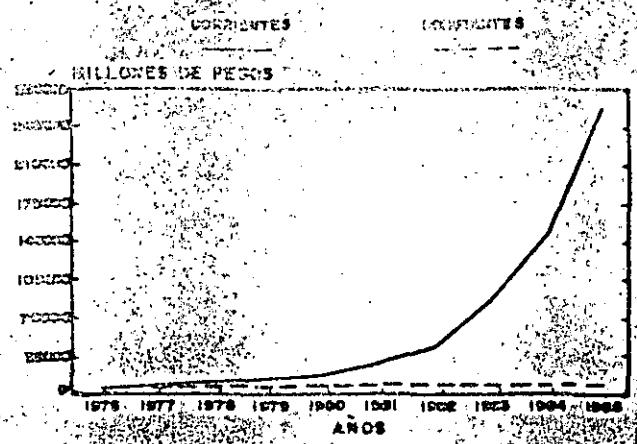
VENTAS POR TIPO DE CEMENTO GRIS

(Miles de Toneladas)

Tipos	1991		1992		1993		1994		1995	
	Volumen	%	Volumen	%	Volumen	%	Volumen	%	Volumen	%
Tipo I	8 645	47.4	7 886	41.0	6 965	40.9	7 294	39.9	9 059	43.8
II	3 573	19.6	3 973	20.6	4 050	23.7	4 092	22.4	3 919	18.9
III	27	0.2	18	0.1	142	0.8	251	1.4	324	1.6
IV	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0	0	0.0
Puzolanico	5 559	30.4	7 249	37.6	5 597	32.8	6 200	34.2	7 104	34.2
Especiales	431	2.4	115	0.6	227	1.3	102	0.6	23	0.1
Tipo "G"	0	0.0	16	0.1	66	0.3	299	1.6	345	1.6
Total	18 215	100.0	19 257	100.0	17 049	100.0	18 278	100.0	20 755	100.0

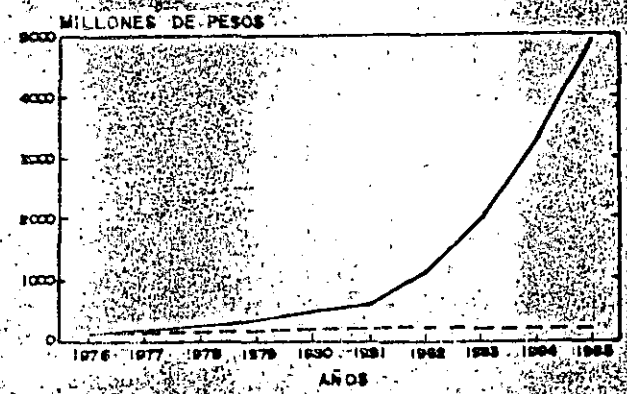
TABLA (1.3)

VENTAS DE CEMENTO GRIS
VALORES CORRIENTES Y CONSTANTES



GRAFICA (14)

VENTAS DE CEMENTO BLANCO
VALORES CORRIENTES Y CONSTANTES



GRAFICA (15)

VENTAS

AÑO	MORTERO					CEMENTO GRIS					CEMENTO BLANCO				
			Precios Corrientes		Precios Constantes			Precios Corrientes		Precios Constantes			Precios Corrientes		Precios Constantes
	Volumen (I)	Valor (II)	Precio Promedio (III)	Valor (II)	Precio Promedio (III)	Volumen (I)	Valor (II)	Precio Promedio (III)	Valor (II)	Precio Promedio (III)	Volumen (I)	Valor (II)	Precio Promedio (III)	Valor (II)	Precio Promedio (III)
1976	196	73	372	73	372	12 906	6 001	465	6 001	465	200	151	726	151	726
1977	181	78	431	61	337	13 227	8 559	647	6 640	502	226	203	900	197	872
1978	137	82	598	54	394	14 155	10 774	762	7 112	503	209	258	1 234	170	813
1979	141	101	716	56	397	15 569	15 464	977	7 529	490	225	359	1 591	200	888
1980	199	165	829	73	367	16 496	17 755	10 075	7 640	475	248	513	2 114	220	910
1981	234	256	1 094	88	376	18 215	29 678	1 629	10 250	565	217	916	2 059	213	900
1982	309	416	1 346	90	291	19 257	45 197	2 360	9 825	510	246	1119	4 512	245	990
1983	229	654	2 856	142	620	17 049	86 964	5 102	9 406	552	234	1963	8 425	212	909
1984	314	1206	3 839	78	248	18 278	145 512	7961	9 470	518	316	3 814	10 467	216	684
1985	278	1769	6 364	73	263	20 755	260 452	12 559	10 747	518	310	4 955	15 900	204	658
	40	42.5	37.09	0	—5.73	5.4	52.04	44.20	10.0	1.21	4.5	47.51	40.91	3.40	—1.10

T.M.A.C. = Tasa Media Anual de Crecimiento.

1 976 = 100

(I) Miles de Toneladas.

(II) = Millones de Pesos.

(III) = Pesos por Tonelada.

TABLA (16)

Para distribuir el cemento que producen las 30 plantas con que cuenta actualmente el País a los centros de consumo, este se sigue efectuando preferentemente por carretera correspondiéndole el 67.4%, al transporte ferroviario el 27.8% y finalmente el 4.8% al marítimo. Siendo estos porcentajes similares a los de años anteriores. (Tabla 17).

MANEJO DE CEMENTO GRIS

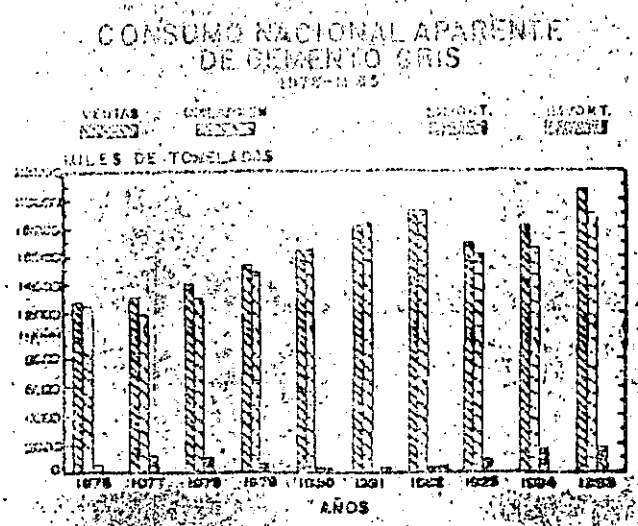
(MILES DE TONELADAS)

AÑO	POR TIPO DE TRANSPORTE							POR TIPO DE ENVASE				
	F.F.C.C.	%	CARRETERA	%	MARITIMO	%	TOTAL	ENVASADO	%	GRANEL	%	TOTAL
1976	4 542	30.4	10 071	67.4	329	2.2	14 942	10 654	71.3	4 288	28.7	14 942
1977	5 357	33.9	10 182	64.5	253	1.6	15 802	11 425	72.3	4 377	27.7	15 802
1978	5 091	31.0	11 200	68.2	131	0.8	16 422	11 758	71.6	4 664	28.4	16 422
1979	4 775	27.4	12 286	70.5	366	2.1	17 427	12 251	70.3	5 176	29.7	17 427
1980	4 945	25.6	13 734	71.1	637	3.3	19 316	13 347	69.1	5 969	30.9	19 316
1981	5 457	25.7	15 068	71.0	698	3.3	21 223	14 724	69.4	6 499	30.6	21 223
1982	4 822	22.8	15 410	72.8	930	4.4	21 162	14 284	67.5	6 878	32.5	21 162
1983	4 582	24.4	13 388	71.3	809	4.3	18 779	13 620	72.5	5 159	27.5	18 779
1984	5 841	27.9	13 959	66.7	1 127	5.4	20 926	14 078	67.3	6 848	32.7	20 926
1985	6 002	27.8	14 538	67.4	1 027	4.8	21 567	15 126	70.1	6 260	29.0	21 567

TABLA (17)

e).- CONSUMO.

A partir de 1983 el mercado nacional de cemento gris ha sido satisfecho totalmente con producción nacional, por lo que ya se cuenta con excedentes que permiten a la industria cementera nacional convertirse en exportador. Durante 1985, las exportaciones ascendieron a 1'745,000 toneladas de cemento, que representan un incremento de 7.8% respecto al nivel logrado en 1984 que fue de 1'619,000 toneladas también se logró exportar 667 mil toneladas de clinker, frente a 465 mil toneladas de 1984, o sea un incremento de 43.4%. (Gráfica 18, Tabla 19 y Tabla 20).



GRAFICA (18)

IMPORTACIONES Y EXPORTACIONES DE CEMENTO GRIS

(Miles de Toneladas)

	IMPORTACION		EXPORTACION		SALDO	
	CEMENTO	CLINKER	CEMENTO	CLINKER	CEMENTO	CLINKER
1976	116	0	409	0	293	0
1977	1	0	1 197	0	1 196	0
1978	10	0	985	0	975	0
1979	84	0	537	0	453	0
1980	250	0	250	0	0	0
1981	313	0	76	0	(237)	0
1982	243	0	202	43	(43)	43
1983	0	0	865	232	865	232
1984	0	0	1619	465	1 619	465
1985	0	0	1 745	667	1 745	667

TABLA (19)

CONSUMO NACIONAL APARENTE DE CEMENTO GRIS

(Miles de Toneladas)

Año	Ventas	Importación	Exportación	Consumo Aparente	Incremento Anual %
1976	12 906	116	409	12 613	9.5
1977	13 227	1	1 197	12 031	(4.6)
1978	14 135	10	985	13.160	9.4
1979	15 369	84	537	14 916	13.3
1980	16 496	250	250	16 496	10.6
1981	18 215	313	76	18 452	11.9
1982	19 257	245	202	19 300	4.6
1983	17 049		865	16 184	(16.1)
1984	18 278		1619	16 659	3.0
1985	20 755		1745	19 010	14.1
T.M.A.C.	5.4%			4.7%	

T.M.A.C. = Tasa Media Anual de Crecimiento.

TABLA (20)

La distribución del consumo nacional de cemento gris está concentrado en las principales ciudades como son el Distrito Federal, Estado de México, Jalisco, Veracruz y Nuevo León que juntos consumieron el 40.9% de las 19'010,000 toneladas producidas durante 1985, pero sin embargo deben tomarse muy en cuenta ciudades como Guanajuato, Michoacán y Puebla que se acercan a los consumos de las otras ciudades, que juntos suman el 54% del consumo total del País. (Tabla 21).

DISTRIBUCION GEOGRAFICA DEL CONSUMO NACIONAL APARENTE DE CEMENTO GRIS

Miles de Toneladas

Entidad	1980	1981	1982	1983	1984	1985
AGUASCALIENTES	131	150	175	161	197	212
BAJA CALIFORNIA NORTE	347	455	498	423	423	522
BAJA CALIFORNIA SUR	74	97	98	87	98	111
CAMPECHE	95	129	119	106	111	107
COAHUILA	434	488	544	424	458	524
COLIMA	103	95	66	71	94	117
CHIAPAS	366	382	377	364	392	467
CHIHUAHUA	503	519	560	497	533	602
DISTRITO FEDERAL	2911	3248	4647	3240	2632	2965
DURANGO	213	247	229	195	231	237
GUANAJUATO	590	678	709	727	870	901
GUERRERO	275	370	360	339	365	514
HIDALGO	3[illegible]	371	439	358	341	455
JALISCO	1034	1184	1188	929	1076	1309
MEXICO	1640	2048	1027	872	1163	1224
MICHOACAN	478	534	466	704	744	850
MORELOS	273	298	272	326	259	282
NAYARIT	80	80	72	109	141	150
NUEVO LEON	114	1233	1100	983	918	1108
OAXACA	307	318	329	347	350	477
PUEBLA	557	601	548	631	665	785
QUERETARO	209	239	264	281	303	356
QUINTANA ROO	98	127	131	24	128	159
SAN LUIS POTOSI	4[illegible]	494	597	335	401	386
SINALOA	497	502	447	396	504	552
SONORA	343	345	399	381	488	531
TABASCO	365	394	364	480	527	557
TAMAULIPAS	405	582	686	568	567	602
TLAXCALA	135	126	87	161	155	178
VERACRUZ	1190	1387	1730	1110	1016	1166
YUCATAN	259	299	310	274	292	340
ZACATECAS	146	198	207	181	217	264
	16243	18215	19055	16184	16659	19010

TABLA (21)

El Distrito Federal es el primer consumidor a nivel nacional de cemento gris con 2'965,000 toneladas, que representan el 15.6% de la producción total, lo cual ha provocado que el mayor número de plantas (7 en total) se concentren en sus cercanías.

f).- EMPLEOS GENERADOS.

Después de que durante 1984 se redujo en 3.3% el personal ocupado por la industria, durante 1985 se incrementó este en un 9.1%, lo cual permite tener una ocupación superior inclusive a la alcanzada en 1983 en 5.4% pero todavía inferior a la lograda en 1981, en un 13.7% (Tabla 22).

El incremento alcanzado en 1985, se debe fundamentalmente a un crecimiento de 10.4% en el número de obreros, dado que los empleados ocupados sólo aumentaron 5.4% (Tabla 22).

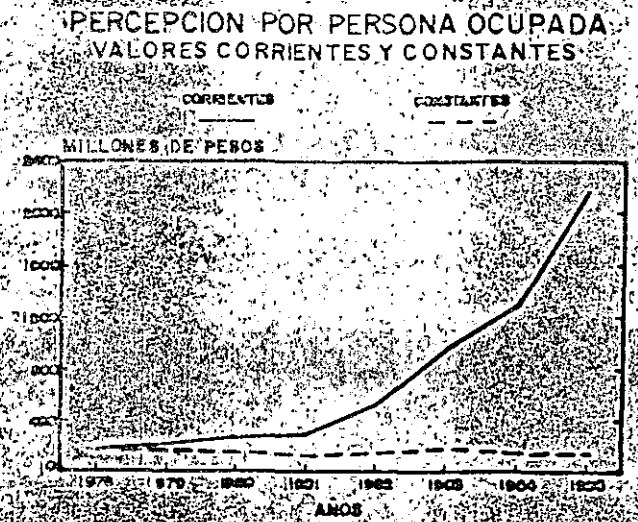
TOTAL DE TRABAJADORES OCUPADOS

AÑOS	OBREROS	EMPLEADOS	TOTAL
1976	7 149	2 467	9 616
1977	7 501	2 484	9 985
1978	7 839	2 612	10 451
1979	8 482	2 901	11 383
1980	9 202	3 336	12 538
1981	13 854	3 778	17 632
1982	10 789	3 625	14 414
1983	10 372	4 057	14 429
1984	10 169	3 779	13 948
1985	11 230	3 982	15 212
T.M.A.C.	5.2%	5.5%	5.3%

T.M.A.C. = Tasa Media Anual de Crecimiento.

TABLA (22)

Respecto de las percepciones otorgadas, éstas crecieron en un 83.2% a precios corrientes (Gráfica 23, Tabla 24), como consecuencia de una mejoría del 100% en los salarios, del 87.7% en las prestaciones y del 51.8% en los sueldos. (Gráfica 25, Tabla 26). Esta mejoría destaca frente a los aumentos salariales mínimos obligatorios concedidos durante 1985, del 32% en enero y del 25% a partir del primero de junio.

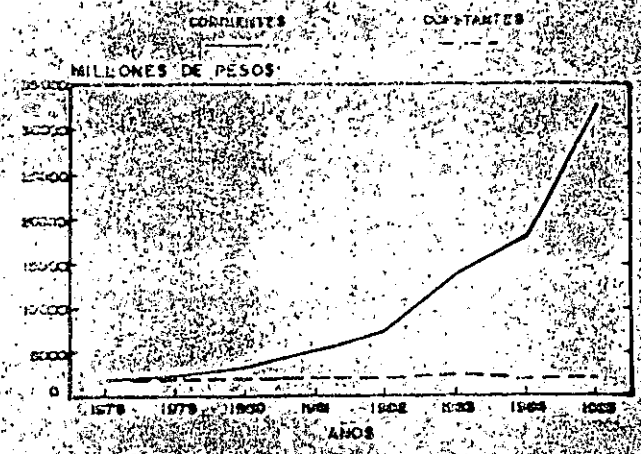


GRAFICA (23)

PERCEPCION POR PERSONA OCUPADA

Año	Personal Ocupado	TOTAL DE PERCEPCIONES (Miles de Pesos) Precios Corrientes	Precios Constantes (1978=100)	PERCEPCION POR PERSONA OCUPADA (Miles de Pesos) Precios Corrientes	Precios Constantes (1978=100)
1978	10 451	1 760 157	1 760 267	168 421	168 430
1979	11 383	2 332 056	N.D.	204 871	N.D.
1980	12 538	3 344 352	1 966 110	266 737	156 812
1981	17 632	5 140 294	2 162 514	291 532	122 647
1982	14 414	7 509 009	2 032 387	520 883	141 001
1983	14 429	15 796 938	2 614 046	956 195	181 160
1984	13 948	17 901 869	1 995 873	1 283 460	143 094
1985	15 212	32 795 062	2 300 016	2 465 026	151 197

TABLA (24)



GRAFICA (25)

SUELDOS, SALARIOS Y PRESTACIONES

(Miles de Pesos)

PRECIOS CORRIENTES

Años	Sueldos	Salarios	Prestaciones	Total
1978	480 077	798 570	521 720	1 760 167
1979	625 761	1 015 416	692 879	2 332 056
1980	871 847	1 388 603	1 083 902	3 344 352
1981	1 387 131	2 077 947	1 675 216	5 140 294
1982	1 883 578	3 049 368	2 575 263	7 508 009
1983	2 859 597	5 962 298	5 015 041	13 796 936
1984	4 790 076	7 253 243	5 887 655	17 901 989
1985	7 257 787	14 527 502	11 010 683	32 795 952
T.M.A.C.	48.78	51.63	54.6	51.87

PRECIOS CONSTANTES

1987=100

Años	Sueldos	Salarios	Prestaciones	Total
1978	480 077	798 570	521 720	1 760 267
1979	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
1980	512 550	816 545	637 215	1 966 110
1981	583 564	874 189	704 761	2 162 514
1982	509 572	825 045	696 770	2 032 387
1983	541 793	1 122 072	950 178	2 614 046
1984	532 855	808 702	654 216	1 995 873
1985	508 996	1 018 830	772 192	2 300 018
T.M.A.C.	1.7	3.75	5.76	3.9

T.M.A.C. = Tasa media anual de crecimiento.

TABLA (26)

En términos reales, los salarios pagados por la industria han mostrado una tasa media anual de crecimiento de 3.73% entre 1978 y 1985, y de 5.76% en las prestaciones otorgadas. (Tabla 26).

Entre 1985 y 1986 los salarios reales se incrementaron 26% y las prestaciones 18%.

PLANTAS Y EQUIPOS DE PRODUCCION

1. Plantas de productos vibro-comprimidos

En los últimos 30 años hemos sido testigos en los cambios logrados en la industria del concreto prefabricado.

En el siglo pasado la industria en general sufrió una gran revolución por la introducción de la energía. Substituyendo el trabajo manual en esta segunda mitad del siglo XX la industria del concreto ha ido revolucionándose por la combinación de la mecanización y en general por la automatización. Esto ha traído muchos cambios, actualmente ante necesidades masivas de productos y elementos de concreto, tiene que haber respuestas de producción masiva de productos y de elementos de concreto. Los pequeños trabajos ineficaces con una gran cantidad de mano de obra van siendo sustituidos por modernas instalaciones que tienden hacia la automatización. A medida que la mano de obra se va incrementando en su costo es necesario sustituir ese trabajo manual por el trabajo de maquinas. En éste capítulo siete vamos a un panorama general de los que deben ser las plantas actuales para la producción de productos vibro-comprimidos y los equipos más comunmente empleados, tanto en el mercado nacional como en el mercado internacional, así como sus características generales.

Podemos hablar de diferentes tipos de plantas

Según los productos por fabricar y el lugar de producción podemos clasificarlas: a partir del lugar en fijas o móviles y por los productos producidos en: fábricas o talleres de precolados, productos vibro-comprimidos, elementos presforzados y mixtos. Generalmente los productos vibro-comprimidos son de tipo ciclópeo homogeneo, es decir, no se les refuerza o presfuerza con acero y son prácticamente de un solo material a excepción de tuberías o algún producto especial. Los precolados son reforzados generalmente, su constitución es heterogénea; es decir, se conjugan en su producción diferentes materiales, como es el caso de los paneles tipo "sandwich". Los elementos presforzados de concreto por la característica estructural que los distingue y el proceso de pretensado del acero, define longitudes de moldes y pistas de trabajo diferentes a los productos mencionados anteriormente.

Otra característica que diferencia los talleres o plan

tas de prefabricados de concreto es el peso de los productos, los cuales pueden ser ligeros, medianos o pesados y estar producidos con procesos en puesto fijo, deslizantes o en cadena.

Superficie necesaria para plantas o talleres

Podemos definir la superficie necesaria de trabajo a partir de la siguiente fórmula:

Area necesaria: a.p.t.f.v+c + pam + sc

Donde:

a = Superficie de los elementos o tarimas de producción
p = Número de elementos producidos por turno
t = Turnos de producción
f = Tiempo de fraguado en días
v = Area de producción o vaciado
c = Circulaciones
pa= Patios de almacenaje
m = Maniobras
sc= Servicios complementarios

En servicios complementarios debemos considerar las áreas destinadas a:

Almacenes de Materia Prima
Talleres de Herrería
Talleres de Carpintería
Taller Electro Mecánico
Oficinas Administrativas
Servicios Generales, etc.

Para el desarrollo del proyecto de un taller o fábrica es necesario el estudio del proceso que seguirá el material desde la recepción de materia prima hasta la entrega de producto. (a título de ejemplo, anexamos croquis de flujo de algunas plantas típicas de productos vibro-comprimidos y precolados de concreto).

Debemos considerar que nos es absolutamente necesario que las áreas de producción se encuentren a cubierto, incluso en algunos casos la cubierta presenta problemas al impedir el uso de gruas, torres o el manejo de elementos grandes, por lo cual hay que definir muy determinadamente los lugares que deben estar a cubierto, evitando en esta forma las inversiones

innecesarias; incluso existen fábricas en donde la cubierta es móvil y solamente se utiliza en el lugar y momento de la producción. Como es sabido nuestro país no presenta por lo general el problema de inviernos rigurosos para los cuales sí es necesario proteger los productos. En el caso de lugares lluviosos sí es recomendable almacenar los agregados a cubierto con objeto de evitar problemas en la dosificación.

Las instalaciones comúnes a todas las plantas son -- las necesarias para las siguientes operaciones:

Recepción de agregados
Almacenaje de cemento
Dosificación de concreto
Mezclado de concreto
Transporte y vaciado
Moldeado
Vibrado
Fraguado
Acabado
Transporte del producto
Control de calidad
Mantenimiento electro-mecánico
Almacenaje de materia prima y refacciones
Almacenaje de productos terminados

Dirección, Administración y Ventas

Como ejemplo de instalaciones complementarias se encuentran:

Curado a vapor
Taller de preformado
Laboratorio, etc.

2. y 3. Equipos de vibro-compresión
Equipos accesorios

Considerando los principios de vibración que son comunes a todos los procesos actuales de fabricación de productos de concreto, podemos decir en términos generales que existen básicamente dos tipos de maquinaria para la producción; - las llamadas prensas móviles o "ponedoras" y las prensas fijas. Las diferencias fundamentales entre una y otra radican en el sentido de que las prensas móviles requieren áreas mayores -- por su propio proceso de fabricación o sea se trata de máquinas que en grandes patios van dejando, van " poniendo " --

los productos producidos, de ahí que se llamen "ponedoras". Este aspecto de las áreas grandes que se requieren en la producción se ha resuelto con un tipo relativamente reciente de máquina ponedora multicapas.

Mesas vibradoras. Son los equipos más simples y constan de cuatro elementos principales: plataforma vibratoria, apoyos elásticos, chasis o mesa y equipo vibrador. Las dimensiones varían de 0.5 m^2 a 5 m^2 y la capacidad de carga puede ser de 12 ton.

La plataforma vibratoria debe ser lo más rígida posible y estar soportada por apoyos elásticos de bloques de hule o de resortes, los cuales deben permitir una acción vibratoria vertical y evitar los impactos de la plataforma con el chasis.

El chasis debe estar diseñado para permanecer rígido durante los procesos de producción y estar fijo al suelo por medio de una cimentación, para evitar deslizamientos.

Con objeto de lograr compactaciones efectivas y evitar el deterioro de los equipos por el impacto, los moldes de preferencia se deberan sujetar sólidamente a la plataforma, por medio de sujeciones rápidas; evitando en ésta forma tiempos y pérdidas.

La sujeción se logra mediante pernos, uniones elásticas, sistemas prensores de cadenas, palancas de leva, pistones hidráulicas y neumáticos.

Moldes de vuelco. Las características de éste tipo de moldes son semejantes a las de las mesas vibratorias; las diferencía la posibilidad de movimiento. Estos equipos se utilizan en la fabricación por vibrocompactación de pequeños elementos: simples, lineales y superficiales.

En los moldes de vuelco el vibrador se encuentra integrado a ellos y el chasis es móvil, o sea, no se encuentra sujeto al piso y está diseñado de tal forma que permita el giro sobre sí mismo, con objeto de poder efectuar el vuelco y de este modo depositar el producto sobre un pavimento de trabajo.

La producción de este tipo de equipos es del rango de 100 operaciones por turno.

Máquinas vibro-compactadoras móviles. Debido a estas características se les conoce con el nombre de "pondedoras". Se utilizan en la fabricación de elementos simples, siendo sus principales características: el desplazamiento por medio de rodamiento própio y la acción horizontal de los vibradores, gracias a lo cual al irse desplazando, van dejando depositado el producto sobre las pistas de trabajo. Las principales partes que componen el equipo son: chasis montado sobre ruedas, equipo vibratorio de acción horizontal, molde, pizón y tolva de recepción.

La producción de este equipo es muy variable, y depende de su grado de mecanización.

Máquinas vibro-compactadoras fijas. Se utilizan en la fabricación de elementos simples y lineales; sus características son la acción simultánea de vibración y compresión por pizón libre. En la actualidad es el equipo que tiene mayor difusión.

Las principales partes que componen el equipo son: la mesa vibradora sobre la cual se asientan tarimas de producción sobre ella se coloca un molde, dentro del cual se deposita el concreto, que es comprimido por la acción de un pizón pesado. Además, este equipo cuenta con tolva de llenado, paletas repartidoras, mecanismo de desmoldeo y expulsor de tarimas según su grado de automatización. Estos equipos existen en el mercado, desde los más económicos y simples hasta los más automatizados. El volumen de producción dependen del volumen del producto, el número de piezas por moldeada y del número de operaciones por turno; el rango de operaciones por turno es de 300 a 1000 operaciones.

Máquinas vibro-compresoras. Son los equipos más recomendables para lograr la mejor calidad en los productos, sus características son prácticamente las mismas de los equipos vibro-pizonadores, a diferencia de que el pizón es sustituido por un pistón hidráulico o neumático. Este equipo se utiliza en la producción de elementos: simples, lineales y superficiales, pudiéndose lograr resistencias del concreto superiores a los 500/kg; por ello en el futuro se impondrán por las ventajas que representan. Se recomienda el uso de frecuencias de 6000 RPM y la utilización de amortiguadores superiores sobre los cuales se asiente el pistón de la prensa. Fig. 7.6.

Centrifugadoras. Los productos fabricados por centrifugación son apreciados por la gran resistencia y calidad que presentan. El proceso de centrifugación es conocido desde hace más de cien años, empezando a utilizarse en productos de fierro vaciado. El proceso de centrifugación se clasifica según la posición del eje de la máquina en: vertical, inclinado y horizontal.*

Los equipos de eje vertical solamente sirven en la producción de elementos pequeños, ya que al actuar combinadas la fuerza centrífuga y la gravedad terrestre se forman elementos tronco-cónicos o de forma parabólica.

Los equipos de eje inclinado se han desechado, al no obtenerse con ellos ningún beneficio palpable. Los equipos de eje horizontal son los más desarrollados, debido a que con ellos se logran productos lineales hasta de 30 m. de longitud, y con la combinación del giro horizontal y la fuerza de gravedad se necesita menor velocidad de giro y menos revoluciones.

Los equipos centrifugadores se han utilizado en sistemas de torno, presentando problemas de excentricidad; sistema de rodamiento sobre rodillos, con problemas de rebote y seguridad; sistemas de rodamiento sobre poleas más efectivos, sistema de giro suspensiones por bandas.

Los equipos de eje horizontal pueden ser simples o múltiples.

Los moldes para centrifugar tienen las siguientes características: molde metálico de abertura rápida, aros cabeceros de aluminio o fierro fundido, fundas de lámina de zinc, cierre rápido por medio de grapas, tornillos, pasadores, bayonetas o palancas; hasta la fecha la mejor solución es el molde a base de un tubo de lámina gruesa, con estrías de forma de cuña en toda la longitud sobre las cuales se coloca una funda rematada por aros cabeceros de fierro fundido, torneados de manera que permitan introducir la carga de concreto, por un orificio central mientras están girando y permitan determinar el espesor de la pieza por fabricar.

La carga de los moldes se puede efectuar por medio de: pala, cucharón mecánico o cinta transportadora a partir de una tolva para concreto con recámara.

Por medio de la centrifugación se fabrican: tubos, viguetas, pilotes, postes, escalones, machuelos, canales, etc.

Giro-compresora. Para la producción de tubería de concreto se utilizan diferentes procedimientos como son: el pizonado manual, moldes sobre mesa vibradora, vibro-compresión, centrifugación, etc.; entre estos métodos, el más difundido es el de giro-compresión.

El método de giro-compresión consiste en: la compactación por medio de un pizón giratorio y la acción de la fuerza centrífuga sobre rodillos compresores; los cuales a la vez que distribuyen el concreto lo comprimen contra las paredes del molde, pudiendo ser de acción vertical u horizontal. Fig. 7.10.

Máquinas extrusoras. Se le ha dado este nombre a los equipos para la fabricación de elementos lineales y superficiales de concreto ciclopeo, reforzado o presforzado; que depositan el producto en forma de cinta continua, mediante la pulsión y traslación. Estos equipos se utilizan principalmente para la producción de: placas, losas multitubulares, viguetas, guarniciones, etc.

El proceso de extrusión se logra por medio de vibración combinada con allanado, pizonado y expulsión.

El concreto es depositado en una tolva, y mediante la vibración fluye por deslizamiento o acción de un sinfín a través de boquillas que le dan forma; posteriormente es afinada la superficie por una boquilla allanadora.

La traslación del equipo se efectúa por medio de transmisiones de velocidad variable o por la reacción sobre del concreto al ser expulsado; existen diferentes marcas de estos equipos en el mercado.

Para que un sistema de producción sea óptimamente rentable debe reunir, por lo menos las siguientes características: tener costos de mano de obra de producción del 20% del costo primo, mecanización en el 80% de las operaciones, y producción con costos primos del 60% del precio de venta.

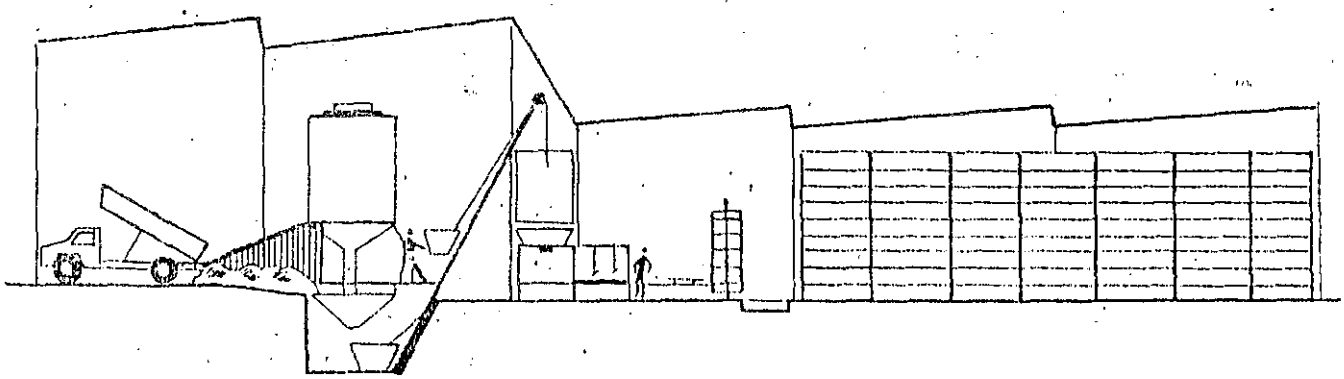
Laminación. Es un método de fabricación muy tecnificado e se auxilia de la vibración y compresión para la compactación. La laminación se realiza por medio de rodillos o bandas sinfín, móviles o fijas. Se podría decir que son moldes deslizantes en posición horizontal auxiliados por rodillos compactadores forrados de hule.

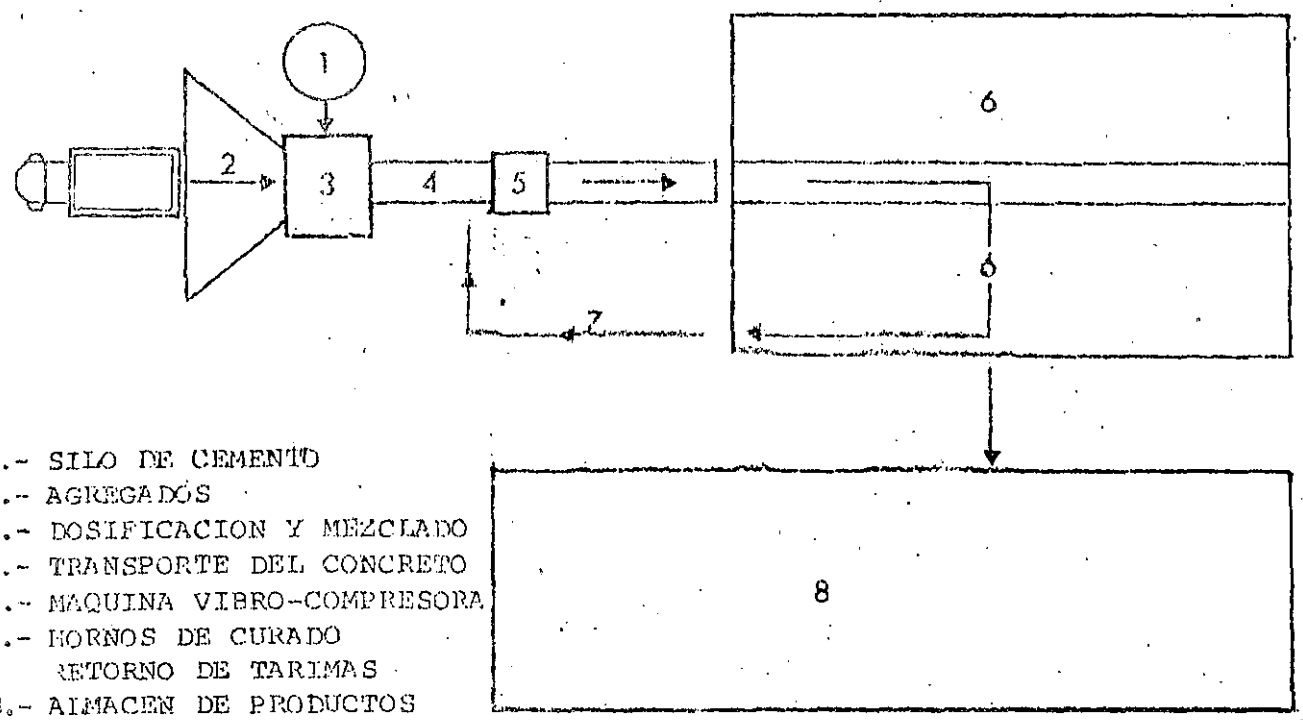
Compactación por vacío. Consiste en la extracción de agua y aire por medio de subpresiones de 0.7 a 0.8 atmósferas las cuales ejercen depresión; a causa de las tensiones capilares se cierran los poros y el agua se reduce a un 25%.

Debemos auxiliarnos de la vibración con objeto de mejorar la compactación. Este sistema se utiliza en espesores menores de 25 cm.

En las páginas siguientes se incluye información sobre los diferentes equipos de vibro-compresión y equipos accesorios para la fabricación de productos de concreto. La información no pretende ser exhaustiva, sino más bien representativa de la amplia variedad de equipo existente en el mercado. Se ha incluido con el propósito de mostrar, a quien no conozca el equipo, las amplias posibilidades de fabricación que la técnica y la industria del prefabricado tiene actualmente. Los equipos que se han incluido van desde los más simples hasta los más automatizados. La selección o empleo del equipo desde luego deberá hacerse como lo hemos señalado en función de varios factores de tipo económico, de mercado, etc. A pesar de que algunos equipos o maquinaria no existen en el mercado nacional, los hemos incluido con el objeto de que el lector conozca los avances más recientes en la producción de maquinaria.

En la producción de productos vibro-comprimidos, según las características del sitio de ubicación y el grado de mecanización, se utilizan algunos equipos accesorios para la producción; los cuales no son en un momento dado indispensables, pero desde luego, propician una mayor calidad de productos e incrementan la productividad reduciendo los costos de obra de mano.





1.- SILO DE CEMENTO
2.- AGREGADOS
3.- DOSIFICACION Y MEZCLADO
4.- TRANSPORTE DEL CONCRETO
5.- MAQUINA VIBRO-COMPRESORA
6.- HORNOS DE CURADO
7 RETORNO DE TARIMAS
8.- ALMACEN DE PRODUCTOS

Fig. 7.6 Máquina automatica para la producción de bloques. Marca Besser. E.U.

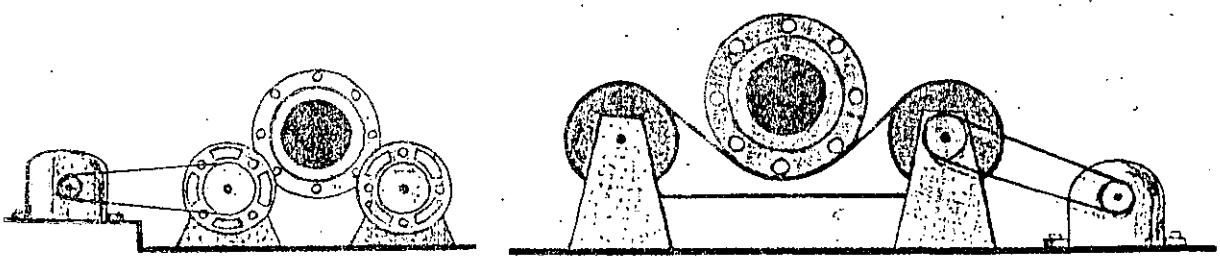


Fig. 7.7 Esquemas del proceso de centrifugación para la producción de postes y pilotes.

Fig. 7.11. Máquina extrusora para la producción continua de viguetas semi-prefabricadas. Marca Weiler

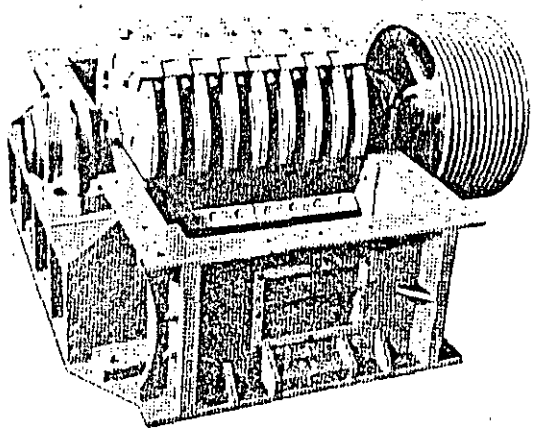


Fig. 7.12. Molinos secundarios para la producción de agregados

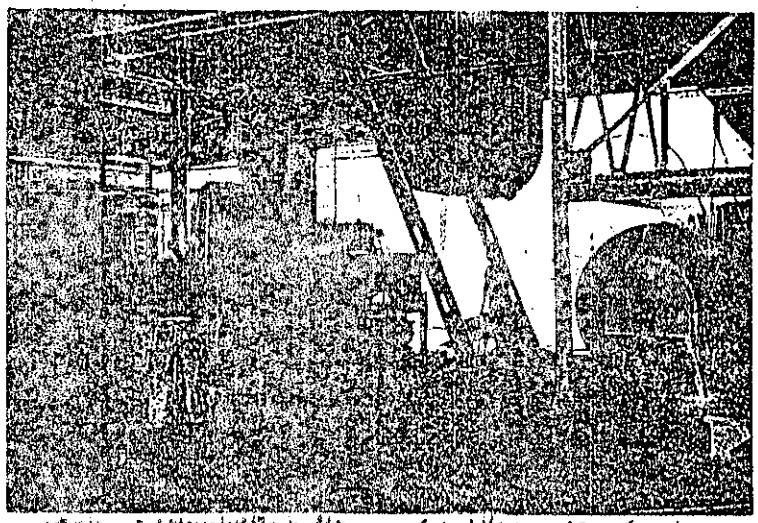


Fig. 7.16. Elevador alimentador para máquinas vibro-compresoras

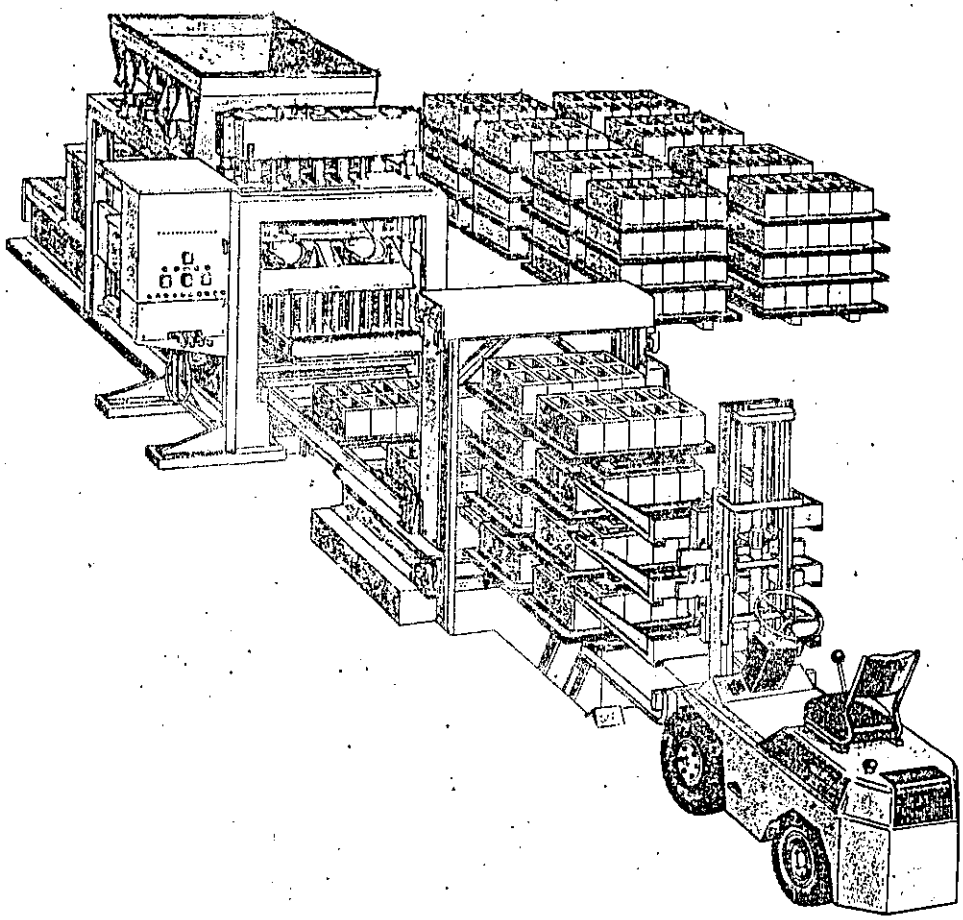
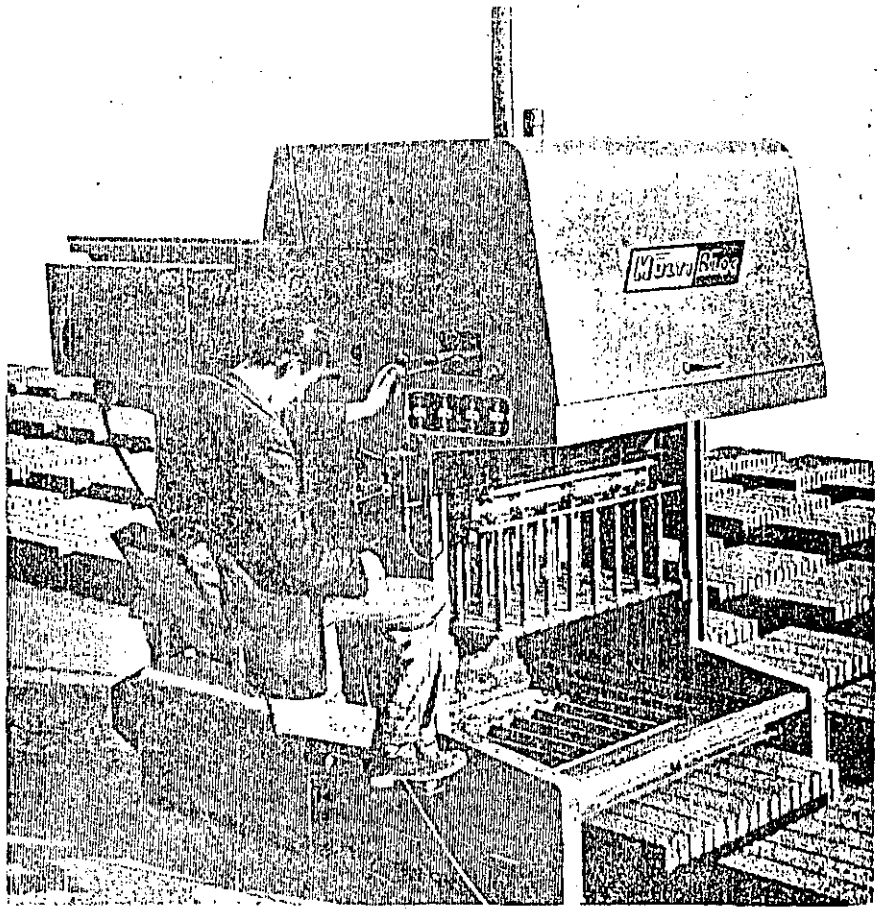
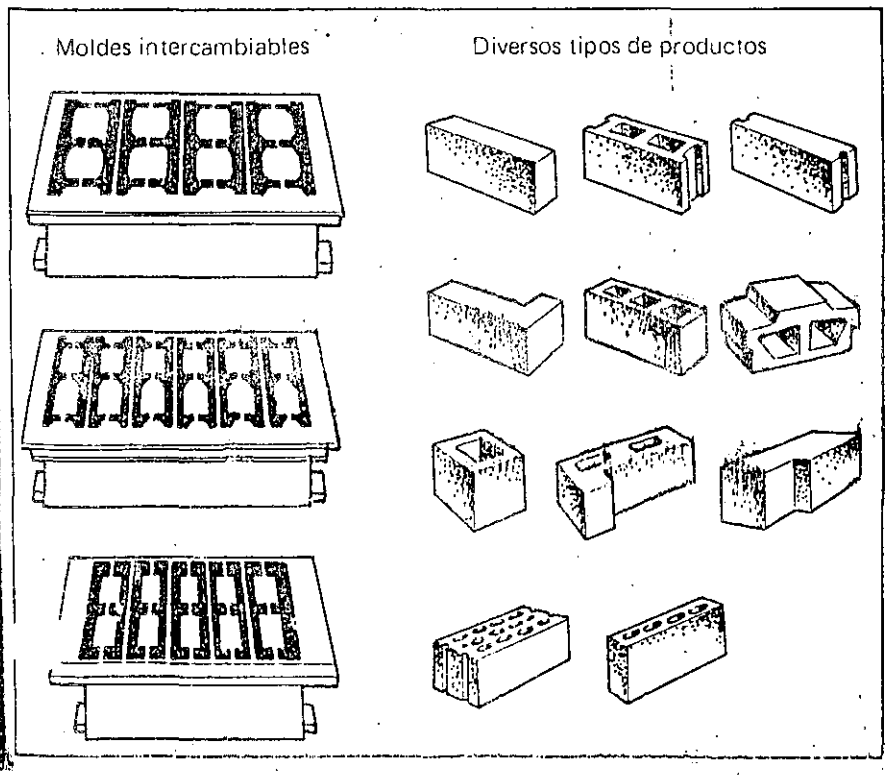


Fig. 7.17. Extracción de tarimas. Conjunto "Bloc-o-Sol" para la producción de bloques. Marca "Pierre et Bertrand". Francia.

Fig. 7.18. Carro estibador

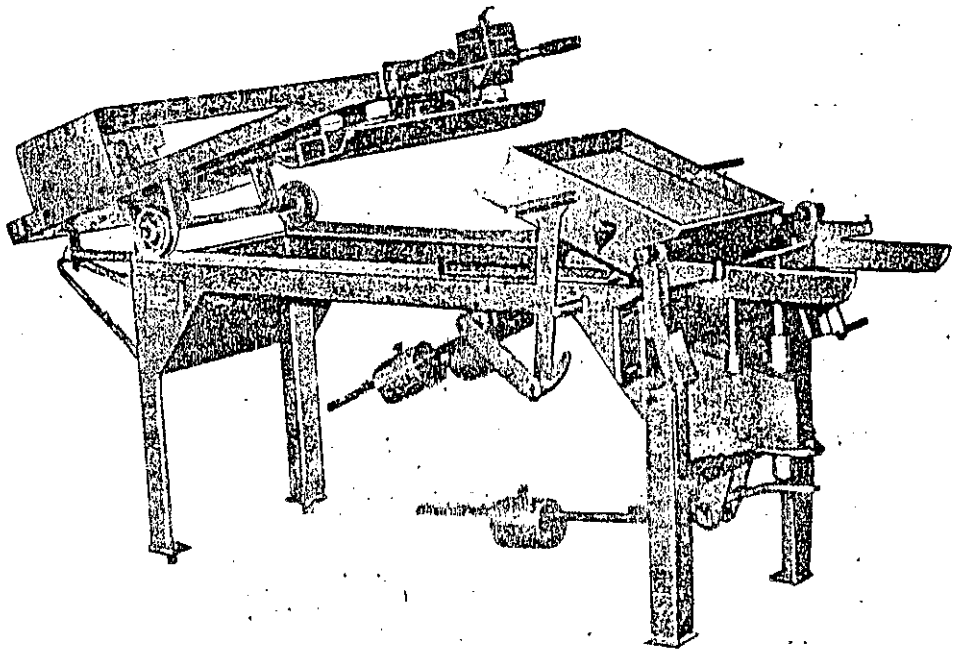


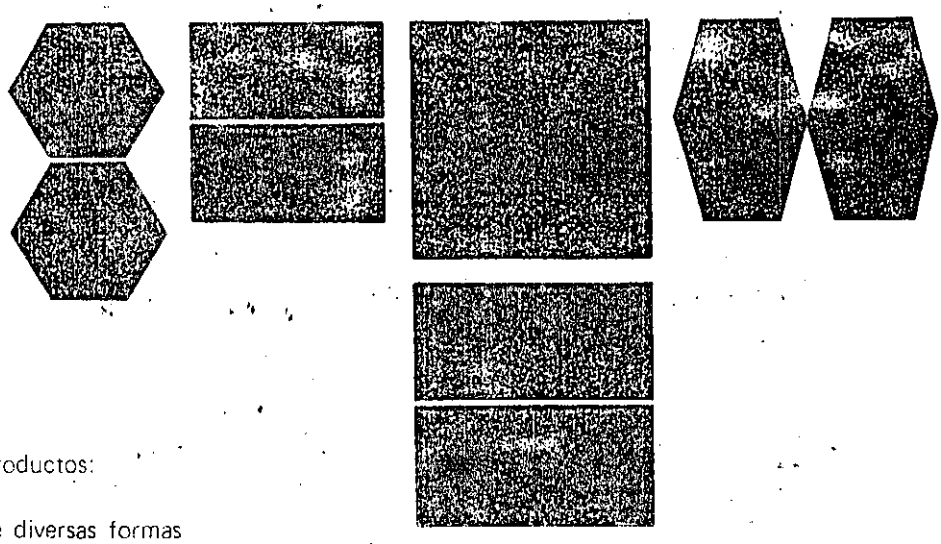


Datos técnicos:

VIBRO-COMPACTADORA MOVIL
Marca: MultiBloc
Modelo: Captain
País: Inglaterra

Producción 7 a 10 000 bloques (10 x 20 x 40) en 8 horas de trabajo.
Controles electro-hidráulicos.





Tipo de productos:

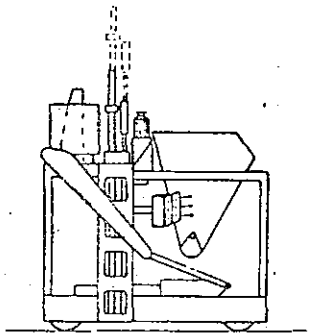
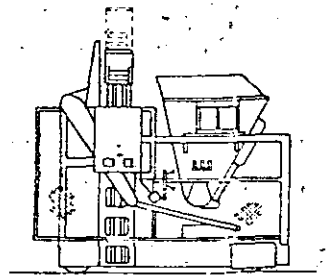
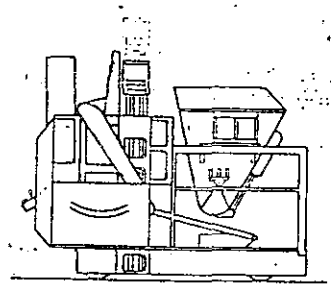
Losetas de diversas formas
7.5 cm de espesor

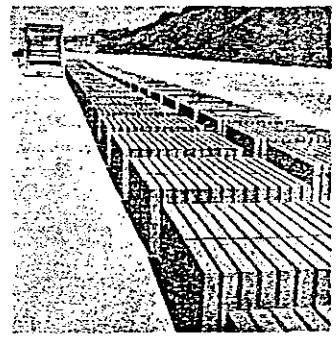
Datos técnicos:

Vibro compactadora manual, motor 1,5 HP / 1400 rpm. Vibrador de 7100 rpm., 50 moldes diferentes

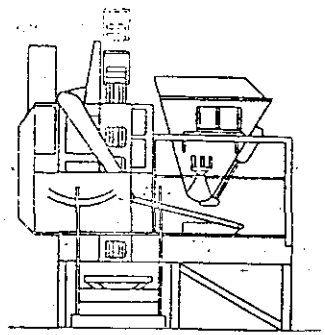
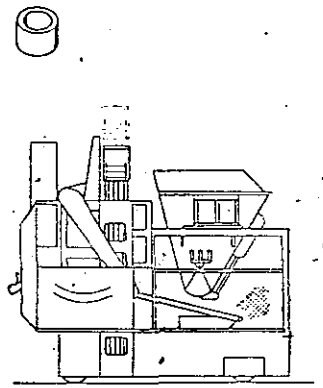
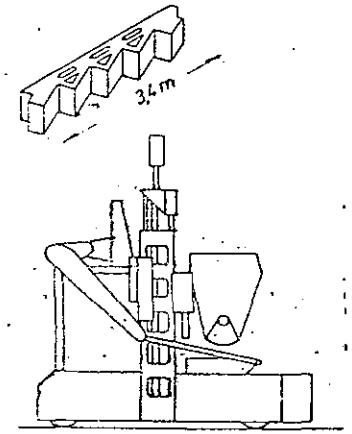
Marca: Haarup Maskinfabrik
Tipo: FLDZ
País: Dinamarca

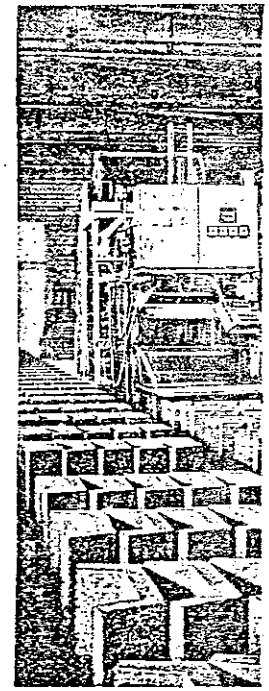
MOLDEADORAS PONEDORAS DE PREFABRICADOS DE CONCRETO

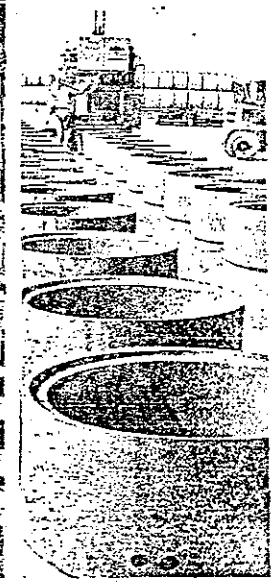
		
Compacta 104/129	*Standard 104/129 [A]*	*Universal 104/129 [A]*
Ponedora semiautomática con regulación de previbración y tiempo de traslación automática, para una altura máx. de producción de 330 mm con una profundidad máxima del molde de 850 mm, alternativamente 1000 mm. Apertura del silo mecánica para profundidad del molde de 850 mm. Apertura del silo hidráulica para profundidad del molde de 1000 mm.	Ponedoras semi-o totalmente automáticas para una altura máxima de producción de 500 mm profundidad máxima del molde de 1000 mm para la producción de elementos constructivos que se pueden fabricar sin accesorios especiales.	Ponedoras semi-o totalmente automáticas para una altura máxima de producción de 600 mm profundidad máxima del molde de 1100 mm para toda clase de elementos constructivos como también para producción con mesa vibratoria, concreto expuesto, y bordillos. Equipo básico de la máquina comprende freno hidráulico sobre ruedas traseras, dispositivo estregador y de derrame, husillo para regular altura del silo, etc.
Bloques huecos 200x400x200 10 resp. 12 unidades 1 puesta en aprox. 35 seg. Producción diaria aprox. 8200 resp. 9800 unidades Bloques huecos Bovedillas Bloques macizos, etc.	Bloques huecos 240x490x238 8 resp. 10 unidades 1 puesta en aprox. 25 seg. Producción diaria aprox. 6900 resp. 8600 unidades. Bloques huecos Bovedillas Cubre cables Tubos de drenaje, etc.	Bloques huecos 240x365x238 8 resp. 10 unidades 1 puesta en aprox. 20 seg. Producción diaria aprox. 9000 resp. 12000 unidades Bloques huecos Bovedillas Bordillos Adoquines etc.

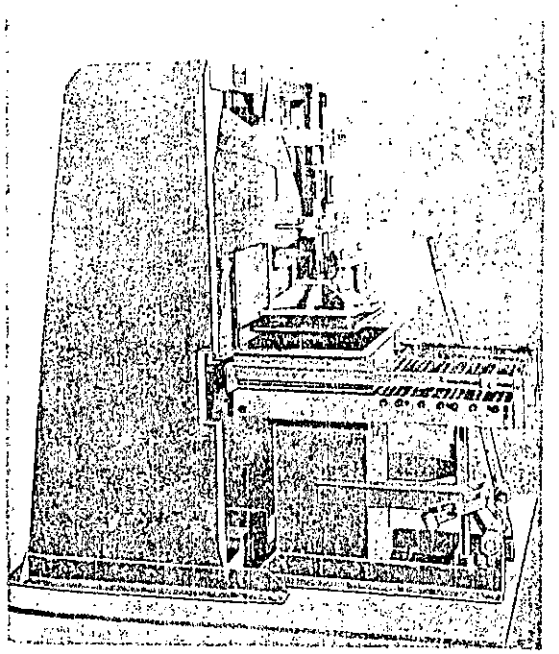


MOLDEADORAS PONEDORAS DE PREFABRICADOS DE CONCRETO

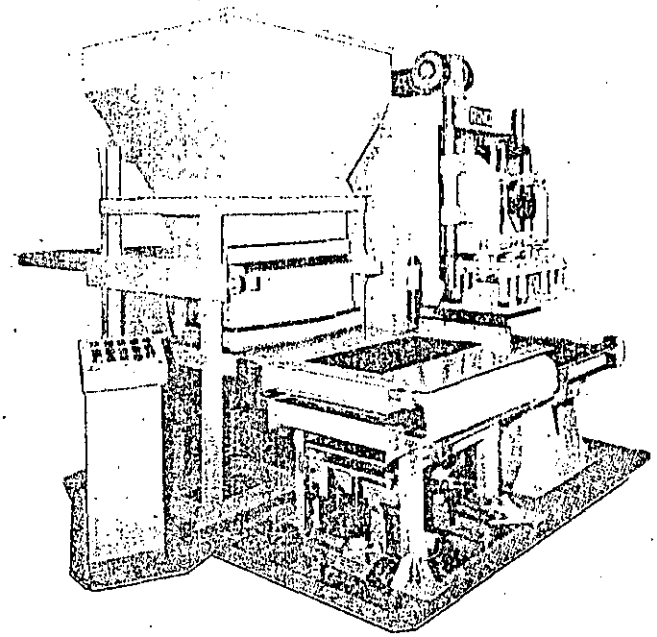
 *129 SA. estacionaria*	 *Ponedora para tubos 129R*	 *Ponedora 340*
Máquina automática de alto rendimiento, estacionaria, para la producción de prefabricados de concreto en capas múltiples de alta compactación altura de producción máx. 175 (resp. 250) mm. Máquina adaptable para producción sin o con concreto expuesto. La producción de esta máquina comprende: Unidad de producción = unidad de transporte = unidad de almacenamiento.	Ponedora de aplicación múltiple para la producción automática de anillos para pozos y tubos de alto rendimiento, como también para la producción totalmente automática del programa de producción de ponedoras normales.	Ponedora semiautomática para la producción racional de prefabricados de concreto de extrema longitud, sin o con armadura de hierro, como también para prefabricados en general.
Adoquines 1m² / puesta en aprox. 28 seg. = producción diaria de 800 – 1000 m². Adoquines Bloques macizos Bloques perforados para céspedes Listones de hormigón, etc.	Anillos para pozos 1000x500 con o sin pates 1 unidad en $1^1/_2$ – 2 min Producción diaria aprox. 250 Anillos para pozos φ int. 1000 máx. Tubos Elementos constructivos del programa de prod. de ponedoras	Tramo de escalera de 10 peldaños max. 1 unidad en aprox. 13 min. Producción diaria aprox. 150 Tramos de escalera Cajas para cierres metálicos Vigas etc.







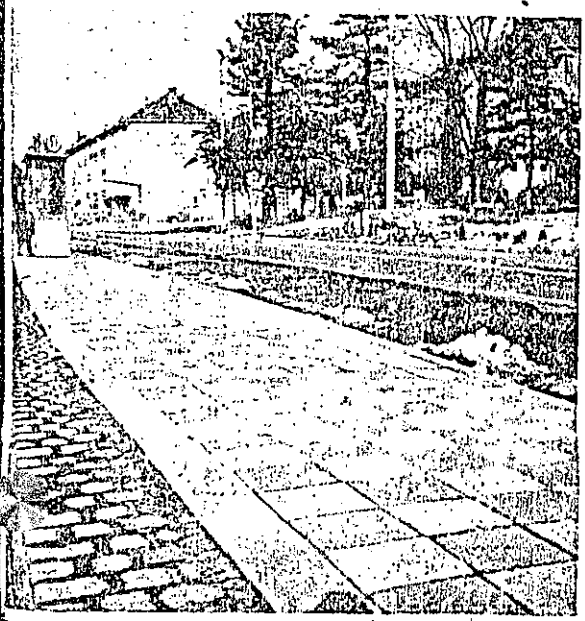
TRUMPF
Fabricación de baldosas, 75–100 m² / 8 horas
sta de 50 x 75
eso hasta de 12 cm.

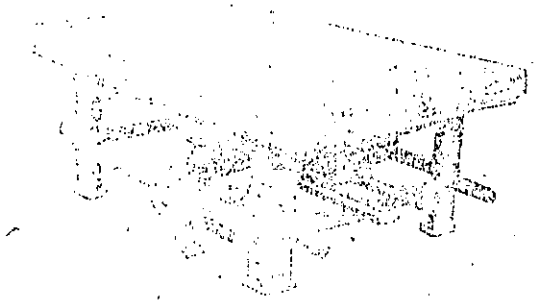


SOLOMATIC
Fabricación de baldosas,
hasta de 60 x 80 cm de tamaño
hasta de 8 cm. de espesor.
Rendimiento: de 80 a 120 m² en 8 horas

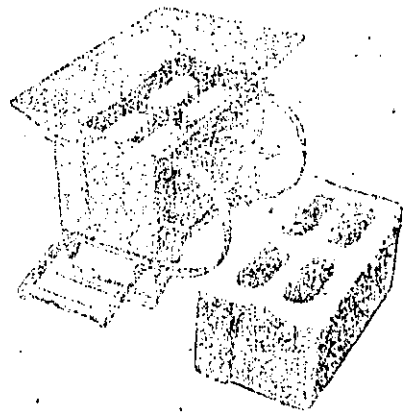
MAQUINAS VIBRO–COMPRESORAS,
(apisonadoras)

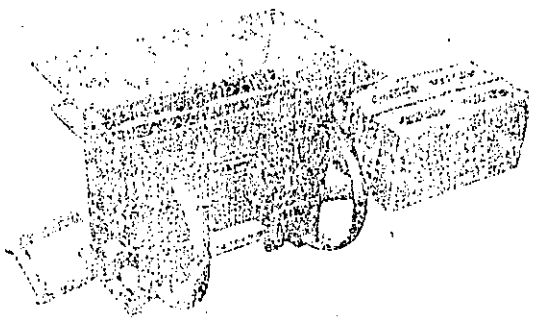
Marca: Rino-Werke
País: RFA.





mesa vibratoria

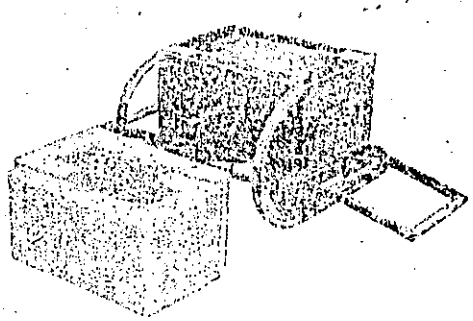




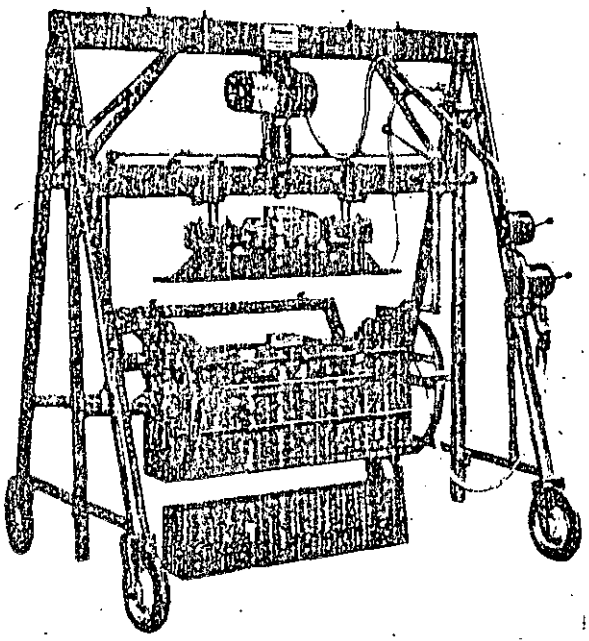
molde basculante para bloques

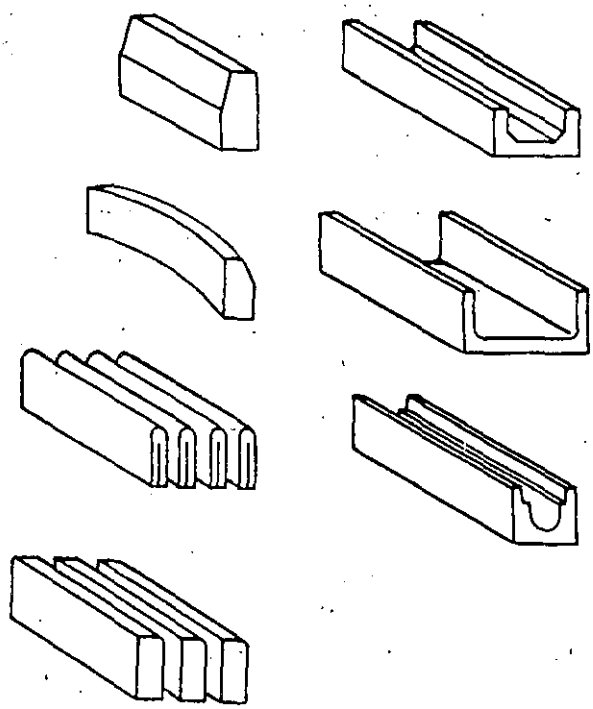
molde basculante

molde basculante para piezas "U"
Marca "PRINZING", Alemania

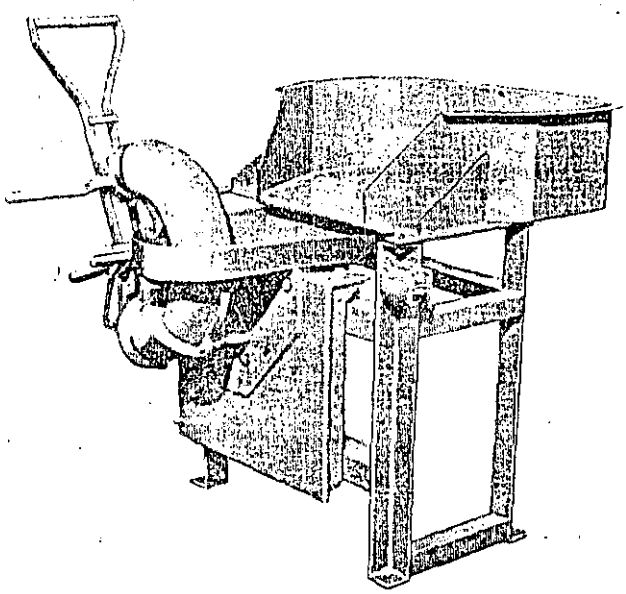


molde basculante para piezas "L"

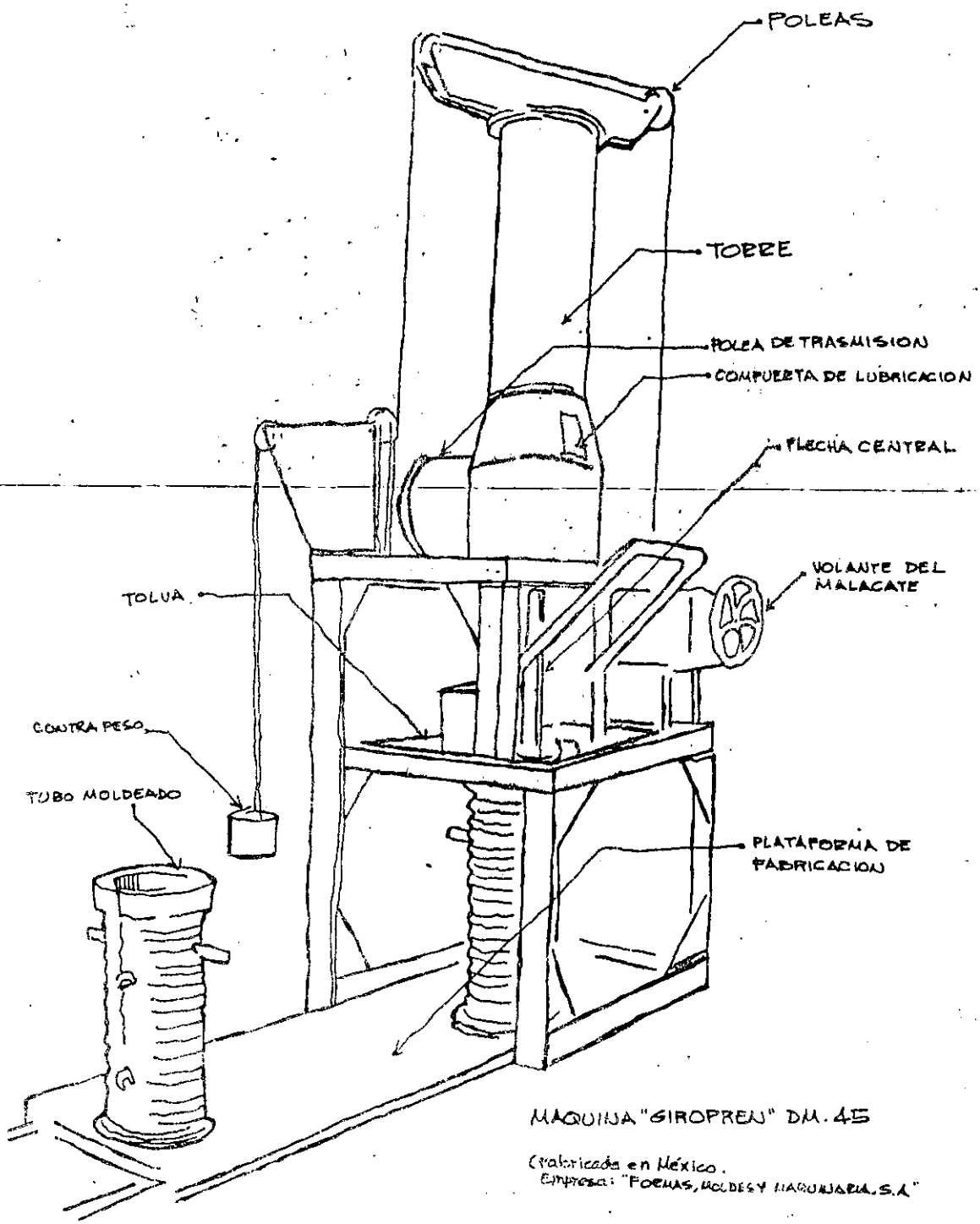




ɔro-compresora de volteo para la
ɹabricación de bordillos y canaletas
Marca : Prinzing
País : República Federal de Alemania

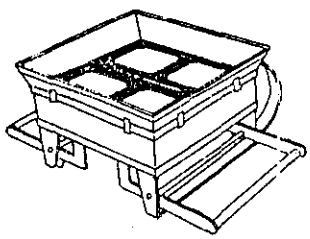


Producción de codos, 45° y 90°.
Marca : G. Prinzing.
País : República Federal de Alemania.

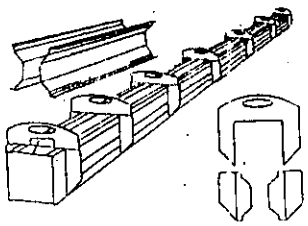


MAQUINA "GIROPREN" DM. 45

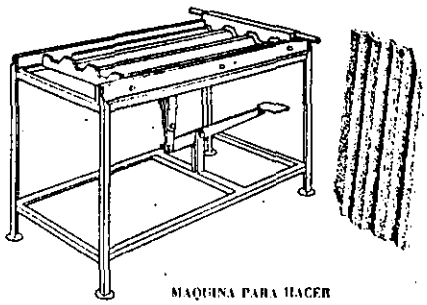
(Fabricada en México.
Empresa: "FORMAS, MOLDES Y MAQUINARIA, S.A"



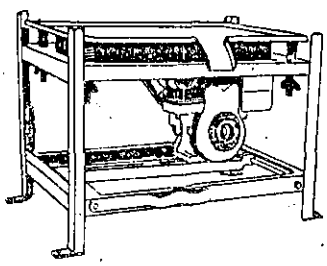
MOLDE PARA HACER BLOCK
VIBRADO DE CONCRETO



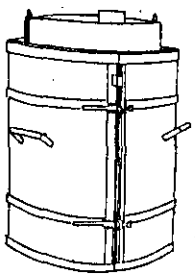
MOLDE PARA HACER VIGAS DE
CONCRETO DE 1½, 5½ Y 6 MTS.



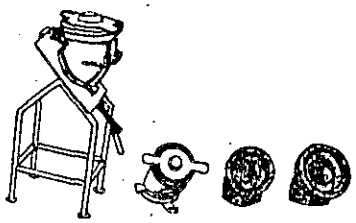
MAQUINA PARA HACER
TEJAS DE CONCRETO



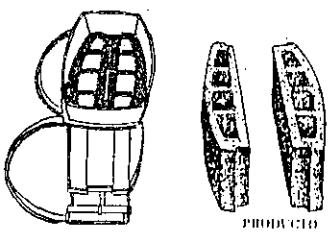
MESA VIBRADORA PARA HACER BLOCK
VIBRADO DE CONCRETO



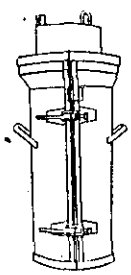
MOLDE PARA HACER TUBO DE
CONCRETO SIN CAMPANA



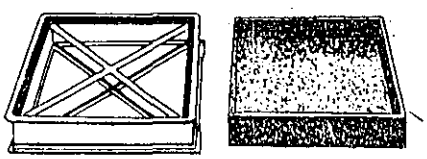
MESA CON 2 MOLDES PARA
HACER CODOS DE CONCRETO



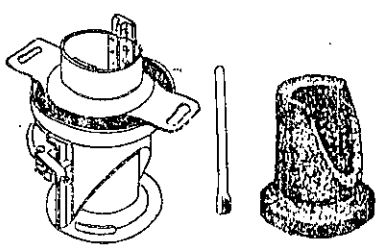
PRODUCTO
MOLDE PARA HACER BLOCK DE CONCRETO
PARA BOVEDA DE TECHO



MOLDE PARA HACER
TUBO DE CONCRETO
CON CAMPANA



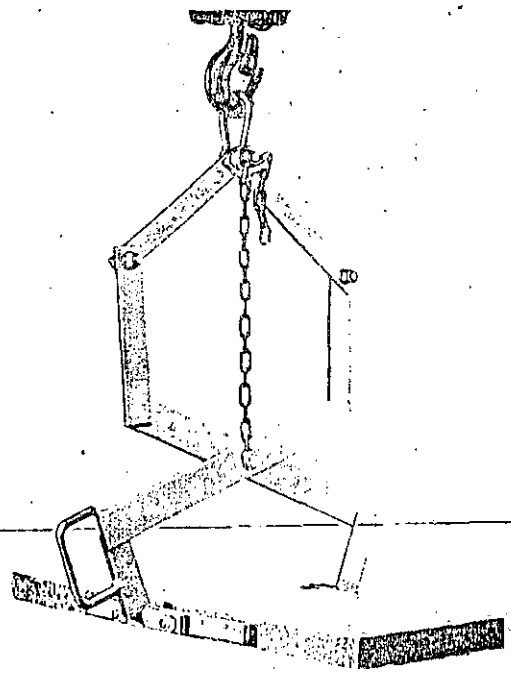
PRODUCTO
MOLDE PARA HACER CAJAS DE CONCRETO
DE ENTRE - TECHO

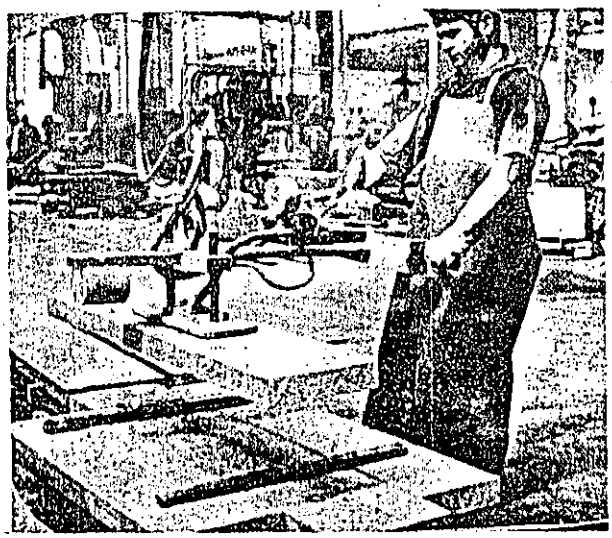


MOLDE PARA HACER SLANT
DE CONCRETO

Moldes para diversos productos de concreto Marca "Triunfo". Aguascalientes, México

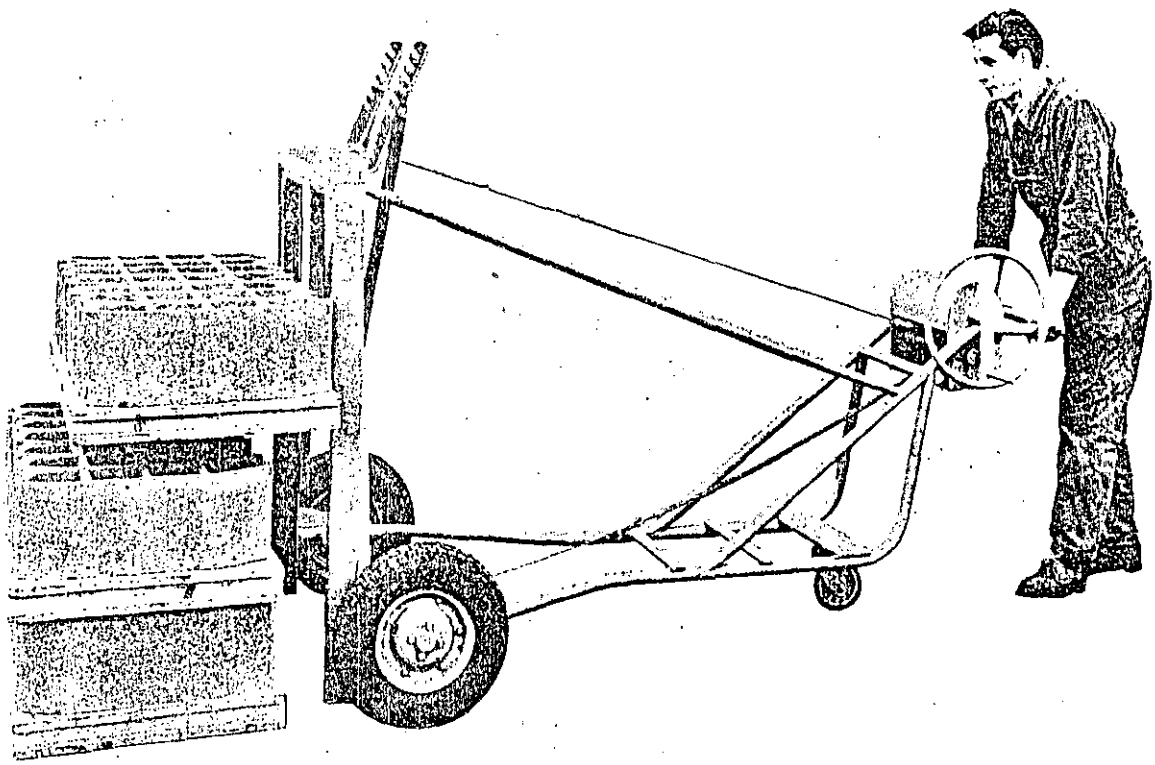
EQUIPO AUXILIAR PARA EL MANEJO DE PRODUCTOS





Elevador de vacío para piezas planas hasta de 250 kg de peso

Cucharas de tijeras para la elevación de productos



Carro transportador y elevador. 200 kg de capacidad. Freno para descanso con parada automática.
Fabricante: M. Vincent et ses fils
País: Francia

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992

CAPITULO III

FABRICACION DEL CEMENTO PORTLAND

ING. JORGE M. MARTINEZ CH.

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

II.- FABRICACION DEL CEMENTO PORTLAND.

a).- DEFINICIONES.

CEMENTO PORTLAND.- De acuerdo a la definición que aparece en la norma N.O.M.C.-1-1980 de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, es el conglomerado hidráulico que resulta de la pulverización del clinker frio, a un grado de finura determinado, al cual se le adicionan sulfato de calcio natural, o agua y sulfato de calcio natural. A criterio de productor pueden incorporarse además como auxiliares a la molienda o para impartir determinadas propiedades al cemento, otros materiales en proporción tal que no sean nocivos para el comportamiento posterior del producto, de acuerdo con lo especificado en la NOM-C-133 en vigor.

CONGLOMERANTE HIDRAULICO.- Es el material finamente pulverizado, que al agregarle agua, ya sea solo o mezcla con arena, grava, asbesto u otros materiales similares, tiene la propiedad de fraguar tanto en el aire como en el agua y formar una masa endurecida.

PARA EFECTOS DE CONSTRUCCION.- El significado de cemento se limita a materiales aglutinantes utilizados con piedras, arena, ladrillos, bloques de construcción etc. Los principales componentes de este tipo de cemento son compuestos de cal, de modo que en la construcción e ingeniería civil se trabaja con cementos calcáreos.

CLINKER.- Es el material sintético granular, resultante de la cocción a una temperatura del orden de 1400ºC de materias primas de naturaleza calcárea y arcillofe-

ringinosa, previamente trituradas, proporcionadas, mezcladas, pulverizadas y homogeneizadas. El clinker está constituido por silicatos, aluminato y aluminó ferrito cálcicos.

SULFATO DE CALCIO NATURAL.- Es el sulfato cálcico dihidratado, hemihidratado o anhidro.

CALIDAD.- La calidad de un cemento depende esencialmente de la proporción en que se encuentran sus compuestos y del proceso de fabricación. Estos datos pueden ser apreciados en un análisis químico del cemento. De la interpretación que se le dé a los datos obtenidos, se podrá establecer un punto de comparación que permita apreciar la calidad del mismo.

II.1.- EQUIPOS PRINCIPALES USADOS EN LA FABRICACION DEL CEMENTO PORTLAND.

La maquinaria característica y equipo primordial de esta industria, se expresa a continuación:

a). QUEBRADORAS.- Generalmente la operación de quebrado se efectúa en dos etapas, usándose para ello quebradoras primarias y secundarias.

Las quebradoras primarias son, generalmente, del tipo de quijada o de campana de diversas capacidades.

Entre las secundarias las hay del tipo de rodillos, cono giratorio y martillos.

Las quebradoras son también empleadas en ocasiones para dar una primera trituración al clinker antes de entrar a la molienda final.

a sección de quebrado trabaja normalmente un solo turno, este equipo es de una capacidad mucho mayor que el resto del equipo, de tal modo que exista una reserva adecuada de materiales.

b). SECADORES.- Los secadores de tipo cilíndrico rotatorio se utilizan en el proceso seco. Prácticamente son iguales en todas las fábricas, variando únicamente su tamaño y capacidad, según las necesidades de cada fábrica. Los hay desde 1.80 m. de diámetro por 15.00 m. de largo (o menores), hasta 2.00 m. o de 2.5 m. de diámetro por 27.00 m. de largo.

Estos pueden operar en forma semejante a los hornos, quemando combustible para efectuar el secado, o bien en algunos casos se utilizan para este objeto los gases de escape del horno.

Los secadores están constituidos por grandes tambores dotados de un lento movimiento de rotación y ligeramente inclinados hacia la boca, por los que circulan gases calientes en dirección opuesta a la del producto que se va a secar. Mediante el movimiento de unas palas en el interior de los tambores que levantan y dejan caer el material continuamente a través de la corriente de gases, se consigue una desecación uniforme.

c). MOLINOS DE CRUDO.- En la pulverización de la arcilla y la caliza (crudo), lo mismo que en el clinker y yeso, se emplean molinos, que pueden ser de diversos tipos y dimensiones.

Para el sistema tradicional de molienda se utilizan dos tipos de molinos, que efectúan la operación en dos etapas; uno es el llamado molino de bolas o ballmill que se caracteriza por ser de una longitud aproximadamente igual a su diámetro,

utiliza bolas de 3 pulg. a 5 pulg. y sirve para la molienda primaria.

El otro molino de tubo o tubular, también llamado tube-mill, cuya longitud es mucho mayor que su diámetro, usa bolas de acero forjado de 1.0 pulg. a 1.5 pulg. y sirve para la molienda final.

Molino de compartimentos, cuyo aspecto exterior es semejante al molino de tubo, pero interiormente está dividido en dos o tres compartimentos (diafragma) que separa una carga de bolas de acero forjado de 5 a 10 cm. de diámetro de otra de 1.0 pulg. a 1.5 pulg. Los compartimentos son con el fin de lograr la molienda en etapas sucesivas. Esto hace que el trabajo de este molino equivalga al de uno de bola y uno de tubo, que en realidad son las dos unidades en una sola.

Existe otro tipo de molino, los verticales, pero son poco usados en nuestro País. En el País existen desde pequeños molinos de 1.50 m. X 6.67 m. movidos por motores de 150 H.P., hasta los más grandes de 2.44 m. por 11.25 m., movidos por motores de 900 H.P.

d). HORNOS.- La industria mexicana del cemento emplea exclusivamente hornos de calcinación rotatorios, constituidos por grandes cilindros de acero provistos de quemadores especiales para petróleo crudo (combustoleo) o para gas, forrados interiormente de tabique refractario (de unos 15 cm. de espesor) para resistir las elevadas temperaturas, las cuales alcanzan hasta 1,400°C que son necesarias para calcinar el material crudo y obtener el "clinker".

Los hornos tienen una inclinación de un 4% respecto a la horizontal, la mezcla cruda entra por la parte superior donde la temperatura es más baja, y conforme desciende encuentra temperaturas más altas, hasta alcanzar unos 1400°C, cerca del

extremo inferior.

El largo cilindro del horno, está provisto de llantas metálicas que se apoyan sobre rodillos, y cuenta además con una corona conectada al piñón del motor que lo hace girar.

También se puede señalar y afirmar que el horno constituye la unidad más importante de la industria del cemento.

Los hornos instalados en las diferentes fábricas de cemento existentes actualmente en México, varían en sus dimensiones y capacidades.

En general, los hornos de mayor tamaño son empleados por las fábricas que siguen el proceso húmedo, pero la necesidad que tienen de eliminar, en el mismo horno, grandes cantidades de agua, han hecho obsoleto el proceso, siendo actualmente el más usado el proseco seco.

e). EQUIPO DE TRANSPORTE.- Los equipos de transporte pueden dividirse en dos grupos:

Los transportadores en el interior de la fábrica, que pueden ser de diversos tipos según la naturaleza de los materiales que han de transportarse.

Para llevar la caliza a las quebradoras, generalmente se emplean transportadores de placas altamente resistentes, ya que tienen que realizar un trabajo muy pesado. Cuando es necesario elevar los materiales, se pueden usar, según las condiciones, transportadores de banda inclinados, o bien elevadores de cangilones, que pueden

ser de cadena simple, cadena doble o de banda, verticales e inclinados. El uso de trasnportadores de banda horizontales es muy común para mover los materiales hacia diversos departamentos, y puede afirmarse que tanto éstos como los elevadores de cangilones se usan en todas las fábricas del País. Tratándose del transporte de materiales altamente abrasivos, como el clinker, sobre todo cuando está caliente, se emplean de preferencia los transportadores metálicos, llamados de rastras. Cuando se trata de materiales pulverizados, se emplean transportadores de gusano, para el crudo y cemento se usan, a veces, sistemas neumáticos de transporte que constituyen un equipo más moderno y cuyo uso tiende a generalizarse en el País. También para materiales finamente pulverizados y cuando se trata de transportarlos en un tramo relativamente corto y con relativa pendiente, se emplean deslizadores, en los que se incorpora aire al material, con lo que éste se comporta como un fluído.

Para el transporte de las materias primas en el exterior de la fábrica se emplean vagonetas tiradas a mano o pequeñas máquinas cuando los yacimientos se localizan alrededor de la fábrica y camiones o ferrocarril cuando las materias primas se hallan en lugares alejados.

En el transporte del cemento se utiliza un sistema mixto (camión y ferrocarril). El uso del ferrocarril o camión depende de la distancia a que se destine el cemento. En la actualidad el transporte por ferrocarril representa uno de los problemas más importantes, pues impide efectuar una adecuada y oportuna distribución del producto, por ello se usa preferentemente el transporte por camión.

Algunas empresas cuentan con carros y máquinas propias, aunque este último no es el caso más frecuente.

f). MAQUINAS ENVASADORAS.- Finalmente, para el empaque del cemento se usan máquinas ensacadoras automáticas de 2, 3 ó 4 tubos, con capacidades entre 50 y 120 ton/h.

g). EQUIPOS ANTICONTAMINANTES.- El proceso de fabricación del cemento implica la reducción de tamaño de las materias primas a partículas, mediante operaciones repetidas de trituración y molienda. En todas estas operaciones, así como en las de secado y calcinado, se generan emisiones de partículas sólidas suspendidas en el aire o arrastradas por los gases de combustión.

Para la separación y captación de las partículas sólidas, la industria del cemento emplea diversos tipos de equipos colectores como son cámaras de sedimentación, ciclones, filtros de mangas, filtros de lecho de grava y filtros electrostáticos.

Los equipos y maquinaria dentro de la industria del cemento presentan poca elasticidad; de existir estaría condicionada por la capacidad del horno. La posibilidad de adaptar el equipo total a otras actividades diferentes es muy reducida, y solamente se podría hacer en el caso de algunas máquinas para fabricar productos similares.

II.2.- INSUMOS BASICOS

a).- COMBUSTIBLES.

Para lograr la fusión incipiente de las materias primas dentro de los hornos de cemento se requiere de una gran cantidad de energía calorífica, la cual se obtiene del combustóleo o del gas natural, ya que el carbón no abunda en el País y el

que existe es de poco poder calorífico.

Para producir una tonelada de cemento se consumen de 100 a 150 litros de combustóleo o su equivalente en gas natural.

b).- ELECTRICIDAD

Durante el proceso de fabricación del cemento, se consume una considerable cantidad de energía eléctrica para mover el equipo pesado como son: molinos, hornos, trituradores, elevadores, bandas y ventiladores. El consumo aproximado por tonelada es aproximadamente de 150 KWH, lo que en 1985 se consumió 3,242 G.WH, que equivalen al 4% de la generación total del País.

c).- MANO DE OBRA DIRECTA E INDIRECTA.

Actualmente la industria ocupa a más de 15,000 empleados en forma directa y su tasa de crecimiento anual durante los últimos 20 años ha sido del 4%.

Como mano de obra indirecta se pueden mencionar, los de explotación y transporte de diversas materias primas, los de producción de sacos de papel para envasar el cemento, los de elaboración de refacciones y materiales varios, los de servicio de mantenimiento, capacitación, publicidad, etc. Se estima en 80,000 empleados adicionales.

d).- MATERIAS PRIMAS.

Las principales materias primas que se emplean en la manufactura del cemento son

la caliza, arcilla y yeso. De estas, la más importante es la primera, que deberá contener como mínimo un 80% de carbonato y una proporción de magnesio no superior al 5%. La caliza representa, en términos de $CaCO_3$, el 72% del peso del cemento y se utiliza 1.14 veces por unidad de producto.

Por otra parte, la arcilla (nombre genérico que se da a una gran variedad de silicatos hidratados de aluminio), ampliamente diseminada en el País, aporta la alúmina y el sílice necesarios para lograr las propiedades del cemento. Se utiliza como insumo 0.35 veces por unidad de producto y representa el 23% de la composición del cemento.

Finalmente, el sulfato de calcio constituye sólo el 4% de la composición del cemento, por lo que su disponibilidad tiene peso relativo menor desde el punto de vista de la localización de la industria.

Además de la caliza, la arcilla y el yeso, también se utiliza el mineral de hierro, puzolanas, arena y caolín. (Fig. 27).

Los consumos relativos de materias primas pueden variar grandemente, ya que las cantidades de caliza y arcilla dependen de su composición química (contenido de cal, sílice, alúmina y óxido férrico). El yeso estará en función de su composición química, de la composición de las otras materias y del tipo de cemento que se pretenda fabricar.

Sin embargo, se pueden considerar los siguientes consumos generales aproximados de materias primas por cada tonelada de cemento. Ver tabla 28.

Para cementos tipos normal y resistencia rápida.

CALIZAS MARGAS	ARCILLAS PIZARRAS TOBAS	YESO

PARA CEMENTOS TIPOS

MODIFICADO
BAJO CALOR
RESISTENTE A LOS SULFATOS

Se emplean ademas:

MATERIAL FERRICO HEMATITA ESCORIA	MATERIAL SILICOSO ARENAS CUARZO

FIG. 27 Cuadro Esquematico de Materias primas

Tabla 28: Insumos promedio para producir una tonelada.

INSUMOS	CANTIDAD	UNIDAD
CALIZA	1210.00	Kgs.
ARCILLA	110.00	Kgs.
YESO	55.00	Kgs.
ESCORIA	15.50	Kgs.
OTROS	16.60	Kgs.
ELECTRICIDAD	123.70	Kwh
COMBUSTOLEO	75.80	lts.

Del cuadro anterior se concluye que el costo de preparación de las materias primas aumenta con el número de constituyentes a mezclar. Así que debe de tratarse de disminuír el número de constituyentes lo más que sea posible.

Estos constituyentes deben de ser de fácil molienda, poco costosa para secar si se trata de la vía seca, exigir poca agua si se trata de la vía húmeda y fáciles de combinar durante la cocción.

II.3.- PROCESOS DE FABRICACION.

En la actualidad existen tres procesos para la elaboración del cemento Portland: seco, húmedo y semihúmedo. La diferencia entre unos y otros radica en la forma de obtener el clinker a partir de la mezcla cruda de caliza y arcilla, según sea en seco o en agua. En los tres métodos el proceso comienza con la explotación de los bancos de materias primas y su acarreo hasta la trituradora primaria.

a). PROCESO SECO.

El proceso de producción más utilizado en la industria del cemento en el País es el de via seca y consiste en un encadenamiento de etapas sucesivas de transformación a partir de la extracción de las materias primas de la cantera, hasta la obtención del clinker, que es el estado semifinal del cemento. Entre las etapas intermedias sobresalen por su importancia crítica la preparación de la mezcla y su depuración. En la primera se requiere de un estricto control de calidad tanto en la selección de materiales como en la dosificación de los mismos; en la segunda, hay necesidad de someter la mezcla a un sistema de precalentamiento a temperaturas mayores a los 500°C a fin de eliminar el agua, de la materia orgánica y el dióxido de carbono. Esta mezcla, ya calcinada, se somete a temperaturas de 1500°C bajo las cuales se opera la reacción química de los elementos que dan como resultado el clinker. (Figura 29).

El proceso en seco (Figura 29) consiste en lo siguiente:

El proceso de trituración de las materias primas (piedra caliza, arcilla o barro, mineral de hierro, yeso, etc.) se efectúa en varias etapas que son la trituración primaria y secundaria.

La primera etapa de trituración se efectúa en quebradoras de quijada o rotatoria que reducen los materiales hasta dejarlos de un tamaño de unos 15 cm. de diámetro. De ahí pasan a la trituración secundaria, que reduce el tamaño a unos 13 mm. y se efectúa generalmente en quebradoras de cono rotatorio o de martillo. A partir de la trituración las bandas transportadoras llevan a la caliza a un almacén y la arcilla al prehomogenizador.

La prehomogeneización es la combinación proporcional de los diferentes tipos de arcilla en un almacén. Se depositan horizontalmente las capas de material y posteriormente una excavadora de canjilones los va recogiendo verticalmente obteniendo la mezcla requerida. Si es necesario la arcilla y la caliza pasan a un secador, donde se les extrae por separado la humedad que traen de la cantera.

Al proceso de producción se integra una nueva materia prima como corrector: el óxido de hierro (cuando se le requiere).

La arcilla, la caliza y el óxido de hierro son depositados en silos. Debajo de los silos, las bandas transportadoras reciben las materias primas y que avanzan a distintas velocidades las van depositando en una banda común. La dosificación de materiales varía de acuerdo al tipo de cemento que se elabore.

La caliza, la arcilla y el óxido de hierro pasan a un molino donde reciben el impacto de cientos de bolas de acero forjado contenidas en los dos compartimentos que dividen al molino. El movimiento de rotación rápida provoca el choque de las bolas entre sí y con las paredes, mezclando y pulverizando totalmente los materiales. El polvo resultante de esta molienda es llamado harina cruda.

Para aumentar la eficiencia en la molienda, la harina cruda sale del molino y es enviada a un separador de aire, donde las partículas "gruesas" regresan a ser molidas y las "finas" son enviadas a los silos de homogeneización mediante una bomba neumática.

La harina cruda sigue su flujo al ser precalentada, precalcinada y finalmente calcinada dentro del horno rotatorio, que constituye el corazón del proceso. Aquí la materia prima es transformada en distintos compuestos, predominando los silicatos

cálcicos, que son los principales componentes del cemento. Los gases del horno, cargados de polvo, son reunidos en un colector de polvo y enviados nuevamente al horno.

El clinker es un producto intermedio del proceso, resultante de la calcinación de las materias primas. Las altas temperaturas dentro del horno hacen que parte de la harina cruda cambie a estado líquido originando la formación del clinker en forma de bolas de 30 mm. de diámetro, mismas que al salir del horno y enfriarse adquieren un color gris verdoso.

La última materia prima que se añade al proceso es el yeso.

El yeso y el clinker son llevados a unas tolvas separadas entre sí. De allí ambos materiales son alimentados en cantidades muy diferentes a una banda común. La banda lleva a los dos materiales al molino de cemento que funciona de igual manera que el molino de crudos. Este molino convierte el material a polvo fino que es ya cemento Portland, que mediante un dispositivo neumático es depositado en los silos de almacenamiento.

De los silos de cemento se despacha a granel o por medio de un dispositivo neumático; el cemento se bombea a las máquinas envasadoras que llenan los sacos de papel hasta un contenido neto de 50 kg.

Una vez envasado el cemento, se distribuye a los consumidores por medio de furgones de ferrocarril o de camiones que lo conducen a las construcciones.

DIAGRAMA DEL PROCESO DE ELABORACION DE CEMENTO

SISTEMA SECO

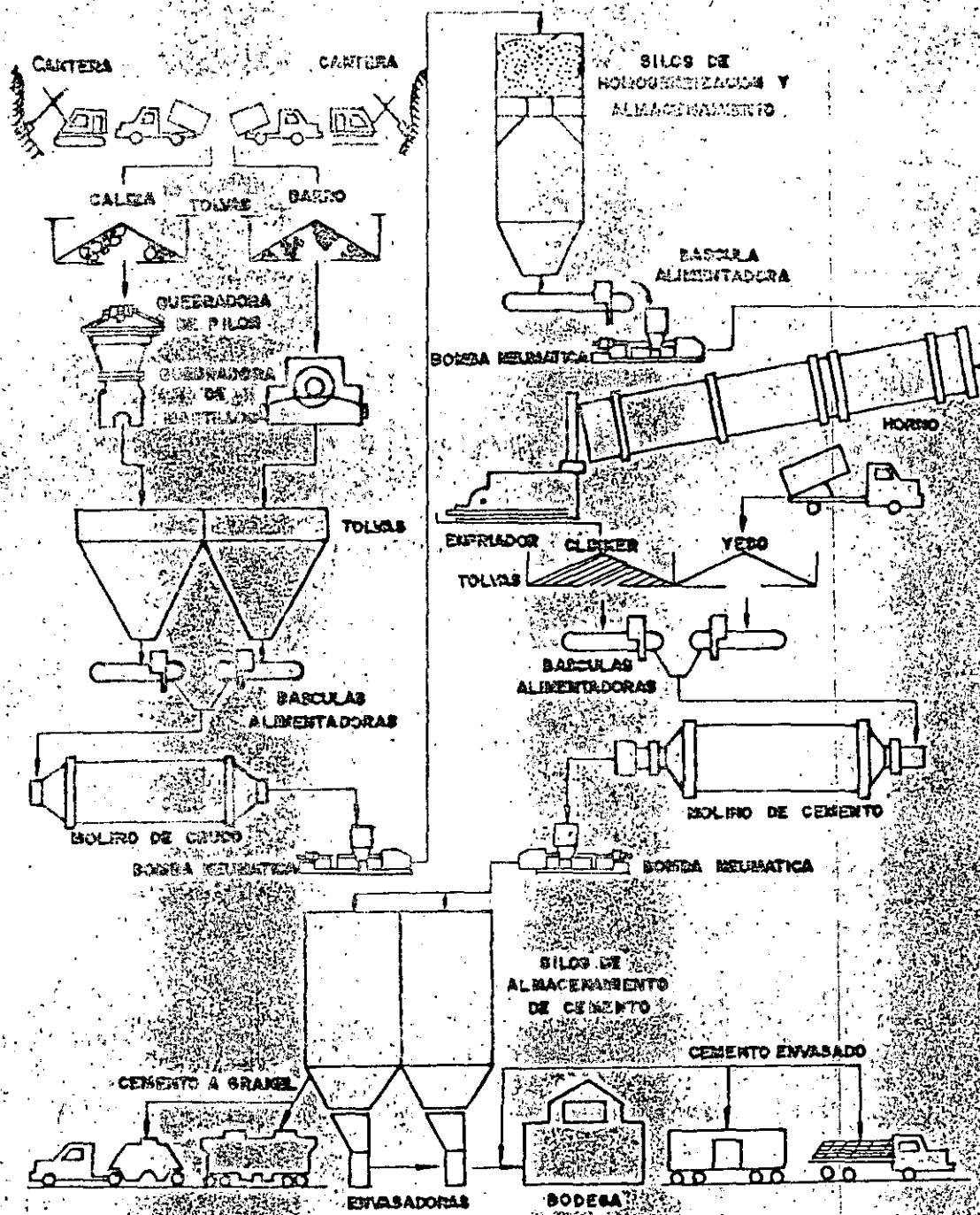


FIGURA (29)

b).- PROCESO HUMEDO.

Este procedimiento es utilizado en tres de las fábricas actualmente instaladas en el País, el cual difiere del anterior en algunos aspectos. (Figura 30).

El proceso en húmedo se utiliza cuando las materias primas son naturalmente ricas en agua y son fáciles de disolver (desleir). El procedimiento de fabricación comprende las siguientes operaciones.

La arcilla no se tritura sino que se descarga en un molino de rastrillos (Desleir) que la desmenuza y la mezcla con agua para producir una lechada bastante fluida que se bombea para descargarla en un tanque de concreto provisto de agitadores.

Esta lechada que se dosifica junto con la caliza previamente triturada, se alimenta a los molinos de crudo donde se añade agua para facilitar la molienda, manejo, control y mezclado de los materiales.

De los molinos de crudo pasa a unos tanques correctores y de ahí a otros mezcladores, de donde a su vez pasa al horno.

En este proceso el secado se realiza en el horno.

Los siguientes pasos de la fabricación son iguales a los que se siguen en el proceso de vía seca.

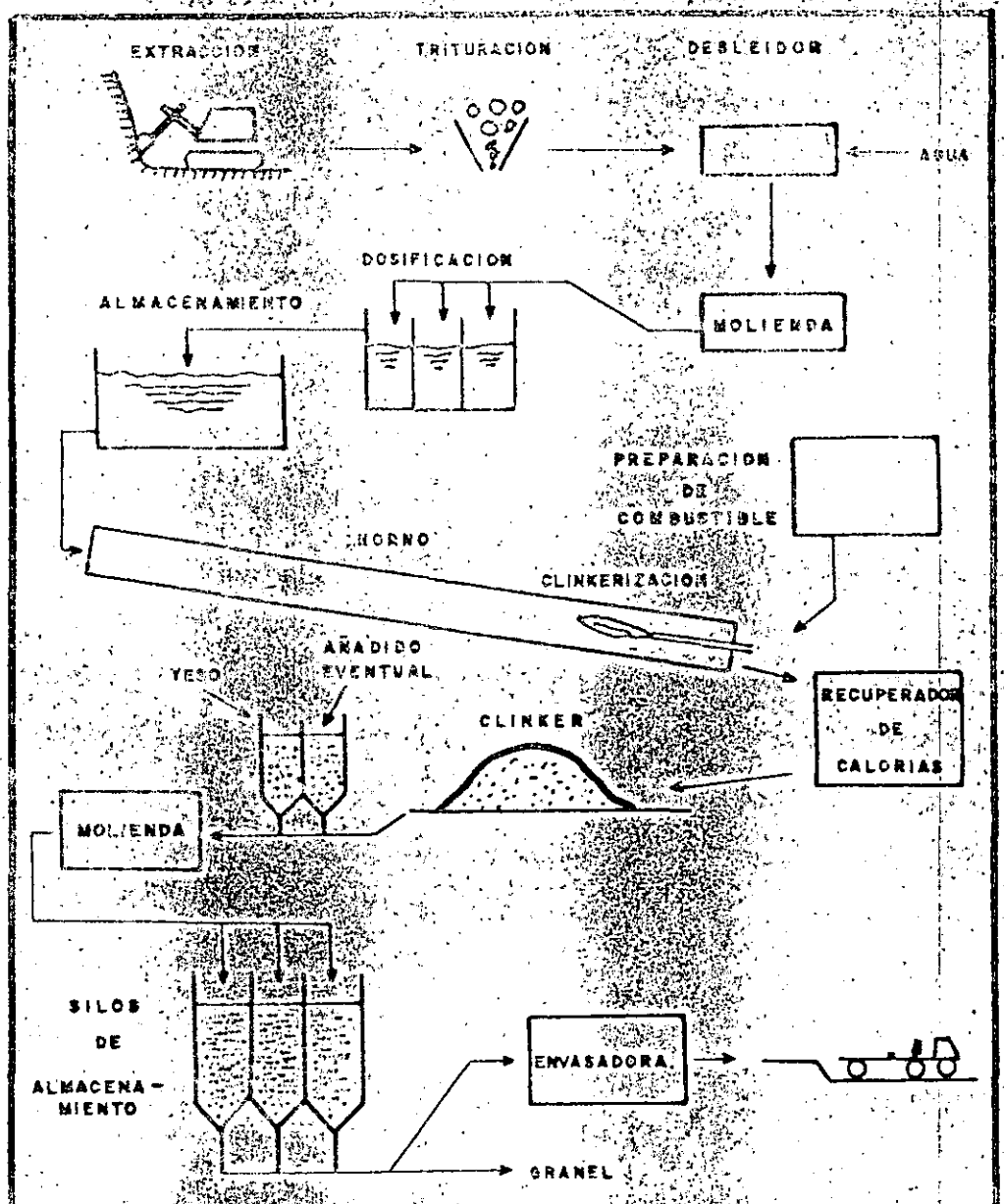


FIG. (30)

DIAGRAMA DEL PROCESO DE ELABORACION DE CEMENTO POR VIA HUMEDA.

c).- PROCESO SEMIHUMEDO.

Este procedimiento se utiliza cuando las materias primas son por naturaleza pobres de agua. Se trata de desecarlas completamente, a fin de obtener polvo y no una pasta como en el procedimiento anterior.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992

CAPITULO III

QUIMICA DEL CEMENTO PORTLAND

ING. JORGE J. MARTINEZ GIL

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

III.- QUIMICA DEL CEMENTO PORTLAND.

El cemento Portland es una mezcla de varios compuestos, los cuales se forman por combinación química de las materias primas (cal, sílice, alúmina y óxido de fierro) durante el proceso de calcinación en los hornos, hasta alcanzar un estado de equilibrio químico, salvo un pequeño residuo de cal no combinada, que no ha tenido suficiente tiempo para reaccionar.

Para calcular la composición de los compuestos de los cementos comerciales, se hace la suposición de que el cemento se encuentra en un estado de equilibrio congelado, la cual se reproduce durante la formación del clinker.

El cemento Portland consiste de cuatro compuestos que se consideran los principales y constituyen alrededor del 90 por ciento en peso del cemento. Estos son: silicato bicálcico, silicato tricálcico, aluminato tricálcico y ferro-aluminato tetracálcico.

Los tres compuestos mencionados en primer lugar son de especial importancia para la apreciación del cemento ya que influyen sobre las propiedades del mismo.

La industria cementera con objeto de no utilizar fórmulas químicas complejas, los químicos del cemento, describen, a los cuatro compuestos principales del cemento arriba mencionados se les representa con las siguientes fórmulas abreviadas, como se indica en la siguiente tabla (31).

Tabla 31. Compuestos Principales del Cemento Portland.

Nombre del compuesto	Composición del Óxido	Abreviatura
Silicato tricálcico	$3CaO \cdot SiO_2$	C_3S
Silicato bicálcico	$2CaO \cdot SiO_2$	C_2S
Aluminato tricálcico	$3CaO \cdot Al_2O_3$	C_3A
Ferro-Aluminato tetracálcico	$4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$	C_4AF

Es conveniente aclarar que los silicatos que se encuentran en el cemento no son compuestos puros, pues contienen pequeñas cantidades de óxidos en soluciones sólidas. Estos óxidos tienen efectos importantes en las propiedades hidráulicas de estos silicatos.

Los cálculos de la composición del cemento Portland se basan en el trabajo de R.H. Bogue y otros. Existen además otros métodos para calcular esta composición. (Tabla 32).

Tabla 32. Límites de composición aproximados para cemento Portland.

Oxido	Contenido, por ciento
CaO	60-67
SiO_2	17-25
Al_2O_3	3-8
Fe_2O_3	0.5-6.0
MgO	0.1-4.0
Alcalis	0.2-1.3
SO_3	1-3

Las ecuaciones de Bogue para determinar el porcentaje de compuestos principales en el cemento (Tabla 33) aparecen a continuación. Los símbolos entre paréntesis representan el porcentaje de óxido dado en el peso total del cemento.

$$C_3S = 4.07\ (C_aO) - 7.60\ (S_iO_2) - 6.72\ (Al_2O_3) - 1.43\ (Fe_2O_3) - 2.85\ (SO_3)$$

$$C_2S = 2.87\ (S_iO_2) - 0.754\ (3C_aO\ S_iO_2)$$

$$C_3A = 2.65\ (AL_2O_3) - 1.69\ (Fe_2O_3)$$

$$C_4AF = 3.04\ (Fe_2O_3)$$

Tabla 33. Oxidos y compuestos de un cemento Portland

Composición típica en óxido, en porciento		Composición calculada de los compuestos, en porciento.	
CaO	63	C_3A	10.8
SiO_2	20	C_3S	54.1
Al_2O_3	6	C_2S	16.6
Fe_2O_3	3	C_4AF	9.1
MgO	1.5	Compuestos menores	—
SO_3	2		
K_2O / Na_2O	1		
Otros	1		
Pérdida por ignición	2		
Residuo insoluble	0.5		

El 10 por ciento restante del peso del cemento lo forman otros constituyentes como el yeso que se agrega al clinker durante la molienda final y otros que quedan libres durante la calcinación de las materias primas, es decir, elementos que no se alcanzan a combinar en los hornos. Entre estos se encuentran los compuestos menores como el óxido de magnesio (MgO), titanio (TiO_2), manganeso (Mn_2O_3) y los conocidos como álcalis que son el sodio (N_2O) y el potasio (K_2O) que revisten interés. Entre los compuestos menores y los álcalis juntos forman entre el 2 y el

6% del peso total del clinker.

La composición química del cemento se define en términos de varios factores que tienen por objeto dar una guía para diferenciar las propiedades del cemento. (Tabla 33).

Los factores de composición son:

LA RELACION SILICE (S/R).- El significado de este factor es que, entre más alto sea el valor de la relación sílice, se tendrá una proporción mayor de silicatos cálcicos en el cemento.

LA RELACION ALUMINA - FIERRO (A/F).- Esta relación determina las proporciones relativas de C_3A y C_4AF en el cemento e indica, que entre mayor sea la relación, mayor será la proporción de C_3A en el cemento.

EL FACTOR DE CAL DE SATURACION (F.C.S.).- Las interrelaciones de los cuatro compuestos principales están incluídas en el llamado factor de cal de saturación, el cual representa el concepto de ayuda general para producir un clinker con un alto contenido de C_3S, tan alto como sea posible, dependiendo de la composición total de los materiales involucrados y condiciones de manufactura.

EL FACTOR CAL DE COMBINACION (F.C.C.).- Determina el contenido de cal libre en el cemento.

III.1.- COMPUESTOS PRINCIPALES.

El cemento Portland es principalmente una mezcla de silicatos y aluminatos de

calcio, cuya proporción determina sus cualidades, influyendo en la siguiente manera:

a) SILICATO TRICALCICO (C_3S).- Es un compuesto con propiedades hidráulicas y es el que mayormente contribuye en las resistencias a todas las edades, principalmente de las resistencias a edades tempranas hasta los 28 días de curado. (Fig. 34).

b) SILICATO DICALCICO (C_2S).- Es un compuesto con propiedades hidráulicas y proporciona las resistencias mecánicas del cemento a edades mayores de 28 días, generalmente son obtenidas en el transcurso de un año o más. (Fig. 34).

La suma del silicato tricálcico y el silicato dicálcico nos da una idea de las resistencias que pueden alcanzarse en un cemento, y la proporción en que se encuentran nos indicará si esas resistencias se obtendrán más o menos rápidamente. El valor de esta suma debe ser de 70% o mayor.

c) ALUMINATO TRICALCICO (C_3A).- Este compuesto no presenta propiedades hidráulicas, contribuye a dar una leve resistencia inicial, acelera el fraguado y genera un elevado calor de hidratación. Es un compuesto indeseable en el cemento ya que es vulnerable al ataque de los sulfatos, pues al combinarse con ellos forma un compuesto expansivo conocido como germen o bacilo, el cual aumenta su volumen, lo que produce esfuerzos internos en el concreto que causa su desintegración.

Los cementos que contengan elevado contenido de aluminato tricálcico generan una gran cantidad de calor al hidratarse, llegando a alcanzar temperaturas de 70°C, produciéndose esfuerzos de compresión y tensión al aumentar de temperatura y posteriormente al enfriarse, esfuerzos que no son absorvidos por el concreto que es

una masa rígida, ocasionando con esto su agrietamiento. (Fig. 35). En la N.O.M.-C.-1-1980, el aluminato tricálcico es el compuesto que principalmente se limita, y a medida que se disminuye el porcentaje permitido, se obtienen cementos con mayores resistencias al ataque de los sulfatos y menor calor de hidratación.

d). ALUMINIO FERRITO TETRACALCICO (C_4AF).- Este compuesto no tiene influencia decisiva en las propiedades del cemento.

III 2.- COMPUESTOS SECUNDARIOS.

a).- CAL LIBRE (CaO LIBRE).

En un buen cemento, el porcentaje de este compuesto tendrá un valor mínimo, pues a medida que aumenta el contenido de cal libre nos indicará que en su fabricación ha habido diferencias en la dosificación de las materias primas, molienda de polvo crudo o calcinación. También es un compuesto indeseable, dado que es expansivo y aumenta su volúmen después de que los otros compuestos del cemento ya han alcanzado su volúmen final, esta expansión ocasiona esfuerzos internos e inclusive provoca el agrietamiento del concreto. Un producto con este defecto es llamado "cemento insano".

No se pueden precisar límites exactos para el contenido de cal libre en el cemento Portland; sin embargo, en la práctica se ha observado que, para cementos con finuras normales, de unos 3,000 a 3,300 cm^2/g determinadas por el método N.O.M.-C-56 o A.S.T.M.C.204, los cementos con un valor en su calor libre superior al 2% corren el riesgo de sufrir fuertes expansiones.

Debido a la imposibilidad de dar un límite químico preciso, siempre debe hacerse

la prueba de expansión del cemento en autoclave, de acuerdo con la N.O.M.C.-62 o A.S.T.M.C.151. El resultado de esta prueba muestra inmediatamente algún peligro de futura expansión debida a la cal libre.

Los clinkers con alto contenido de cal libre disminuyen notablemente la formación de silicato tricálcico y, por lo tanto, la resistencia final del cemento será menor que la que se pudiera obtener con este mismo cemento, si se hubiera logrado una combinación más completa de la cal.

b).- OXIDO DE MAGNESIO (MgO).

El óxido de magnesio comunmente llamado magnesia, se encuentra presente en pequeñas cantidades en todos los cementos Portland, debido a que en la naturaleza siempre acompaña a las calizas en forma de carbonato de magnesio. La magnesia no se combina con los óxidos de las arcillas, sino que permanece en estado libre en el clinker. La hidratación de la magnesia está acompañada por un aumento en su volúmen por lo que existe el peligro de que se presente una expansión retardada si la magnesia se encuentra en un porcentaje apreciable. La expansión debida a la magnesia es muy peligrosa más que la de la cal, porque sus efectos son retardados (las primeras manifestaciones pueden ocurrir después de varios años), teniéndose además la desventaja de que las pruebas a corto tiempo no proporcionan datos seguros sobre el peligro de tal expansión retardada. Por esto, las normas limitan su contenido a un máximo de 4%. En México la N.O.M.C.-1-1980 limita el oxido de magnesio a un 5% máximo, aunque en realidad los cementos producidos en el País tienen un contenido bajo de MgO que varía entre 1 y 3%.

c).- RESIDUO INSOLUBLE.

Esta mezcla de óxidos provienen del yeso que se añade al clinker durante su molienda. Parte del residuo insoluble podría provenir también de los materiales arcillosos de la mezcla cruda que no alcanzan a combinarse dentro del horno, los cuales son insolubles en ácidos. Ya que, solamente después de su combinación en la cal durante el proceso de fusión en el horno es que llegan estos materiales a ser solubles en ácidos. Por esta razón el residuo insoluble podría servirnos como un indicador del grado de perfección de las reacciones químicas que se han llevado a cabo en el horno, mientras mayor es su valor, más imperfectamente se han desarrollado éstas. También el residuo insoluble nos indica si un cemento ha sido adulterado, ya que durante la molienda final del cemento es agregado al clinker además del yeso cualquier material inerte.

Sin embargo debe aclararse que el contenido de residuo insoluble, casi siempre proviene de las impurezas (del tipo arcilloso) contenidas en el yeso que se agrega al clinker. Por constituir una impureza la N.O.M.C. 1-1980 limita su contenido en el cemento a 0.75% máximo.

d).- ALCALIS.

Los álcalis son óxidos de sodio y potasio, son elementos indeseables cuando están presentes en el cemento en alto porcentaje, ya que pueden dilatación y agrietamiento, acompañado de disminución de resistencia, elasticidad y durabilidad del concreto, ya que al reaccionar con algunos tipos de agregados del concreto, producen expansiones. Este efecto es notable en cementos que contienen elevado porcentaje de álcalis. Las normas mexicanas lo limitan, cuando se requiere un cemento de bajo contenido en álcalis, a 0.8 y 1.2% máximo, expresado como óxido de

sodio (Na_2O).

Los álcalis en grandes cantidades pueden causar dificultad para regular el tiempo de fraguado y también pueden provocar falso fraguado en el cemento por carbonatación de los mismos.

Estos defectos arriba descritos, pueden evitarse empleando agregados en el concreto que no sean reactivos, empleando cementos con bajo contenido de álcalis o bien adicionando puzolanas. Pero el medio más satisfactorio es emplear cementos con bajo contenido de álcalis.

e).- SULFATO DE CALCIO ($CaSO_4$).

El yeso se emplea para regular la acción química del cemento con el agua y controlar el tiempo de fraguado. Si el yeso no se agregara al cemento, este fraguaría demasiado rápido haciendo imposible su manejo, o bien fraguaría muy lento, retardando el tiempo de endurecimiento del mismo.

Es muy importante dosificar adecuadamente el yeso para lograr un óptimo, ya que su carencia o exceso podría provocar, además de los problemas mencionados, cambios volumétricos en el concreto (contracciones o dilataciones).

f).- PERDIDA POR IGNICION O PERDIDA POR CALCINACION.

Representa el por ciento de pérdida de peso que sufre el cemento después de someterlo a un calentamiento de 1000°C. Las sustancias que se pierden a esta temperatura son: agua y bióxido de carbono. El agua proviene del yeso y parte de ella de la que se absorbe durante la fabricación del cemento. También el clinker al-

salir del horno absorbe humedad atmosférica, y durante su almacenamiento sigue absorbiendo humedad, por ello debe tenerse cuidado durante su almacenamiento porque puede hidratarse parcialmente y formar grumos. El bióxido de carbono (CO_2) también se absorbe de la atmósfera.

La pérdida por ignición es una medida de la edad del cemento. La N.O.M.C.-1-1980 la limita a un 3%.

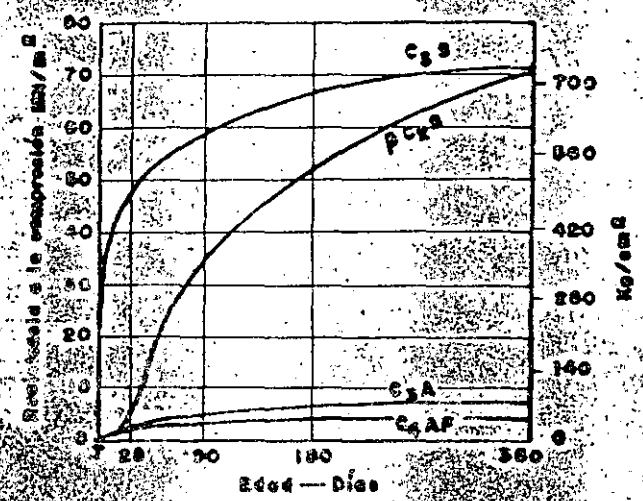


Figura (41): Desarrollo de la resistencia de compuestos puros.

Tabla (35): Calor de hidratación de compuestos puros

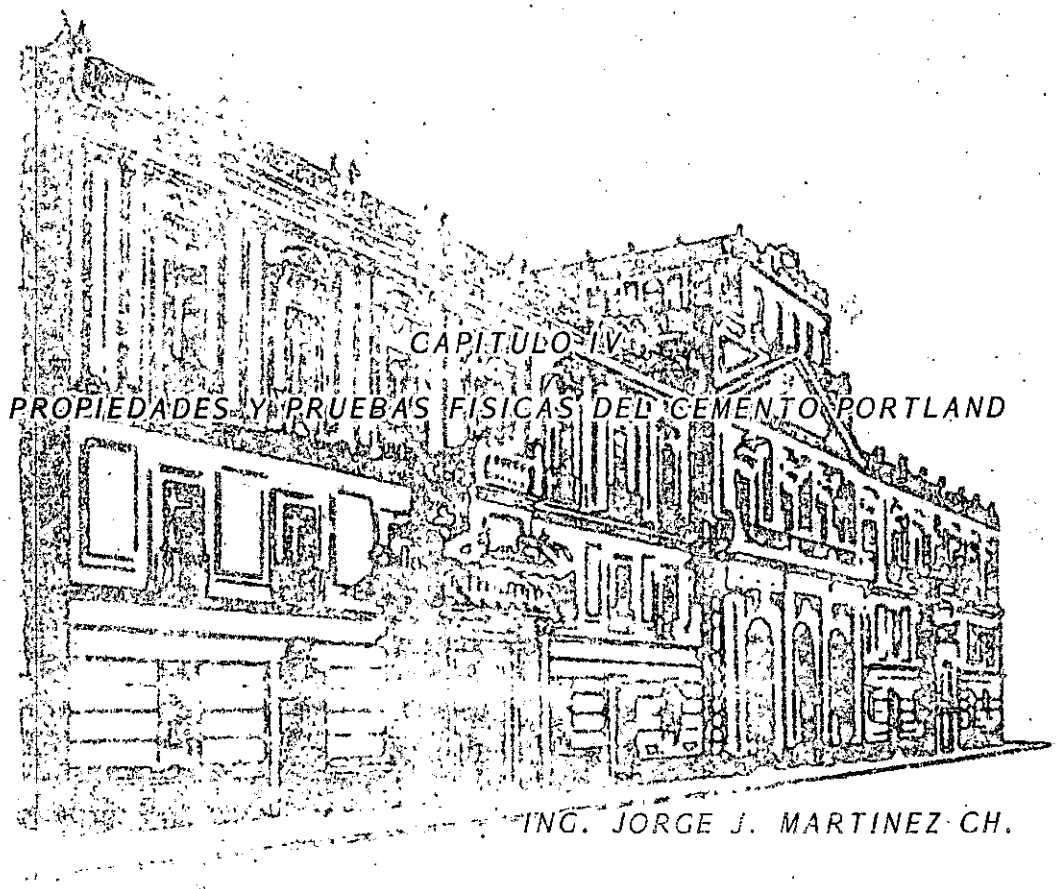
Compuestos	Calor de hidratación J/g	Cal/g
C_3S	502	120
C_2S	260	62
C_3A	867	207
C_4AF	419	100

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992



CAPITULO IV

PROPIEDADES Y PRUEBAS FISICAS DEL CEMENTO PORTLAND

ING. JORGE J. MARTINEZ CH.

JUNIO - 1992

Palacio de Minería · Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

IV.- PROPIEDADES Y PRUEBAS FISICAS DEL CEMENTO PORTLAND.

IV.1.- PROPIEDADES FISICAS.

Las principales propiedades requeridas a un cemento Portland guardan siempre una relación directa con los siguientes pormenores:

a). COLOR.- El color del cemento no sirve de criterio para juzgar la calidad de un cemento, pues ésta la determinan sus componentes mineralógicos, superficie específica y resistencias.

La coloración que presentan los diferentes tipos de cemento obedece principalmente a:

- Presencia o ausencia de óxido de hierro, magnesia, alúmina, etc. Así el cemento Portland gris oscuro debe su coloración al contenido de óxido de hierro, siendo más claro mientras menor es su cantidad. Los cementos blancos prácticamente no contienen hierro.

- Temperatura de fusión (clinker). Los cementos grises toman diferentes tonalidades dentro de una misma coloración.

- Proporción y características de las adiciones activas, como inertes, en los cementos especiales.

Sin embargo cuando queremos que una estructura tome una cierta coloración en el

acabado y no se cumple ésta, tratamos de justificar esta anormalidad atribuyéndosela al cemento como principal causante.

En este sentido debemos tomar en cuenta los siguientes factores que son los que verdaderamente tienen influencia en la coloración final del concreto:

- Variaciones en la proporción y finura de los finos existentes en la arena como dosificación de esta última;

- Pérdida de agua;

- Estanqueidad defectuosa de la cimbra;

- Bajo poder de retención de agua por parte del concreto;

- Acumulación de agua en ciertos puntos de unión de las cimbras no absorbentes;

- Rociado irregular con agua después del decimbrado;

- Influencia de los retardadores o decimbradores;

- Deficiente compactado o vibrado.

b).- FINURA.

La finura del cemento junto con la composición química son factores que tienen influencia definitiva en la mayor parte de las propiedades del cemento, principalmente en la resistencia. (Fig. 36, Fig. 37).

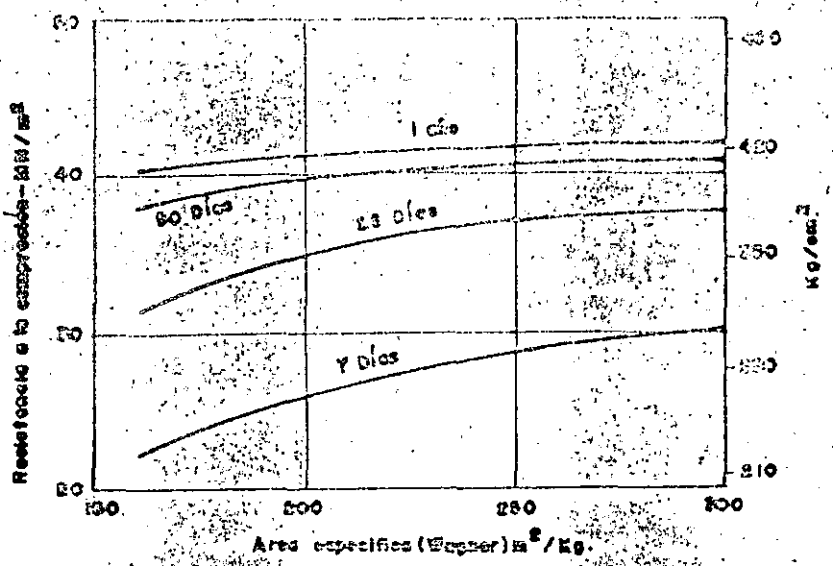


Figura (35): Relación entre la resistencia del concreto a diferentes edades y la finura del cemento.

Debido al tamaño extremadamente pequeño (entre 7 y 60 micras) las partículas de cemento más finas no pueden clasificarse en fracciones de distintos tamaños por medio de tamices, ya que resultaría muy engorroso y difícil. Sin embargo se han ideado métodos especiales para cuantificar la distribución de tamaños. (Tabla 38)

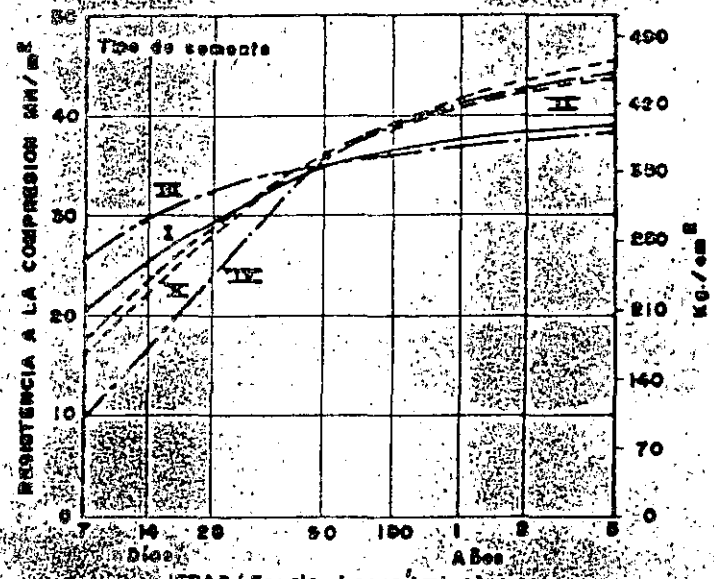


Figura (37) Desarrollo de resistencia de concretos con 335 Kg/m³ elaborados con cementos de distintos tipos.

Tabla (38): Superficie específica de cementos, medida con diferentes métodos.

Cemento	Superficie específica, m^2/kg medida por:		
	Método de Wagner	Método de Lea y Nurse	Método de corrección de Mérgoubo
A	180	800	720
B	220	415	1000

Para este fin son de uso corriente los turbidímetros y aparatos de permeabilidad al aire (Blaine). La medida de la finura se conoce como superficie, que es, el área total en centímetros cuadrados de la superficie de todas las partículas, supuestas esféricas, contenidas en un gramo de cemento. Esta área es mayor cuando el cemento es más fino. (Tabla 38).

Por lo tanto la superficie específica de un cemento nos indica que tan finamente ha sido molido, por lo que también se le conoce como finura; sin embargo, no es un factor decisivo para clasificar si es bueno, y es frecuente que algunos productos que tienen una inadecuada composición química, presentan una alta finura, lo que da mejores resistencias iniciales en los primeros días (1 a 28 días), pero las definitivas son muy bajas.

La superficie específica determinada con el aparato de permeabilidad al aire de Blaine para cementos que no son de resistencia rápida la N.O.M.C.-1-1980 fija como valor mínimo 2,800 $cm^2/gr.$ y para los de resistencia rápida (Tipo III) entre 3,800 y 5,000 $cm^2/gr.$, siendo los valores promedio 3,200 y 4,200 $cm^2/gr.$ respectivamente.

El empleo de cementos "gruesos", es decir, con superficie específica menor a la de 2,800 $cm^2/gr.$, además de bajar las resistencias pueden producir un exceso de exudación o sangrado. (El agua alcanza la parte superior del concreto debido a la sedimentación de los sólidos antes del fraguado inicial).

La finura tiene una influencia definitiva sobre muchas propiedades del cemento, al aumentarla se incrementa la velocidad de hidratación, acelera el desarrollo de la resistencia mecánica, particularmente a cortas edades, disminuye la expansión en autoclave, aumenta la trabajabilidad y cohesión del concreto, aumenta la impermeabilidad y la resistencia al congelamiento y deshielo. Sin embargo un cemento más fino se expande más y un concreto elaborado con cemento fino puede tener mayor contracción por secado, por su rápida generación de calor.

c).- SANIDAD.

La sanidad o consistencia de una pasta endurecida es la capacidad para conservar su volúmen después de haber fraguado. La falta de sanidad se debe a la presencia de cal libre o de excesivas cantidades de magnesia, pues a medida que aumenta nos indicará que en su elaboración ha habido deficiencias en la dosificación de las materias primas, molienda de polvo crudo o calcinación. Un producto con este defecto es llamado "cemento insano". Por ello la N.O.M.C.-1-1980 limita el contenido de magnesia a 5% máximo y la expansión en autoclave.

d).- EXPANSIONES.

Otra manifestación de la inestabilidad de volúmen (sanidad) de los cementos es su expansión.

De acuerdo al intervalo de tiempo en que se presenta la expansión puede dividirse en:

EXPANSION RAPIDA O A CORTO PLAZO.- Los factores contribuyentes a que aparezca esta expansión rápida son:

- Presencia de cal libre (clinker deficiente);

- Proporción o cantidad de magnesia no combinada durante el enfriamiento;

- Alto contenido o variedad de aluminato tricálcico en los minerales o durante el enfriamiento;

- Yeso en exceso o por defecto, en la relación a los componentes mineralógicos existentes (álcalis, finura, AC_3).

Para disminuír esta expansión en los cementos puede recurrirse a los siguientes medios:

- El cemento experimente almacenamiento prolongado;

- Al cemento se le someta a aireación.

EXPANSION LENTA.- Esta empieza a manifestarse después de los 28 días, y de forma clara entre los 90 - 180 días. Normalmente es atribuíble a:

- Hidratación lenta de la cal libre;

- Excesiva dosificación de yeso;

- Oxidación de algunos componentes existente en los agregados o a la presencia de álcalis en estos últimos.

Las expansiones se miden en la prueba del autoclave.

e) - FRAGUADO.

Al momento de agregar agua al cemento se originan reacciones físico-químicas, produciéndose un endurecimiento que está considerado en dos etapas:

PRIMERA ETAPA.- Después de determinado tiempo, la trabajabilidad de la masa disminuye hasta el grado de endurecer el material, conociéndose esto como fraguado inicial.

SEGUNDA ETAPA.- La masa aumenta su dureza y toma consistencia pétrea, llamándose a esto fraguado final.

FRAGUADO INICIAL.- Es muy importante conocer este dato, pues indica de cuánto tiempo se dispone para el mezclado, transporte, colado y compactación eficiente. La norma N.O.M.C.-1-1980, establece para todos los cementos, 45 min. de valor mínimo en la prueba de Vicat y 60 min. en la prueba de Gilmore.

FRAGUADO FINAL.- Nos sirve para conocer cuándo el cemento alcanza suficiente firmeza para resistir cierta presión, que permita la continuación de trabajos sobre las superficies coladas. La norma N.O.M.C.-1-1980 lo limita a 8 horas máximo para todos los tipos de cemento.

FRAGUADO INSTANTANEO.- Es el desarrollo rápido de la rigidez en la pasta de cemento Portland, mortero o concreto, generalmente con la producción de considerable calor y cuya rigidez no puede ser destruída ni volverse plástica por medio de mezclado posterior sin la adición de agua.

FRAGUADO FALSO.- El desarrollo rápido de la rigidez de una pasta de cemento Portland, de un mortero o de un concreto sin el desarrollo de mucho calor; esta rigidez puede desaparecer para volver a ser plástica y posteriormente se tendrá un tiempo de fraguado normal, mediante mezclado posterior con adición de agua.

Esta rigidez se presenta principalmente en los cementos que tienen gran cantidad de cal libre o bien es motivado por la deshidratación del yeso, el cual pierde sus propiedades al ser molido conjuntamente con el clinker a una temperatura de más de 120°C, ya que el yeso sin calcinar ($CaSO_2$) que se agrega a la molienda tiene por objeto regular el correcto fraguado del cemento.

El fraguado falso es perjudicial porque le resta trabajabilidad al concreto, disminuye su revenimiento durante el transporte o mezclado dificultando la descarga de las mezcladoras y camiones; durante la colocación y compactación de las formas.

El fraguado falso puede evitarse dejando reposar la mezcla durante unos 4 o 5 minutos después del mezclado normal, y remezclar de nuevo durante 2 o 3 minutos.

En general el fraguado falso produce los siguientes efectos indeseables en el concreto:

- Requiere de mucha cantidad de agua durante el remezclado;

- Reduce la resistencia al agregarle más agua;

- Disminuye la adherencia entre los agregados o entre el acero de refuerzo y el mortero;

- Produce agrietamiento;

- Da características de inclusión de aire errática.

Como medios que pueden aplicarse para tratar de superar los diferentes tipos de fraguado se recomienda lo siguiente:

- Reductores de agua;

- Retardadores de fraguado;

- Rehidratación del cemento.

f).- RESISTENCIA A LA COMPRESION Y ENDURECIMIENTO.

La resistencia a la compresión del cemento Portland es la resistencia de unos cubos estándar de 5 cm.

Estos tubos se fabrican y curan, empleando una "arena común". La resistencia a diversas edades indica las características de la resistencia del cemento, pero no pueden utilizarse para predecir con toda exactitud la resistencia del concreto, debido a las diversas variables a las mezclas de concreto. En la Fig. 39 se comparan las resistencias de los cinco tipos estándar.

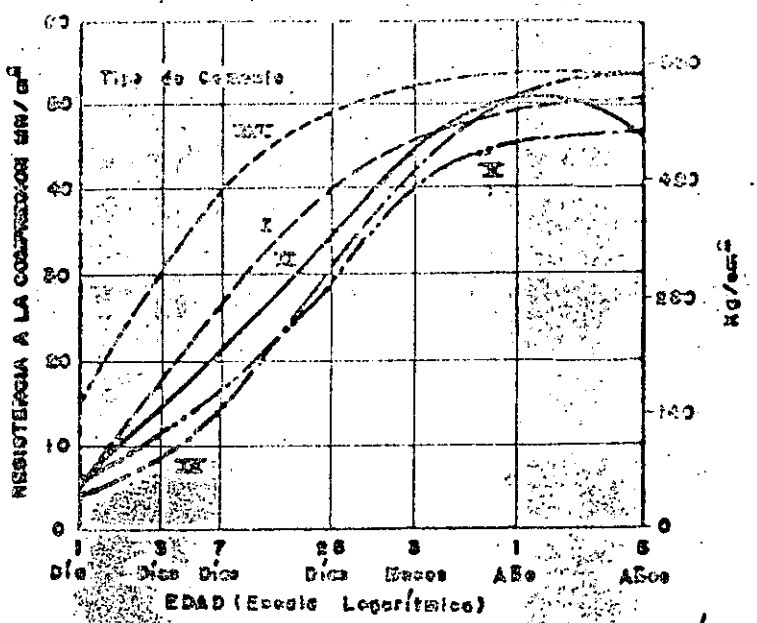


Figura (39): Desarrollo de resistencia de concretos con una relación agua/cemento de 0.49 elaborados con cementos de diferentes tipos.

Las resistencias del concreto se manifiestan en función del transcurso del tiempo (edad), por ello se hace la siguiente clasificación:

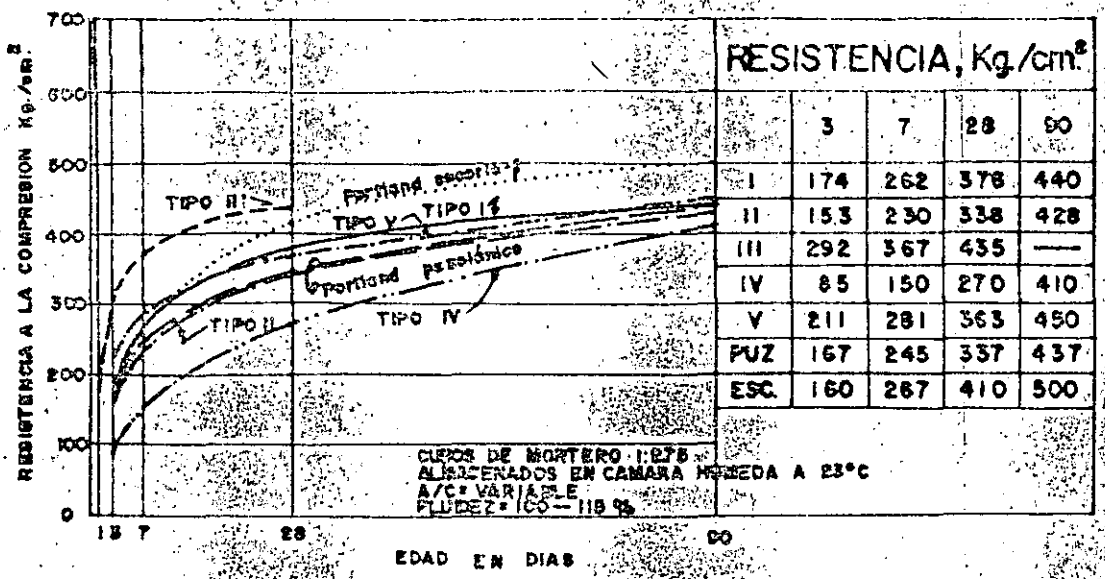
ALTAS RESISTENCIAS INICIALES.- Los cementos que tienen esta propiedad, por lo general son muy finos y la cantidad en AC_3 como en SC_3 es muy importante, y suele reflejarse por las resistencias que alcanzan a la edad de dos días. (Fig. 40).

Este tipo de cementos no son aptos para concreto en masa, por su alta generación de calor al hidratarse. (Fig. 41).

ENDURECIMIENTO RAPIDO.- Se consideran como tales aquellos cementos que, poseyendo unas resistencias considerables a la edad de 28 días, prácticamente a los 3 días han desarrollado, aproximadamente, un 80% de sus resistencias. (Fig. 40).

ENDURECIMIENTO LENTO.- Se clasifica dentro de este grupo a los cementos que incrementa su resistencia de forma suave y gradual hasta la edad de 7 días, pero a

partir de aquí el aumento que experimentan es grande, y de un modo especial de los 28 a los 90 días. (Fig. 40).



RESISTENCIA, Kg/cm²	3	7	28	90
I	174	262	378	440
II	153	230	338	428
III	292	367	435	—
IV	85	150	270	410
V	211	281	363	450
PUZ	167	245	337	437
ESC.	160	267	410	500

Fig. (40)_ Resistencias comparativas de distintos tipos de cemento.

g).- HIDRATACION Y CALOR DE HIDRATACION.

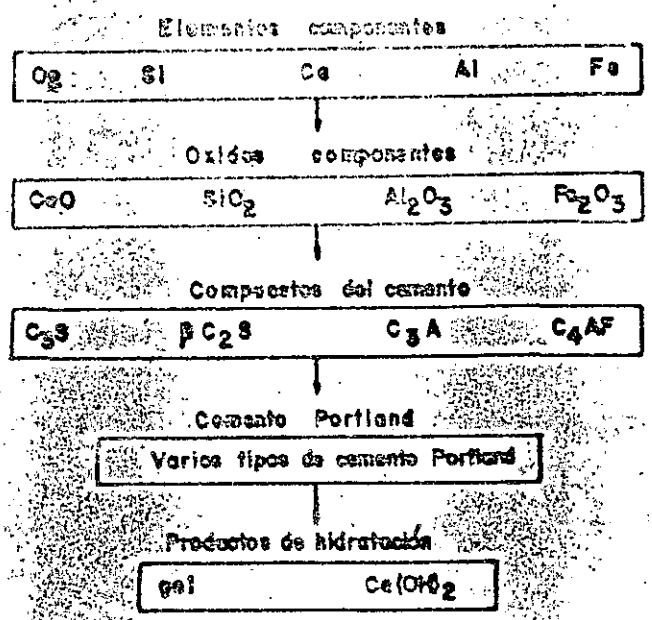
Al mezclar cemento con agua, se forma una pasta de consistencia plástica, de fácil moldeado, pero al paso del tiempo se pierde esta propiedad hasta que llega al estado sólido. El paso del estado plástico al estado sólido es lo que se conoce como fraguado del cemento.

Una vez que el cemento ha fraguado comienza a adquirir resistencia mecánica, la cual se prolonga durante un período indefinido. El fraguado y el endurecimiento se efectúan por la reacción química que se produce entre los compuestos del cemento y el agua, la cual recibe el nombre de hidratación. (Fig. 41).

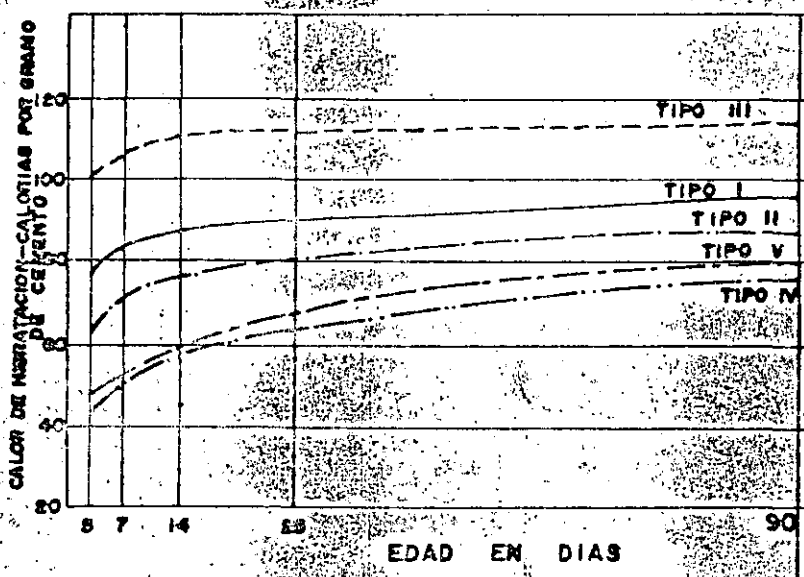
Durante el proceso de endurecimiento del cemento Portland, se produce gran canti

dad de calor por las reacciones de hidratación. Este calor generado es lo que se llama calor de hidratación. (Fig. 42, Fig. 43 y Fig. 44).

El calor de hidratación del cemento es importante para los técnicos principalmente por la elevación de temperatura que se produce en la masa de concreto.



Figura(41): Representación esquemática de la formación o hidratación del cemento Portland.



	CALORIAS POR GRAMO				
	3	7	14	25	90
I	75	85	89	91	97
II	64	74	78	82	86
III	102	108	111	115	118
IV	44	52	58	65	77
V	48	55	62	69	81

Fig. (42) Calores de hidratación para diferentes tipos de cemento portland.

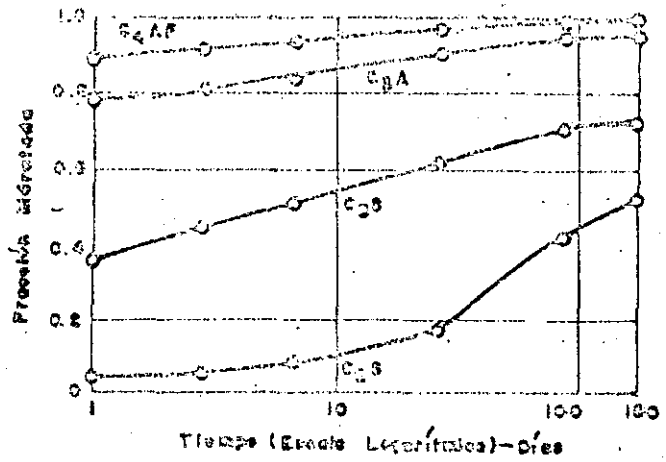


Figura (43): Velocidades de hidratación de compuestos puros.

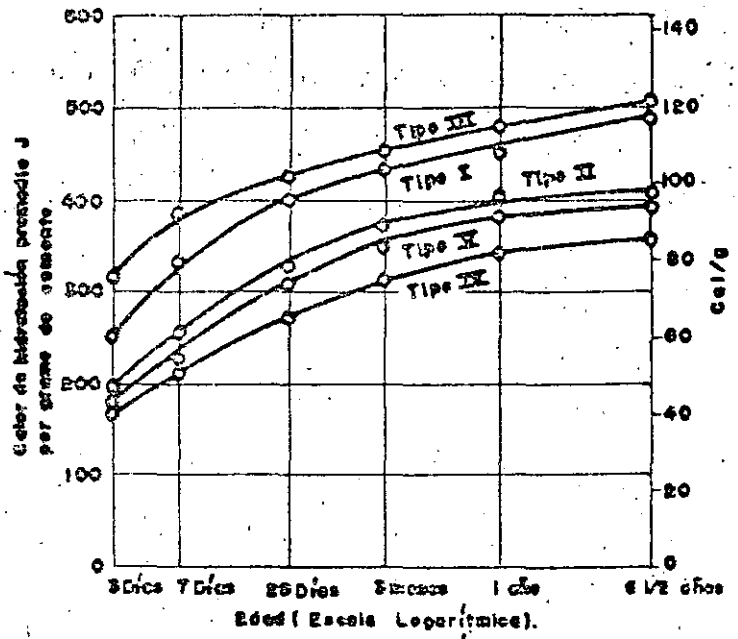


Figura (44): Desarrollo del calor de hidratación de diferentes cementos curados a 21°C (relación agua/cemento de 0.40).

En grandes masas de concreto la conductividad térmica es muy baja evitando la radiación del calor y el concreto entonces puede alcanzar altas temperaturas, ya que va acompañada de una dilatación térmica. Durante el enfriamiento de la masa de concreto endurecido, a la temperatura ambiental, se producen esfuerzos internos y agrietamientos indeseables. Por otra parte el aumento de temperatura producida por el calor de hidratación resulta benéfico en tiempo de frío ya que ayuda a mantener una temperatura favorable para el curado del concreto.

Pero principalmente, el mayor o menor calor de hidratación de los cementos depende:

- De la finura del cemento (a mayor finura, elevado calor de hidratación);

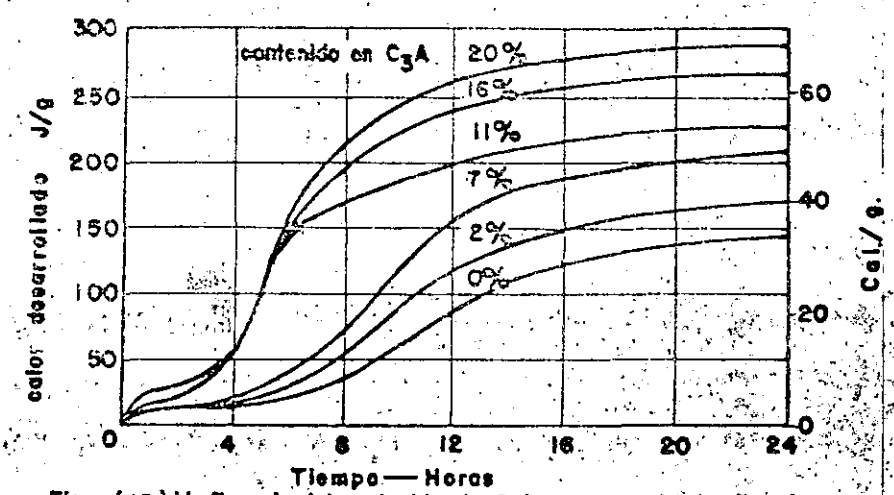
- El calor aumenta con el contenido de aluminato tricálcico (AC_3). (Fig. 45)

- El silicato tricálcico (SC_3) guarda una relación directa con el (AC_3). (Fig. 46).

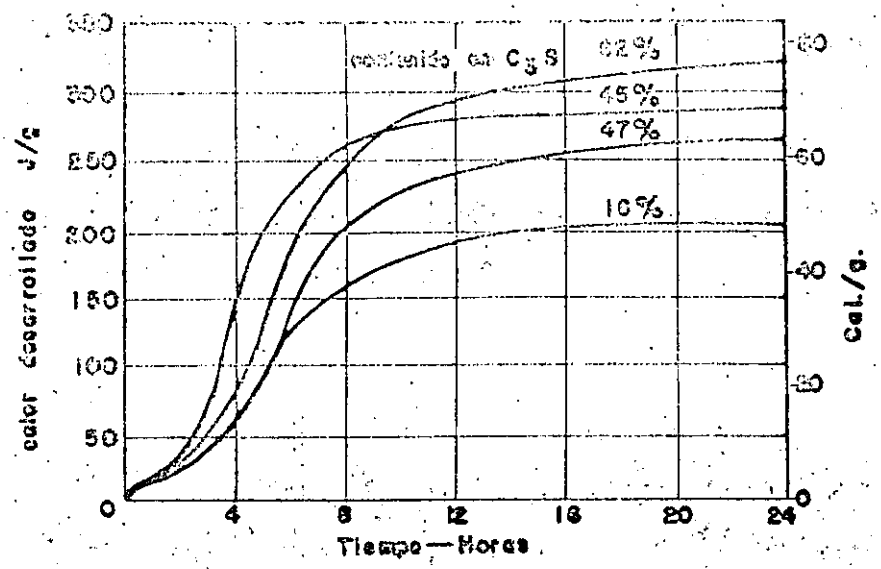
- Proporción o cantidad existente de adiciones activas. (Relación inversal);

- Contenido en álcalis (Relación directa);

- Contenido en yeso (Disminuye con la adición).



Figura(45): Influencia del contenido de C_3A sobre el desarrollo de calor. (El contenido del C_3S es aproximadamente constante).



Figura(46): Influencia del contenido de C_3S sobre el desarrollo de calor. (El contenido de C_3A es aproximadamente constante).

El método que se usa en el País para medir el calor de hidratación del cemento - Portland es por medio del calorímetro de Lerch.

Este calor de hidratación se cuantifica en calorías gramo a diferentes edades: - 3, 7 y 28 días.

Aunque la norma N.O.M.C.-1-1980 no ha establecido un límite para el calor de hidratación, al técnico en concreto le interesa primordialmente conocer la elevación de temperatura que puede alcanzar la masa de concreto en donde este factor es muy importante.

h).- RETRACCIONES Y FISURAS.

Cuando los esfuerzos y tensiones internas que se producen en el proceso del fraguado y/o endurecimiento de la pasta de cemento son superiores a la resistencia

de la propia masa, se producen retracciones y fisuras que son visibles. Estas pueden ser de origen hidráulico o térmico.

RETRACCIONES HIDRAULICAS.- Se deben a los siguientes factores:

- Composición mineralógica del cemento;
- Alto contenido de silicato tricálcico (SC_3) y aluminato tricálcico (AC_3);
- Alto contenido de álcalis (Na_2O y K_2O);
- Fraguado y endurecimiento rápidos;
- Regulador de fraguado (bajo contenido de yeso).

RETRACCIONES TERMICAS.- Respecto a las retracciones térmicas influyen los siguientes factores:

- La finura del cemento;
- Bajo poder de retención de agua por parte del cemento;
- Alta dosificación del cemento;
- Alto calor de hidratación del cemento.

Sin embargo las fisuras pueden presentarse por influencias ajenas al cemento, por ejemplo:

- Por desplazamiento o asentamiento de la propia estructura;

- Por asentamientos del terreno, provocados por el aumento de sobrecarga.

Debido al medio de conservación:

- Baja humedad relativa;

- Alto grado de desecación;

- Altas temperaturas.

V.- TIPOS DE CEMENTO PORTLAND.

V.1.- CEMENTOS DE USO COMUN EN MEXICO.

En México actualmente se elaboran diversos tipos de cemento Portland como el "I" para usos generales; el "II" modificado; el "III" de alta resistencia; el "IV" - de bajo calor; el "V" resistente a los sulfatos; el puzolánico; el de altohorno; el cemento blanco; el de albañilería y finalmente el especial para pozos petroleros.

Actualmente en la República Mexicana existen 30 plantas de las cuales:

17 fábricas elaboran cemento Tipo I;
11 fábricas elaboran cemento Tipo II;
10 fábricas elaboran cemento Tipo III;
2 fábricas elaboran cemento Tipo V;
20 fábricas elaboran cemento Portland Puzolana;
1 fábrica elabora cemento Portland de Altohorno;
4 fábricas elaboran cemento Portland Blanco;
4 fábricas elaboran cementos Portland Especiales, y
6 fábricas elaboran cementos morteros de albañilería

Las especificaciones estándar para el cemento Portland en el País las fija la - Norma Oficial Mexicana Cemento Portland-C-1-1980, ella establece los requisitos físicos y químicos que debe de cumplir durante su elaboración, ya que de no cumplir con éstos serán rechazados.

La modificación de las propiedades de cada tipo de cemento se efectúa cambiando

a composición de los compuestos y dependiendo de las diferencias en el molido.- Los cinco tipos se describen de la siguiente manera:

a).- TIPO I. CEMENTO PORTLAND COMUN.

Es un producto de empleo general, adecuado para todo uso cuando no se requieren propiedades especiales de otros tipos.

Se caracteriza por tener altas resistencias mecánicas y alta generación de calor durante su hidratación. No apto para concreto en masa. Se emplea en construcciones de pavimentos y banquetas, edificios de concreto reforzado, puentes, tanques, productos prefabricados, trabajos de mampostería y para todos los usos del cemento o concreto no sujetos al ataque de suelos o aguas sulfatadas o donde el calor generado por la hidratación del cemento no cause una elevación objetable de temperatura. Es el tipo de cemento que se surtirá a menos que se especifique otro.

b).- TIPO II. CEMENTO PORTLAND MODIFICADO.

Este cemento presenta características intermedias entre el común, el de bajo calor y el resistente a los sulfatos. Tiene características de resistencia similares a las del cemento común, genera menor calor de hidratación, mayor resistencia a aguas y suelos sulfatados, siendo de una composición química mejor, pues se limita el contenido de aluminato tricálcico a 8%.

Se usa en estructuras de gran tamaño como en grandes estribos, contrafuertes, muros de contención, obras hidráulicas en las cuales es necesario reducir la elevación de la temperatura, especialmente cuando el concreto se coloca en clima caluroso. También se usa en estructuras de drenaje y en estructuras que estén expues

tas al ataque moderado de los sulfatos.

c).- TIPO III. CEMENTO PORTLAND DE RESISTENCIA RAPIDA.

Este cemento es semejante al cemento Portland ordinario y se incluye también en la norma N.O.M.-C-1-1980. El cemento Portland de resistencia rápida (tipo III) es el que desarrolla más rápidamente mayores resistencias a primeras edades; por lo tanto la rapidez de endurecimiento no debe de confundirse con la rapidez de fraguado, aunque de hecho los dos tienen tiempo de fraguado iguales según la norma. Genera mucho calor de hidratación y a velocidad mayor que el tipo I, al igual que éste tampoco resiste el ataque de los sulfatos. No es apto para concreto en masa, pero si para estructuras donde pueda disiparse rápidamente el calor.

La resistencia desarrollada a la edad de 3 días es del mismo orden que la resistencia a los 7 días del cemento Portland ordinario, con la misma relación agua/cemento. Esta mayor rapidez de adquisición de resistencia se debe a un contenido más alto de C_3S y a un molido más fino de clinker del cemento. En la norma anteriormente citada, no se indica una finura mínima, pero como regla se encuentran finuras mayores a 2,800 cm^2/gr.

Por sus altas resistencias a tempranas edades se emplea cuando se requiere decimbrar muy pronto para volverla a usar, en clima frío para reducir el período de protección contra la baja temperatura, es recomendable para inyecciones por su elevada finura, la cual es más alta que la de los otros tipos, y cuando se desean altas resistencias a edades cortas, ya que puede ser más satisfactorio o más económico su empleo que el uso en mezclas ricas con cemento tipo I.

d).- TIPO IV. CEMENTO PORTLAND DE BAJO CALOR.

El cemento con bajo desarrollo de calor fue producido por primera vez para grandes presas.

Genera menos calor al hidratarse a menor velocidad que los otros cementos; reduce el agrietamiento y la contracción que resulta de la elevación de temperatura, bajando ella misma; resiste al ataque de los sulfatos; el desarrollo de la resistencia mecánica es lento a edades tempranas, pero de igual resistencia a la de los demás cementos a edades de 6 - 12 meses.

La norma N.O.M.-C-1-1980 limita el calor de hidratación a 70 cal/gr. a la edad de 7 días, y 80 cal/gr. a la edad de 28 días. Se usa en grandes masas de concreto como en presas de gravedad.

e).- TIPO V. CEMENTO PORTLAND DE ALTA RESISTENCIA A LOS SULFATOS.

El desarrollo de la resistencia es más lento en las primeras edades que la del cemento portland común, pero igual ó mayor resistencia a edades avanzadas (6-12 meses). El calor desarrollado por este cemento es parecido al del cemento de bajo calor. Por lo tanto el cemento resistente a los sulfatos, teóricamente, es un cemento ideal, pero debido a la composición especial de la materia prima no resulta económica su elaboración.

Se usa especialmente en construcciones expuestas a la acción severa de los sulfatos, en el revestimiento de canales, alcantarillas, túneles, sifones y en general en todo tipo de estructuras que estén en contacto con suelos y aguas subterráneas que contengan alto contenido de sulfatos.

f).- CEMENTO PORTLAND BLANCO.

Su color blanco radica en su bajo o nulo contenido de óxido férrico y manganeso.

Su proceso de fabricación es semejante a la de los demás cementos, la diferencia estriba en que las calizas que se emplean como materia prima son nulas en óxido férrico y las calizas se sustituyen por caolín que es un material blanco a base de sílice y óxido de aluminio y muy bajo en óxido férrico, también suele usarse arcilla blanca junto con una caliza libre de impurezas. La carencia de fierro como fundente en la obtención del clinker, implica mayores temperaturas, pero suelen usarse como fundente la criolita (fluoruro de alumino sódico). Es preciso evitar la contaminación del cemento con hierro mientras se muele. Por esta razón se usan los forros y bolas de los molinos de crudo y acabado hechos a base de cuarzo y no de acero para evitar proporcionarle el color gris, también se usan molinos a base de bolas de níquel y molibdeno. El costo de molido es caro que aunado al costo de la materia prima, hacen que el cemento blanco sea caro.

El cemento blanco tiene mayor aceptación mientras menor sea su contenido de óxido férrico. La norma N.O.M.-C-1-1980 lo clasifica como tipo I (común).

Se emplea generalmente para usos decorativos o arquitectónicos, terrazos, mosaicos, estucos, esculturas, como pintura, etc., también se usa para ciertos tipos de estructuras, para pisos, techos y muros en plantas industriales; para señales en carreteras y calles; para concreto aparente; albercas de natación; para pistas y señales auxilares para aterrizaje y navegación aérea, etc.

La composición característica del cemento Portland blanco está dada en la siguiente tabla (50).

Tabla(50): Composición típica del cemento blanco.

COMPUESTO	CONTENIDO, en (%)
C_3S	51
C_2S	26
C_3A	11
C_4AF	1
SO_3	2.6
Alcalis	0.25

La Norma Oficial Mexicana C-1-1980 establece los siguientes requisitos que deben cumplir los cinco tipos de cemento Portland, clasificando al cemento Portland blanco como Tipo I o Tipo III, para ser utilizados en la elaboración de concretos, morteros, lechadas, productos de asbesto cemento y productos prefabricados de mortero y de concreto.

ESPECIFICACIONES QUIMICAS.

COMPUESTOS Y CARACTERISTICAS	TIPO				
	I	II	III	IV	V
Oxido de silicio (SiO_2), mín %	—	21.0	—	—	—
Oxido de aluminio, (Al_2O_3), máx %	—	6.0	—	—	—
Oxido férrico, (Fe_2O_3), máx %	—	6.0	—	6.5	—
Oxido de magnesio, (M_gO), máx %	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
Anhídrido sulfúrico, (SO_3), máx % Cuando ($3CaO.Al_2O_3$) es 8 % o menor	3.0	3.0	3.5	2.3	2.3
Cuando ($3CaO.Al_2O_3$) es mayor de 8 %	3.5	—	4.5	—	—
Pérdida de calcinación, máx %	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
Residuo insoluble, máx %	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
Silicato tricálcico ($3CaO.SiO_2$), máx %	—	—	—	35	—
Silicato dicálcico ($2CaO.SiO_2$), mín %	—	—	—	40	—
Aluminato tricálcico ($3CaO.Al_2O_3$), máx %	—	8	15	7	5
Aluminoferrito tetracálcico más dos veces el aluminato tricálcico ($4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$ + $2(3CaO.Al_2O_3)$ ó solución sólida ($4CaO.Al_2O_3.Fe_2O_3$ + $2CaO.Fe_2O_3$) máx %	—	—	—	—	20.0

ESPECIFICACIONES QUIMICAS OPCIONALES.

Característica	TIPO					Observaciones
	I	II	III	IV	V	
Aluminato tricálcico ($3CaO.Al_2O_3$), Máx. %	–	–	8	–	–	Para resistencia moderada a los sulfatos
Aluminato tricálcico, ($3CaO.Al_2O_3$), Máx. %	–	–	5	–	–	Para alta resistencia a los sulfatos
Suma de silicato tricálcico y aluminato tricálcico, Máx. %	–	58	–	–	–	Para calor de hidratación moderado
Alcalis totales (Na_2O + 0.658 K_2O), Máx. %	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	Cemento de bajo contenido de álcalis

ESPECIFICACIONES FISICAS.

Característica	TIPO				
	I	II	III	IV	V
Finura, superficie específica, cm^2/g. Método de permeabilidad al aire, mín.	2800	2800	—	2800	2800
Sanidad, (prueba de Autoclave) Expansión máxima en %	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Tiempo de fraguado Método Vicat: Fraguado inicial en minutos, no menos de	45	45	45	45	45
Fraguado final en horas, no más de	8	8	8	8	8
Resistencia a la compresión, kgf/cm^2. En cubos de mortero 1:2.75 en peso (arena graduada estándar), relación agua/cemento constante 0.485 Valores mínimos:					
a las 24 horas	—	—	130	—	—
a los 3 días	130	105	250	—	85
a los 7 días	200	175	—	70	155
a los 28 días	—	—	—	175	210

ESPECIFICACIONES FISICAS OPCIONALES.

Característica	TIPO				
	I	II	III	IV	V
Fraguado falso, penetración final, mínimo %	50	50	50	50	50
Calor de hidratación: A los 7 días, en cal/g. Máx.	–	70	–	60	–
A los 28 días, en cal/g. Máx.	–	80	–	70	–

NOTA: Para mayor información de como aplicar esta norma se recomienda consultar N.O.M.-C-1-1980.

g).- CEMENTO PORTLAND PUZOLANA Y NORMAS.

Es el conglomerante hidráulico integrado por la mezcla íntima de cemento Portland y puzolana, pudiendo adicionar escoria granulada de alto horno y sulfato de calcio.

La mezcla de cemento Portland y puzolana puede obtenerse directamente mezclando estos dos materiales; o bien, mediante la molienda conjunta de clinker, puzolana y sulfato de calcio; o bien, de clinker Portland, sulfato de calcio, escoria granulada de alto horno y puzolana.

La molienda y mezclado de estos productos, puede ser realizada, en el orden que se estime conveniente cuidando que la proporción del constituyente puzolánico de

be encontrarse en la mezcla, del 15 al 40% en masa total.

PUZOLANA.- Es un material siliceo o siliceo-aluminoso, que en si posee poco o ningún valor cementante, pero que finamente molido y en presencia de humedad, reacciona químicamente con el hidróxido de calcio (cal) que se libera durante la hidratación del cemento a temperatura ordinaria, para formar compuestos con propiedades cementantes. En esta forma se aprovecha beneficamente la cal que queda libre de los cementos Portland. Las puzolanas pueden ser naturales o manufacturadas.

PUZOLANAS NATURALES.- El tepetate volcánico, las cenizas volcánicas, la pumicita, la obsidiana, la piedra pomex, la calcedonia opalina y la tierra de diatomeas. Algunas requieren de trituración y otras no requieren ningún procesamiento.

PUZOLANAS NATURALES PROCESADAS.- Las pizarras y las arcillas calcinadas o quemadas.

PUZOLANAS MANUFACTURADAS.- Consisten de escoria de altos hornos triturada y molida, y de cenizas muy finas, que son el producto de la combustión de los hornos industriales. Las principales fuentes son las termoeléctricas.

El uso de las puzolanas produce efectos benéficos en el concreto como son: hidratación lenta, ello conduce a un bajo calor de hidratación; puede usarse en grandes masas; aumenta la impermeabilidad; mejora el ataque a los sulfatos; reduce ligeramente el revenimiento pero al mismo tiempo mejora la trabajabilidad; reduce la acción álcali-agregado, la segregación, el sangrado, la contracción por secado, el agretamiento ya endurecido, la cantidad de cemento; mejora la resistencia.

El cemento Portland puzolana se emplea principalmente en concretos en masa para obras hidráulicas y marítimas.

NORMAS.

El material puzolánico se mezcla con el cemento Portland de escorias de altos hornos, para producir cemento Portland puzolánico, deberá cumplir con lo siguiente:

REQUISITOS FISICOS:

Finura: retenido por vía húmeda en la malla Núm. 325 (44 micras), en por ciento máximo 12.0

Prueba de actividad puzolánica:

Resistencia del material puzolánico, en kg/cm^2, mínimo ... 55.0

La Norma Oficial Mexicana para el Cemento Portland Puzolana, C-2-1982, establece los siguientes requisitos que debe cumplir para ser utilizado en la elaboración de concretos.

ESPECIFICACIONES QUIMICAS:

Oxido de magnesio (mgO), máximo % 4.0

Anhídrido sulfúrico (SO_3), máximo % 4.0

Pérdida por calcinación, máximo % 5.0

Aluminato tricálcico (AC_3), máximo % (1) 8.0

Aluminato tricálcico (AC_3), máximo % (2) 5

Suma de (SC_3) y (AC_3), máximo % (3) 58

Alcalis (Na_2O) y (K_2O), (4) 0.60

(1) Para resistencia moderada a los sulfatos.

(2) Para alta resistencia a los sulfatos.

(3) Para calor de hidratación moderado.

(4) Cemento de bajo contenido de álcalis.

ESPECIFICACIONES FISICAS:

Superficie específica (Blaine), cm^2/gr.

Valor promedio mínimo 3000

Valor mínimo en cualquier muestra 2800

Sanidad (autoclave), expansión o contracción, máximo % ... 0.50

Tiempo de fraguado (Método de Vicat).

Fraguado inicial en minutos, no menos de 45

Fraguado final en horas, no más de 7

Resistencia a la compresión en (kg/cm^2).

A los 3 días, mínimo 102

A los 7 días, mínimo 153

A los 28 días, mínimo 255

Fraguado falso, penetración final, mínimo % 50

Calor de hidratación.

A los 7 días, en cal/gr. máximo 70

A los 28 días, en cal/gr. máximo 80

h).- CEMENTO PORTLAND DE ESCORIA DE ALTO HORNO Y NORMAS.

Es el conglomerante hidráulico que resulta de la molienda conjunta del clinker -

Portland, escoria granulada de alto horno y sulfato de calcio natural, o una mezcla uniforme de cemento Portland y escorias de altos hornos, molida finamente. - El contenido de escorias de altos hornos, no será menor del (25%) ni mayor del - (65%), en peso, del cemento Portland de escorias de alto horno.

ESCORIA GRANULADA DE ALTO HORNO.- Es el producto no metálico, compuesto fundamentalmente de silicatos y alumino-silicatos de calcio, los cuales se producen simultáneamente con el hierro en los altos hornos y que se origina al enfriar rápidamente en agua, vapor o aire, el material fundido.

La escoria de alto horno se considera como un cemento hidráulico en potencia, para cuya hidratación se requiere de la presencia de cal hidratada y yeso. La escoria de alto horno se adiciona al cemento Portland para mejorar ciertas propiedades del mismo.

El cemento Portland de escoria de alto horno es muy parecido al cemento Portland común y los requisitos de la norma N.O.M.-C-175-1969 sobre finura y tiempo de fraguado son iguales para ambos cementos. De hecho la finura del cemento Portland de alto horno es mayor, pero, a pesar de esto, la resistencia de este cemento es ligeramente menor a los primeros 28 días y, por lo tanto, es importante un buen curado.

Los requisitos de resistencia de la norma ya mencionada son más bajos que para - el cemento Portland ordinario.

El cemento Portland de escoria de alto horno es especialmente útil en concretos para obras hidráulicas o marítimas, pudiendose emplear en cualquier otro tipo de estructura.

NORMAS.

La Norma Oficial Mexicana para Cemento Portland de Escoria de Alto Horno C-175-1969, establece los siguientes requisitos que debe cumplir para ser utilizado en la elaboración de concretos.

Para esta norma, el cemento Portland de alto horno, lo clasifica en dos tipos:

TIPO I.- Para usos generales.

TIPO II MODIFICADO.- Cuando se requiere un calor de hidratación moderado y resistencia moderada a los sulfatos, se aplicará la N.O.M.-C-1-1975.

ESPECIFICACIONES QUIMICAS:

Anhídrido sulfúrico (SO_3), máximo %	4.0
Azufre de sulfuros (S), máximo %	2.0
Residuo insoluble, máximo %	1.0
Pérdida por calcinación, máximo %	3.0
Tolerancias en la composición del producto terminado.	
Dióxido de silicio (SiO_2) $\pm$ en %	3.0
Oxido de aluminio (Al_2O_3) $\pm$ en %	2.0
Oxido de calcio (CO) $\pm$ en %	3.0

ESPECIFICACIONES FISICAS.

Finura: Superficie específica (Blaine), cm^2/gr, método de permeabilidad de aire.

Valor promedio mínimo 2800

Valor mínimo en cualquier muestra	2600
Sanidad (autoclave).	
Expansión o contracción, máximo en %	0.20
Tiempo de fraguado (Vicat).	
Fraguado inicial en minutos, no menos	45
Fraguado final en horas, no más de	7
Resistencia a la compresión (kg/cm^2).	
Valores mínimos:	
A los 3 días (*)	85
A los 7 días (*)	150
A los 28 días	250
Calor de hidratación:	
A los 7 días en (cal/gr.), máximo	70
A los 28 días en (cal/gr.), máximo	80

(*) Para el tipo modificado estos valores serán de 70 y 130 kg/cm^2.

i).- CEMENTO DE ALBAÑILERIA.

Este cemento se obtiene por la molienda conjunta de clinker Portland, caliza o los polvos de las chimeneas recolectados durante la fabricación del cemento Portland y yeso, pudiendose emplear además algún agente inclusor de aire.

El cemento de albañilería mezclado con arena fina y agua produce un mortero plástico y cohesivo para pegar unidades de mampostería como tabiques de arcilla o concreto, bloques de concreto y piedras artificiales o naturales, también se utiliza para toda clase de aplanados y para firmes de concreto.

El cemento de albañilería es un cemento de tipo hidráulico que cumple con las especificaciones requeridas en los trabajos de albañilería. Sus ventajas consisten en su mayor plasticidad, cohesividad, mayor resistencia, menores cambios volumétricos y mayor poder de retención de agua y finalmente evita el resecamiento de la mezcla de mortero.

V.2.- CEMENTOS PORTLAND ESPECIALES.

Además de los cementos Portland ya descritos, los cuales cumplen con especificaciones estándar, hay otros especiales diseñados únicamente para ajustarse a determinadas condiciones de uso y exposición. Algunos de estos cementos se fabrican en México pero solamente se consiguen con determinados productores. Antes de usar un cemento Portland especial, hay que investigar si existe en el mercado.

a).- CEMENTO PARA POZOS PETROLEROS.

Es un cemento diseñado bajo las especificaciones del American Petroleum Institute la cual lo clasifica en siete tipos, cada uno aplicable para usarse a determinadas profundidades.

Este cemento se usa principalmente para sellar (lechadear) pozos petroleros bajo condiciones de alta presión y temperatura. Generalmente es de fraguado lento. El cemento para pozos petroleros se fabrica en México.

b).- CEMENTO PARA BLOQUES.

Este cemento se diseño con el objeto de fabricar bloques de mampostería de color claro uniforme. Adquiere resistencias a tempranas edades, mejora la trabajabili-

dad y rendimiento para la producción de bloques.

c).- CEMENTO PLASTICO.

Es el conglomerante hidráulico que resulta de la mezcla y molienda conjunta de un agente plastificante y clinker de cemento Portland. Se usa mezclado con yeso para aplanados; sin embargo su elevada plasticidad y manuabilidad lo hacen apto para mezclas de mortero de mampostería. Debido a su alto contenido de aire incluído por el cemento plástico, éste no se recomienda para estructuras de concreto.

d).- CEMENTO PLASTICO PARA PISTOLA NEUMATICA.

Se diseñó para evitar la segregación durante el bombeo. Se usa para aplicar el mortero o el yeso mediante pistola neumática o por bombeo. Para aplicarlo con pistola neumática se mezcla una cantidad pequeña de fibra fina de asbesto con el cemento plástico.

e).- CEMENTO IMPERMEABLE.

Contiene agregados repelentes al agua, como por ejemplo estearatos, oleatos y sebo. Al mortero y al concreto que contienen este cemento se le proporciona cierto grado de repelencia al agua, pero los álcalis liberados durante la hidratación del cemento reaccionan con el agente impermeabilizante y tienden a disminuír su efectividad.

f).- CEMENTO EXPANSIVO.

Es un cemento que al agregarle agua forma una pasta, que tiene la propiedad de aumentar significativamente de volúmen durante el fraguado y el endurecimiento, y aún después. Se usa para disminuír la contracción del concreto, generalmente con cemento Portland común, minimizando el agrietamiento y también se ha empleado como cemento "autoesforzante" en los trabajos con concreto preforzado.

g).- CEMENTO EXENTO DE ALUMINATO TRICALCICO (C_3A).

Este cemento está exento de (C_3A), característica que le da la propiedad de ser resistente al ataque de los sulfatos, terrenos y aguas selenitosas; bajo calor de hidratación, menor concentración, elevado poder aglomerante, mayor adherencia al hierro y la particularidad de altas resistencias mecánicas. Se usa en obras sujetas a ataque de los sulfatos, terrenos y aguas selenitosas.

V.3.- CEMENTOS DIFERENTES AL PORTLAND.

a).- ALUMINOSO.

Llamado también con alto contenido de alúmina, contiene aluminatos de calcio en sustitución de los silicatos de calcio. Es un cemento refractario, que se usa para exposiciones a altas temperaturas en hornos, hornos de fundición y estructuras parecidas. Fragua y desarrolla resistencias más rápidamente que el cemento Portland, por ello no es apto para fines estructurales. Un mortero o un concreto que contenga una mezcla de cemento Portland y de cemento aluminoso endurece en unos cuantos minutos.

b).- DE MAGNESITA.

Llamado también cemento de oxicloruro de magnesio o cemento sorel. Se fabrica combinando óxido de magnesio con una solución saturada de cloruro de magnesio en la obra. Tiene propiedades elásticas y de resistencia. Se usa para terrazo y en pisos de poco peso en edificios de apartamentos.

c).- DE FRAGUADO RAPIDO.

Existen en el mercado muchos cementos de fraguado rápido, algunos de estos son mezclas de cementos Portland y aluminoso, cemento Portland y yeso, o cemento Portland con un adherente químico determinado. Todos estos materiales fraguan y endurecen en unos cuantos minutos. Se usan para trabajos de resane de grietas y otros daños provocados por el agua corriente. Para trabajos donde el cemento ya a quedar expuesto a la acción del agua.

REFERENCIAS

1. Fuller, William B., y Thompson, Sanford E., "The Laws of Proportioning Concrete," *Transactions*, ASCE, V. 59, Dic. 1907, pp. 67-143.

2. Abrams, Duff A., "Design of Concrete Mixtures," *Bulletin* No. 1, Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago, 1918.

3. Edwards, L. N., "Proportioning the Materials of Mortars and Concretes by Surface Areas of Aggregates," *Proceedings*, ASTM, V. 18, Part 2, 1918, p. 235.

4. Young, R. B.; "Some Theoretical Studies on Proportioning Concrete by the Method of Surface Area of Aggregate," *Proceedings*, ASTM, V. 19, Part 2, 1919, p. 444.

5. Talbot, A. N., "A Proposed Method of Estimating the Density and Strength of Concrete and of Proportioning the Materials by Experimental and Analytical Consideration of the Voids in Mortar and Concrete," *Proceedings*, ASTM, V. 21, 1921, p. 940.

6. Weymouth, C. A. G., "A Study of Fine Aggregate in Freshly Mixed Mortars and Concretes," *Proceedings*, ASTM, V. 38, Part 2, 1938, pp. 354-372.

7. Dunagan, W. M., "The Application of Some of the Newer Concepts to the Design of Concrete Mixes," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 36, No. 6, Junio 1940, pp. 649-684.

8. Goldbeck, A. T., y Gray, J. E., "A Method of Proportioning Concrete for Strength, Workability, and Durability," *Bulletin* No. 11, National Crushed Stone Association, Dic. 1942, 30 pp. (Revised 1953 y 1956).

9. Swayze, M. A., and Gruenwald, E., "Concrete Mix Design—Modification of Fineness Modulus Method," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 43, No. 7, Mar. 1947, pp. 829-844.

10. Discussion of "Concrete Mix Design—A Modification of the Fineness Modulus Method" por Stanton Walker y Fred F. Bartel, ACI JOURNAL, *Proceedings*, V. 43, Part 2, Dic. 1947, pp. 844-1—844-17.

11. Henrie, James O., "Properties of Nuclear Shielding Concrete," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 56, No. 1, Jul. 1959, pp. 37-46.

12. Mather, Katharine, "High Strength, High Density Concrete," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 62, No. 8, Ag. 1965, pp. 951-960.

13. Clendenning, T. G.; Kellam, B.; y MacInnis, C., "Hydrogen Evolution from Ferrophosphorous Aggregate in Portland Cement Concrete," ACI JOURNAL, Proceedings V. 65, No. 12, Dic. 1968, pp. 1021-1028.

14. Propovics, Sandor, "Estimating Proportions for Structural Concrete Mixtures," ACI JOURNAL, *Proceedings*, V. 65, No. 2, Feb. 1968, pp. 143-150.

15. "Tentative Specification for Aggregates for Radiation-Shielding Concrete," (ASTM C 637), American Society for Testing and Materials, Pihladelphia.

16. Davis, H.S., "Aggregates for Radiation Shielding Concrete," *Materials Research and Standards*, V. 7, No. 11, Nov. 1967, pp. 494-501.

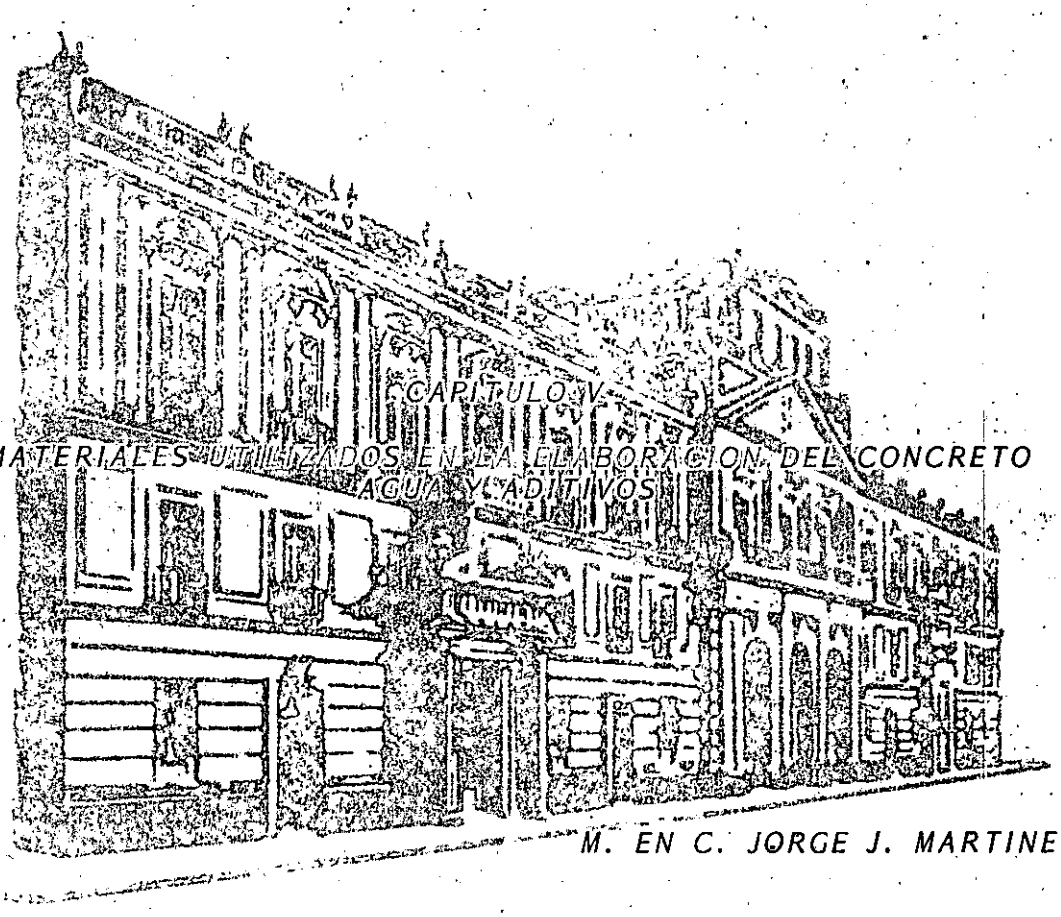
17. *Concrete for Nuclear Reactors*, SP-34, American Concrete Institute, Detroit, 1972, 1736 pp.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992



CAPITULO V.
MATERIALES UTILIZADOS EN LA ELABORACION DEL CONCRETO
AGUA Y ADITIVOS

M. EN C. JORGE J. MARTINEZ CHAVEZ

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

A.G. .15

- Hum, N.H., Cristrani and Nielsen Concrete Manual Boletín No. 39 Copenague Dinamarca 1944.
- Secretaría de Obras Públicas. Especificaciones Generales de Construcción Parte VIII 1976.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos. Manual de Concreto. - 1970
- Steinour, H.H. Concrete Mix Water How Impure Can It Be. 1960 Portland Cement Association Research and Development Laboratories.
- Testing And Inspection of engineering. Materials third edition. H.E. Davis, G.E. Troxell C.T. Wiskocil Me graw Hill book Company, Inc. N.Y. and London.

México, D. F., a

EL DIRECTOR GENERAL DE NORMAS COMERCIALES DE LA SECRETARIA DE COMERCIO.

LIC. HECTOR VICENTE BAYARDO MORENO.

EL DIRECTOR GENERAL DE NORMAS

DR. ROMAN SERRA CASTAÑOS.

GLA/EPPR/JEDM/RAM/mept.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

AGUA PARA CONCRETO

El agua se utiliza para mezclado o para curado del concreto, generalmente se emplea tal como se encuentra en la naturaleza ya que casi todas las aguas naturales y las aguas tratadas son adecuadas como agua de mezclado para concreto, siempre y cuando no tengan un olor o sabor muy acentuados. Cuando los fines lo justifiquen, se compensan algunas deficiencias mediante el empleo de aditivos o cementos adecuados y en contadas ocasiones se tratan, para modificar su composición química, a fin de lograr su utilización óptima. Es por ésto que se le da poca atención al agua que se utiliza en el concreto, en contraste con la frecuente verificación del cemento y agregados que integran las mezclas de concreto.

Agua de mezclado:

Algunas especificaciones indican que un agua es adecuada para la elaboración de concreto si es limpia y libre de materiales deletereos; sin embargo, otras especificaciones señalan que si el agua no se obtiene de una fuente que ha sido aprobada, la resistencia del concreto o del mortero elaborado con el agua en cuestión, debe ser comparada con la resistencia obtenida con concretos o morteros elaborados con agua que ya ha sido aprobada.

Por ejemplo: El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los E.U.A. indican que el agua para elaboración de concreto debe tener un pH comprendido entre 6.0 y 8.0 y debe estar libre de materia orgánica. Estas especificaciones también establecen que la resistencia de los morteros elaborados con un agua cuya aceptación está en duda, debe ser por lo menos del 90% de la resistencia del mortero elaborado con agua destilada, tanto a 7 como a 28 días.

Sin embargo, hay dos interrogantes con respecto al agua de mezclado y son: ¿qué tipo de impurezas afectan al concreto? y ¿qué grado de contaminación es permisible?.

A) Cómo afectan las impurezas del agua de mezclado:

1. Las investigaciones realizadas en muchas partes, indican que el tiempo de fraguado del cemento portland en las mezclas elaboradas con agua que contiene impurezas, es el mismo que el de mezclas elaboradas con agua limpia, con algunas cuantas excepciones. Y en la mayoría de los casos, las aguas que producen largo tiempo de fraguado también reportan relativa baja resistencia a la compresión, por lo cual podemos generalizar que aguas que en las pruebas comparativas de tiempo de fraguado no acusaran resultados satisfactorios, no son adecuadas para emplearse como agua de mezclado en el concreto.

2. Cuando la cantidad de sustancias perjudiciales presentes en el agua es pequeña, los resultados obtenidos en las pruebas de resistencia, son buenos.

3. Ni el olor ni el sabor son buenos indicadores de la calidad del agua de mezclado. Muchas aguas que tienen mala apariencia han dado buenos resultados en las pruebas de resistencia.

4. Cuando la calidad del agua se determina por medio de pruebas comparativas, si el agua en estudio alcanza solamente el 85%, su comparación con el agua pura, debe ser considerada como inadecuada para la elaboración de concreto. Estas aguas generalmente son: aguas ácidas, aguas alcalinas procedentes de tuberías, aguas carbonatadas procedentes de plantas galvanizadoras, aguas que contienen más de 3.0% de cloruro de sodio ó 3.5% de sulfatos y sobre todo aguas que contengan azúcar o similares.

La concentración de sólidos en estas aguas fue de más de 6000 p.p.m. excepto para las aguas carbonatadas que fue de 2140 p.p.m. También muchas aguas se definieron como satisfactorias con una relación de resistencias mayor a 85%, como por ejemplo: aguas con menos de 1% de SO_4, aguas de mar (excepto para concreto reforzado); aguas alcalinas con menos de 0.15%, de sulfato de sodio o cloruro de sodio, aguas procedentes de cerveceras, fábricas de pinturas o jabones.

Muchas especificaciones excluirían a muchas de estas aguas contaminadas, sobre todo aquellas que señalan que el agua debe ser potable. Sin embargo, no debe generalizarse que las aguas de los tipos mencionados son inocuas para el concreto. Lo importante es primero definir qué tipo de impurezas están presentes en el agua y qué cantidades son las peligrosas. Los ingleses ya hicieron notar lo peligroso que es utilizar aguas con ácidos húmicos u otros ácidos orgánicos y aguas ácidas cuyo efecto no es muy evidente rápidamente mientras que sales deletéreas tienen gran efecto en las resistencias a tempranas y largas edades. A continuación se presentan los límites de impurezas que sugiere el U.S. Bureau of Reclamation y la NOM C-122 Mexicana:

TABLE 2—*Tolerable concentrations of impurities in mixing water.*

Impurity	Maximum Tolerance Concentration
1. Sodium and potassium carbonates and bicarbonates	1 000 ppm
2. Sodium chloride	20 000 ppm
3. Sodium sulfate	10 000 ppm
4. Calcium and magnesium bicarbonates	400 ppm of bicarbonate ion
5. Calcium chloride	2% by weight of cement in plain concrete
6. Iron salts	40 000 ppm
7. Sodium iodate, phosphate arsenate and borate	500 ppm
8. Sodium sulfide	even 100 ppm warrants testing
9. Hydrochloric and sulfuric acids	10 000 ppm
10. Sodium hydroxide	0.5% by weight of cement is set not affected
11. Salt and suspended particles	2 000 ppm

- El azúcar es probablemente el contaminante orgánico que se ha ganado más mala reputación como retardante y reductor de la resistencia. La cantidad de azúcares que pueden causar algunos de estos efectos, depende de varios factores, tales como la composición química del cemento, el contenido de cemento, condiciones ambientales, etc.

B) Agua de mar utilizada como agua de mezclado en el concreto:

De acuerdo a las investigaciones realizadas en varias partes del mundo, cuando se tiene una concentración de sales del 3.5% como máximo en el agua de mar, no se produce una reducción significativa en la resistencia del concreto, sin embargo, esta cantidad de sales puede acelerar la corrosión del acero de refuerzo.

En estas pruebas se mostró que la resistencia a 7, 28 y 90 días se redujo en un 6 a 8%, no se observaron eflorescencias, y en algunas de estas pruebas la resistencia a edades tempranas fue mayor en el concreto elaborado con agua de mar que en el concreto elaborado con agua limpia, aún cuando después de 28 días fue menor. En general podemos resumir que es correcto utilizar el agua de mar para la elaboración del concreto, aún cuando se puede incrementar el riesgo de corrosión del acero de refuerzo, por lo que generalmente no se especifica para concreto reforzado. Para concreto presforzado definitivamente no debe emplearse el agua de mar para su elaboración.

Agua de curado:

El objeto del agua de curado es mantener al concreto saturado para que se logre la casi total hidratación del cemento que influye de manera muy importante en la resistencia adquirida por el concreto, como se muestra en la Figura 1, ya que estudios recientes han demostrado que solamente la mitad del agua presente en el concreto se puede utilizar para las combinaciones químicas, aún cuando la cantidad total de agua presente en el concreto sea menor que la que se requiere para la combinación.

En el agua de curado debemos hacernos dos importantes preguntas:

1. ¿Hay la posibilidad de que el agua contenga ciertas impurezas que manchen el concreto? y

2. ¿Existen en el agua sustancias agresivas que sean capaces de atacar al concreto causando su deterioración?

En general es muy improbable que el agua utilizada para curado pueda atacar al concreto si el agua es del tipo adecuado para utilizarse en el mezclado, sin embargo, en algunas ocasiones ocurre que se mancha o decolora la superficie del concreto provocada por el agua de curado, pero ésto no es objetable. La causa más frecuente del manchado es la concentración de fierro o materia orgánica en el agua; sin embargo, muchas veces aún una baja concentración de estas materias pueden causar el manchado cuando el concreto está sujeto a un humedecimiento prolongado en este tipo de aguas.

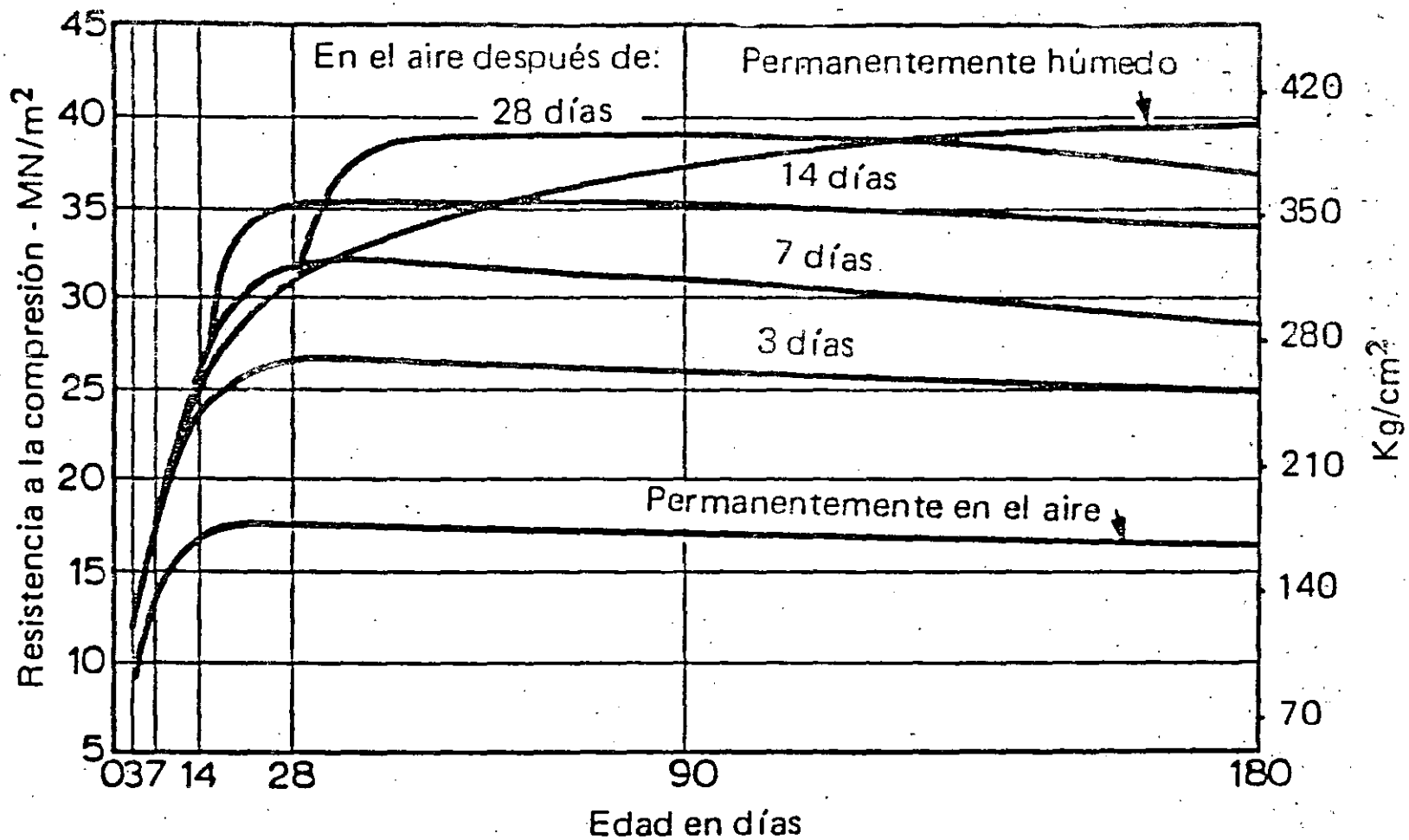


Fig. 5.24: La influencia del curado con humedad en la resistencia del concreto con una relación agua/cemento de 0.50.[5.11]

TOMADO DEL LIBRO "TECNOLOGIA DEL CONCRETO" POR A. M. NEVILLE

FIGURA 1

A.G.4

De los reportes de pruebas realizados, 0.08 p.p.m. de fierro solamente produjeron - una ligera decoloración y en otros casos 0.06 p.p.m. dieron un ligero color óxido, en cambio, en otras pruebas 0.04 p.p.m. mancharon el concreto de color café obscuro.

Con respecto a las impurezas orgánicas en el agua, es muy difícil determinar mediante análisis químico, si no que imposible, si el agua que se utilizará para el curado del concreto producirá un manchado del concreto por contener un determinado contenido de impurezas orgánicas y las pruebas que existen, en general son métodos que evalúan el daño por observación visual.

P R E F A C I O

En la elaboración de la presente norma participaron las Empresas e instituciones siguientes:

- LATINOAMERICANA DE CONCRETO, S.A. (LA.CO.S.A.)
- FESTER DE MEXICO, S.A.
- DURO ROCK, S.A.
- ASOCIACION NACIONAL DE LABORATORIOS INDEPENDIENTES AL SERVICIO DE LA CONSTRUCCION (ANALISEC)
- DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL (LABORATORIO DE MATERIALES) (D.D.F.)
- INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO (IMCYC)
- UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA DE AZCAPOTZALCO (UAM).
- INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO (IMP)
- SECRETARIA DE ASENTAMIENTOS HUMANOS Y OBRAS PUBLICAS (SAHOP)
- CAMARA NACIONAL DE LA INDUSTRIA DE TRANSFORMACION (DEPARTAMENTO DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD (CANACINTRA)
- COMITE CONSULTIVO NACIONAL DE NORMALIZACION DE LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION (C.C.N.N.I.C.)

BUILDING. INDUSTRY - WATER FOR CONCRETE

0 INTRODUCCION

La necesidad de conocer los parámetros ideales que deben cumplir las aguas naturales o contaminadas, diferentes de las potables para emplearse en la elaboración y curado del concreto hidráulico ha hecho que se elabore esta Norma Oficial Mexicana de Agua para Concreto.

1 OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

Esta Norma Oficial Mexicana establece los requisitos para las aguas naturales o contaminadas, diferentes de las potables que se pretendaneemplear en la elaboración o curado del concreto hidráulico.

También da a conocer la acción agresiva de los diferentes tipos de agua que se enumeran en el inciso 4.

2 REFERENCIAS

Esta norma se complementa con las vigentes de las siguientes Normas Oficiales Mexicanas.

NOM-C-1	Cemento Portland
NOM-C-2	Cemento Portland Puzolana
NOM-C-88	Determinación de Impurezas Orgánicas en el Agregado Fino.
NOM-C-175	Calidad para Cemento Portland de Escoria de Alto Horno.
NOM-C-255	Industria de la Construcción.- Aditivos Químicos que Reducen la Cantidad de Agua y/o Modifican el Tiempo de Fraguado del Concreto.
NOM-C-277	Agua para Concreto.- Muestreo
NOM-C-283	Agua para concreto.- Análisis

3 DEFINICIONES

Para mejor entendimiento de esta norma se establecen las definiciones siguientes:

3.1 Aguas puras. (Lluvia, deshielo de glaciares, granizo o nieve de algunos manantiales y pozos).

Bajo un Punto de vista práctico, son aquellas cuyo grado hidrotimétrico es inferior a 6 y cuyo pH es aproximadamente 7. En general son aguas que o no tienen substancias disueltas o las tienen en cantidad mínima y en lo particular aquellas en las que el ión calcio se encuentra en cantidades ínfimas. Estas aguas generalmente provienen de la lluvia, del deshielo de glaciares, nieve o granizo o de manantiales y pozos, de terrenos montañosos cuyas rocas son resistentes al poder disolvente del agua, tales como las porfiríticas, basálticas, graníticas, etc.

3.2 Aguas ácidas naturales.

Son aquellas que contienen una cantidad notable de gas carbónico libre, agresivo, ácido nítrico o ácidos húmicos y cuyo pH es inferior a 6. Estas, en general son de lluvia que disuelven en dióxido de carbono (CO_2) u óxidos nítricos del aire o que provienen de turberas o pantanos que por descomposición de la materia vegetal son ricas en ácidos húmicos.

3.3 Aguas fuertemente salinas.

Son aquellas que tienen alta concentración de una o varias sales; tienen su origen en el alto poder disolvente de las aguas ácidas y de las puras, al atravesar diferentes terrenos.

3.3.1 Aguas alcalinas.

Son aquellas que han disuelto sales alcalinas de ácidos débiles y que tienen sales de potasio, litio u otros metales monovalentes del tipo alcalino. Estas aguas provienen generalmente de los terrenos graníticos o porfiríticos en los que las aguas puras, y las ácidas descomponen los feldespastos alcalinos como la Albita y la Ortosa que tienen silicatos dobles de aluminio y de un metal alcalino.

3.3.2 Aguas sulfatadas (Selenitosas).

Son las que contienen gran cantidad de sulfatos alcalinos de litio sodio, potasio, calcio o magnesio. Algunas de ellas tienen su origen en el ataque de terrenos dolomíticos y/o con yeso por las aguas puras o las ácidas.

3.3.3 Aguas cloruradas.

Son las que contienen en mayor proporción cloruros de elementos alcalinos y alcalinoterreos, se originan por la acción disolvente de las aguas puras o las ácidas que atraviesan yacimientos de Sal Gema o antiguos lechos marinos.

3.3.4 Aguas magnesianas.

Son aquellas que contienen cantidades apreciables de sales solubles, de magnesio, tales como, cloruros, sulfatos y principalmente bicarbonatos.

Estas aguas provienen de terrenos dolomíticos que por acción del gas carbónico disuelto en el agua los hacen solubles por la transformación de los

carbonatos en bicarbonatos; éstos últimos cuando reaccionan con el sulfato de calcio forman el sulfato de magnesio.

3.3.5 Aguas de mar.

Estas tienen una gran cantidad de sales disueltas (aproximadamente 35 000 p.p.m. o más), en la cual predominan el cloruro de sodio, el cloruro de magnesio, el sulfato de magnesio y el sulfato de calcio; su origen se remonta al período terciario.

3.4 Aguas recicladas.

Se consideran como tales las que se usan para el lavado de unidades revolvedoras de concreto y que después de un proceso incompleto de sedimentación se emplean en la fabricación del concreto hidráulico. Estas por lo general tienen en suspensión alto porcentaje de finos del cemento y de los agregados sales solubles del cemento, de aditivos cuando se emplean éstos.

3.5 Aguas industriales

Estas aguas provienen de los desechos de las industrias y dependiendo de su origen pueden ser ácidas, básicas o salinas. Las más perjudiciales para el concreto son aquellas que contienen sulfatos, sulfuros, sales amoniacas, azúcares, ácido sulfúrico, clorhídrico, fluorhídrico, nítrico, ácido láctico, acético, fórmico u otros ácidos orgánicos y álcalis cáusticos.

3.6 Aguas negras

Provienen de los desagües de las poblaciones. Su composición es muy compleja y varía en función de la distancia de su punto de origen.

3.7 Cementos portland ricos en calcio.

Se consideran como tales los cementos portland I, II y III con contenido de cal libre en el límite tolerable y ricos en silicato tricálcico.

3.8 Cemento Sulforesistente

Se consideran como tales a los cementos portland puzolánico, portland de Escoria de Alto Horno, los portland tipos V y los tipos II y IV, siempre y cuando tengan bajo contenido de cal libre y aluminato tricálcico.

4 ACCION AGRESIVA DE LAS AGUAS

La agresividad de las aguas para la elaboración y curado del concreto está en función de la ausencia de compuestos en ellas ó de la presencia de substancias químicas perjudiciales disueltas ó en suspensión en concentraciones que sobrepasan determinados límites.
A continuación se describe la forma en que actúan.

4.1 Aguas puras

Son agresivas por su acción disolvente e hidrolizante sobre los compuestos

cálcicos del concreto.

4.2 Aguas ácidas naturales

Su acción se debe a la presencia de gas carbónico libre (CO_2) y/o ácidos húmicos que disuelven rápidamente los compuestos del cemento, de los agregados calizos y del concreto.

4.3 Aguas fuertemente salinas

Cuando estas aguas contienen fuerte concentración de ciertas sales, éstas propician que otras muy agresivas se vuelvan más solubles antes de la saturación. Como aguas de mezclado, su acción sobre la cal es la que interrumpe las reacciones de fraguado del cemento y cuando se emplean para curado, pueden ejercer una acción disolvente sobre los componentes cálcicos del concreto.

4.3.1 Aguas alcalinas

Estas producen la hidrólisis alcalina de ciertos compuestos del cemento por los cationes alcalinos y pueden ser nocivas para toda una gama de cementos diferentes al aluminoso, los cuales sufren un ataque corrosivo con aguas de esta naturaleza ya que los cationes alcalinos tienen una acción sobre los aluminatos cálcicos hidratados y sobre los iones de calcio.

4.3.2 Aguas sulfatadas (Selenitosas).

Estas aguas pueden considerarse las más agresivas, en lo particular para los cementos ricos en cal total y aluminato tricálcico y en lo general para aquellos concretos ó morteros fabricados con cementos de reacción básica tales como los portland. En general estas aguas propician la formación de una sal doble fuertemente hidratada, conocida como Sal de Candlot, que es un sulfo aluminato tricálcico bajo una forma pulverulenta y expansiva.

4.3.3 Aguas cloruradas

Estas aguas en general deben considerarse agresivas puesto que la solubilidad de la cal y el yeso en ellas es mayor que en las aguas puras, y en particular este efecto se incrementa en las aguas fuertemente cloruradas, que con la presencia de los cloruros alcalinos favorecen la solubilidad de varias sales agresivas. Por otra parte en determinadas concentraciones puede ejercer una acción disolvente sobre los componentes del cemento y del concreto, y su agresividad es aún mayor en el caso del concreto armado.

4.3.4 Aguas magnesianas

Las aguas magnesianas que contienen sulfato de magnesio, son de las más agresivas por la gran solubilidad de éste y su tendencia a fijar la cal formando hidróxido de magnesio y yeso insoluble.

Cuando se encuentra disuelto en el agua de mezclado en fuertes dosis, su acción sobre la cal es la que interrumpe el fraguado y esta acción es mayor en el caso de los cementos portland con alto contenido de aluminato tricálcico.

4.3.5 Agua de mar

La acción de las aguas de mar es muy compleja, se parece al de las aguas selenitosas naturales y aunque su contenido de sulfatos es superior al de éstos últimos su proceso de ataque es lento y menos agresivo debido a la acumulación superficial de calcita, formada por la reacción de la cal del cemento con el bicarbonato de calcio que contiene el agua de mar.

Por otra parte el sulfato de calcio no está en el estado de saturación debido a la presencia de otros sulfatos tales como el de magnesio, que forma un depósito de magnesio insoluble en los poros del concreto, también contribuye a disminuir su agresividad, la acción inhibidora, no despreciable, de los cloruros sobre el ataque de los sulfatos. Sin embargo, el empleo del agua de mar en los concretos simples produce eflorescencias. En el concreto reforzado o preforzado aumenta el peligro de la corrosión del acero por lo que no debe usarse para estos fines.

4.4 Aguas recicladas

Estas aguas pueden ser agresivas si contienen sulfatos, cloruros y álcalis en concentraciones considerables (ver 3.3.1., 3.3.2., y 3.3.3.) Por otra parte si tiene gran cantidad de sólidos en suspensión, y éstos no se toman en consideración, el concreto puede acusar los defectos propios del exceso de finos.

4.5 Aguas industriales

Las aguas residuales de las instalaciones industriales, generalmente son perjudiciales para el concreto ya que contienen iones sulfato ($SO_4^{=}$), ácidos orgánicos e inorgánicos que atacan a todos los tipos de cemento, de éstos los más resistentes son los que prácticamente no contienen cal libre o no tienen posibilidad de liberarla, tales como: los aluminosos, los puzolánicos y los de escoria de alto horno con bajo contenido de clinker.

4.6 Aguas negras

Dada la complejidad de la composición de las aguas negras no es recomendable el uso de ellas, ya que sus efectos son imprevisibles y solo podrían ser utilizadas aquellas que previamente han sido tratadas adecuadamente y que contengan substancias perjudiciales para el concreto dentro de los límites que se especifican en esta norma.

Valores característicos y límites máximos tolerables de sales e impurezas

Impurezas	Límites en p.p.m. Cementos ricos en calcio	Cementos Sulfato-resistentes
Sólidos en Suspensión		
En aguas naturales (Limos y Arcillas)	2000	2000
En aguas recicladas (Finos de Cemento y Agregados)	50000	35000
Cloruros como Cl (a)		
Para concreto con acero de preesfuerzo y piezas de puentes	400 (c)	600 (c)
Para otros concretos reforzados en ambiente húmedo o en contacto con metales como el aluminio, fierro galvanizado y otros similares	700 (c)	1000 (c)
Sulfato como $SO_4^{=}$ (a)	3000	3500
Magnesio como Mg^{++} (a)	100	150
Carbonatos como $CO_3^{=}$	600	600
Dióxido de Carbonato disuelto, como CO_2	5	3
Alcalis totales como Na^+	300	450
Total de impurezas en solución	3500	4000
Grasas o Aceites	0	0
Materia orgánica (oxígeno consumido en medio ácido)	150 (b)	150 (b)
Valor del pH	No menor de 6	No menor de 6 5

Notas de la tabla 1.

a.) Las aguas que excedan los límites enlistados para cloruros, sulfatos y magnesio, podrán emplearse si se demuestra que la concentración calculada de estos compuestos en el agua total de la mezcla, incluyendo el agua de absorción de los agregados u otros orígenes, no excede dichos límites.

b.) El agua se puede usar siempre y cuando las arenas que se empleen en el concreto acusen un contenido de materia orgánica cuya coloración sea inferior a 2 de acuerdo con el método de la NOM-C-88.

c.) Cuando se use cloruro de calcio ($CaCl_2$) como aditivo acelerante, la cantidad de éste deberá tomarse en cuenta para no exceder el límite de cloruros de esta tabla.

A.G..13

5 ESPECIFICACIONES

Las aguas a las que se refiere esta Norma que se pretenden usar para la elaboración y curado del concreto hidráulico, excluyendo de ellas el agua de mar, - deben cumplir los requisitos que aparecen en la tabla 1.

El agua de mar cuando sea imprescindible su empleo, se debe usar únicamente para la fabricación y curado de concretos sin acero de refuerzo.

El agua cuyo análisis muestre que excede alguno o algunos de los límites de la tabla 1, se puede utilizar si se demuestra que en concretos de características - semejantes elaborados con esta agua han acusado un comportamiento satisfactorio a través del tiempo en condiciones similares de exposición.

Nota. - Cuando se sospeche que la interacción de los componentes de los ingredientes del concreto, (agua, cemento, agregados, aditivos), puede producir resultados adversos, se deben hacer los estudios y pruebas que se estimen necesarios con la debida anticipación.

6 MUESTREO

La toma de muestra para verificar si el agua en cuestión, cumple con los requisitos de esta norma, estará de acuerdo con la NOM-C-277 (véase 2).

7 METODOS DE PRUEBA

La determinación de las impurezas de las aguas a que se refiere esta norma - se debe hacer de acuerdo con los métodos que se describen en la NOM-C-283, (véase 2) o por cualquier otro método de prueba con el que se obtengan resultados con el mismo grado de confiabilidad.

8 BIBLIOGRAFIA

- American Society for Testing and Materials 1980 Annual Book of.
- Standars Part. 14 C-94 Spec. for ready mixed concrete.
- Au Pied Du Mur
  Robert L ' Hermite
- Societe de Propagande et de Diffusion
  Des Technique du Batiment.
- Biczoc. Concrete Corrosion 1967
- British Standard Institute
  Bs 3148:80
  Water for making concrete
  (Including notes on the suitability of the water).

- Bureau of Reclamation. Concrete Manual 1979
U.S. Deportament of the Interior.

- Concrete and Constructional Engineering.
Water for Mixing Concrete. 1947 London

- Concrete Technology
D.F. Orchard
Contractor'S Record Ltd.
Printed in G.B. by F. J. Parsons
limited of London 1958.

- Corps of Engineers US Army Hand Book for Concrete
and Cement. Requerlments for Water for Use in Mixing or Curing
Concrete CRD-C-400.

- Czerning W. La quinica del Cemento. Edición en Español. 1962.

- Duriez, M. y Arrambideu. Nouveauxtraite des Materiau de la
Construction Vol. II

- Giesebe, F.E. and G.A. Parkinson effects of varlors salts in the
mixing on the compressive strength of mortar. Boletin No. 2730. -
University of Texas Engineering Research Series 1927.

- Hormigon y aditivos.
Texas, Barcelona.

- Kehlogel, A. Influences on Concrete New York Frederik Ungar
Publising Co.

- Lea y Desch. The Chemistry of Cemento and Concrete 1937.

- L'Hermite. - Agua para Concreto. 1979.

- Liebs, W. Le Chance of Strength of Concrete by Using Sea Water
for Mixing and making Addition Too Concrete. Bautechnik, 1949

- Me Coy, W.J. Special Technical Publication 169 B. Chapter 43-
Mixing and Curing Water for Concrete. Philadelfia Pa. (c) 1979

- Normas de la Industria Alemana
DIN 4030 y PGL 11357 - 1962.

- Portland Cement Association Design And Control of Concrete Mixtures
Capitulo 3 Mixing Water for Concrete pag. 19 Onceava Edición 1968.
E.U.A.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

ADITIVOS PARA CONCRETO

Las normas definen un aditivo como "un material diferente del agua, de los agregados y del cemento hidráulico que se emplea como componente del concreto o mortero y que se agrega a la mezcla inmediatamente antes o durante el mezclado".

Los aditivos pueden emplearse para modificar las propiedades del concreto, haciéndolo más adecuado para determinado trabajo o por economía.

Los aditivos de acuerdo con el American Concrete Institute se clasifican en cinco grandes grupos:

a) Acelerantes
b) Inclusores de aire
c) Reductores de agua y reguladores de fraguado
d) Minerales finamente divididos
e) Diversos

a) Los aditivos que aceleran el endurecimiento de las mezclas de concreto pueden ser:

1.- Sales inorgánicas solubles.
2.- Compuestos orgánicos solubles.
3.- Diversos materiales sólidos o insolubles en el agua de mezclado.

Estos materiales generalmente actuan acelerando la reacción del silicato tricálcico y algunas veces también actuan sobre la hidratación del aluminato tricálcico como son los aditivos de fraguado instantáneo. Su acción es muy compleja y con frecuencia difícil de explicar, ya que actuan químicamente modificando las solubilidades de los constituyentes del cemento. Para cementos distintos a los portland, el comportamiento en general de todos los aditivos es distinto y se deben realizar pruebas previas a su empleo.

Debe tenerse cuidado en su dosificación, ya que muchas de estas sustancias como es el caso de la trietanolamina, pueden actuar como acelerantes pero también como retardantes del fraguado.

1.- Las sales inorgánicas solubles que se utilizan pueden ser: cloruros, bromuros, fluoruros, carbonatos, nitratos, tiosulfatos, silicatos, aluminatos o hidróxidos alcalinos.

De éstos, el cloruro de calcio es el acelerante que más se utiliza, ya que es la sal más efectiva cuando se le compara en base al peso, siendo -

además, relativamente económica. El porcentaje que más se utiliza es del 2% en peso con respecto al cemento y esta sal, también incrementa la fluencia del concreto y la contracción por secado. El cloruro de calcio reduce la resistencia del concreto al ataque de los sulfatos y acelera la reacción entre los álcalis del cemento y los agregados reactivos.

b) Agentes inclusores de aire.

El descubrimiento relativamente reciente de los aditivos inclusores de aire y su utilización, ha sido sin duda, uno de los mayores progresos en la tecnología de los concretos, puesto que mejoran a la vez, las propiedades de los concretos frescos y las de los concretos endurecidos. Se ha podido afirmar que el aire ocluido era el quinto constituyente del concreto. Cuando se usan como reductores de agua, una parte importante del aire desaparece antes de que el concreto fragüe mientras que en el caso de ser agente inclusor de aire, el aire ocluido se mantiene casi íntegramente en el concreto endurecido.

El concreto endurecido sin aditivos, contiene huecos cuyo origen es variado y son de diferente tamaño y forma:

- puede ser aire arrastrado durante el mezclado o
- aire procedente de la evaporación del agua del concreto

Estos huecos adoptan formas más o menos regulares que van desde conductos capilares muy finos hasta cavidades de varios milímetros. Son muy perjudiciales y disminuyen la resistencia del concreto. Por el contrario, el aire ocluido por los aditivos tiene otras propiedades, son burbujas de forma redondeada con diámetro entre 10 y 1000 micras, tienen una curva granulométrica continua similar a la de los cementos y de los finos de las arenas de morteros y concretos.

Desempeñan el papel de un fluído que reemplaza parte del agua para darle fluidez al concreto y por experiencia se tiene que si se agrega un "x" porcentaje de aire al concreto, es equivalente a $\frac{"x"}{2}$ porciento de agua. También de un inerte, pues las burbujas reemplazan a los finos de la arena con la ventaja de tener una forma más adecuada, ser elástica y poder deslizarse sin rozamiento.

Los anterior explica por qué la mejoría de la reología del concreto fresco, sobre todo en la obra, cuando los agregados son angulosos, las burbujas actuan como lubricante; se aumenta la cohesión y el sangrado disminuye. En el concreto endurecido el aire incluido cambia la estructura del material y cortan la red de conductos capilares. Por lo tanto, mejora mucho la resistencia a las heladas y al ataque de sales y aguas agresivas.

Los materiales disponibles comercialmente son: sales de resinas de madera, detergentes sintéticos, sales de lignina sulfonada, sales de ácidos del petróleo, sales de materiales proteínicos, ácidos grasos y resinosos y sus sales y sales orgánicas de carbohidratos sulfonados, siendo el más popular la "resina de vinsol".

Estos agentes inclusores actuan en dosis muy débiles (0.05 a 0.5 por mil con respecto al peso del cemento) pero en el comercio se venden ya diluídos bajo la forma de un líquido color ocre obscuro o incoloro y más raramente en forma de polvo color pardo o castaño claro.

c) Aditivos reductores de agua y regulares de fraguado.

Son aditivos que permiten una reducción de la proporción de agua para igual trabajabilidad o un aumento en la trabajabilidad para igual proporción de agua.

Generalmente el efecto del empleo de estos aditivos es un incremento en la resistencia a la compresión y alguna reducción en la permeabilidad del concreto. Las sustancias que son estos aditivos, productos orgánicos de molécula muy compleja, también pueden modificar las propiedades de fraguado del concreto o de lechadas y producir un efecto retardante; pueden combinarse con aditivos acelerantes para no tener efectos retardantes, o bién, ser además acelerantes.

Modo de actuar: tienen una parte hidrófoba de cadena larga de carbonos que puede contener un núcleo bencénico y una parte hidrófila que generalmente es ionizable, formada por grupos del tipo carboxilato o del tipo sulfonato. Las moléculas de los productos orgánicos son absorbidas y quedan orientadas en las superficies de los granos, de lo que resulta una especie de lubricación de los granos en forma de "pelo de cepillo"; los granos de cemento quedan defloculados e individualizados, esta dispersión facilita aún más su mojado y el esfuerzo cortante que se necesita para ponerlos en movimiento al mezclar y durante la colocación de las mezclas de concreto, se disminuye grandemente.

Productos básicos: los materiales que generalmente están disponibles en el comercio, son agrupados en cinco familias químicas:

- Jabones de resina o de abietato alcalino, sódico o potásico.
- Lignosulfonato sódico o cálcico.
- Sulfonato de alkilarilo.
- Acidos carboxílicos hidroxilados, sus sales, modificaciones y derivados.
- Otros materiales como son: sales de zinc, boratos, fosfatos, cloruros, aminas y sus derivados, carbohidratos, poliascáridos y ácidos del azúcar, ester de poliglicol y ciertos compuestos poliméricos como los derivados de la melamina.

Se presentan ya sea en polvo o en forma líquida diluídos, ya que se necesitan dosis débiles.

Principales efectos:

Reducción del agua.- Variable del 5 al 15%, dependiendo de la dosificación del aditivo en el cemento, el tipo de agregados y la presencia de otros aditivos.

Resistencia.- Puede tenerse un aumento en la resistencia a la compresión pero a la flexión éste incremento no es tan significativo.

Si se tiene un efecto retardante con el aditivo, las resistencias tempranas (3 días) pueden disminuirse, a menos que se utilicen en dosis muy elevadas, pero --

las resistencias tardías (28 ó más días) pueden incrementarse hasta en un 25% -- contrariamente, si se tiene efecto acelerante, las resistencias tempranas se incrementan.

Tiempo de fraguado.- También se modifican, teniéndose un retardo de 1 a 3 horas (cuando se utilizan entre 18 y 30°C) pero como se mencionó anteriormente, pueden incluirse productos acelerantes que nulifican este efecto. No tienen influencia en el fraguado falso del cemento, por lo que no se recomienda para controlar esta deficiencia.

Inclusión de aire.- Todos los reductores de agua incrementan la capacidad de incluir aire en el concreto y en el caso de los lignosulfonatos si no se modifica su fórmula, incluyen aire en diversos grados, generalmente del 2 al 6%. Estos - lignosulfonatos disminuyen el sangrado del concreto y la segregación y los carboxílicos aumentan el sangrado.

Pérdida de revenimiento.- En general la velocidad de pérdida de revenimiento no se modifica con estos aditivos y algunas veces se incrementa.

Durabilidad.- Al utilizar aditivos reductores de agua, se logra un pequeño incremento en la durabilidad, ya sea por el efecto del aire incluido que se logra o por la reducción en la relación agua/cemento y la reducción en la permeabilidad.

Estos aditivos reductores de agua, comunes o de alto rango, pueden comportarse de manera diferente con distintos cementos y en ciertas combinaciones puede haber - incompatibilidad o producirse efectos indeseables, como un efecto de retardo, -- excesivo, o bién, un endurecimiento prematuro, dependiendo de la dosificación, de la familia química a que pertenece el aditivo y desde luego, de la composición - química del mismo cemento. Este problema de incompatibilidad actualmente se está estudiando profusamente.

Los reductores de agua no deben ser utilizados con concretos que contengan exceso de agua y en general, son más eficaces con cementos que contengan poco aluminato tricálcico y pocos álcalis.

Aditivos retardantes:

Desde comienzos de la fabricación de cemento, se conoce la acción del yeso para retardar el fraguado y la acción retardadora del azúcar se conoce desde princi-- pios del siglo, pero los retardantes modernos y su comercialización empezó después de 1945 en varios países del mundo.

El efecto de retardo se puede explicar como "la formación de películas protectoras en torno a los granos de cemento" que retrasan algún tiempo su hidratación.

Al igual que los acelerantes, los retardantes actuan sobre el silicato cálcico o el aluminato cálcico del cemento, entorpeciendo la disolución de la cal o colmatando la superficie de los granos de cemento mediante una película poco permeable de iones cálcicos, o bién, retardando la disolución del aluminato tricálcico. Como ya se dijo anteriormente, un producto puede actuar como retardador o como -

acelerador, según las dosis del producto: dosis elevadas de aditivos aceleran el fraguado, dosis extremadamente débiles lo retrasan. Las resistencias finales se aumentan con los retardantes y se ven disminuídas con los acelerantes.

Productos base: lignosulfonatos, ácidos y sales de ácidos hidrocarboxílicos, hidratos de carbono de fórmula general $C_n (H_2O)m$, los azúcares y sus compuestos, los ácidos fosfóricos, fluorhídrico, húmico, la glicerina, los óxidos de zinc y plomo, el borax, las sales de magnesio, etc.

Los aditivos retardantes frecuentemente tienen la propiedad de fluidificar el concreto y el sangrado se modifica muy poco.

Hay que tener cuidado con las sobredosificaciones, ya que después de un determinado porcentaje, los tiempos de fraguado aumentan considerablemente. Por ejemplo, en un estudio, la sobredosificación de 4 veces la dosis recomendada para un retardo de tres horas provocó un retardo de hasta 150 horas.

Es otros estudios, se observó la influencia de:

- El origen o procedencia de los cementos. Según su composición se observaron grandes diferencias.
- De la relación agua/cemento. Los concretos con una relación a/c pequeña, tienen tiempos de fraguado más cortos a pesar de usar dosis más altas de retardante, añadida por m3 de concreto. También se observó que ciertos retardantes podían ser eficaces para combatir al falso fraguado.
- De la forma de agregar el retardante durante el mezclado. También tiene gran importancia, si el cemento se mezcla previamente durante algunos minutos con agua sola y después de agregar el retardante, el retardo en el fraguado es mucho mayor que si el retardante se agrega al agua desde el comienzo del mezclado y este retardo es relativamente mayor cuando el contenido de C_3A era más elevado.

Resumiendo las precauciones y condiciones a emplear:

1.- Es preferible que el aditivo se utilice en forma líquida y su dosificación varíe entre 0,1% y 1% con relación al peso del cemento.

2.- La acción del aditivo varía mucho con:

La naturaleza del cemento y su dosificación.

La dosis del aditivo: "la formación de cemento" que retrasan algún tiempo/a relación a/c.

A - Es siempre necesario efectuar ensayos preliminares en la obra o el laboratorio científico del cemento, entre dosificaciones, con vaciado de la superficie de los granos de cemento mediante una película poco permeable, que disminuye las resistencias en las primeras horas, pero no afecta la hidratación del cemento y la plasticidad).

4.- Muchos retardantes tienen una acción fluidificante y de inclusión de aire -- (Vgr. ácidos orgánicos y lignofulfonatos), por lo que hay que vigilar su dosificación con inclusores de aire para que no se produzcan decrementos importantes en la resistencia del concreto (menos de 5% de aire ocluido).

d) Aditivos minerales finamente divididos:

Estos aditivos principalmente se refieren a las puzolanas, cenizas volantes, las cales hidráulicas, escoria granulada de alto horno, polvo fino de piedra caliza, etc. Al usarlos se pretende mejorar la trabajabilidad, fluidez, bombeabilidad - del concreto y también para desarrollar resistencia adecuada sustituyendo una -- porción del cemento; en estas aplicaciones las características químicas del aditivo pueden ser de importancia secundaria.

Estos materiales además de ser considerados como aditivos para concreto, son adiciones comunes al cemento portland y cuya mezcla constituye los cementos portland compuestos o mezclados.

El empleo de un aditivo mineral finamente dividido puede reducir el sangrado, la segregación e incrementar la resistencia del concreto, aportando los finos en el agregado, cuando hay esta deficiencia.

Si la forma de las partículas no es adecuada o favorable, que es el caso de los vidrios volcánicos triturados, puede requerirse un aumento en el contenido de -- agua de mezclado para un determinado revenimiento y por lo tanto, contribuir a - la segregación y sangrado excesivo del concreto fresco, así como a la contracción por secado del concreto endurecido.

Estos aditivos puzolánicos generalmente incrementan la resistencia de ataque químico, ya sea sulfatos, aguas ácidas, etc. También ya se ha demostrado que pueden servir para reducir o eliminar la reacción álcali-agregado; sin embargo, el uso de una proporción demasiado pequeña de puzolana puede, de hecho, incrementar los efectos perjudiciales de esta particular reacción.

También estos aditivos actuan mejorando la impermeabilidad de los concretos, aún cuando es de justicia reconocer que la mayor parte de los trabajos sobre permeabilidad del concreto se han realizado con puzolanas o cenizas volantes. Davis - concluyó que en concreto masivo el uso de puzolanas adecuadas en una proporción regular o elevada proporciona una impermeabilidad que no se obtiene por otros medios. Parte de esta mejora se puede atribuir a que en el concreto se reduce la segregación y el sangrado, así como la cantidad de agua para una determinada trabajabilidad.

e) En esta clasificación de aditivos, podemos mencionar como otro tipo de aditivos, los aditivos generadores de gas, aditivo para relleno, expansores, que mejoran la cohesión y adherencia, los colorantes, impermeabilizantes integrales, insecticidas, fungicidas, inhibidores de corrosión, etc.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992

ACERO DE REFUERZO

ING. LUIS ZARATE ROCHA

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

ACERO DE REFUERZO

SON LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO QUE SE USAN ASOCIADOS AL CONCRETO PARA ABSORBER ESFUERZOS ESTE POR SI SOLO, ES INCAPAZ DE SOPORTAR.

MATERIALES:

A) EL ACERO DE REFUERZO DEBERA SATISFACER LOS REQUISITOS ESPECIFICADOS EN LOS PROYECTOS RESPECTIVOS, ASI COMO LOS SEÑALAMIENTOS QUE A ESTE RESPECTO SE HACEN EN LAS ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION EN VIGOR FIJADAS POR LA DIRECCION GENERAL DE NORMAS.

B) LA PROCEDENCIA DEL ACERO DE REFUERZO DEBERA SER DE UN FABRICANTE APROBADO PREVIAMENTE POR EL INSTITUTO.

C) CADA REMESA DE ACERO DE REFUERZO RECIBIDA EN LA OBRA DEBERA CONSIDERARSE COMO LOTE Y ESTIBARSE SEPARADAMENTE DE AQUEL CUYA CALIDAD HAYA SIDO YA VERIFICADA Y APROBADA. DEL MATERIAL ASI ESTIBADO SE TOMARAN LAS MUESTRAS NECESARIAS PARA EFECTUAR LAS PRUEBAS CORRESPONDIENTES, SIENDO OBLIGACION DEL CONTRATISTA COOPERAR PARA LA REALIZACION DE DICHAS PRUEBAS, PERMITIENDO AL INSTITUTO LIBRE ACCESO A SUS BODEGAS PARA LA OBTENCION DE LAS MUESTRAS. EN CASO QUE LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS NO SATISFAGAN LAS NORMAS DE CALIDAD ESTABLECIDAS EL MATERIAL SERA RECHAZADO.

D) EL MATERIAL DE REFUERZO DEBERA LLEGAR A LA OBRA LIBRE DE OXIDACION, EXCENTA DE GRASA, QUIEBRES, ESCAMAS, HOJADURAS Y DEFORMACION EN SU SECCION.

E) EL ACERO DE REFUERZO DEBERA ALMACENARSE CLASIFICANDOLO POR DIAMETROS Y GRADOS BAJO COBERTIZO COLOCANDOLO SOBRE PLATAFORMAS, POLINES U OTROS SOPORTES Y SE PROTEGERA CONTRA OXIDACIONES Y CUALQUIER OTRO DETERIORO.

F) CUANDO POR HABER PERMANECIDO UN TIEMPO CONSIDERABLE ALMACENADO, EL ACERO DE REFUERZO SE HAYA OXIDADO O DETERIORADO, SE DEBERAN HACER NUEVAMENTE PRUEBAS DE LABORATORIO PARA QUE EL INSTITUTO DECIDA SI SE ACEPTA O SE DESECHA. SI ES ACEPTADO DEBERA LIMPIARSE POR MEDIOS MECANICOS QUE EL INSTITUTO INDIQUE.

G) CUANDO SE DETERMINE POR EL LABORATORIO QUE EL GRADO DE OXIDACION ES ACEPTABLE, LA LIMPIEZA DEL POLVO DE OXIDO DEBERA DE HACERSE POR PROCEDIMIENTOS MECANICOS ABRASIVOS (CHORRO DE ARENA O CEPILLO DE ALAMBRE).

H) IGUAL PROCEDIMIENTO DEBERA DE HACERSE PARA LIMPIAR EL ACERO DE LECHADAS O RESIDUOS DE CEMENTO O PINTURA ANTES DE REANUDAR LOS COLADOS; SIEMPRE DEBERA EVITARSE LA CONTAMINACION DEL ACERO DE REFUERZO CON SUSTANCIAS GRASAS Y EN EL CASO DE QUE ESTO OCURRA SE REMOVERA CON SOLVENTES QUE NO DEJEN RESIDUOS GRASOS.

I) EN RESUMEN, SIEMPRE DEBERA DE GARANTIZARSE LA ADHERENCIA ENTRE EL - ACERO DE REFUERZO Y EL CONCRETO.

DOBLADO DE VARILLAS.

A) CON EL OBJETO DE PROPORCIONAR AL ACERO LA FORMA QUE FIJE EL PROYECTO, LAS VARILLAS DE REFUERZO DE CUALQUIER DIAMETRO SE DOBLARAN EN - FRIO.

B) CUANDO EXPRESAMENTE LO AUTORICE EL INSTITUTO, LAS VARILLAS PODRAN - DOBLARSE EN CALIENTE, Y EN ESTE CASO, LA TEMPERATURA NO EXCEDERA - DE 200°C. LA CUAL SE DETERMINARA POR MEDIO DE LAPICES DEL TIPO DE - FUSION. SE EXIGIRA QUE EL ENFRIAMIENTO SEA LENTO, RESULTADO DEL - PROCESO NATURAL, DERIVADO DE LA PERDIDA DE CALOR POR EXPOSICION AL- MEDIO AMBIENTE.

C) NO SE PERMITIRA EL CALENTAMIENTO DE VARILLAS TORCIDAS O ESTIRADAS - EN FRIO,.

GANCHOS Y DOBLECES:

A MENOS QUE EL PROYECTO Y/O EL INSTITUTO INDIQUEN OTRA COSA, LOS DOBLE- CES Y GANCHOS DE ANCLAJE SE SUJETARAN A LAS DISPOSICIONES DEL A.C.I., - DEBIENDO CUMPLIR ADEMAS CON LOS SIGUIENTES REQUISITOS:

A) EN ESTRIBOS, LOS DOBLECES SE HARAN ALREDEDOR DE UN PERNO QUE TENGA- UN DIAMETRO IGUAL O MAYOR A DOS VECES EL DIAMETRO DE LA VARILLA.

B) LOS GANCHOS DE ANCLAJE DEBERAN HACERSE ALREDEDOR DE UN PERNO QUE - TENGA UN DIAMETRO IGUAL O MAYOR A SEIS VECES EL DIAMETRO DE LA VA - RILLA.

C) EN LAS VARILLAS MAYORES DE 2.5 CMS. DE DIAMETRO , LOS GANCHOS DE - ANCLAJE DEBERAN HACERSE ALREDEDOR DE UN PERNO IGUAL O MAYOR A OCHO- VECES EL DIAMETRO DE LA VARILLA.

D) NO SE PERMITIRA EL REENDEREZADO Y DESDOBLADO DE VARILLA.

JUNTAS DE ACERO DE REFUERZO:

A) TODAS LAS JUNTAS EN EL ACERO DE REFUERZO SE HARAN POR MEDIO DE TRAS LAPES CON UNA LONGITUD IGUAL A 40 DIAMETROS DE LAS VARILLAS EMPAL - MADAS, SALVO INDICACION EN CONTRARIO.

B) LOS EMPALMES NO DEBERAN HACERSE EN LAS SECCIONES DE MAXIMO ESFUERZO, SALVO A JUICIO DEL INSTITUTO SE TOMEN LAS PRECAUCIONES DEBIDAS , TA- LES COMO AUMENTAR LA LONGITUD DE TRASLAPE O USAR COMO REFUERZO ADI - CIONAL HELICES O ESTRIBOS ALREDEDOR DEL MISMO, EN TODA SU LONGITUD.

C) EN CASO QUE SE ESPECIFIQUEN JUNTAS SOLDADAS O TOPE, ESTAS SE EFECTU- RAN DE ACUERDO CON LAS NORMAS DE LA AMERICAN WELDING SOCIETY, Y DE

TAL MANERA QUE SEAN SIEMPRE CAPACES DE DESARROLLAR UN ESFUERZO A - LA TENSION IGUAL AL 125% DE LA RESISTENCIA DE FLUENCIA ESPECIFICA- LA PARA EL ACERO DE REFUERZO EN EL PROYECTO. ESTAS CAPACIDADES SE- RAN CONTROLADAS POR MEDIO DE LAS PRUEBAS FISICAS Y RADIOGRAFICAS - QUE EL INSTITUTO SEÑALE.

D) LA SOLDADURA DE LOS ELEMENTOS DEBERA EFECTUARSE DE ACUERDO CON LO- INDICADO EN EL CROQUIS ADJUNTO.

E) NO DEBERA TRASLAPARSE O SOLDARSE MAS DEL 50% DEL ACERO DE REFUER- ZO EN UNA MISMA SECCION.

F) LAS JUNTAS EN UNA MISMA BARRA NO PODRAN ESTAR MAS CERCANAS DE - OTRA DE UNA LONGITUD EQUIVALENTE A 40 METROS, MIDIENDOSE ESTA EN- TRE LOS EXTREMOS MAS PROXIMOS DE LAS VARILLAS.

COLOCACION DEL ACERO DE REFUERZO:

A) EL ACERO DE REFUERZO DEBERA COLOCARSE Y MANTENERSE FIRMEMENTE DU- RANTE EL COLADO EN LAS POSICIONES, FORMA, LONGITUDES, SEPARACIO - NES Y AREA QUE FIJE EL PROYECTO.

B) LA DISTANCIA MINIMA DE CENTRO A CENTRO ENTRE DOS VARILLAS PARALE- LAS DEBE SER DE 2½ VECES SU DIAMETRO SI SE TRATA DE SECCIONES - CIRCULARES, ó 3 VECES LA DIMENSION DIAGONAL SI SE TRATA DE SEC - CION CUADRANGULAR. EN TODO CASO, LA SEPARACION DE LAS VARILLAS NO DEBERA SER MENOR DE 1.5 VECES EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO, DE - BIENDOSE DEJAR UN ESPACIO APROPIADO CON EL OBJETO DE QUE PUEDA - PASAR EL VIBRADOR A TRAVES DE ELLAS. LAS VARILLAS PARALELAS A LA SUPERFICIE EXTERIOR DE UN MIEMBRO QUEDARAN PROTEGIDAS POR RECU - BRIMIENTO DE CONCRETO, DE ESPESOR NO MENOR A SU DIAMETRO O A SU - MAGNITUD DIAGONAL SI SE TRATA DE VARILLAS CUADRADAS, PERO EN NIN- GUN CASO SERA MENOR DE 2.5 CM. AL COLOCARSE DEBERAN HALLARSE LI- BRES DE OXIDACION, TIERRA, ACEITE O CUALQUIER OTRA SUSTANCIA EX- TRAÑA, PARA LO CUAL DEBERAN LIMPIARSE SIGUIENDO EL PROCEDIMIENTO- QUE INDIQUE EL INSTITUTO.

C) UNA VEZ QUE ESTE TERMINADO EL ARMADO, EL INSTITUTO PROCEDERA A - EFECTUAR LA REVISION CORRESPONDIENTE, SIENDO RESPONSABLE DE SU - APROBACION PARA PROCEDER AL COLADO.

TOLERANCIA:

A) LA SUMA DE LAS DISCREPANCIAS MEDIDAS EN LA DIRECCION DEL REFUERZO CON RELACION AL PROYECTO, EN LAS LOSAS, ZAPATAS, MUROS, CASCARO - NES, TRABES Y VIGAS, NO SERA MAYOR DE DOS (2) VECES EL DIAMETRO - DE LA VARILLA, NI MAS DEL CINCO POR CIENTO (5%) DEL PERALTE EFEC- TIVO. EN COLUMNAS RIGE LA MISMA TOLERANCIA PERO REFERIDA A LA - MISMA DIMENSION DE SU SECCION TRANSVERSAL.

B) EN LOS EXTREMOS DE LAS TRABES Y VIGAS, LA TOLERANCIA ANTERIOR SE- REDUCE A UNA (1) VEZ EL DIAMETRO DE LA VARILLA.

C) LA POSICION DE REFUERZOS DE ZAPATAS, MUROS, CASCARONES, TRABES Y VIGAS, SERA TAL QUE NO REDUZCA EL PERALTE EFECTIVO "D" EN MAS DE TRES (3) MILIMETROS MAS TRES (3) CENTESIMAS DE "D", NI REDUZCA EL RECUBRIMIENTO EN MAS DE CERO PUNTO CINCO (0.5) CENTIMETROS. EN LA COLUMNAS RIGE LA MISMA TOLERANCIA PERO REFERIDA A LA MINIMA DIMENSION DE SU SECCION TRANSVERSAL.

D) LAS DIMENSIONES DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN TRABES, VIGAS Y COLUMNAS, MEDIDAS SEGUN EL EJE DE DICHO REFUERZO, NO EXCEDERAN LAS DEL PROYECTO EN MAS DE UN (1) CENTIMETRO MAS CINCO (5) CENTESIMAS DE "T", SIENDO "T" LA DIMENSION EN LA DIRECCION EN QUE SE CONSIDERA LA TOLERANCIA; NI SERAN MENORES DE LAS DE PROYECTO EN MAS DE TRES (3) MILIMETROS MAS TRES (3) CENTESIMOS DE "T".

E) EL ESPESOR DEL RECUBRIMIENTO DEL ACERO DE REFUERZO EN CUALQUIER MIEMBRO ESTRUCTURAL, NO DIFERIRA DEL PROYECTO EN MAS DE CINCO (5) CENTIMETROS.

F) LA SEPARACION DEL ACERO DE REFUERZO EN LOSAS, ZAPATAS, MUROS Y CASCARONES, RESPETANDO EL NUMERO DE VARILLAS EN UNA FAJA DE UN (1) METRO DE ANCHO, NO DIFERIRA DE LA DEL PROYECTO EN MAS DE UN (1) CENTIMETRO MAS UN (1) DECIMO DE "S" SIENDO "S" LA SEPARACION FIJADA.

G) LA SEPARACION DEL ACERO DE REFUERZO EN TRABES Y VIGAS, CONSIDERANDO LOS TRASLAPES, NO DIFERIRA DE LA DEL PROYECTO EN MAS DE UN (1) CENTIMETRO MAS DIEZ POR CIENTO (10%) DE DICHA SEPARACION, PERO SIEMPRE RESPETANDO EL NUMERO DE VARILLAS Y SU DIAMETRO, Y DE TAL MANERA QUE PERMITA PASAR EL AGREGADO GRUESO.

H) LA SEPARACION DEL REFUERZO TRANSVERSAL EN CUALQUIER MIEMBRO ESTRUCTURAL, NO DIFERIRA DE LA DEL PROYECTO EN MAS DE UN (1) CENTIMETRO MAS DIEZ POR CIENTO (10%) DE DICHA SEPARACION.

MEDICION PARA FINES DE PAGO.

A) SE HARA TOMANDO COMO UNIDAD EL KILOGRAMO. SE CALCULARA CON LOS PESOS DEL REFUERZO POR UNIDAD DE LONGITUD QUE ESPECIFIQUE EL FABRICANTE, Y LAS DIMENSIONES DEL PROYECTO.

B) NO SE MEDIRAN LOS DESPERDICIOS, TRASLAPES, GANCHOS, ALAMBRE, SOLDADURA, SILLETAS NI SEPARADORES, YA QUE QUEDAN INCLUIDOS EN EL PRECIO UNITARIO.

C) SI EL CONTRATISTA, CON AUTORIZACION DEL INSTITUTO SUSTITUYE ACERO DE LA SECCION INDICADA EN EL PROYECTO POR OTRO DE DIFERENTE SECCION Y AREA EQUIVALENTE O MAYOR, SE MEDIRA SOLAMENTE EL PESO DEL ACERO DE REFUERZO INDICADO EN EL PROYECTO.

VARILLAS R30 Y R42

TABLA DE AREAS, PERIMETROS Y PESOS DE VARILLAS CORRUGADAS

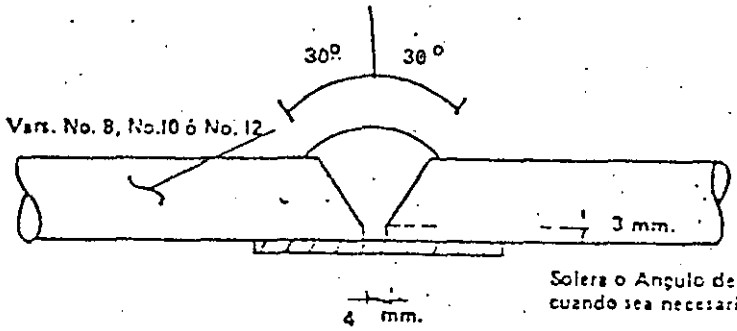
Vs. No.	Diámetro nominal mm	Diámetro nominal pulg	Area en cm²	Perimetro en cm	Peso por metro en kg	Peso por varilla en kg.	No. de varillas por atado	Peso por atado en kg	No. de varillas por tonelada
2.5	7.9	5/16	0.49	2.48	0.384	4.60	15	69.00	217
3	9.5	3/8	0.71	2.98	0.557	6.68	10	66.80	150
4	12.7	1/2	1.27	3.99	0.996	11.95	5	59.75	84
5	15.9	5/8	1.99	5.00	1.560	18.72	4	74.88	53
6	19.1	3/4	2.87	6.00	2.250	27.00	3	81.00	37
7	22.2	7/8	3.87	6.87	3.034	36.40	2	72.80	27
8	25.4	1	5.07	7.98	3.975	47.70	1	47.70	21
10	31.8	1-1/4	7.94	9.99	6.225	74.70	1	74.70	13
12	38.1	1-1/2	11.40	11.97	8.938	107.25	1	107.25	10

Acialera y Laminas, S.A.
Monterrey, N.L.-Munich y Guerrero. Tel. 75-81-60
Mexico, D.F.-Reforma No. 116, 5o. Piso. Tel. 566-99-65

A.C. .5

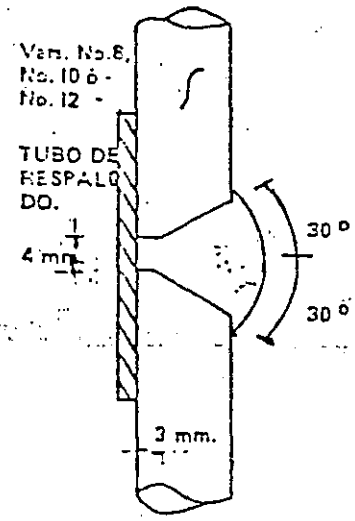
UNIONES A TOPE CON SOLDADURA DE PENETRACION

ACERO DE REFUERZO: Fy = 4000 Kl/cm²
TIPO DE ELECTRODO: E 60 XX



Solera o Ángulo de respaldo cuando sea necesario ponerlo.

JUNTA O TOPE ENTRE VARS' No. 8, No. 10 ó No. 12 EN POSICION HORIZONTAL O INCLINADA.



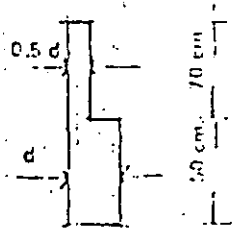
JUNTA A TOPE ENTRE VARS' No. 8, No. 10 ó No. 12 EN POSICION VERTICAL'

Dimensión de solera de respaldo plana de 2" x 2" y 1/4" de material A-7 ó A-36

Dimensión de Ángulo de Respaldo
L° 1 1/4" x 1 1/4" x 3/16" x 5" Vars. No. 8
L° 1 1/2" x 1 1/2" x 1/4" x 5" para Vars. No. 10 y No. 12
Todos en material A-7 ó A-36

Dimensión de tubo de respaldo
d = 1 1/4" para Vars. No. 8
d = 1 1/2" para Vars. No. 10
d = 1 3/4" para Vars. No. 12

d = Diámetro del Tubo



TUBO DE RESPALDO

CUBICACION DE ACERO DE REFUE, O

OBRA:

CLIENTE:

PLANO DE:

PLANO No: DE FECHA:

NIVEL:

ELEMENTO	LOCALIZACION. (EJES)	ø VARILLA.	CANTIDAD DE ELEMENTO	CANTIDAD DE VARILLA	LONG. DE C/VARILLA	CROQUIS DE LA VARILLA	LONGITUD TOTAL DE LAS VARILLAS EN EL ELEMENTO EN m.								
							ø 2	ø 2.5	ø 3	ø 4	ø 5	ø 6	ø 8	ø 10	ø 12
SUMAN LAS LONGITUDES															
PESO EN Kg./m.							0.248	0.384	0.557	0.996	1.560	2.250	3.975	6.225	8.938
PESO TOTAL.															

A.C..7

LABORATORIO NACIONAL DE LA CONSTRUCCION, S.A.

CALLE .. No. 22 SAN PEDRO DE LOS PINOS MEXICO 3, D.F.
TEL. 516-25-65

237

PRUEBAS EN VARILLAS DE ACERO PARA REFUERZO

HOJA 2 DE 2

271/83.

READAS EN: PATRIOTISMO Y SAN ANTONIO
READAS POR: L.A.N.C.O.
INTERESADO O CONSTRUCTOR: COSTO RACIONAL ASESORES, S.A.
FABRICANTE: HYLSA - 42.
FECHA DE MUESTREO: 31-OCTUBRE-83.
FECHA DE PRUEBA: 3-NOVIEMBRE-83

IDENTIFICACION				PESO POR M.L. Kg/m	AREA cm²	PRUEBA DE TENSION					PRUEBA DE DOBLADO (GRADOS, MANDRIL)	PRUEBA DE CORRUGACION			
SAYO RA No	DIAMETRO NOMINAL	MARCA	GRADO			LIMITE ELASTICO Kg	CARGA MAXIMA Kg	ESFUERZO EN EL LIMITE ELASTICO Kg/cm²	ESFUERZO MAXIMO Kg/cm²	POR CIENTO DE ALARGAMIENTO En 20 cm		SEPARACION DE CORRUGACIONES mm	ALTURA DE CORRUGACIONES mm	ANCHO DE COSTILLAS	[illegible] (GRADOS)
15	9.5 mm	HYLSA	42	.550	0.70	3,750	5,450	5,281	7,076	12.0	180° 4D	6.5	0.8	1.4	[illegible]
	3/8"	ESPECIFICACION			min.			min.		9.0 min.	Pasó	máx.	min.	máx.	
16	9.5 mm	HYLSA	42	.535	0.68	3,700	5,500	5,211	7,746	10.0	180° 4D	5.9	1.0	1.4	"
	3/8"	ESPECIFICACION			min.			min.		9.0 min.	Pasó	máx.	min.	máx.	
17	9.5 mm	HYLSA	42	.542	0.69	4,000	6,125	5,633	8,626	11.5	180° 4D	5.6	1.0	1.5	"
	3/8"	ESPECIFICACION			min.			min.		9.0 min.	Pasó	máx.	min.	máx.	
18	9.5 mm	HYLSA	42	.531	0.67	3,775	5,575	5,316	7,852	12.0	180° 4D	5.9	0.9	1.3	"
	3/8"	ESPECIFICACION			min.			min.		9.0 min.	Pasó	máx.	min.	máx.	
19	9.5 mm	HYLSA	42	.545	0.69	3,975	6,100	5,508	8,501	10.0	180° 4D	5.5	0.8	1.5	"
	3/8"	ESPECIFICACION			min.			min.		9.0 min.	Pasó	máx.	min.	máx.	
20	9.5 mm	HYLSA	42	.570	0.72	3,900	5,800	5,492	8,169	10.5	180° 4D	5.5	0.8	1.3	"
	3/8"	ESPECIFICACION		.540	min.			4,200 min.	6,300	9.0 min.	Pasó	6.7 máx.	0.4 min.	3.7 máx.	
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		máx.	min.	máx.	
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		máx.	min.	máx.	
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		máx.	min.	máx.	
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		máx.	min.	máx.	
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		máx.	min.	máx.	
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		máx.	min.	máx.	
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		máx.	min.	máx.	
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		máx.	min.	máx.	
		ESPECIFICACION			min.			min.		min.		máx.	min.	máx.	

VACIONES

MIEMBRO
ASOCIACION NACIONAL DE
LABORATORIOS INDEPENDIENTES AL
SERVICIO DE LA CONSTRUCCION AC

LABORATORIO NACIONAL DE LA CONSTRUCCION, S. A.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992

DISEÑO DE MEZCLAS

ING. J. JESUS MENDOZA ALVAREZ

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO.

METODOS DE DISEÑO.

Existen numerosos métodos desarrollados con la finalidad de establecer las proporciones en que deben mezclarse los diferentes ingredientes el concreto, de manera de lograr un producto con determinadas caracteristicas o propiedades.

Muchos de estos métodos suelen presentarse en forma demasiado mecanizada, de manera que su aplicación tiende a convertirse en simples ejercicios numéricos que pueden dejar poca huella en el usuario si éste no dispone de medios para reproducir y juzgar las proporciones resultantes y para valorar sus consecuencias en el concreto endurecido. De aquí la necesidad de enfatizar que el diseño de mezclas de concreto es una actividad de carácter eminentemente experimental.

Como referencias útiles en esta actividad, cabe mencionar los distintos métodos desarrollados por el Instituto Americano del Concreto (ACI), que abarcan las condiciones y requerimientos más frecuentes en el uso del concreto:

- Práctica Recomendada para la Selección de Proporciones para Concreto Normal y Pesado Comité ACI 211.1

- Práctica Recomendada para la Selección de Proporciones para Concreto con Revenimiento Nulo.- Comité ACI211
- Práctica Recomendada para la Selección de Proporciones para Concreto Ligero Comité ACI 211.2

Así mismo, cuando se requiere diseñar mezclas de concreto con aditivos la siguiente referencia también proporciona información útil.

- Guía para el uso de Aditivos en el Concreto Comité ACI 212.

Los dos primeros métodos se apoyan básicamente en el uso del concepto agua/cemento como principio generador y moderador de las futuras propiedades del concreto. El tercer método sin abandonar este concepto se apoya más bien en el contenido unitario de cemento, ante la dificultad de establecer con certeza el agua neta de mezclado por el uso de agregados ligeros con elevada capacidad de absorción.

PROPIEDADES REQUERIDAS.

Si se considera que diseñar una mezcla de concreto consiste en establecer las proporciones en que deben combinarse sus ingredientes para que el producto final reuna ciertas características, es necesario distinguir las cualidades que son deseables en el concreto recién mezclado y las que demanda el concreto ya endurecido al ser puesto en servicio.

Aunque el concreto es el resultado de la combinación de varios componentes (cemento, agua, arena, grava y, eventualmente, algún aditivo), el estudio de su comportamiento y propiedades tanto en estado fresco como ya endurecido, se facilita al considerarlo integrado por dos componentes básicos:

PASTA DE CEMENTO-AGREGADOS MINERALES.

La pasta se compone de cemento, agua y aire. Este último puede ser el que se atrapa normalmente durante el mezclado, o bien el que se promueve en forma intencional mediante el uso de un aditivo inclusor de aire. El comportamiento reológico de una pasta de cemento con aire incluido puede diferir radicalmente del de otra igual que no lo contenga.

Los agregados minerales consisten casi siempre de partículas de rocas, fragmentadas por la naturaleza o por el hombre, con dimensiones que abarcan desde algunas micras hasta varios centímetros. Se acostumbra distinguir como agregado fino, o arena, a las partículas menores de 5 mm y como agregado grueso, o grava, a las partículas mayores. Ocacionalmente se incorporan polvos minerales al concreto los cuales, por sus reducidas dimensiones, pasan a formar parte de la pasta y pueden modificar su comportamiento.

Aunque la pasta suele ser considerada como el componente "activo" del concreto, frecuentemente es deseable limitar su participación al mínimo compatible con la obtención de las propiedades requeridas, por consideraciones económicas y de otra índole.

En la Tabla 1 se indican algunas influencias, favorables unas y desfavorables otras, que la pasta y los agregados pueden ejercer sobre diferentes características y propiedades del concreto, cuya optimización deben buscarse en cada paso particular mediante el diseño adecuado de la mezcla.

REQUISITOS DEL CONCRETO FRESCO.

Al salir de la mezcladora, el concreto es una masa fácilmente deformable, integrada por cuerpos en estado sólido y líquido y gaseoso.

TABLA 1.- INFLUENCIA DE DIVERSOS ASPECTOS EN LAS CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES DEL CONCRETO

ASPECTOS INFLUIBLES MEDIANTE SELECCION ADECUADA							
INGREDIENTES DEL CONCRETO					PROPORCIONES		
CEMENTO	AGREGADOS			ADITIVOS	AGUA/CEMENTO	GRAVA/ARENA	CONSISTENCIA
Características varias	Granulometría	Tamaño máximo	Forma y textura	Características varias	Calidad de la pasta	Proporción de mortero	Proporción de pasta
1	2	3	4	5	6	7	8

ASPECTO INFLUIDO	CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES DESEABLES						
	CONCRETO FRESCO			CONCRETO ENDURECIDO			
	ECONOMIA	COHESION	MOLDEABILIDAD	RESISTENCIA	DURABILIDAD	ESTABILIDAD	IMPERMEABILIDAD
1	x			x	x	x	
2	x	x	x	x			
3	x	x	x	x		x	x
4	x	x	x	x			
5	x	x	x	x	x	x	x
6	x	x	x	x	x	x	x
7	x	x	x			x	
8	x	x	x	x	x	x	x

Si se admite que en ese momento el concreto es una mezcla homogénea de ingredientes bien proporcionados y dosificados, el primer objetivo es hacerlo llegar a los moldes en esas mismas condiciones de homegeneidad. Una vez colocado en los moldes, el segundo objetivo es moldear el concreto hasta convertirlo en un cuerpo compacto, ya que muchas propiedades deseables del concreto endurecido se relacionan con su compacidad.

Para facilitar el logro de estos objetivos, la mezcla de concreto debe aportar dos condiciones necesarias:

1.- Debe ser lo suficientemente cohesiva para conservar su homegeneidad en el curso de su traslado de la mezcladora a los moldes con el empleo de los medios aprobados.

2.- Debe poseer deformabilidad adecuada a la energía con que se compacte, conforme a las características de los equipos de uso especificados.

En consecuencia, los requisitos fundamentales en el concreto fresco, los cuales deben tenerse presentes al diseñar las mezclas, consisten en que posean una cohesión satisfactoria y una consistencia adecuada a las condiciones de aplicación del concreto. Para unos materiales determinados, la satisfacción de estos requisitos dependen en buena medida de las características que se obtengan en la pasta de cemento y de su participación proporcional en el concreto. El comportamiento de la pasta como cuerpo cohesivo y deformable suele depender de aspectos tales como la finura del cemento, la proporción en que se combine éste con el agua y el uso de aire intencionalmente incluido . El requerimiento de pasta en el concreto es influido principalmente por la consistencia de ésta y por el tamaño máximo, composición granulométrica, forma y textura de los agregados.

COMPORTAMIENTO DE LA PASTA.

La pasta de cemento es una suspensión de partículas en un medio que puede visualizarse como una red de fuerzas de atracción, conocidas como de Van der Waal, son intermoleculares y no obedecen a la ley de atracción universal. Las de repulsión son electrostáticas y se deben a las cargas superficiales de las partículas. La cohesión de la pasta es el resultado del balance entre estas fuerzas. Así una pasta con

poca agua es muy cohesiva porque las partículas se encuentran en contacto una con otras y predominan las fuerzas intermoleculares de atracción sobre las de rechazo. A medida que se incrementa el contenido de agua tienden a separarse las partículas, con lo cual las fuerzas de atracción se reducen drásticamente y adquieren predominio las de repulsión, disminuyendo la cohesión. Si el contenido de agua se continúa incrementando, la pasta pierde mas cohesividad teniendo a comportarse como el agua, que es un fluído de tipo Newtoniano, esto es, sin ninguna cohesión.

Consecuentemente, las pastas de consistencia seca que tienen poca agua (muy cohesivas) requieren la aplicación de fuerzas externas, tanto o mayores que las de atracción, para separarse por la simple acción de la gravedad, dado que prácticamente no poseen cohesión. Las primeras podrían ser representantivas de los concretos masivos con revenimiento nulo, que suelen requerir la aplicación de intensa energía vibratoria para ser compactados, y las segundas corresponderían a los concretos con muy alto revenimiento, que a veces se utilizan para colados por gravedad.

El comportamiento reológico de la pasta de cemento, se pone de manifiesto al ensayarla en un viscosímetro, mediante la aplicación de distintos niveles de esfuerzo cortante relacionados con sus respectivas deformaciones, con lo cual se obtiene una gráfica como en la Fig. 1. Se observa que en un cierto intervalo inicial del esfuerzo aplicado la gráfica es cuerva, lo cual denota una etapa de transición de la pasta entre el estado plástico y el fluído. A partir de un determinado nivel de esfuerzo, llamado de cedencia, la gráfica se vuelve una línea recta y la pasta se comporta prácticamente como un fluído sin cohesión, tipo Newtoniano. Si el esfuerzo se anula, la pasta recobra su estado plástico inicial, como ocurre en el caso del fenómeno de tixotropía, el cual es un comportamiento característico de los fluidos tipo Bingham, como la pasta de cemento.

En el caso de las mezclas de concreto de uso común, suelen buscarse que la pasta posea una consistencia más bien plástica, a la cual corresponda una cohesión adecuada para inhibir la segregación durante los movimientos previos a su colocación en los moldes. Posteriormente, para darle suficiente compacidad al concreto ya colocado, dicha cohesión se anula por las fuerzas que le transmite el equipo de vibrado con lo cual, mientras permanece actuando la vibración, la mezcla se fluidiza, permitiendo la expulsión del aire atrapado y llenando el espacioconfinado por los moldes. Al cesar la vibración, la mezcla ya compactada recupera su rigidez inical, quedando así dispuesta para inicial el proceso de fraguado y endurecimiento.

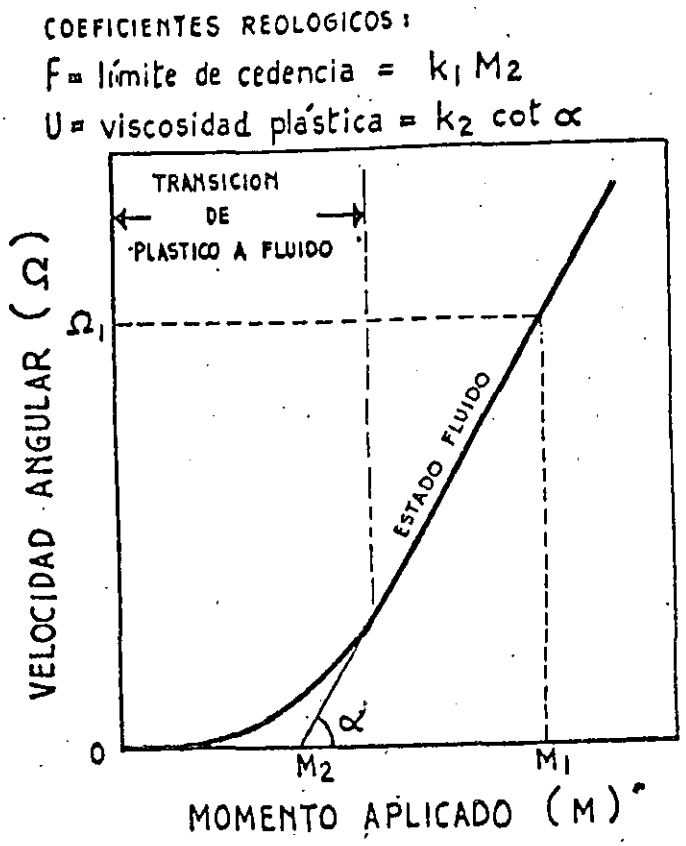


Fig. 1.- Comportamiento reológico de la pasta de cemento como fluido de tipo Bingham

Por otra parte, la pasta de cemento es la principal responsable de los cambios de volumen que ocurren en el concreto, tanto en su estado, fresco como endurecido. De estos cambios, el más importante es la constracción por secado, que se denomina así por su aparente coincidencia con la pérdida de agua en el concreto. Cuando se manifiesta en el concreto aún fresco, se llama contracción plástica y, salvo en caso extremos, el concreto es capaz de absorberla sin fisurarse. No ocurre así en el concreto endurecido que, si no dispone de fcilidad para contraerse sin restricciones, se agrieta irremediablemente.

La sola pasta de cemento puede contraerse entre 5 y 15 veces más que el concreto, cuya contracción reducida se debe a las restricciones que en él ejercen los agregados. De tal manera, bajo este aspecto, es deseable que la pasta de cemento, como componente del concreto, intervenga en la menor proporción que sea posible.

Aun cuando existen opiniones contravertidas respecto a las causas de la contracción por secado en la pasta, se coincide en que deteterminados factores la incrementan, entre los cuales se mencionan el contenido de agua y la finura, composición y consumo unitario de cemento en el concreto.

La contracción de una pasta con relación agua/cemento = 0.56 puede ser 50% mayor que la de otra con agua/cemento = 0.40. Los cementos con mayor finura y más aluminato tricálcico parecen conducir a una contracción fuerte en la pasta. En cuanto al consumo unitario de cemento en el concreto, si éste aumenta también aumentada la proporción unitaria de pasta en el mismo concreto y, no obstante que la relación agua/cemento disminuya y la resistencia se incremente, la contracción del concreto también aumenta. Como consecuencia, para reducir la probabilidad de contracción, es conveniente especificar mezclas de concreto cuyo contenido de cemento sea tan bajo como resulte compatible con el cumplimiento de las especificaciones de resistencia de la obra.

Para ilustrar lo anterior, en la fig. 2 se muestra la comparación de las contracción por secado de la pasta de cemento, el mortero y el concreto, para unas condiciones determinadas. La fig. 3 pone de manifiesto la influencia de la relación agua/cemento y del consumo unitario de cemento sobre la contracción por secado del concreto.

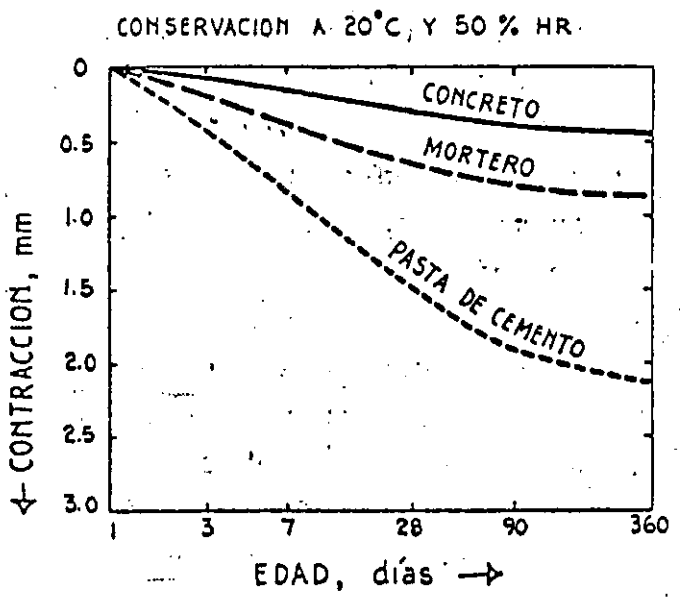


Fig. 2.- Contracción por secado comparada de concreto, mortero y pasta de cemento

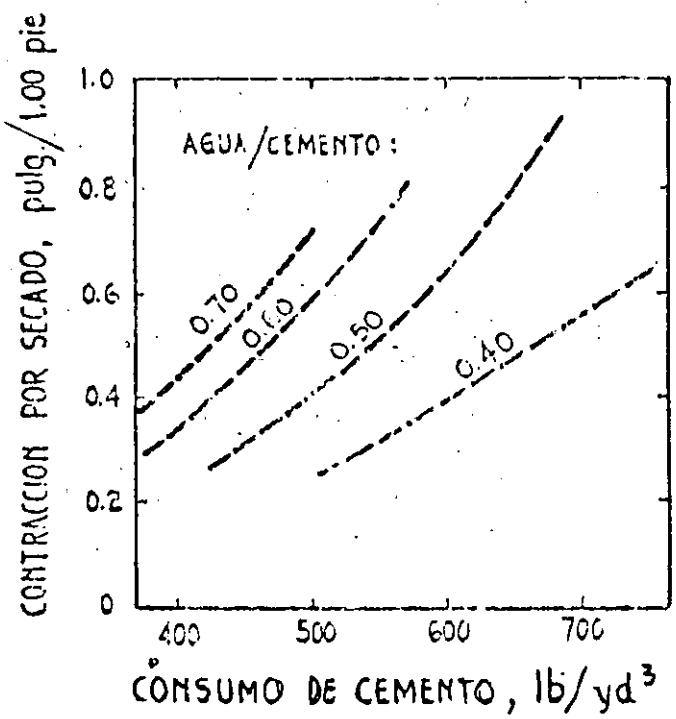


Fig. 3.- Influencia del consumo de cemento y de la relación agua/cemento en la contracción

COMPORTAMIENTO DE LOS AGREGADOS

El concreto endurecido puede ser considerado como un material de dos fases, compuesto por partículas de grava embebias en una matriz de mortero, si se acepta que ambas fases son homogéneas e isotropas. Del mismo modo, el mortero y la pasta de cemento parcialmente hidratada pueden ser considerados como materiales de dos fases.

De esta manera, el comportamiento reológico del material, sea éste pasta, mortero o concreto endurecido, depende no solamente del comportamiento propio de cada fase sino también de su interacción. En el caso del concreto, el modelo más aplicado para su análisis lo identifica como un material con un alto porcentaje de partículas gruesas, las cuales tienden a ser esféricas, distribuidas con uniformidad en una matriz de mortero razonablemente homogénea, compuesta de partículas menores embebidas en pasta de cemento.

Sin embargo, existen numerosas situaciones que invalidan esta concepción teórica del concreto. Las gravas no siempre se encuentran uniformente rodeadas de mortero, sobre todo cuando se emplea granulometría discontinua, ni su forma tiende a ser esférica cuando se produce por trituración. Asimismo - una compactación deficiente o la presencia de sangrado pueden originar la formación de macrovacíos, creándose diferentes condiciones de frontera entre el agregado grueso y la matriz de mortero.

Resulta entonces evidente la repercusión que tienen las características de los agregados en el comportamiento del concreto, lo cual se reconoce al aceptar que una misma pasta de cemento puede dar origen a concretos con muy diferentes características y propiedades, conforme se combinen los agregados.

Entre las características de los agregados que suelen repercutir de manera más significativa en las proporciones de la mezcla cuando ésta se diseña, pueden citarse el tamaño máximo, la composición granulométrica la forma de las partículas y su textura superficial.

En la práctica, es dable influir en la selección del tamaño máximo y en la composición granulométrica de la grava, si ésta se divide en dos o mas fracciones. También existe alguna probabilidad de influir en la granulometría de la arena combinándola con otra y, en cuanto a la forma de las partículas, si éstas son trituradas mediante una acertada selección del equipo de trituración. No suele existir posibilidad de ejercer influencia en la textura superficial de las partículas, por ser ésta una característica propia de las diferentes rocas, del modo como se fragmentaron y del acarreo sufrido antes de depositarse, en el caso de agregados naturales.

De manera general, cuando se diseñan mezclas de concreto, es conveniente manejar estos aspectos con los siguientes criterios operativos:

1.- Tamaño máximo y la composición granulométrica de la grava deben seleccionarse con base a resultados comparativos obtenidos sobre algunas mezclas de prueba, tomando en cuenta la granulometría de los agregados disponibles, las características geométricas y de refuerzo de las estructuras las aptitutes y capacidades de los equipos accesibles para el mezclado, transporte y colocación del concreto y, finalmente, el nivel de la resistencia requerida.

2.- Los efectos adversos producidos por una granulometría inadecuada en la arena o por una forma deficiente de las partículas de grava pueden llegar a minimizarse incrementando el contenido unitario de mortero y/o de pasta de cemento en el concreto. También puede intentarse el uso de un aditivo plstificante que incluya aire.

3.- La falta de manejabilidad y tendencia al sangrado, que suelen presentarse con agregados de textura superficial áspera, también pueden reducirse a límites tolerables - aumentando el contenido unitario de pasta de cemento y/o con el uso de un agente inclusor de aire.

A continuación se describen algunas tendencias normales en cuanto a los efectos que pueden esperarse en el concreto como resultado de variaciones en las mencionadas características de los agregados.

TAMAÑO MAXIMO DE LA GRAVA.

Conforme aumenta el tamaño máximo de la grava disminuye la superficie específica y el contenido de vacíos de los agregados. Consecuentemente, también disminuye la proporción de pasta que se requiere en el concreto, según se observa en la Fig. 4. De acuerdo con esta tendencia, si la calidad de la pasta gobierna la del concreto, debe ser conveniente, por economía y por baja contracción emplear el tamaño - más grande de grava que resulte compatible con las características de la estructura y de los equipos.

El concepto anterior tiene validez limitada, debido al papel que juega la adherencia entre la pasta y el agregado en el comportamiento del concreto bajo cargo. Si se define como tamaño máximo óptimo aquél con el cual se logra l mayor eficiencia del cemento, existe evidencia de que, conforme aumenta la resistencia requerida en el concreto, tiende a disminuir el tamaño óptimo, según se pone de manifiesto en la Fig. 5.

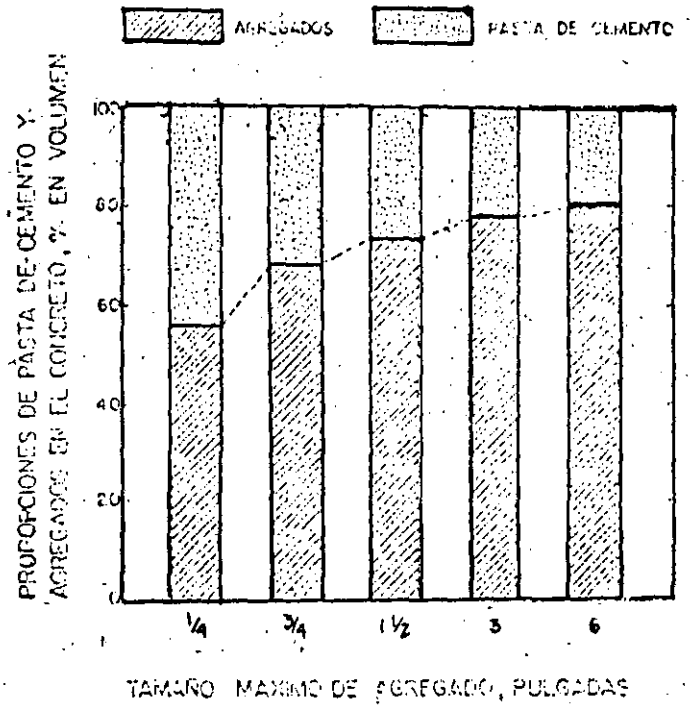


Fig. 4.- Influencia del tamaño máximo del agregado sobre el requerimiento de pasta en el concreto

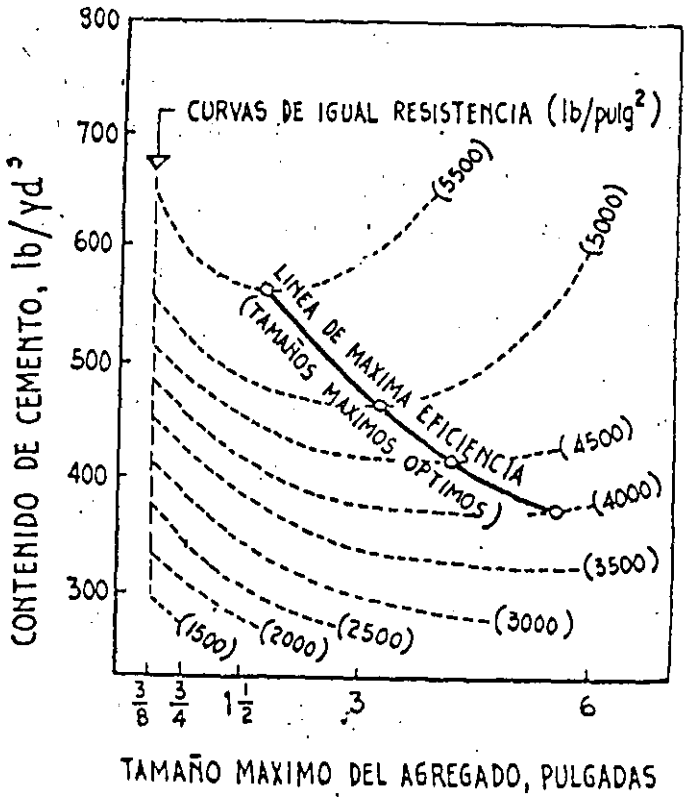


Fig. 5.- Influencia del nivel de la resistencia en el tamaño máximo óptimo del agregado

Como consecuencia de esta limitación, puede decirse en términos generales que, para concretos con resistencias requeridas de hasta 300 kg/cm2 aproximadamente, es válido el criterio de emplear el tamaño más grande de grava que sea compatible con las condiciones de aplicación del concreto. Para resistencias más altas es recomendable efectuar algunas pruebas con los agregados disponibles, con objeto de definir el tamaño máximo mas conveniente para las condiciones dadas.

Otra limitación como la precedente se refiere a los concretos que se diseñan por flexión, como en el caso de los pavimentos rígidos. En este caso también existe alguna evidencia en el sentido de que, para una determinada relación agua/cemento, la resistencia a flexión disminuye al aumentar el tamaño máximo del agregado.

GRANULOMETRIA DE LA GRAVA.

Con frecuencia se considera que si se asegura la participación del agregado grueso en una proporción adecuada dentro del concreto, su distribución intrínseca de tamaños no ejerce influencia significativa en los resultados. Esta consideración es suficientemente aceptable mientras sólo se requiera en el concreto una determinada resistencia a la compresión, principalmente si ésta no es demasiado alta.

Aunque no existe un procedimiento generalmente aceptado para establecer la "granulometría ideal", del agregado grueso, suelen prevalecer dos tendencias, según se pretenda una granulometría continua o discontinua, como se comparan esquemáticamente en la Fig. 6.

En las curvas de granulometría continua, por lo general con tendencia parabólica, se fomenta el incremento proporcional de partículas a medida que aumenta su tamaño, tratando de buscar un efecto de "rendimiento", que reduce en beneficio de la manejabilidad del concreto. Esta tendencia suele encontrarse en los "usos granulométricos" contenidos en algunas especificaciones como la ASTM C 33.

La granulometría discontinua consiste en suprimir partículas en un determinado intervalo dimensional, haciendo una selección adecuada para que las partículas menores puedan ser "empacadas" durante la compactación del concreto en los intersticios de las partículas mayores con lo cual puede lograrse una masa más compacta y más resistente a esfuerzos de compresión. En este caso, al contrario que con la granulometría continua, las mezclas resultan poco trabajables por la interferencia de partículas y se requiere más energía para su compactación.

Sin pretender generalizar, puede considerarse razonablemente adecuado al criterio de tender a utilizar un agregado grueso continuamente graduado para los usos normales del concreto en obra y estimar la posibilidad del empleo de granulometría discontinua para elementos de concreto de muy alta resistencia, colados en condiciones que permitan garantizar su cumpleta y eficiente compactación.

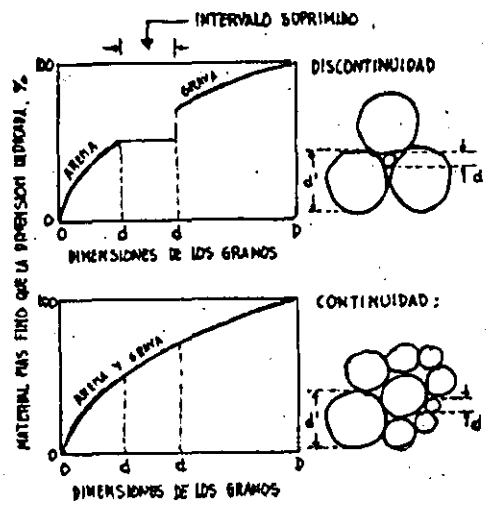


Fig. 6.- Comparación gráfica de la granulometría continua y discontinua en los agregados

GRANULOMETRIA DE LA ARENA.

La composición granulométrica de la arena suele identificarse por su módulo de finura, como se define en la especificación ASTM C 33, considerándose que un módulo de finura menor de 2.30 es representativo de una arena demasiado fina y mayor de 3.20 como correspondiente a una demasiado gruesa.

Aun cuando el módulo de finura no da una medida precisa de la verdadera distribución de tamaños en la arena, en la práctica resulta útil y algunos métodos de diseño de mezclas, como los del ACI mencionados al principio, lo utilizan como dato importante.

El requermiento de pasta en el concreto puede estar relacionado con la granulometriá de la arena pero, tal como se observa en la Fig. 7, el efecto en ese sentido puede minimizarse si se determina experimentalmente el contenido óptimo de la arena disponible, ya sea que ésta sea fina o gruesa, pero dentro del intervalo granulométrico aceptable.

En los casos en que se requiere trabajar con arenas demasiado gruesas, puede resultar de utilidad el empleo de un agente inclusor de aire, por que las "partículas neumáticas" incluidas pueden actuar como compensatorias de las finas que faltan en la arena. En estas circunstancias resulta conveniente hacer el ajuste necesario en el contenido original de arena, considerando que aproximadamente, el 50% del aire inclido pasa a formar parte de ésta.

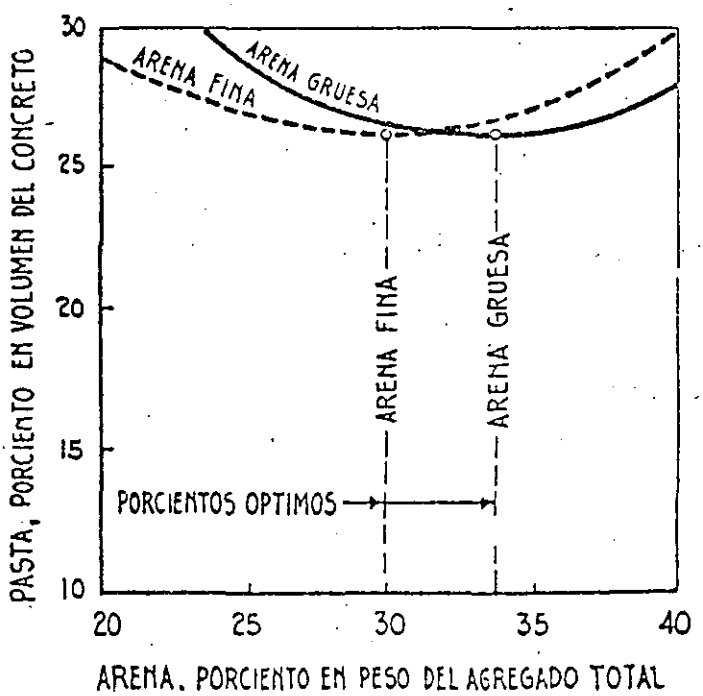


Fig. 7.- Influencia de la granulometría de la arena en su proporción óptima, que requiere menos pasta

Asimismo es necesario ajustar la relación agua/cemento, para tomar en cuenta la disminución de resistencia que el aire incluido suele producir.

REQUISITOS DEL CONCRETO ENDURECIDO.

La primera cualidad que se apreció en el concreto desde sus principios fue su aptitud para resistir esfuerzos de compresión, de lo cual derivó tal vez la costumbre de comprobar únicamente esta propiedad como medida de su calidad. Al difundirse y diversificarse la aplicación del concreto se le reconocieron también limitaciones, tales como su reducida capacidad para resistir esfuerzos de tensión y su tendencia a contraerse con el tiempo. La primera se pudo superar con el uso del acero de refuerzo y la segunda dió origen a los llamados cementos expansivos.

Posiblemente respaldada por relaciones de dependencia entre la resistencia a compresión y otras propiedades deseables, la costumbre de comprobar principalmente la calidad del concreto mediante pruebas a compresión prosperó y se extendió hasta el presente. No obstante, sin detrimento aparente de esta práctica, se desarrolló la necesidad de fomentar otras características convenientes, para cuya satisfacción deberían adoptarse las precauciones necesarias durante el diseño de las mezclas de concreto.

RESISTENCIA A COMPRESION.

En 1982 Feret, en Francia, estableció la primera expresión empírica para relacionar la resistencia mecánica del mortero de cemento y su proporción de vacíos, siendo estos los espacios ocupados por el agua y el aire. En 1918 Abrams, en los EEUU, introdujo el concepto agua/cemento mediante su conocida expresión de carácter empírico:

$$S = \frac{A}{B^x}$$

en donde S es la resistencia a compresión del concreto a una cierta edad, A y B son constantes que dependen de la edad, las condiciones de trabajo y la calidad del cemento y x es la relación agua/cemento en volumen. En 1923 Talbot y Richart, también en los EEUU se apoyaron en los conceptos desarrollados por Feret para proponer una expresión que determina la resistencia en términos de la relación cemento/espacio, que equivale al volumen sólido de cemento entre el volumen de los vacíos en la pasta.

En la actualidad se reconoce que la resistencia de la pasta (y del concreto) es un atributo del gel que resulta de la hidratación del cemento. la resistencia propia del gel es una característica intríseca que varía poco por efecto de los cambios de composición en el cemento, de modo que la resistencia de la pasta en un momento dado más bien depende de la concentración del gel por unidad del volumen de pasta que exista en ese momento. Al considerar la resistencia en función de los productos de hidratación existentes en el volumen total de la pasta, se inhibe la influencia que ejercen los cambios de composición del cemento, de las condiciones de temperatura y humedad y de otros aspectos que suelen limitar la aplicación de la relación agua/cemento de manera general. en la Fig. 8 se muestra la forma como varía la resistencia del mortero a compresión en función de la llamada relación gel/espacio de la pasta.

Este comportamiento confirma que la resistencia de la pasta, el mortero y el concreto, como en el caso de otros materiales, está gobernada por el concepto de porosidad esto es, la proporción de volumen sólido presente en un cierto espacio total disponible. De acuerdo con ello, la resistencia tiende a incrementarse con el consumo unitario de cemento y a reducirse con el contenido de agua y aire.

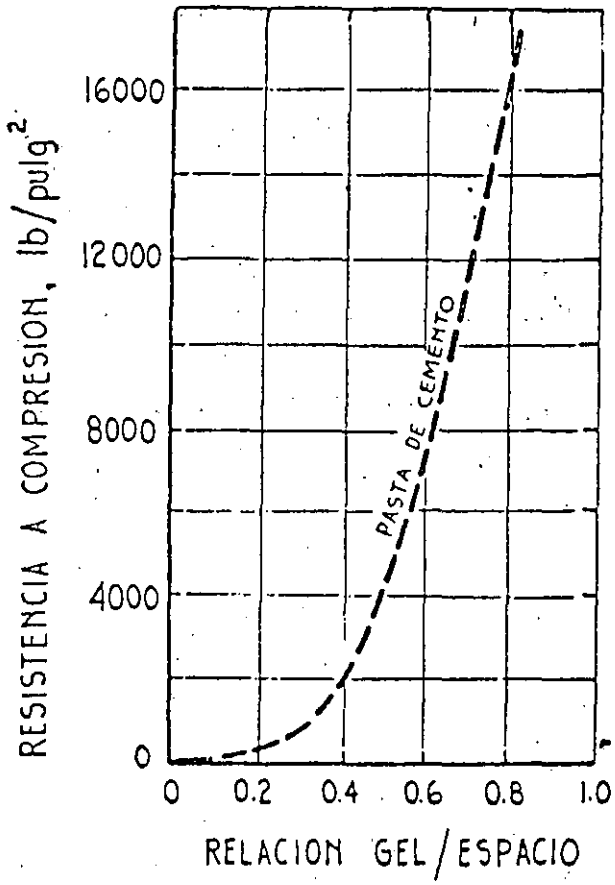


Fig. 8.- Influencia de la relacion gel/espacio de la pasta de cemento en la resistencia del mortero

No obstante lo anterior, la estimación de la resistencia en función de la relación agua/cemento sigue siendo factible si no se producen cambios significativos en las características del cemento y se reglamentan las condiciones de curado y la edad de prueba. Para su aplicación en el diseño de mezclas de concreto, el concepto agua/cemento suele complementarse con la llamada regla de Lyse según la cual, para unos materiales determinados, el consumo de agua requerido para obtener una cierta consistencia permanece aproximadamente constante y es independiente de la relación agua/cemento que se utilice.

IMPERMEABILIDAD.

Con frecuencia se supone que teniendo el concreto en sí mismo un coeficiente de permeabilidad bastante bajo - (del órden de 10^{-8} cm/s), puede considerarse impermeable pa

ra fines prácticos. Sin embargo, la proporción de estructuras de concreto se requieren de la aplicación de recubrimientos superficiales para hacerlas verdaderamente impermeables es considerable.

Aunque la mayoría de la veces estas manifestaciones de permeabilidad son relacionables con fisuras o defectos de construcción es conveninte tener presente ciertas precauciones cuando se diseña una mezcla de concreto, si se pretende aplicarla en una estructura que vaya a estar en contacto con agua.

La impermeabilidad del concreto es importante no solamente para impedir el paso del agua sino también para proteger adecuadamente el acero de refuerzo contra la corrosión, principalmente cuando existe un medio ambiente o de contacto con carácter corrosivo, como ocurre en las extructuras para obras marítimas.

Tal como se indica en la Fig. 9, la permeabilidad de la pasta de cemento está relacionada con su porosidad y, como ésta depende de la relación agua/cemento, resulta entonces que ésta relación gobierna también la impermeabilidad del concreto. En la Fig. 10 se indica el tipo de dependencia que suelen presentar la resistencia y la permeabilidad del concreto con respecto a su relación agua/cemento.

Conforme a lo anterior, para lograr un concreto que sea prácticamente impermeable, debe usarse una relación agua/cemento suficientemente baja (menor de 0.5), debe procurarse la máxima compactación de la mezcla y debe mantenerse el concreto húmedo durante un periodo inicial adecuado (no menor de 14 días), para que el cemento se hidrate normalmente.

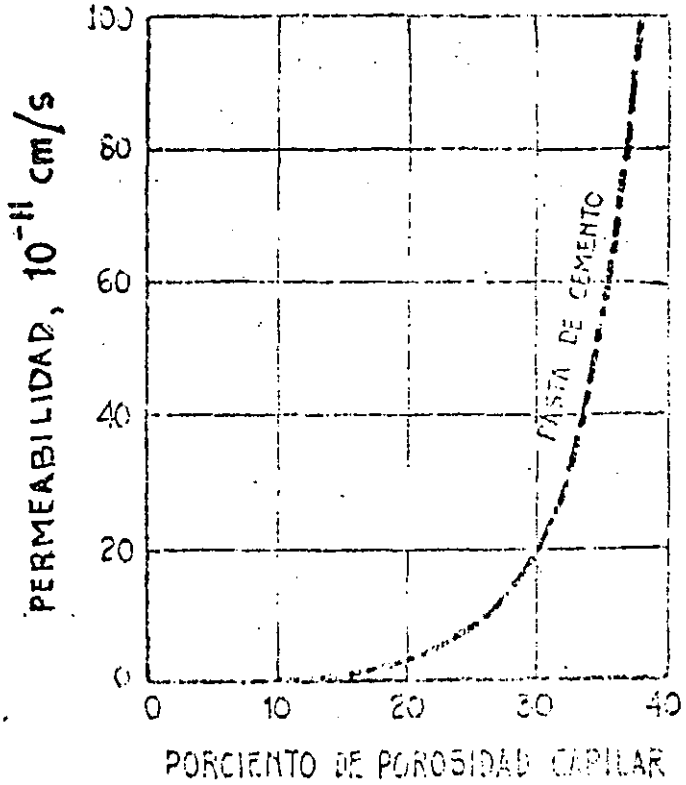


Fig. 9.- Influencia de la porosidad capilar en la permeabilidad de la pasta de cemento

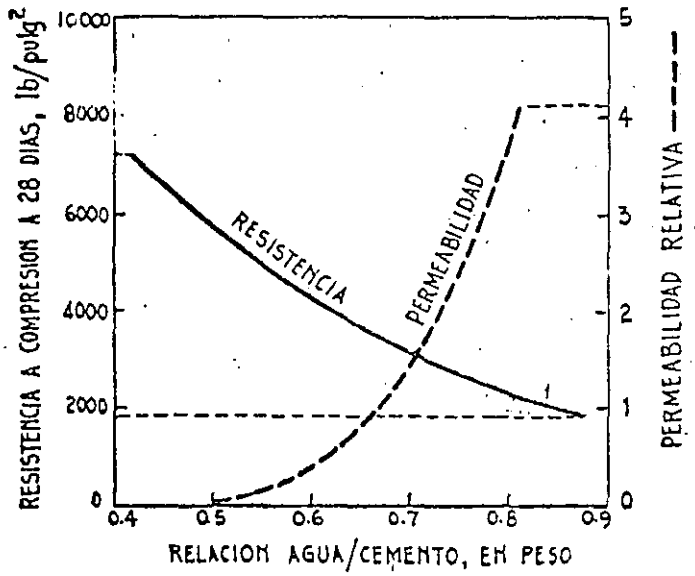


Fig. 10.- Influencia de la relación agua/cemento sobre la resistencia y permeabilidad del concreto

DURABILIDAD.

La durabilidad del concreto es una propiedad bastante ligada a su impermeabilidad. Por ello, suele recomendarse el empleo de una relación agua/cemento no mayor de 0.45 cuando las condiciones de exposición y servicio de la estructura hacen temer su durabilidad.

En paises de climas muy frios, la durabilidad del concreto expuesto a la intemperie se relaciona más bien con su aptitud para resistir los efectos de la congelación y el deshielo. En estos casos, es requisito normal especificar el uso de un agente inclusor de aire para el diseño y aplicación de las mezclas de concreto, ya que las pequeñas burbujas de aire incluido proporcionan una adecuada defensa contra los efectos de la congelación del agua en el interior del concreto endurecido. Para que el contenido de aire sea eficaz en este sentido, pero que no ocasione excesiva pérdida de resistencia, el aditivo debe dosificarse de manera de lograr entre 7 y 9% de aire en la fracción mortero del concreto.

La durabilidad del concreto también puede ser afectada por reacciones químicas indeseables en las que interviene el cemento. Por ejemplo, en presencia de una alta concentración de sulfatos, éstos pueden reaccionar con el aluminato tricálcico del cemento para formar sulfoaluminato, cuya formación se acompaña de expansiones que pueden reventar al concreto. La medida de protección adecuada contra este riesgo, en la etapa del diseño de las mezclas, consiste en seleccionar un cemento que, como el tipo V, posea bajo contenido de aluminato tricálcico.

Otra reacción indesable es la que a veces se produce entre cierto tipo de sílice contenida en algunos agregados y los alcalis del cemento. En este caso, el medio más efectivo de prevención consiste en seleccionar un cemento cuyo contenido de álcalis totales sea inferior a 0.60% También suele ser útil el empleo de un material puzolánico que sea realmente eficaz para inhibir dicha reacción, cuyos efectos también se manifiestan en el concreto como reventones causados por expansión interna.

ESTABILIDAD VOLUMETRICA.

Según se mencionó al tratar el comportamiento de la pasta de cemento, ésta es responsable de los cambios volumétricos del concreto conocidos como contración por secado. En consecuencia, una buena manera de limitarlos consiste en diseñar mezclas con el mínimo contenido de pasta que sea compatible con la obtención de los otros requisitos del concreto hidráulico, que son más susceptibles a los efectos de la contracción por secado, esa forma de limitar la pasta no siempre resulta suficiente para evitar el agrietamiento.

Estas circunstancia ha dado cierto impulso al empleo de cementos expansivos en ese tipo de estructuras, con cuya utilización se logra compensar la contracción y evitar las fisuras correspondientes. En la fig. 11 se muestra la comparación de las contracciones y expansiones de un concreto normal y de otro con cemento expansivo, compensador de la contracción.

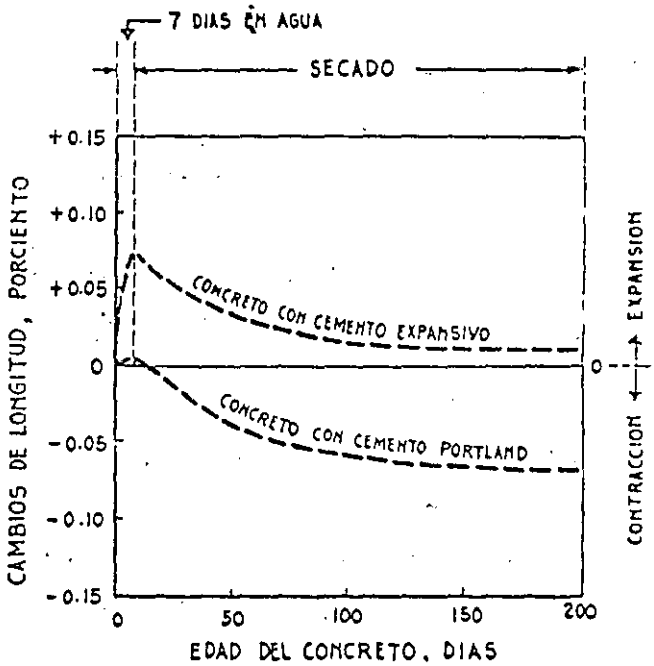


Fig. 11.- Cambios de longitud por secado en concretos con cementos Portland y expansivo

Otra circunstancia que fomenta cambios volumétricos en el concreto es la variación de temperatura. El concreto, como otros materiales, se dilata al calentarse y se contrae al enfriarse. Cuando las variaciones térmicas provienen del exterior, sus efectos en la estructura deben prevenirse mediante refuerzo de temperatura y juntas de contracción y/o dilatación localizadas en función de las características de la estructura, la magnitud previsible en los cambios de temperatura, la proporción de acero de refuerzo y el coeficiente de dilatación térmica del concreto.

Hay otra fuente probable de elevación de temperatura en el concreto,que es de carácter interno y que se debe al calor que genera el cemento al hidratarse. Este hecho suele tomarse en cuenta únicamente en el caso de estructuras voluminosas, en las que no existen facilidades para la rápida disipación de ese calor. en estos casos, las medidas más inmediatas de prevención consisten en reducir el mínimo posible el consumo unitario de cemento y en seleccionar uno que genere menos calor al hidratarse como el Portland tipo II, que es de moderado calor de hidratación. También puede resultar conveniente el empleo de un buen material puzolánico, ya que las reacciones químicas en que interviene generan menos calor que las relativas al cemento. En situaciones extremas, se acude al pre-enfriamiento del concreto fresco y/o al post-enfriamiento del concreto endurecido.

RESISTENCIA A TENSION.

Debido a que el concreto tiene una capacidad bastante mayor para resistir los esfuerzos de comprensión que los de tensión, y dado que en cualquier condición de carga suelen estar presentes ambos, la falla del concreto casi siempre está asociada, en última instancia, con una falla por tensión. Esta situación es particularmente válida para estructuras en las que las condiciones de carga son a flesión, como en el caso de los pavimentos de concreto hidraúlico, en donde el diseño de las mezclas se realiza con la

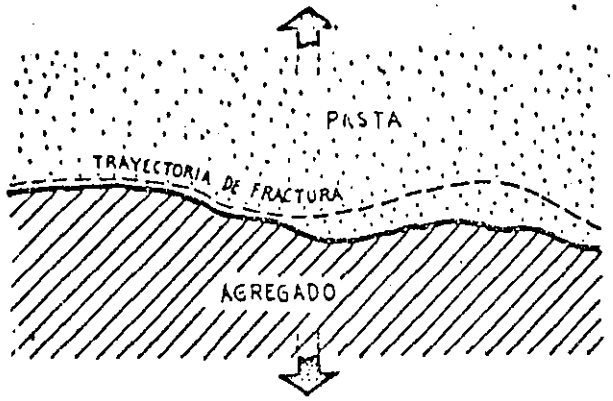
finalidad de obtener una cierta resistencia a tensión por flexión.

En el desarrollo de la resistencia a tensión, las características de forma y textura de los agregados juegan un papel importante, dado que las variaciones en éstas pueden originar diferencias notables en las condiciones de frontera entre los agregados y la pasta y, consecuentemente, en su interacción cuando el concreto es sometido a esfuerzos de tensión.

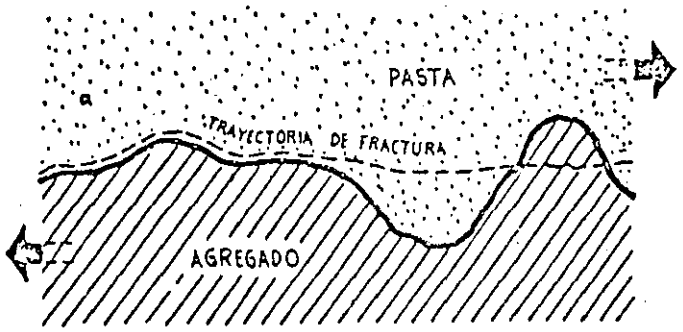
Si el concreto se hace trabajar a flexión hasta la falla, se producen fracturas en la vecindad del contacto pasta-agregado que pueden ser del tipo de falla por tensión o por cortante, según se indica esquemáticamente en la Fig. 12, en donde se destacan cuatro tipos principales de fractura:

a) Por adherencia entre pasta y agregado
b) Por tensión en la pasta.
c) Por cortante en la pasta.
d) Por cortante en el agregado

La falla por adherencia depende básicamente de la calidad de la pasta y de la forma y textura del agregado, de las cuales sólo es factible influir en la primera. En la Fig. 13 se indica la forma de dependencia que parece existir entre la relación agua/cemento de la pasta y su adherencia con el agregado. Se observa que en un cierto intervalo la adherencia mejora al disminuir la relación agua/cemento, pero llega un punto en que una mayor reducción de esta última produce el efecto contrario. Asimismo, la falla de la pasta por tensión o por cortante debe depender de su relación agua/cemento de un modo similar a como ésta influye en su resistencia a la compresión.



A) FALLA PRODUCIDA POR TENSION



B) FALLA PRODUCIDA POR CORTANTE

Fig. 12.- Tipos comunes de fractura en la zona de falla agregado-pasta de cemento

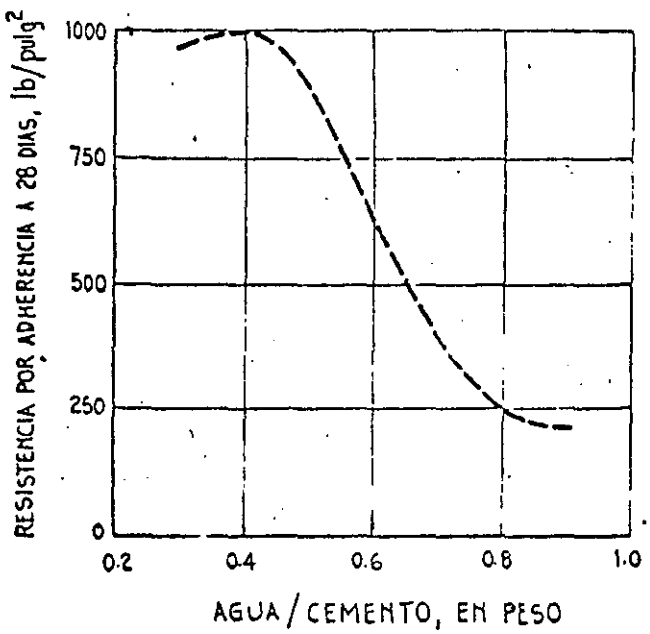


Fig. 13.- Influencia de la relación agua/cemento sobre la adherencia agregado-pasta de cemento

En la falla del agregado por cortante suelen influir su calidad, forma y tamaño máximo. Las partículas de formas redondeadas generalmente producen fallas por adherencia y no por cortante, debido a la regularidad de las superficies, sin la presencia de protuberancias que puedan representar planos de debilidad.

Como se indica en la Fig. 14 existe alguna evidencia en el sentido de que el aumento de tamaño máximo en el agregado produce cierta disminución en la resistencia por cortante entre éste y la pasta. Esta observación parece confirmar la conveniencia indicada con anterioridad, en el sentido de limitar el tamaño máximo del agregado, por consideraciones de esta naturaleza, cuando las mezclas de concreto se diseñan por flexión.

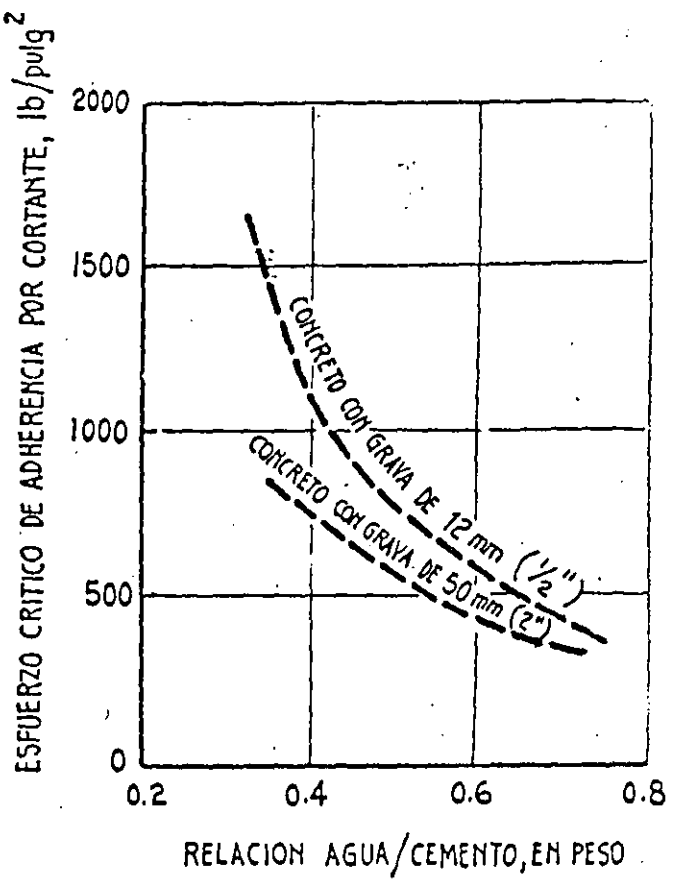


Fig. 14.- Influencia del tamaño máximo de grava en la adherencia por cortante agregado-pasta

portados: uno con los equipos normales que permiten el uso de un revenimiento de 8 cm. y el otro para ser bombeado con un revenimiento de 14 cm. Resulta evidente que la aceptación de criterios opuestos en el diseño de esta última mezcla deriva de las ventajas que determinadas condiciones puede ofrecer el uso de de la bomba por medio de colocación del concreto.

La práctica recomendada por el Comité ACI 304 es también una referencia útil para el diseño de mezclas de concreto bombeable.

CONCRETO BOMBEADO.

El diseño de una mezcla de concreto para ser bombeada, sobre todo en condiciones en que hay que salvar grandes distancia o fuertes desniveles, suele presentar requerimientos que conducen a la necesidad de hacer concesiones en cuanto a las propiedades del concreto endurecido, en beneficio de las características deseables en el concreto, fresco. Por ejemplo, en estos casos es frecuentemente necesario limitar el tamaño máximo del agregado en función del diámetro de la tubería, aumentar el contenido de agua para hacerla más fluída y así reducir la fricción con la tubería y la presión requerida para conducirla.

En la fig. 15, se comparan esquemáticamente las proprociones de dos concretos diseñados para la misma resistencia de proyecto, con diferentes requerimientos para ser trans

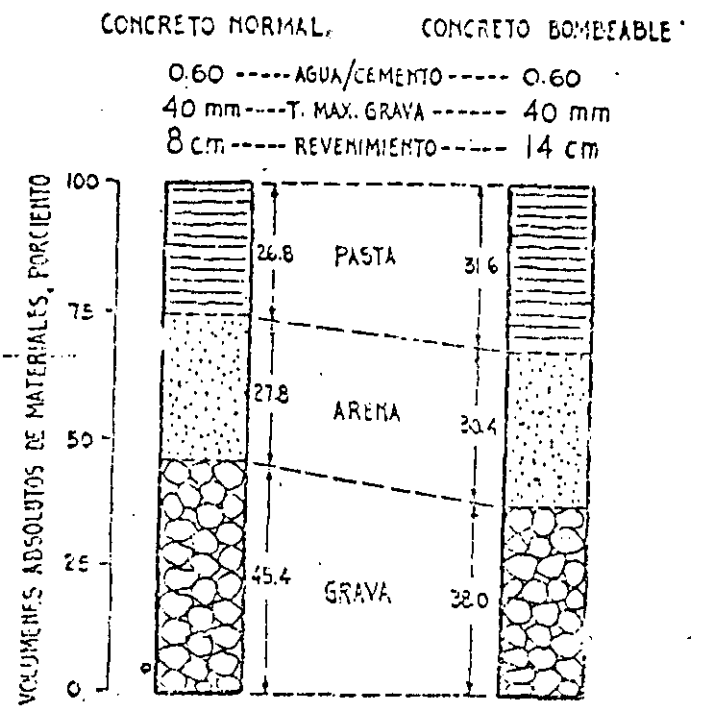


Fig. 15.- Tendencias comunes en los cambios de las proporciones de materiales para concreto bombeable

BIBLIOGRAFIA

1.- ACI-211.1-81 "Práctica para Dosificar Concreto Normal, Concreto Pesado y Concreto Masivo" IMCYC.

2.- ACI Committee 211.2. "Recommended Practice for Selecting Proportions for Structural Lightweight Concrete", Detroit, 1969.

3.- Comite ACI 212 "guía para el empleo de aditivos en el concreto ", IMCYC, 1974

4.- ACI Committee 311, "ACI Manual of Concrete Inspection", Publication SP-2, Detroit, 1975.

5.- U.S. Bureau of Reclamation, "Concrete Manual", Eighth Edition, Washington, 1975.

6.- ASTM Designation C 33, "Standard Specification for Concrete Aggregates", Philadelphia, 1975.

7.- Powers, T.C. "Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste", Journal of American Ceramic Society. Jan., 1958.

8.- Comité ACI 304, "Colocación del concreto por métodos de bombeo", IMCYC, 1974.

9.- A.M. Neville, "Tecnología del concreto" Tomo 3, IMCYC, 1984.

INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO, A.C.

A N E X O S

ALCANCE

1.1. Esta práctica recomendable describe los métodos para seleccionar las proporciones de los concretos elaborados con agregados de peso volumétrico normal y alto (que se distinguen de los agregados de peso ligero y de alta densidad especial) y de trabajabilidad apropiada para la construcción común en el sitio de la obra (que se distingue de las mezclas especiales para la fabricación de productos de concreto).

1.2. Los métodos constituyen una primera aproximación a las proporciones que deben constatarse mediante las mezclas de prueba efectuadas en el laboratorio o en el campo y ajustarse, en la medida que sea necesario, para producir las características deseadas para el concreto.

1.3. Se han utilizado las unidades del sistema métrico en el cuerpo del texto.

1.4. Los métodos de prueba mencionados en el texto se incluyen en el Capítulo 9.

PROCEDIMIENTOS PARA LA DOSIFICACION DE CONCRETO NORMAL

5.1. El procedimiento para la selección de las proporciones de la mezcla incluido en esta sección es aplicable para el concreto de peso normal. Aunque puede utilizarse la misma información básica y procedimientos para obtener el proporcionamiento del concreto pesado, en los Capítulos 7 y 8 se incluye información adicional, así como un ejemplo de cálculo para este tipo de concreto.

5.2. La estimación de los pesos requeridos para las mezclas de concreto comprende una secuencia de pasos lógicos y directos que, en efecto, concuerda con las características de los materiales disponibles para obtener una mezcla apropiada para la obra. Frecuentemente el problema de la adaptabilidad no se le deja al individuo que selecciona las proporciones. Las especificaciones de la obra pueden contener todos o algunos de los siguientes puntos:

5.2.1. Relación agua/cemento máxima
5.2.2. Contenido mínimo de cemento
5.2.3. Contenido de aire
5.2.4. Revenimiento
5.2.5. Tamaño máximo del agregado
5.2.6. Resistencia
5.2.7. Otros requerimientos que se relacionen con temas tales como resistencia de sobrediseño, aditivos y tipos especiales de cemento o agregado.

5.3. Independientemente de que las características del concreto se señalen en las especificaciones o se dejen al individuo que seleccione las proporciones, el establecimiento de los pesos de la mezcla por metro cúbico de

concreto puede obtenerse mediante la siguiente secuencia:

5.3.1. *Paso 1. Elección del revenimiento.* Si el revenimiento no está especificado, se puede elegir un valor apropiado para la obra de acuerdo a la Tabla 5.3.1. Los valores del revenimiento mostrados son aplicables cuando se utiliza la vibración para compactar el concreto. Deben usarse mezclas de consistencia muy rígida, que puedan colocarse eficientemente.

Tabla 5.3.1. Revenimientos recomendables para diversos tipos de construcción

	Revenimiento, cm	
Tipos de construcción	**Máximo***	**Mínimo**
Muros y zapatas de cimentación de concreto reforzado	8	2
Zapatas simples, cajones y muros de la subestructura	8	2
Vigas y muros de concreto reforzado	10	2
Columnas	10	2
Pavimentos y losas	8	2
Concreto masivo	5	2

* Puede aumentar 2 cm cuando se utilicen métodos de compactación diferentes al de vibración.

5.3.2. *Paso 2. Elección del tamaño máximo del agregado.* Los agregados bien graduados de tamaño máximo tienen menos vacíos que los de tamaños menores. De aquí que los concretos con agregado de mayor tamaño requieran menos mortero por unidad de volumen de concreto. Generalmente, el tamaño máximo del agregado debe ser el mayor que se encuentre disponible económicamente y el que resulte compatible con las dimensiones de la estructura. Bajo ninguna circunstancia el tamaño máximo debe exceder de una quinta parte de la menor dimensión entre los lados de las cimbras, de una tercera parte del peralte de las losas, ni de tres cuartas partes del espaciamiento mínimo libre entre las varillas individuales de refuerzo, haces de varilla o cables pretensados. En algunas ocasiones estas limitaciones se descartan si la trabajabilidad y los métodos de compactación son tales que el concreto puede ser colocado sin que se formen cavidades o vacíos. Para lograr los mejores resultados cuando se desea obtener un concreto de alta resistencia, deben reducirse los tamaños máximos de los agregados, ya que éstos producen mayores resistencias con una relación agua/cemento dada.

5.3.3. *Paso 3. Estimación del agua de mezclado y del contenido de aire.* La cantidad de agua por unidad de volumen de concreto requerida

para producir un revenimiento dado depende del tamaño máximo, de la forma de la partícula y de la granulometría de los agregados, así como de la cantidad de aire incluido. La cantidad de cemento no la afecta en mayor grado. En la Tabla 5.3.3. se proporcionan estimaciones con respecto a la cantidad de agua de mezclado requerida para concretos elaborados con varios tamaños máximos de agregado, con y sin aire incluido. Dependiendo de la textura y de la forma del agregado, los requerimientos de agua de mezclado pueden estar un tanto por encima o por debajo de los valores tabulados, pero son suficientemente precisos para una primera estimación. Tales diferencias en los requerimientos de agua no se reflejan necesariamente en la resistencia, ya que existen otros factores compensatorios que

Tabla 5.3.3. Requerimientos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos del agregado*

	Agua en kg/m³ de concreto para los tamaños máximos del agregado indicados							
Revenimiento, cm	10 mm	12.5 mm	20 mm	25 mm	40 mm	50 mm**	70 mm**	150 mm**
	Concreto sin aire incluido							
3 a 5	205	200	185	180	160	155	145	125
8 a 10	225	215	200	195	175	170	160	140
15 a 18	240	230	210	205	185	180	170	—
Cantidad aproximada de aire atrapado en concreto sin aire incluido, por ciento	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
	Concreto con aire incluido							
3 a 5	180	175	165	160	145	140	135	120
8 a 10	200	190	180	175	160	155	150	135
15 a 18	215	205	190	185	170	165	160	—
Promedio recomendable de contenido total de aire, por ciento.	8	7	6	5	4.5	4	3.5	3

* Estas cantidades de agua de mezclado deben utilizarse en los cálculos de los factores de cemento para mezclas de prueba. Son los máximos para agregados gruesos angulares razonablemente bien formados, graduados dentro de los límites de las especificaciones aceptadas.
** Los valores de revenimiento para un concreto que contenga un agregado mayor de 40 mm están basados en pruebas de revenimiento efectuadas después de remover las partículas mayores de 40 mm por medio de cribado húmedo.

pueden estar incluidos. Por ejemplo, con un agregado grueso redondo y uno angular, ambos graduados similarmente y de buena calidad, puede producirse concreto de aproximadamente igual resistencia a la compresión utilizando la misma cantidad de cemento, a pesar de las diferencias en la relación agua/cemento resultante de los distintos requerimientos de agua de mezclado. La forma de la partícula en sí no constituye un indicio de que un agregado esté por encima o por debajo del promedio en su capacidad de producción de resistencia.

La Tabla 5.3.3. indica la cantidad aproximada de aire atrapado que puede esperarse en un concreto sin aire incluido y también muestra los niveles recomendables de contenido de aire promedio para concreto en el que se ha incluido aire para efectos de durabilidad. El concreto con aire incluido debe usarse siempre en estructuras que estarán expuestas a los fenómenos de congelación y deshielo y generalmente en estructuras expuestas al agua de mar o al efecto de sulfatos. Cuando no se prevee una exposición severa del concreto, la inclusión de aire puede acarrear efectos benéficos en la trabajabilidad y en la cohesión del concreto, con niveles de contenido de aire de aproximadamente la mitad de aquéllos indicados para el concreto con aire incluido.

Cuando se usan mezclas de prueba para establecer relaciones de resistencia o para verificar la capacidad de producción de resistencia de una mezcla, debe usarse la combinación menos favorable de agua de mezclado y contenido de aire. Esto es, el contenido de aire deberá ser el máximo permitido o el que probablemente ocurra, y el concreto debe calcularse hasta el revenimiento más alto permisible. Lo anterior evitará que se haga una estimación demasiado optimista de la resistencia, bajo la suposición de que las condiciones promedio más que las extremas serán las que prevalezcan en el campo. Para información sobre las recomendaciones relativas a contenido de aire, ver los reportes de los Comités ACI 201, 301 y 302.

5.3.4. *Paso 4. Elección de la relación agua/cemento.* Los requerimientos de la relación agua/cemento se determinan no sólo por los requerimientos de resistencia sino también por factores tales como la durabilidad y las propiedades del acabado. Ya que los diferentes agregados y cementos generalmente producen resistencias distintas con la misma relación agua/cemento, es altamente recomendable conocer o desarrollar la correspondencia entre la resistencia y la relación agua/cemento para los materiales a usarse. En ausencia de tal información, pueden tomarse los valores aproximados y relativamente conservadores para concreto conteniendo cemento Portland Tipo I que se indican en la Tabla 5.3.4(a). Con materiales típicos, las relaciones agua/cemento tabuladas deben producir las resistencias mostradas, que están basadas en pruebas a los 28 días de muestras curadas bajo condiciones estándar de laboratorio. La resistencia promedio seleccionada debe, desde luego, exceder a la resistencia especificada por un margen sufi-

Tabla 5.3.4.(a). Correspondencia entre la relación agua/cemento y la resistencia a la compresión del concreto

Resistencia a la compresión a los 28 días, kg/cm²*	Relación agua/cemento, por peso	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
450	0.38	—
400	0.43	—
350	0.48	0.40
300	0.55	0.46
250	0.62	0.53
200	0.70	0.61
150	0.80	0.71

* Los valores indican las resistencias promedio estimadas para concreto conteniendo un porcentaje de aire no mayor que el indicado en la Tabla 5.3.3. Para una relación agua/cemento constante, la resistencia del concreto se reduce conforme el contenido de aire aumenta. La resistencia está basada en cilindros de 15 × 30 cm, curados en húmedo por 28 días a 23° ± 1.7°C, de acuerdo con la Sección 9(b) de la Norma ASTM C 31, "Fabricación y Curado de Muestras de Concreto para Pruebas a Flexión y a Compresión en el Campo." La resistencia de cubos será aproximadamente 20% más alta. La correspondencia indicada asume un tamaño máximo del agregado de aproximadamente 20 a 30 mm; para agregados de una procedencia determinada, la resistencia producida para una relación agua/cemento dada aumentará conforme el tamaño máximo del agregado disminuya; ver Secciones 3.4 y 5.3.2.

Tabla 5.3.4.(b). Relaciones agua/cemento máximas permisibles para concreto expuesto a condiciones severas*

Tipo de estructura	Estructura continua o frecuentemente húmeda y expuesta a congelación y deshielo**	Estructura expuesta al agua de mar o a sulfatos
Secciones delgadas (rieles, bordillos, durmientes, obras ornamentales) y secciones con menos de 3 cm de recubrimiento sobre el acero.	0.45	0.40***
Todas las demás estructuras.	0.50	0.45***

* Basada en el reporte del Comité ACI 201, "Durabilidad del concreto en servicio", citado previamente.
** El concreto también debe ser del tipo de aire incluido.
*** Si se utiliza cemento resistente a los sulfatos (Tipo II o Tipo V de la Norma ASTM C 150), la relación agua/cemento permisible podrá aumentarse en 0.05.

ciente, para mantener el número de pruebas de resistencias bajas dentro de los límites especificados.*

* Ver "Práctica recomendada para la evaluación de resultados de ensayes de compresión de concreto en el campo" (ACI-214-65), publicada por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, noviembre de 1968.

Para condiciones de exposición severas, la relación agua/cemento debe mantenerse baja, aun cuando los requerimientos de resistencia puedan cumplirse con un valor mayor. En la Tabla 5.3.4.(b) se proporcionan los valores límite.

5.3.5. *Paso 5. Cálculo del contenido de cemento.* La cantidad de cemento por unidad de volumen de concreto se obtiene de las determinaciones efectuadas en los Pasos 3 y 4. El cemento requerido es igual al contenido estimado de agua de mezclado (Paso 3), dividido entre la relación agua/cemento (Paso 4). Si, no obstante, la especificación incluye por separado un límite mínimo de cemento además de los requerimientos de resistencia y durabilidad, la mezcla debe basarse en aquel criterio que conduzca a la mayor cantidad de cemento.

El uso de puzolanas o de aditivos químicos afectará las propiedades tanto del concreto fresco como del endurecido.*

5.3.6. *Paso 6. Estimación del contenido de agregado grueso.* Los agregados esencialmente similares en granulometría y en tamaño máximo producirán un concreto de trabajabilidad satisfactoria cuando se emplee un volumen determinado de agregado grueso y seco, compactado con varilla, por volumen unitario de concreto. En la Tabla 5.3.6. se proporcionan los

Tabla 5.3.6. Volumen de agregado grueso por volumen unitario de concreto

	Volumen de agregado grueso, seco y compactado con varilla,* por volumen unitario de concreto para diferentes módulos de finura de la arena**			
Tamaño máximo del agregado, mm	2.40	2.60	2.80	3.00
10	0.50	0.48	0.46	0.44
12.5	0.59	0.57	0.55	0.53
20	0.66	0.64	0.62	0.60
25	0.71	0.69	0.67	0.65
40	0.76	0.74	0.72	0.70
50	0.78	0.76	0.74	0.72
70	0.81	0.79	0.77	0.75
150	0.87	0.85	0.83	0.81

* Los volúmenes están basados en agregados secos y compactados con varilla, como se describe en la Norma ASTM C 29, "Peso unitario de los agregados." Estos volúmenes se han seleccionado de relaciones empíricas para producir un concreto con un grado de trabajabilidad apropiado para la construcción reforzada usual. Para obtener un concreto con menos trabajabilidad como el que se utiliza en la construcción de pavimentos de concreto, estos valores se pueden aumentar en un 10%. Para un concreto con más trabajabilidad como el que algunas veces se requiere cuando la colocación se efectúa por bombeo, estos valores se pueden reducir hasta en un 10%.

**El módulo de finura de la arena es igual a la suma de las relaciones (acumulativas) retenidas en tamices de malla con aberturas de 0.149, 0.297, 0.595, 1.19, 2.38 y 4.76 mm.

* Ver NS-7,"Guía para el empleo de aditivos en el concreto" (ACI-212), publicada por el Instituto del Cemento y del Concreto, junio de 1976, páginas 40, 46 y 55.

valores adecuados para este volumen de agregado. Se puede observar que, para obtener una trabajabilidad similar, el volumen de agregado grueso para un volumen unitario de concreto sólo depende de su tamaño máximo y del módulo de finura del agregado fino. Las diferencias en la cantidad de mortero necesaria para obtener la trabajabilidad con agregados distintos, debidas a la forma y granulometría de las partículas, quedan automáticamente compensadas con las diferencias en el contenido de vacíos en el agregado seco y compactado con varilla.

El volumen del agregado, seco y compactado con varilla, por metro cúbico de concreto, se muestra en la Tabla 5.3.6. Este volumen se convierte al peso seco del agregado grueso requerido por metro cúbico de concreto multiplicándolo por el peso volumétrico del agregado grueso, seco y compactado con varilla.

5.3.6.1. Para obtener un concreto más manejable, como el que se requiere en algunas ocasiones cuando se usa una bomba para la colocación o cuando se coloca el concreto en zonas congestionadas con acero de refuerzo, sería recomendable reducir hasta en un 10% el contenido estimado de agregado grueso que se había determinado en la Tabla 5.3.6. Sin embargo, se debe tener cuidado en asegurar que el revenimiento resultante, la relación agua/cemento y las propiedades de resistencia del concreto sean compatibles con las recomendaciones proporcionadas en las Secciones 5.3.1. y 5.3.4. y que satisfagan los requerimientos aplicables de las especificaciones del proyecto.

Tabla 5.3.7.1. Primera estimación del peso del concreto fresco

	Primera estimación del peso del concreto kg/m³*	
Tamaño máximo del agregado, mm	**Concreto sin aire incluido**	**Concreto con aire incluido**
10	2285	2190
12.5	2315	2235
20	2355	2280
25	2375	2315
40	2420	2355
50	2445	2375
70	2465	2400
150	2505	2435

* Valores calculados con la ec. (5-1) para concretos medianamente ricos (330 kg de cemento por m³) y revenimiento medio, con un agregado cuyo peso específico es de 2.7. Los requerimientos de agua están basados en los valores de revenimiento de 8 a 10 cm, de la Tabla 5.3.3. Si se desea, se puede precisar más la estimación del peso, como se indica a continuación, siempre que se posea la información necesaria: por cada 5 kg de diferencia en el agua de mezclado de la Tabla 5.3.3., para valores de 8 a 10 cm de revenimiento, se corregirá el peso por m³ en 8 kg en la dirección opuesta; por cada 20 kg de diferencia en el contenido de cemento de 330 kg, se corregirá el peso por m³ en 3 kg en la misma dirección; por cada 0.1 de desviación de 2.7 en el peso específico del agregado, se corregirá en 70 kg el peso del concreto en la misma dirección.

5.3.7. *Paso 7. Estimación del contenido de agregado fino.* Al concluir el Paso 6, se habrán calculado todos los ingredientes del concreto, a excepción del agregado fino. Su cantidad se determina por medio de las diferencias. Se puede emplear cualquiera de estos dos procedimientos: el método "por peso" (Sección 5.3.7.1.) o el método de "volumen absoluto" (Sección 5.3.7.2.).

5.3.7.1. Si el peso del volumen unitario de concreto se presupone o puede estimarse por experiencia, el peso requerido de agregado fino es simplemente la diferencia entre el peso del concreto fresco y el peso total de los otros ingredientes. Por lo general, en base a experiencias anteriores con los materiales, se conoce el peso unitario del concreto con una precisión razonable. Si no se cuenta con esta información, se puede utilizar la Tabla 5.3.7.1. para hacer una primera estimación. Aunque el peso estimado por metro cúbico de concreto sea aproximado, las proporciones de la mezcla serán lo suficientemente exactas para permitir ajustes fáciles basados en las mezclas de prueba, como se mostrará en los ejemplos siguientes.

Si se desea obtener un cálculo teóricamente exacto del peso del concreto fresco por metro cúbico, se puede utilizar la siguiente fórmula:

$$U_m = 10\,G_a\,(100 - A) + C_m\,(1 - G_a/G_c) - W_m\,(G_a - 1) \qquad (5\text{-}1)$$

En donde:

U_m = peso volumétrico del concreto fresco, kg/m³
G_a = promedio obtenido de los pesos específicos de los agregados finos y gruesos combinados, a granel SSS*
G_c = peso específico del cemento (por lo general 3.15)
A = contenido de aire, por ciento
W_m = requerimiento de agua de mezclado, kg/m³
C_m = requerimiento de cemento, kg/m³

5.3.7.2. Un procedimiento más exacto para calcular la cantidad requerida de agregado fino se basa en el uso de los volúmenes de los ingredientes. En este caso, el volumen total de los ingredientes conocidos —agua, aire, cemento y agregado grueso— se resta del volumen unitario de concreto para obtener el volumen requerido de agregado fino. El volumen que cualquier ingrediente ocupa en el concreto es igual a su peso dividido entre el peso específico de ese material (siendo este último el pro-

* SSS indica que se utilizó la condición saturada y superficialmente seca para considerar el desplazamiento de una parte del agregado. El peso específico del agregado utilizado en los cálculos debe ser compatible con la condición de humedad supuesta en los pesos básicos del agregado por mezcla, es decir, de la masa seca si se establecen los pesos del agregado de acuerdo a la base seca, y del peso específico a granel SSS si los pesos se establecen con agregados saturados y superficialmente secos.

ducto del peso unitario del agua y la densidad del material).

5.3.8. *Paso 8. Ajustes por el contenido de humedad del agregado.* Debe considerarse la humedad de los agregados para pesarlos correctamente. Por lo general, los agregados están húmedos y a su peso en seco habrá que aumentarle el porcentaje de agua que contengan, tanto la absorbida como la superficial. El agua de mezclado que se agrega a la mezcla debe reducirse en una cantidad igual a la de la humedad libre que contiene el agregado, esto es, humedad total menos absorción.

5.3.9. *Paso 9. Ajustes en la mezcla de prueba.* Se deben verificar las proporciones calculadas de la mezcla por medio de mezclas de prueba preparadas y probadas de acuerdo a la Norma ASTM C 192, "Fabricación y curado de muestras de concreto para pruebas a presión y a compresión en el laboratorio", o con mezclas de campo de tamaño completo. Sólo debe utilizarse el agua suficiente para producir el revenimiento requerido sin considerar la cantidad supuesta en las proporciones de prueba. Se debe verificar el peso unitario y el rendimiento del concreto (ASTM C 138) así como el contenido de aire (ASTM C 138, C 173 o C 231). También debe observarse cuidadosamente que el concreto posea la trabajabilidad y las propiedades de acabado adecuadas y que esté libre de segregación. Se deberán hacer los ajustes pertinentes con las proporciones de las mezclas subsecuentes siguiendo el procedimiento indicado a continuación.

5.3.9.1. Se estima de nuevo la cantidad de agua de mezclado necesaria por metro cúbico de concreto, dividiendo el contenido neto de agua de mezclado de la mezcla de prueba entre el rendimiento de la mezcla de prueba en metros cúbicos. Si el revenimiento de la mezcla de prueba no fue el correcto, se aumenta o se disminuye la cantidad reestimada de agua en 2 kg por cada centímetro de aumento o disminución del revenimiento requerido.

5.3.9.2. Si no se obtuvo el contenido deseado de aire (para concreto con aire incluido), se estima nuevamente el contenido de aditivo requerido para el contenido adecuado de aire, y se reduce o aumenta el contenido de agua de mezclado indicado en el Párrafo 5.3.9.1. en 3 kg/m^3 por cada 1% de contenido de aire que deba aumentarse o reducirse de la mezcla de prueba previa.

5.3.9.3. Si la base para la dosificación es el peso estimado por metro cúbico de concreto fresco, la reestimación de ese peso se obtiene reduciéndole o aumentándole el porcentaje determinado por anticipado de aumento o disminución del contenido de aire de la mezcla, ajustado con respecto a la primera mezcla de prueba.

5.3.9.4. Se calculan los nuevos pesos de la mezcla partiendo del Paso 4 (Párrafo 5.3.4.), modificando el volumen de agregado grueso que aparece en la Tabla 5.3.6, si es necesario, para obtener una trabajabilidad adecuada.

EJEMPLOS DE CALCULO PARA CONCRETO NORMAL

6.1. Para ilustrar la aplicación de los procedimientos de dosificación se utilizarán dos problemas como ejemplo. Se supondrán las siguientes condiciones:

6.1.1. Se usará cemento Tipo I, sin inclusor de aire, y se le supondrá un peso específico de 3.15.*

6.1.2. En cada caso, los agregados fino y grueso serán de calidad satisfactoria y tendrán granulometrías que se encuentren dentro de los límites de las especificaciones generalmente aceptadas.**

6.1.3. El agregado grueso tendrá un peso específico de 2.68* y una absorción de 0.5%.

6.1.4. El agregado fino tendrá un peso específico de 2.64*, una absorción de 0.7% y un módulo de finura de 2.8.

6.2. *Ejemplo I.* Se requiere concreto para una parte de una estructura que va a quedar debajo del nivel del terreno en un sitio donde no estará expuesta a intemperismo severo o al ataque de sulfatos. Las consideraciones estructurales requieren que tenga una resistencia a la compresión de 250 kg/cm²*** a los 28 días. Con base en la información de la Tabla 5.3.1, así

* Los valores del peso específico no se utilizan si las proporciones se seleccionan para obtener un peso estimado de concreto por metro cúbico.

** Como se indica en las "Especificaciones para agregados para concreto", (ASTM C 33).

*** Esta no es la resistencia especificada utilizada para diseño estructural, sino una cantidad mayor que se espera obtener como promedio. El método para determinar la cantidad en la que la resistencia promedio debe exceder a la de diseño aparece en la "Práctica recomendable para la evaluación de resultados de ensayes de compresión de concreto en el campo" (ACI-214-65), publicada por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, noviembre de 1968.

como en experiencias previas, se ha determinado que, dadas las condiciones de colocación, el revenimiento deberá ser de 8 a 10 cm y que el agregado grueso disponible, que es de 4.75 mm (No. 4 ASTM) a 40 mm resulta el adecuado. Se ha determinado que el peso del agregado grueso, compactado con varilla y seco, es de 1 600 km/m³. Empleando la secuencia descrita en la Sección 5, las cantidades de los ingredientes por metro cúbico de concreto se calcularán como sigue:

6.2.1. *Paso 1.* Como se indicó anteriormente, el revenimiento deseado es de 8 a 10 cm.

6.2.2. *Paso 2.* También ya se ha mencionado que el agregado de que se dispone en la localidad, graduado de 4.75 mm (No. 4) a 40 mm, es el adecuado.

6.2.3. *Paso 3.* Puesto que la estructura no estará expuesta a intemperismo severo, se utilizará concreto sin aire incluido. La cantidad aproximada de agua de mezclado que se empleará para producir un revenimiento de 8 a 10 cm en un concreto sin aire incluido con agregado de 40 mm es de 175 kg/m³, de acuerdo a la Tabla 5.3.3. El aire atrapado se estima en 1%.

6.2.4. *Paso 4.* De acuerdo a la Tabla 5.3.4.(a), la relación agua/cemento necesaria para producir una resistencia de 250 kg/cm² en un concreto sin aire incluido se estima en aproximadamente 0.62.

6.2.5. *Paso 5.* De acuerdo a la información obtenida en los Pasos 3 y 4, el contenido requerido de cemento será de:

$$\frac{175}{0.62} = 282 \text{ kg/m}^3$$

6.2.6. *Paso 6.* La cantidad de agregado grueso se estima de acuerdo a la Tabla 5.3.6. Para un agregado fino con 2.8 de módulo de finura y un agregado grueso con tamaño máximo de 40 mm, dicha tabla recomienda el uso de 0.72 m³ de agregado grueso, compactado con varilla y seco, por metro cúbico de concreto. Por lo tanto, el peso seco del agregado grueso será de:

$$0.72 \times 1\,600 = 1\,152 \text{ kg}$$

6.2.7. *Paso 7.* Una vez determinadas las cantidades de agua, cemento y agregado grueso, los materiales restantes para completar un metro cúbico de concreto consistirán en arena y el aire que pueda quedar atrapado. La cantidad de arena requerida se puede determinar con base en el peso o en el volumen absoluto, como se muestra a continuación:

6.2.7.1. *Con base en el peso.* De acuerdo a la Tabla 5.3.7.1., el peso de un metro cúbico de concreto sin aire incluido, elaborado con agregado de tamaño máximo de 40 mm, se estima en 2 420 kg. (Para la primera mezcla de prueba, los ajustes exactos de este valor, debidos a las diferencias usuales en el revenimiento, el factor de cemento y el peso específico de los agregados, no son críticos). Los pesos conocidos son los siguientes:

Agua (de mezclado neta)	=	175 kg	
Cemento	=	282 kg	
Agregado grueso	=	1 152 kg	(seco)*
Total	=	1 609 kg	

Por lo tanto, el peso de la arena se estima en:

$$2\,420 - 1\,609 = 811 \text{ kg (seco)*}$$

6.2.7.2. *Con base en el volumen absoluto.* Con las cantidades de cemento, agua y agregado grueso ya determinadas y tomando de la Tabla 5.3.3. el contenido aproximado de aire atrapado (diferente al aire incluido intencionalmente), se puede calcular el contenido de arena como sigue:

Volumen de agua	$= \dfrac{175}{1\,000}$	$= 0.175 \text{ m}^3$
Volumen absoluto de cemento	$= \dfrac{282}{3.15 \times 1\,000}$	$= 0.090 \text{ m}^3$
Volumen absoluto de agregado grueso	$= \dfrac{1\,152}{2.68 \times 1\,000}$	$= 0.430 \text{ m}^3$
Volumen de aire atrapado	$= 0.01 \times 1.0$	$= 0.010 \text{ m}^3$
Volumen absoluto total de los ingredientes, con excepción de la arena		$= 0.705 \text{ m}^3$
Volumen absoluto de arena requerido	$= 1.000 - 0.705$	$= 0.295 \text{ m}^3$
Peso requerido de arena seca	$= 0.295 \times 2.64 \times 1\,000$	$= 779$ kg

6.2.7.3. A continuación se comparan los pesos para la mezcla de un metro cúbico de concreto, calculados según las dos bases:

	Con base en el peso estimado del concreto, kg	Con base en el volumen absoluto de los ingredientes, kg
Agua (de mezclado neta)	175	175
Cemento	282	282
Agregado grueso (seco)	1 152	1 152
Arena (seca)	811	779

* No se toma en cuenta la absorción del agregado porque su magnitud resulta insignificante en relación con otras aproximaciones.

6.2.8. *Paso 8.* Las pruebas indican una humedad total del 2% en el agregado grueso y del 6% en el agregado fino. Si se utilizan las proporciones de la mezcla de prueba basadas en el peso estimado del concreto, los ajustes en los pesos de los agregados son:

Agregado grueso (húmedo)	= 1 152 (1.02)	= 1 175 kg
Agregado fino húmedo	= 811 (1.06)	= 860 kg

El agua de absorción no forma parte del agua de mezclado y debe excluirse del ajuste por adición de agua. De esta manera, la cantidad de agua superficial que aporta el agregado grueso es de 2 – 0.5 = 1.5%; y el agregado fino aporta 6 – 0.7 = 5.3%. Por lo tanto, el requerimiento estimado de agua de adición es:

$$175 - 1\,152\,(0.015) - 811\,(0.053) = 115 \text{ kg}$$

Los pesos estimados de la mezcla para un metro cúbico de concreto son:

Agua (por añadir)	115 kg
Cemento	282 kg
Agregado grueso (húmedo)	1 175 kg
Agregado fino (húmedo)	860 kg
Total	2 432 kg

6.2.9. *Paso 9.* Para las mezclas de prueba de laboratorio, se ha considerado conveniente reducir a escala los pesos para producir 0.02 m^3 de concreto. Aunque la cantidad calculada de agua por añadir fue de 2.30 kg, la cantidad que realmente se utilizó, en un intento por obtener el revenimiento deseado de 8 a 10 cm, fue de 2.70 kg. La mezcla, por consiguiente, consistió en:

Agua (añadida)	2.70 kg
Cemento	5.64 kg
Agregado grueso (húmedo)	23.50 kg
Agregado fino (húmedo)	17.20 kg
Total	49.04 kg

El concreto tiene un revenimiento medido de 5 cm y un peso unitario de 2 390 kg/m^3. Se considera satisfactorio desde el punto de vista de su trabajabilidad y de sus propiedades de acabado. Para obtener el rendimiento adecuado y otras características en mezclas elaboradas posteriormente, se harán los siguientes ajustes:

6.2.9.1. Puesto que el rendimiento de la mezcla de prueba fue de:

$$\frac{49.04}{2\,390} = 0.0205 \text{ m}^3$$

y el contenido de agua de mezclado fue de 2.70 kg (añadida) + 0.34 (en el agregado grueso) + 0.86 (en el agregado fino) = 3.90 kg, la cantidad de agua de mezclado que se necesita para un metro cúbico de concreto con el mismo revenimiento de la mezcla de prueba debe ser:

$$\frac{3.90}{0.0205} = 190 \text{ kg}$$

Como se indicó en el Párrafo 5.3.9.1, esta cantidad debe incrementarse en 8 kg, para elevar el revenimiento medido de 5 cm al deseado de 8 a 10 cm aumentando, por consiguiente, a 198 kg la cantidad total de agua de mezclado.

6.2.9.2. Al aumentar el agua de mezclado se requiere agregar cemento adicional para mantener la relación agua/cemento deseada, de 0.62. El nuevo contenido de cemento es de:

$$\frac{198}{0.62} = 319 \text{ kg/m}^3$$

6.2.9.3. Puesto que se ha encontrado satisfactoria la trabajabilidad, se conservará la cantidad de agregado grueso por volumen unitario de concreto utilizada en la mezcla de prueba. La cantidad de agregado grueso por metro cúbico es de:

$$\frac{23.50}{0.0205} = 1\,146 \text{ kg (húmedo)}$$

que equivale a

$$\frac{1\,146}{1.02} = 1\,124 \text{ kg (seco)}$$

y

$$1\,124 \times 1.005 = 1\,130 \text{ kg (SSS*)}$$

6.2.9.4. La nueva estimación del peso por metro cúbico de concreto es de 2 390 kg. La cantidad de arena requerida es, por lo tanto:

$$2\,390 - (198 + 319 + 1\,130) = 743 \text{ kg (SSS)}$$

o

$$\frac{743}{1.007} = 738 \text{ kg (seca)}$$

Los pesos básicos ajustados de la mezcla por metro cúbico de concreto son:

Agua (de mezclado neta)	198 kg
Cemento	319 kg
Agregado grueso (seco)	1 124 kg
Agregado fino (seco)	738 kg

* Saturado y superficialmente seco.

6.2.10. Los ajustes en las proporciones, determinados con base en el volumen absoluto, siguen un procedimiento semejante al descrito arriba. Se siguen los pasos sin explicaciones detalladas:

6.2.10.1. Las cantidades empleadas en una mezcla nominal de 0.02 m^3 son:

Agua (añadida)	2.70 kg
Cemento	5.64 kg
Agregado grueso (húmedo)	23.50 kg
Agregado fino (húmedo)	16.51 kg
Total	48.35 kg

El revenimiento medido es de 5 cm; el peso unitario, de 2 390 kg/m^3; el rendimiento, $\frac{48.35}{2\,390} = 0.0202$ m^3; la trabajabilidad es satisfactoria.

6.2.10.2. Agua reestimada para un revenimiento igual al de la mezcla de prueba:

$$\frac{2.70+0.34+0.83}{0.0202} = 192 \text{ kg}$$

El agua de mezclado que se requiere para lograr un revenimiento de 8 a 10 cm es:

$$192+8=200 \text{ kg}$$

6.2.10.3. El ajuste del contenido de cemento por el incremento de agua es:

$$\frac{200}{0.62} = 323 \text{ kg}$$

6.2.10.4. Ajuste del agregado grueso requerido:

$$\frac{23.50}{0.0202} = 1\,163 \text{ kg (húmedo)}$$

o

$$\frac{1\,163}{1.02} = 1\,140 \text{ kg (seco)}.$$

6.2.10.5. El volumen de los ingredientes, a excepción del aire, en la mezcla de prueba original fue:

$$\text{Agua} = \frac{3.87}{1\,000} = 0.0039 \text{ m}^3$$

Cemento	$= \frac{5.64}{3.15 \times 1\,000}$	$= 0.0018\ m^3$
Agregado grueso	$= \frac{23.04}{2.68 \times 1\,000}$	$= 0.0086\ m^3$
Agregado fino	$= \frac{15.58}{2.64 \times 1\,000}$	$= 0.0059\ m^3$
Total		$= 0.0202\ m^3$

Puesto que el rendimiento obtenido fue también de 0.0202 m³, no había aire en el concreto que pudiera detectarse dentro de la precisión de la prueba del peso unitario y de las cifras importantes de los cálculos. Una vez que se han establecido las proporciones de todos los ingredientes (a excepción del agregado fino) se puede completar la determinación de las cantidades ajustadas de la mezcla por metro cúbico como sigue:

Volumen de agua	$= \frac{200}{1\,000}$	$= 0.200\ m^3$
Volumen de cemento	$= \frac{323}{3.15 \times 1\,000}$	$= 0.103\ m^3$
Holgura para el volumen de aire	————	$= 0.000\ m^3$
Volumen de agregado grueso	$= \frac{1\,140}{2.68 \times 1\,000}$	$= 0.425\ m^3$
Volumen total, sin incluir el agregado fino		$= 0.728\ m^3$
Volumen requerido de agregado fino	$1.000 - 0.728$	$= 0.272\ m^3$
Peso del agregado fino (seco)	$0.272 \times 2.64 \times 1\,000$	$= 718$ kg

Los pesos básicos ajustados para obtener una mezcla de un metro cúbico de concreto son, por lo tanto:

Agua (de mezclado neta)	200 kg
Cemento	323 kg
Agregado grueso (seco)	1 140 kg
Agregado fino (seco)	718 kg

Estos pesos difieren ligeramente de los proporcionados en el Párrafo 6.2.9.4, de acuerdo al método del peso estimado del concreto. Las pruebas realizadas posteriormente o la experiencia pueden indicar pequeños ajustes adicionales para cualquiera de los dos métodos.

6.3. *Ejemplo 2.* Se requiere concreto para una pila de un puente que estará expuesta a agua dulce en un clima severo. El requerimiento promedio de resistencia a la compresión es de 200 kg/cm² a los 28 días. Las condiciones de colocación permiten un revenimiento de 3 a 5 cm, así como el uso de agregado grande, pero se utilizará el único agregado grueso de calidad satisfactoria y económicamente disponible, el cual posee una graduación de 4.75 mm (malla No. 4) a 25 mm. Se determinó que su peso compactado con varilla y seco, es de 1 520 kg/m³. Se indican otras características en la Sección 6.1.

Los cálculos aparecerán únicamente en forma esquemática. Obsérvese que es posible evitar confusiones si se siguen todos los pasos de la Sección 5, aun cuando parezcan repeticiones de los requerimientos ya especificados.

6.3.1. *Paso 1.* El revenimiento deseado es de 3 a 5 cm.

6.3.2. *Paso 2.* Se usará el agregado disponible en la localidad, el cual posee una graduación de 4.75 a 25 mm.

6.3.3. *Paso 3.* Puesto que la estructura estará expuesta a intemperismo severo, se utilizará concreto con aire incluido. La cantidad aproximada de agua de mezclado que se empleará para producir un revenimiento de 3 a 5 cm en un concreto con aire incluido con agregado de 25 mm es de 160 kg/m³, de acuerdo a la Tabla 5.3.3. El contenido recomendado de aire es del 5%.

6.3.4. *Paso 4.* De acuerdo a la Tabla 5.3.4.(a), la relación agua/cemento necesaria para producir una resistencia de 200 kg/cm² en un concreto con aire incluido se estima en aproximadamente 0.61. Sin embargo, la Tabla 5.3.4.(b) indica que la relación agua/cemento no debe exceder de 0.50 cuando se prevee una exposición a condiciones ambientales severas. Este valor (0.50) regirá y deberá usarse en los cálculos.

6.3.5. *Paso 5.* De acuerdo a la información obtenida en los Pasos 3 y 4, el contenido requerido de cemento será de:

$$\frac{160}{0.50} = 320 \text{ kg/m}^3$$

6.3.6. *Paso 6.* La cantidad de agregado grueso se estima de acuerdo a la Tabla 5.3.6. Para un agregado fino con 2.8 de módulo de finura y un agregado grueso con tamaño máximo de 25 mm, dicha tabla recomienda el uso de 0.67 m³ de agregado grueso, compactado con varilla y seco, por cada metro cúbico de concreto. Por lo tanto, el peso seco del agregado grueso será de:

$$1\,520 \times 0.67 = 1\,018 \text{ kg}$$

6.3.7. *Paso 7.* Una vez determinadas las cantidades de agua, cemento

y agregado grueso, los materiales restantes para completar un metro cúbico de concreto son la arena y el aire.

La cantidad de arena requerida se puede determinar con base en el peso o en el volumen absoluto, como se muestra a continuación:

6.3.7.1. *Con base en el peso.* De acuerdo a la Tabla 5.3.7.1, el peso de un metro cúbico de concreto con aire incluido, elaborado con agregados con tamaño máximo de 25 mm, se estima en 2 315 kg. (Para la primera mezcla de prueba, los ajustes exactos de este valor, debidos a las diferencias usuales en el revenimiento, el factor de cemento y el peso específico de los agregados, no son críticos). Los pesos conocidos son los siguientes:

Agua (de mezclado neta)	160 kg
Cemento	320 kg
Agregado grueso (seco)	1 018 kg
Total	1 498 kg

Por lo tanto, el peso de la arena se estima en:

$$2\,315 - 1\,498 = 817 \text{ kg (seco)}$$

6.3.7.2. *Con base en el volumen absoluto.* Con las cantidades de cemento, agua, aire y agregado grueso ya determinadas, se puede calcular el contenido de arena como sigue:

Volumen de agua	$= \dfrac{160}{1\,000}$	$= 0.160 \text{ m}^3$
Volumen absoluto de cemento	$= \dfrac{320}{3.15 \times 1\,000}$	$= 0.102 \text{ m}^3$
Volumen absoluto de agregado grueso	$= \dfrac{1\,018}{2.68 \times 1\,000}$	$= 0.380 \text{ m}^3$
Volumen de aire	$= 0.05 \times 1.0$	$= 0.050 \text{ m}^3$
Volumen total de los ingredientes, con excepción de la arena		$= 0.692 \text{ m}^3$
Volumen absoluto requerido de arena	$= 1.000 - 0.692$	$= 0.308 \text{ m}^3$
Peso requerido de arena seca	$= 0.308 \times 2.64 \times 1\,000$	$= 813$ kg

6.3.7.3. A continuación se comparan los pesos para la mezcla de un metro cúbico de concreto, calculados según las dos bases:

	Con base en el peso estimado del concreto, kg	Con base en el volumen absoluto de los ingredientes, kg
Agua (de mezclado neto)	160	160
Cemento	320	320
Agregado grueso (seco)	1 018	1 018
Arena (seca)	817	813

6.3.8. *Paso 8.* Las pruebas indican una humedad total del 3% en el agregado grueso, y del 5% en el agregado fino. Si se utilizan las proporciones de la mezcla de prueba basadas en el peso estimado del concreto, los ajustes en los pesos de los agregados son:

Agregado grueso (húmedo) = 1 018 (1.03) = 1 048 kg

Agregado fino (húmedo) = 817 (1.05) = 858 kg

El agua de absorción no forma parte del agua de mezclado y debe excluirse del ajuste por adición de agua. De esta manera, la cantidad de agua superficial que aporta el agregado grueso es de 3 − 0.5 = 2.5%; y el agregado fino aporta 5 − 0.7 = 4.3%. Por lo tanto, el requerimiento estimado de agua de adición es:

160 − 1 018 (0.025) − 817 (0.043) = 100 kg

Los pesos estimados de la mezcla para un metro cúbico de concreto son:

Agua (por añadir)	100 kg
Cemento	320 kg
Agregado grueso (húmedo)	1 048 kg
Agregado fino (húmedo)	858 kg
Total	2 326 kg

6.3.9. *Paso 9.* Para las mezclas de prueba de laboratorio, se reducen a escala los pesos para producir 0.02 m³ de concreto. Aunque la cantidad calculada de agua por añadir fue de 2 kg, la cantidad que realmente se utilizó, en un intento por obtener el revenimiento deseado, de 3 a 5 cm, fue de 1.78 kg. La mezcla, por consiguiente, consistió en:

Agua (añadida)	1.78 kg
Cemento	6.40 kg
Agregado grueso (húmedo)	20.96 kg
Agregado fino (húmedo)	17.16 kg
Total	46.30 kg

El concreto tiene un revenimiento medido de 5 cm, un peso unitario de 2 272 kg/m³ y un contenido de aire de 6.5%. Se considera que está ligeramente excedido en arena, lo que dificulta su colocación. Para obtener

el rendimiento adecuado y otras características en mezclas elaboradas posteriormente, se harán los siguientes ajustes:

6.3.9.1. Puesto que el rendimiento de la mezcla de prueba fue de:

$$\frac{46.3}{2\,272} = 0.02038 \text{ m}^3$$

y el contenido de agua de mezclado fue de 1.78 kg (añadida) + 0.50 (en el agregado grueso) + 0.70 (en el agregado fino) = 2.98 kg, la cantidad de agua de mezclado que se necesita para un metro cúbico de concreto con el mismo revenimiento de la mezcla de prueba debe ser:

$$\frac{2.98}{0.02038} = 146.2 \text{ kg}$$

El revenimiento fue satisfactorio pero, puesto que el contenido de aire se excedió en un 1.5%, se necesitará más agua para obtener el revenimiento adecuado cuando se corrija el contenido de aire. Como se indicó en el Párrafo 5.3.9.2, el agua de mezclado debe aumentarse aproximadamente en 3 kg por cada 1% de contenido de aire, por lo que se tiene $3 \times 1.5\% = 4.5$ kg y, de esta manera, la nueva estimación será de 151 kg/m³.

6.3.9.2. Al disminuir el agua de mezclado se requerirá menos cemento para obtener la relación agua/cemento deseada de 0.5. El nuevo contenido de cemento es de:

$$\frac{151}{0.5} = 302 \text{ kg/m}^3$$

6.3.9.3. Puesto que se encontró que el concreto estaba excedido en arena, la cantidad de agregado grueso por volumen unitario se incrementará en un 10%, a 0.74, para tratar de corregir la situación. La cantidad de agregado grueso por metro cúbico es:

$$1\,520 \times 0.74 = 1\,125 \text{ kg (seco)}$$

o

$$1\,125 \times 1.03 = 1\,159 \text{ kg (húmedo)}$$

y

$$1\,125 \times 1.005 = 1\,131 \text{ kg (SSS*)}$$

6.3.9.4. La nueva estimación del peso del concreto con 1.5% menos de aire es:

$$\frac{2\,272}{1-0.015} = 2\,307 \text{ kg/m}^3$$

* Saturado y superficialmente seco.

Por lo tanto, el peso de la arena es:

$$2\,307 - (151 + 302 + 1\,131) = 723 \text{ kg (SSS)}$$

o

$$\frac{723}{1.007} = 718 \text{ kg (seca)}$$

Los pesos básicos ajustados de la mezcla por metro cúbico de concreto son:

Agua (de mezclado neta)	151 kg
Cemento	302 kg
Agregado grueso (seco)	1 125 kg
Agregado fino (seco)	718 kg

Se deberá reducir la dosificación del aditivo para obtener el contenido deseado de aire.

6.3.10. Los ajustes en las proporciones, determinados con base en el volumen absoluto, siguen el procedimiento descrito en el Párrafo 6.2.10, el cual no se repetirá en este ejemplo.

REFERENCIAS

1. Fuller, William B., y Thompson, Sanford E., "The Laws of Proportioning Concrete," *Transactions*, ASCE, V. 59, Dic. 1907, pp. 67-143.

2. Abrams, Duff A., "Design of Concrete Mixtures," *Bulletin* No. 1, Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago, 1918.

3. Edwards, L. N., "Proportioning the Materials of Mortars and Concretes by Surface Areas of Aggregates," *Proceedings*, ASTM, V. 18, Part 2, 1918, p. 235.

4. Young, R. B., "Some Theoretical Studies on Proportioning Concrete by the Method of Surface Area of Aggregate," *Proceedings*, ASTM, V. 19, Part 2, 1919, p. 444.

5. Talbot, A. N., "A Proposed Method of Estimating the Density and Strength of Concrete and of Proportioning the Materials by Experimental and Analytical Consideration of the Voids in Mortar and Concrete," *Proceedings*, ASTM, V. 21, 1921, p. 940.

6. Weymouth, C. A. G., "A Study of Fine Aggregate in Freshly Mixed Mortars and Concretes," *Proceedings*, ASTM, V. 38, Part 2, 1938, pp. 354-372.

7. Dunagan, W. M., "The Application of Some of the Newer Concepts to the Design of Concrete Mixes," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 36, No. 6, Junio 1940, pp. 649-684.

8. Goldbeck, A. T., y Gray, J. E., "A Method of Proportioning Concrete for Strength, Workability, and Durability," *Bulletin* No. 11, National Crushed Stone Association, Dic. 1942, 30 pp. (Revised 1953 y 1956).

9. Swayze, M. A., and Gruenwald, E., "Concrete Mix Design—Modification of Fineness Modulus Method," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 43, No. 7, Mar. 1947, pp. 829-844.

10. Discussion of "Concrete Mix Design—A Modification of the Fineness Modulus Method" por Stanton Walker y Fred F. Bartel, ACI JOURNAL, *Proceedings*, V. 43, Part 2, Dic. 1947, pp. 844-1—844-17.

11. Henrie, James O., "Properties of Nuclear Shielding Concrete," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 56, No. 1, Jul. 1959, pp. 37-46.

12. Mather, Katharine, "High Strength, High Density Concrete," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 62, No. 8, Ag. 1965, pp. 951-960.

13. Clendenning, T. G.; Kellam, B.; y MacInnis, C., "Hydrogen Evolution from Ferrophosphorous Aggregate in Portland Cement Concrete," ACI JOURNAL, Proceedings V. 65, No. 12, Dic. 1968, pp. 1021-1028.

14. Propovics, Sandor, "Estimating Proportions for Structural Concrete Mixtures," ACI JOURNAL, *Proceedings*, V. 65, No. 2, Feb. 1968, pp. 143-150.

15. "Tentative Specification for Aggregates for Radiation-Shielding Concrete," (ASTM C 637), American Society for Testing and Materials, Pihladelphia.

16. Davis, H.S., "Aggregates for Radiation Shielding Concrete," *Materials Research and Standards*, V. 7, No. 11, Nov. 1967, pp. 494-501.

17. *Concrete for Nuclear Reactors*, SP-34, American Concrete Institute, Detroit, 1972, 1736 pp.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992

FABRICACION Y TRANSPORTE DEL CONCRETO

ING. LUIS AMANDO GARCIA CHOWEL

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

III.- FABRICACION Y TRANSPORTE DEL CONCRETO

FABRICACION EN OBRA:

Los antecedentes del concreto hecho en obra pueden referirse hasta épocas muy antiguas, como la de los egipcios, griegos y romanos los cuales construyeron todas sus obras con argamasas elaboradas en el lugar de construcción. La razón primordial de que ocurriera lo anterior, es que todos los materiales constituyentes de estas argamasas eran transportados a la obra y conforme iban avanzando iban elaborando este material de unión.

A pesar de que el cemento fue creado varios siglos después, y el cual constituye el principal material para la elaboración del concreto, las construcciones no tuvieron un gran cambio en el proceso de fabricación del que se venía haciendo desde la antiguedad.

Esta dificultad que presenta la ahora llamada industria de la construcción está dada por todas aquellas operaciones casi artesanales que deben ser llevadas a cabo para construir una obra. Sin embargo, no debemos negar los grandes avances que se han tenido, desde los mismos procedimientos de construcción, de donde han surgido todos aquellos grandes equipos que ahora vemos en casi cada una de las obras, hasta los mismos materiales de construcción que de una u otra manera se han tratado de industrializar en su producción.

La industrialización que se hace de un producto trata de dar al consumidor ciertas ventajas que de otra manera no pueden ser obtenidas por métodos convencionales o artesanales. Estas ventajas pueden ser la rapidez -

de ejecución de la obra, la calidad de los materiales producidos industrialmente que darán a la obra terminada una calidad superior en conjunto, y la cantidad de producción de materiales que permiten la construcción de más obras y por otro lado permiten abatir costos de producción, por mencionar solo algunas ventajas.

Esta industrialización la podemos visualizar y comprender a traves del análisis de productos manufacturados dentro de la industria de la construcción como son el cemento y el acero. El concreto, por otro lado, no ha sido la excepción, de ahí que haya surgido toda una industria que es la del concreto premezclado, tratando de dar todas estas características o ventajas que ya se mencionaron al tratar de producirlo en una forma industrializada.

Sin embargo, el concreto tiene ciertas características muy particulares que lo diferencían de otros materiales de construcción, que pueden ser evaluados en base a sus características principales, previamente al uso que se le vaya a dar en la obra.

Por otro lado, el desarrollo de la industria de la construcción está determinado por la misma industrialización del país; es por esto que ciertos procedimientos o materiales de construcción no se emplean en nuestro país y en otros su uso es ya común. Es por esta razón que aún en la mayoría de las obras de nuestro país se proceda a elaborar el concreto en el sitio mismo de la construcción.

El concepto anterior no es del todo objetable, siempre y cuando se produzca el concreto con los procedimientos y equipos adecuados para satisfacer las necesidades de calidad de la obra.

No es la intención de esta parte del curso la de identificar aquellos errores que comunmente se cometen en las obras en las que se produce el concreto en el sitio, ni la de comparar los costos de producción, sino más bien la de crear una conciencia en todos aquellos que están involucrados en la producción de concreto en la obra bajo ciertos parámetros de calidad indispensables para las obras que ejecutamos en la actualidad.

Como una guía para fabricación y control de concreto en obra se adopta la publicación No. 299 del Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, en donde los Ingenieros Víctor Manuel Mena Ferrer y Santiago Loera Pizarro exponen y tomamos como temas para este curso, la calidad del concreto, en donde se revisan los conceptos estadísticos que se aplican para definir la calidad del mismo, con objeto de que el constructor interprete debidamente los requisitos del proyectista; las causas frecuentes de variación en la calidad del concreto; los medios para manejar los materiales y producir concreto en las obras; así como las normas y métodos de prueba para verificar adecuadamente la calidad de los materiales y del concreto producido.

FyT 004

INSTITUTO DE INGENIERIA

GUIA PARA FABRICACION Y CONTROL DE CONCRETO EN OBRAS PEQUEÑAS

VICTOR MANUEL MENA F
SANTIAGO LOERA P

PATROCINADO POR
CAMARA NACIONAL DE LA
INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

MARZO 1972 299

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FyT 005

GUIA PARA FABRICACION Y CONTROL DE CONCRETO EN OBRAS PEQUEÑAS

VICTOR MANUEL MENA F
SANTIAGO LOERA P *

* PROFESORES INVESTIGADORES, FACULTAD DE INGENIERIA
UNAM

ABSTRACT

Statistical concepts used for defining the quality of concrete are reviewed, with the purpose of providing the builder with a clear understanding of the designer's requirements. Main causes of concrete quality variations are examined and several means to improve uniformity are described. A simple procedure to determine concrete proportions and recommended practices to make concrete in small jobs, are given. Scope and purpose of tests to verify concrete strength are discussed; a sampling plan for small jobs, based on statistical concepts, is presented. A summary of various materials and concrete specifications and methods of test is included.

RESUMEN

Se revisan los conceptos estadísticos que se aplican para definir la calidad del concreto, con objeto de que el constructor interprete debidamente los requisitos del proyectista. Se examinan las principales causas que producen variaciones en la calidad del concreto durante su elaboración y las medidas que pueden ponerse en práctica para hacerlo más uniforme. Se presenta un procedimiento sencillo para diseñar mezclas de concreto, por medio de tablas, con aproximación adecuada a las necesidades de las obras pequeñas. Se dan recomendaciones para manejar los materiales y producir el concreto en esas obras. Se discuten el alcance y finalidad de los ensayes para verificar la calidad del concreto, incluyéndose un plan reducido de muestreo con base en conceptos estadísticos. Se presentan resúmenes de normas de calidad y métodos de prueba para los materiales y el concreto.

1. CALIDAD DEL CONCRETO

1.1 Aspectos generales

Cuando se requiere usar concreto, la calidad que se especifica es independiente de las dimensiones de la obra, pues depende fundamentalmente de las características de la estructura que se construye y de las condiciones de exposición y servicio en que debe cumplir su cometido. Esto significa que no existe justificación técnica para dedicar menos cuidados a la fabricación del concreto en las obras menores, como suele ocurrir, por el solo hecho de tratarse de volúmenes de menor cuantía.

Para establecer la calidad de un material que, como el concreto, es el resultado de la combinación de varios otros cuya propia calidad varía, es necesario considerar una gradación de valores que a su vez puede referirse a un valor o nivel característico, cuya expresión más común es el promedio. Por ello, cuando se menciona el nivel de calidad de un cierto volumen de concreto, indebidamente se hace referencia única a su valor promedio, que para un producto sujeto a fluctuaciones aleatorias debe hallarse situado a la mitad del intervalo de variación, aproximadamente.

Un medio más aproximado para establecer el nivel de calidad del conjunto de concreto con el que se construye una estructura o una obra, consiste en definir su valor promedio y su intervalo de variación. En la fig 1.1 se comparan esquemáticamente diversos conjuntos de valores con diferentes promedios e intervalos de variación, donde cada uno podría tomarse como ejemplo del grupo de resultados obtenidos al comprobar la calidad del concreto empleado para construir diferentes obras o estructuras, bajo circunstancias distintas. Se observa que, si existe un límite para señalar la calidad inferior, la forma indicada de superarlo es con un promedio adecuado y un intervalo reducido (categoría A); de lo contrario, pueden resultar objetables diversas porciones de los conjuntos (categorías B, C y D).

Considerando el tema bajo otro aspecto, es notoria la necesidad de establecer la característica o propiedad del concreto a que se hace referencia cuando se menciona su calidad. Para estar acordes con el motivo por el que se construye una estructura o una obra, debe entenderse que al juzgar la calidad, se enjuicia la característica o propiedad cuyo valor influye más en el cumplimiento de la función básica de la misma. Sea, por ejemplo, la impermeabilidad en el caso de un tanque, la resistencia mecánica en el de un puente o la resistencia a la erosión en el de un vertedor.

Para facilidad de quien construye y de quien supervisa, muchas de las características y propiedades del concreto pueden relacionarse con pruebas índices de calidad, siendo la más usual la que determina su resistencia a compresión simple y, con menos frecuencia, a tensión por flexión (caso de pavimentos de concreto hidráulico).

Frecuentemente, y en desacuerdo con el proceso como se llega a la obtención del producto, la calidad del concreto se especifica en función de un valor único, llámese resistencia de proyecto a compresión (f'_c)

o módulo de rotura por flexión (M_R). En no pocas ocasiones el constructor ha confundido este valor con el promedio que el proyectista supuso al efectuar el diseño estructural.

M_R y f'_c nunca corresponden al valor promedio que se requiere obtener al producir el concreto; tampoco conviene referirlos al límite inferior del intervalo de variación, como es el propósito de quienes, antieconómicamente, establecen especificaciones demasiado rígidas sobre la base de resistencia mínima absoluta. En la práctica más sensata, a la que se tiende normalmente, el valor de la llamada resistencia de proyecto debe ubicarse entre el valor promedio y el límite inferior del intervalo de variación, en una posición tal que, procurando evitar los valores objetables, se limite también la porción del conjunto cuya calidad resulte más baja que la definida por ella. Esto significa que, una vez determinado el valor de la resistencia de proyecto, existen dos medios teóricos posibles para mantener dicha porción dentro de límites convenientes: 1) reduciendo el intervalo de variación; 2) subiendo la posición del valor promedio, lo cual se muestra esquemáticamente en la fig 1.2.

Reducir el intervalo de variación significa hacer más uniforme la calidad del concreto. Para elevar la posición del promedio normalmente se requiere incrementar el contenido unitario de cemento (y/o reducir el de agua). Aunque ambas medidas tienen como propósito mejorar la calidad del concreto, la reducción del intervalo es más técnica y digna de intentarse, si bien con frecuencia requiere complementarse con la segunda.

Es en este aspecto donde suele presentarse lo que distingue el modo de operar en obras mayores y menores. En las primeras, debido a que el volumen de concreto por producir lo justifica, se controla la calidad de los ingredientes (cemento, agua, agregados, aditivos), se dispone de equipos precisos para dosificarlos y se comprueba frecuentemente la calidad

del producto para hacer los ajustes que procedan, todo lo cual tiende a mejorar la uniformidad del concreto, es decir, conduce a reducir su intervalo de variación. Por lo contrario, conforme la obra y el volumen de concreto son menores, tiende a disminuir la atención prestada a las medidas de control y se dispone de equipos cada vez menos precisos, con lo que se deben esperar resultados opuestos en cuanto a la uniformidad del concreto producido.

De acuerdo con dicha situación, a medida que la obra sea menor deberá aumentar el valor de la resistencia promedio que se requerirá obtener para producir concreto de una cierta calidad (definida por su resistencia de proyecto). Como la magnitud de la resistencia promedio requerida es el dato que debe considerarse para diseñar la mezcla, esta situación frecuentemente se traduce en la necesidad de incrementar el contenido de cemento en estas obras. En la fig 1.3 se muestra gráficamente lo indicado, para conservar constante la proporción de resultados menores que la resistencia de proyecto. Proporción que, junto con el promedio y el intervalo de variación, son los tres datos necesarios para definir completamente el nivel de calidad de un conjunto de concreto. De estos, el intervalo de variación es una característica propia de cada obra, pues depende de los medios de que en ella se dispone para reproducir consecutivamente, con la mayor fidelidad posible, la mezcla diseñada.

Los otros datos, proporción de resultados menores que f'_c y promedio que se requiere obtener para que no ocurra porción de calidad objetable, deben ser aportados por el proyectista de la estructura y el responsable de diseñar la mezcla, respectivamente. El procedimiento normal es como sigue:

a) El proyectista de la estructura la dimensiona de acuerdo con hipótesis de cálculo que presuponen una cierta resistencia y un cierto compor

tamiento del concreto sometido a esfuerzos. De acuerdo con ello, considera un factor de seguridad que debe depender de las condiciones de operación de la estructura y para cuyo cumplimiento se requiere limitar la posibilidad de que se produzcan resistencias demasiado bajas en el concreto con que se construya. Esto lo obliga a definir la máxima proporción de resultados de resistencia que pueden permitirse por debajo del valor de la resistencia de proyecto, o bien, a establecer un valor de resistencia mínima permisible.

b) El encargado de estudiar las proporciones en que deben combinarse los materiales para producir la mezcla de concreto especificada por el proyectista, necesita definir primero el promedio que se requiere obtener, de modo que el límite inferior del intervalo de variación probable resulte lo más cercano posible al valor de la resistencia mínima permisible, para que al elaborar el concreto no se produzca una porción de baja calidad objetable. Para ello, necesita conocer el intervalo de variación probable, pero como esta es una característica propia de la obra, frecuentemente requiere suponerlo antes de iniciar la construcción, según los materiales, personal, equipos y procedimientos de que disponga el constructor. Una vez estimada la resistencia promedio requerida (f_{cr}), debe hacer las consideraciones pertinentes para diseñar una mezcla de concreto que la obtenga, al cabo de 28 días, en condiciones normales de prueba.

c) El constructor elabora revolturas de concreto que en teoría son réplica de la mezcla diseñada. La aproximación con que se obtenga la resistencia prevista debe depender de lo justo del proporcionamiento recomendado, de los medios de que se disponga para controlarlo y reproducirlo, y de algunas condiciones propias de la obra, como la temperatura ambiente. Si todas las variaciones son producto de causas fortuitas, puede esperarse que resultados sucesivos sean alternativamente mayores y menores que el promedio, de modo que resulten distribuidos con cierta simetría, quedando este

ubicado al centro del intervalo de variación, aproximadamente. Una vez conocidos el promedio y el intervalo, y siendo simétrica la distribución de resultados, puede procederse a efectuar los ajustes necesarios al proporcionamiento, para apegarse a las condiciones reales que prevalezcan en la obra. Si los resultados no guardan simetría respecto al promedio, debe localizarse la causa (en este caso no fortuita) antes de intentar cualquier ajuste.

1.2 Consideraciones estadísticas

Al representarse gráficamente las frecuencias con que ocurren los resultados de resistencia de un cierto volumen de concreto muestreado, si el conjunto de valores es suficientemente numeroso y las variaciones obedecen a causas fortuitas, debe obtenerse un diagrama de barras como el indicado en la fig 1.4, cuya ley de variación es asimilable a la de la curva sobrepuesta, que representa la llamada distribución normal de frecuencias.

Como el área bajo esta curva representa el total de resultados que integran el conjunto de valores observados, la forma que adopta es indicativa de la dispersión del conjunto. Una curva que se estrecha pronunciadamente en el sentido de su eje de simetría corresponde a un conjunto de baja dispersión, puesto que es mayor la proporción de resultados que se hallan próximos al promedio, y viceversa.

Cuando se pretende abarcar todos los casos posibles (el universo de valores) hay que considerar las ramas de la curva como asíntotas al eje de las magnitudes, es decir, no se puede acotar un intervalo de variación. Para el caso del concreto, sí es posible definir un intervalo de variación, comprendido entre las resistencias mínima y máxima que son factibles de obtenerse. La amplitud de este intervalo acostumbra expresarse en función de la desviación estándar, que es el radio de giro del área bajo la curva respecto al eje de simetría, y cuya expresión es:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma (x_i - \bar{X})^2}{n}}$$

siendo:

$\bar{X}$ valor del promedio de todas las resistencias

x_i valores individuales de resistencia ($i = 1,2 \ldots n$)

n número de valores que integran el conjunto

Por características propias de la ley de variación definida por la curva de distribución normal, resulta que dentro de un intervalo igual a $\bar{X} \pm \sigma$ se encuentra comprendido el 68.3 por ciento de los valores, dentro de $\bar{X} \pm 2\sigma$ el 95.4 por ciento y dentro de $\bar{X} \pm 3\sigma$ el 99.7 por ciento, aproximadamente. Para fines prácticos, suele considerarse que en este último intervalo resulta comprendida la totalidad de los valores razonablemente posibles, dada la baja probabilidad (0.1 por ciento) de que ocurran eventos fuera de él, en uno u otro sentido. De tal forma, para definir el valor mínimo probable que puede esperarse en determinadas condiciones de dispersión, habrá que restar la cantidad 3σ al valor promedio. En ocasiones, a fin de formular especificaciones de resistencia para el concreto, se es menos rígido al establecer el valor de resistencia mínima probable, ubicándolo a una distancia igual a 2σ por debajo del promedio, debiendo entenderse que así aumenta a 2.3 por ciento la probabilidad de que ocurran eventos de magnitud inferior a ese mínimo probable.

Aun cuando la desviación estándar (σ) es suficiente para dar medida de la dispersión de un conjunto de valores con distribución normal, a fin de comparar distintos conjuntos situados aproximadamente en el mismo nivel en la escala de magnitudes, se hace uso del concepto de coeficiente de variación, cuya expresión es la siguiente:

$$V = \frac{\sigma}{\bar{X}} \times 100$$

Según esta, el coeficiente de variación es directamente proporcional a la desviación estándar e inversamente al valor promedio, es decir, para conjuntos con igual dispersión el coeficiente de variación aumenta al disminuir el promedio, y para igual promedio, aumenta al incrementarse la dispersión. Por esta razón, más bien es de utilidad para comparar la dispersión de concretos proyectados para el mismo nivel de calidad, hechos en diferentes obras. Conforme a una práctica común en el medio local (ref 1.1), la dispersión de las resistencias del concreto se expresa en función del coeficiente de variación y este se califica (ref 1.2) como se indica en la tabla 1.1. A juzgar por esta escala, los coeficientes de variación medios aproximados para las condiciones locales que tal vez son más frecuentes, son así:

Obras mayores, $V \doteq 15$ por ciento

Obras menores, $V \doteq 25$ por ciento

1.3 Aplicación de conceptos estadísticos

Conforme lo señalado en el inciso a) de 1.1, el proyectista de las estructuras debe definir, además de la resistencia de proyecto del concreto, la proporción máxima de resultados de resistencia que es permisible sean inferiores a la de proyecto, o bien el valor de la resistencia mínima que puede permitirse sin poner en peligro la estabilidad o durabilidad de las propias estructuras.

En este aspecto es frecuente la adopción de los criterios de diseño recomendados por el ACI*, que en la actualidad pueden resumirse así:

a) El Comité ACI-214 (ref 1.2) previene la distinción de dos clases de concreto. Clase 1, para concreto estructural diseñado por esfuer

---

* American Concrete Institute

zos de ruptura (diseño plástico) con una resistencia promedio requerida (f_{cr}) seleccionada para que solo uno de cada diez resultados pueda ser menor que la resistencia de proyecto, es decir, limitando a un máximo de 10 por ciento los valores inferiores a f'_c. Clase 2, para concreto estructural diseñado por esfuerzos de trabajo (diseño elástico), en que se aumenta a 20 por ciento la proporción permisible de valores inferiores a f'_c.

b) El Comité ACI-318 (ref 1.3) establece un criterio único para juzgar todo concreto estructural. Considera que el nivel de resistencia del concreto es satisfactorio si ningún resultado individual es inferior al valor de f'_c disminuido en 35 kg/cm^2, esto es, define una resistencia mínima permisible igual a f'_c - 35 kg/cm^2, que es independiente del nivel de la resistencia de proyecto.

El criterio del Comité 214 presupone calificar la dispersión del concreto en términos principalmente del coeficiente de variación, en tanto que el Comité 318 lo hace conforme a la desviación estándar. Considerando que todavía existe mayor costumbre de juzgar la dispersión del concreto según el coeficiente de variación, y definir el nivel de calidad en función de la máxima proporción de resistencias que se permite sean menores que f'_c, en la fig 1.5 se adaptan los dos criterios a la misma forma de juicio a fin de compararlos sobre la misma base, en un caso determinado. Se observa que, con igual coeficiente de variación, es mayor la resistencia promedio que se necesita para cumplir con los requisitos del Comité 318.

En la tabla 1.2 se resumen los valores de la resistencia promedio requerida (f_{cr}), para diferentes resistencias de proyecto (f'_c) y coeficientes de variación (V), aplicando los criterios de los Comités 214 y 318. Estos valores son los que deben considerarse como promedios por ob

tener, al diseñar las mezclas de concreto, tomando en cuenta, por una parte, las consideraciones de cálculo hechas por el proyectista de las estructuras y, por la otra, la dispersión que es probable obtener al fabricar el concreto, según los materiales, personal, equipos y procedimientos de que disponga y haga uso el constructor de la obra. Conviene observar lo elevado que resultan las resistencias necesarias para cumplir con la calidad requerida cuando las dispersiones son mayores, según ocurre en obras mal controladas, con equipos y procedimientos inadecuados.

1.4 Referencias

1.1 "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Departamento del Distrito Federal (1966)

1.2 "Recommended Practice for Evaluation of Compression Tests Results of Field Concrete", American Concrete Institute, Committee 214 (1965)

1.3 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", Journal American Concrete Institute, Committee 318 (feb 1970)

TABLA 1.1 COEFICIENTE DE VARIACION Y GRADO DE UNIFORMIDAD QUE PUEDE ESPERARSE EN EL CONCRETO, BAJO DIFERENTES CONDICIONES DE PRODUCCION

Coeficiente de variación de las resistencias, en porcentaje	Calificación del grado de uniformidad del concreto	Condiciones frecuentes en que se obtiene, para concreto hecho en obra
0–5	Excelente	Condiciones de laboratorio
5–10	Muy bueno	Preciso control de los materiales y dosificaciones por peso
10–15	Bueno	Buen control de los materiales y dosificaciones por peso
15–20	Mediano	Algún control de los materiales y dosificaciones por peso
20–25	Malo	Algún control de los materiales y dosificaciones por volumen
> 25	Muy malo	Ningún control de los materiales y dosificaciones por volumen

TABLA 1.2 RESISTENCIAS PROMEDIO REQUERIDAS PARA CUMPLIR CON EL NIVEL DE CALIDAD RECOMENDADO POR LOS COMITES ACI-214 Y 318, PARA CONCRETOS DE VARIAS RESISTENCIAS DE PROYECTO, HECHOS EN DIVERSAS CONDICIONES DE UNIFORMIDAD

Resistencia de proyecto, f'_c, en kg/cm^2	Coeficientes de variación, V, en porcentaje														
	5			10			15			20			25		
	Resistencias promedio requeridas, en kg/cm^2, según Comités ACI-214 y 318														
	ACI-318	ACI-214 Clase 1	ACI-214 Clase 2	ACI-318	ACI-214 Clase 1	ACI-214 Clase 2	ACI-318	ACI-214 Clase 1	ACI-214 Clase 2	ACI-318	ACI-214 Clase 1	ACI-214 Clase 2	ACI-318	ACI-214 Clase 1	ACI-214 Clase 2
150	161	161	156	173	173	164	188	186	171	215	201	180	274	221	191
200	214	214	208	231	230	218	253	248	228	308	268	240	394	294	254
250	268	267	261	289	287	273	329	310	286	401	336	301	512	368	317
300	321	320	313	347	344	328	406	371	344	495	404	361	632	442	380
350	375	374	365	410	401	382	483	433	401	590	471	421	750	515	443
400	429	427	418	475	459	437	560	495	458	682	538	481	873	589	507

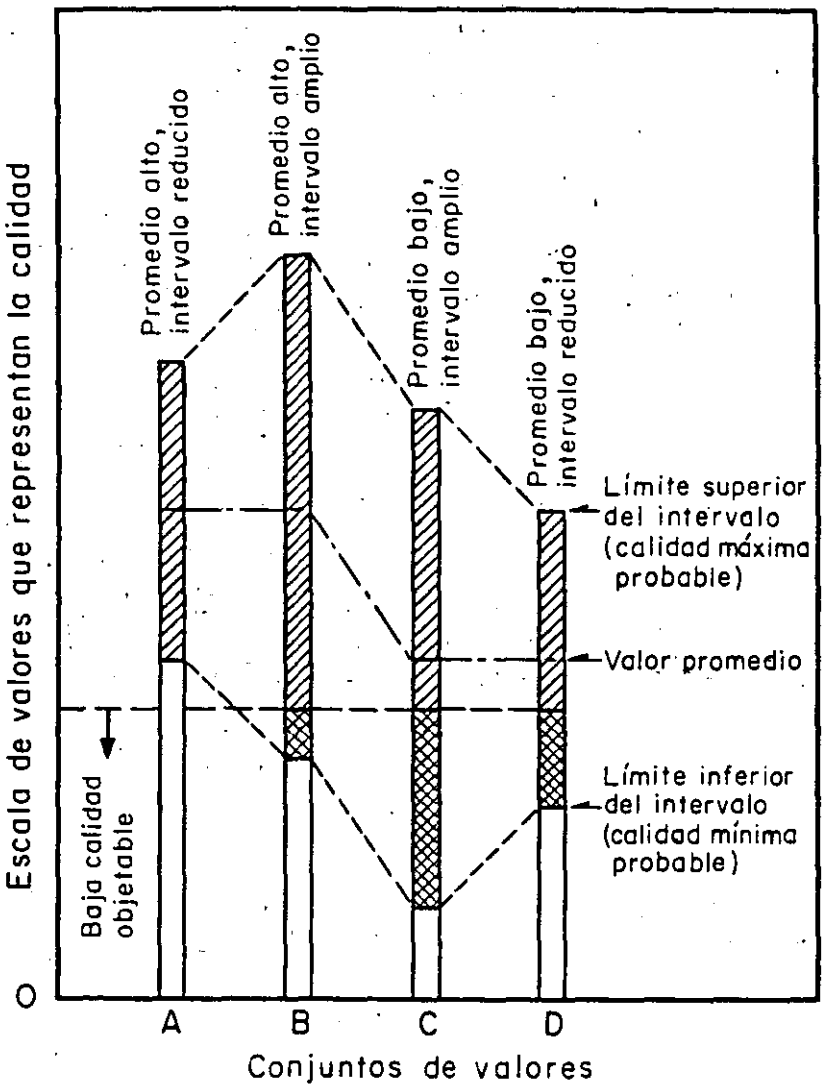


Fig 1.1. La categoría de un conjunto de valores puede ser definida por su promedio e intervalo de variación

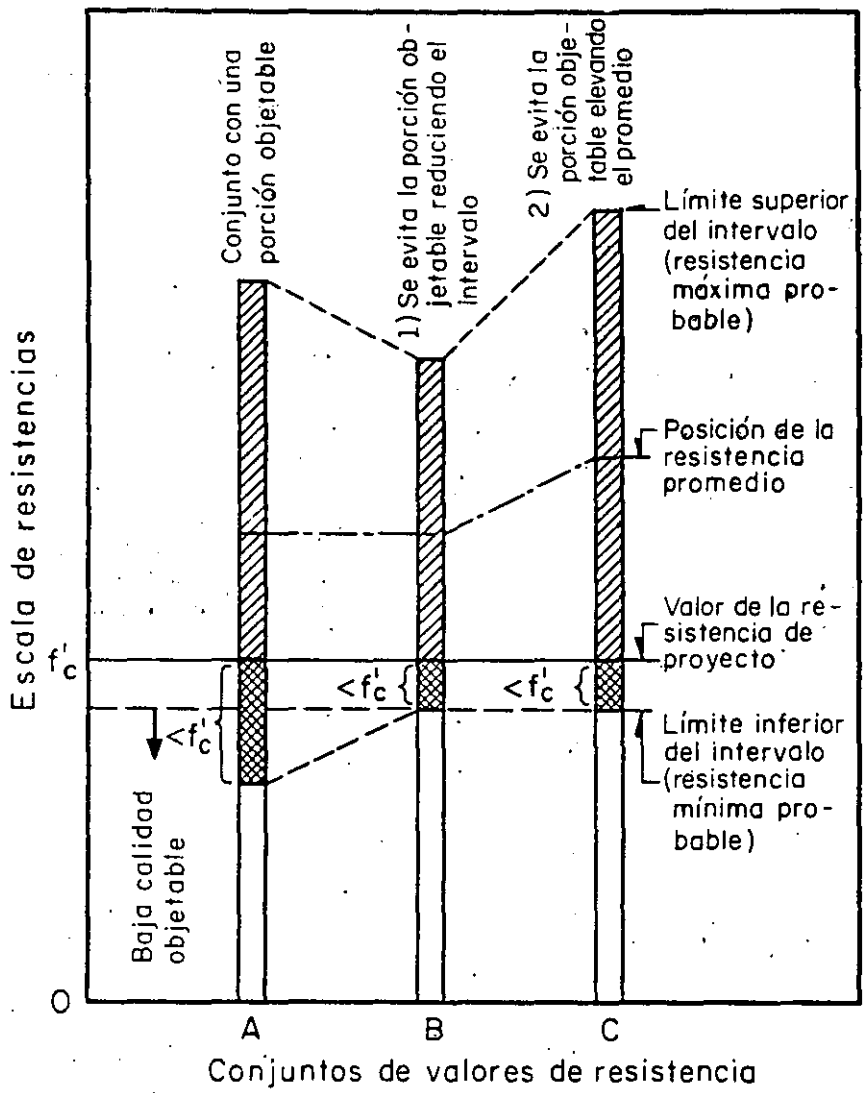


Fig 1.2. Hay dos medios disponibles para evitar que ocurra baja calidad objetable al producir concreto

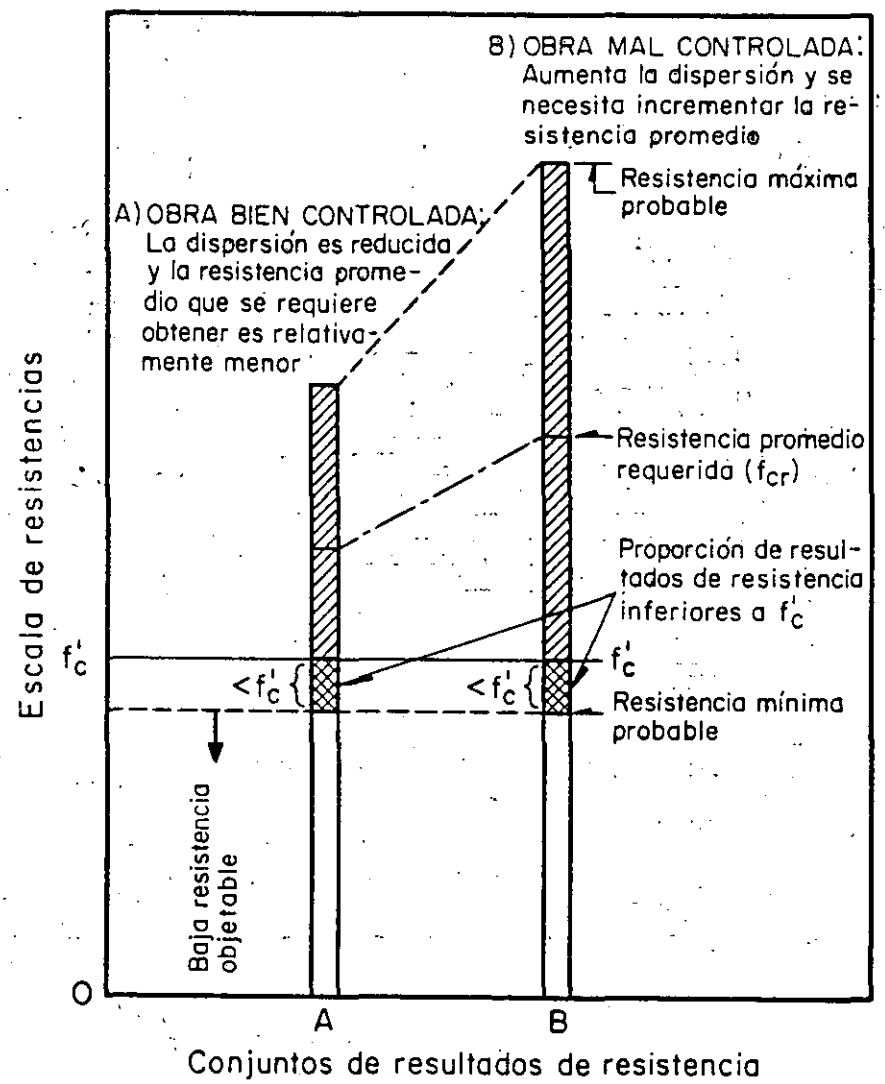


Fig. 1.3. Para conservar el mismo nivel de calidad en el concreto, es necesario incrementar la resistencia promedio en obras donde la dispersión de los resultados es mayor

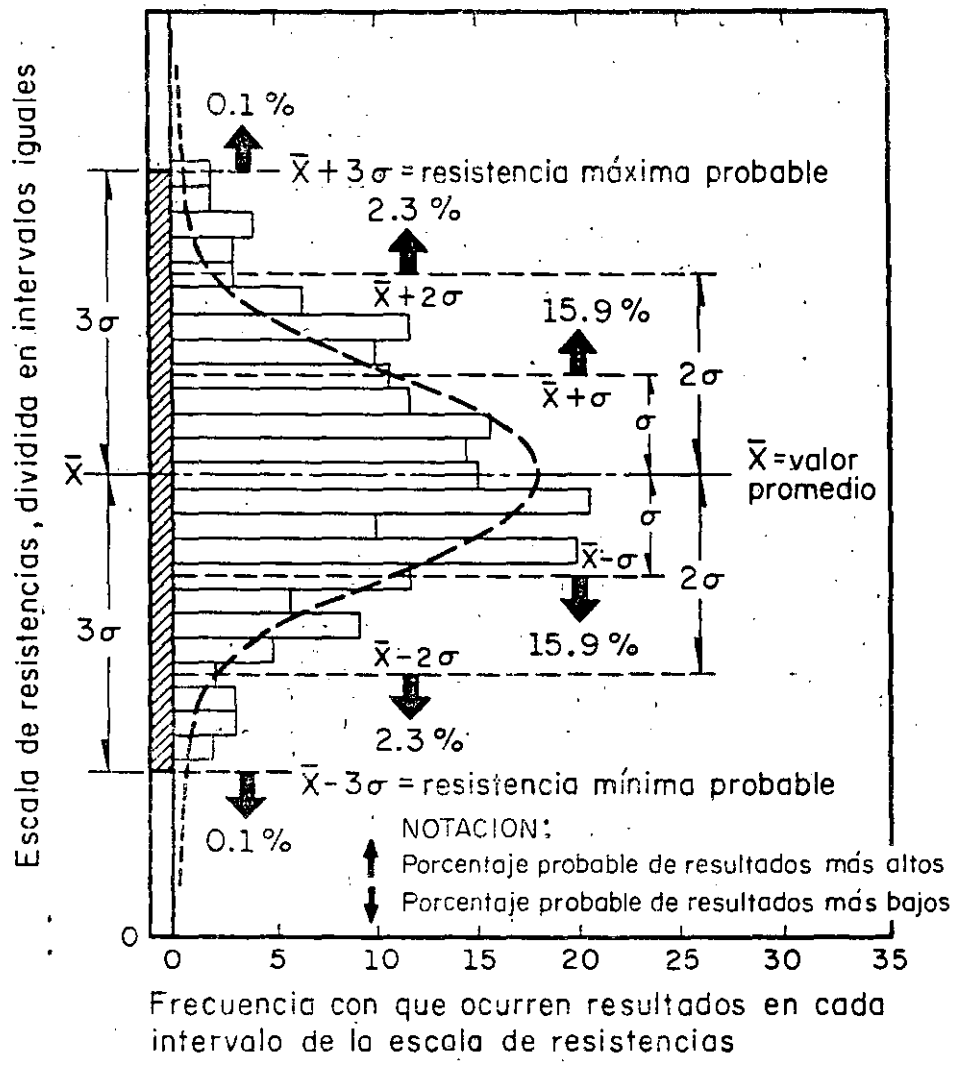


Fig 1.4. Distribución de frecuencias de resultados de resistencia en un conjunto numeroso, cuando sus variaciones son atribuibles a causas fortuitas

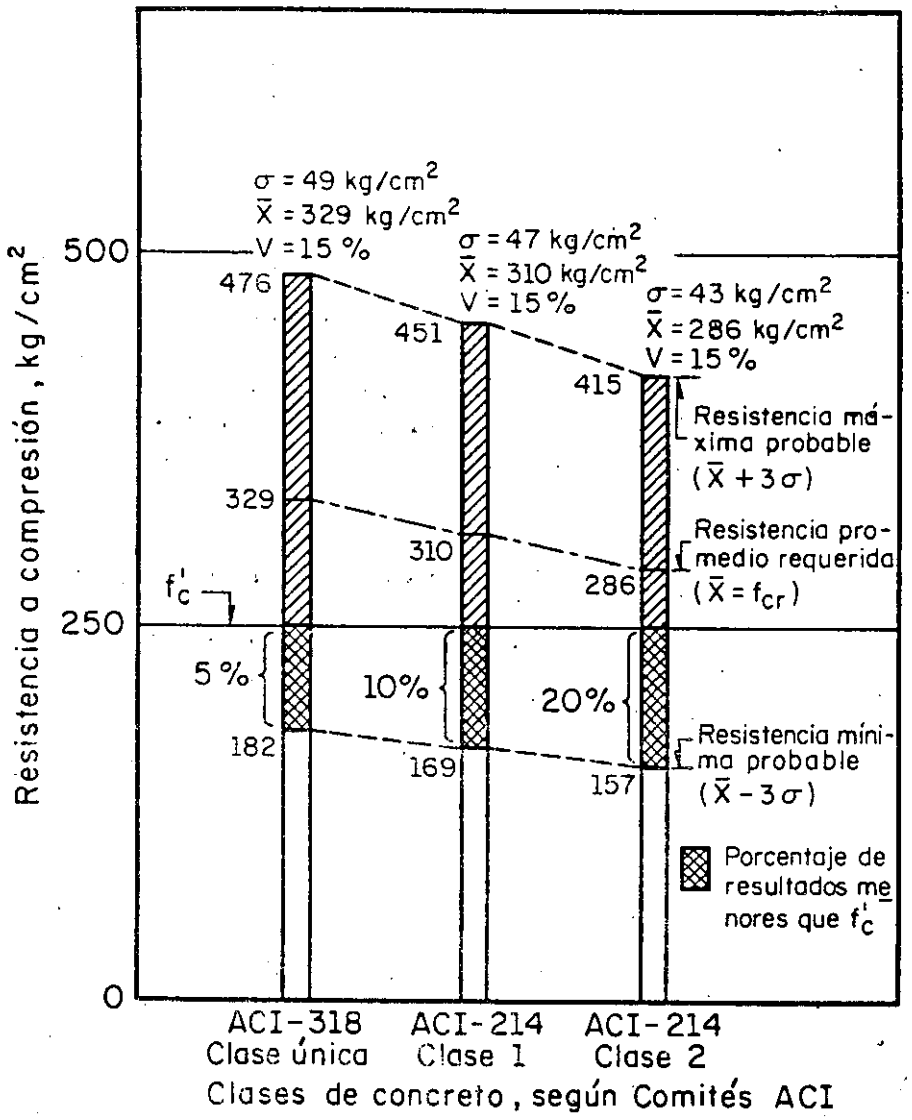


Fig 1.5. Para un mismo coeficiente de variación de resistencias, el concreto de mejor clase requiere mayor resistencia promedio

2. CAUSAS FRECUENTES DE VARIACION EN LA CALIDAD DEL CONCRETO

El concreto normalmente se produce mediante la combinación y mezcla, en cantidades predeterminadas, de tres ingredientes básicos: cemento, agua y agregados minerales. Eventualmente se le incorporan materiales adicionales (aditivos) que también constituyen ingredientes de carácter básico.

La calidad del producto (concreto) deberá resultar, entonces, en función de la calidad particular de cada uno de sus ingredientes y de las cantidades en que se les administre. Esta simple dependencia define los alcances que debe tener el control de calidad de producción de concreto, hasta el momento en que se mezcla. Si en un caso determinado se dispone de ingredientes de buena calidad y se les combina en proporción adecuada, el producto que se elabore deberá poseer las propiedades que sean correlativas. Si, además, se dispone de medios para asegurar que la buena calidad de los ingredientes y sus proporciones relativas se conserven dentro de ciertos límites de uniformidad, el volumen total de

producto que se elabore en el curso de cualquier lapso también deberá manifestar propiedades acotadas dentro de otros ciertos límites.

En las obras en que se emplean grandes volúmenes de concreto, el monto de la inversión normalmente justifica y alienta que se hagan erogaciones para controlar la calidad de cada uno de los ingredientes y para que se utilicen equipos que propicien su uniformidad y la de las cantidades que deben dosificarse en cada revoltura.

En las obras menores, en que aparentemente no existe esta justificación, suelen hacerse concesiones en lo que se refiere a control de calidad de los ingredientes y a características de precisión de los equipos. Para que tales concesiones no lleguen a afectar aspectos decisivos de la calidad del concreto, es conveniente señalar su trascendencia, a fin de evitarlas.

En la fig 2.1 se muestra esquemáticamente la estructura característica del concreto endurecido a diferentes escalas. El concreto a escala natural se observa formado por partículas de agregado grueso envueltas en mortero, pero a su vez este constituye un verdadero miniconcreto compuesto de partículas de agregado fino envueltas en pasta de cemento. Una visión de la pasta, ampliada suficientemente, la mostraría constituida de partículas de cemento en proceso de hidratación, geles de cemento productos de este proceso y poros capilares. La resistencia propia del gel es un valor característico que varía relativamente poco con los cambios de composición que son usuales en el cemento portland. De esta manera, la resistencia de la pasta depende básicamente de su concentración de geles por espacio unitario, es decir, de su proporción de poros capilares. Entre los factores que determinan el valor final de esta proporción, el principal es el contenido unitario de agua en la pasta: a medida que el agua aumenta, los poros se incrementan y, consecuentemente, la resistencia de la pasta disminuye.

En la fig 2.2a se indica el tipo de relación que existe entre la resistencia a compresión y la fracción que representan los geles de cemento dentro del espacio disponible (ref 2.1). La fig 2.2b representa a su vez el efecto que tiene el contenido unitario de agua de la pasta (expresado como relación agua/cemento) sobre su proporción de poros y su resistencia a compresión (ref 2.2).

La fig 2.3 pone de manifiesto cómo la influencia de la relación agua/cemento se extiende a diversas propiedades del concreto, actuando de modo semejante que sobre la resistencia de la pasta (refs 2.3 a 2.5).

Esto hace considerar que si los ingredientes del concreto son de calidad y características normales, las propiedades del producto son influidas principalmente por las de la pasta, y estas, a su vez, por las proporciones en que se combinan el cemento y el agua.

Aun suponiendo que en todas las obras, por reducido que sea el volumen de concreto a producir, se hicieran las consideraciones necesarias para definir en cada caso el valor adecuado de la relación agua/cemento, esto no dejaría de representar una situación teórica, dado que no siempre se proveen los medios para asegurar que se respete.

Como muchas de las concesiones que se hacen en las obras menores son en detrimento de este aspecto y, obviamente, de la calidad del concreto, conviene señalar las que de modo más notable propician variaciones en el contenido unitario de agua de mezclado y en la relación agua/cemento.

2.1 Falta de control de la consistencia del concreto

Los cambios imprevistos de la consistencia de las mezclas de concreto durante la producción pueden ser atribuibles, con mayor frecuencia, a variaciones en el contenido unitario de agua. El control de la con

sistencia se realiza obteniendo muestras continuamente para determinarles dicha característica mediante sencillas pruebas de campo, como la del revenimiento. Este es solo uno de los medios que se aplican en las obras importantes para controlar la calidad del concreto. Con mayor razón debe ser una práctica corriente en las obras menores, donde la consistencia de las mezclas es más variable y frecuentemente se ajusta por simple apreciación del operador de la revolvedora. Mediante la ejecución de la prueba de revenimiento, en una de cada cinco revolturas, por lo menos, es posible configurar la variabilidad de la consistencia e irla regulando sucesivamente por medio de ajustes a la dosificación del agua. Se dice que la consistencia es aceptablemente uniforme cuando el intervalo de variación de los revenimientos no excede de la mitad del valor del revenimiento medio.

2.2 Falta de precisión en la dosificación del agua

De los ingredientes del concreto, el agua es el que manifiesta menos variaciones cuando se le dosifica por peso o volumen. No obstante esa facilidad, paradójicamente, es el que suele dosificarse con menos precisión. Asimismo, tal vez por ser el más económico, es el ingrediente más prodigado: si la mezcla se observa seca se acostumbra fluidizarla adicionando agua, pero si se le observa fluida se le deja y utiliza así. Para reducir las fluctuaciones en el contenido unitario de agua, debidas a mala dosificación, esta debe efectuarse por un medio que asegure aproximación de 1 por ciento, lo cual, en obras menores, puede lograrse mediante un depósito vertical de forma cilíndrica, provisto de un dispositivo de sifón que solamente permita extraer la cantidad de agua prefijada, o bien, mediante un tanque de operación manual como el mostrado en la fig 2.4 (ref 2.6). Si en un momento dado, después de añadir dicha cantidad, la consistencia de la mezcla cambia de una a otra revoltura y se observa seca, puede ajustarse adicionando agua y cemento en proporciones adecuadas para con

servar constante la relación agua/cemento. Si por lo contrario se observa fluida, el ajuste permisible consiste en adicionarle agregados y cemento en proporciones adecuadas para que no se altere la relación agregado/cemento que corresponde al proporcionamiento empleado. Para las mezclas que deban elaborarse a continuación conviene proceder así: si la mezcla precedente resultó fluida, debe disminuirse la cantidad total de agua por dosificar, ajustando el dispositivo de medición; si resultó seca, debe reducirse la cantidad total de agregados por dosificar. En ambos casos, la cantidad de cemento por revoltura debe permanecer invariable, lo cual representa una ventaja cuando se le dosifica por sacos.

2.3 Falta de control de la humedad de los agregados

Los cambios en el contenido de humedad de los agregados pueden derivar de variaciones atmosféricas, condiciones de humedad en que se les obtenga y lapso que transcurra entre su obtención y empleo. Así, es frecuente que se manifiesten variaciones notables, aun en el desarrollo de un mismo colado.

Debe recordarse que las cantidades de agregados por revoltura, con frecuencia se basan en aquella condición teórica de humedad que se define como "saturada y superficialmente seca", y en la cual no toman ni ceden agua. Esto, con objeto de poder definir con precisión el valor justo de la relación agua/cemento, puesto que no se considera que el agua de saturación (ubicada en el interior de los agregados) participe en la hidratación del cemento.

Como en la práctica los agregados no se encuentran en esa condición de humedad, es necesario ajustar la cantidad efectiva de agua en función de su humedad real: si se encuentran secos (subsaturados) hay que incrementar el agua, y si están húmedos (sobresaturados) hay que reducirla.

Obviamente, la falta de control en este aspecto debe representar variaciones alternativas en el contenido de agua del concreto, según que los agregados se tornen secos o húmedos, pero, conforme a lo señalado en 2.2, lo que frecuentemente ocurre es que si el cambio los vuelve más secos la mezcla resulta dura y se le ajusta añadiéndole agua, mientras que si el cambio es a ser más húmedos, la mezcla resulta fluida y así se le deja y utiliza. En estas condiciones, la tendencia deja de ser ambidireccional, y sus efectos repercuten en un solo sentido: el de disminuir la resistencia del concreto.

Entre las medidas que se ponen en práctica para controlar la calidad del concreto en obra, ocupa un lugar destacado la corrección al proporcionamiento por concepto del cambio de humedad en los agregados. El procedimiento es sencillo: se toman muestras de los agregados y se les determina su contenido de humedad, secándolos a 100 °C; si resultan subsaturados, la cantidad de agua que pueden absorber se adiciona al agua de mezclado y se resta de los agregados que deben dosificarse; si resultan sobresaturados, se procede a la inversa. En las obras más chicas, donde no existen las facilidades necesarias para hacer esta corrección, la deficiencia puede paliarse mediante el control de la consistencia señalado en 2.1 y los ajustes descritos en 2.2.

2.4 Falta de control de la granulometría de los agregados

Entre las diversas características físicas de los agregados, la que experimenta mayores variaciones es su distribución de tamaños, o composición granulométrica. Los cambios de granulometría de los agregados, principalmente la arena, presentan notable influencia sobre la cantidad unitaria de agua que se requiere en la mezcla de concreto para mantener su consistencia uniforme. La tendencia es que al disminuir el tamaño de las partículas

aumenta el requerimiento de agua de mezclado, es decir, a medida que la arena es más fina debe aumentar la cantidad de agua por m^3 de concreto, necesaria para producir un mismo revenimiento. Esto es fácil de comprender, ya que al disminuir el tamaño de los granos se incrementa consecutivamente su superficie específica, es decir, la suma de las áreas superficiales de todas las partículas contenidas en un peso unitario. Asimismo, el aumento de la superficie específica del agregado fino trae aparejado el incremento en la cantidad de pasta de cemento requerida para recubrir todas sus partículas; entonces, si el contenido de cemento por revoltura permanece fijo, el aumento de volumen de pasta se obtiene añadiendo agua. Estas tendencias se muestran gráficamente en las figs 2.5 y 2.6 (refs 2.2, 2.7). En la primera se indica cómo aumenta la superficie específica de los granos al disminuir su tamaño, y en la segunda, cómo varía el requerimiento de agua en función del intervalo dimensional de las partículas de agregado, observándose el efecto más definido para el intervalo que corresponde al agregado fino.

Para evitar los efectos adversos de esta tendencia sobre la calidad del concreto, la ASTM (ref 2.8) recomienda que se estudie un nuevo proporcionamiento de concreto cuando el módulo de finura de la arena varíe en más de 0.20 respecto al de la arena empleada para diseñar el proporcionamiento original. Esta, que no es una medida sencilla, solo puede esperarse que se aplique en obras que cuenten con laboratorio de campo suficientemente capacitado. Para las obras menores, lo recomendable sería efectuar una inspección inicial del lugar donde se piensa obtener la arena y la grava, y estimar los posibles cambios de granulometría que pueden ocurrir en el material, con objeto de delimitar zonas de aspecto uniforme para la explotación, o bien, obtener muestras de las zonas que se observen francamente diferentes. Estas muestras deben remitirse al laboratorio pa

ra que estudie dos o más proporcionamientos, según resulte necesario, de manera que al variar la procedencia de los agregados de una a otra zona, pueda tomarse en cuenta el cambio de granulometría, empleando el proporcionamiento correspondiente. En todo caso, si no se tomó la precaución de contar con estas facilidades, lo recomendable será controlar la consistencia de las mezclas como se indica en 2.1 y efectuar los ajustes como se explica en 2.2.

2.5 Falta de precisión en la dosificación de los agregados

En este aspecto puede aludirse a dos causas que son frecuentes en las obras menores:

1. Separación deficiente de los agregados en los diferentes tamaños previstos, por el uso de equipos y/o procedimientos inadecuados de clasificación.

2. Medición imprecisa de las cantidades de agregados que deben dosificarse para elaborar un determinado volumen de concreto, revoltura tras revoltura.

La clasificación de los agregados por tamaños se establece con el fin de ejercer control sobre su granulometría, debido a los efectos indeseables que produce sobre la calidad del concreto el cambio fuera de control de esta característica, según se expuso en el párrafo anterior. De esta forma, al dosificar el agregado total en fracciones, es posible conseguir mayor uniformidad en el conjunto, lo cual, a su vez, está supeditado a la uniformidad particular de cada fracción. Considerando la importancia de esto último, lo deseable es que el intervalo dimensional abarcado por una fracción resulte lo más reducido posible, pues así se reduce la tendencia de las partículas a segregar y se propicia su homogeneidad. Por otra parte, lo preciso de la división por tamaños depende de las caracte

rísticas de los procedimientos y equipos que se empleen para ejecutarla. Para satisfacer estas dos condiciones, intervalo reducido y división precisa, en las grandes obras se acostumbra especificar la subdivisión del agregado grueso en varias fracciones y se emplean equipos adecuados para lograr que sea precisa. Por lo contrario, en las obras menores es frecuente prestar poca atención a estos aspectos, llegándose al extremo de pretender el uso de los agregados (arena y grava) sin ninguna separación. Lo recomendable para estas obras es dividir los agregados en por lo menos dos fracciones (arena y grava) si el tamaño máximo no excede de 38 mm (1 1/2 pulg), y en tres (arena y dos gravas) si es mayor. Asimismo, independientemente del procedimiento que se utilice para la separación, debe procurarse que los defectos de clasificación (contaminaciones granulométricas) se conserven en proporciones reducidas y uniformes. En la fig 2.7 se incluyen límites recomendables para la composición granulométrica de arena y grava con diversos tamaños máximos, en las obras menores.

Para la dosificación de las cantidades de agregados que deben intervenir en la elaboración de cada revoltura de concreto, normalmente se requiere una aproximación de 1 por ciento si las fracciones se miden en forma individual, y 2 por ciento si se miden acumuladamente en la misma tolva o recipiente. Para conseguir esta aproximación, es requisito indispensable que la dosificación se haga por peso, lo cual ha sido una costumbre invariable en las grandes obras y tiende a serlo también en las menores. Para quienes conserven la costumbre de emplear las dosificaciones de agregados por volumen, conviene recordar que la cantidad efectiva de material que se dosifica al pretender medir un volumen aparente constante, es una variable que depende de numerosos factores, tales como las variaciones de granulometría y humedad de las partículas, geometría del recipiente y grado de compactación. Para mostrar el efecto tan notable

que ejerce uno solo de estos factores, en la fig 2.8 se indica la forma como varía el peso volumétrico de la arena con los cambios de humedad y se expresa el orden de error que puede cometerse al ocurrir un cambio extremoso de humedad.

En la actualidad no existe justificación para continuar dosificando los agregados por volumen, pues resulta factible conseguir equipos de dosificación por peso de capacidad adecuada para las obras menores, siendo el más sencillo una simple báscula de plataforma habilitada para pesar botes o carretillas. Además, si se toman en cuenta los conceptos contenidos en el Cap. 1, el aumento de calidad y la reducción en el consumo de cemento que pueden conseguirse, deben ser alicientes para implantar la dosificación de los agregados por peso en todas las obras menores.

2.6 Referencias

2.1 T. C. Powers, "Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste", Journal American Ceramic Society (1958)

2.2 A. Hummel, "Prontuario del Hormigón", Editores Técnicos Asociados, Barcelona (1966)

2.3 W. H. Prince y G. B. Wallace, "Resistance of Concrete and Protective Coatings to Forces of Cavitation", Procs., American Concrete Institute, Detroit (1950)

2.4 "Concrete Manual", U. S. Bureau of Reclamation, Denver (1966)

2.5 "Recommended Practice for Selecting Proportions for Normal Weight Concrete", Proposed Revision of ACI 613-54, ACI Journal, Detroit (ago 1969)

2.6 D. F. Orchard, "Concrete Technology", John Wiley & Sons Inc., Vol 2, Nueva York (1966)

2.7 R. Vallette, "Manuel de Composition des Betons", Editions Eyrolles, París (1963)

2.8 "Standard Specifications for Concrete Aggregates, C 33", American Society for Testing and Materials, Book of Standards, Parte 10 (1970)

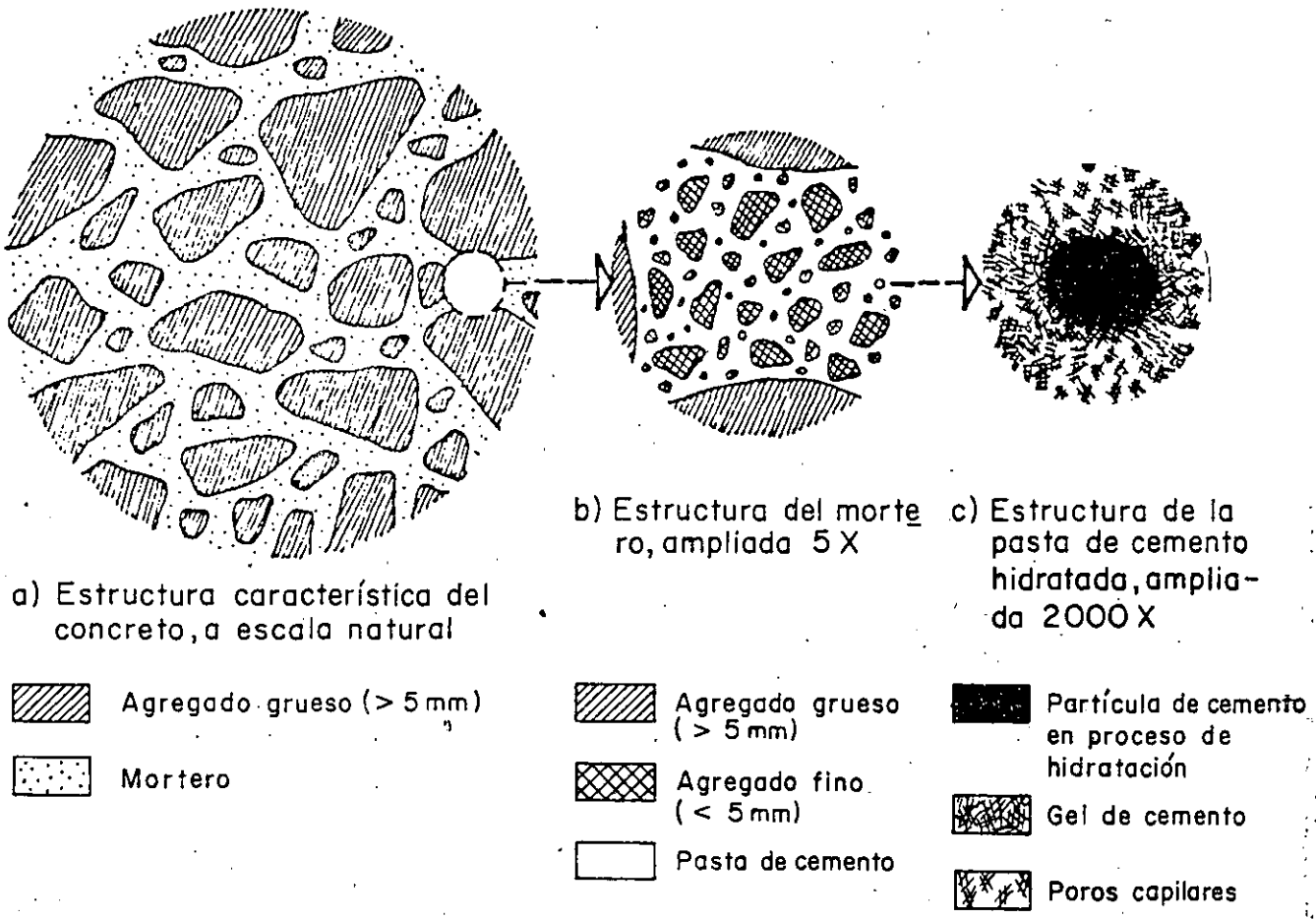


Fig 2.1. Esquema de la estructura del concreto, a diferentes escalas

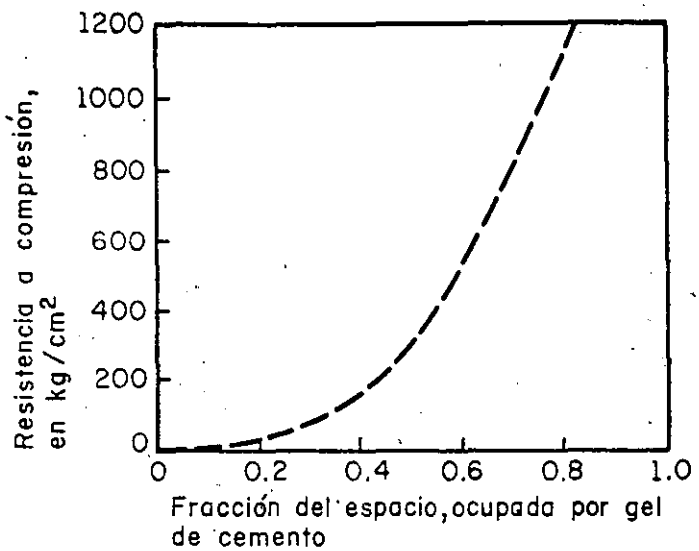


Fig 2.2a. Relación entre el espacio ocupado por el gel de cemento y la resistencia de la pasta

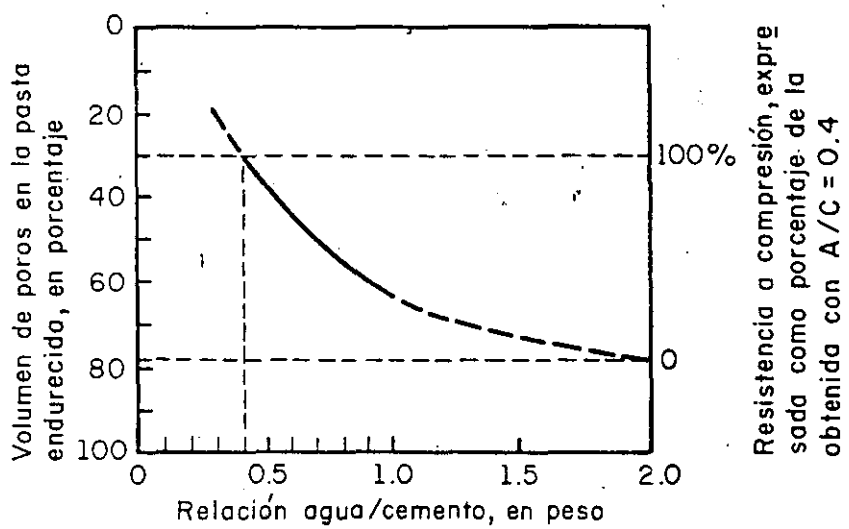


Fig 2.2b. Influencia del contenido de agua de la pasta de cemento sobre su proporción de poros y su resistencia a compresión

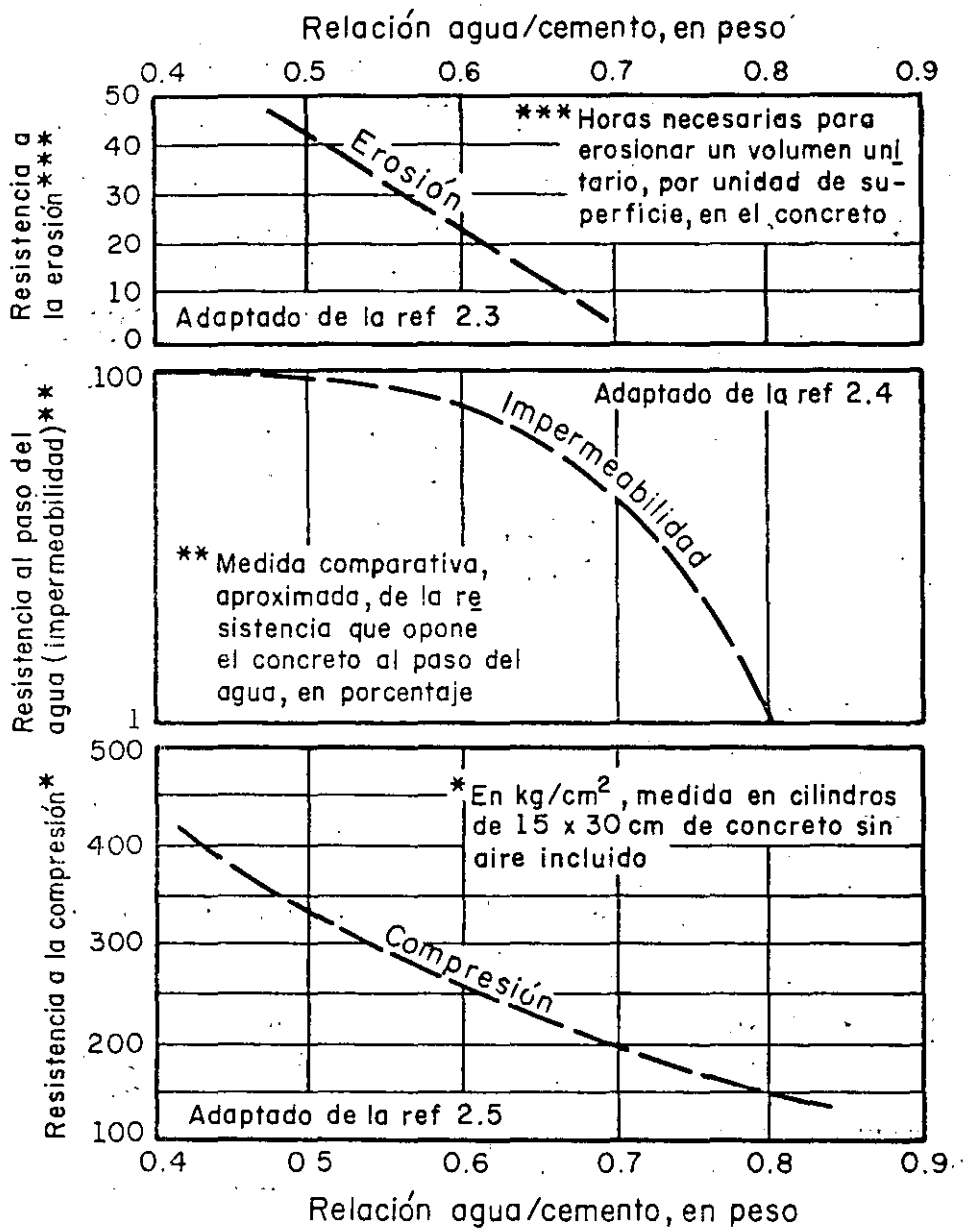
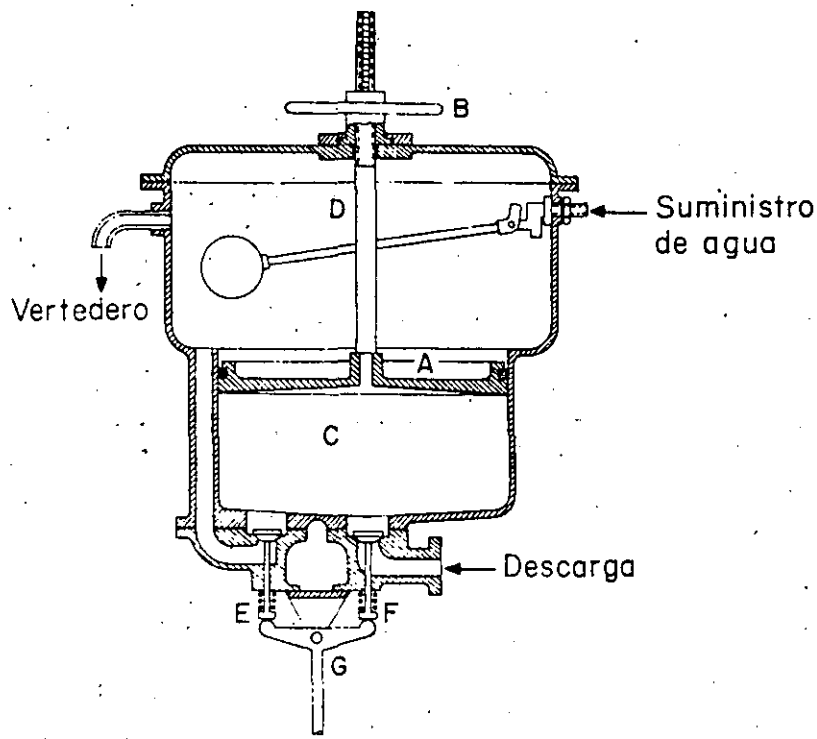


Fig 2.3. Influencia que tiene el valor de la relación agua/cemento sobre diversas propiedades que definen la calidad del concreto



Descripción de partes y funcionamiento:

1) La posición del émbolo A se ajusta mediante el tornillo B para obtener en el compartimiento C el volumen de agua que se requiere dosificar

2) El agua almacenada en el compartimiento superior D se hace pasar al inferior C, a través de la válvula E, operando la palanca G hacia la izquierda

3) El agua medida en el compartimiento C se descarga a través de la válvula F, operando la palanca G hacia la derecha

Fig 2.4. Tanque para dosificar agua por volumen

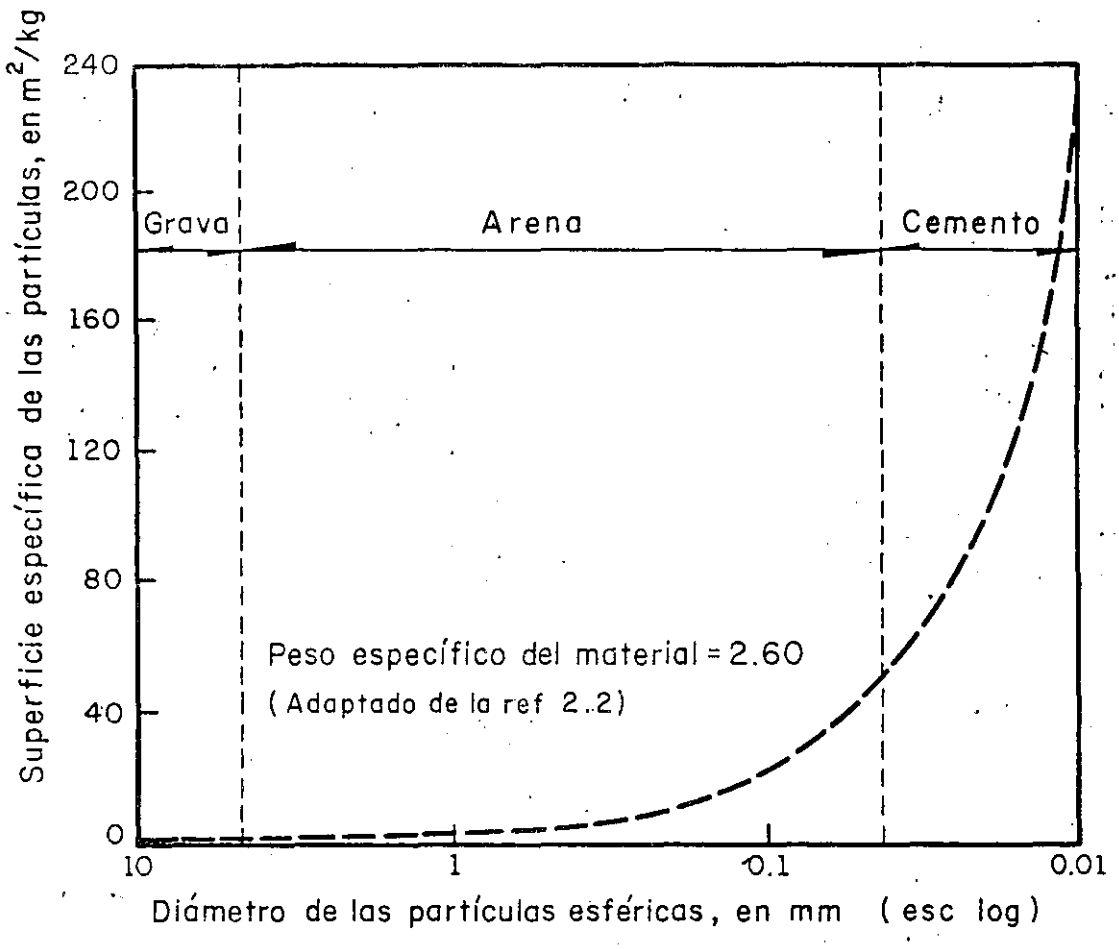


Fig 2.5. Variación de la superficie específica con el diámetro de las partículas

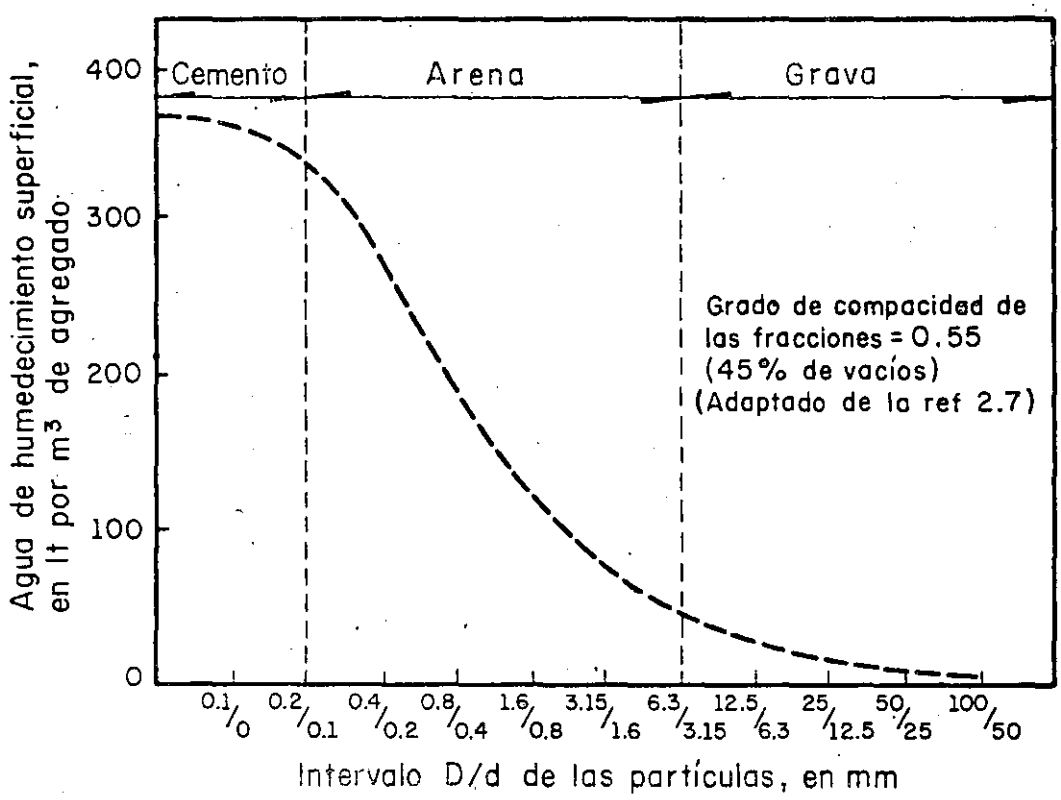


Fig 2.6. Variación del agua de humedecimiento superficial con la dimensión de las partículas

Denominación	Arena	Grava	Grava		Grava
Tamaño máx, en mm	5	19	38		51
Intervalo, en mm	0 – 5	5 – 19	5 – 38		5 – 51
Fracciones	una	una	una	dos	dos

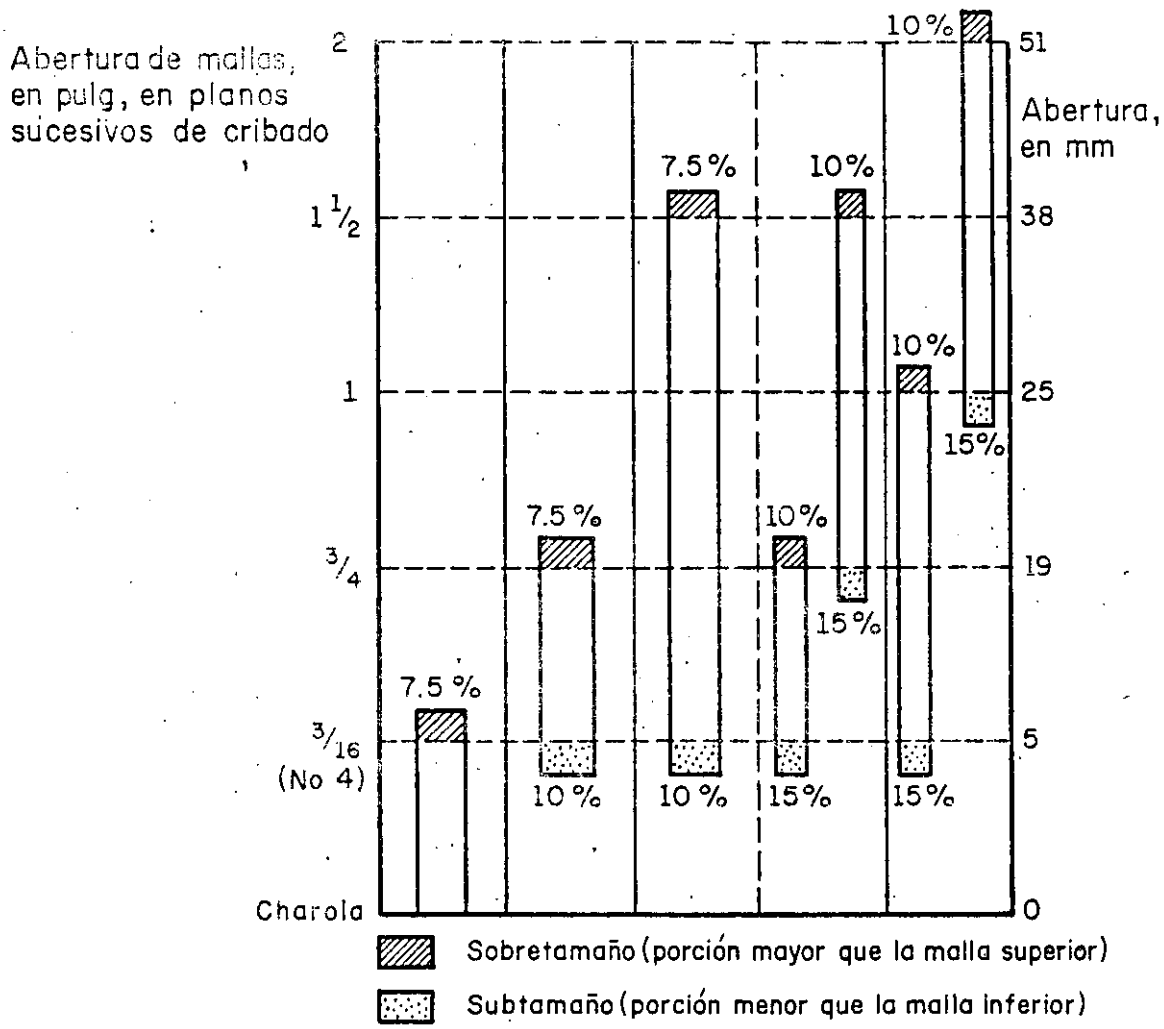


Fig 2.7. Máximas contaminaciones permisibles (sub y sobretamaños) en el cribado de agregados para las obras menores

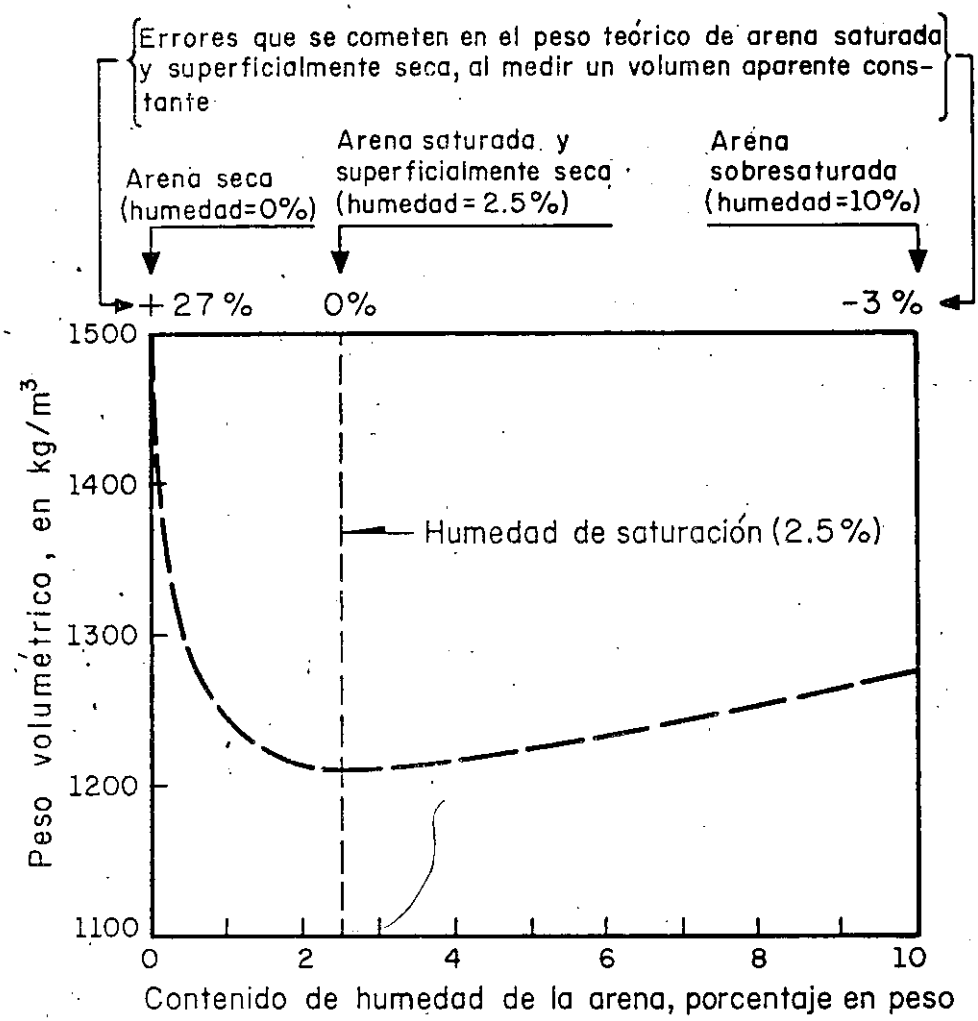


Fig 2.8. Variación del peso volumétrico de la arena con su contenido de humedad

3. MEDIOS PARA INFLUIR EN LAS PROPIEDADES DEL CONCRETO

3.1 Selección de componentes

3.1.1 Cemento

Es muy importante usar el cemento adecuado a la obra que se construye. En México se fabrican actualmente las siguientes clases y tipos de cemento:

Portland tipo I	(normal)
Portland tipo II	(resistencia a sulfatos y calor de hidratación moderados)
Portland tipo III	(alta resistencia rápida)
Portland tipo IV	(calor de hidratación bajo)
Portland tipo V	(resistencia a sulfatos alta)

EAT (exento de aluminato tricálcico; resistencia a sulfatos alta)

Portland-puzolana

Portland de escoria alto horno

Portland-blanco

Escoria-cal

Para mampostería

Para perforación de pozos petroleros

Excepto el portland tipo IV y el de pozo petrolero, que se aplican en trabajos muy especializados, es posible que en una obra menor se emplee un cemento de cualquiera de las otras clases y tipos. Asimismo, puede considerarse que los cementos portland-blanco, escoria-cal y de mampostería no se utilizan en aplicaciones estructurales, de manera que los siguientes aspectos que se tratan pueden limitarse al portland (tipos I, II, III y V), EAT, portland-puzolana y portland de escoria.

De acuerdo con sus características particulares, el cemento puede influir en diversas propiedades del concreto, en sus estados fresco y endurecido. Algunos efectos derivan de su finura de molienda, y otros, la mayoría, de su composición.

a) Influencia sobre el concreto fresco. Puede notarse alguna, aunque reducida, en lo que se refiere a manejabilidad, agua de sangrado y tiempo de fraguado, siendo relacionable básicamente con la finura de molienda. A medida que aumenta la finura del cemento, tiende a aumentar también la manejabilidad de las mezclas de concreto y a disminuir el agua de sangrado y el tiempo de fraguado. De acuerdo con esto, deberían hacerse notar los efectos del portland tipo III y portland-puzolana, cuya finura suele ser mayor; sin embargo, son de tan escasa significación, que con frecuencia los oscurecen otros factores más dominantes. En consecuencia, cuando se trabaja con una mezcla de concreto bien diseñada, en condiciones normales, su manejabilidad, agua de sangrado y tiempo de fraguado deben considerarse independientes de la clase o tipo de cemento usado.

Hay otra característica del cemento que puede influir en el comportamiento del concreto fresco. Se refiere al fenómeno conocido como "fraguado falso", que consiste en el endurecimiento prematuro de la

pasta de cemento. Este es un aspecto indeseable del cemento, que puede considerarse como un defecto de fabricación, susceptible de ocurrir en cualquier clase o tipo, pues normalmente deriva de excesiva temperatura durante la molienda. Lo recomendable es evitar el uso de cemento con fraguado falso; si esto no es posible, conviene prevenirlo aumentando el tiempo de mezclado del concreto (hasta 6 u 8 min) o tomar medidas para trabajar con mezclas cuyo revenimiento pueda verse disminuido rápidamente.

b) Influencia sobre el concreto endurecido. Es en este estado del concreto donde resultan verdaderamente notables sus cambios de propiedades por efecto de variación en la composición del cemento. Son dignos de mención en este aspecto los efectos sobre la velocidad para adquirir resistencia mecánica, la resistencia al ataque químico de los sulfatos, la generación de calor de hidratación y la magnitud de los cambios volumétricos.

El concreto adquiere resistencia mecánica conforme el cemento que contiene reacciona con el agua y forma compuestos resistentes. Para un cemento determinado, el desarrollo del proceso depende de tres factores básicos: humedad, temperatura y tiempo. Si los dos primeros se mantienen constantes, el avance de la hidratación dependerá solamente del tiempo transcurrido a partir de la combinación del agua con el cemento. Esta es la consideración que suele hacerse cuando se habla de resistencias a edades determinadas (como 7 y 28 días, por ejemplo); sin embargo, las relaciones entre resistencia y edad pueden ser influidas notablemente por la composición del cemento y también por su finura. Los cementos ricos en silicato tricálcico y molidos más finamente adquieren resistencia con mayor rapidez, como el portland tipo III, de alta resistencia rápida, que está indicado para usarse en estructuras que requieren descimbrarse y/o ponerse en servicio a corto plazo. En la fig 3.1 se indica en forma gráfica la manera como puede esperarse que adquieran resistencia los diversos tipos de

cemento portland.

Los sulfatos son sales inorgánicas que casi siempre se encuentran presentes en el terreno y en las aguas freáticas. Cuando su concentración alcanza valores altos (aguas pantanosas y agua de mar, por ejemplo), el medio que los contiene adquiere carácter de agresividad hacia el concreto. Uno de los medios más adecuados para proteger al concreto en esos casos, consiste en emplear un cemento de características apropiadas. Los que tienen bajo contenido de aluminato tricálcico (menos de 5 por ciento) suministran al concreto buena resistencia contra el ataque de los sulfatos, en cuyo caso se encuentran el portland tipo V y el EAT. Hay también otro caso en que el agua puede mostrarse agresiva al concreto, que ocurre cuando es muy pura y por tanto se encuentra ávida de disolver sales, o bien contiene alta concentración de bióxido de carbono (agua de ciertos manantiales, por ejemplo). Como esta acción va dirigida principalmente contra el hidróxido de calcio que se forma durante la hidratación del cemento, una buena manera de inhibirla consiste en evitar o reducir la formación de ese compuesto, lo cual resulta posible mediante el uso de cemento portland de escoria y portland-puzolana.

El proceso de hidratación del cemento es exotérmico, de manera que su desarrollo se acompaña de generación de calor. Si la estructura de concreto por construir tiene poco volumen y gran superficie expuesta (una losa, por ejemplo) ese calor es reducido y se disipa con facilidad. Si, por lo contrario, se trata de una estructura voluminosa, sin facilidades de disipación (caso de presas de concreto) ocurre lo contrario, y la temperatura en el interior tiende a incrementarse conforme se produce la reacción. Posteriormente, cuando la estructura se enfría, experimenta contracciones que conducen a la formación de grietas indeseables. En forma aproximada, puede suponerse que la cantidad de calor liberado es proporcio

nal a la resistencia producida, de manera que los cementos que, como el portland tipo III, producen alta resistencia en poco tiempo, liberan también mayor cantidad de calor en ese lapso y resultan por ello inconvenientes para aplicaciones en que conviene evitar la sobrelevación de la temperatura del concreto. En estos casos es recomendable el uso del portland tipo IV (de bajo calor) que es de fabricación especial; en su defecto, el portland tipo II (calor moderado), el portland-puzolana o el portland de escoria de alto horno.

El concreto endurecido puede experimentar cambios volumétricos por varias causas, entre las que sobresalen por su importancia las variaciones de temperatura y humedad. Los cambios volumétricos de origen térmico son difíciles de influir por depender básicamente de características de los agregados y del concreto mismo que no son susceptibles de modificarse en un caso dado. Entre los cambios de volumen atribuidos a variación de humedad en el concreto, destaca por su magnitud la llamada contracción por secado, que se relaciona con la desecación que experimentan los geles producidos en la hidratación del cemento, a medida que el concreto correspondiente pierde humedad. Aunque esta pérdida no es la única causa de la contracción, el hecho que se manifiesten en forma prácticamente simultánea ha dado lugar a que se les identifique y relacione.

La contracción por secado se localiza principalmente en la pasta de cemento, y la presencia de los agregados más bien crea restricciones que la reducen. La contracción de la pasta puede ser influida en cierto grado por la composición química y la finura del cemento. Se dice que los cementos ricos en aluminatos y con alta finura producen pastas con mayor tendencia a la contracción. Aunque esta tendencia no siempre se puede hacer extensiva al comportamiento del concreto, prevalece la costumbre (entre otras medidas) de preferir determinados tipos de cemento en la construc

ción de estructuras donde es deseable reducir las contracciones a su menor expresión, como en el caso de los pavimentos de concreto hidráulico, cuando se opta por el uso del portland tipo II.

En la tabla 3.1 se califica en forma aproximada la manera como influyen los cementos sobre algunas propiedades del concreto fresco y endurecido.

3.1.2 Agregados

Todas las propiedades y características de los agregados influyen, en mayor o menor grado, sobre alguna propiedad o característica del concreto, sea en estado fresco o endurecido. Esta relación es importante bajo el aspecto de seleccionar o acondicionar agregados, cuando existen varias alternativas para su obtención o tratamiento. En las obras menores es frecuente disponer de una o más fuentes de agregados de uso común en la región que, previamente aceptados por el dueño o supervisor de la obra, se emplean sin tratamiento o modificación ulterior, salvo casos especiales en que así se especifica. No obstante lo anterior, puede presentarse el caso en que un constructor tenga que decidir entre dos o más agregados aceptados o bien seleccionar las mejores zonas de explotación de un banco, para lo cual conviene tener presentes algunos aspectos básicos que no solamente influyen en la calidad del concreto sino en su costo de producción.

a) Forma de las partículas. Los fragmentos de roca que constituyen los agregados minerales suelen presentar formas muy variadas, dependiendo de si son naturales o triturados, y de otros factores. Independientemente de que los fragmentos sean angulosos o redondeados, pueden establecerse cuatro formas básicas:

Descripción		Largo/ancho	Ancho/espesor
Equidimensional	(esférica o cúbica)	< 2	< 2
Solamente plana	(en forma de disco)	< 2	> 2
Solamente alargada	(tubular)	> 2	< 2
Plana y alargada	(en forma de espátula)	> 2	> 2

Por lo común, la forma equidimensional es la más conveniente, siendo indeseable la presencia en exceso de fragmentos con cualquiera de las otras tres formas. Los fragmentos equidimensionales pueden tener tendencia esférica si son redondeados o cúbica si son angulosos. Los primeros casi siempre corresponden a fragmentos naturales cuyas aristas han sufrido desgaste por el acarreo (como los agregados de río), y los segundos pueden ser fragmentos naturales que no han sufrido acarreo o fragmentos producidos por trituración.

En igualdad de condiciones, se prefieren los agregados redondeados por considerarse que requieren menor consumo de cemento para producir mezclas manejables. Aunque esta premisa es cierta, en ocasiones puede ser engañosa, como es el caso de concretos de muy alta resistencia en que se prefieren los fragmentos equidimensionales y angulosos.

b) Granulometría. Es la distribución de tamaños de las partículas que componen un material fragmentado. En el caso de los agregados, considerando la costumbre de dividirlos en fracciones para mejor control de la uniformidad de esa distribución, la granulometría más conveniente se establece de acuerdo con el intervalo dimensional abarcado por cada fracción. En las obras menores, la recomendación mínima consiste en separarlos por lo menos en dos fracciones (arena y grava) si el tamaño máximo es igual o menor de 38 mm (1 1/2 pulg), y por lo menos en tres fracciones (arena y dos gravas) si el tamaño máximo excede de esa dimensión. En la fig 3.2 se indi

can los límites granulométricos que son recomendables para cada una de las posibles fracciones, en el caso de las obras menores.

La variación de composición granulométrica de los agregados aparenta tener mayor influencia sobre el concreto en estado fresco, pero no debe perderse de vista que una buena mezcla de concreto es el primer paso para conseguir una buena estructura. En cuanto a dicha influencia, el agregado menor de 5 mm (arena) la presenta más definida e importante. La granulometría de la arena se acostumbra definir por el módulo de finura que es igual a la suma, dividida entre 100, de los porcentajes retenidos acumulados en cada una de las cinco mallas estándar (Nos 8, 16, 30, 50 y 100) en que se hace pasar la arena. De acuerdo con este dato, las arenas pueden clasificarse, de gruesas a finas, en el siguiente orden:

Clase de arena	Módulo de finura
Extra gruesa	> 3.50
Gruesa	3.50 - 3.20
Lig. gruesa	3.20 - 2.90
Mediana	2.90 - 2.60
Lig. fina	2.60 - 2.30
Fina	2.30 - 2.00
Extra fina	< 2.00

El uso de arenas gruesas (MF > 3.20) produce mezclas de concreto poco manejables, ásperas, segregables y que exhiben agua de sangrado; aspectos indeseables para cuya disminución se requiere a veces emplear mayor cantidad de cemento de la estrictamente necesaria para obtener la resistencia requerida. Si las arenas son finas (MF < 2.30) el requerimiento es semejante, aunque en este caso el incremento de cemento es necesario para suministrar el aumento de pasta que se requiere al crecer la superficie específica de la arena. De aquí resulta evidente la ventaja que representa

emplear una arena bien graduada, es decir, que presente continuidad de tamaños y cuyo módulo de finura se halle comprendido entre 3.20 y 2.30, aproximadamente.

c) Tamaño máximo. La dimensión de las partículas más grandes del agregado puede mostrar influencia sobre el comportamiento del concreto y también sobre su costo unitario. Sobre el concreto en estado fresco ocurren dos efectos principales: 1) conforme las partículas son mayores, resulta más difícil mantenerlas en el seno de la mezcla, es decir, hay más facilidad para la segregación; 2) al aumentar el tamaño máximo disminuye la superficie específica del agregado y la cantidad de pasta de cemento que se requiere también se reduce, lo cual puede representar menor costo unitario para un concreto de determinada resistencia. Esto último se basa en el supuesto de que la resistencia solamente sea gobernada por la calidad de la pasta de cemento, lo cual a veces no es así; por ejemplo, como cuando las partículas son muy redondeadas, o las relaciones agua/cemento son muy bajas, ocurriendo entonces que el valor de la adherencia que se desarrolla entre el agregado y la pasta puede actuar como tope para la resistencia del concreto.

En condiciones normales puede considerarse que si la resistencia promedio requerida en el concreto es menor de 300 kg/cm^2, aproximadamente, es conveniente propiciar el uso del tamaño de agregado más grande que pueda manejarse sin segregación y que permita ser colocado de acuerdo con las dimensiones de la estructura y la separación del acero de refuerzo. En este aspecto, las limitaciones que supone la práctica son del siguiente orden:

Miembro estructural	Tamaño máximo permisible*	
Muros, vigas columnas	0.20	de la dimensión mínima
Losas	0.33	del espesor
Cualquier miembro reforzado	0.75	del mínimo espacio libre entre varillas individuales o paquetes, o entre el acero del pretensado o los ductos del postensado.

d) Sustancias deletéreas. Como tales se califican todas aquellas que, estando presentes en los agregados, resultan en detrimento de alguna propiedad del concreto. Las que ocurren con mayor frecuencia son las partículas muy finas (limo, arcilla, polvo), la materia orgánica y los fragmentos de calidad inferior. Aunque todas son indeseables, no siempre es posible evitarlas o suprimirlas, de manera que es necesario establecer hasta qué punto son perjudiciales con objeto de definir sus límites de tolerancia.

El exceso de partículas muy finas en la arena (que pasan la malla No 200) puede mejorar la manejabilidad de las mezclas de concreto pero tiene efectos adversos pues aumenta el requerimiento de agua y la contracción por secado y reduce la resistencia del concreto a la abrasión. En casos de estructuras no sujetas a abrasión se toleran cantidades máximas de 5 y 7 por ciento en arenas naturales y trituradas, respectivamente. Si hay riesgo de abrasión las tolerancias se reducen en 2 por ciento.

La materia orgánica influye reduciendo la resistencia del concreto principalmente a edades largas. La más perjudicial es aquella que, por estar finamente dividida, no se detecta por simple inspección y resulta más difícil de eliminar. Existe una prueba muy sencilla para de

---

* Debe seleccionarse como tamaño máximo permisible el que resulte menor después de aplicar las limitaciones correspondientes a las dimensiones del miembro y a la separación del refuerzo.

terminarla, que consiste en colocar la arena durante 24 horas en una solución al 3 por ciento de hidróxido de sodio; se califica de acuerdo con el color resultante. Cuando la arena contiene exceso de materia orgánica o de partículas muy finas, no es recomendable usarla en esas condiciones, siendo entonces conveniente dar preferencia a otra arena con mejores características, aunque resulte aparentemente más cara, o bien estudiar la posibilidad de mejorarla mediante tratamiento de lavado.

Los fragmentos de baja calidad pueden serlo por tratarse de material intemperizado o por proceder de una roca que en su estado natural sea de menor calidad. Esta condición puede manifestarse en forma de partículas poco resistentes o de baja densidad. En cualquier caso, su influencia puede consistir en una disminución de la durabilidad del concreto, razón por la cual su presencia en la grava se limita así: 1) si se trata de fragmentos suaves, que en estado saturado se desbaraten bajo la presión de los dedos, 1 por ciento máximo; 2) si únicamente se trata de fragmentos ligeros que no se desbaraten, 5 por ciento máximo.

3.1.3 Aditivos

Se puede influir en las propiedades del concreto en estados fresco y endurecido, mediante la incorporación de ciertas sustancias o materiales, que en la terminología se conocen como aditivos para concreto. Aun cuando cada vez su número es mayor, los más comunes y las influencias que ejercen suelen ser como se indica en la siguiente relación:

Clase de aditivo		Influencia sobre el concreto	
Denominación	Presentación	En estado fresco	En estado endurecido
1) Acelerante de fraguado	Líquido o polvo	Disminuye notablemente el tiempo de fraguado.	Puede disminuir la resistencia final.
2) Acelerante de resistencia	Líquido, polvo o escamas	Puede disminuir el tiempo de fraguado.	Aumenta notablemente la resistencia inicial. Puede aumentar la resistencia final.
3) Retardante de fraguado	Líquido o polvo	Aumenta notablemente el tiempo de fraguado.	Puede disminuir la resistencia inicial.
4) Fluidizante	Líquido o polvo	Aumenta la fluidez y puede aumentar la manejabilidad.	Puede aumentar la resistencia a todas edades.
5) Inclusor de aire	Líquido o polvo	Puede aumentar la fluidez, cohesión y manejabilidad. Disminuye el agua de sangrado y el peso volumétrico.	Aumenta la resistencia a congelación y deshielo. Puede disminuir la resistencia a todas edades. Disminuye el peso volumétrico.
6) Estabilizador de volumen	Pequeños fragmentos metálicos	No aparenta influir (se aplica principalmente en morteros muy fluidos).	Produce expansión controlada para compensar la contracción natural. Aumenta la resistencia y el peso volumétrico.
7) Expansor	Polvo metálico	No aparenta influir.	Produce expansión incrementada. En espacios no confinados aumenta el volumen y reduce la resistencia y el peso volumétrico.
8) Puzolana	Polvo fino	Puede aumentar la manejabilidad y disminuir el agua de sangrado.	Puede aumentar la resistencia al ataque de aguas y suelos agresivos y reducir la generación de calor y la resistencia a compresión. Puede evitar cierta reacción deletérea entre cemento y agregados.

Las aplicaciones indicadas para cada una de estas clases de aditivos resultan conforme a la influencia positiva que ejercen, previo conocimiento y admisión de los efectos secundarios indeseables que también pueden producir. Se incluye un breve resumen de las aplicaciones más comunes.

Se acostumbra emplear el acelerante de fraguado para elaborar mortero o pasta de cemento de fraguado muy rápido para obturar filtraciones de agua, por ello también se le llama a veces tapafugas.

El acelerante de resistencia se aplica para incrementar la resistencia del concreto en sus primeras edades, con objeto de adelantar su descimbrado, utilización y puesta en servicio, o para protegerlo contra bajas temperaturas en colados en climas fríos. El producto más conocido es el cloruro de calcio ($CaCl_2$), que se administra en proporción máxima de 2 por ciento del peso de cemento.

El retardante de fraguado se usa cuando conviene que el concreto fragüe con mayor lentitud para facilitar las operaciones inherentes a su manejo y colocación. Su empleo está indicado en colados en climas cálidos o cuando por lo excesivo del volumen o lo complicado de las maniobras de colado, se requiere disponer de mayor tiempo para manipular el concreto en estado fresco. Existen diversas sustancias químicas que producen este efecto.

El fluidizante es una sustancia que al añadirse a una mezcla de concreto incrementa su fluidez en forma parecida como si se le añadiera agua. Por ello se utiliza frecuentemente para disminuir el agua de mezclado, conservando la misma fluidez, lo cual produce evidentes beneficios al concreto. Los principales agentes reductores de agua son los derivados del ácido lignosulfónico.

El inclusor de aire incorporado durante el mezclado mecánico del concreto propicia la formación de pequeñas burbujas de aire en el interior de la masa, las cuales producen las influencias señaladas anteriormente. Se emplea en mezclas con agregados triturados o arenas gruesas para mejorar su manejabilidad y disminuir el agua de sangrado. En países de clima muy frío se le emplea para proteger el concreto contra los efectos de la congelación del agua ubicada en su interior. La resina de vinsol neutralizada es el producto inclusor de aire que más se utiliza.

El estabilizador de volumen consiste esencialmente en limaduras de fierro que al oxidarse incrementan su volumen en forma limitada, generando una expansión suficiente para compensar las contracciones naturales. Su principal aplicación consiste en elaborar morteros fluidos que se utilizan para el apoyo de maquinaria pesada, y otras semejantes.

El expansor generalmente es polvo de aluminio que al reaccionar con el hidróxido de calcio liberado por el cemento, genera gas hidrógeno, el cual por su ligereza tiende a subir dentro de la masa de concreto produciéndole expansión. Si la masa se vierte en un espacio confinado se inhibe la expansión y solo se produce presión en las paredes, que favorece la acción de llenado. De lo contrario, si se produce expansión libre se forman cavidades alveolares en el concreto que reducen su resistencia y peso volumétrico.

La puzolana es un material natural o artificial que en sí mismo es inerte, pero en combinación con cal puede actuar como cementante, para lo cual requiere poseer alta finura. Cuando se emplea como aditivo para concreto, pueden perseguirse varias finalidades: mejorar la manejabilidad y reducir el agua de sangrado de las mezclas debido a la acción de su finura; mejorar la resistencia del concreto contra el ataque de ciertas aguas y suelos agresivos, por su reacción con la cal liberada por el cemen

to; reducir la generación de calor de hidratación, supliendo una parte del contenido de cemento; evitar una posible reacción deletérea entre ciertos agregados silíceos y cemento con alto contenido de álcalis.

En cualquier caso, conviene tener presente que las influencias señaladas no son invariables ni precisas pues dependen de la calidad de los aditivos, su dosificación, la naturaleza de los demás componentes del concreto y las condiciones del medio ambiente en que se produce. Por esta razón, es altamente recomendable no emplear aditivos sin antes efectuar pruebas de laboratorio y/o de campo que permitan definir su comportamiento y efectos.

3.2 Proporcionamiento de componentes

3.2.1 Criterios generales

La posibilidad de variar la proporción en que deben combinarse los componentes del concreto, es tal vez el medio más accesible para influir en sus propiedades, especialmente en lo que se refiere a resistencia mecánica y propiedades correlativas.

Los siguientes son criterios normalmente aceptados, cuando se trata de definir en un caso dado dicha proporción:

a) Usar la mínima cantidad de agua posible, por m^3 de concreto, para lo cual se deben producir mezclas con la consistencia menos fluida que pueda trabajarse.

b) Seleccionar la calidad de pasta de cemento adecuada a las especificaciones de la estructura. Conforme a lo señalado en el Cap. 2, esta calidad se expresa en función de la relación agua/cemento de la propia pasta.

c) Emplear el tamaño más grande de agregado que pueda manejarse sin segregación, y que sea admitido por las condiciones geométricas y de

refuerzo de la estructura, siempre y cuando la resistencia promedio requerida no sea mayor de unos 300 kg/cm^2. Para resistencias más altas, conviene tomar en cuenta las características propias de los agregados disponibles, determinando su aptitud mediante pruebas directas de laboratorio.

d) Utilizar la mínima cantidad de arena por m^3 de concreto que sea compatible con la manejabilidad del concreto y sus condiciones de acabado.

La consistencia adecuada, medida por el revenimiento, para diversos tipos de construcción de concreto acomodado por vibración, debe hallarse entre los siguientes límites:

Muros de cimentación y zapatas, reforzados	4 a 10 cm
Zapatas, cajones y muros de subestructura, simples	2 a 8 cm
Vigas y muros, reforzados	4 a 10 cm
Columnas de edificios	6 a 10 cm
Pavimentos y losas	2 a 8 cm
Concreto en masa	0 a 6 cm

La relación agua/cemento debe seleccionarse para permitir que el concreto alcance la resistencia promedio requerida (f_{cr}), según el proyecto de la estructura, a los 28 días de edad, excepto cuando la propia estructura deba prestar servicio en condiciones de severa exposición, en cuyo caso la relación agua/cemento debe limitarse así:

Condiciones de exposición	Secciones delgadas o con recubrimiento del acero menor de 2 cm	Cualesquiera otras estructuras
a) Humedecimiento continuo o frecuente y exposición a la congelación y el deshielo; agua/cemento máxima	0.45	0.50

b) Exposición al agua de mar o a los sulfatos; agua/cemento máxima	0.40	0.45

Conviene definir el tamaño máximo del agregado en los casos que son comunes en las obras menores, conforme a las limitaciones geométricas y de refuerzo de las estructuras, señaladas en el inciso c de 3.1.2.

La determinación del contenido óptimo de arena, para los materiales disponibles y las condiciones de trabajo dadas, normalmente requiere hacerse mediante algunos ensayes previos, tomando en cuenta la manejabilidad requerida, los medios de colocación disponibles y la clase de acabados que deben obtenerse en el concreto. Aun cuando siempre es deseable que estos ensayes se realicen en condiciones de laboratorio, conviene prevenir aquellos casos en que esto no es posible por circunstancias especiales. Para estos casos se incluyen las tablas 3.2 y 3.3, que contienen las cantidades aproximadas de agregados, en peso, que se requieren para producir revolturas de concreto de diversas resistencias, a partir del empleo de un saco de 50 kg de cemento. En la tabla 3.4 se incluyen, solamente como información, datos de volúmenes aproximados de concreto que se deben obtener empleando las proporciones dadas, conforme varíe el peso específico de los agregados.

3.2.2 Usos y limitaciones de las tablas de proporciones

Se presentan dos tablas, según que el tamaño máximo del agregado sea 19 mm (3/4 pulg) o 38 mm (1 1/2 pulg), que son los casos más frecuentes en las obras menores. En cada tabla se dan proporciones para concretos con resistencias promedio requeridas comprendidas entre 175 y 400 kg/cm^2. Para cada resistencia existen tres proporciones diferentes, en

función de la granulometría de la arena, y para cada proporción se incluyen tres mezclas opcionales denominadas A, B y C. El procedimiento a seguir en el uso de estas tablas es como se indica enseguida.

a) Se define el tamaño máximo del agregado según dimensiones y refuerzo de la estructura (3.1.2, inciso c). Si resulta teóricamente comprendido entre 15 y 35 mm, conviene adoptar 19 mm (3/4 pulg) como tamaño máximo nominal, prácticamente obtenible de acuerdo con las mallas que son usuales para el cribado de la grava, y se aplica la tabla 3.2. Si resulta entre 35 y 65 mm, entonces conviene adoptar 38 mm (1 1/2 pulg) y aplicar la tabla 3.3. En el caso de estructuras que por sus dimensiones o condiciones de refuerzo requieran gravas con tamaño máximo menor de 15 mm o bien las admitan con tamaño mayor de 65 mm, se considera más conveniente diseñar las mezclas mediante pruebas directas de laboratorio con los materiales propuestos.

b) Se establece la resistencia promedio requerida (f_{cr}) a partir de los datos consignados en la tabla 1.2, tomando en cuenta la resistencia de proyecto (f'_c) y la clase de concreto especificada por el proyectista de la estructura, y suponiendo un coeficiente de variación probable en los resultados, conforme a las condiciones en que se vaya a producir el concreto, según la escala aproximada contenida en la tabla 1.1. Los valores de f_{cr} están tabulados por intervalos; no se recomienda interpolar, es preferible aplicar el límite superior del intervalo en que resulte comprendido el valor de f_{cr} correspondiente.

c) Se determina, de ser posible, el módulo de finura de la arena como se define en 3.1.2 b. Si no se dispone de medios para determinarlo, será necesario estimar si la arena es fina, media o gruesa. De cualquier modo, con esa información relativa a la granulometría de la arena, podrá entrarse a la columna correspondiente de la tabla en uso, en donde se en

cuentran los pesos de arena y grava que deben emplearse para fabricar revolturas de un saco de cemento (50 kg), de acuerdo con el valor de f_{cr}.

d) Se observa que para cada condición así definida, existen tres mezclas opcionales denominadas A, B y C. El propósito de su inclusión es tomar en cuenta el efecto que producen la forma de las partículas y la granulometría de la grava sobre el requerimiento de arena para producir mezclas trabajables. El procedimiento a seguir consiste en tomar los datos de la mezcla B y elaborar una revoltura de prueba, adicionando la cantidad de agua suficiente para obtener la consistencia necesaria, según lo indicado en 3.2.1. Si esta mezcla se aprecia excedida de arena, convendrá cambiarla y ensayar los datos de la mezcla A. Si, por lo contrario, se juzga escasa de arena, deberán emplearse los datos de la mezcla C. Asimismo, debe vigilarse el estado de humedad que presente la arena en el momento de su empleo, pues para fijar las cantidades de arena de las tablas se le ha supuesto una condición definida como seca al ambiente, es decir, la que se produce en el material después de varios días de estar almacenado sin recibir agua. Cuando la arena se encuentre húmeda (sin agua superficial), las cantidades de las tablas deben incrementarse 3 por ciento, y cuando se encuentre saturada (con agua libre en la superficie) deben incrementarse 6 por ciento. Obviamente, en ambos casos, la cantidad de agua de mezcla requerida para obtener el revenimiento necesario deberá ser menor que cuando la arena se encuentre seca al ambiente.

e) Una vez definida la mezcla adecuada (A, B o C) y la cantidad de agua que es necesario añadirle para obtener la consistencia requerida (medida por el revenimiento), debe procederse a fabricar revolturas del volumen adecuado a la capacidad de la revolvedora. Si se dispone de los medios necesarios para pesar el cemento, lo más conveniente es hacerlo y determinar las cantidades correspondientes de arena y grava en función de la pro

porción unitaria establecida. De no ser así, lo recomendable es dosificar el cemento por sacos completos y emplear cantidades de arena y grava que sean múltiplos de las cantidades indicadas en las tablas. Existen dos medios para estimar el volumen de concreto que debe resultar al producir una revoltura: 1) determinar el peso volumétrico del concreto fresco y aplicar el procedimiento que se describe en 6.2.2.3; 2) hacer uso de los volúmenes aproximados que se incluyen en la tabla 3.4, para revolturas de un saco de cemento, según tamaño máximo y peso específico de los agregados.

3.2.3 Ejemplo

Se requiere fabricar concreto f'_c = 210 kg/cm^2, clase 1 (ACI-214), en una obra donde se espera tener un coeficiente de variación igual a 20 por ciento. Las estructuras admiten grava con 38 mm (1 1/2 pulg) de tamaño máximo y la arena disponible puede considerarse con graduación algo fina. Se cuenta con una báscula de plataforma para pesar los materiales y con una revolvedora mecánica 11" S" para mezclar el concreto.

De la tabla 1.2, considerando V = 20 por ciento, se obtiene f_{cr} = 282 kg/cm^2. Entrando a la tabla 3.3, para f_{cr} = 300 kg/cm^2 y arena ligeramente fina, se obtiene la siguiente proporción de mezcla B:

Cemento = 50 kg (un saco)

Arena = 84 kg.

Grava = 179 kg

Al elaborar una mezcla de prueba con estas cantidades, se determina un requerimiento de 27 lt de agua para obtener los 10 cm de revenimiento necesario. Asimismo, se aprecia que a la mezcla le hace falta arena y que esta se encuentra húmeda; en consecuencia, se cambia a la mezcla C del mismo grupo y se incrementa la arena en 3 por ciento, con lo cual resulta la siguiente nueva proporción:

Cemento = 50 kg (un saco) (1.00)

Arena = 90 + 2.7 = 92.7 kg (1.85)

Grava = 173 kg (3.46)

En este caso, el requerimiento de agua aumenta a 28 lt para obtener los 10 cm de revenimiento y la mezcla se aprecia con buena manejabilidad. El peso volumétrico del concreto fresco, determinado, resulta igual a 2 380 kg/m^3; por consiguiente, el volumen de la revoltura es:

$$\frac{50 + 92.7 + 173 + 28}{2\ 380} = \frac{343.7}{2\ 380} = 0.144\ m^3 = 144\ lt$$

que es el que se encuentra en la tabla 3.4, cuando el peso específico de los agregados se halla entre 2.55 y 2.65.

Considerando que la capacidad nominal de una revolvedora 11" S" es igual a once pies cúbicos, es decir, 311 litros de concreto, en ella se pueden fabricar revolturas de este concreto empleando la siguiente cantidad máxima de cemento:

$$\frac{311}{144} = 2.16 \text{ sacos} = 108 \text{ kg}$$

Para fines prácticos, si el cemento se dosifica por sacos, las cantidades de materiales por revoltura pueden quedar como sigue:

Cemento = 100 kg (2 sacos)

Arena = 185 kg

Grava = 346 kg

Agua = 56 lt

y el consumo de cemento por m^3 de concreto, sería:

$$\frac{100\ kg}{0.288\ m^3} = 347\ kg/m^3$$

TABLA 3.1 INFLUENCIA APROXIMADA QUE EJERCEN DIVERSAS CLASES DE CEMENTO SOBRE ALGUNAS PROPIEDADES DEL CONCRETO EN ESTADO FRESCO Y ENDURECIDO

PROPIEDADES DEL CONCRETO	CLASES DE CEMENTO							
	Portland I	Portland II	Portland III	Portland IV	Portland V	EAT	Portland puzolana	Portland escoria
A) En estado fresco:								
A-1 Manejabilidad y cohesión	Normal	Normal	Lig mayor	Lig menor	Normal	Normal	Lig mayor	Normal
A-2 Capacidad de retención de agua	Normal	Normal	Lig mayor	Lig menor	Normal	Normal	Lig mayor	Normal
A-3 Tiempo de fraguado	Normal	Normal	Lig menor	Lig mayor	Normal	Normal	Normal	Normal
B) En estado endurecido:								
B-1 Velocidad para obtener resistencia mecánica	Regular	Lig baja	Alta	Baja	Lig alta	Lig alta	Lig baja	Regular
B-2 Resistencia al ataque por sulfatos	Baja	Regular	Baja	Regular	Alta	Alta	Lig alta	Lig alta
B-3 Resistencia a las aguas muy puras o con alto CO_2	Baja	Regular	Baja	Regular	Lig alta	Lig alta	Alta	Alta
B-4 Velocidad para generar calor de hidratación	Lig alta	Regular	Alta	Baja	Regular	Regular	Lig baja	Lig baja
B-5 Contracción por secado en la pasta de cemento	Regular	Regular	Lig alta	Lig baja	Regular	Regular	Lig alta	Regular

TABLA 3.2 CONCRETO CON TAMAÑO MAXIMO 19 mm (3/4 pulg). CANTIDADES DE MATERIALES, EN PESO, PARA REVOLTURAS DE UN SACO DE CEMENTO (50 kg)

f_{cr},* en kg/cm^2	$\frac{A}{C}$**	Mezclas opcionales	Arena lig. fina 2.30< MF < 2.60		Arena mediana 2.60<MF< 2.90		Arena lig. gruesa 2.90 < MF < 3.20	
			Arena kg	Grava kg	Arena kg	Grava kg	Arena kg	Grava *** kg
175	0.72	A	132	190	142	180	151	171
		B	138	184	148	174	158	164
		C	145	177	154	168	164	158
200	0.68	A	117	179	126	170	134	162
		B	123	173	132	164	140	156
		C	129	167	138	158	147	149
225	0.64	A	105	169	113	161	121	153
		B	110	164	118	156	127	147
		C	116	158	124	150	132	142
250	0.60	A	94	160	102	152	109	145
		B	99	155	107	147	114	140
		C	104	150	112	142	119	135
275	0.56	A	84	151	91	144	98	137
		B	89	146	96	139	103	132
		C	93	142	100	135	108	127
300	0.53	A	75	142	81	136	88	129
		B	79	138	86	131	92	125
		C	84	133	90	127	97	120
325	0.49	A	67	134	73	128	79	122
		B	71	130	77	124	83	118
		C	75	126	81	120	87	114
350	0.46	A	59	126	64	121	70	115
		B	63	122	68	117	74	111
		C	66	119	72	113	77	108
400	0.40	A	45	113	50	108	55	103
		B	48	110	53	105	58	100
		C	51	107	56	102	61	97

* Resistencia promedio requerida (tabla 1.2)

** Relación agua/cemento neta, en peso, que teóricamente se requiere

*** Los pesos de arena y grava tabulados corresponden a materiales secos al ambiente y sin defectos de clasificación. El peso de arena debe incrementarse en 3 por ciento si está húmeda, y en 6 por ciento si está saturada. No es aconsejable usar arena o grava muy mojadas; conviene dejarlas drenar 24 horas, por lo menos, antes de usarlas. Si los agregados tienen defectos de clasificación (sub y sobretamaños), los pesos de la tabla deben corregirse conforme a 4.2.2 b)

TABLA 3.3 CONCRETO CON TAMAÑO MAXIMO 38 mm (1 1/2 pulg). CANTIDADES DE MATERIALES, EN PESO, PARA REVOLTURAS DE UN SACO DE CEMENTO (50 kg)

f_{cr},* en kg/cm^2	$\frac{A}{C}$**	Mezclas opcionales	Arena lig. fina 2.30 < MF < 2.60		Arena mediana 2.60 < MF < 2.90		Arena lig. gruesa 2.90 < MF < 3.20	
			Arena kg	Grava kg	Arena kg	Grava kg	Arena kg	Grava*** kg
175	0.72	A	130	242	142	230	153	219
		B	138	234	149	223	160	212
		C	145	227	156	216	168	204
200	0.68	A	117	231	128	220	138	210
		B	124	224	135	213	145	203
		C	132	216	142	206	152	196
225	0.64	A	107	222	117	212	127	202
		B	114	215	124	205	134	195
		C	121	208	131	198	141	188
250	0.60	A	96	207	105	198	114	189
		B	102	201	111	192	120	183
		C	108	195	117	186	126	177
275	0.56	A	87	195	96	186	104	178
		B	93	189	102	180	110	172
		C	99	183	107	175	116	166
300	0.53	A	79	184	87	176	95	168
		B	84	179	92	171	100	163
		C	90	173	98	165	106	157
325	0.49	A	71	171	78	164	85	157
		B	76	166	83	159	90	152
		C	81	161	88	154	95	147
350	0.46	A	63	161	70	154	77	147
		B	68	156	75	149	81	143
		C	72	152	79	145	86	138
400	0.40	A	49	140	55	134	61	128
		B	53	136	59	130	64	125
		C	57	132	62	127	68	121

* Resistencia promedio requerida (tabla 1.2)

** Relación agua/cemento neta, en peso, que teóricamente se requiere

*** Los pesos de arena y grava tabulados corresponden a materiales secos al ambiente sin defectos de clasificación. El peso de arena debe incrementarse en 3 por ciento si está húmeda, y en 6 por ciento si está saturada. No es aconsejable usar arena o grava muy mojadas; conviene dejarlas drenar 24 horas, por lo menos, antes de usarlas. Si los agregados tienen defectos de clasificación (sub y sobretamaños), los pesos de la tabla deben corregirse conforme a 4.2.2 b)

TABLA 3.4 VOLUMENES DE CONCRETO QUE DEBEN PRODUCIRSE POR SACO DE CEMENTO, PARA DIFERENTES RESISTENCIAS PROMEDIO REQUERIDAS, SEGUN PESO ESPECIFICO Y TAMAÑO MAXIMO DE LOS AGREGADOS

f_{cr}, en kg/cm^2	VOLUMEN APROXIMADO DE CONCRETO, EN LITROS, PARA REVOLTURAS DE UN SACO DE CEMENTO					
	Peso específico 2.45		Peso específico 2.55		Peso específico 2.65 *	
	Tamaño máx, 19 mm	Tamaño máx, 38 mm	Tamaño máx, 19 mm	Tamaño máx, 38 mm	Tamaño máx, 19 mm	Tamaño máx,** 38 mm
175	187	207	181	200	176	193
200	175	195	169	189	164	182
225	163	185	158	179	153	173
250	153	172	148	166	144	161
275	143	162	138	156	134	151
300	134	152	130	147	126	142
325	125	142	121	137	118	133
350	117	133	114	128	110	124
400	103	115	100	111	97	108

* Peso específico medio de los agregados, en condición saturada y superficialmente seca.

** Tamaño máximo de la grava, en mm.

A medida que se requiere mayor precisión en las dosificaciones, los equipos tienden a ser más complejos. El siguiente paso en cuanto a precisión, lo constituyen las plantas dosificadoras, de las cuales hay una gran variedad. Las más sencillas y de menor capacidad disponen de una tolva pesadora única donde todas las fracciones de agregados se pesan acumuladamente; al aumentar la capacidad se impone la necesidad de disponer una tolva pesadora para cada fracción. Si el peso se hace acumulado se admite una tolerancia de 1 por ciento, y si es individual, de 2 por ciento; este último sería el caso de la báscula de plataforma.

b) Para que las cantidades efectivas de todas las fracciones de agregados que se pesen para cada revoltura correspondan a las teóricamente supuestas y se mantengan aceptablemente uniformes en el curso de la producción del concreto, es necesario tomar en cuenta y corregir los efectos que producen sus variaciones inherentes, relativas a deficiencias de cribado y contenidos de humedad.

Las deficiencias de cribado, también conocidas como contaminaciones granulométricas, se refieren a las partículas de agregado que son más chicas o más grandes que las comprendidas en el intervalo teórico abarcado por cada fracción separada. Las que son menores se denominan subtamaños, y las mayores, sobretamaños. Así, la arena, cuyo intervalo teórico comprende partículas entre la malla No 200 (74 micras) y la malla No 4 (4.8 mm) suele contener una cierta cantidad de fragmentos menores que se consideran impurezas (limo, arcilla) y mayores que deben ser considerados como grava. De igual manera, a la grava con tamaño máximo nominal igual a 38 mm (1 1/2 pulg), por ejemplo, le correspondería un intervalo teórico de 4.8 a 38 mm, pero también puede contener fragmentos menores que deben ser tratados como arena y mayores, que aun siendo gravas, conviene restringir para evitar que obstruyan la colocación del concreto a través del acero de refuerzo.

La cuantificación de sub y sobretamaños requiere hacerse mediante cribado de una porción reducida de cada fracción de agregado, empleando mallas cuyas aberturas sean iguales a los límites del intervalo teórico que les corresponda. Una vez determinados los porcentajes de partículas ajenas al intervalo teórico, se procede a corregir las cantidades de agregados que deben pesarse en cada revoltura, con objeto de obtener nuevas cantidades cuya combinación conduzca a las cantidades teóricas previstas al hacer el proporcionamiento. En la tabla 4.2 se presenta un ejemplo numérico de la forma como se acostumbra llevar a cabo esta corrección granulométrica en las obras, considerando que se disponga de tres fracciones de agregados: arena (0-5 mm), grava 1 (5-19 mm) y grava 2 (19-38 mm).

Adaptando este ejemplo al caso de una obra menor, lo frecuente sería disponer de solamente dos fracciones: arena (0-5 mm) y grava (5-38 mm), cuyas deficiencias de cribado, determinadas sobre muestras representativas cribadas en malla No 4 (4.8 mm), podrían ser así:

Concepto	En la arena	En la grava
Material retenido en malla No 4 (grava)	7.5 por ciento	90.0 por ciento
Material pasado por malla No 4 (arena)	92.5 por ciento	10.0 por ciento

Suponiendo que se trate de elaborar un concreto como el indicado en el ejemplo de 3.2.3, en el que hay que pesar 185 kg de arena (100 por ciento pasada por malla No 4) y 346 kg de grava (100 por ciento retenida en malla No 4) para cada revoltura de dos sacos de cemento, si se dosifican estas cantidades en las condiciones anteriores, se tendría:

Conceptos	Fracciones del agregado	
	Arena, en kg	Grava, en kg
Cantidades dosificadas (en condiciones disponibles)	185	346
Grava en la arena: 185 x 0.075		14
Arena en la arena: 185 x 0.925	171	
Grava en la grava: 346 x 0.90		311
Arena en la grava: 346 x 0.10	35	
Cantidades dosificadas corregidas (netas)	206	325

El resultado sería la inclusión real de 206 kg de arena neta, en lugar de los 185 kg previstos, esto es, 21 kg de más, y, consecuentemente, 21 kg de menos en la grava. Una forma sencilla para hacer la corrección consiste en disminuir 21 kg a la cantidad de arena que debe dosificarse, esto es, 185 - 21 = 164 kg. La cantidad de grava sería entonces 346 + + 21 = 367 kg. La dosificación de estas cantidades conduciría a los siguientes resultados:

Conceptos	Fracciones del agregado	
	Arena, en kg	Grava, en kg
Cantidades dosificadas (en condiciones disponibles)	164	367
Grava en la arena: 164 x 0.075		12
Arena en la arena: 164 x 0.925	152	
Grava en la grava: 367 x 0.90		330
Arena en la grava: 367 x 0.10	37	
Cantidades dosificadas corregidas (netas)	189	342

En esta forma, la diferencia entre la cantidad de arena requerida (185 kg) y la verdaderamente incluida (189 kg) se ha reducido a solamente 4 kg en exceso. De manera que con una segunda aproximación, las cantidades definitivas serían:

$$\text{Arena} = 164 - 4 = 160 \text{ kg}$$

$$\text{Grava} = 367 + 4 = 371 \text{ kg}$$

Conviene hacer esta corrección directamente a partir de los datos de cantidades de agregados aportadas por las tablas 3.2 y 3.3. A continuación, debe efectuarse la segunda corrección por concepto de humedad, la cual solamente se ha previsto para la arena por considerarla de mayor significación. Como se indicó al pie de esas tablas, en las cantidades puestas como datos se ha considerado que la arena se encuentra seca al ambiente; se recomienda incrementarlas en 3 por ciento si la arena se encuentra húmeda (sin agua superficial), y en 6 por ciento si se encuentra saturada (con agua superficial). También se recomienda evitar el uso de arena con exceso de agua superficial (sobresaturada), siendo preferible dejarla drenar durante un lapso de 24 horas antes de usarla.

4.2.3 Agua

Es conveniente utilizar agua que provenga de una fuente conocida y, de preferencia, que existan antecedentes de haberla empleado en una aplicación similar. En donde sea posible, conviene usar agua de la red de abastecimiento. Debe evitarse el uso de agua que presente olor o color, excepto cuando pruebas físicas y químicas demuestren que la contaminación es inofensiva para el concreto.

El agua que debe incorporarse a cada revoltura puede dosificarse confiablemente por volumen cuando se dispone de un recipiente cali

de la última cuarta parte. A cada muestra debe determinársele revenimiento y peso volumétrico conforme a los procedimientos que se incluyen en 6.2.2. Además, deben elaborarse en cada caso tres cilindros estándar según el método expuesto en 6.2.3, para ensayarlos a 7 días de edad. Se considera que la revoltura es homogénea, si los resultados obtenidos en ambas muestras no manifiestan diferencias que excedan de los siguientes valores:

Concepto	Máxima diferencia permisible
1. Revenimiento	
a) Si el promedio es igual o menor de 10 cm	1.5 cm
b) Si el promedio es mayor de 10 cm	3.0 cm
2. Peso volumétrico	20 kg/m^3
3. Resistencia a compresión a 7 días de edad (promedio de 3 especímenes en cada muestra)	10 kg/cm^2

Si como resultado de estas pruebas se determina que la revoltura no es homogénea, esto puede relacionarse con varias causas posibles: tiempo de mezclado insuficiente, velocidad de rotación inadecuada (excesiva o insuficiente), desgaste en las aspas, volumen de revoltura en exceso o defecto de la capacidad nominal, o falta de idoneidad en el equipo para mezclar eficientemente la clase de concreto que se produce, conforme a consistencia especificada (revenimiento) y tamaño máximo de agregado. Algunas de estas causas pueden ser corregibles, pero otras pueden requerir que se cambie el equipo mezclador por otro más adecuado.

En ocasiones, aunque la revoltura se aprecie homogénea en el interior de la mezcladora en movimiento, puede disgregarse durante la

operación de descarga. Este efecto se intensifica cuando la operación se hace lentamente, a fin de verter porciones en diferentes recipientes. Para evitarlo, se recomienda vaciar toda la revoltura, en una sola operación de descarga, dentro de un recipiente único de capacidad adecuada, desde donde pueda distribuirse a los recipientes del equipo de transporte, en caso de que así se requiera.

Es frecuente que la primera revoltura que se produzca resulte con aspecto excedido en grava, debido al mortero que se adhiere en el interior de la mezcladora. Esto se evita mezclando inicialmente una pequeña revoltura de mortero que se desperdicie, o bien incrementando en 10 por ciento las cantidades de cemento y arena que se dosifiquen para hacer la primera revoltura de concreto.

4.3.2 Transporte y colocación del concreto

Estos movimientos corresponden a lo que también se denomina puesta en obra del concreto, es decir, su traslado desde la mezcladora hasta el interior de las cimbras que deben dar forma a la estructura que se construye. La mayoría de las veces este traslado se divide en dos etapas: el transporte desde la descarga de la mezcladora hasta un punto inmediato a la estructura, y la colocación desde este hasta el interior de las cimbras.

a) Transporte. Debe efectuarse cuidando que se satisfagan dos requisitos esenciales: que sea lo suficientemente rápido para evitar que el concreto se seque y pierda revenimiento antes de ser colocado, y que sea eficaz para evitar que se produzca segregación y pérdida de mortero o lechada.

Existen diversos medios y equipos en uso para transportar concreto, aunque no todos son aptos para cumplir los requisitos anteriores.

Los que se emplean con mayor frecuencia son:

Carretillas y vagonetas

Malacates y montacargas

Tubos y canalones

Camiones de varios tipos

Botes accionados por grúas o cablevías

Bandas transportadoras

Bombas de concreto

Transportadores neumáticos

Para la elección del más adecuado, se requiere tomar en cuenta los siguientes aspectos principales: volumen de concreto a transportar; distancias mínima, media y máxima; consistencia especificada (revenimiento) y tamaño máximo del agregado en las mezclas; accesibilidad y medios disponibles para colocar el concreto dentro de las cimbras.

Las carretillas y vagonetas (de mano o mecanizadas) son equipos de bajo costo, útiles para mover volúmenes reducidos en distancias cortas, razones por las cuales se les encuentra frecuentemente en las obras menores. Habilitando vías de tránsito cómodas y expeditas, y contando con ruedas neumáticas, es posible obtener resultados aceptables si se les utiliza en número suficiente.

Los malacates y montacargas se emplean para salvar desniveles y espacios poco accesibles, moviendo volúmenes reducidos en distancias cortas. Es decir, su aplicación y rendimiento es comparable al de carretillas y vagonetas, a las cuales suelen suplir o complementar.

Los tubos y canalones son los dispositivos más simples que se emplean para el descenso del concreto. Debido a su bajo costo y facilidad de adaptación, constituyen un procedimiento bastante utilizado en las

obras menores. Aunque son innegables dichas ventajas, su aplicación descuidada conduce invariablemente a segregar el concreto y promueve defectos de construcción. Considerando que no es práctico proscribir su uso, se estima necesario enumerar algunas recomendaciones para mejorar los resultados que puedan obtenerse con su aplicación, principalmente en el caso de los canalones:

No debe permitirse que el uso de canalones obligue a emplear mezclas fluidas por ese solo hecho. La consistencia de las mezclas debe ser determinada por las características de la estructura y la facilidad que esta ofrezca para colocar y acomodar el concreto, observándose como norma el empleo de la consistencia menos fluida que sea posible.

Los canalones que mejores resultados producen son los metálicos, o de madera forrada de lámina, con sección semicircular o semejante, provistos con una tapa que proteja al concreto del sol, el viento y la lluvia.

Deben tener una pendiente uniforme en todo su desarrollo, la cual debe ser suficiente para permitir que el concreto deslice, pero no tanta que produzca segregación.

En el extremo de descarga deben colocarse tubos de forma troncocónica, también llamados "trompas de elefante", para confinar el concreto, reducir su velocidad de caída, obligarlo a que descienda verticalmente dentro de las cimbras y disminuir su altura de caída libre.

Antes de vaciar el concreto por primera vez, y en cada ocasión que el sol y el viento lo justifiquen, puede permitirse mojar los canalones, siempre y cuando el agua que escurra no se mezcle con el concreto.

Los camiones también son equipos en que se transporta frecuentemente el concreto en las obras menores. De ellos, existen dos tipos principales: los que cuentan con una revolvedora de tambor integrada (camión mezclador) y los habilitados con una caja de volteo. Los primeros, que se utilizan en la industria del concreto premezclado, permiten conservar homogéneo el concreto aun en distancias grandes de acarreo. Su única limitación estriba en no poder operar con mezclas de muy bajo revenimiento, la cual es inherente al tipo de revolvedora con que cuentan. Entre los segundos, existen variantes de acuerdo con la geometría de la caja y la posibilidad de adaptación de aspas para agitar el concreto. En términos generales, puede considerarse que el camión de volteo común y corriente de caja rectangular no es un equipo adecuado para transportar concreto, por los inconvenientes que presenta: si la mezcla tiene consistencia fluida, sus ingredientes se clasifican con facilidad durante el transporte de acuerdo con su peso específico; si la mezcla es de consistencia seca, resulta difícil su descarga con la simple inclinación de la caja. La adaptación de cajas con diseño más apropiado alivia estos inconvenientes pero no los elimina totalmente. A veces, mediante la incorporación de aspas agitadoras, se obtienen mejores resultados.

Como en el caso de los canalones, los camiones de volteo son equipos cuyo uso para transportar concreto se encuentra muy arraigado en las obras menores, a pesar de los defectos señalados. Esto puede atribuirse a su gran radio de acción, su aptitud para hacer llegar el concreto a diversos puntos de la obra y su costo relativamente bajo. Tomando en cuenta estas ventajas, no parece fácil evitar que se continúen empleando. Por lo tanto, es oportuno hacer algunas recomendaciones para obtener mejores resultados:

No se deben transportar en camiones de volteo mezclas demasiado

fluidas. Si es imposible evitarlo debe procurarse que la caja sea estanca para impedir fugas y debe proveerse un medio para remezclar el concreto en el punto de descarga, a fin de restituir su homogeneidad antes de colocarlo dentro de las cimbras.

Cuando se transporten mezclas demasiado secas, puede facilitarse su descarga adaptando a la caja un vibrador exterior, o bien haciendo uso de uno de inmersión.

Deben taparse las cajas de volteo durante el transporte, con objeto de proteger el concreto contra los efectos del sol, el viento y la lluvia.

No debe permitirse el uso de camiones de volteo cuando el tiempo de transporte sea excesivo y, a pesar de todas las precauciones, la mezcla pierda más de 2.5 cm de revenimiento (si este es de 10 cm o menor) o más de 4 cm (si es de 11 cm o mayor) desde la salida de la mezcladora hasta el lugar de entrega.

Los botes accionados por grúas o cablevías constituyen, tal vez, el equipo más idóneo para transportar concreto en distancias cortas, e inclusive colocarlo dentro de las cimbras, pues no producen segregación y son aptos para mezclas de consistencia seca. Los botes o cubos para concreto están provistos de una compuerta inferior que hace expedito el vaciado por gravedad. Se recomienda su uso en obras en que se disponga de equipo mecánico para movilizarlos.

Las bandas transportadoras, bombas de concreto y transportadores neumáticos son equipos especializados en el transporte y colocación de concreto que, mediante una operación adecuada, suelen ser eficaces. Su costo, más elevado que el de los equipos precedentes, limita sus aplicaciones en las obras menores. Cuando sea necesario utilizarlos, se recomienda

consultar primero la información técnica del fabricante y la que se encuentra en varias de las referencias bibliográficas de este capítulo (refs 4.2 a 4.4).

b) Colocación. La operación propiamente dicha de colocar el concreto consta de los arreglos que se hacen para introducirlo en el espacio delimitado por las cimbras que configuran la estructura. Algunos equipos de transporte de concreto, como las bombas, cumplen también con el objetivo de colocarlo; pero otros, como los camiones, solamente lo aproximan a la estructura. La mayoría de las veces es necesario emplear dos o más sistemas de desplazamiento del concreto, que se complementan para transportarlo y colocarlo.

Muchos de los defectos de construcción más comunes se atribuyen a prácticas inadecuadas durante la colocación del concreto. Para contribuir a que sean menos frecuentes, se incluyen las recomendaciones que siguen:

No se debe colocar concreto que se reciba previamente segregado, pues lo normal es que las operaciones subsecuentes tiendan a incrementar la segregación, en vez de reducirla. Es preferible corregir las fallas que ocurran en la etapa previa o bien remezclar el concreto antes de colocarlo.

El concreto no debe descender en caída libre desde el extremo de descarga de un canalón, una banda o de la tubería de una bomba, no importa qué tan reducida sea la altura. Como práctica invariable deben colocarse tubos cónicos rígidos (trompas de elefante), mangueras flexibles de diámetro no menor de 20 cm, o simples mamparas deflectoras, a fin de reducir la velocidad de caída del concreto y obligarlo a que incida verticalmente sobre la superficie de colocación.

Debe evitarse el desplazamiento horizontal del concreto dentro del área de colocación. Para lograrlo deben hacerse arreglos para que el concreto se deposite en diversos puntos que abarquen todo el espacio por llenar.

Evítense las acumulaciones de concreto en un mismo punto de descarga o su colocación mediante capas con demasiado espesor, pues en ambos casos se forman taludes donde el agregado grueso se segrega y, además, no es posible darle compacidad adecuada. Para concreto estructural, es necesario que el espesor de las capas horizontales no exceda de 50 cm.

Debe evitarse la formación de juntas frías entre dos capas sucesivas, debido a falta de planeación en la colocación. Tomando en cuenta la velocidad con que el concreto puede colocarse y su tiempo de fraguado inicial, deben localizarse las juntas de construcción, de modo que el tiempo de colocación de una capa que abarque toda el área de colado sea inferior al tiempo de fraguado inicial del concreto. De esta manera puede conseguirse que al colocar una nueva capa, el concreto de abajo todavía se encuentre en estado plástico y pueda crearse "fusión" entre ambas capas al ser sometidas a vibración.

4.4 Acomodo, acabado y curado

4.4.1 Acomodo del concreto

Es la operación según la cual el concreto recién colocado dentro de las cimbras, se somete a acciones que le permiten fluir para llenar todo el espacio confinado por las mismas. Con estas acciones se persigue también expulsar la mayor cantidad posible del aire que se encuentre atrapado dentro del concreto, es decir, se busca suministrarle la máxima

des que lo confinan. También debe evitarse la tendencia a desplazar lateralmente el concreto mediante la aplicación inclinada del vibrador, por la misma razón.

4.4.2 Acabado del concreto

Existen dos tipos principales de acabados en las superficies de concreto: los que se producen por contacto con los moldes que lo confinan y los que se obtienen mediante la aplicación de herramientas o dispositivos. En cada tipo existen clases que se distinguen por las tolerancias geométricas y por la tersura de las superficies resultantes. Ambos requisitos suelen establecerce en función del aspecto decorativo, de las condiciones de exposición y servicio, y del carácter provisional o permanente de las estructuras.

El Manual de Concreto del USBR (ref 4.1) presenta una clasificación de acabados que comprende los casos más comunes. Los que se producen por contacto con las cimbras se designan con la letra F y son cinco:

F 1. Es el menos exigente de los acabados de este tipo, ya que normalmente se especifica para superficies que posteriormente deberán ser cubiertas por material de relleno. Se admiten variaciones* graduales hasta de 25 mm y no hay requisitos para la tersura de la superficie. De la cimbra solo se requiere que sea resistente y estanca.

F 2. Es un acabado más estricto, que se recomienda para superficies visibles. Se admiten variaciones graduales hasta de 13 mm y bruscas hasta de 6 mm. Las cimbras pueden ser de madera o acero, siempre que den las tolerancias geométricas indicadas.

F 3. Es el acabado requerido en estructuras donde predomina el aspecto decorativo. Solamente se admiten variaciones graduales hasta de 6 mm

* Se miden respecto a una regla de 1.5 m.

y bruscas hasta de 3 mm. Se recomienda usar cimbra de madera forrada con triplay u otro, para obtener máxima tersura. No es conveniente usar cimbra metálica porque su fijación normalmente requiere emplear pernos; además puede producir manchas en la superficie.

F 4. Es la clase de acabado que se especifica en estructuras hidráulicas donde el agua fluye con alta velocidad. Se toleran variaciones graduales y/o bruscas hasta de 6 mm si son en la dirección del flujo, o de 3 mm si son en otra dirección. Las cimbras deben ser de madera forrada o metálicas, para lograr máxima tersura.

F 5. Se especifica para superficies que vayan a recibir un acabado decorativo sobrepuesto (yeso, mortero, tirol, etc.). Se toleran variaciones graduales o bruscas hasta de 6 mm. La cimbra debe ser de madera rugosa para obtener superficies ásperas que suministren adherencia. No deben aplicarse lubricantes a la cimbra.

Los acabados que se obtienen sobre superficies libres mediante la aplicación de herramientas o dispositivos de nivelación, enrase y emparejamiento, se designan con la letra U y son cuatro:

U 1. Es el equivalente al F 1 en este tipo de acabado. Se admiten variaciones* hasta de 10 mm. Se produce mediante el paso de una regla o cercha, sin mayores manipulaciones. Esta clase suele constituir la primera etapa para conseguir los acabados U 2 y U 3.

U 2. Se considera equivalente al acabado F 2. Se le toleran variaciones hasta de 6 mm. Se consigue a partir del acabado U 1, mediante el paso manual de la llana de madera, o con una llana mecánica, pero sin llegar al extremo de pulir la superficie.

U 3. Es un acabado que se obtiene a partir de U 2, con objeto de lograr mayor tersura en la superficie, lo cual se logra puliéndola con lla

* Se miden respecto a una regla de 3 m.

na metálica. De tal modo, la tolerancia geométrica no varía, es decir, se admiten variaciones hasta de 6 mm.

U 4. Es el acabado que se recomienda para losas de concreto de revestimiento de canales. Se admiten variaciones hasta de 6 mm en las losas de fondo y hasta de 13 mm en los taludes. Se obtiene con llana metálica, igual que en U 3, o con equipo mecánico de revestimiento. No son objetables las picaduras menores de 2 a 3 mm, dejadas por este último.

4.4.3 Curado del concreto

Con esta denominación se designa el conjunto de condiciones favorables que deben prevalecer en el concreto recién colado, para que la evolución de la hidratación del cemento que contiene se desarrolle normalmente, hasta que el concreto alcance las propiedades correspondientes a la calidad de sus componentes y la proporción en que se les combine.

Para que el cemento se hidrate normalmente, es decir, que adquiera madurez en forma gradual pero sostenida, se necesitan dos condiciones primordiales en el concreto:

1) existencia permanente de agua en cantidad suficiente
2) conservación de la temperatura dentro de límites adecuados

El fenómeno físico-químico del fraguado, que ocasiona la rigidización de la pasta, se inicia en cuanto se mezcla el cemento con el agua. El proceso continúa mediante reacciones químicas que forman nuevos compuestos con distintas propiedades a las de los materiales que los originaron, y que son los que determinan el comportamiento ulterior de la pasta. Este proceso de hidratación se desarrolla mientras existe agua suficiente en la proximidad de cada partícula de cemento; en el momento en que esta condición deja de ocurrir el desarrollo del proceso se frena, e incluso se interrumpe. Si esta situación anómala se prolonga, la pasta (y por tan

to, el concreto) experimenta imperfección permanente y no alcanza su calidad potencial. El concreto recién mezclado suele contener mayor proporción de agua de la que el cemento necesita para hidratarse, pero a partir de entonces la situación puede cambiar si no se adoptan medidas para evitar que el agua disponible sea sustraída por absorción o se pierda por evaporación. La adopción de tales medidas constituyen la práctica del curado del concreto, en lo que se refiere a la conservación de humedad.

La temperatura también juega un papel importante en el desarrollo del proceso de hidratación del cemento, principalmente cuando presenta valores extremosos. Puede decirse que, dentro de ciertos límites, hay proporcionalidad entre la temperatura de la pasta y la velocidad con que se hidrata. Tomando como referencia una temperatura de 23 ± 2 °C, que según la ASTM (ref 4.5) es la especificada para curado estándar, puede admitirse un comportamiento como el que a continuación se indica, cuando un concreto recién hecho se cura permanentemente durante 28 días a diferentes temperaturas:

	Temperatura permanente de curado, en °C	Velocidad de hidratación	Resistencia mecánica a 28 días
*	< − 10	Nula	Nula
	−10 a 0	Casi nula	Imperceptible
	0 a 5	Muy lenta	Muy baja
**	10 a 21	Reducida	Prácticamente normal
	21 a 25	Normal	Normal
	25 a 40	Incrementada	Prácticamente normal
***	40 a 65	Rápida	Ligeramente baja
	65 a 90	Muy rápida	Baja
****	> 90	Muy rápida	Muy baja

* Debe evitarse que la temperatura de curado del concreto sea menor de 10 °C.

** El intervalo permisible de temperatura, para el curado permanente del concreto, varía entre 10 y 40 °C, aproximadamente.

*** Temperaturas entre 40 y 90 °C solamente son aconsejables en periodos cortos, a fin de acelerar la velocidad inicial de hidratación, mediante la aplicación del procedimiento de curado con vapor a presión atmosférica.

**** La aplicación de temperaturas mayores de 90 °C solamente produce buenos resultados en el concreto mediante el procedimiento de curado en autoclave.

De acuerdo con lo anterior, si la temperatura varía entre 10 y 40 °C, puede esperarse que la velocidad de hidratación del cemento sufra cambios apreciables, sobre todo al principio, pero al cabo de un lapso conveniente (por ejemplo 28 días) la resistencia del concreto debe manifestarse con pocas variaciones por esa causa. Como esta situación es bastante frecuente en la República Mexicana, por sus condiciones climatológicas, lo usual en las obras pequeñas es que la temperatura de curado del concreto no requiera ser influida para permanecer dentro del intervalo permisible. Esto no quiere decir que, si por circunstancias especiales la temperatura del concreto es demasiado alta o baja, no sea necesario adoptar medidas apropiadas para llevarla a dicho intervalo.

Existen varios procedimientos para conservar la humedad del concreto (ref 4.6):

- Curado con agua
  - Inundación o inmersión
  - Riego o aspersión
  - Materiales saturados (telas absorbentes de yute o algodón, tierra, arena, viruta de madera, heno, etc.)
- Materiales selladores
  - Telas plásticas (polietileno)
  - Papeles impermeables
  - Líquidos que forman membrana

Los materiales selladores evitan la pérdida de agua por evaporación, mientras el curado con agua la suministra para reponer la que se pierde, no solamente por evaporación, sino por otras causas como la absorción de los agregados, la cimbra o el terreno. De esta manera, un buen curado con agua suele producir mejores resultados, principalmente cuando es baja la relación agua/cemento con que se elabora el concreto. No obstante, hay casos en que el curado con materiales selladores resulta más conveniente. Así ocurre en grandes superficies verticales donde no es fácil mantener un buen curado con agua, o en la superficie de pavimentos en que es indispensable reducir la evaporación a partir del momento en que se realiza el acabado, estando todavía el concreto en estado plástico.

Independientemente del procedimiento de curado que se aplique, es necesario vigilar que sea eficiente y de duración adecuada. Lo primero requiere que se empleen materiales de calidad comprobada; para lo segundo varias especificaciones establecen que si el curado se hace con agua, se aplique por un lapso no menor de 7 días cuando el cemento usado es tipo I o III, y no menor de 14 días para cualquier otro cemento.

4.5 Referencias

4.1 "Concrete Manual", US Bureau of Reclamation, Denver (1966)

4.2 "Recommended Practice for Measuring, Mixing and Placing Concrete" ACI, Committee 614 (1959)

4.3 "Placing Concrete by Pumping Methods", ACI Journal, Committe 304 (may 1971)

4.4 "Symposium on Shotcreting", ACI, SP-14

4.5 "Standard Method of Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory". American Society for Testing and Materials, Book of Standards, Parte 10 (1971)

4.6 "Recommended Practice for Curing Concrete", ACI Journal, Committe 308

TABLA 4.1 LIMITES PERMISIBLES PARA DEFECTOS DE CRIBADO EN LOS AGREGADOS

Denominación del agregado	Intervalo nominal		Máximo subtamaño permisible		Máximo sobretamaño permisible	
	mm	pulg	malla	% peso	malla	% peso
Arena	0 - 5	0 - 3/16	—	—	No 4	7.5
Grava 1*	5 - 19	3/16 - 3/4	No 4	10.0	3/4 pulg	7.5
Grava 1**	5 - 19	3/16 - 3/4	No 4	15.0	3/4 pulg	10.0
Grava 1	19 - 38	4/4 - 1 ½	3/4 pulg	15.0	1 ½ pulg	10.0
Grava 1 + 2***	5 - 38	3/16 - 1 ½	No 4	10.0	1 ½ pulg	7.5

* Para concreto con tamaño máximo de 19 mm (3/4 pulg).

** Para concreto con tamaño máximo de 38 mm (1 ½ pulg), grava separada en dos fracciones.

*** Para concreto con tamaño máximo de 38 mm (1 ½ pulg), grava en una sola fracción.

TABLA 4.2 EJEMPLO DE CORRECCION AL PROPORCIONAMIENTO POR CONCEPTO DE CONTAMINACIONES GRANULOMETRICAS EN LOS AGREGADOS

Contaminaciones			Fracción incrementada, en kg	Distribución de fracciones incrementadas, en kg					
				Arena		Grava 1		Grava 2	
Fracción	Mat.	%		+	−	+	−	+	−
Arena	Ar. G1	92.5 7.5	$\frac{185}{.925} = 200$	× .925 = 185 × .075 = 15			15		
Grava 1	Ar. G1 G2	10.0 85.0 5.0	$\frac{157}{.850} = 185$		18	× .100 = 18 × .850 = 158 × .050 = 9			9
Grava 2	G1 G2 + G3	9.0 91.0	$\frac{190}{0.910} = 209$				19	× .090 = 19 × .910 = 190	
			SUMAS	+ 200	− 18	+ 185	− 34	+ 209	− 9
			AJUSTES	182		151		200	
			TOTALES	533					

CANTIDADES TEORICAS DE AGREGADOS

Fracción	Por kg de cemento	Por revoltura (un saco de cemento)
Arena	3.70	185 kg
Grava 1	3.14	157 kg
Grava 2	3.80	190 kg
		Total = 532 kg

COMPROBACION (CANTIDADES AJUSTADAS)

Fracción	Mat.	%	Cantidad	Distribución	Arena	Grava 1	Grava 2
Arena	Ar. G1	92.5 7.5	182 kg	× .925 = 168 kg × .075 = 14 kg	168	14	
Grava 1	Ar. G1 G2	10.0 85.0 5.0	15[illegible] kg	× .100 = 15 kg × .850 = 128 kg × .050 = 8 kg	15	128	8
Grava 2	G1 G2 + G3	9.0 91.0	200 kg	× .090 = 18 kg × .910 = 182 kg		18	182
				Sumas:	183	160	190

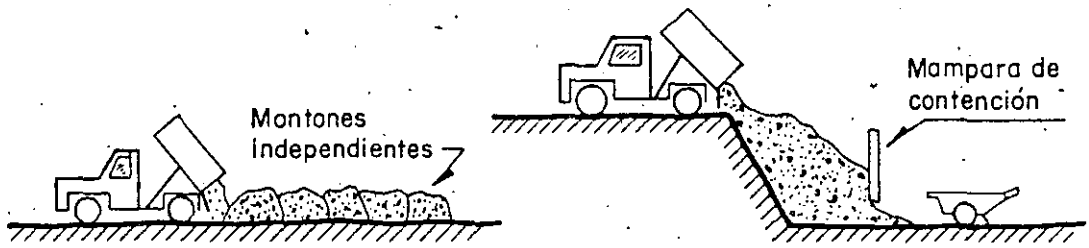


Fig 4.1a. Precauciones para evitar segregación en apilamientos

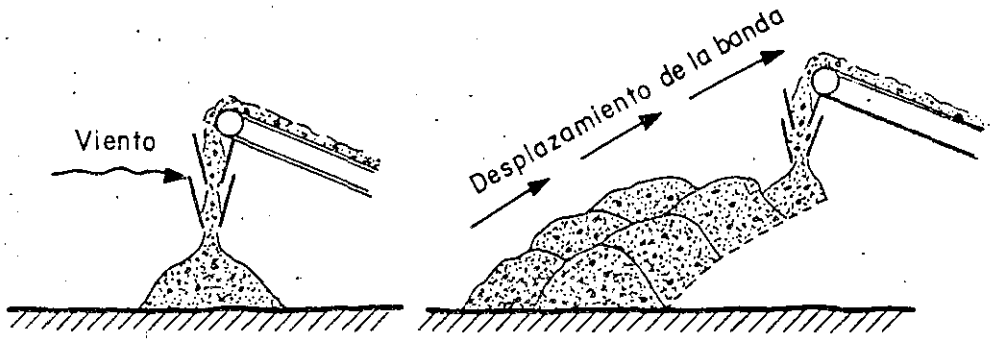


Fig 4.1b. Precauciones para evitar segregación por viento

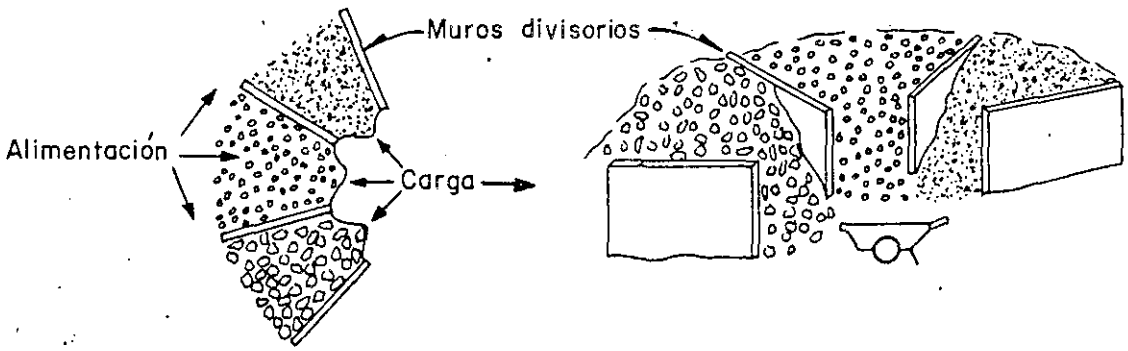


Fig 4.1c. Precauciones para evitar contaminación por mezcla

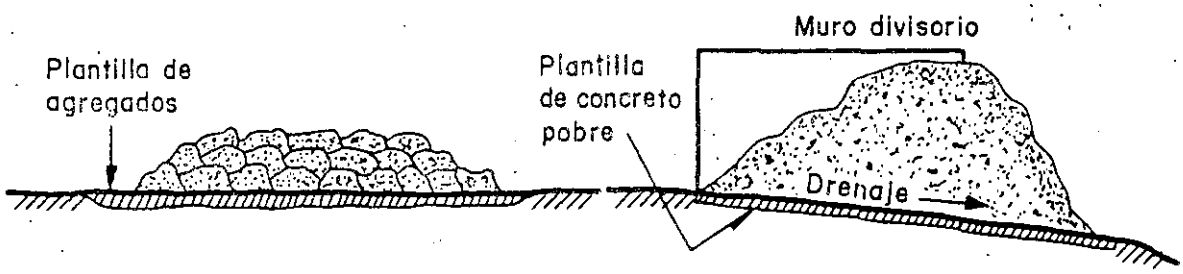


Fig 4.1d. Precauciones para evitar contaminación con el suelo

5. INSPECCION Y VERIFICACION DEL CONCRETO

5.1 Alcances y limitaciones

Estas actividades y otras mencionadas en capítulos anteriores, forman lo que en conjunto constituye el control de calidad del concreto. Es de gran utilidad conocer sus respectivos alcances y limitaciones para definir la importancia relativa que convenga darles en la práctica.

La inspección de los trabajos de concreto se refiere a las revisiones de rutina que, hechas con la oportunidad debida, permiten corregir fallas evitando que se traduzcan en defectos posteriores cuya enmienda resulta difícil y costosa. La verificación de calidad del concreto se lleva a cabo mediante determinaciones normalizadas sobre muestras representativas, cuyos resultados indican si el concreto representado tiene la calidad especificada. Bajo este aspecto, puede considerarse que las acciones derivadas de la inspección constituyen medidas de prevención, pues se originan conforme evolucionan los trabajos inspeccionados, en tanto que los resultados de la verificación muchas veces representan experiencias útiles solamente para aplicarse en el futuro. Esto último resulta particularmente

cierto cuando se trata de las determinaciones a largo plazo que acostumbran llevarse a cabo sobre especímenes de concreto endurecido. Para justificar esta apreciación, es necesario delimitar los campos de la inspección y la verificación, como suelen aplicarse al control de calidad del concreto.

La verificación de calidad del concreto, en el sentido más amplio, se inicia con el ensaye de muestras representativas de los componentes, continúa con el de muestras de concreto fresco y termina normalmente con la prueba de especímenes de concreto endurecido. Como los ensayes relativos a las dos primeras etapas se llevan a cabo cuando el concreto todavía no se coloca en la estructura, sus resultados permiten adoptar medidas que tienen carácter preventivo. Debido a esto, se les ubica dentro del cuadro de actividades que conciernen a la inspección, quedando entonces la verificación limitada a la prueba de especímenes de concreto endurecido. Siendo así, la tendencia recomendable es incrementar la inspección al máximo posible y reducir la verificación al mínimo que permita definir, con cierto grado de certeza, el nivel probable de calidad del concreto producido.

Independientemente de su grado de ingerencia, tanto la inspección como la verificación de calidad representan medios indispensables para llevar a buen término la supervisión de los trabajos de concreto.

5.2 Ubicación de la supervisión en la obra

En toda obra de ingeniería suelen estar representados tres intereses principales, que corresponden al propietario, al proyectista y al constructor. En algunos casos, como en las grandes agencias oficiales y privadas, el propietario y el proyectista representan un interés común. En otros, que son minoría, los intereses del propietario, proyectista y constructor, corresponden a uno mismo.

Tomando el caso de manera más general, en que se trata de intereses diferentes, conviene definir la ubicación que debe tener quien ejerce la supervisión y el papel que le corresponde desempeñar. En la fig 5.1 se presentan tres formas usuales como se relacionan esos intereses en una obra, y la posición que en cada caso adopta la supervisión; sus respectivos funcionamientos son como sigue:

a) El primer caso corresponde a aquel en que el propietario de la obra encarga su proyecto y dirección a un especialista privado, quien establece las especificaciones de calidad y supervisa que el constructor las cumpla. Este fue tal vez el caso más general previsto por el Comité ACI-311 (ref 5.1) al recomendar que "para protección del propietario y del público, la responsabilidad de la inspección debe hacerse recaer en el ingeniero o arquitecto como una función sucesiva de su responsabilidad por el proyecto". Siendo así, la inspección y verificación de calidad del concreto, como parte de la supervisión, debe depender del proyectista y director de obra.

b) El segundo caso ejemplificado es cuando el proyectista depende directamente del propietario, como ocurre en algunos organismos oficiales y paraestatales, o en empresas privadas que disponen de su propia oficina de proyectos. En este caso es frecuente que el propietario establezca una residencia en la obra, que se encargue de coordinar las relaciones con el constructor y vigile que se cumplan las especificaciones de calidad establecidas directamente por el propietario. La residencia, por conducto del personal que supervisa al constructor, debe inspeccionar y verificar la calidad del concreto.

c) El tercer caso responde a la necesidad de algunos propietarios de unificar en un solo contratista todo lo relativo al proyecto, construcción y dirección de la obra, y ejercer directamente la supervisión fuera de los

conductos usuales. Este modo de operar corresponde a los llamados contratos-paquete, en que el contratista formula inclusive las especificaciones de calidad, las cuales, una vez aprobadas por el propietario, se compromete a cumplir. En estas circunstancias, el contratista necesita establecer su propia supervisión que le permita asumir debidamente la responsabilidad total por la calidad resultante. Debido a esto, la supervisión que el propietario ejerce directamente es menos prolija y adopta un carácter más general.

5.3 Funciones de la inspección de concreto

De acuerdo con el Comité ACI-311 (ref 5.1), las principales funciones que conciernen a la inspección de trabajos de concreto son las contenidas en la siguiente relación:

a) Inspección y autorización de las instalaciones para dosificación y mezclado

b) Control de proporcionamientos de las mezclas de concreto

c) Inspección en la planta de dosificación (donde el tamaño de la obra o el tipo de concreto lo justifican)

d) Inspección, ensaye y aprobación de materiales

e) Inspección de formas, acero de refuerzo, ademe, puntales, accesorios empotrados, juntas, etc.

f) Inspección de equipos para manejo y colocación de concreto, tales como botes de compuerta inferior, canalones, vagonetas, tolvas, vibradores, bombas, etc.

g) Inspección de las operaciones de manejo, colocación, acomodo, acabado, curado, protección y reparación del concreto

h) Inspección en planta de artículos precolados, incluyendo traba

jos de presfuerzo, para comprobar resistencia, dimensiones y propiedades especiales

i) Inspección de la remoción de moldes y cimbras y del apuntalamiento.

j) Preparación de especímenes de concreto para ensayes de resistencia

k) Informes diarios sobre todos estos conceptos

Asimismo, el propio Comité considera que la falta de inspección durante la producción de concreto clase 2, ACI-214 (ver 1.3), puede requerir incrementar en 0.10 f'_c el valor de la resistencia promedio requerida (f_{cr}) que debe considerarse para establecer el proporcionamiento de la mezcla de concreto, y que todo concreto clase 1, ACI-214, debe ser inspeccionado, lo cual pone de manifiesto la importancia que se concede a los resultados de la inspección, en cuanto a la resistencia del concreto.

Por su parte, el Comité ACI-318 (ref 5.2) establece que el inspector de concreto debe vigilar que se cumpla con los planos de proyecto y con las especificaciones y debe llevar un registro de los siguientes conceptos: calidad y proporciones de los materiales para concreto; mezclado, colocación y curado del concreto; colocación del acero de refuerzo; tensado del refuerzo en concreto presforzado; colocación y retiro de las cimbras; reapuntalamiento; secuencia de la erección y conexión de miembros precolados; cualquier carga significativa de construcción sobre pisos, miembros o muros terminados; avance general de trabajo.

La inspección oportuna y suficiente, ayuda a prevenir muchos de los defectos de construcción tan frecuentes en los trabajos de concreto. En la tabla 5.1 (ref 5.3) se incluyen algunas de las principales causas de

tales defectos y las posibles medidas para evitarlos.

5.4 La verificación como auxiliar del control de calidad

En lo que al concreto se refiere, la verificación de características y propiedades puede conducirse en dos etapas, según se trate del material en su estado fresco o ya endurecido. La determinación de características en el concreto fresco se considera como parte de las funciones de inspección debido a que, por ser actividades simultáneas, quedan a cargo del mismo personal, y también porque la información que se obtiene permite hacer correcciones inmediatas, como las que derivan de las diversas funciones de la inspección. La comprobación de propiedades en el concreto endurecido, principalmente resistencia, se lleva a cabo sobre especímenes que han cumplido determinada edad, razón por la cual esta información se considera a veces poco aplicable por su falta de oportunidad. Al respecto, se cita el caso de estructuras que, mediante las facilidades actuales, se concluyen en un plazo menor de 28 días, es decir, antes de que se ensayen los especímenes obtenidos del primer concreto colocado.

Considerando al concreto como el producto de un proceso más o menos prolijo, se admite que la verificación comience cuando el producto adquiera forma, o sea desde que se mezclen todos los ingredientes. Entonces, para establecer la utilidad y frecuencia recomendable de la verificación, como auxiliar del control de calidad del concreto, se considerará esta como una sola actividad que se inicie con las operaciones de muestrear el concreto recién mezclado.

5.4.1 Muestreo del concreto

Para definir el sitio donde convenga obtener las muestras de concreto, es necesario tener presentes las dos finalidades básicas que pueden perseguirse: a) comprobar las características y propiedades del pro

ducto recién elaborado a manera de control sobre la uniformidad de los ingredientes y sus dosificaciones; b) comprobar las características y propiedades del producto al ser puesto en la estructura, con objeto de juzgarlo después de ser sometido a todas las acciones previstas e imprevistas.

En el primer caso, el sitio conveniente para muestrear el concreto es en la descarga de la mezcladora. En el segundo puede ser variable, dependiendo de las facilidades existentes, pero tendiendo a hacerlo en el punto más cercano posible al de su destino final en la estructura.

La práctica corriente consiste en muestrear el concreto en la descarga de la mezcladora (ver 6.2.2.1) con objeto de juzgarlo desde su origen y efectuar con mayor oportunidad los ajustes y correcciones que procedan. Asimismo, se prefiere este lugar de muestreo porque permite llevarlo a cabo en condiciones más uniformes, reduciéndose las variaciones imputables a cambios de personal, a distintas facilidades para obtener las muestras y a diferencias en las condiciones de conservación de los especímenes durante las primeras horas.

El muestreo del concreto al final del proceso de transporte y colocación se recomienda para juzgar el efecto que le producen los movimientos y operaciones a que se somete en el curso del mismo. Para establecer comparaciones que sirvan como elementos de juicio, este muestreo debe hacerse paralelo con el normal a la descarga de la mezcladora. Es decir, el muestreo en la mezcladora debe atenderse siempre, especialmente cuando existe un primer responsable de la calidad del concreto, como ocurre al emplearse concreto premezclado.

Los métodos usuales para muestrear el concreto en la mezcladora (ref 5.4) previenen que para integrar una muestra se tomen dos porcio

nes, por lo menos, de la parte central de la revoltura, interceptando el flujo de descarga. Para obtener la muestra del concreto al ser depositado en la estructura (ref 5.5), se aumenta a cinco el número de porciones que deben tomarse en cada ocasión. En ambos casos, las porciones deberán mezclarse completamente para formar la muestra que será ensayada.

La frecuencia conveniente para obtener estas muestras depende de diversos factores, entre los cuales se cuentan los ensayes que deben efectuarse, el volumen de concreto que se elabora y las condiciones de uniformidad con que se le produce.

5.4.2 Ensayes al concreto fresco

Antes de iniciar la producción de concreto es necesario establecer las proporciones relativas en que deben combinarse los ingredientes para producir una mezcla que tenga la manejabilidad adecuada a las condiciones del trabajo, y que al cabo de cierto tiempo obtenga las propiedades necesarias para el buen servicio de la estructura.

Se ha mencionado (cap 2) la influencia tan decisiva que ejerce el contenido de agua sobre las propiedades del concreto, principalmente cuando el contenido de cemento permanece sin variar; este caso ocurre cuando a una revoltura se le agrega mayor cantidad de agua de la prevista, con objeto de hacerla más fluida. De aquí que la medición de la consistencia de las revolturas sea elemento primario para juzgar la calidad potencial del concreto: si no se modifica el proporcionamiento, el aumento de la fluidez debe conducir inexorablemente a la reducción de la resistencia mecánica y otras propiedades concomitantes.

Para mezclas plásticas y cohesivas, como las que suelen emplearse en la construcción de miembros estructurales, la prueba de revenimiento que se describe en 6.2.2.2 ofrece un medio razonablemente aproximado

para juzgar la consistencia. En la fig 5.2, adaptada de la ref 5.6, se presenta la distribución de frecuencias manifestada por los resultados de todas las pruebas de revenimiento efectuadas en el curso de la construcción de un gran proyecto. También se incluye la correspondiente variación de resistencia según el revenimiento. Se observa cómo las variaciones de consistencia tienden a la distribución normal de frecuencias indicando que las causas de variación son fortuitas, y cómo las resistencias descienden proporcionalmente al aumento de revenimiento. Conviene observar también que, de haberse permitido el uso de revenimientos más altos que el límite superior de tolerancia, posiblemente habrían ocurrido resistencias bajas objetables.

Lo anterior define la utilidad que, como medida de prevención, tiene la determinación de la consistencia del concreto recién mezclado. Una vez establecido el revenimiento medio de trabajo y las tolerancias permisibles, es necesario vigilar que se cumplan en forma permanente, lo cual implica la necesidad de muestrear continuamente el concreto conforme se elabora, para medir su revenimiento.

Las obras menores representan con frecuencia un campo propicio para que la consistencia del concreto varíe notablemente de revoltura a revoltura, debido a causas diversas: no se dispone de materiales uniformes; no se realizan correcciones al proporcionamiento; los medios de dosificación son poco precisos; el tamaño de la mezcladora es reducido y esto obliga a fabricar mayor número de revolturas para producir un determinado volumen de concreto; el personal es menos experimentado, etc. Siendo así, la medición de la consistencia a la salida de la mezcladora constituye el último medio de que se dispone para juzgar la calidad del concreto antes de despacharlo hacia la estructura. Admitiendo como premisa que cualquier revoltura con revenimiento mayor del máximo permisible es de baja ca

lidad potencial, la conclusión es que debe desecharse.

En 2.1 se manifestó la conveniencia de efectuar la prueba de revenimiento por lo menos en una de cada cinco revolturas, a fin de ir ajustando el agua de mezclado consecuentemente. Se estima que esta práctica es adecuada una vez que la producción del concreto se encuentra normalizada, pero al principio de un colado o cuando ocurre un cambio significativo en los materiales, es recomendable intensificar la frecuencia de dicha prueba. Un criterio adecuado para operar en este aspecto, puede ser el siguiente:

a) Cuando se inicie la producción diaria de concreto, el muestreo para efectuar la prueba de revenimiento deberá hacerse de tantas revolturas consecutivas como sea necesario para asegurarse que la consistencia de las mezclas resulte uniforme y dentro de la tolerancia especificada. Puede decirse que la consistencia es uniforme cuando en tres muestras consecutivas el revenimiento de cada una no difiere en más de 1.5 cm del promedio, si el revenimiento de trabajo es igual o menor de 7.5 cm; y en no más de 2.5 cm si el revenimiento de trabajo es mayor de 7.5 cm.

b) Una vez que se compruebe uniformidad en la consistencia, durante la producción del concreto, el muestreo para la prueba de revenimiento puede hacerse menos frecuente, pero debe realizarse por lo menos una prueba por cada cinco revolturas producidas.

c) Cuando una revoltura manifieste revenimiento menor que el límite inferior especificado, podrá aceptarse si es posible colocarla y acomodarla satisfactoriamente mediante los procedimientos y equipos en uso; o bien, si se aumenta el revenimiento mediante la adición de agua y cemento en cantidades tales que no se modifique su relación. De lo contrario, debe desecharse.

d) Cuando una revoltura manifieste revenimiento mayor que el límite superior especificado deberá desecharse. Tanto en este caso como en el anterior, deberá efectuarse la prueba de revenimiento en la siguiente revoltura que se produzca; si se repite el resultado fuera de los límites de tolerancia, deberá considerarse como indicio de que las condiciones de los materiales han cambiado y que es necesario proceder a los ajustes que se recomiendan en 2.2.

5.4.3 Ensayes al concreto endurecido

Para muchos constructores y supervisores, la prueba de resistencia a compresión de especímenes de concreto endurecido representa el mejor medio para certificar la calidad del concreto que se produce. Admitiendo que así sea, no debe perderse de vista que el resultado de una prueba de resistencia solo puede hacerse rigurosamente extensivo a la revoltura de concreto de la cual provienen los especímenes ensayados. Procede, entonces, preguntarse cuál es la calidad de las revolturas que no se muestrean y hasta qué punto es válido extrapolar los datos disponibles a todo el concreto empleado. Asimismo, para juzgar la utilidad de ensayar el concreto endurecido, es necesario tomar en cuenta la limitación básica de este tipo de pruebas, que consiste en el retraso con que se conocen sus resultados.

A fin de presentar respuestas admisibles a estas interrogantes, y soluciones prácticas para las situaciones que de ellas derivan, es oportuno repasar la secuencia de operaciones mediante las cuales se busca normalmente verificar la calidad del concreto durante su producción.

En la fig 5.3 se describe en forma esquemática el proceso de muestreo aleatorio* de revolturas sucesivas de concreto, para elaborar

---

* Se dice de lo que es casual.

especímenes cuya resistencia a compresión se determina al cabo de cierto tiempo. Se observa que, siendo N el número de revolturas producidas en determinado lapso, y n el de revolturas muestreadas en el mismo, la probabilidad de que los resultados que así se obtengan representen todo el concreto, es

$$p = \frac{n}{N}$$

Si n = 0 (caso de muestreo nulo) entonces p = 0, es decir, no existe probabilidad alguna de comprobar la resistencia del concreto producido. Si, por lo contrario, n = N (caso de muestreo de todas las revolturas) entonces p = 1, es decir, se tiene la máxima probabilidad de conocer dicha resistencia.

Ambos casos representan situaciones extremas que normalmente son inconvenientes. No es admisible caer en el caso del muestreo nulo, porque al dejar de existir información no es posible determinar lo adecuado de las hipótesis hechas al diseñar las mezclas, y tampoco se obtiene experiencia para ser aplicada en el futuro inmediato. Por otra parte, el muestreo de todas las revolturas generalmente alcanza un costo demasiado elevado que no se justifica, y cuya inversión puede producir mayores beneficios si se aplica a incrementar actividades tales como la inspección y la supervisión, que generan acciones preventivas.

En apoyo de lo anterior, se incluye la fig 5.4, adaptada de la ref 5.7, en la cual se presentan los aspectos que deben tomarse en cuenta para equilibrar el valor de un producto (con cierto nivel de calidad) y el costo que representa producirlo y mantenerlo en ese nivel. En primer término (fig 5.4a), se observa que el valor de la calidad de diseño y el costo de obtenerla siguen tendencias tales, que puede resultar excesivamente costosa la obtención de niveles de calidad demasiado altos. Esto, apli

cado al concreto, corresponde a lo tratado en el cap 1 (fig 1.5), donde se hizo notar cómo aumenta la resistencia promedio requerida conforme se pretende disminuir la proporción de resultados menores que la de proyecto. En segundo término (fig 5.4b) se observa que, una vez definida la calidad de diseño, reproducirla consecutivamente requiere de un control de calidad cuyo costo depende de la fidelidad con que se pretenda efectuar esa reproducción en el curso de todo el proceso de fabricación. Conforme a la tendencia seguida por el costo del control de calidad, debe inferirse que buscar una fidelidad absoluta en la concordancia de calidad puede conducir a costos exageradamente elevados. Esto último, también aplicado al caso de la producción de concreto, justifica la implantación del muestreo aleatorio (de materiales y producto) y la aceptación implícita de que una fracción de lo no muestreado pueda resultar de calidad inferior a la de diseño. Entonces, el control consistirá en mantener esa fracción dentro de lo previsto y evitar que la calidad descienda más allá de un límite considerado como mínimo permisible.

Refiriéndose nuevamente al proceso de muestreo aleatorio de revolturas de concreto (fig 5.3), conviene describir la práctica usual para determinar la resistencia y el comportamiento probable de los resultados.

A fin de disponer de medios para corroborar resultados, es usual preparar dos especímenes de ensaye en cada muestra, para cada edad de prueba, los cuales se designan "especímenes compañeros". El ensaye de estos suele producir resistencias distintas (fig 5.5a) cuyas diferencias, designadas "d", reflejan las variaciones debidas a falta de uniformidad del concreto dentro de la revoltura y a deficiencias de ejecución y ensaye de los especímenes. Aunque estas últimas causas de variación pueden considerarse normales, es deber de quien comprueba la calidad reducirlas a su mí

nima expresión, a fin de que los resultados de los ensayes sean un buen reflejo de las variaciones imputables al concreto exclusivamente.

Considerando que el resultado representativo de una muestra, a una cierta edad de prueba, sea el promedio de las resistencias obtenidas en especímenes compañeros, procede comparar las variaciones que se producen de revoltura a revoltura. Se encuentra entonces que las diferencias de resistencia entre muestras consecutivas, designadas "D", resultan mayores que las detectadas entre especímenes compañeros, como se observa en la fig 5.5b. Esto es claramente explicable, pues a las causas anteriores deben añadirse todas las que en el curso del proceso de producción contribuyan a incrementar la variabilidad del concreto, tales como los cambios de características y de calidad de los materiales, la imprecisión de los procedimientos y equipos usados para la dosificación, etc. Como la magnitud de estas diferencias define la dispersión global de calidad del concreto producido, cuanto mayores sean tanto más necesitará incrementarse la resistencia promedio requerida, para mantener la calidad en el nivel especificado.

Si se divide en intervalos la escala de resistencias y se agrupan los valores de resistencia que hay en cada intervalo (para las n muestras obtenidas), debe producirse un diagrama de frecuencias como el que se indica en la fig 5.6a. Si resulta prácticamente simétrico respecto al valor promedio, puede suponerse que las variaciones de resistencia presentan tendencia normal, porque obedecen a causas cuyos efectos son alternos, es decir, que lo mismo contribuyen en defecto como en exceso. Si no ocurre simetría en el diagrama de frecuencias, debe inferirse la existencia de una o más causas con tendencia anormal, que es necesario descubrir y eliminar porque están distorsionando la imagen de calidad que se obtiene a través de la información reunida. Como causas de este tipo pueden citarse: ciertas deficiencias de calidad de los agregados, que pueden limitar el desa

rrollo de la resistencia potencial del concreto; inclinación del personal de campo a seleccionar, con cierta tendencia, las revolturas que deben ser muestreadas; procedimientos inadecuados de ensaye de especímenes, que pueden conducir a resultados siempre mayores o siempre menores que los reales; tendencia del personal de laboratorio a desechar, arbitrariamente, resultados bajos que considera no son representativos de la calidad del concreto, etc.

Admitiendo que la distribución de frecuencias de las resistencias sea normal, la siguiente consideración consiste en juzgar con qué validez puede hacerse extensiva a todo el concreto la información obtenida mediante muestreo. En circunstancias comunes, esta validez depende del cumplimiento de tres condiciones principales:

1. Que la distribución de frecuencias de resistencias para todo el concreto también sea normal, esto es, que si se muestrean todas las N revolturas ($p = 1$), el diagrama de frecuencias resulte aproximadamente una reproducción amplificada del primero, como se presenta en la fig 5.6b.

2. Que el muestreo se desarrolle con carácter verdaderamente aleatorio, es decir, que las muestras se tomen completamente al azar.

3. Que el número de muestras obtenidas, n, sea lo suficientemente grande para considerar que pueden representar al conjunto, N, esto es, que la probabilidad p no sea demasiado reducida.

Para considerar normal la distribución de frecuencias de resistencias de todo el concreto producido en un cierto lapso, es necesario vigilar que en ningún momento ocurran causas de variación cuyos efectos puedan manifestarse en un solo sentido. Esto implica disponer de supervisión e inspección adecuadas en todas las etapas del proceso de producción y verificación del concreto.

La ejecución de un muestreo aleatorio requiere contar con personal idóneo y establecer un plan de muestreo adecuado que evite caer en las operaciones sistemáticas, a fin de comunicar un carácter casual a la selección de las revolturas que deben muestrearse e impedir así que el personal de construcción tenga conocimiento anticipado de las mismas.

En cuanto al número de muestras que conviene obtener para que el muestreo represente adecuadamente al conjunto, es un aspecto que, para dilucidarlo en el caso de las obras pequeñas, requiere se tome en cuenta el tamaño reducido de los equipos de producción de concreto. Como punto de comparación se tiene el criterio de muestreo establecido en la Especificación ASTM C94 para concreto premezclado (ref 5.8) que es compartido por el Comité ACI-318 (ref 5.2), según el cual debe tomarse una muestra, por lo menos, para cada 115 m^3 de concreto, pero sin dejar de tomar una muestra, por lo menos, para cada clase de concreto colado en un mismo día.

Si se emplea concreto premezclado en que las revolturas usualmente son de 5 m^3, esto significaría tomar una muestra por cada 23 revolturas. Si por lo contrario, el concreto se hace en obra empleando una mezcladora de poca capacidad, hay que considerar la posibilidad de producir y colocar una revoltura de concreto cada 4 minutos, en condiciones normales; esto es, 15 revolturas por hora, y alrededor de 110 revolturas por jornada de trabajo. En este caso, siguiendo el mismo criterio, si el volumen así producido fuera menor de 115 m^3, se tomaría una muestra por cada 110 revolturas. Se observa que la probabilidad, p, de conocer la resistencia del concreto, sería casi cinco veces mayor en el primer caso si las condiciones de uniformidad fueran semejantes. Es decir, para obtener información comparable, habría que tomar cinco muestras diarias, por lo menos, en una obra en que el volumen de concreto se produjera mediante numerosas revolturas de tamaño reducido, en tanto que bastaría con tomar una muestra diaria si se

dispusiera del concreto en lotes de 5 m^3 cada uno.

Por otra parte (ref 5.9), cuando el número de datos disponibles es inferior a 30 ($n < 30$), debe considerarse que no son aplicables los conceptos relativos a la ley de distribución normal de frecuencias, debido a que la información no es lo suficientemente amplia. De esta manera, siempre resultará deseable reunir un grupo de por lo menos 30 resultados, a fin de poder juzgar la dispersión y el nivel de calidad del concreto producido.

5.5 Plan de muestreo para verificar resistencias

Resumiendo los conceptos expuestos, se presenta un plan general de muestreo propuesto para verificar la resistencia del concreto producido en las obras pequeñas, a partir de la serie de consideraciones que deben hacerse desde el comienzo de la construcción.

a) Se define la resistencia promedio requerida, f_{cr}, de acuerdo con la resistencia de proyecto establecida, f'_c, el coeficiente de variación supuesto para las condiciones de obra, V, y la clase de concreto especificada por el proyectista, aplicando la tabla 1.2.

b) Se determina el proporcionamiento adecuado para obtener esa resistencia promedio requerida, aplicando las tablas 3.2 o 3.3, según que el tamaño máximo del agregado sean 19 mm (3/4 pulg) o 38 mm (1 1/2 pulg).

c) Se corrigen las cantidades de agregados por concepto de los defectos de clasificación que contengan (sub y sobretamaños), conforme al procedimiento incluido en el inciso 4.2.2b).

d) Se establecen las cantidades de materiales que deben dosificarse para producir cada revoltura, en función de la capacidad real de la mezcladora disponible. Si el cemento se dosifica por sacos enteros, resultan útiles los datos contenidos en la tabla 3.4. Si se dispone de una báscula

para pesarlo, las cantidades pueden ajustarse mejor al tamaño de la mezcladora como se indica en el inciso 4.3.1.

e). Se muestrea el concreto fresco para determinarle revenimiento, con la frecuencia que se recomienda en el párrafo 5.4.2. Si la consistencia de las mezclas cambia en el curso de la producción, deben realizarse los ajustes que se indican en el subcapítulo 2.2.

f) Se aplica el siguiente plan de muestreo y ensaye para verificar la resistencia del concreto producido.

f.1 Un ensaye de resistencia debe ser representado por el promedio de resistencias obtenidas en dos cilindros compañeros, estándar, de 15 x 30 cm, ensayados a compresión a la misma edad. Los cilindros deben ser fabricados, curados y ensayados conforme a los métodos de prueba incluidos en el subcapítulo 6.2. Para ser compañeros, los cilindros deben proceder de la misma muestra de concreto obtenida de acuerdo con lo que se indica en el inciso 6.2.2.1.

f.2 Debe obtenerse una muestra por lo menos de cada 25 revolturas de concreto producido en obra en un mismo día. Si se emplea concreto premezclado debe obtenerse una muestra, por lo menos, de cada 100 m^3 de concreto empleado en un mismo día. En cualquier caso, e independientemente de lo reducido del volumen, debe obtenerse una muestra, por lo menos, de cada clase de concreto producido o empleado en un mismo día. La revoltura por muestrear debe elegirse al azar.

f.3 Cuando el volumen total de concreto por emplear en la obra o el número de días en que esta debe concluirse sean muy reducidos, la frecuencia de muestreo anterior debe incrementarse de tal manera que al término de la construcción se disponga de un mínimo de 30 resultados representativos de otros tantos ensayes de resistencia efectuados a 28 días de edad.

f.4 De cada muestra de concreto obtenida durante los tres primeros días de colado deben fabricarse, por lo menos, cuatro cilindros estándar para ensayar dos a 7 días y dos a 28 días de edad. A continuación puede disminuirse la fabricación de cilindros para ensaye de 7 días, limitándolos a una de cada tres muestras obtenidas. Deben tomarse precauciones adecuadas para que la temperatura de los cilindros destinados al ensaye de 7 días no descienda a un valor inferior de 20 °C.

f.5 Cuando se requiera conocer la edad a que convenga descimbrar o poner en servicio una estructura, podrán fabricarse varios cilindros adicionales para curarlos en las mismas condiciones de la estructura y ensayarlos a edades sucesivas hasta alcanzar la resistencia necesaria para el objeto propuesto. Estos cilindros no deberán ser considerados estándar, para fines de verificar la calidad potencial del concreto.

f.6 Antes de comenzar la obra deben ensayarse mezclas de prueba con el proporcionamiento seleccionado, a fin de comprobar las resistencias que pueden obtenerse a 7 y 28 días en las condiciones de trabajo. Deben elaborarse tres mezclas iguales de prueba, por lo menos, y fabricar cuatro cilindros estándar de cada una para ensayar dos a 7 días y dos a 28 días. Debe considerarse como resistencia probable a 7 días el promedio de las obtenidas en las tres mezclas de prueba, cuando todas las resistencias a 28 días sean iguales o mayores que la de proyecto.

f.7 Las resistencias obtenidas en cilindros estándar ensayados a 7 días durante la construcción deben compararse con la probable a esa misma edad. Si el promedio de tres ensayes consecutivos es inferior al 75 por ciento de la resistencia probable, debe procederse de inmediato a revisar todo el proceso de fabricación del concreto. Mientras se consiga descubrir la posible causa de la baja resistencia obtenida a 7 días, deberá cambiarse el proporcionamiento para obtener la f_{cr} inmediata mayor en la tabla correspon

diente (3.2 o 3.3)

f.8 Cuando se obtengan resultados de 30 ensayes consecutivos de resistencia a 28 días de edad, deben analizarse estadísticamente como se describe en el subcapítulo 5.6, a fin de observar si la distribución de frecuencias tiende a ser normal y determinar su coeficiente de variación global, V. Si la obra aún se encuentra en ejecución, y si el valor de V determinado difiere más de 2 por ciento en exceso del supuesto, debe establecerse un nuevo proporcionamiento para la f_{cr} que resulte de considerar el coeficiente de variación inmediato superior en la tabla 1.2.

5.6 Análisis gráfico de resistencias

Para facilitar el juicio estadístico de los grupos de, por lo menos, 30 ensayes de resistencias a 28 días, que se reúnan en el curso de la ejecución del concreto, se describe un procedimiento gráfico simplificado, de fácil aplicación en obra.

Se basa en lo siguiente (fig 5.7): si la curva de distribución normal de frecuencias, o de Gauss (fig 5.7a), se transfiere a un diagrama en que las ordenadas sean las frecuencias acumuladas, se obtendrá la curva representada en la fig 5.7b, y si esta a su vez se transfiere a otro diagrama en que las ordenadas varíen conforme a la ley gaussiana, debe resultar una línea recta como se indica en la fig 5.7c, la cual interseca a la línea horizontal de ordenada 50 en un punto cuya abscisa es el valor promedio, $\bar{X}$. Conforme a lo señalado en el subcapítulo 1.2 para la curva de distribución normal de frecuencias, dentro del intervalo $\bar{X} \pm \sigma$ se encuentra comprendido el 68 por ciento de los valores, es decir, 16 por ciento de valores son inferiores a $\bar{X} - \sigma$ y 16 por ciento son mayores que $\bar{X} + \sigma$. En esta forma, los puntos en que la recta (fig 5.7c) interseque a las líneas horizontales de ordenadas 16 y 84, deben tener abscisas que difieran de la $\bar{X}$ en magnitudes iguales a σ, como se indica en la misma fig 5.7c.

Para describir la secuencia de operaciones como se aplican los conceptos anteriores, se incluye un ejemplo en el cual se dispone de resultados de 30 ensayes consecutivos de resistencia de concreto, a 28 días de edad.

Ensaye No	Resistencia a compresión, en kg/cm^2		
	Cilindro 1	Cilindro 2	Promedio
1	254	242	248
2	223	227	225
3	249	263	256
4	209	213	211
5	262	246	254
6	239	239	239
7	278	260	269
8	231	217	224
9	237	247	242
10	226	232	229
11	270	248	259
12	218	216	217
13	254	246	250
14	241	229	235
15	189	205	197
16	271	297	284
17	255	237	246
18	221	245	233
19	267	263	265
20	217	225	221
21	252	228	240
22	229	225	227
23	288	258	273
24	293	303	298
25	254	256	255
26	237	225	231
27	209	207	208
28	235	253	244
29	172	190	181
30	247	251	249

En el cuadro inferior de la fig 5.8 se presenta el diagrama de frecuencias de estos resultados, con los correspondientes números de valores que ocurren en cada intervalo, expresados en porcentaje acumulado. Trasladando estos porcentajes como ordenadas al cuadro superior de la misma figu

ra, se definen varios puntos con clara tendencia a ordenarse según una recta, trazada la cual se observa que interseca a las horizontales de 16, 50 y 84 por ciento en puntos cuyas abscisas respectivas, estimadas en forma gráfica, son 216, 240 y 264 kg/cm^2. De esta manera, se obtiene:

$$\bar{X} = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = (240 - 216) = (264 - 240) = 24 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = \frac{\sigma}{\bar{X}} \times 100 = \frac{2\,400}{240} = 10 \text{ por ciento}$$

Para ilustrar lo que procede hacer con esta información, respecto al concreto que debe fabricarse a partir de su conocimiento, se presentan tres casos en que el concreto representado por estos 30 resultados es de tres diferentes calidades de diseño:

a) El concreto especificado es $f'_c = 250$ kg/cm^2, clase 2 (ACI-214). En la tabla 1.2, columna que corresponde a V = 10 por ciento, se observa que f_{cr} debe ser igual a 273 kg/cm^2, para cumplir con esa clase de concreto. Como $\bar{X} < f_{cr}$ $(240 < 273)$ hay que modificar el proporcionamiento para incrementar la resistencia promedio en, por lo menos, 33 kg/cm^2, que es el defecto obtenido, esto es, debe aumentarse el consumo de cemento.

b) El concreto especificado es $f'_c = 210$ kg/cm^2, clase 1 (ACI-214). En la misma tabla 1.2, e igual columna, se observa que f_{cr} debe ser igual a 241 kg/cm^2 para cumplir con esa clase de concreto. Como $\bar{X} = f_{cr}$, se conserva el mismo proporcionamiento, o sea, no se modifica el consumo de cemento.

c) El concreto especificado es $f'_c = 175$ kg/cm^2, clase única (ACI-318). En la misma tabla y columna se observa que f_{cr} debe ser igual a 202 kg/cm^2, para cumplir con la clase especificada. Como $\bar{X} > f_{cr}$ $(240 > 202)$ puede modificarse el proporcionamiento para disminuir la resistencia promedio en 38 kg/cm^2, aproximadamente, que fue el exceso observado, es decir, puede reducirse el consumo de cemento.

5.7 Referencias

5.1 "Recommended Practice for Concrete Inspection", ACI Journal, Committee 311 (1964)

5.2 "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", Proposed Revision, ACI Journal, Committee 318 (feb 1970)

5.3 L. J. Murdock, "Methods of Achieving Control of Quality", Symposium on Mix, Design and Quality Control of Concrete, Londres (1954)

5.4 "Standard Method of Sampling Fresh Concrete, C 172", American Society for Testing and Materials, Book of Standards, Parte 10 (1970)

5.5 British Standard 1881, Londres (1968)

5.6 Riley, Orrin, Cooper y B. Stuart, "Concrete Control on a Major Project", ACI Journal (feb 1971)

5.7 J. M. Juran, "Quality Control Handbook", McGraw-Hill Book Co., Inc., Nueva York (1962)

5.8 "Standard Specification for Ready-Mixed Concrete C 94", ASTM, Book of Standards, Parte 10, Filadelfia (1970)

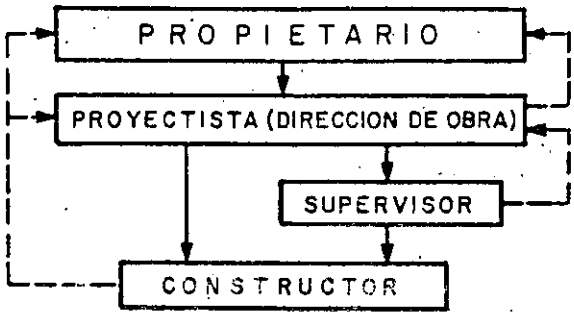
5.9 M. Papadakis y M. Venuat, "Manuel du laboratoire d'essais des ciments, mortiers, betons", Eyrolles, París (1969)

TABLA 5.1 ALGUNAS CAUSAS IMPORTANTES DE DEFECTOS DE CONSTRUCCION EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y REMEDIOS POSIBLES

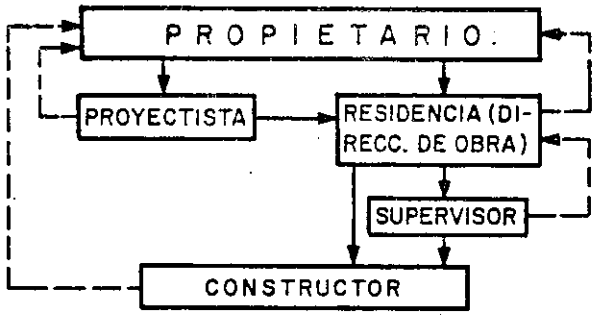
DEFECTO	CAUSA PROBABLE	REMEDIO POSIBLE
Alineamiento inadecuado del concreto	1. Diseño inadecuado de cimbra	1. Corregir diseño
	2. Montaje deficiente de cimbra	2. Apretar pernos, comprobar cuñas y fijar puntales.
	3. Colocación demasiado rápida del concreto, según diseño de cimbra	3. Modificar diseño de cimbra o ajustar velocidad de producción de concreto
	4. Caída libre del concreto dentro del espacio cimbrado	4. Mejorar arreglo y técnica para colocar el concreto
	5. Uso de vibración en cimbras no diseñadas o montadas para ser vibradas	5. Mejorar diseño y técnica de montaje de las cimbras
Juntas de construcción en posiciones no previstas	1. Falta de atención al diseño de la cimbra	1. Señalar la posición de las juntas en el detalle de la cimbra
	2. Suspensión del colado durante la colocación	2. a) Mejorar la técnica de la cuadrilla de colado para evitar interrupciones b) Ajustar el volumen de concreto por colado a la capacidad de la planta c) Eliminar fallas de la planta mediante mantenimiento regular
Juntas de construcción mal hechas, inclusive con huecos arriba de la junta	1. Falta de remoción de la costra de lechada de concreto colocado previamente	1. Remoción de la costra de lechada con cepillo de alambre, chorro de arena húmeda, etc.
	2. Falta de limpieza	2. Limpieza cuidadosa con chorro de agua y aire a presión
	3. Cimbras no herméticas o que ceden bajo presión, dejando escapar lechada o mortero	3. Corregir el diseño o la técnica de montaje de la cimbra
	4. Mezcla demasiado áspera	4. a) Revisar diseño de la mezcla b) Verificar proporciones de materiales en la mezcladora

TABLA 5.1 (CONTINUACION)

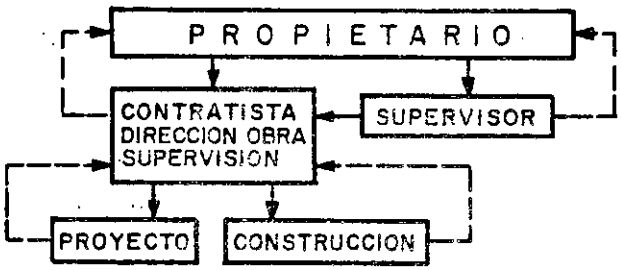
	5. Concesión para hacer fluir el concreto a lo largo del espacio cimbrado	5. a) Instruir a la cuadrilla de colocar el concreto uniformemente en todo el espacio cimbrado b) Mejorar el método de transporte y colocación para simplificarlo y hacerlo uniforme
Zonas cavernosas (panales de abeja)	1. Pérdida de lechada o mortero	1. Verificar la estanqueidad de la cimbra
	2. Escasez de arena en algunas revolturas	2. a) Aumentar la vigilancia en la dosificación b) Mezclar más intensamente
	3. Cambio en la granulometría de los agregados	3. Comprobar frecuentemente la granulometría de los agregados y ajustar los proporcionamientos
	4. Segregación del concreto mezclado al llegar a la estructura	4. a) Cambiar el arreglo empleado para transportar el concreto b) Modificar el diseño de la mezcla para disminuir su tendencia a segregar
	5. Segregación del concreto durante su colocación	5. a) Mejorar la técnica de colocación b) Mejorar el sistema empleado para colocar el concreto
	6. Falta de compactación	6. a) Mejorar la técnica usada para compactar el concreto b) Revisar número, tamaño y condiciones de operación de los vibradores



a) El supervisor depende del proyectista y director de la obra



b) El supervisor es un auxiliar de la residencia de la obra



c) La supervisión es ejercida directamente por el propietario de la obra

Líneas de acción

Líneas de responsabilidad

Fig 5.1. Posiciones usuales en que se ubica la supervisión durante la construcción de una obra

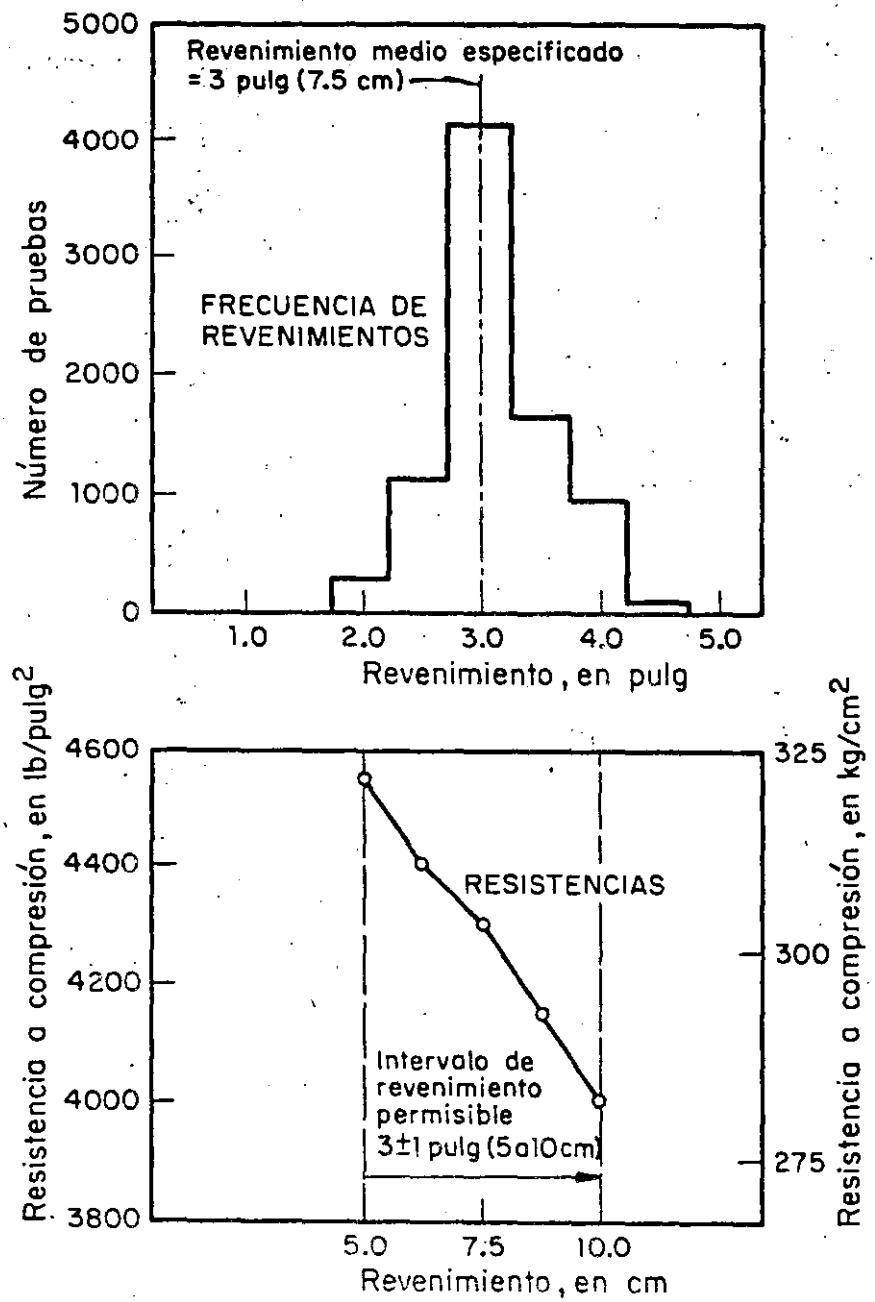
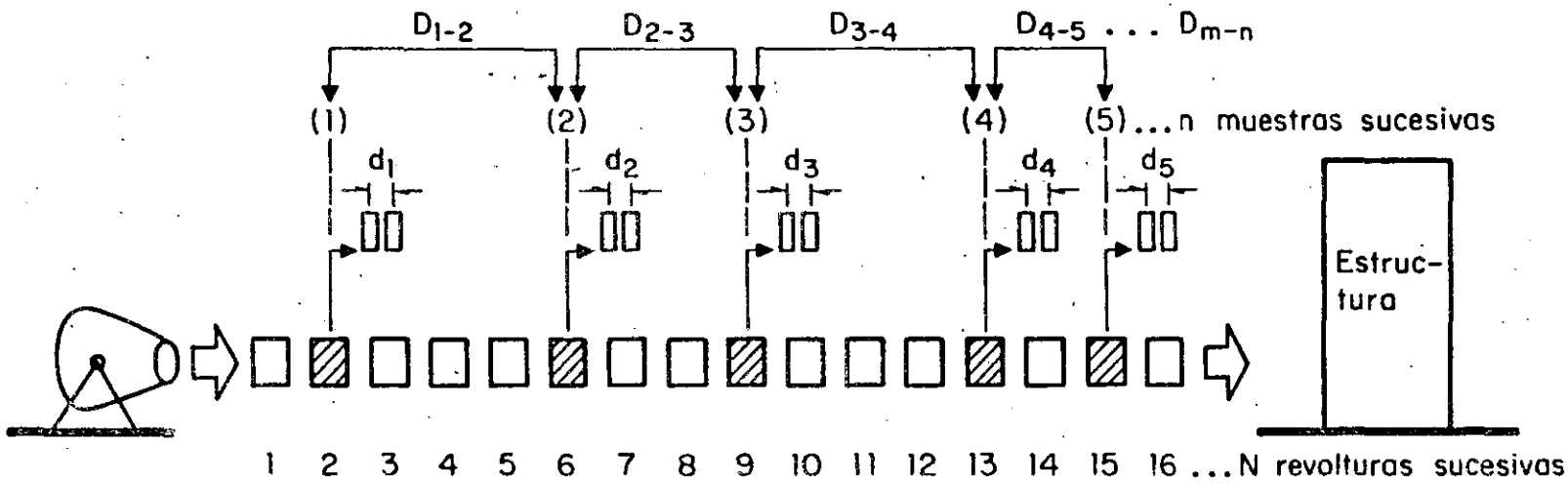


Fig 5.2. Distribución de frecuencias de resultados de pruebas de revenimiento y correspondiente variación de la resistencia del concreto



SIMBOLOS

- Revoltura no muestreada
- Revoltura muestreada
- Espécimen cilíndrico para determinar la resistencia del concreto endurecido

NOTACION

$x_{1.1}$	Resistencia obtenida en el espécimen 1 de la muestra 1
$d_1=(x_{1.1}-x_{2.1})$	Diferencia de resistencias de especímenes compañeros (variación en el seno de la revoltura)
$X_1=(x_{1.1}+x_{2.1})/2$	Resistencia promedio de la muestra 1
$D_{1-2}=(X_1-X_2)$	Diferencia de las resistencias promedio de las muestras 1 y 2 (variación de revoltura a revoltura)

Fig 5.3. Esquema del proceso de muestreo aleatorio de revolturas de concreto

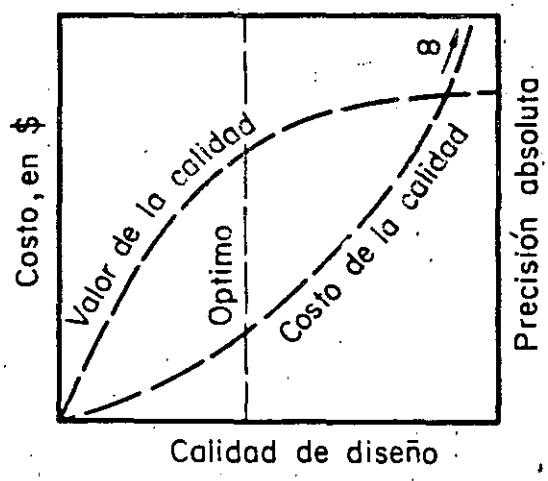


Fig 5.4a. Al diseñar la calidad del producto hay que balancear el costo que representa alcanzar esa calidad y el valor que tiene la misma

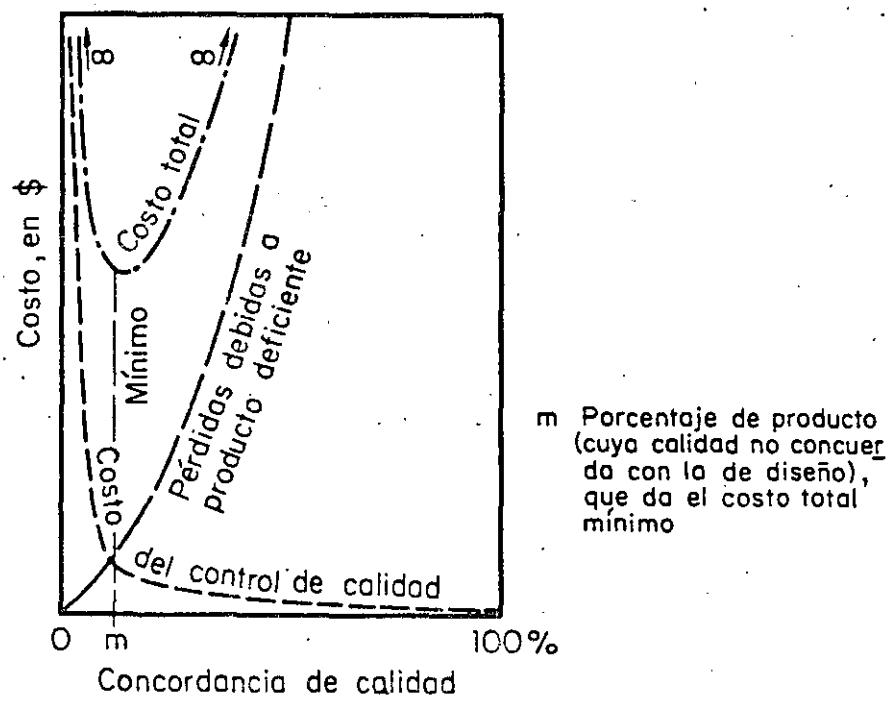


Fig 5.4b. Al reproducir el producto diseñado hay que considerar la posibilidad de que la calidad de una fracción no concuerde con la de diseño

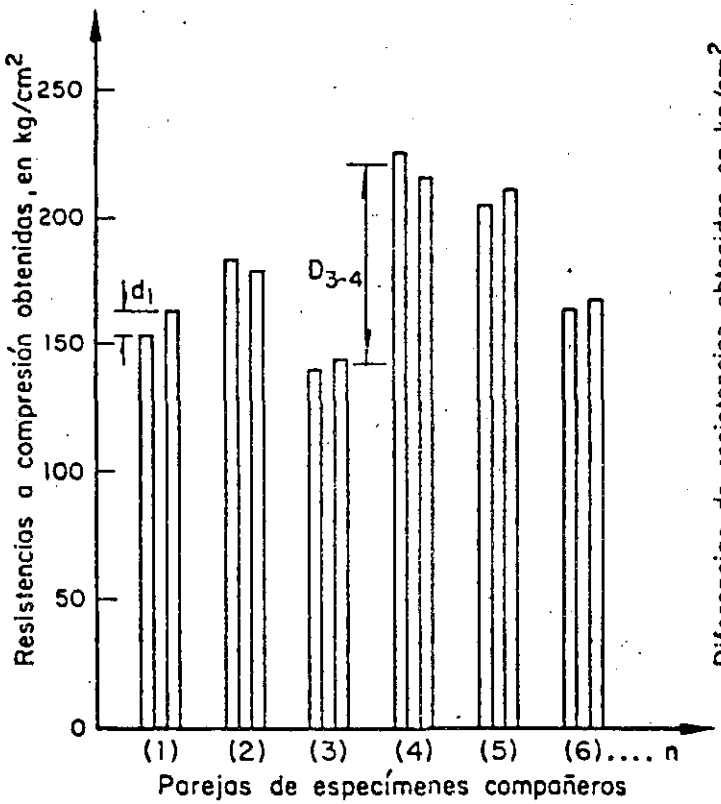


Fig 5.5a. El ensaye de especímenes compañeros no necesariamente conduce a resistencias idénticas

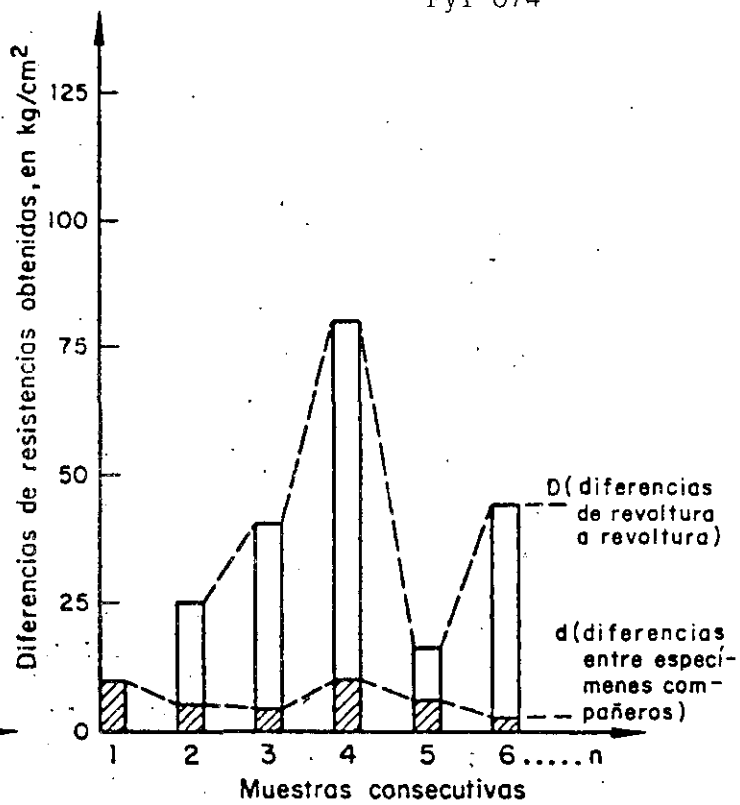


Fig 5.5b. Las diferencias de resistencia entre especímenes compañeros deben ser menores de las que se producen entre revolturas

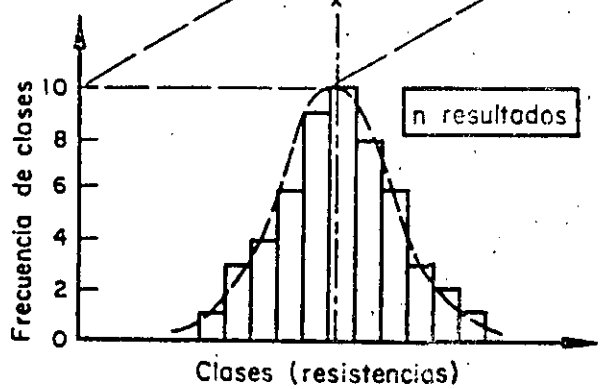


Fig 5.6a. Diagrama de distribución de frecuencias para n resultados obtenidos por medio de muestreo aleatorio (una muestra por cada 25 revolturas)

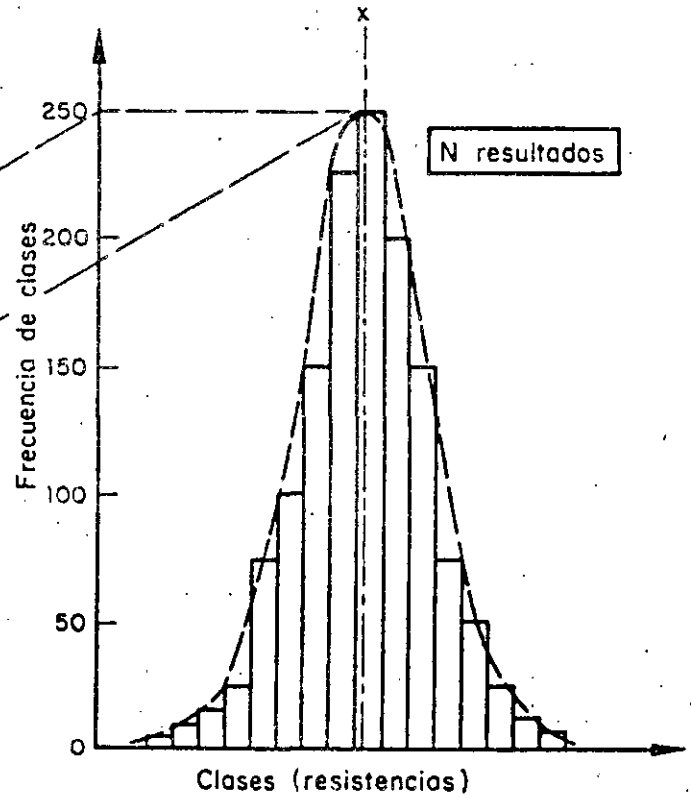


Fig 5.6b. Diagrama de distribución de frecuencias para N resultados obtenidos por muestreo de todas las revolturas (una muestra de cada revoltura)

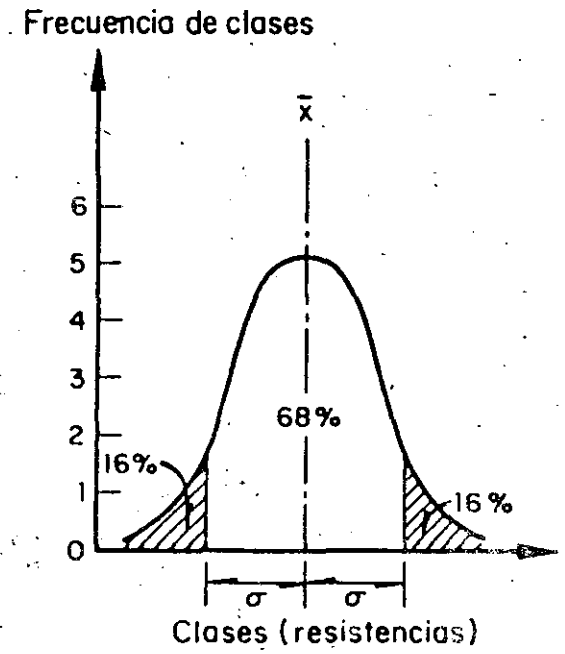


Fig 5.7a. Presentación usual del diagrama de distribución normal de frecuencias

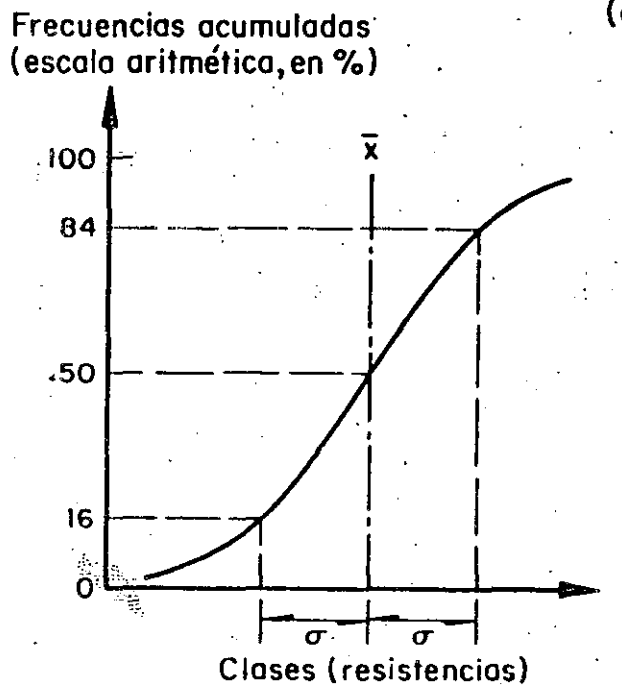


Fig 5.7b. Representación del diagrama de distribución normal, con frecuencias acumuladas

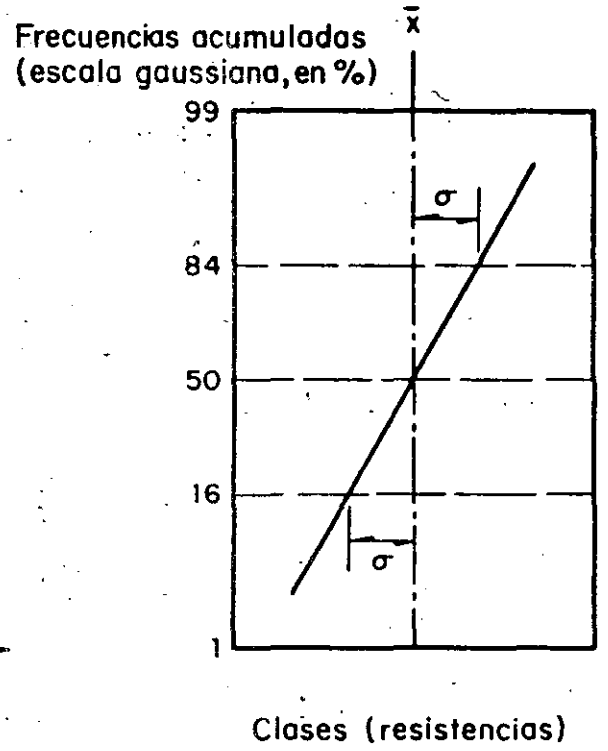


Fig 5.7c. Conversión a una recta empleando escala probabilística (gaussiana)

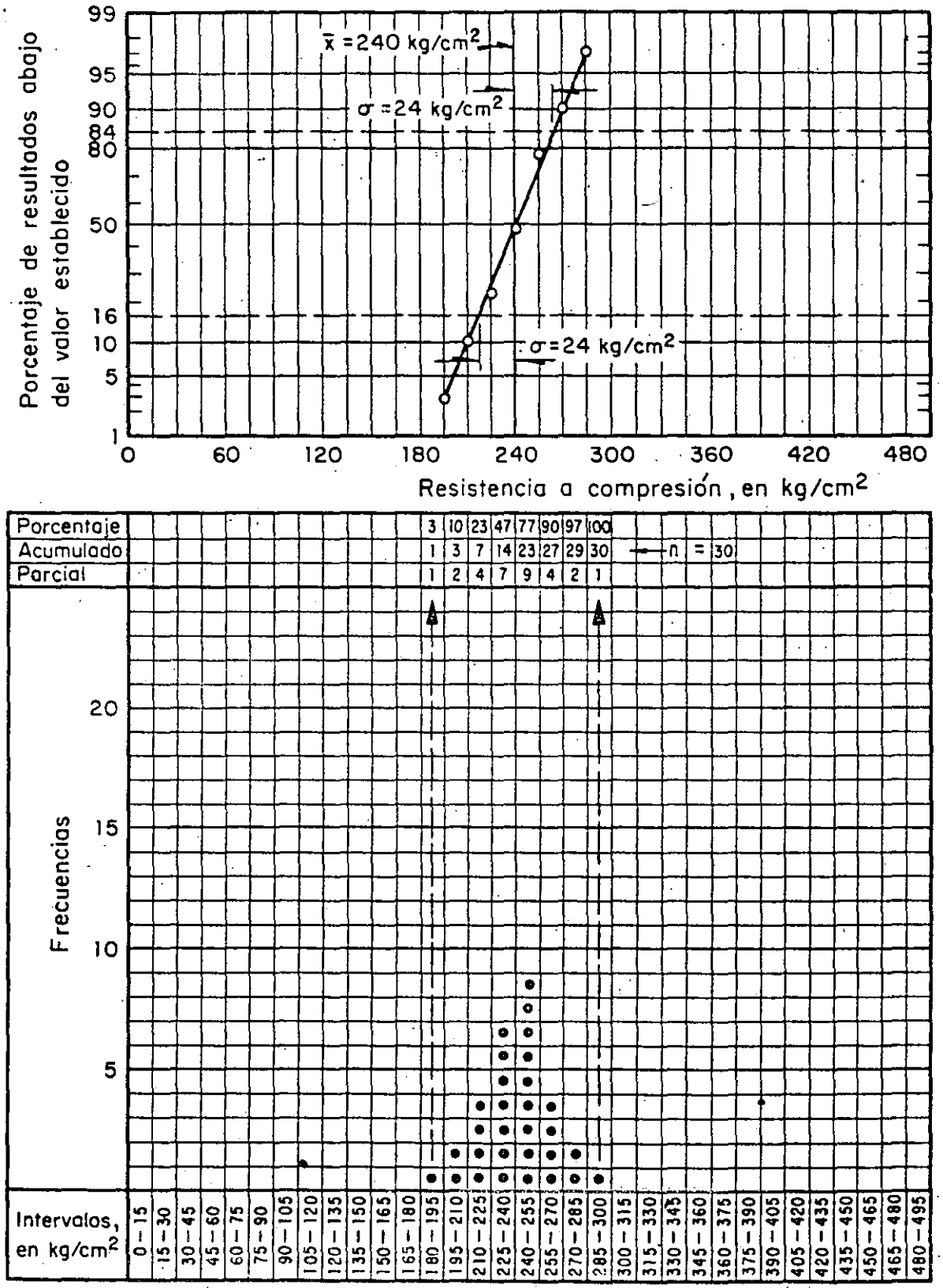


Fig 5.8. Análisis gráfico de dispersión de valores de resistencia en un grupo de 30 ensayes consecutivos

6. NORMAS Y METODOS DE PRUEBA

6.1 Normas

6.1.1 Cemento portland*

Definición. Cemento portland es el conglomerante hidráulico que resulta de la pulverización del clínker, frío, a un grado de finura determinado, al cual se le adicionan sulfato de calcio natural, o agua y sulfato de calcio natural. A criterio del productor pueden incorporarse, además, como auxiliares a la molienda o para impartir determinadas propiedades al cemento, otros materiales en proporción tal que no sean nocivos para el comportamiento posterior del producto, de acuerdo con lo especificado en la Norma de Aditivos para Proceso de Elaboración del Cemento Portland DGN C133 en vigor.

Clasificación. Para los efectos de estas especificaciones, el cemento portland se considerará clasificado en los cinco tipos siguientes:

---

* Resumen de la Norma DGN C1 (ref 6.1).

I. Común. Para uso general en construcciones de concreto cuando no se requieran las propiedades especiales de los tipos II, III, IV y V.

II. Modificado. Destinado a construcciones de concreto expuestas a una acción moderada de los sulfatos, o cuando se requiera un calor de hidratación moderado.

III. De rápida resistencia alta. Para elaboración de concretos en los que se requiere alta resistencia a temprana edad.

IV. De bajo calor. Cuando se requiere un calor de hidratación reducido.

V. De alta resistencia a los sulfatos. Cuando se requiere una alta resistencia a la acción de los sulfatos.

NOTA. El cemento portland blanco se considerará clasificado en el tipo I. Dado su bajo o nulo contenido de óxido férrico, se caracteriza únicamente por ser blanco y no gris.

Requisitos. En la tabla 6.1 se presentan los requisitos físicos que deben satisfacer los distintos tipos de cemento portland. Los requisitos químicos pueden consultarse en la Norma DGN C1.

6.1.2 Agregados*

6.1.2.1 Agregado fino. El agregado fino debe ser arena natural, arena triturada, o una combinación de ambas.

6.1.2.1.1 Granulometría

Con las excepciones mencionadas en el párrafo siguiente, debe estar comprendida dentro de los límites indicados en la tabla 6.2.

---

* Resumen de la Norma ASTM C33 (ref 6.2).

Excepciones.* Concreto con aire incluido que contenga más de 250 kg de cemento por metro cúbico, o concreto sin aire incluido que contenga más de 310 kg de cemento por metro cúbico, o bien si se usa un aditivo mineral aprobado que compense la deficiencia de porcentajes que pasan las mallas Nos 50 y 100.

El agregado fino no tendrá más del 45 por ciento retenido entre dos mallas consecutivas de las que se indican en la tabla 6.2, y su módulo de finura no será menor que 2.3 ni mayor que 3.1.

6.1.2.1.2 Sanidad

El agregado fino sujeto a cinco ciclos de ensaye de sanidad deberá mostrar una pérdida no mayor de 10 por ciento cuando se use sulfato de sodio o de 15 por ciento cuando se use sulfato de magnesio.

Excepciones. Puede aceptarse agregado fino que no cumpla los requisitos del párrafo anterior siempre que otros concretos de propiedades comparables, fabricados con agregados similares procedentes de la misma fuente, hayan dado servicio satisfactorio al quedar expuestos a condiciones climatológicas semejantes a las que se espera encontrar.

6.1.2.1.3 Limitación de sustancias deletéreas

a) La cantidad de sustancias deletéreas en el agregado fino no excederá los límites prescritos en la tabla 6.3.

b) Impurezas orgánicas. El agregado fino estará libre de cantidades perjudiciales de impurezas orgánicas. Deben rechazarse los agregados que al someterse al ensaye de impurezas orgánicas produzcan un color más oscuro que el estándar.

---

* Consultar Norma ASTM C33.

Excepciones*:

Cuando la coloración se deba principalmente a la presencia de pequeñas cantidades de carbón, lignito o partículas similares.

Si la resistencia relativa de mortero, a los 28 días, determinada de acuerdo con el método ASTM C87, no es menor que el 95 por ciento.

c) El agregado fino que se use para fabricar concreto que vaya a estar sujeto a humedad, exposición prolongada bajo atmósfera húmeda o contacto con terreno húmedo, no debe contener ningún material que produzca reacciones dañinas con los álcalis del cemento, de magnitud tal que causen expansión excesiva del mortero o concreto. No obstante, si tal material o materiales están presentes en cantidades perjudiciales, el agregado fino puede usarse con un cemento que contenga menos de 0.60 por ciento de álcalis, calculados como óxido de sodio, o bien con la adición de un material que haya demostrado evitar la expansión perjudicial debida a la reacción álcali-agregado. Las disposiciones de este párrafo también deben aplicarse al agregado grueso.

6.1.2.2 Agregado grueso. Debe ser grava natural, grava triturada, piedra triturada, o una combinación de ellas, conforme a los requisitos de estas especificaciones.

Granulometría

Deberá cumplir con los requisitos señalados en la tabla 6.4.

Sanidad y abrasión

Con las excepciones señaladas, se deben cumplir los requisitos de la tabla 6.5.

Excepciones*:

Puede aceptarse el agregado grueso que no cumpla con los

* Consultar Norma ASTM C33.

requisitos de sanidad de la tabla 6.5, a condición de que un concreto de propiedades comparables fabricado con agregados similares procedentes de la misma fuente, haya dado servicio satisfactorio al quedar expuesto a condiciones atmosféricas semejantes a las que se van a encontrar.

Puede usarse el agregado grueso que no cumpla los requisitos de abrasión de la tabla 6.5, siempre que con él se obtenga concreto de resistencia satisfactoria fabricado según el proporcionamiento seleccionado para el trabajo.

Sustancias deletéreas.

Los requisitos se presentan en la tabla 6.6.

Para agregado grueso también debe aplicarse el inciso c de 6.1.2.1.3.

6.1.3 Compuestos líquidos que forman membranas para curado de concreto*

Clasificación. Se incluyen cuatro tipos generales: 1) claro o traslúcido; 2) con pigmentos blancos; 3) con pigmentos gris claro; 4) negro.

Composición y propiedades. No hay restricción para los ingredientes de los compuestos líquidos que forman membranas de curado, a condición de que ninguno sea tóxico o peligrosamente inflamable.

El compuesto tipo 1 debe ser de color claro, puede contener un colorante efímero, y deberá poderse distinguir fácilmente sobre la superficie del concreto cuando menos durante cuatro horas después de su aplicación. Si tiene algún color, este ya no debe notarse a los 7 días.

---

* Resumen de la Norma ASTM C309 (ref 6.2).

Los compuestos tipo 2 y 3 constarán respectivamente de pigmentos blanco y gris claro finamente divididos y un vehículo, ya mezclados para usarse inmediatamente sin necesidad de alterarlos; cuando se apliquen a una superficie nueva de concreto en la medida especificada, deben presentar una apariencia blanca o gris claro y deben ocultar efectivamente al color original del concreto.

Naturaleza de la membrana. El compuesto debe adherirse al concreto húmedo y formar una película coherente continua cuando se aplique en la medida especificada. Al secarse, la envoltura debe quedar continua, flexible y sin roturas o agujeros, y permanecer como una película continua por lo menos durante siete días después de aplicarse al espécimen de laboratorio. Los compuestos líquidos que forman membranas de curado no deben reaccionar en forma dañina con el concreto.

Consistencia, estabilidad y tiempo de secado. Los compuestos líquidos para formar membranas de curado deben tener tal consistencia que puedan ser rociados fácilmente con atomizadores de manera que formen un recubrimiento uniforme, a temperaturas mayores de 4 °C. Deberán poder almacenarse durante 3 meses por lo menos sin que se deterioren, excepto que no debe esperarse que los compuestos del tipo de emulsión en agua resistan la congelación. Un compuesto no debe asentarse hasta el grado de que no pueda recuperar fácilmente su uniformidad mediante una agitación moderada con una varilla o con aire comprimido. Cuando se aplique en la medida especificada sobre una superficie húmeda de concreto, debe sentirse seco al tacto en un lapso de no más de 4 horas a 23 $\pm$ 2 °C y 50 $\pm$ 10 por ciento de humedad relativa. Al secarse, el compuesto no debe quedar pegajoso, ni deben quedar huellas en el concreto al caminar sobre él, ni debe impartir el concreto una superficie resbalosa.

Retención de humedad. Cuando sea ensayado en la prueba de retención de agua, un compuesto líquido para formar membrana de curado debe restringir la pérdida de agua que esté presente en el espécimen a no más de 0.055 g por cm^2 de superficie.

6.2 Métodos de prueba

6.2.1 Agregados

6.2.1.1 Análisis granulométrico de agregados finos y gruesos*

Equipo

Balanza, tamices y horno de secado.

Muestra para el ensaye

La muestra de agregado cuyo análisis granulométrico vaya a efectuarse debe mezclarse completamente y reducirse a una cantidad apropiada por medio de un partidor de muestras o por cuarteo. El agregado fino se humedecerá antes de la reducción para hacer mínimas la segregación y la pérdida de partículas finas. La muestra para el ensaye debe ser aproximadamente del peso deseado cuando esté seca y debe ser también el resultado final del método de reducción.

Agregado fino. La muestra de ensaye de agregado fino debe pesar, después de secada, lo siguiente:

Agregado del cual cuando menos el 95 por ciento pase la malla No 8 (2.38 mm)	100 g
Agregado del cual cuando menos el 90 por ciento pase la malla No 4 (4.76 mm) y más del 5 por ciento quede retenido en la malla No 8	500 g

* Resumen del método ASTM C136 (ref 6.2).

Sin embargo, en ningún caso la fracción retenida en cualquier malla al final de la operación de cribado debe pesar más de 0.60 g por cm^2 de superficie de cribado.

Agregado grueso. La muestra de agregado grueso debe estar de acuerdo con lo indicado en la tabla 6.7.

Si los agregados fino y grueso están mezclados entre sí, el material debe separarse en dos tamaños usando la malla No 4.

Procedimiento

La muestra se seca hasta peso constante, a temperatura de 110 $\pm$ 5 °C.

Se acoplan los tamices en orden decreciente de tamaño de abertura de arriba hacia abajo y se coloca la muestra en la malla superior. Agítense los tamices a mano o mediante algún dispositivo mecánico durante un tiempo suficiente, establecido por tanteos o verificado por medio de mediciones sobre la muestra real de ensaye, para que cumpla con el criterio de aceptación del cribado, descrito en el párrafo siguiente.

Se continúa el cribado durante un periodo suficiente y de tal manera que, una vez terminado, no más de uno por ciento en peso del residuo en cualquier tamiz individual pase por él durante un minuto de cribado continuo a mano, efectuado como sigue:

Dicho tamiz, provisto de una charola ajustada en la parte inferior y de una tapa, se sostiene con una mano en posición ligeramente inclinada; mediante un movimiento hacia arriba se golpea secamente el costado del tamiz contra la palma de la otra mano, a razón de poco más o menos 150 veces por minuto, girándolo aproximadamente un sexto de vuelta a cada 25 golpes más o menos. Al determinar la suficiencia del cribado para tama

ños mayores que 4.76 mm (malla No 4), limítese el material que se coloque en el tamiz a una sola capa de partículas.

El cribado en seco es generalmente satisfactorio para ensayes de rutina en agregados con granulometría normal. Sin embargo, cuando se desee una determinación exacta de la cantidad total que pase la malla No 200, consúltense los métodos ASTM C136 y C117.

Se determina el peso del material retenido en cada tamiz, redondeando al más próximo 0.1 por ciento del peso de la muestra y se calculan los porcentajes con respecto al peso total de esta.

6.2.1.2 Peso específico y absorción del agregado fino*

a) Equipo

Balanza, picnómetro, molde troncocónico, pisón.

b) Preparación de la muestra

Se obtienen aproximadamente 1 000 g de agregado fino de la muestra usando un partidor, o bien por cuarteo. Se secan en un recipiente adecuado hasta peso constante, a una temperatura de 100 a 110 °C y se permite que la arena se enfríe hasta una temperatura en que pueda manejarse con comodidad; luego se cubre con agua y se mantiene en esta condición durante 24 ± 4 horas. El exceso de agua se decanta con cuidado para evitar pérdidas de material muy fino, la muestra se extiende sobre una superficie plana expuesta a una corriente ligera de aire tibio y se agita constantemente para asegurar que el secado sea uniforme. Esta operación se continúa hasta que la muestra se aproxime a una condición en que pueda fluir libremente. Después se coloca una porción del agregado fino parcialmente seco en forma suelta en el molde troncocónico, que descansará firmemente sobre una superficie suave no absorbente, con el diámetro mayor abajo; se compacta ligeramente la superficie 25 veces, y se levanta el molde en forma vertical. Si

* Resumen del método ASTM C128 (ref 6.2).

todavía hay humedad superficial, el agregado fino conservará la forma del molde. En tal caso, continúese el secado acompañado de agitación constante y ensáyese a intervalos frecuentes hasta que el agregado fino compactado baje ligeramente al retirar el molde. Esto indicará que el agregado ha alcanzado la condición de superficialmente seco.

c) Procedimiento que se sugiere

Inmediatamente después, se introducen en el picnómetro 500.0 g de agregado fino, preparado como se describe en el párrafo b) y se llena aquel de agua hasta aproximadamente el 90 por ciento de su capacidad. Se le hace girar, se invierte y agita para eliminar todas las burbujas de aire. La temperatura del picnómetro se ajusta a 23 $\pm$ 2 °C, si es necesario, mediante inmersión en agua corriente y el nivel de agua se lleva hasta la capacidad calibrada. Se determina el peso total del picnómetro, muestra y agua. Este y todos los otros pesos se registran redondeando al más próximo 0.1 g.

Después se retira el agregado fino del picnómetro, se seca hasta peso constante, a una temperatura de 100 a 110 °C, se enfría al aire a la temperatura ambiente durante 1/2 a 1 1/2 horas, y se pesa.

Finalmente se determina el peso del picnómetro lleno hasta su capacidad de calibración con agua a 23 $\pm$ 2 °C.

d) Cálculos

Para el procedimiento descrito, se aplican las fórmulas siguientes:

Peso específico (condición de saturado y superficialmente seco) $= \dfrac{500}{B + 500 - C}$

Absorción (en porcentaje) $= \dfrac{(500 - A) \times 100}{A}$

donde

A peso en el aire de la muestra secada en horno, en g

B peso del picnómetro lleno de agua, en g

C peso del picnómetro con la muestra y agua hasta la marca de calibración, en g.

6.2.1.3 Peso específico y absorción del agregado grueso*

Equipo

Balanza, horno secador, una canasta de alambre de aproximadamente igual ancho que alto, con capacidad de 4 000 a 7 000 cm^3, y un dispositivo adecuado para colgarla, estando sumergida en el agua, del centro del platillo de la balanza.

Muestra

Se seleccionan por el método de cuarteo, aproximadamente 5 kg de agregado de la muestra que se va a ensayar, rechazando el material que pase por la malla No 4 (4.76 mm).

Procedimiento

Después de lavar cuidadosamente la muestra para remover el polvo u otros recubrimientos extraños de la superficie de las partículas, se seca hasta peso constante a una temperatura de 100 a 110 °C, se enfría al aire a la temperatura ambiente del laboratorio, durante una a tres horas, y después se sumerge en agua a la temperatura ambiente del laboratorio durante un periodo de 24 $\pm$ 4 horas.

Se retira la muestra del agua y se enrolla en una tela grande absorbente hasta que todas las películas visibles de agua se hayan removi

* Resumen del método ASTM C127 (ref 6.2).

do, secando los fragmentos de mayor tamaño individualmente. Téngase cuidado para evitar la evaporación del agua de los poros del agregado durante la operación de secado superficial. Después se obtiene el peso de la muestra en la condición saturada y superficialmente seca, y se registra este y todos los pesos subsecuentes redondeando al más próximo 0.5 g.

Inmediatamente después del pesado se coloca la muestra saturada y superficialmente seca en la canasta de alambre y se determina su peso sumergido en agua a 23 ± 2 °C y cuya densidad sea de 0.997 ± 0.002 g/cm^3. Téngase cuidado de remover todo el aire entrampado antes de determinar el peso, agitando la canasta conforme se sumerja.

La muestra se seca hasta peso constante a una temperatura de 100 a 110 °C, se deja enfriar a la temperatura del laboratorio de 1 a 3 horas, y se pesa.

Cálculos

Peso específico (condición de saturado y superficialmente seco) $= \dfrac{B}{B - C}$

Absorción (en porcentaje) $= \dfrac{(B - A) \times 100}{A}$

donde

A peso en el aire de la muestra secada en horno, en g

B peso en el aire de la muestra saturada y superficialmente seca, en g

C peso sumergido de la muestra saturada, en g

6.2.1.4 Contenido de humedad total de los agregados, por secado*

Equipo

Balanza, fuente de calor capaz de mantener la temperatura que rodee a la muestra entre 100 y 110 °C, recipiente para la muestra y agitador.

* Resumen del método ASTM C566 (ref 6.2).

Muestra

Deberá obtenerse una muestra del agregado representativo del contenido de humedad en la fuente de abastecimiento por ensayar, y, en el caso de agregado de peso normal, deberá pesar no menos de lo que se indica en la tabla 6.8.

Procedimiento

La muestra se pesa redondeando al más próximo 0.1 por ciento, evitando al máximo pérdidas de humedad. Se seca totalmente en el recipiente, por medio de la fuente de calor, teniendo cuidado de evitar pérdidas de cualquier partícula. Se considera completamente seca cuando con calentamiento adicional pierde menos de 0.1 por ciento de su peso.

Después la muestra seca se pesa redondeando al más próximo 0.1 por ciento, una vez que se haya enfriado lo suficiente para que no dañe la balanza.

Cálculo

Calcúlese el contenido de humedad total como sigue:

$$\text{Contenido de humedad total, en porcentaje} = \frac{(W - D) \times 100}{D}$$

donde

W peso de la muestra original, en g

D peso de la muestra seca, en g

El contenido de humedad superficial es igual a la diferencia entre el contenido de humedad total y la absorción.

6.2.1.5 Impurezas orgánicas en arenas para concreto*

Equipo. Botellas de vidrio.

Reactivo y solución de color estándar para referencia.

* Resumen del método ASTM C40 (ref 6.2).

Solución reactiva de hidróxido de sodio (3 por ciento). Se disuelven 3 partes de hidróxido de sodio (NaOH) en 97 partes de agua, por peso.

Solución de color estándar para referencia. Se disuelve dicromato de potasio grado reactivo ($K_2Cr_2O_7$) en ácido sulfúrico concentrado (peso específico 1.84), a razón de 0.250 g por 100 ml de ácido. La solución debe estar recién hecha para efectuar la comparación de colores; si es necesario, puede usarse algo de calor al hacer la solución.

Muestra. Se obtiene una muestra representativa de la arena, que pese aproximadamente 500 g, por medio del método de cuarteo o con un partidor de muestras.

Procedimiento

Se llena una botella de vidrio hasta la marca correspondiente a 130 ml con la muestra de arena que se vaya a ensayar y se añade una solución al 3 por ciento de hidróxido de sodio en agua hasta que el volumen de la arena y del líquido, después de agitar la solución, sea de 200 ml. Se coloca el tapón de la botella, se agita vigorosamente y se deja reposar durante 24 horas.

Determinación del valor del color

Procedimiento preferible. Al terminar el periodo de reposo de 24 horas, se llena una botella hasta la marca correspondiente a 75 ml con la solución que indica el color estándar de referencia, la cual debe haberse preparado dentro de las dos horas anteriores. Luego se compara el color del líquido que quede sobre la muestra, una vez que se haya formado el precipitado, con el color de la solución estándar de referencia y se registra si es más claro, más oscuro, o de igual color. La comparación de colores debe hacerse sosteniendo las dos botellas juntas y mirando a través de ellas.

Procedimiento optativo. En lugar del procedimiento anterior, el color del líquido que quede sobre la muestra de ensaye después del precipitado, puede compararse con un vidrio que tenga un color equivalente al de la solución estándar de referencia.

6.2.1.6 Valor equivalente de arena*. Por medio de este método pueden conocerse, bajo condiciones estándar, las proporciones relativas de finos plásticos y polvos en arenas.

Equipo. Es un conjunto especial que consta de: cilindro de medición graduado, tubo irrigador, zapata lastrada, bote para medir la muestra, tamiz No 4, embudo, dos botellas de 4 lt, charola de mezclado y cronómetro.

Solución de cloruro de calcio

Solución básica. Se prepara en la forma siguiente: 454 g de cloruro de calcio anhidro grado técnico se disuelven en 1.89 lt de agua destilada. La solución se deja enfriar y se filtra totalmente en papel filtro rápido. Después, se agregan 2 050 g de glicerina y 47 g de formaldehido (solución al 40 por ciento, por volumen), se mezcla bien y se adiciona agua hasta formar 3.78 lt.

Solución de trabajo. Se elabora diluyendo 85 $\pm$ 5 ml de la solución básica con agua destilada hasta obtener 3.78 lt.

Precauciones

El ensaye debe realizarse en un local exento de vibraciones; el cilindro de medición no ha de exponerse más de lo necesario a la luz solar directa. Ocasionalmente puede ser necesario eliminar brotes de hongos del recipiente de la solución de trabajo, así como del interior del tubo flexible y del tubo irrigador.

---

* Resumen del método ASTM D2419 (ref 6.3).

Preparación de la muestra. La muestra original debe ser suficiente para llenar cuatro botes de 85 ml de capacidad. Para cada ensaye se utiliza un bote lleno. Si hay necesidad de cribar o separar el material, debe humedecerse a fin de evitar segregación o pérdida de partículas muy finas. El material que se vaya a ensayar se debe secar hasta peso constante entre 95 y 120 °C.

Procedimiento

Estando la botella que tiene el dispositivo de sifón a 90 ± 3 cm arriba de la superficie de trabajo, se hace funcionar el sifón y se pasa solución al cilindro hasta el nivel de 100 ± 3 mm. Después, usando el embudo, se vacía la arena de un bote de medición en el cilindro y se golpea ligeramente el fondo para eliminar burbujas de aire y facilitar que la muestra se humedezca. Luego se deja reposar durante 10 min, se coloca el tapón y se afloja el material del fondo inclinando y agitando simultáneamente el cilindro. Enseguida, sosteniéndolo en posición horizontal, se agita este vigorosamente con un movimiento lineal horizontal de extremo a extremo, aproximadamente 90 veces durante 30 seg con una carrera de 23 ± 3 cm; al final de la agitación se coloca el cilindro en posición vertical sobre la mesa y se destapa.

Se introduce el tubo irrigador enjuagando el material de las paredes a medida que el irrigador baja, y se le hace penetrar en el material con movimientos torsionales ligeros hasta el fondo del cilindro. Durante esta operación, la solución sale constantemente por el extremo del tubo y la corriente arrastra al material fino por encima de las partículas gruesas de arena. Se continúa así hasta que el nivel de la solución llegue a la marca de 380 mm; luego se retira el irrigador sin interrumpir el flujo, de modo que el nivel se mantenga aproximadamente en 380 mm, y al final se ajusta a 380 mm. A partir del momento en que se haya retirado totalmen

te el irrigador déjese el conjunto en reposo durante 20 min $\pm$ 15 seg, al final de los cuales se lee y registra el nivel de la parte superior de la arcilla en suspensión. Este valor se conoce como "lectura de la arcilla".

Después se coloca el conjunto de la zapata lastrada sobre el cilindro, se hace descender suavemente esta hasta que descanse sobre la arena y se lee y registra el nivel de la ranura del tornillo de centrar. Este valor se conoce como "lectura de la arena".

Cálculo. El equivalente de arena, EA, se calcula redondeando al más próximo 0.1 con la fórmula siguiente:

$$EA = \frac{Sr \times 100}{Cr}$$

donde

Sr lectura de la arena

Cr lectura de la arcilla

6.2.2 Concreto fresco

6.2.2.1 Muestreo*

a) Requisitos generales. El tiempo que transcurra entre la obtención de la primera y última porción de las muestras compuestas, debe ser tan corto como sea posible, y en ningún caso excederá de 15 min. Las muestras individuales se transportan al lugar donde vayan a realizarse las pruebas sobre concreto fresco, o donde se vayan a moldear los especímenes y se combinan y remezclan con una pala, el tiempo mínimo necesario para asegurar uniformidad. Las pruebas de revenimiento y de contenido de aire deben comenzarse dentro de los primeros cinco minutos después de completar el muestreo y deben terminarse tan rápidamente como sea posible. El moldeado de especímenes para ensayes de resistencia debe iniciarse dentro de los primeros 15 min después de que se haya elaborado la muestra compuesta. El tiem

po que transcurra entre la obtención y el empleo de la muestra será tan corto como sea posible, y esta debe protegerse de la evaporación rápida y de la contaminación.

b) Procedimiento*

Tamaño de la muestra. Para ensayes de resistencia, las muestras se hacen cuando menos de 28 lt. Pueden permitirse muestras más pequeñas para pruebas rutinarias de contenido de aire y de revenimiento; su tamaño estará en función del tamaño máximo del agregado.

Muestreo en revolvedoras estacionarias, que no sean pavimentadoras. El concreto debe muestrearse a dos o más intervalos espaciados regularmente durante la descarga de la porción intermedia de la revoltura. Las muestras así obtenidas se toman dentro de los límites de tiempo especificados en el párrafo a) y se combinan en una sola para ensaye. No deben tomarse muestras de la primera ni de la última porción de la descarga. El muestreo se efectúa pasando a través del chorro completo de descarga un receptáculo, o bien desviando completamente la descarga a un recipiente. Si la descarga del concreto es demasiado rápida para poderla desviar completa, el concreto se recibe en un recipiente o unidad de transporte lo suficientemente grande para la carga completa, y después se efectúa el muestreo en la misma forma que se indicó arriba. Debe tenerse cuidado de no restringir el flujo de concreto de la revolvedora, del recipiente, o de la unidad de transporte, a fin de evitar la segregación. Estos requisitos se aplican a revolvedoras basculantes y no basculantes.

Muestreo en revolvedoras para pavimentar. Se muestrea después que se haya descargado el concreto. Las muestras se obtienen de cuando menos cinco porciones diferentes del montón, y después se combinan en una sola para ensaye. Debe evitarse la contaminación con material de la

* El muestreo normalmente debe realizarse a medida que el concreto es entregado de la revolvedora al vehículo de transporte a los moldes; sin embargo, las especificaciones de la obra pueden requerir otros puntos de muestreo, tal como en la descarga de una bomba para concreto.

subrasante, o el contacto prolongado con una subrasante absorbente.

Muestreo en revolvedoras, o agitadores montados en camión. Se aplican las recomendaciones dadas para revolvedoras estacionarias, considerando además que no deben obtenerse muestras antes de agregar toda el agua a la revolvedora, y que la velocidad de descarga ha de regularse mediante la velocidad de rotación del tambor y no con el tamaño de la abertura de compuerta.

6.2.2.2 Revenimiento*

Equipo. Molde para revenimiento y varilla para compactar de 16 mm (5/8 pulg) de diámetro y con un extremo en forma de hemisferio.

Muestra. Debe ser representativa de toda la carga de la revolvedora.

Procedimiento. Se humedece el molde y se coloca sobre una superficie rígida, plana, húmeda y no absorbente. Inmediatamente después se llena en tres capas, de aproximadamente igual volumen, compactando cada una con 25 piquetes de varilla, distribuidos uniformemente sobre la sección transversal. Aproximadamente la mitad de los piquetes se aplican cerca del perímetro y se continúa en espiral hacia el centro. Las capas se compactan a través de sus respectivos espesores, de modo que la varilla penetre ligeramente en la capa inmediata inferior. El operador debe sujetar al molde firmemente en su lugar durante el llenado, parándose sobre las dos salientes que para este fin tiene en la parte inferior. Después que la última capa ha sido compactada, se enrasa el concreto con la varilla y en seguida se retira el molde cuidadosamente en dirección vertical con un movimiento uniforme sin aplicar giros torsionales. El retiro del molde debe hacerse en aproximadamente 5 a 10 segundos y la operación completa desde el comienzo del llenado se efectuará sin interrupción y no durará más de 2.5 min.

* Resumen del método ASTM C143 (ref 6.2).

Inmediatamente después se mide el revenimiento, que es la diferencia entre la altura del molde y la del concreto, tomada sobre el centro original de la base del espécimen. Al registrarlo se redondea al más próximo 0.5 cm. Si el concreto se desplaza claramente hacia un lado, o si ocurren deslizamientos por cortante, se desecha el ensaye y se repite con otra porción de la muestra*.

6.2.2.3 Peso volumétrico, rendimiento y contenido de aire (gravimétrico)**

Equipo. Balanza, varilla para compactar de 16 mm de diámetro y recipiente cilíndrico de metal con capacidad de 0.015 m^3 para tamaño máximo de agregado hasta de 5 cm (2 pulg) y de 0.030 m^3 para más de 5 cm.

Calibración del recipiente. Se calibra determinando con exactitud el peso de agua a 16.7 °C que se requiere para llenarlo. El factor para un recipiente se obtiene dividiendo el peso volumétrico del agua a 16.7 °C, esto es, 998.8 kg/m^3, entre el peso del agua a la misma temperatura que se requiere para llenarlo.

Procedimiento

a) El recipiente se llena hasta un tercio de su capacidad, el concreto se compacta con el número de piquetes prescritos en el párrafo b), distribuidos uniformemente sobre la sección, y se golpea ligeramente en el exterior. Después se llena hasta 2 tercios de su capacidad, se compacta con la varilla de nuevo, se golpea ligeramente, y se llena hasta sobrepasar su capacidad. Finalmente se varilla y golpea ligeramente como antes.

b) Al compactar la primera capa, la varilla no deberá golpear con fuerza el fondo del recipiente. Al compactar la segunda y tercera capas se aplicará solo la fuerza necesaria para hacer que la varilla penetre ligeramente en la capa anterior. Cuando se usa un recipiente de 0.015 m^3,

* El ensaye no es aplicable a concreto no plástico y no cohesivo, ni a aquel que contenga una cantidad considerable de agregado grueso mayor de 5 cm.

** Resumen del método ASTM C138 (ref 6.2).

cada capa se compacta con 25 piquetes, y cuando se usa uno de 0.030 m^3, con 50 piquetes.

c) Al terminar el varillado de una capa, la superficie exterior del recipiente se golpea ligeramente con cuidado 10 a 15 veces, o hasta que no aparezcan burbujas grandes de aire en la superficie.

d) Después de la compactación la superficie debe enrasarse y pulirse con una placa de cubierta plana, teniendo cuidado de dejar lleno el recipiente justamente hasta su nivel superior. Luego se limpia del exterior todo el exceso de concreto, y el recipiente lleno se pesa redondeando al más próximo 0.05 kg.

Cálculos

Peso volumétrico, W, en kg/m^3. Se calcula el peso neto del concreto restando el peso del recipiente del peso bruto. El peso por metro cúbico se calcula multiplicando el peso neto por el factor del recipiente usado.

Volumen de concreto producido por revoltura, S, en m^3:

$$S = \frac{(N \times K) + W_f + W_g + W_a}{W}$$

Rendimiento de concreto por saco de cemento, Y, en m^3:

$$Y = \frac{S}{N}$$

Rendimiento relativo, R_y:

$$R_y = \frac{S}{V_d}$$

Factor real de cemento, N_1, es decir, número de sacos de cemento por m^3 de concreto producido:

$$N_1 = \frac{1}{Y} \quad ó \quad N_1 = \frac{N}{S}$$

Peso volumétrico teórico del concreto, calculado como si no tuviera aire, T, en kg/m^3:

$$T = \frac{W_1}{V}$$

Contenido de aire, A, en porcentaje:

$$A = \frac{T - W}{T} \times 100 \quad ó \quad A = \frac{S - V}{S} \times 100$$

En las fórmulas anteriores:

- K peso neto de un saco de cemento
- N número de sacos de cemento en la revoltura
- V volumen absoluto total de los componentes en la revoltura, en m^3
- V_d volumen de concreto que, según el proporcionamiento, debía producirse por revoltura, en m^3
- W_a peso total del agua de mezclado agregada a la revoltura, en kg
- W_f peso total del agregado fino en la revoltura, en la condición en que se use, en kg
- W_g peso total del agregado grueso en la revoltura, en la condición en que se use, en kg
- W_1 peso total de los ingredientes en la revoltura, en kg

6.2.2.4 Contenido de aire en concreto fresco, por el método de presión*

a) Equipo. Aparato para determinar el contenido de aire por el método de presión, varilla para compactar de 16 mm de diámetro, mazo con cabeza de hule o cuero, rasero, embudo y medida con capacidad de 2 a 4 lt.

* Resumen del método ASTM C231 (ref 6.2). No se recomienda su uso en concretos hechos con agregados ligeros, escoria de alto horno enfriada con aire, o agregados de alta porosidad.

b) Factor de corrección del agregado. Se determina en una muestra combinada de agregado fino y grueso, como se indica a continuación.

Se calculan los pesos del agregado fino y grueso presentes en el volumen, S, de la muestra de concreto cuyo contenido de aire se va a determinar, con las fórmulas siguientes:

$$F_s = \frac{S}{B} \times F_b \; ; \; C_s = \frac{S}{B} \times C_b$$

donde

- B volumen del concreto producido por revoltura, en lt
- C_b peso total del agregado grueso en la condición usada, por revoltura, en kg
- C_s peso del agregado grueso en la muestra de concreto bajo ensaye, en kg
- F_b peso total del agregado fino en la condición usada, por revoltura, en kg
- F_s peso del agregado fino en la muestra de concreto bajo ensaye, en kg
- S volumen de la muestra de concreto (igual al volumen del tazón), en lt

Después se mezclan muestras representativas de agregado fino, de peso F_s, y agregado grueso, de peso C_s, y se colocan en cantidades pequeñas cada vez, en el tazón lleno de agua hasta un tercio. Durante esta operación debe reducirse al mínimo el aire atrapado y eliminarse la espuma.

Cuando todos los agregados hayan estado inundados en el tazón por un lapso aproximadamente igual al tiempo transcurrido entre la introducción del agua en la revolvedora y la realización del ensaye para determinar el contenido de aire, se elimina de nuevo la espuma y el exceso de

agua y se limpian cuidadosamente las pestañas del tazón y de la tapa para obtener un sello hermético. El ensaye se completa como se describe en los párrafos 2 y 3 de c), y el factor de corrección del agregado, G, es igual a $h_1 - h_2$, donde h_1 y h_2 son lecturas obtenidas en el ensaye del agregado.

c) Procedimiento para determinar el contenido de aire*

1. Se coloca una muestra representativa del concreto en el tazón en tres capas iguales, compactando cada una con varillado y golpes ligeros en el tazón, o con vibrador. Cada capa se compacta aplicando aproximadamente 25 piquetes de varilla, distribuidos uniformemente sobre la sección y después golpeando los lados del tazón secamente de 10 a 15 veces con el mazo hasta que las cavidades que hayan quedado por el varillado se nivelen y no aparezcan burbujas grandes de aire en la superficie. Al compactar la primera capa, la varilla no deberá golpear fuertemente el fondo del tazón, y al compactar la segunda y tercera, se aplicará solo fuerza suficiente para que la varilla penetre un poco en la capa anterior. Después de compactar la última capa, se enrasa la superficie del concreto.

2. Se arma el aparato y se agrega agua sobre el concreto hasta aproximadamente la marca media del tubo graduado. Luego se inclina el conjunto aproximadamente 30° con respecto a la vertical y, usando el fondo del tazón como pivote, se describen varios círculos completos con el extremo superior del tubo, golpeando simultáneamente la tapa cónica ligeramente para eliminar cualquier burbuja de aire atrapado. Se regresa el conjunto a su posición vertical y se llena el tubo con agua hasta un poco más arriba de la marca cero, mientras se golpean ligeramente los lados del tazón. Enseguida se lleva el nivel de agua hasta la marca cero antes de cerrar el respiradero de la parte superior del tubo.

---

* Previamente el aparato debe haberse calibrado (método ASTM C231).

3. Después se aplica al concreto una presión ligeramente mayor que la presión deseada de ensaye, P (aproximadamente 0.015 g/cm^2 mayor), por medio de la bomba de mano. Para aliviar restricciones locales, se dan golpes secos en los lados y cuando el manómetro indique la presión exacta de ensaye, P (determinada al calibrar el aparato) se lee el nivel de agua, h_1, y se registra redondeando a la división, o media división más próxima (0.10 ó 0.05 por ciento de contenido de aire). Luego se disipa gradualmente la presión de aire a través del respiradero de la parte superior del tubo, se golpean los lados del tazón ligeramente durante poco más o menos un minuto y se registra el nivel de agua, h_2, redondeando a la división o media división más próxima. El contenido de aire aparente, A_1, es igual a $h_1 - h_2$.

4. Los pasos descritos en el párrafo 3 (sin agregar agua para restablecer el nivel de agua en la marca cero) se repiten, se verifica que los dos valores de A_1 concuerden dentro del 0.2 por ciento de contenido de aire y en tal caso se promedian para obtener el valor A_1 que se usa al calcular el contenido de aire, A.

Cálculo. El contenido de aire, A, en porcentaje por volumen de concreto, se calcula con la expresión siguiente:

$$A = A_1 - G$$

donde

A_1 contenido de aire aparente promedio, en porcentaje por volumen de concreto

G factor de corrección del agregado, en porcentaje por volumen de concreto

6.2.2.5 Fabricación y curado en la obra de especímenes de concreto para ensayes de compresión y flexión*

Equipo. Moldes cilíndricos de uso múltiple, o de un solo uso, moldes para vigas; varilla para compactar de 16 mm de diámetro, vibradores; herramientas y otros utensilios como palas, cubetas, cucharas de albañil, llanas, rasero, tira calibradora, cucharones y reglas; equipo para revenimiento, charolas para muestreo y mezclado, equipo para contenido de aire.

Especímenes para resistencia a compresión. Deben ser cilindros de concreto colados y endurecidos en posición vertical, de largo igual al doble del diámetro. El espécimen estándar es un cilindro de 15 por 30 cm cuando el tamaño nominal máximo del agregado grueso no excede de 5 cm. Cuando sea mayor de 5 cm, el diámetro del cilindro será por lo menos tres veces dicho tamaño máximo nominal. No deben hacerse en la obra cilindros menores de 15 por 30 cm, a menos que lo requieran las especificaciones.

Especímenes para resistencia a flexión. Deben ser vigas rectangulares coladas y endurecidas con sus ejes mayores en posición horizontal. Al ensayarse, la longitud debe ser por lo menos 5 cm mayor que el triple del peralte. Al moldearse, la relación de ancho a peralte no debe exceder de 1.5. La viga estándar tiene sección transversal de 15 por 15 cm, y se usa para concretos con tamaño nominal máximo de agregado de 5 cm. Cuando se exceda este valor, la dimensión mínima de la sección transversal debe ser por lo menos el triple del tamaño nominal máximo del agregado. A menos que lo requieran las especificaciones del proyecto, el ancho o el peralte de vigas hechas en obra no será menor de 15 cm.

Muestreo, revenimiento y contenido de aire. En el registro de la obra se anota el lugar de la estructura donde se cuele la revoltura

* Resumen del método ASTM C31 (ref 6.2).

muestreada. Inmediatamente después del mezclado debe medirse el revenimiento y, cuando así se requiera, el contenido de aire de las revolturas con que se fabriquen especímenes. El concreto usado en estos ensayes se desecha.

Moldeado de especímenes

Los especímenes se moldean sobre una superficie horizontal, rígida y a nivel, exenta de vibración y de otras perturbaciones, lo más cercana posible al lugar donde vayan a almacenarse durante las primeras 24 horas. Si no es factible moldear los especímenes donde vayan a almacenarse, se llevan al lugar de almacenamiento inmediatamente después de enrasarlos. Al moverlos evítese sacudirlos, golpearlos, inclinarlos, o que se rayen sus superficies.

Colocación del concreto. Se coloca en los moldes con un cucharón, una cuchara de albañil o una pala, seleccionando cada cucharada o cada palada, de modo que sea representativa de la revoltura. Puede ser necesario remezclar el concreto en la charola para evitar la segregación durante el moldeado. El cucharón o la cuchara se mueve alrededor del borde superior a medida que el concreto se descarga, a fin de asegurar una distribución simétrica y reducir al mínimo la segregación y, además, antes de empezar la compactación, el concreto se distribuye con una varilla. Al colocar la última capa, se intentará agregar una cantidad que llene exactamente el molde después de la compactación. A un molde a medio llenar no debe adicionarse concreto que no sea representativo.

El cilindro estándar de 15 x 30 cm se fabrica en tres capas de 10 cm compactando cada una con 25 piquetes de varilla, o bien, en 2 capas de 15 cm compactadas por vibración. La viga estándar de 15 x 15 cm se fabrica en dos capas iguales que se compactan con varilla aplicando un piquete por cada 13 cm^2 de área superficial, o bien, en una sola capa compactada por vibración.

Métodos de compactación. Se utiliza la compactación con varilla y la vibración interna o externa. Concretos con revenimiento mayor de 7.5 cm se compactan con varilla; aquellos cuyo revenimiento sea de 2.5 a 7.5, con varilla o vibración, y los que tengan revenimiento menor de 2.5 con vibración, a menos que las especificaciones de la obra indiquen otra cosa.

Compactación con varilla. Se coloca el concreto en el molde, en el número requerido de capas, compactando cada una con el extremo redondeado de la varilla. La capa del fondo se varilla a través de todo su espesor; al compactar las siguientes debe permitirse que la varilla penetre poco más o menos 1 cm en la capa subyacente, cuando el espesor de capa sea menor de 10 cm, y aproximadamente 3 cm, cuando el espesor sea de 10 cm, o más. En todos los casos los piquetes se distribuyen uniformemente en la sección transversal del molde. Si la varilla deja huecos, para cerrarlos se golpean ligeramente los lados del molde y después de varillar cada capa, se compacta el concreto de las orillas con una cuchara u otra herramienta adecuada.

Vibración. Debe conservarse una duración estándar de vibración para un cierto tipo particular de concreto, vibrador y molde. Usualmente se considera que se ha aplicado suficiente vibración cuando la superficie del concreto se vuelve relativamente plana. La vibración se aplica solo lo suficiente para lograr la compactación apropiada del concreto, y debe evitarse que sea excesiva ya que puede causar segregación. Al llenar los moldes se coloca todo el concreto de cada capa antes de comenzar la vibración de esa capa, y al colocar la capa final debe evitarse un sobrelleno de más de 5 mm. Si la vibración es interna, el acabado se hace después de compactar, si es externa puede hacerse durante n después de la vibración.

Vibración interna. La máxima dimensión transversal del ele

mento vibratorio, no debe ser mayor de un tercio del ancho del molde, en el caso de vigas, ni de un cuarto del diámetro, en cilindros. Al compactar, no debe permitirse que el vibrador toque o descanse en el fondo o los lados del molde, y al retirarlo debe cuidarse de que no deje huecos. Después de vibrar cada capa, se golpean ligeramente los lados del molde para eliminar burbujas grandes de aire entrampado.

Para vibrar cilindros se hacen tres inserciones en puntos diferentes por cada capa; para vigas se inserta el vibrador a intervalos no mayores de 15 cm a lo largo del eje del espécimen, y si este es más ancho de 15 cm se hacen inserciones alternadas sobre dos líneas longitudinales. En todos los casos debe permitirse que el vibrador penetre aproximadamente 3 cm en la capa de abajo.

Acabado. Después de compactar, a menos que el acabado se haya hecho durante la vibración externa, se enrasa la superficie del concreto y se termina con llana, o cuchara, efectuando estas operaciones con la manipulación mínima necesaria para producir una superficie plana nivelada al ras con el borde del molde, y que no tenga salientes ni depresiones mayores de 3 mm.

Curado

Protección después del acabado. Los especímenes deben cubrirse inmediatamente después del acabado, de preferencia con una placa no absorbente y no reactiva, o una hoja de plástico; también puede usarse yute húmedo, teniendo cuidado de mantenerlo húmedo hasta que los especímenes se retiren de los moldes. Las superficies exteriores de moldes de cartón deben protegerse contra cualquier fuente de humedad durante las primeras 24 horas después del moldeado.

Curado inicial. Los especímenes deben almacenarse, en las

primeras 24 horas después del moldeado, bajo condiciones que mantengan la temperatura en su vecindad inmediata entre 16 y 27 °C y que les eviten pérdida de humedad.

Curado de cilindros hechos para verificar la eficacia, en cuanto a resistencia, de proporcionamientos de laboratorio, o como base de aceptación, o para control de calidad. Se retiran de los moldes al final de 20 ± 4 horas y se almacenan en condición húmeda a 23 ± 2 °C hasta el ensaye, entendiéndose por condición húmeda que los especímenes deben tener agua libre mantenida constantemente en toda el área superficial.

Curado de cilindros hechos para determinar cuándo han de retirarse los moldes, o cuándo puede ponerse en servicio una estructura. Se almacenan en la estructura o sobre ella, tan cerca como sea posible del lugar donde se coló el concreto que representan, y deben recibir en lo posible la misma protección contra el medio ambiente que las partes de la estructura a las que representan. Se ensayan en la condición húmeda que resulte del tratamiento de curado que se haya especificado. A fin de cumplir estas condiciones, los especímenes para determinar cuándo puede ponerse en servicio una estructura, deben removerse de sus moldes cuando se quiten los moldes de la estructura.

Embarque al laboratorio. Los especímenes que se embarquen de la obra al laboratorio para ser ensayados, se empacan en cajas robustas de madera, o en otros recipientes adecuados, rodeados de arena o aserrín húmedos, o de otro material de empaque apropiado. Al recibirse en el laboratorio deben colocarse inmediatamente en las condiciones de curado requeridas, a 23 ± 2 °C.

6.2.3 Concreto endurecido

6.2.3.1 Cabeceo de especímenes cilíndricos de concreto*

Las cabezas deben ser por lo menos tan resistentes como el concreto. Las superficies de los especímenes ya cabeceados serán planas, con una tolerancia de 0.05 mm a través de cualquier diámetro. Para este fin, se revisan las cabezas de cada décimo espécimen por medio de una regla y un calibrador sensible, haciendo un mínimo de tres mediciones en diferentes diámetros.

Equipo. Placas de cabeceo, dispositivos de alineamiento y olla para fusión de morteros de azufre.

Materiales para cabeceo.

Especímenes recién moldeados. La base superior se puede cabecear con una capa delgada de pasta seca de cemento portland.

Especímenes endurecidos que hayan tenido curado húmedo. Se cabecean con pasta de yeso de alta resistencia, o mortero de azufre que cumplan los requisitos siguientes.

Pasta de yeso de alta resistencia (consultar método ASTM C617).

Mortero de azufre. Se puede usar mortero de azufre si se permite que endurezca durante dos horas. Debe estar compuesto, en peso, por 55 a 70 por ciento de azufre y 30 a 45 por ciento de material inerte pulverizado (puede ser sílice, o arcilla refractaria), y debe ser capaz de desarrollar una resistencia de por lo menos 280 kg/cm^2 en dos horas cuando se ensaye en cubos de 5 cm de lado (ASTM C287).

Procedimientos de cabeceo

Cilindros recién moldeados. Se usa únicamente pasta pura de cemento portland (consultar método ASTM C617).

Cilindros de concreto endurecido. Los extremos de los cilindros que claramente sean disparejos, convexos, o cóncavos, deben escuadrarse antes del cabeceo, eliminando las irregularidades pequeñas por medio de pulido, y las mayores con una sierra de diamante o carborundo. Los recubrimientos o depósitos de materiales que puedan menoscabar la adherencia de las cabezas, deben retirarse y, si es necesario, los extremos del espécimen se vuelven ligeramente rugosos con un cepillo de alambre o una lima de acero. Las cabezas se harán tan delgadas como sea posible, de aproximadamente 3 mm de espesor en general y en ningún caso de más de 8 mm. Si se desea, pueden revestirse las placas de cabeceo con una capa delgada de aceite mineral o grasa.

Cabeceo con mortero de azufre. El mortero de azufre se prepara calentándolo aproximadamente a 130 °C. Se emplea material nuevo a intervalos lo suficientemente frecuentes para asegurar que no se use más de 5 veces. El mortero nuevo debe estar seco al momento en que se coloque en la olla. La placa o el dispositivo de cabeceo se calienta ligeramente antes de usarse, para disminuir la velocidad de endurecimiento y permitir la formación de cabezas delgadas. Luego se aceitan las placas de cabeceo ligeramente y se agita el mortero fundido inmediatamente antes de colar cada cabeza. Los extremos de los especímenes curados húmedos deben estar lo suficientemente secos al momento del cabeceo para evitar la formación de bolsas de vapor o de espuma de diámetro mayor de 6 mm debajo de las cabezas o en ellas. Los extremos del cilindro no deben aceitarse antes del cabeceo.

Protección de los especímenes después del cabeceo. Los que hayan recibido curado húmedo deben mantenerse húmedos entre la terminación del cabeceo y el ensaye. Los especímenes con cabezas de yeso no deben sumergirse en agua, ni almacenarse en cámara húmeda durante más de 4 horas.

6.2.3.2 Resistencia a la compresión de cilindros moldeados de concreto*

Equipo. Máquina de prueba y compás de exteriores.

Especímenes de ensaye. La prueba de compresión en especímenes con curado húmedo debe realizarse tan pronto como sea posible, después de retirarlos de la cámara de curado, manteniéndolos húmedos en ese lapso. Al ensayarse deben estar en condición húmeda. Si sus bases difieren de un plano en más de 0.050 mm deben cabecearse. El diámetro del espécimen se determina redondeando al más próximo 0.25 mm, con el promedio de dos diámetros que formen ángulo recto entre sí, medidos aproximadamente a la mitad de la altura del espécimen. La longitud del espécimen incluyendo las cabezas, se mide redondeando al más próximo 2.5 mm.

Procedimiento

Colocación del espécimen. Se coloca la placa de apoyo inferior, con su cara endurecida hacia arriba, sobre la platina de la máquina, directamente abajo de la placa que tiene asiento esférico. Se limpian las superficies de apoyo de ambas placas y del espécimen, y se coloca este sobre la placa inferior, alineando cuidadosamente el eje del cilindro con el centro de empuje de la placa superior. A medida que la placa con asiento esférico se aproxima al espécimen para apoyar sobre él, se gira suavemente su porción móvil a mano, para que se obtenga un contacto uniforme.

Velocidad de aplicación de la carga. La carga debe aplicarse en forma continua y sin impacto. En máquinas de operación hidráulica la velocidad de aplicación debe ser constante, dentro del intervalo de 1.4 a 3.5 $kg/cm^2/seg$. Durante la aplicación de la primera mitad de la carga máxima, se puede permitir una velocidad mayor. No deben hacerse ajustes en los controles de la máquina mientras el espécimen esté fluyendo rápidamente justo antes de la falla.

* Resumen del método ASTM C39 (ref 6.2).

La carga se aplica hasta que el espécimen falle, y se registra la carga máxima soportada, así como el tipo de falla y la apariencia del concreto.

Cálculo. Se calcula la resistencia a compresión del espécimen dividiendo la carga máxima soportada entre el área promedio de la sección transversal, y el resultado se registra redondeando al más próximo 0.5 kg/cm^2.

6.2.3.3 Resistencia a la flexión del concreto (usando vigas simplemente apoyadas con cargas concentradas en los tercios del claro)*

Equipo. Máquina de prueba y accesorios para ensayes de flexión.

Espécimen. El espécimen debe tener un claro lo más cercano posible a tres veces su peralte y sus caras laterales deben ser perpendiculares al fondo y a la cara superior.

Procedimiento. El espécimen se voltea sobre uno de sus lados (respecto a la posición inicial en la cual fue colado) y se centra en los apoyos. Los elementos de aplicación de carga deben ponerse en contacto con la cara superior del espécimen sobre los puntos extremos del tercio central del claro. Si no se obtiene un contacto completo entre el espécimen y los elementos de aplicación de carga, o los apoyos, es necesario cabecear, pulir o calzar con tiras de cuero o acero las superficies de contacto. La carga debe aplicarse a velocidad uniforme y de modo que no se produzca impacto. Puede aplicarse rápidamente hasta más o menos el 50 por ciento de la carga de ruptura; después, se aplica a una velocidad tal que el incremento de esfuerzos en la fibra extrema no exceda de 10 kg/cm^2 por minuto.

Medición de los especímenes después de probarlos. Se hacen

* Resumen del método ASTM C78 (ref 6.2).

mediciones redondeando al más próximo 0.25 cm, para determinar el ancho promedio y el peralte promedio del espécimen en la sección de falla.

Cálculos. Si la fractura ocurre dentro del tercio medio del claro, el módulo de ruptura se calcula como

$$R = \frac{Pl}{bd^2}$$

donde

- b ancho promedio del espécimen, en cm
- d peralte promedio del espécimen, en cm
- l claro, en cm
- P máxima carga aplicada registrada por la máquina de prueba, en kg
- R módulo de ruptura, en kg/cm^2

Si la fractura ocurre fuera del tercio medio, en no más del cinco por ciento del claro, el módulo de ruptura se calcula con

$$R = \frac{3Pa}{bd^2}$$

donde a es la distancia entre la línea de fractura y el apoyo más cercano, medida sobre el eje de simetría de la superficie inferior de la viga, en cm.

Si la fractura ocurre fuera del tercio medio en más del cinco por ciento del claro, los resultados de la prueba deben descartarse.

6.3 Referencias*

6.1 Diario Oficial del 8 de mayo de 1968

6.2 Book of ASTM Standards, Part 10, Philadelphia

6.3 Book of ASTM Standards, Part 11, Philadelphia

* En la preparación del cap 6 se emplearon las normas vigentes en 1970. Se recomienda que vayan realizándose las modificaciones pertinentes en las normas que aquí se resumen, con objeto de mantenerlas actualizadas de acuerdo con los originales.

TABLA 6.1 REQUISITOS FISICOS DEL CEMENTO PORTLAND

Tipos	I	II	III	IV	V
Finura, superficie específica, en cm^2/g.[a]					
Método turbidimétrico:					
Valor promedio mínimo	1 600	1 600	—	1 600	1 600
Valor mínimo en cualquier muestra	1 500	1 500	—	1 500	1 500
Método de permeabilidad al aire:					
Valor promedio mínimo	2 800	2 800	—	2 800	2 800
Valor mínimo en cualquier muestra	2 600	2 600	—	2 600	2 600
Sanidad (prueba en autoclave)					
Expansión máxima, en porcentaje	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Tiempo de fraguado[b]					
Método Gillmore:					
Fraguado inicial en minutos, no menos de	60	60	60	60	60
Fraguado final en horas, no más de	10	10	10	10	10
Método de Vicat:					
Fraguado en minutos, no menos de	45	45	45	45	45
Resistencia a la compresión[c] (kg/cm^2) en cubos de mortero 1:2.75 en peso (arena graduada estándar)					
Valores mínimos					
a las 24 horas	—	—	120	—	—
a los 3 días	85	70	210	—	—
a los 7 días	150	125	—	55	105
a los 28 días	250	250	—	140	210
Resistencia a la tensión[c] (kg/cm^2), en especímenes de mortero 1:3 en peso (arena graduada estándar)					
a las 24 horas	—	—	19	—	—
a los 3 días	11	9	27	—	—

TABLA 6.1 (CONTINUACION)

Tipos	I	II	III	IV	V
a los 7 días	20	18	—	12	18
a los 28 días	25	23	—	21	28
Calor de hidratación[d]					
a los 7 días en cal/g, valor máximo	—	70	—	—	—
a los 28 días en cal/g, valor máximo	—	80	—	—	—
Fraguado falso, penetración final mínima, en porcentaje[e]	50	50	50	50	50

[a]En la prueba de finura se podrá usar cualquiera de los dos métodos especificados. Sin embargo, en caso de controversia o cuando la muestra no satisfaga el requisito de finura mediante el método de permeabilidad al aire, se efectuará la prueba por el método turbidimétrico y el resultado que se obtenga será el decisivo.

[b]El interesado fijará el método de prueba en la determinación del tiempo de fraguado. En caso de no hacerlo o de controversia, el método de Vicat será el que rija.

[c]El interesado deberá fijar el tipo de prueba de resistencia. En caso de no hacerlo, la resistencia a la compresión será la que rija. La resistencia a cualquier edad deberá ser mayor que la correspondiente a la edad inmediata precedente.

[d]El requisito de calor de hidratación se aplicará únicamente cuando así se estipule, y en este caso los valores especificados de resistencia para el tipo II, deberán reducirse al 80 por ciento.

[e]Este requisito se aplicará solamente cuando sea solicitado y el método de determinación que deberá seguirse será con pasta de cemento.

TABLA 6.2 REQUISITOS PARA LA GRANULOMETRIA DEL AGREGADO FINO

Malla	Porcentaje que pasa, en peso
9.51 mm (3/8 pulg)	100
4.76 (No 4)	95 a 100
2.38 mm (No 8)	80 a 100
1.19 mm (No 16)	50 a 85
595 μ (No 30)	25 a 60
297 μ (No 50)	10 a 30
149 μ (No 100)	2 a 10

TABLA 6.3 LIMITES PARA SUSTANCIAS DELETEREAS EN AGREGADO FINO PARA CONCRETO

Material	Máximo, en porcentaje del peso total de la muestra
Partículas desmenuzables	1.0
Material que pase la malla No 200 (74μ):	
Concreto sujeto a abrasión	3.0*
Cualquier otro concreto	5.0*
Carbón y lignito:	
Cuando sea importante la apariencia de la superficie de concreto	0.5
Otros concretos	1.0

*Cuando la arena sea triturada, si el material que pase la malla No 200 es polvo de trituración, esencialmente libre de arcilla o lutita, estos límites pueden aumentarse a 5 y 7 por ciento, respectivamente

TABLA 6.4 REQUISITOS PARA LA GRANULOMETRIA DEL AGREGADO GRUESO

TAMAÑO NOMINAL (MALLAS DE ABERTURAS CUADRADAS)	MATERIAL QUE PASA CADA UNA DE LAS SIGUIENTES MALLAS DE ABERTURAS CUADRADAS (PESO, EN PORCENTAJE)												
	101.6 mm (4 pulg)	90.5 mm (3½ pulg)	76.1 mm (3 pulg)	64.0 mm (2½ pulg)	50.8 mm (2 pulg)	38.1 mm (1½ pulg)	25.4 mm (1 pulg)	19.1 mm (3/4 pulg)	12.7 mm (1/2 pulg)	9.51 mm (3/8 pulg)	4.76 mm (No 4)	2.38 mm (No 8)	1.19 mm (No 16)
90.5 a 38.1 mm (3½ pulg a 1½ pulg)	100	90 a 100	–	25 a 60	–	0 a 15	–	0 a 5	–	–	–	–	–
64.0 a 38.1 mm (2½ pulg a 1½ pulg)	–	–	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	–	0 a 5	–	–	–	–	–
50.8 a 4.76 mm (2 pulg a No 4)	–	–	–	100	95 a 100	–	35 a 70	–	10 a 30	–	0 a 5	–	–
38.1 a 4.76 mm (1½ pulg a No 4)	–	–	–	–	100	95 a 100	–	35 a 70	–	10 a 30	0 a 5	–	–
25.4 a 4.76 mm (1 pulg a No 4)	–	–	–	–	–	100	95 a 100	–	25 a 60	–	0 a 10	0 a 5	–
19.1 a 4.76 mm (¾ pulg a No 4)	–	–	–	–	–	–	100	90 a 100	–	20 a 55	0 a 10	0 a 5	–
12.7 a 4.76 mm (½ pulg a No 4)	–	–	–	–	–	–	–	100	90 a 100	40 a 70	0 a 15	0 a 5	–
9.51 a 2.38 mm (⅜ pulg a No 8)	–	–	–	–	–	–	–	–	100	85 a 100	10 a 30	0 a 10	0 a 5
50.8 a 25.4 mm (2 pulg a 1 pulg)	–	–	–	100	90 a 100	35 a 70	0 a 15	–	0 a 5	–	–	–	–
38.1 a 19.1 mm (1½ pulg a ¾ pulg)	–	–	–	–	100	90 a 100	20 a 55	0 a 15	–	0 a 5	–	–	–

TABLA 6.5 REQUISITOS DE SANIDAD Y ABRASION DEL AGREGADO GRUESO PARA CONCRETO

	Grava natural, grava triturada, o piedra triturada
Sanidad, pérdida máxima en cinco ciclos*, porcentaje en peso:	
Sulfato de sodio	12
Sulfato de magnesio	18
Abrasión, pérdida** máxima, porcentaje en peso	50

*La pérdida deberá calcularse de acuerdo con la granulometría de una muestra que cumpla con las limitaciones de la tabla 6.4.

**La pérdida por abrasión se determinará en el tamaño o tamaños de ensaye que más cercanamente correspondan a la granulometría o granulometrías que vayan a emplearse en el concreto. Cuando se emplee más de una granulometría, el límite en la pérdida por abrasión se aplicará a cada una.

TABLA 6.6 LIMITES PARA SUSTANCIAS DELETEREAS EN AGREGADO GRUESO PARA CONCRETO

Material	Porcentaje máximo del peso total de la muestra
Partículas desmenuzables	0.25
Partículas suaves*	5.00
Pedernal como una impureza** que se desintegra en cinco ciclos de la prueba de sanidad, o en 50 ciclos de congelación a - 17.8 °C y deshielo a 4.4 °C en agua*** o que tenga un peso específico, saturado y superficialmente seco menor de 2.35:	
Exposición severa	1.0
Exposición mediana	5.0
Material que pase la malla No 200 (74μ)	1.0****
Carbón y lignito:	
Cuando sea importante la apariencia de la superficie de concreto	0.5
Cualquier otro concreto	1.0

* Esta limitación se aplica solo cuando la condición suave de las partículas individuales de agregado grueso sea crítica para el comportamiento del concreto; por ejemplo, en pisos de tránsito pesado o en otras superficies donde la dureza sea especialmente importante.

** Estas limitaciones se aplican solo a agregados en los que el pedernal aparezca como impureza; es decir, no se aplican a gravas que en sí sean predominantemente pedernal, las cuales se evaluarán con las limitaciones de la prueba de sanidad.

*** Se considera como desintegración el resquebrajamiento o rotura del material, determinado por examen visual.

**** En el caso de agregados triturados, si el material que pase la malla No 200 es polvo de trituración, esencialmente libre de arcilla o lutita, este porcentaje puede incrementarse a 1.5.

TABLA 6.7 PESOS MINIMOS DE MUESTRAS DE GRAVA PARA ANALISIS GRANULOMETRICOS

Tamaño nominal máximo de las partículas, en mm y pulg	Peso mínimo de la muestra, en kg	Tamaño nominal máximo de las partículas, en mm y pulg	Peso mínimo de la muestra, en kg
9.51 (3/8)	2	50.8 (2)	20
12.7 ($\frac{1}{2}$)	4	64.0 (2 $\frac{1}{2}$)	25
19.1 (3/4)	8	76.1 (3)	45
25.4 (1)	12	90.5 (3 $\frac{1}{2}$)	70
38.1 (1 $\frac{1}{2}$)	16		

TABLA 6.8 PESOS MINIMOS DE MUESTRAS DE AGREGADOS PARA DETERMINAR EL CONTENIDO DE HUMEDAD TOTAL

Tamaño nominal máximo* del agregado, en mm y pulg	Peso mínimo de la muestra, en kg	Tamaño nominal máximo* del agregado, en mm y pulg	Peso mínimo de la muestra, en kg
6.35 (1/4) (arena)	0.5	50.8 (2)	8
9.51 (3/8)	1.5	64.0 (2 $\frac{1}{2}$)	10
12.7 ($\frac{1}{2}$)	2	76.1 (3)	13
19.1 (3/4)	3	90.5 (3 $\frac{1}{2}$)	16
25.4 (1)	4	101.6 (4)	25
38.1 (1 $\frac{1}{2}$)	6	152.4 (6)	50

*Tamaño de la malla en la cual se retiene menos del 10 por ciento.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

III.- CONCRETO PREMEZCLADO

DEBIDO A LOS AVANCES Y NECESIDADES QUE EN LOS ULTIMOS AÑOS SE HAN TENIDO EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION Y CONSIDERANDO QUE EL CONCRETO ES UNO DE LOS MATERIALES MAS IMPORTANTES DENTRO DE ESTA INDUSTRIA; ESTO HA MOTIVADO EN GRAN PARTE QUE LA TECNOLOGIA DEL CONCRETO HAYA TENIDO TAMBIEN ESTE AVANCE Y DESARROLLO PARA PODER SATISFACER LAS NECESIDADES QUE ESTA INDUSTRIA REQUIERE.

EL CONCRETO PREMEZCLADO SE HA PRODUCIDO COMO UNA RESPUESTA A SATISFACER ESTAS NECESIDADES POR LO QUE DEBIDO A SUS CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES HA PERMITIDO RESOLVER LOS PROBLEMAS BASICOS DE HABITACION, URBANIZACION E INFRAESTRUCTURA PARALELAMENTE SE HA EMPLEADO EN LA CONSTRUCCION DE LAS OBRAS MAS AUDACES TALES COMO PUENTES DE CLAROS ESPECTACULARES, EDIFICIOS DE GRAN ALTURA E IMPORTANTES OBRAS HIDRAULICAS, TAN SOLO POR MENCIONAR ALGUNAS.

UNA DE LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES QUE DISTINGUEN LA PRODUCCION DE CONCRETO PREMEZCLADO ES PRECISAMENTE QUE SU PRODUCCION SE REALIZA BAJO NORMAS DE CALIDAD QUE RIGEN TANTO A LOS MATERIALES COMO A LOS EQUIPOS DE PRODUCCION, TRANSPORTE Y TIEMPO DE ENTREGA.

EL ENFOQUE MODERNO DE EVALUACION DE LA CALIDAD DE UN PRODUCTO SE DIFERENCIA DE LOS QUE TRADICIONALMENTE SE HABIAN VENIDO UTILIZANDO, DE LOS PRIMEROS QUE CONSISTEN EN LA VERIFICACION DE TODO EL ESQUEMA DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD.

ESTO SIGNIFICA QUE EL CONSUMIDOR ESTA EN POSIBILIDADES DE VERIFICAR.:

- PERSONAL
- CONTROL DE MATERIA PRIMA
- INSTALACIONES Y EQUIPO
- PROCESOS OPERATIVOS
- SISTEMAS DE CONTROL DE CALIDAD DEL PRODUCTOR

LA ELABORACION DEL CONCRETO PREMEZCLADO NO PODIA SER LA EXCEPCION PARA APLICAR-ESTOS SISTEMAS DE ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD.

EN ESTE TRABAJO SE PRESENTAN TODOS LOS ASPECTOS QUE DEBEN DE CONSIDERARSE PARA-PRODUCIR UN CONCRETO DE CALIDAD SATISFACTORIA.

LAS PARTES QUE COMPONEN ESTE SISTEMA SON:

- ESPECIFICACIONES
- CONTRATACION Y
- EVALUACION DE LA CALIDAD DEL CONCRETO

ASI MISMO SE INDICAN EN EL MANUAL DE CONTROL DE CALIDAD ALGUNOS CONCEPTOS GENERA LES QUE DEBERAN TOMARSE EN CUENTA EN LA ELABORACION DEL CONCRETO; DE ACUERDO A-LAS SIGUIENTES SECCIONES:

1 - GUIA DEL CONTROL DE CALIDAD
2 - LISTA DE VERIFICACION DE CONTROL DE CALIDAD
3 - LISTA DE VERIFICACION DE LAS INSTALACIONES DE PRODUCCION DE CONCRETO PREMEZCLADO.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992

COMPACTACION DEL CONCRETO

ING. VICTOR MANUEL MENA FERRER

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

PRIMER CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

(Julio, 1990)

COMPACTACION DEL CONCRETO

Por: Manuel Mena Ferrer

INTRODUCCION

El proceso de utilización del concreto en la construcción de estructuras se compone de una serie de etapas que requieren desarrollarse consecutiva y oportunamente. La compactación del concreto es la etapa que se lleva a cabo inmediatamente a continuación de su colocación dentro del espacio cimbrado.

El concreto simplemente colocado es aquel que se transporta desde la mezcladora hasta el sitio de colado y se deposita dentro del espacio cimbrado en el punto más cercano posible a su posición definitiva en la estructura. Si el concreto se deja fraguar y endurecer en estas condiciones se convierte en una masa rígida sumamente porosa, e incluso cavernosa, que no adquiere cabalmente la forma del molde que lo confina, y cuyas propiedades resultan muy inferiores a las previstas.

Para evitar estas deficiencias, se hace necesario someter el concreto recién colocado a la acción de fuerzas que lo obliguen a adquirir la forma geométrica de los moldes confinantes, reducir su porosidad y mejorar sus características y propiedades, incluyendo su textura y aspecto superficial. Al hecho de aplicar estas fuerzas se le nombra compactar o moldear el concreto.

En la terminología relativa al concreto,[1] la compactación se define como el proceso por el cual un volumen de mortero o de concreto recién colocado se reduce al espacio mínimo practicable, por medio de vibración, centrifugación, apisonamiento, o una combinación de estas ac-

2b. Vibrador de forma de acción recíproca. En este sistema, la vibración es generada por un pistón movido por aire a presión, que produce un golpeteo al desplazarse alternativamente en ambos sentidos dentro de la caja del vibrador. Debido a ello, a las vibraciones que genera no le son aplicables los principios del movimiento armónico simple.

3. Mesas vibratorias

Este medio de vibración es una variante del anterior, pues consiste en una placa (normalmente metálica) que tiene adosados vibradores de forma de cualquiera de los tipos mencionados. En ocasiones la placa forma parte del molde que confina el concreto; y en otras el molde es independiente de la placa y se sujeta a esta para ser vibrado junto con el concreto. Para que las vibraciones no se desaprovechen transmitiéndolas al piso, la mesa se soporta con resortes o cojines amortiguadores. Este sistema es útil principalmente para la compactación del concreto en elementos prefabricados.

4. Vibradores de superficie

Con estos equipos, la vibración se transmite al concreto desde la superficie libre de colado, y conforme se desplazan por encima de la misma contribuyen a nivelar y enrasar el concreto. Por estas características, su empleo es particularmente conveniente en la construcción de pisos y pavimentos de concreto hidráulico. Hay tres tipos usuales:

4a. Regla vibratoria. Consiste en una regla o cercha con vibradores externos adosados, del tipo excéntrico rotatorio, accionados por motores de combustión, eléctricos o neumáticos. Su deslizamiento sobre la superficie del concreto puede ser en forma manual o mecanizada. Su adecuado funcionamiento y eficacia requiere la utilización de mezclas de consistencia plástica con buena trabajabilidad.

4b. Apisonadora de placa o rejilla. En este caso se trata de una pequeña placa o rejilla metálica, con vibradores externos adosados de

manera similar al caso anterior. Debido a la poca área que cubren, su efecto compactador puede ser más enérgico que el de la regla vibratoria, por lo cual estos equipos pueden ser empleados para compactar mezclas de concreto de consistencia menos plástica.

4c. Rodillo vibratorio enrasador. En estos equipos, la regla o cercha es substituida por uno o varios rodillos giratorios, que además de nivelar y enrasar el concreto producen un cierto efecto de apisonamiento superficial. No deben confundirse estos equipos con los pesados rodillos vibratorios que se emplean en el concreto compactado con rodillo (CCR) que requiere técnicas de compactación totalmente diferentes.(4)

En el cuadro que se identifica como Figura 5 se incluye un resumen de los tipos de vibradores descritos, y en la tabla que corresponde a la Figura 6 se presentan diversas características de los vibradores de inmersión obtenidas de la Referencia 3.

REFERENCIAS

(1) ACI Committee 116. "Cement and Concrete Terminology". ACI 116R-85. American Concrete Institute. EUA. (1985).

(2) ACI Committee 309. "Behavior of Fresh Concrete During Vibration". ACI 309.1R-81(86). American Concrete Institute. EUA. (1986).

(3) ACI Committee 309. "Guide for Consolidation of Concrete". ACI 309R-87. American Concrete Institute. EUA. (1987).

(4) ACI Committee 207. "Roller Compacted Mass Concrete". ACI 207.5R-89. American Concrete Institute. EUA. (1989).

- - - - - - - - -

MMF

30/06/90

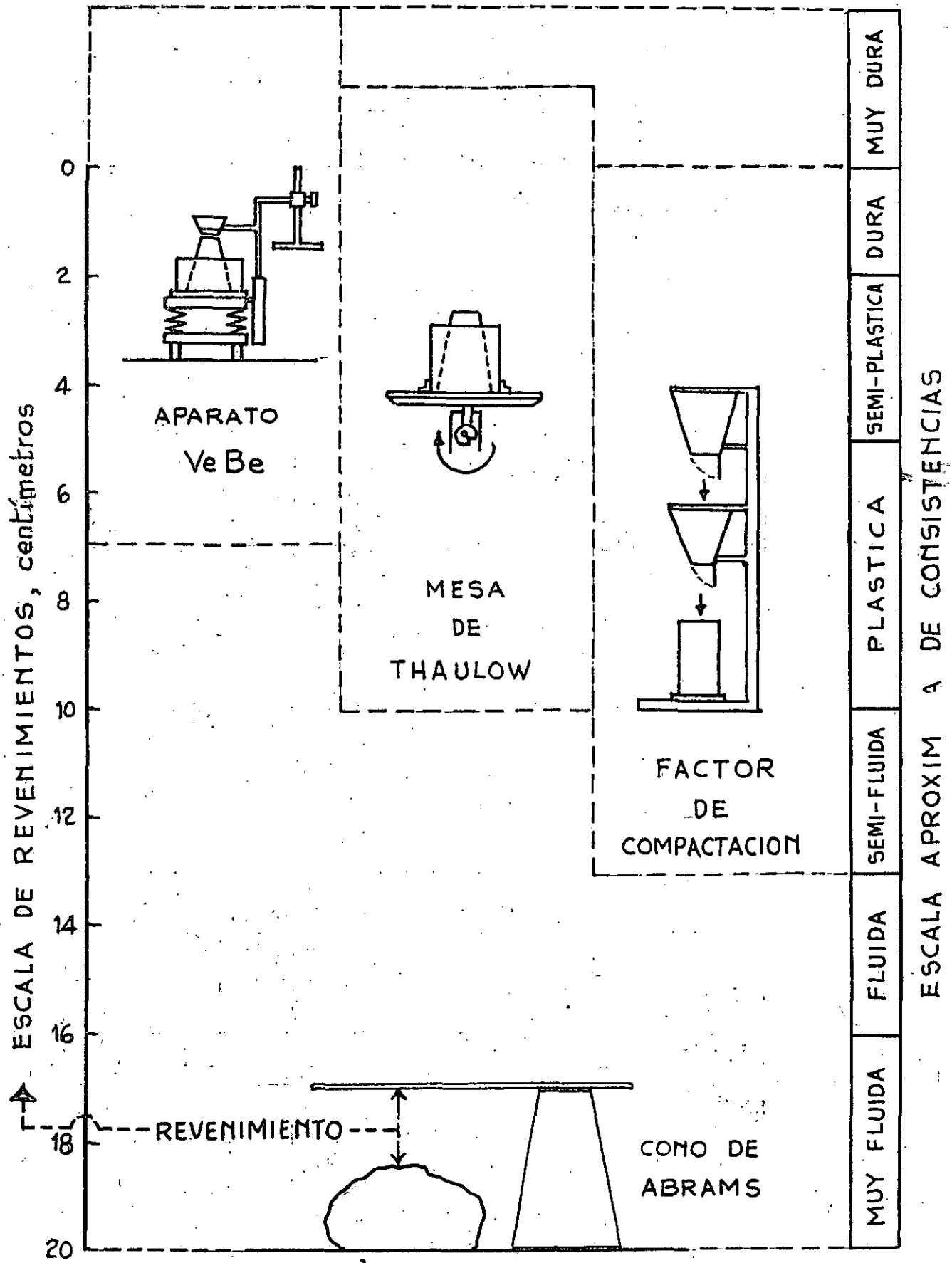


FIG. 1.- ALGUNOS PROCEDIMIENTOS APLICABLES PARA MEDIR LA CONSISTEN... DEL CONCRETO, SEGUN EL GRADO DE DEFORMABILIDAD DE LA MEZCLA

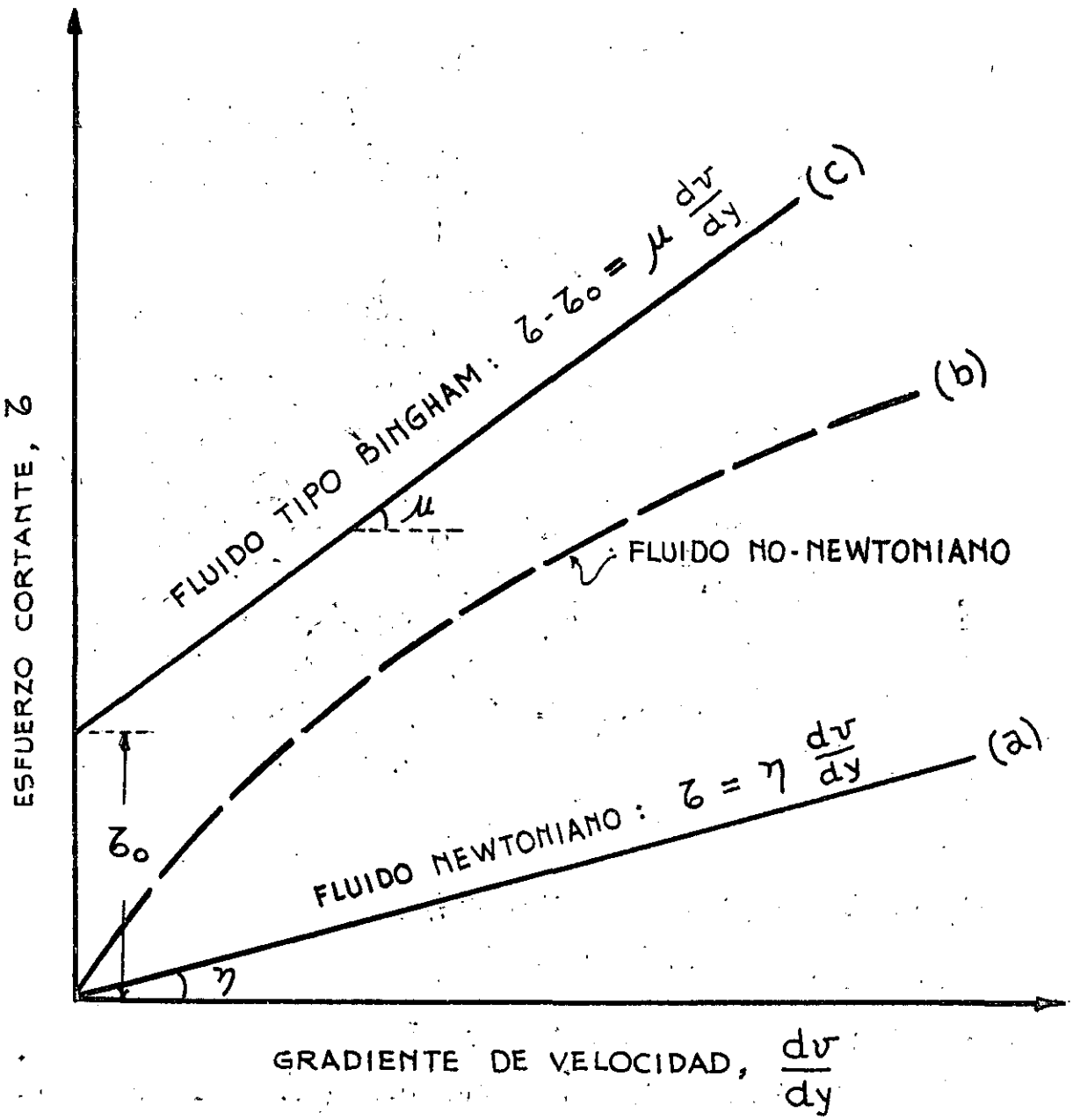


FIG. 2.- DIAGRAMA REOLOGICO PARA DISTINTOS FLUIDOS

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992

ACABADOS DEL CONCRETO

ING. VICTOR MANUEL MENA FERRER

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

En el cuadro que se incluye como Anexo 1, se establece una clasificación tentativa de los acabados conforme a estos criterios. En dicho cuadro se hace mención de los acabados como los identifica el citado USBR,[2] es decir, los acabados F para superficies formadas y los acabados U para superficies no formadas.

El Anexo 2 corresponde a una tabla que consta de cuatro hojas, en donde se describen las características, medios de obtención y requisitos de los acabados F y U, conforme a la Referencia 2. Para complementar esta información, en la tabla que se identifica como Anexo 3 se presenta un resumen de las tolerancias geométricas especificadas para diversos tipos de estructuras según la misma Referencia 2.

En lo que respecta a los acabados que pueden darse a las superficies expuestas de concreto con fines estéticos, existe una gran variedad de procedimientos, materiales y productos aplicables, de los cuales se hace una amplia descripción en la Referencia 3.

REFERENCIAS

(1) ACI Committee 116. "Cement and Concrete Terminology". ACI 116R-85. American Concrete Institute. EUA. (1985).

(2) U.S. Bureau of Reclamation. "Concrete Manual". Eighth Edition. U.S. Department of the Interior. EUA. (1975).

(3) Portland Cement Association. "Basic Concrete Construction Practices". John Wiley and Sons, Inc. EUA. (1975).

- - - - - - - - - -

MMF
30/06/90

CLASES DE SUPERFICIE	REQUISITOS	TIPOS DE ACABADO
FORMADAS: Producidas por el contacto con los forros de las cimbras o de los moldes.	FUNCIONALES (Geométricos, dimensionales, de lisura, etc.)	F-2 (USBR) F-4 (USBR) Antideslizantes Otros, para usos específicos
	DE ASPECTO (Geométricos, arquitectónicos, decorativos, texturales, etc.)	F-1 (USBR) F-3 (USBR) F-5 (USBR) Estéticos diversos (colores, texturas, relieves, formas, agregados expuestos, etc.)
NO FORMADAS: Obtenidas por el tratamiento con equipos y herramientas sobre las superficies expuestas recién terminadas.	FUNCIONALES (Geométricos, de lisura, compacidad, homogeneidad, etc.)	U-3 (USBR) U-4 (USBR) Antiderrapantes Otros, para usos específicos
	DE ASPECTO (Geométricos, estéticos, texturales, etc.)	U-1 (USBR) U-2 (USBR) Estéticos diversos (colores, texturas, agregados expuestos, incrustaciones y depresiones decorativas, etc.)

ANEXO 1.- CLASIFICACION TENTATIVA DE LOS ACABADOS EN LAS SUPERFICIES DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO.

U-2	Se obtiene con llana de madera y se emplea en superficies exteriores donde no se especifica acabado especial, como en plantillas de sifones y puentes-canal, pisos de estructuras de canales, vertedores, obras de descarga, etc. El acabado puede darse manual o mecánicamente, pero sin iniciarlo hasta que el concreto manifieste cierta rigidez y desaparezca el brillo superficial. La operación de la llana debe limitarse a obtener una superficie uniforme, borrando las marcas dejadas por la regla en la operación precedente. En caso de requerirse el acabado U-3, el paso de la llana debe dejar en la superficie una ligera cantidad de mortero, sin exceso de agua, para permitir el trabajo efectivo de la llana metálica. Tolerancias: Irregularidades en todas las superficies no mayores de 6 mm. (Medidas con respecto a un patrón de 3 m).
U-3	Se efectúa con llana metálica y se recomienda en losas de pisos interiores (excepto los que deben llevar recubrimiento), en plantillas de túneles, en peldaños de escaleras interiores, etc. La aplicación de la cuchara metálica debe hacerse al momento en que la película de humedad y brillo hayan desaparecido de la superficie previamente emparejada con la llana de madera, y hasta que el concreto endurezca lo suficiente para evitar que se presente demasiado material fino y agua en la superficie, ya que puede provocar fisuras y reducir la durabilidad de la misma. Un retraso excesivo en esta operación puede dificultarla por endurecimiento del concreto. La llana metálica se aplica con presión firme para aplanar y alisar la superficie arenosa dejada por la madera, hasta dejarla densa, uniforme y exenta de defectos, ondulaciones y demás huellas; aunque estas, si son leves, pueden permitirse en superficies que vayan a cubrirse con una capa impermeable. Puede obtenerse una superficie de poro fino, que no sea resbalosa, efectuando un pulido final mediante la aplicación suave de la llana con un movimiento circular. Cuando se requiere un acabado más resistente al desgaste, debe permitirse mayor endurecimiento del concreto antes de volver a aplicar la llana metálica con presión firme, hasta producir una apariencia lustrosa en la superficie. Tolerancias: Irregularidades en todas las superficies no mayores de 6 mm. (Medidas con respecto a un patrón de 3 m).

U-4	Es el acabado que se recomienda para revestimiento de canales, cuyos resultados deben ser equivalentes en regularidad, tersura y ausencia de defectos a los que se obtienen mediante la manipulación prolongada de la llana metálica, aun cuando normalmente no es objetable la presencia de minúsculas picaduras esporádicas o de ligeras huellas de la llana. Cuando se emplea maquinaria para revestir y producir el acabado, si este reúne los requisitos, no se requiere operación adicional, pero si resultan algunas depresiones después del enrase del revestimiento, no es objetable el empleo de pequeñas cantidades de mortero, para facilitar el acabado. Tolerancias: Irregularidades en superficies de losas de fondo de canales no mayores de 6 mm. Irregularidades en superficies del revestimiento en taludes de canales no mayores de 13 mm. (Medidas con respecto a un patrón de 3 m).
ESPECIAL:	SUPERFICIES PULIDAS CON PIEDRA DE ESMERIL
	Se aplica en superficies donde se recortan protuberancias, abombamientos y añadidos de concreto, y en zonas de túneles y conductos donde se requiere una superficie lisa y uniforme para evitar la cavitación. Las cimbras deben retirarse cuando el concreto aún se halle tierno ("verde") pero no antes de 12 horas ni después de 24 horas a partir del colado. A continuación deben efectuarse todos los resanes necesarios y el recorte de todas las protuberancias y los añadidos de concreto que deben suprimirse. Las superficies que van a pulirse deben lavarse con chiflón de agua para remover las partículas sueltas y después secarse con chiflón de aire hasta dejarlas en condición húmeda pero superficialmente seca (sin brillo superficial). Sobre estas superficies se embarra con cepillo o "chulo" un mortero de consistencia cremosa hecho con una parte de cemento portland y una o una y media partes de arena pasada por la malla No.16 (1.2 mm), y se hace pasar el esmeril con una piedra de carborundo No.60, añadiendo más mortero hasta que se tapen todas las irregularidades. El esmerilado debe prolongarse hasta que el mortero aplicado se aprecie casi duro. Después de 7 días de curado húmedo continuo, la superficie debe volverse a pulir con la misma piedra, u otra un poco más fina, hasta dejarla uniformemente lisa. A continuación debe extenderse el curado húmedo por otros 7 días, para completar un periodo total de curado de 14 días. Tolerancias: Las mismas especificadas para el acabado F-4.

CONCEPTOS *	PLANTAS DE ENERGIA Y BOMBEO	CANALES	TUNELES	PRESAS	TUBOS
Desviación respecto al alineamiento establecido	---	50 mm en tangentes.- 100 mm en curvas	25 mm para túneles y conductos de flujo libre	Máximo: 30 mm En construcción enterrada: 65 mm	---
Desviación respecto al perfil de rasante establecido	---	25 mm	15 mm para túneles y conductos de alta velocidad	Máxima desviación: 5 mm por metro 15 mm en 3 metros	---
Variación respecto a la vertical o al declive especificado para líneas y superficies de muros o para aristas	En 3 m: 5 mm En 6 m: 10 mm Máximo: 25 mm	---	Igual que en los dos primeros conceptos	En 3 m : 15 mm En 6 m : 20 mm Máximo : 30 mm	---
Lo anterior en construcción enterrada	---	---	---	El doble de las cantidades anteriores	---
Variaciones respecto a las localizaciones proyectadas de los alineamientos de edificaciones	En 6 m : 15 mm Máximo: 25 mm	---	---	En 6 m : 15 mm Máximo : 25 mm	---
Variación en las dimensiones de la sección transversal	En menos: 5 mm En más: 15 mm	Espesor especificado: Menos 10 %	Espesor: menos 0 Dimensiones interiores: 0.5 %	En menos : 5 mm En más : 15 mm	Diám. interior: ± 6 a 19 mm, según diám.
Zapatas: desviación máxima respecto a las dimensiones especificadas en planta	En menos: 15 mm En más: 50 mm	---	---	En menos: 15 mm En más : 50 mm	---
Zapatas: reducción máxima del espesor	5 % del espesor especificado	---	---	5 % del espesor especificado	---

* En el intento para resumir esta información en una tabla, se omitieron muchas explicaciones y detalles y la descripción de los conceptos se combinó por simplicidad.

ANEXO 3. ALGUNAS TOLERANCIAS PARA CONSTRUCCIONES DE CONCRETO (U.S. BUREAU OF RECLAMATION)

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992

CURADO DEL CONCRETO

ING. VICTOR MANUEL MENA FERRER

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

PRIMER CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

(Julio, 1990)

CURADO DEL CONCRETO

Por: Manuel Mena Ferrer

PLANTEAMIENTO

El concreto endurece y adquiere resistencia como resultado de las reacciones químicas que se producen entre el agua y el cemento que contiene. Estas reacciones, de manera global, se designan como hidratación del cemento.

Al igual que en cualquier reacción química, el grado de avance de la hidratación en un momento dado es directamente proporcional al tiempo transcurrido desde el primer contacto de los elementos reactivos, es decir el agua y el cemento, y la forma como el proceso evoluciona es influida por dos condiciones: 1) la temperatura que prevalece en el seno de la reacción y 2) la continua disponibilidad de ambos reactivos.

En las Figuras 1 y 2 se indica la manera como suelen influir estas condiciones en la evolución de la hidratación del cemento y en la consecuente adquisición de resistencia del concreto con el tiempo. En la Figura 1 se muestra el efecto del cambio de temperatura y en la Figura 2 se pone de manifiesto el efecto de la falta de disponibilidad de agua suficiente en el interior del concreto.

Consecuentemente con lo anterior debe entenderse que el curado del concreto no solamente consiste en proporcionarle condiciones favorables de humedad, sino también de temperatura, para que la hidratación del cemento evolucione en forma apropiada desde el momento que termina de colocarse en las formas hasta la edad en que adquiere la resistencia deseada.[1]

CONDICIONES FAVORABLES DE TEMPERATURA

En la Figura 1[2] se incluye como referencia la curva representativa de la evolución de resistencia del concreto a una temperatura de 23°C. Esto se justifica porque en las normas ASTM, que sirven de pauta a las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) en la materia, dicha temperatura es reglamentada como de "curado estándar" para la conservación de los especímenes en el laboratorio, en las pruebas normales de verificación de resistencia del concreto.

En la misma figura se observa que, particularmente en las primeras edades, a temperaturas menores la adquisición de resistencia del concreto se retarda y a temperaturas mayores se acelera. Pero conviene observar también los efectos a mayor edad, como por ejemplo 28 días: por una parte, si la temperatura es demasiado baja (5° C) el efecto retardante continúa, y si por el contrario es demasiado alta (50° C) hay efectivamente una aceleración inicial de la resistencia seguida de una especie de "aletargamiento" que conduce a un decremento en la resistencia final del concreto a esa edad. Es asimismo pertinente observar que tales efectos a 28 días resultan poco significativos para temperaturas comprendidas entre 12 y 32° C, aproximadamente.

La enseñanza práctica que puede obtenerse de lo anterior es la inconveniencia de permitir que la temperatura del concreto recién colocado descienda demasiado cuando el ambiente es muy frio, o se incremente excesivamente por efecto de un medio ambiente demasiado caluroso o por cualquier otra causa.

Precauciones térmicas en clima frio

Para los colados que se realizan en ambientes con muy bajas temperaturas, es necesario vigilar que la temperatura del concreto recién colado no descienda demasiado. En este punto conviene aclarar que, más que la temperatura del ambiente, lo importante es verificar y cuidar la temperatura que prevalece en el concreto, para lo cual se hace necesario

disponer de termómetros adecuados, que registren la temperatura del concreto en los sitios más expuestos al enfriamiento.

El excesivo descenso de la temperatura del concreto recién colocado en la estructura tiene dos principales efectos inmediatos detrimentales: 1) hace más lentos su fraguado y su adquisición de resistencia, y 2) puede causarle daño irreversible en caso de congelación.

Conforme se ha dicho, tomando como referencia una temperatura estándar de curado de 23° C, al disminuir ésta se vuelve más lento el proceso de adquisición de la resistencia del concreto. Si el descenso de la temperatura no va más allá de los 12° C, aproximadamente, su efecto sólo produce inconvenientes prácticos tales como aumentar el tiempo de fraguado y retrasar la fecha prevista para la remoción de las cimbras, pero no debe afectar sensiblemente la obtención de la resistencia prevista a los 28 días.

Si la temperatura del concreto desciende por debajo de los 12° C, pero se mantiene arriba de los 4° C, aproximadamente, se tornan más críticos sus efectos de retraso en el fraguado y en la adquisición de resistencia, al grado que el concreto puede permanecer varios días sin fraguar y al cabo de 28 días manifestar solamente una fracción de su resistencia proyectada. No obstante, dentro de este intervalo de la temperatura inicial de curado (entre 4 y 12° C) el concreto no debe sufrir daño permanente si no se le somete a esfuerzos que lo produzcan, como por ejemplo un descimbrado prematuro. De tal suerte que, si más adelante se incrementa la temperatura, el proceso de adquisición de resistencia puede reactivarse y evolucionar con normalidad hasta que el concreto adquiera sus propiedades potenciales.

Finalmente, si la temperatura del concreto en sus primeras etapas de fraguado y endurecimiento llega a ser menor de los 4° C, existe el riesgo de que el agua que contiene se congele, y que su correspondiente aumento de volumen incremente la porosidad del concreto y le ocasio-

ne daño permanente en grado significativo, tanto en sus propiedades mecánicas como en su durabilidad potencial.

Consecuentemente con lo anterior, lo que conviene durante los colados en tiempo frio es tratar de conservar la temperatura del concreto recién colocado por encima de los 12° C, aproximadamente; si bien las medidas aplicables para conseguirlo deberán ser de acuerdo con el nivel de las bajas temperaturas ambientales que en cada caso existan.

En el informe del Comité ACI 306[3] se encuentran recomendaciones adecuadas para los colados en tiempo frio, específicamente en cuanto al empleo de aditivos acelerantes, obtención de registros de temperatura, precalentamiento de los ingredientes del concreto, protección con aislamiento térmico y/o calentamiento externo de la estructura, aplicación del concepto de madurez para la remoción de cimbras, etc.

Para justificar una de las medidas de protección más usuales en tiempo frio, que consiste en proteger el concreto recién colado con aislamientos térmicos, es pertinente recordar que la hidratación del cemento es una reacción exotérmica. Por lo tanto, si un elemento estructural recién colado se aisla térmicamente del exterior, no sólo deja de recibir frio externo sino que también conserva el calor interno que el cemento libera al hidratarse, y esto puede resultar suficiente en muchos casos para mantener la temperatura del concreto en un nivel adecuado sin necesidad de acudir a fuentes externas para el suministro de calor.

La duración de esta protección térmica debe prolongarse el tiempo necesario hasta que el concreto adquiera suficiente resistencia para soportar sin daño los efectos de las bajas temperaturas externas. En condiciones ordinarias, para elementos estructurales con cimbra soportante, se considera que la protección debe conservarse por lo menos hasta que el concreto alcance la resistencia mínima especificada por el proyectista para el retiro de aquellas, y en elementos que no requieren este tipo de cimbra es prudente mantener la protección hasta que el concreto adquiera por lo menos la mitad de la resistencia requerida a los

28 días. Asimismo es importante que el retiro de la protección térmica se realice en forma gradual, para evitar que el concreto sufra el choque térmico provocado por un enfriamiento brusco.

La manera tal vez más sencilla y accesible para determinar el tiempo requerido por el concreto para adquirir las resistencias predichas, consiste en elaborar especímenes representativos del concreto utilizado, conservarlos en idénticas condiciones de humedad y temperatura del elemento que representan, y ensayarlos a compresión a edades sucesivas hasta llegar a las resistencias requeridas.

Precauciones térmicas en clima cálido

Cuando los colados se efectúan en condiciones de alta temperatura ambiental, deben tomarse precauciones para evitar que se incremente demasiado la temperatura del concreto, por los efectos detrimentales que esto puede producirle.

El exceso de calentamiento del concreto recién elaborado, suele producir las siguientes manifestaciones indeseables, principalmente:

1) Disminución en el tiempo de fraguado, y consecuente reducción del tiempo disponible para las operaciones de transporte, colocación, compactación y acabado.

2) Incremento en la velocidad de evaporación del agua y mayor tendencia a los agrietamientos por contracción plástica en la superficie del concreto recién colocado.

3) Malformación de los productos de hidratación del cemento en sus primeras edades, con el consiguiente demérito en las ulteriores propiedades del concreto endurecido.

No es procedente dar un valor preciso de la temperatura ambiental que permita definir cuándo el clima es caluroso, pues los efectos de

las altas temperaturas ambientales sobre el concreto recién colocado pueden variar de acuerdo con otros factores tales como la humedad relativa, la presencia de sol y viento, la posición y tamaño de la superficie de concreto expuesta, la geometría y espesor del elemento colado, etc. Sin embargo, es posible establecer un criterio en este aspecto, refiriéndose a la temperatura máxima que puede tolerarse en el concreto al ser colocado en la estructura. (Sin considerar las estructuras voluminosas de concreto masivo, cuyos requisitos en este aspecto suelen ser particularmente estrictos).

Para el caso de estructuras comunes, construidas en condiciones ambientales ordinarias, muchas especificaciones establecen una temperatura máxima permisible de 32° C para el concreto en el momento de ser colocado.(4) La justificación de esta temperatura límite puede relacionarse con las tendencias mostradas en la Figura 1, en donde se aprecia que la resistencia del concreto a esta temperatura de curado (32° C) evoluciona con poca diferencia respecto a la de curado estándar (23° C).

Cuando las condiciones ambientales y de trabajo propician que la temperatura del concreto durante su colocación exceda de la máxima temperatura permisible especificada, se hace necesario tomar medidas para reducirla. Estas medidas se hallan convenientemente descritas en el informe sobre colados en tiempo caluroso del Comité ACI 305,(5) que incluye el empleo de prácticas relativas al preenfriamiento de los ingredientes y la protección del concreto durante su elaboración, transporte, colocación y curado.

Contrariamente a lo que conviene en tiempo frio, al concreto recién colocado en tiempo caluroso debe dársele facilidades para que disipe el calor generado por la hidratación del cemento, a fin de que no contribuya a sobreelevar su temperatura. Para favorecer la pérdida de este calor suele recomendarse el pronto retiro de las formas no soportantes, especialmente si son de madera, y la continua aplicación de agua en las superficies de concreto expuestas al ambiente, para que con su evaporación se produzca un gradiente térmico más favorable para la

rápida disipación hacia el exterior del calor que se genera internamente en el concreto.

CONDICIONES FAVORABLES DE HUMEDAD

La cantidad de agua necesaria para elaborar el concreto suele definirse en función de dos requerimientos: 1) el cumplimiento de las propiedades especificadas para el concreto endurecido, y 2) la obtención de la consistencia requerida en las mezclas al ser elaboradas.

El procedimiento usual consiste en definir primero la relación en peso agua/cemento (A/C) necesaria para que el concreto obtenga una cierta resistencia o durabilidad especificadas, y a continuación determinar el consumo de agua por m^3 de concreto necesario para que la mezcla de concreto, elaborada con dicha relación A/C, obtenga la consistencia requerida para su manejo y colocación.

Para los niveles de resistencia o durabilidad normalmente especificados en las estructuras de concreto ordinarias, los valores de la relación agua/cemento suelen fluctuar entre 0.40 y 0.80, aproximadamente, tal como puede observarse en la práctica recomendada por el Comité ACI 211.1[6] para seleccionar las proporciones del concreto. Si se toma en cuenta que el cemento sólo requiere para hidratarse una cantidad de agua aproximadamente igual a la cuarta parte de su peso ($A/C \doteq 0.25$), resulta que el concreto recién elaborado siempre posee una cantidad de agua en exceso de la estrictamente indispensable para la hidratación del cemento que contiene.

No obstante ello, en la práctica suele ocurrir que la hidratación del cemento no se realice cabalmente por falta de agua suficiente en el interior del concreto. El hecho de que así ocurra se atribuye a la facilidad con que el concreto puede perder agua desde el momento que se coloca en los moldes, a menos que se tomen medidas adecuadas para evitarlo.

La Figura 2[7] constituye una clara demostración del importante efecto que produce la deficiencia de humedad en el interior del concreto sobre la evolución de su resistencia a compresión. Ahí se observa que, en condiciones severas de falta de humedad, puede dejar de obtenerse algo más de la mitad de la resistencia potencial del concreto.

La franca disminución del contenido original de agua en el concreto a partir de su colocación en los moldes, puede ocurrir por diversas causas. Además del agua que es progresivamente tomada por el cemento para su hidratación, ocurren pérdidas de agua por evaporación, sangrado, absorción y filtración a través de las cimbras, e infiltraciones en el terreno u otras superficies permeables, para concretos colocados en contacto con éstas.

Para tratar de mantener un grado de humedad suficiente en el interior del concreto, a fin de que la hidratación del cemento proceda con regularidad, existen dos medios básicos: 1) reducir al mínimo las pérdidas de agua por las diversas causas mencionadas, y 2) aportar agua exteriormente al concreto en el curso de su proceso de hidratación, a través de las superficies expuestas de la estructura.

Varias de las medidas aplicables para reducir las pérdidas de agua corresponden a la ejecución de prácticas constructivas relacionadas con el diseño y elaboración de mezclas de concreto con poco sangrado, la construcción de cimbras impermeables y estancas, la impermeabilización previa del terreno de contacto, etc.

En lo que concierne propiamente a las prácticas de curado, pueden considerarse esencialmente dos procedimientos aplicables: 1) la inhibición de las pérdidas de agua por evaporación a través de las superficies de concreto expuestas al ambiente, y 2) el suministro de agua externa, por conducto de estas mismas superficies. En el informe del Comité ACI 308,[8] que corresponde a la Práctica Estándar para Curado del Concreto, se hace una amplia descripción de los materiales y sistemas de aplicación que se utilizan en ambos procedimientos.

Recubrimientos para inhibir la evaporación

El procedimiento de curado consistente en cubrir el concreto recién colado con un material que actúe como barrera contra la evaporación del agua interna, se utiliza con mucha frecuencia por las ventajas prácticas que ofrece.

Se ha dicho que la excesiva pérdida temprana de agua por evaporación es una causa importante de contracción del concreto en su etapa de fraguado, que a su vez ocasiona las llamadas grietas por contracción plástica; lo cual es particularmente frecuente en el caso de estructuras con gran superficie expuesta, como los pavimentos de concreto hidráulico por ejemplo.

En tales casos, la prontitud con que puedan tomarse las medidas para evitar la excesiva evaporación juega un papel importante en la prevención de dichos agrietamientos. Lo más pronto que puede suministrarse agua externa a una superficie de concreto recién terminada es cuando tiene suficiente endurecimiento para no ser dañada, y esto normalmente ocurre después del fraguado inicial, tiempo que en condiciones críticas de secado puede ser tardío para evitar los efectos de la contracción plástica.

Debido a que los recubrimientos inhibidores de la evaporación pueden aplicarse casi de inmediato en las superficies de concreto recién terminadas, esto les concede ventaja para su empleo con respecto al suministro de agua externa. Otra posible ventaja de los recubrimientos sobre el suministro de agua, es que requieren menos supervisión porque se aplican una sola vez. Sin embargo debe tenerse presente que, desde el punto de vista de efectividad, lo más eficaz para asegurar la cabal hidratación del cemento consiste en mantener continuamente agua libre en la superficie del concreto, el mayor tiempo que sea posible.

Los principales productos y materiales que se utilizan como recubrimientos inhibidores de la evaporación del concreto, son:

1) Compuestos líquidos que forman membrana.

Son productos elaborados a base de resinas, ceras o parafinas mezcladas con solventes que al volatilizarse dejan una película impermeable sobre la superficie del concreto. Es recomendable, antes de su empleo, verificar que el producto elegido cumpla con los requisitos de la NOM C-304 (ASTM C 309).

2) Telas de plástico.

Los materiales de esta clase que más se utilizan por su bajo costo son las telas de polietileno, de las cuales existen en el mercado diversos espesores y calidades. En la especificación ASTM C 171 se establece un espesor mínimo de 0.1 mm en las telas plásticas para esta aplicación.

3) Papel reforzado.

Consiste en dos hojas de papel tipo kraft, unidas con un compuesto bituminoso reforzado con fibras. Esta clase de recubrimiento también es reglamentado por la especificación ASTM C 171, pero normalmente no se elabora en el país.

Sistemas de suministro de agua externa

Con las limitaciones señaladas previamente, el suministro de agua externa representa un excelente procedimiento para el curado húmedo del concreto, siempre y cuando se pueda asegurar la permanente existencia de agua libre o de un alto grado de humedad relativa (más de 95 %) en contacto con la superficie de concreto.

Los métodos más usuales para el suministro de agua externa a las superficies del concreto recién fraguado, son:

1) Inundación o inmersión.
2) Niebla por rocío o riego por aspersión.

3) Telas mojadas (yute, algodón, manta, etc.)
4) Materiales saturados (tierra, arena, aserrín, paja, heno, etc.)

Comentario

Para seleccionar en cada caso el método más conveniente para el curado húmedo del concreto, es necesario tomar en cuenta diversos factores tales como la posición, ubicación y accesibilidad de las superficies de concreto, el costo unitario y global del trabajo, la severidad de las condiciones ambientales, la disponibilidad y calidad de los medios requeridos (agua, membrana de curado, etc.), la posibilidad de que ciertos materiales puedan manchar el concreto, etc.

RAZONES ADICIONALES PARA UN BUEN CURADO

La adecuada y completa hidratación del cemento contenido en el concreto implica no solamente beneficios técnicos sino también económicos.

En el renglón económico significa obtener todo el provecho posible de cada gramo de cemento utilizado, y la importancia de esto se comprende fácilmente si se considera que es precisamente el cemento el ingrediente comparativamente más costoso del concreto.

En el aspecto técnico se ha puesto énfasis en los efectos del curado deficiente del concreto sobre su resistencia a compresión, por ser esta la propiedad más cotizada y que suele tomarse como índice de la calidad del concreto en general. Sin embargo, los efectos indeseables de las deficiencias de curado también son extensivos a otras propiedades del concreto endurecido, actuando de modo similar que sobre la resistencia mecánica.

Las principales características y propiedades del concreto que pueden resultar afectadas como consecuencia de un curado deficiente, son la estabilidad volumétrica, la deformación bajo carga sostenida, la re-

sistencia a la abrasión y la impermeabilidad, todas las cuales son factores esenciales en la durabilidad de las estructuras de concreto.

REFERENCIAS

(1) ACI Committee 116. "Cement and Concrete Terminology". American Concrete Institute. EUA. (1985).

(2) Portland Cement Association. "Design and Control of Concrete Mixtures". Bulletin PCA No. T-12. EUA. (1952).

(3) ACI Committee 306. "Cold Weather Concreting". American Concrete Institute. EUA. (1988).

(4) U.S. Bureau of Reclamation. "Concrete Manual". Eighth Edition. U.S. Department of the Interior. EUA. (1975).

(5) ACI Committee 305. "Hot Weather Concreting". American Concrete Institute. EUA. (1989).

(6) ACI Committee 211. "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight and Mass Concrete". American Concrete Institute. EUA. (1989).

(7) Portland Cement Association. "Basic Concrete Construction Practices". John Wiley and Sons, Inc. EUA. (1975).

(8) ACI Committee 308. "Standard Practice for Curing Concrete". American Concrete Institute. EUA. (1986).

- - - - - - - - - - -

MMF

30/06/90

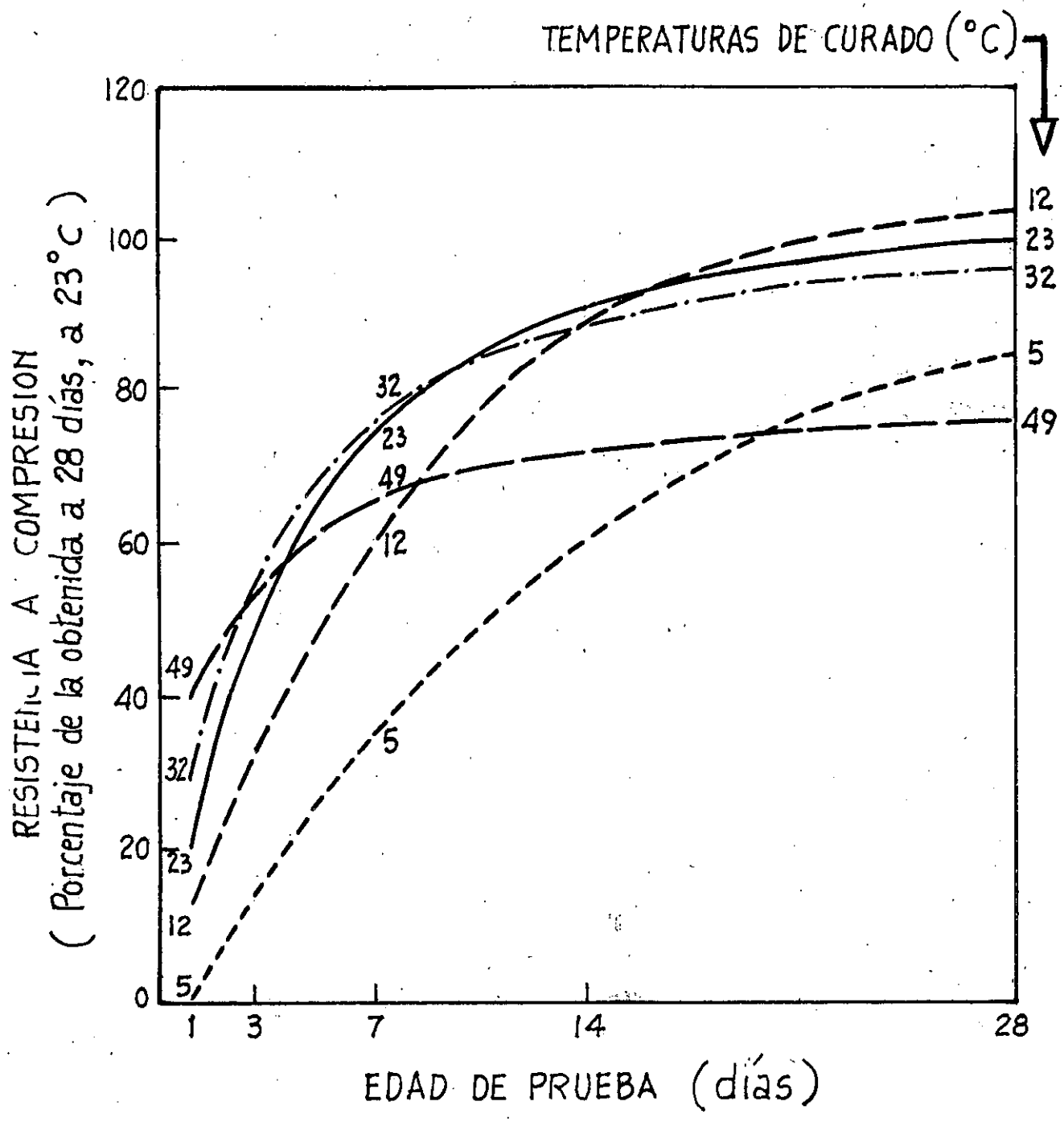


FIG. 1. INFLUENCIA DE LA TEMPERATURA DE CURADO EN LA EVOLUCION DE LA RESISTENCIA DEL CONCRETO CON LA EDAD.

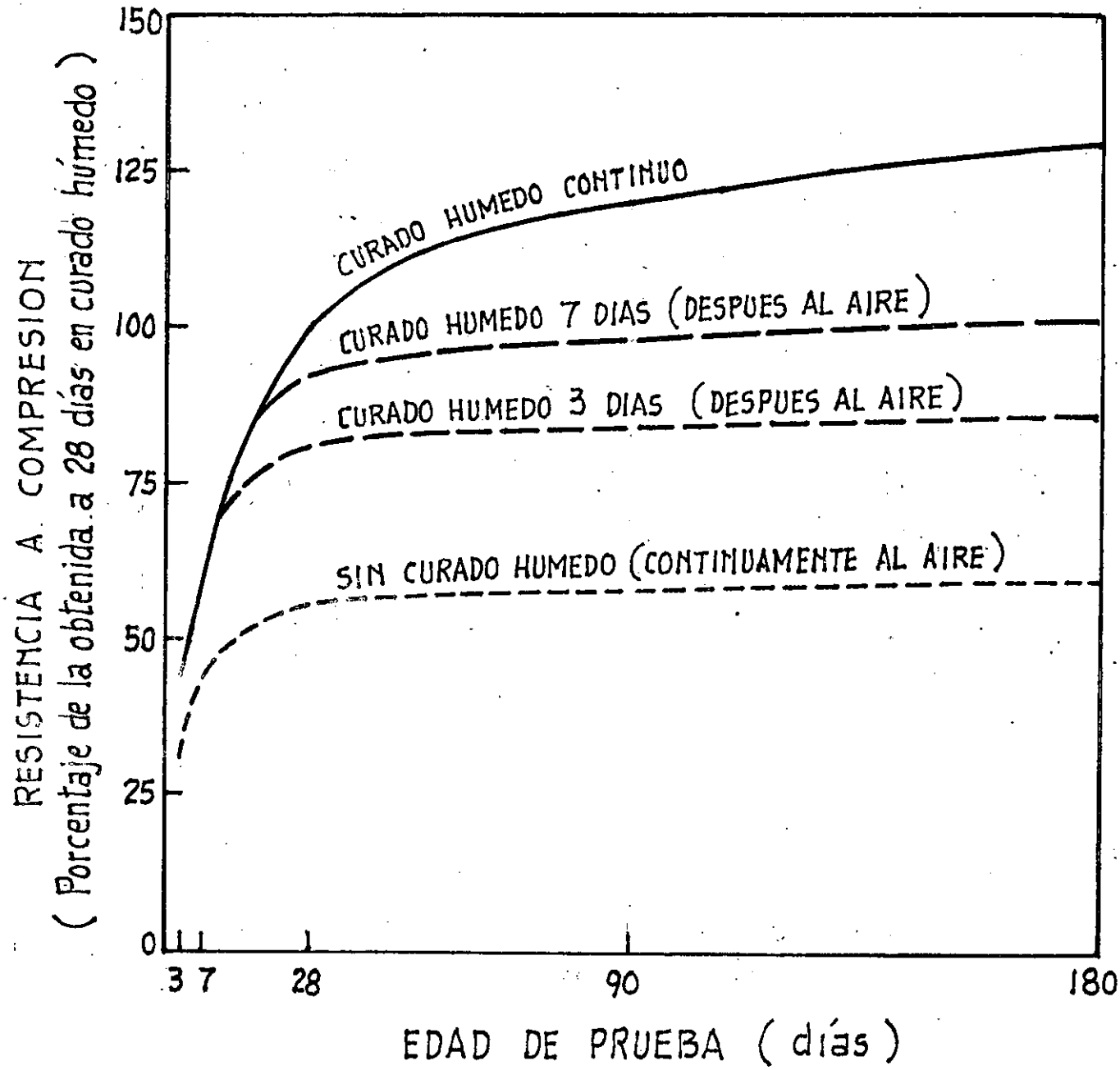


FIG. 2. INFLUENCIA DE LA HUMEDAD DE CURADO DEL CONCRETO EN SU ADQUISICION DE RESISTENCIA CON LA EDAD.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992

C I M B R A S

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MADERA

DEFINICIONES

Columnas o postes

Elementos estructurales sometidos esencialmente a cargas de compresión y que actúan en forma aislada por tener gran separación entre sí.

Coníferas

También llamadas gimnospermas. Arboles de hoja perenne en forma de aguja con semillas alojadas en conos. Su madera está constituida esencialmente por un tipo de células denominadas traqueidas.

Contenido de humedad

Masa del agua en la madera expresada como un porcentaje de la masa de la madera anhidra.

Cubierta

Duelas, tablas o placas de madera contrachapada que forman parte de sistemas de piso o techo y descansan sobre elementos de madera poco espaciados.

Chapa

Capa delgada de madera obtenida al desenrollar una troza en un torno especial, o por corte plano o rebanado de una troza.

Densidad

Masa por unidad de volumen. En el caso de la madera debe especificarse el contenido de humedad al que se determinaron la masa y el volumen.

Densidad relativa

Masa anhidra de una muestra de material dividida entre su volumen saturado (PA/VV). No tiene unidades, ya que es la relación de la densidad del material y la densidad del agua, que es igual a la unidad en el sistema métrico.

Factor de reducción de resistencia

Factor, F_R, aplicado a la resistencia de un miembro o conexión que, para el estado límite bajo consideración, toma en cuenta la variabilidad de las dimensiones y propiedades del material, la calidad de la mano de obra, el tipo de falla y la incertidumbre en la predicción de resistencia.

Factor de modificación de resistencia

Factor que toma en cuenta el efecto que tiene sobre la resistencia alguna condición de servicio como la duración de carga, el contenido de humedad, el tamaño de la superficie de apoyo y otras.

Fibra

Término utilizado para designar al conjunto de los elementos celulares constitutivos de la madera.

Latifoliadas

También llamadas angiospermas. Arboles de hoja caduca de forma ancha que producen sus semillas dentro de frutos. Su madera está constituida por células denominadas vasos, fibras y parénquima.

Madera clasificada estructuralmente

Madera clasificada de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-C-239-1985 para el caso de las coníferas y con el Apéndice I para las latifoliadas. El Apéndice I incluye las definiciones necesarias para aplicar la regla de clasificación para latifoliadas.

Madera contrachapada

Placa compuesta de un conjunto de chapas o capas de madera unidas con adhesivo, generalmente en número impar, en la cual las chapas adyacentes se colocan con la dirección de la fibra perpendicularmente entre sí.

Madera húmeda

Madera aserrada cuyo contenido de humedad es mayor que 18 ± 2%.

Madera seca

Madera aserrada con un contenido de humedad igual o menor que 18 ± 2%.

Orientación de las fibras

Disposición de las fibras con respecto al eje longitudi-

nal del tronco del árbol, cuya dirección puede ser: recta, inclinada, en espiral o entrelazada.

Pies derechos

Piezas ligeras de sección rectangular que generalmente forman parte de sistemas de muros.

Sistema de carga compartida

Construcción compuesta de tres o más miembros esencialmente paralelos espaciados 61 cm o menos, centro a centro, de tal manera arreglados o conectados que comparten la carga en forma solidaria.

Sistema de piso ligero

Construcción formada por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 80 cm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavada u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

Valor especificado de resistencia

Resistencia asignada para su uso en el cálculo de resistencia.

Valor modificado de resistencia

El producto del valor especificado de resistencia por el factor de reducción de resistencia y los factores de modificación de la resistencia.

Vigas

Elementos de madera sometidos esencialmente a cargas perpendiculares a su eje longitudinal y que actúan en forma aislada por tener una separación grande y no estar unidos por un material de cubierta que les permita compartir la carga. Usualmente la carga se aplica sobre los cantos.

Viguetas

Elementos ligeros de madera sometidos a cargas transversales y que están colocados a distancias cortas (menores que 120 cm) entre sí, unidos por una cubierta de duelas o madera contrachapada, destinados a ser cargados de canto.

NOTACION

A	área total de la sección, cm^2
A_a	área de la superficie de apoyo por aplastamiento, cm^2
A_1	superficie de apoyo de la pija igual a Dl_p, mm^2
A_m	área bruta del elemento principal, cm^2
A_n	área neta del elemento igual a A_m menos el área proyectada del material eliminado para conectores, cm^2
A_s	suma de las áreas brutas de las piezas laterales, cm^2
A_1	área efectiva de la sección transversal de las chapas en la dirección considerada, cm^2
b	ancho de la sección transversal, cm
C	factor para obtener valores efectivos de propiedades de madera contrachapada (tabla 5.1)
C_k	factor de esbeltez crítico (inciso 3.2.3.2.3)
C_m	factor de corrección por condición de apoyo para la determinación del momento amplificado (inciso 3.3.5)
C_s	factor de esbeltez (inciso 3.2.3.2.2)
D	diámetro del conector, mm
D_o	diámetro o lado de la rondana, mm (tabla 6.2)
d	peralte de la sección, cm
d_e	peralte efectivo para determinación de la resistencia a cortante de un miembro con conectores (inciso 6.1.2)
d_r	profundidad del recorte (inciso 3.2.4.3)
$E_{0.05}$	módulo de elasticidad correspondiente al 5o. percentil, kg/cm^2
$E_{0.50}$	módulo de elasticidad promedio, kg/cm^2
e	excentricidad por encorvadura, cm
e_r	longitud del recorte medido paralelamente a la viga desde el paño interior del apoyo más cercano hasta el extremo más alejado del recorte, cm (inciso 3.2.4.3)
F_R	factor de reducción de resistencia

f_{cu} valor modificado de esfuerzo en compresión paralela a la fibra, kg/cm²

f_{fu} valor modificado de esfuerzo en flexión, kg/cm²

f_{mu} valor modificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, kg/cm²

f_{tu} valor modificado de esfuerzo en tensión paralela a la fibra, kg/cm²

f_{vgu} valor modificado de esfuerzo cortante a través del grosor, kg/cm²

f_{vu} valor modificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, kg/cm².

f_y esfuerzo de fluencia en el acero del elemento considerado, kg/cm²

f'_{cu} valor especificado de esfuerzo en compresión paralelo a la fibra, kg/cm²

f'_{fu} valor especificado de esfuerzo en flexión, kg/cm²

f'_{mu} valor especificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, kg/cm²

f'_{tu} valor especificado de esfuerzo en tensión paralelo a la fibra, kg/cm²

f'_{vgu} valor especificado de esfuerzo cortante a través del grosor, kg/cm²

f'_{vu} valor especificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, kg/cm²

$G_{0.50}$ módulo de rigidez promedio, kg/cm²

I momento de inercia de la sección, cm⁴

J_a factor de modificación para clavos lanceros

J_d factor de modificación por duración de carga para uniones

J_{dl} factor de modificación para clavos para diafragmas

J_{dp} factor de modificación por doblado de la punta en clavos

J_g factor de modificación por grupo de conectores para pernos y pijas

J_{gc} factor de modificación por grosor de piezas laterales en clavos

J_{gp} factor de modificación por grosor de piezas laterales en pijas

J_h factor de modificación por contenido de humedad para uniones

J_m factor de modificación por momento en los apoyos de armaduras

J_n factor de modificación por carga perpendicular a la fibra en pijas

J_p factor de modificación para clavos hincados paralelamente a la fibra

K_a factor de modificación por tamaño de la superficie de apoyo

K_c factor de modificación por compartición de carga para sistemas de piso

K_{cl} factor de modificación por clasificación para madera maciza de coníferas

K_d factor de modificación por duración de carga para dimensionamiento de secciones

K_h factor de modificación por contenido de humedad para dimensionamiento de secciones

K_p factor de modificación por peralte

K_r factor de modificación por recorte

k factor para determinar la longitud efectiva de columnas (inciso 3.3.3.2)

L longitud del claro

L_e longitud efectiva de pandeo, cm

L_u longitud sin soporte lateral para columnas y vigas, cm

l longitud del clavo, mm

l_p longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta, mm

M_c momento amplificado que corresponde a la carga axial actuando conjuntamente con M_o, kg cm

M_o máximo momento sin amplificar que actúa sobre el miembro, kg cm

M_p resistencia a flexión de diseño por cargas perpendiculares al plano de una placa de madera contrachapada, kg cm

M_Q resistencia de diseño de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano, kg cm

M_R resistencia de diseño de miembros sujetos a flexión, kg cm

M_u momento último actuante de diseño en miembros sujetos a cargas transversales, kg cm

M_{xR} resistencia de diseño a momento respecto al eje x, kg cm

M_{yR} resistencia de diseño a momento respecto al eje y, kg cm

M_{xua} momento amplificado respecto al eje x, kg cm

M_{yua} momento amplificado respecto al eje y, kg cm

M_1, M_2 momentos actuantes en los extremos de columnas, kg cm

N_R resistencia de diseño de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra o normal al plano de placas contrachapadas, kg

$N_{R\theta}$ resistencia a compresión de diseño sobre un plano con un ángulo θ respecto a las fibras, kg

N_{ru} resistencia lateral de diseño de una unión, kg

N_u resistencia lateral modificada por elemento de unión, kg

N'_u resistencia lateral especificada por elemento de unión, kg

n número de elementos de unión

n_p número de planos de cortante

P_{cr} carga crítica de pandeo, kg (inciso 3.3.5)

P_{pu} resistencia lateral modificada por elemento unión para cargas paralelas a la fibra, kg

P_R resistencia a compresión de diseño de un elemento, kg

P_{rc} resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra, kg (inciso 6.3.5.1.2)

P_{ru} resistencia lateral de diseño de una unión para cargas paralelas a la fibra, kg

P_u carga axial última de diseño que actúa sobre un elemento, kg

P'_{pu} resistencia especificada por elemento de unión para cargas paralelas a la fibra, kg

Q factor de comportamiento sísmico

Q_{pu} resistencia modificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra, kg

Q_{ru} resistencia lateral de diseño para cargas perpendiculares a la fibra, kg

Q'_{pu} resistencia especificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra, kg

r radio de giro mínimo de la sección, cm

S módulo de sección, cm

S_t módulo de sección efectivo en la dirección considerada, cm

T_R resistencia de diseño a tensión de un miembro, kg

T_u carga de tensión última actuando sobre el elemento, kg

t grosor neto de la placa de madera contrachapada, mm

t_e grosor efectivo de la placa de madera contrachapada, cm

t_r grosor de la rondana, mm

t_1 grosor de la pieza lateral del lado de la cabeza del elemento de unión, cm

V_R resistencia a cortante de diseño, kg

V_{R1} resistencia a cortante de diseño en el plano de las chapas para madera contrachapada sujeta a flexión, kg

V_{R2} resistencia a cortante de diseño a través del grosor en placas de madera contrachapada, kg

Y_c resistencia en extracción modificada para pijas, kg/mm²

Y_u resistencia lateral modificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, kg/mm²

Y'_c resistencia en extracción especificada para pijas, kg/mm²

Y'_u resistencia lateral especificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, kg/mm²

γ densidad relativa igual a peso anhidro/volumen verde

δ factor de amplificación de momentos en elementos a flexo-compresión

θ ángulo formado entre la dirección de la ca[illegible] y la dirección de la fibra

ϕ factor de estabilidad lateral (inciso 3.2.3)

CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 *Alcance*

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, γ, sea igual o superior a 0.35, y a elementos estructurales de madera contrachapada.

Para efectos de las presentes Normas, las maderas usuales en la construcción se clasifican en *coníferas* y *latifoliadas*. Las latifoliadas se subdividen en los tres grupos siguientes de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, $E_{0.05}$ para madera seca (aquella cuyo contenido de humedad es $\leq 18 \pm 2$ por ciento):

	Intervalo de valores de $E_{0.05}$ (kg/cm²)
Grupo I	> 120 000
Grupo II	85 000 – 119 000
Grupo III	50 000 – 84 000

El valor de $E_{0.05}$ deberá ser determinado experimentalmente con piezas de tamaño estructural.

Los proyectos de elementos estructurales de modalidades de la madera no cubiertas por estas Normas, tales como la madera laminada encolada y los diversos tipos de tableros (con excepción de los de madera contrachapada) deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

1.2 *Clasificación estructural*

Para que sean aplicables los valores de diseño propuestos en estas Normas, las maderas de coníferas deberán clasificarse de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-C-239-1985 (ref 1) "Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales", la cual establece dos clases de madera estructural, A y B; las maderas de latifoliadas deberán clasificarse de acuerdo con el Apéndice I.

Otros métodos de clasificación deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

1.3 *Dimensiones*

Para efectos de dimensionamiento se utilizarán con preferencia las secciones especificadas en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-224-1983 (ref 2) "Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción". Para piezas con dimensiones mayores que las cubiertas en la Norma citada y, en general, para secciones que no se ajusten a ellas deberá utilizarse la sección real en condición seca.

1.4 *Contenido de humedad*

El contenido de humedad (CH) se define como el peso original menos el peso anhidro dividido entre el peso anhidro y se expresa en porcentaje. Se considera madera *seca* a la que tiene un contenido de humedad menor o igual a 18 ± 2 por ciento, y *húmeda*, a aquella cuyo contenido de humedad es superior a dicho valor. El valor máximo admisible se limita a 50 por ciento.

1.5 *Anchos de cubierta a considerar para soporte de cargas concentradas*

Para el diseño de cubiertas se considerarán como anchos, b, de la sección que soporta las cargas vivas concentradas indicadas en el Título Sexto de este Reglamento, los valores de la Tabla 1.1, tanto para el cálculo de resistencia como de deflexión.

TABLA 1.1 ANCHOS, b, PARA SOPORTE DE CARGAS CONCENTRADAS EN CUBIERTAS

Condición	*b*
Duelas a tope (1)	Ancho de una duela
Duelas machihembradas (2)	2 × ancho de una duela + 15.0 cm, pero no más de 45.0 cm
Madera contrachapada (3)	61.0 cm

(1) grosor mínimo 19 mm (2) grosor mínimo 12.7 mm
(3) grosor mínimo 9 mm

2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO

2.1 *Métodos de diseño*

El diseño de elementos de madera y de los dispositivos de unión requeridos para formar estructuras se llevará

a cabo según los criterios de estados límite establecidos en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, que fija los requisitos que deben satisfacerse en cuanto a seguridad y comportamiento en condiciones de servicio.

El diseño podrá efectuarse por medio de procedimientos analíticos o experimentales.

En el diseño por métodos analíticos las acciones internas se determinarán considerando que los elementos estructurales y las estructuras tienen un comportamiento lineal elástico.

2.2 *Valores especificados de resistencias y rigideces*

La tabla 2.1 proporciona valores especificados de resistencia y rigidez para madera de coníferas, para las clases estructurales A y B. La tabla 2.2 establece valores especificados para los tres grupos de maderas macizas latifoliadas. La tabla 2.3 contiene valores especificados de resistencia y rigidez para madera contrachapada de especies coníferas. Los valores de las tres tablas corresponden a condición seca.

TABLA 2.1 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y MODULOS DE ELASTICIDAD DE MADERAS DE ESPECIES CONIFERAS (kg/cm²)

		CLASE	
		A	B
Flexión	f'_{fu}	170	100
Tensión paralela a la fibra	f'_{tu}	115	70
Compresión paralela a la fibra	f'_{cu}	120	95
Compresión perpendicular a la fibra	f'_{nu}	40	40
Cortante paralelo a la fibra	f'_{vu}	15	15
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	100 000	80 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	65 000	50 000

TABLA 2.2 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y MODULOS DE ELASTICIDAD DE MADERAS DE ESPECIES LATIFOLIADAS (kg/cm²)

		GRUPO		
		I	II	III
Flexión	f'_{fu}	300	200	100
Tensión paralela a la fibra	f'_{tu}	200	140	70
Compresión paralela a la fibra	f'_{cu}	220	150	80
Compresión perpendicular a la fibra	f'_{nu}	75	50	25
Cortante paralelo a la fibra	f'_{vu}	25	20	12
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	160 000	120 000	75 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	120 000	85 000	50 000

TABLA 2.3 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS, MODULO DE ELASTICIDAD Y MODULO DE RIGIDEZ DE MADERA CONTRACHAPADA DE ESPECIES CONIFERAS (kg/cm²)

Flexión	f'_{fu}	190
Tensión	f'_{tu}	140
Tensión: fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo (3 chapas)	f'_{tu}	90
Compresión		
En el plano de las chapas	f'_{cu}	160
Perpendicular al plano de las chapas	f'_{nu}	25
Cortante		
A través del grosor	f'_{vu}	20
En el plano de las chapas	f'_{ru}	5
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	103
Módulo de rigidez promedio	$G_{0.50}$	5 000

2.3 *Factores de reducción de resistencia*

La tabla 2.4 indica los factores de reducción de resistencia para madera maciza y madera contrachapada. Los factores de reducción de resistencia correspondientes a las uniones en estructuras de madera se tomarán igual a 0.7 en todos los casos.

TABLA 2.4 FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA PARA MADERA MACIZA Y MADERA CONTRACHAPADA, F_R

ACCION	PRODUCTO Madera maciza	Madera contrachapada
Flexión	0.8	0.8
Tensión paralela	0.7	0.7
Compresión paralela y en el plano de las chapas	0.7	0.7
Compresión perpendicular	0.9	0.9
Cortante paralelo, a través del espesor y en el plano de las chapas	0.7	0.7

2.4 *Valores modificados de resistencias y rigideces*

En los cálculos de las resistencias y deformaciones de diseño de los miembros o uniones se tomará como resistencia o módulo de elasticidad del material o del elemento de unión el valor modificado que resulta de multiplicar el valor especificado correspondiente por los factores de modificación apropiados, según las secciones 2.4.1 y 2.4.2.

2.4.1 *Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada*

K_h factor por contenido de humedad (tabla 2.5).

K_d factor por duración de carga (tabla 2.6).

K_c factor por compartición de carga igual a 1.15. Aplicable en sistemas formados por tres o más miembros paralelos, separados 61 cm centro a centro, o menos, dispuestos de tal manera que soporten la carga conjuntamente.

K_p factor por peralte (tabla 2.7). Aplicable a secciones que tengan un peralte d, menor o igual a 140 mm.

K_{cl} factor por clasificación (madera maciza de coníferas únicamente) (tabla 2.8).

K_v factor por condición de apoyo o compartición de carga en cortante (inciso 3.2.4.2).

K_r factor por recorte (inciso 3.2.4.3).

K_a factor por tamaño de la superficie de apoyo (tabla 2.9).

TABLA 2.5 FACTORES DE MODIFICACION POR HUMEDAD (APLICABLES CUANDO CH $\geq$ 18% $\pm$ 2%), k_h

Concepto	k_h
Madera maciza de coníferas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Madera maciza de latifoliadas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Módulo de elasticidad	0.80
Madera contrachapada	
Flexión, tensión, compresión paralela y perpendicular a la cara, cortante a través del grosor y en el plano de las chapas	0.80
Módulos de elasticidad y rigidez	0.85

TABLA 2.6 FACTORES DE MODIFICACION POR DURACION DE CARGA (APLICABLES PARA MADERA MACIZA Y MADERA CONTRACHAPADA) (1), k_d

Condición de carga	k_d
Carga continua	0.90
Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente $<$ 5%)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo, y carga muerta más carga viva en techos (pendiente $\geq$ 5%)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

(1) No son aplicables a los módulos de elasticidad.

TABLA 2.7 FACTORES DE MODIFICACION POR PERALTE (APLICABLES A SECCIONES QUE TENGAN UN PERALTE, d, MENOR O IGUAL A 140 mm), k_p

Concepto	k_p
Flexión	1.25
Tensión y Compresión paralelas a la fibra	1.15
Módulo de elasticidad	1.10
Todos los demás casos	1.00

TABLA 2.8 FACTORES DE MODIFICACION POR CLASIFICACION PARA MADERA MACIZA DE CONIFERAS, k_{cl}

Regla de clasificación (Según NOM-C-239-1985)	k_{cl}
(I) Para valores especificados de resistencia	
Regla general (1)	0.80
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.25
(II) Para valores de módulo de elasticidad	
Regla general (1)	0.90
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.15

(1) Aplicable a cualquier sección transversal especificada en la ref 2

(2) Aplicables a secciones transversales particulares: todas las de 38 mm de grosor y las de 87 × 87 mm y 87 × 190 mm

(3) Aplicable a secciones transversales de 38 mm de grosor únicamente

TABLA 2.9 FACTORES DE MODIFICACION POR TAMAÑO DE LA SUPERFICIE DE APOYO, k_a

Longitud de apoyo o diámetro de rondana (cm)	1.5 o menor	2.5	4.0	5.0	7.5	10.0	15.0 o más
k_a	1.80	1.40	1.25	1.20	1.15	1.10	1.00

Nota: Este factor es aplicable solamente cuando la superficie de apoyo diste por lo menos 8 cm del extremo del miembro.

2.4.2 Factores de modificación para uniones

J_h factor por contenido de humedad (tabla 2.10)

J_g factor por hilera de elementos para pernos y pijas (tabla 2.11)

J_d factor por duración de carga (tabla 2.12)

J_{gp} factor por grosor de piezas laterales en pernos y pijas (tabla 2.13)

J_{gc} factor por grosor de piezas laterales en clavos (tabla 2.14)

J_n factor para clavos lanceros (tabla 2.15)

J_p factor para clavos hincados paralelamente a la fibra = 0.6

J_n factor por carga perpendicular a la fibra en pijas (tabla 2.16)

J_{dp} factor por doblado de la punta en clavos (tabla 2.17)

J_{di} factor para clavos para diafragmas = 1.3

TABLA 2.10 FACTOR DE MODIFICACION POR CONTENIDO DE HUMEDAD, J_h

Condición de la madera cuando se fabrica la junta	Seca CH < 18% ± 2%		Húmeda CH > 18% ± 2%	
Condición de servicio	Seca	Húmeda	Seca	Húmeda
Pernos y pijas				
Compresión paralela a la fibra	1.0	0.67	1.0	0.67
Compresión perpendicular	1.0	0.67	0.4	0.27
Clavos	1.0	0.67	0.8	0.67

TABLA 2.11 FACTOR DE MODIFICACIÓN POR GRUPO DE CONECTORES PARA PERNOS Y PIJAS, J_g

Relación de áreas	La menor de A_m o A_s (cm^2)	Número de conectores en una hilera 2	3	4	5	6	7	8
	Para piezas laterales de madera							
0.5	80	1.00	0.92	0.84	0.76	0.68	0.61	0.55
	80 – 180	1.00	0.95	0.88	0.82	0.75	0.68	0.62
	180 – 420	1.00	0.98	0.96	0.92	0.87	0.83	0.79
	> 420	1.00	1.00	0.98	0.95	0.91	0.88	0.85
1.0	80	1.00	0.97	0.92	0.85	0.78	0.71	0.65
	80 – 180	1.00	0.98	0.94	0.89	0.84	0.78	0.72
	180 – 420	1.00	1.00	0.99	0.96	0.92	0.89	0.85
	> 420	1.00	1.00	1.00	0.99	0.96	0.93	0.91
	A_m	Para piezas laterales metálicas						
	160 – 260	1.00	0.94	0.87	0.80	0.73	0.67	0.61
	260 – 420	1.00	0.95	0.89	0.82	0.75	0.69	0.63
	420 – 760	1.00	0.97	0.93	0.88	0.82	0.77	0.71
	760 – 1300	1.00	0.98	0.96	0.93	0.89	0.85	0.81
	> 1300	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87

A_m Area bruta del miembro principal (cm^2).
A_s Suma de las áreas brutas de los miembros laterales (cm^2).
Relación de áreas A_m/A_s o A_s/A_m la que resulte menor.
Interpolar para valores intermedios.

TABLA 2.12 FACTOR DE MODIFICACION POR DURACION DE CARGA, J_d

Condición de carga	J_d
Carga continua	0.90
Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5%)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo y carga muerta más carga viva en techos (pendiente ≥ 5%)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

TABLA 2.13 FACTOR DE MODIFICACION POR GROSOR DE PIEZAS LATERALES DE MADERA Y METALICAS PARA PERNOS Y PIJAS, J_{gp}

Para piezas laterales de madera en pijas *	≥ 3.5 D	1.00
	2.0 D	0.60
Para piezas metálicas en pernos y pijas		1.50

D diámetro de la pija.

* Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal.

TABLA 3.1 RELACIONES d/b MAXIMAS ADMISIBLES PARA LAS CUALES PUEDE TOMARSE $\phi = 1$

(En todos los casos deberá existir soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y la rotación de la viga)

CONDICION DE SOPORTE LATERAL	Relación máxima d/b
a) Cuando no existan soportes laterales intermedios	4.0
b) Cuando el miembro se mantenga soportado lateralmente por la presencia de viguetas o tirantes	5.0
c) Cuando la cara de compresión del miembro se mantenga soportada lateralmente por medio de una cubierta de madera contrachapada o duela, o por medio de viguetas con espaciamientos $\leq$ 61 cm	6.5
d) Cuando se cumplan las condiciones de c) y además exista bloqueo o arriostramiento lateral a distancias no superiores a 8d	7.5
e) Cuando tanto la cara de compresión como la de tensión se mantengan eficazmente soportadas lateralmente	9.0

3.2.3.2.2 Factor de esbeltez

El factor de esbeltez, C_s, se determinará con la expresión

$$C_s = \sqrt{\frac{L_u\ d}{b^2}} \qquad (3.3)$$

3.2.3.2.3 Determinación del factor de estabilidad lateral, ϕ

El valor del factor de estabilidad lateral, ϕ, se determinará como sigue:

a) Cuando $C_s \leq 6$ el valor de ϕ se tomará igual a la unidad.

b) Cuando $6 < C_s \leq C_k$, el valor de ϕ se determinará con la expresión

$$\phi = 1 - 0.3 \left(\frac{C_s}{C_k}\right)^4 \qquad (3.4)$$

donde:

$$C_k = \sqrt{\frac{E_{0.05}}{f_{fu}}} \qquad (3.5)$$

c) Cuando $C_s > C_k$ el valor de ϕ, se determinará con la expresión

$$\phi = 0.7 \left(\frac{C_k}{C_s}\right)^2 \qquad (3.6)$$

No se admitirán vigas cuyo factor de esbeltez, C_s, sea superior a 30.

3.2.4 Resistencia a cortante

3.2.4.1 Sección crítica

La sección crítica para cortante de vigas se tomará a una distancia del apoyo igual al peralte de la viga.

3.2.4.2 Resistencia a cortante de diseño

La resistencia a cortante de diseño, V_R, en las secciones críticas de vigas se obtendrá por medio de la expresión

$$V_R = \frac{F_R\ f_{vu}\ b\ d}{1.5} \qquad (3.7)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$f_{vu} = f'_{vu} K_h K_d K_c K_r K_v$ (incisos 2.4 y 2.4.1)

Podrá considerarse $K_v = 2$ en los siguientes casos:

a) En las secciones críticas de apoyos continuos

b) En todas las secciones críticas de vigas de sistemas estructurales con compartición de carga.

En todos los demás casos $K_v = 1$.

3.2.4.3 Factor de recorte, K_r

El factor de recorte, K_r, se calculará de acuerdo con las siguientes expresiones:

a) Recorte en el apoyo en la cara de tensión

$$K_r = \left(1 - \frac{d_r}{d}\right)^2 \qquad (3.8)$$

b) Recorte en el apoyo en la cara de compresión y $e_r \geq d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r}{d} \qquad (3.9)$$

c) Recorte en el apoyo en la cara de compresión cuando $e_r < d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r\, e_r}{d(d - d_r)} \qquad (3.10)$$

3.3 *Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión*

3.3.1 Requisito general

Toda columna deberá dimensionarse como miembro sujeto a flexo-compresión independientemente de que el análisis no haya indicado la presencia de momento.

3.3.2 Resistencia a carga axial

La resistencia a compresión de diseño, P_R, que deberá usarse en las fórmulas de interacción de los incisos 3.3.4 3.4.2 se obtendrá por medio de la expresión

$$P_R = F_R\, f_{cu}\, A \qquad (3.11)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$f_{cu} = f'_{cu}\, K_h K_d K_c K_p K_{cl}$ (incisos 2.4 y 2.4.1)

A área de la sección

3.3.3 Efectos de esbeltez

Los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta a través de la amplificación de momentos de acuerdo con lo previsto en el inciso 3.3.5. En el caso de columnas compuestas de dos o más elementos, la esbeltez se considerará de manera independiente para cada elemento a no ser que se prevea un dispositivo que una los extremos de los elementos rígidamente y espaciadores adecuados.

3.3.3.1 Longitud sin soporte lateral

La longitud sin soporte lateral, L_u, de miembros bajo compresión se tomará como la distancia centro a centro entre soportes laterales capaces de proporcionar una fuerza de restricción lateral por lo menos igual al cuatro por ciento de la carga axial sobre el miembro. Esta fuerza también deberá ser suficiente para resistir los efectos de los momentos en los extremos y las cargas laterales que pudieran existir.

3.3.3.2 Longitud efectiva

Los miembros en compresión se dimensionarán considerando una longitud efectiva, $L_e = K\, L_u$. Para miembros bajo compresión arriostrados contra desplazamientos laterales se tomará $K = 1$, salvo que se justifique un valor menor. Para miembros en compresión sin arriostramiento contra desplazamientos laterales, se determinará por medio de un análisis.

3.3.3.3 Limitaciones

(a) Para miembros no arriostrados, los efectos de esbeltez podrán despreciarse si

$$k\, L_u / r \leq 40$$

siendo r el radio de giro mínimo de la sección.

(b) Para miembros arriostrados, los efectos de esbeltez podrán despreciarse si

$$k\, L_u / r \leq 60 - 20\, \frac{M_1}{M_2}$$

donde:

M_1, M_2 momentos actuantes en los extremos multiplicados por el factor de carga apropiado.

M_1 es el momento menor y se considera negativo cuando M_1 y M_2 producen curvatura doble.

M_2 es el momento mayor y siempre se considera positivo.

(c) No se admiten valores de $K L_u / r$ superiores a 120.

3.3.4 Fórmula de interacción para flexión uniaxial

Los miembros sujetos a compresión y flexión uniaxial deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_c}{M_R} \leq 1 \qquad (3.12)$$

donde: M_c momento amplificado que se aplicará para diseño con la carga axial P_u

P_u carga axial última de diseño que actúa sobre el elemento y es igual a la carga de servicio multiplicada por el factor de carga apropiado

3.3.5 Determinación del momento amplificado

El valor de M_c se determinará por medio del siguiente procedimiento

$$M_c = \delta M_o, \text{ pero no menor que } M_1 \qquad (3.13)$$

donde: M_o máximo momento sin amplificar que actúa sobre el miembro en compresión y es igual al momento de servicio multiplicado por el factor de carga apropiado

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u / P_{cr}} \qquad (3.14)$$

El valor de la carga crítica de pandeo P_{cr} se obtendrá con la expresión

$$P_{cr} = F_R \frac{\pi^2 E_{0.05} I}{(kL_u)^2} K_d K_c K_h \qquad (3.15)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

Para miembros restringidos contra el desplazamiento y sin cargas transversales entre apoyos, el valor de C_m podrá tomarse igual a

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \qquad (3.16)$$

Para otros casos tómese $C_m = 1.0$

M_1 y M_2 tienen el mismo significado que en 3.3.3.3

3.3.6 Momentos en los extremos

Todos los miembros bajo compresión deberán dimensionarse para excentricidades en cada extremo iguales o mayores que

a) Las correspondientes al máximo momento asociado a la carga axial

b) 0.05 de la dimensión del miembro paralela al plano de flexión considerado. Se supone que esta excentricidad ocasiona flexión uniaxial y curvatura simple únicamente.

3.3.7 Momentos debidos a encorvadura

Todos los miembros bajo compresión deberán dimensionarse para una excentricidad

$$e_b = \frac{L_u}{300} \qquad (3.17)$$

considerando que dicha excentricidad se presenta a la mitad de la distancia entre soportes laterales. Se considerará que los momentos por encorvadura actúan en el mismo

mo y en el mismo sentido que los momentos del inciso 3.3.6.

3.3.8 Fórmula de interacción para flexión biaxial

Cuando un miembro bajo compresión se encuentre sujeto a flexión respecto a ambos ejes principales, el momento de diseño respecto a cada eje se amplificará multiplicando por δ, calculada de acuerdo con las condiciones de restricción y rigidez a la flexión respecto al eje en cuestión.

Los miembros bajo compresión sujetos a flexión biaxial deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_{xua}}{M_{xR}} + \frac{M_{yua}}{M_{yR}} \leq 1 \qquad (3.18)$$

donde: M_{xua} momento amplificado respecto al eje X

M_{yua} momento amplificado respecto al eje Y

M_{xR} resistencia de diseño a momento respecto al eje X

M_{yR} resistencia de diseño a momento respecto al eje Y

3.4 *Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión*

3.4.1 Momento uniaxial y tensión

Los miembros sujetos a momento uniaxial y tensión deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_u}{M_R} \leq 1 \qquad (3.19)$$

donde los numeradores son acciones de diseño y los denominadores son resistencias de diseño.

3.4.2 Momento biaxial y tensión

Los miembros sujetos a momento biaxial y tensión deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_{xua}}{M_{xR}} + \frac{M_{yua}}{M_{yR}} \leq 1 \qquad (3.20)$$

donde: M_{xua} momento respecto al eje X

M_{yua} momento respecto al eje Y

M_{xR} resistencia de diseño a momento respecto al eje X

M_{yR} resistencia de diseño a momento respecto al eje Y

3.5 *Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo θ respecto a la fibra de la madera diferente de 0°*

3.5.1 Resistencia a compresión perpendicular a la fibra ($\theta = 90°$)

La resistencia de diseño, N_R, de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra se obtendrá por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R\, f_{mu}\, A_a \qquad (3.21)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.9 (tabla 2.4)

$f_{mu} = f'_{mu}\, K_h\, K_d\, K_e\, K_a$ (incisos 2.4 y 2.4.1)

A_a área de la superficie de apoyo

3.5.2 Efecto del tamaño de la superficie de apoyo

Cuando la longitud de una superficie de apoyo o el diámetro de una rondana sea menor que 15 cm y ninguna porción de dicha superficie se encuentre a menos de 8 cm del extremo del miembro, la resistencia al aplastamiento podrá modificarse con el factor K_a de la tabla 2.9 (inciso 2.4.1).

3.5.3 Cargas aplicadas a un ángulo θ con respecto a la dirección de la fibra

La resistencia a compresión de diseño, N_R, sobre un plano con un ángulo θ respecto a la fibra se obtendrá por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R \frac{f_{cu}\, f_{nu}}{f_{cu}\, \text{sen}^2\theta + f_{nu}\, \cos^2\theta} \qquad (3.22)$$

donde F_R tiene el mismo valor que en el inciso 3.5.1.

4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

4.1 *Requisitos del material*

La manufactura de las placas de madera contrachapada que vayan a ser sometidas a acciones, deberán cumplir con las especificaciones de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-236-1978 (ref 3) "Madera Contrachapada de Pino".

Las propiedades de resistencia y rigidez de estos productos, deberán ser determinadas experimentalmente para el tipo de acción a que vayan a estar sometidos en la estructura y su comportamiento estructural deberá estar sujeto a criterios aprobados por el Departamento del Distrito Federal. Cuando las placas se utilicen para soportar cargas en estructuras permanentes deberán ser del Tipo 3 definido en la ref 3 (exterior a prueba de agua) y la calidad de las chapas exteriores deberá ser C o D de acuerdo con esa misma referencia.

En el Apédice II se presentan las propiedades de la sección para una serie de combinaciones adecuadas de chapas para placas de madera contrachapada. Las propiedades de la sección para cualquier otro tipo de combinación deberán ser calculadas a partir de los grosores de las chapas utilizadas con el procedimiento ahí descrito.

4.2 *Orientación de los esfuerzos*

Las placas de madera contrachapada son un material ortotrópico y, por lo tanto, las propiedades efectivas de la sección usadas en los cálculos serán las correspondientes a la orientación de la fibra de las chapas exteriores prevista en el diseño.

4.3 *Resistencia a carga axial*

4.3.1 Resistencia a tensión

La resistencia de diseño, T_R, a tensión paralela al canto de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$T_R = F_R\, f_{tu}\, A_1 \qquad (4.1)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$f_{tu} = f'_{tu}\, K_h\, K_d$ (incisos 2.4 y 2.4.1)

A_1 área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice II)

4.3.2 Resistencia a compresión

La resistencia de diseño, P_R, a compresión paralela al canto de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$P_R = F_R\, f_{cu}\, A_1 \qquad (4.2)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$f_{cu} = f'_{cu}\, K_h\, K_d$ (incisos 2.4 y 2.4.1)

A_1 área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice II)

4.3.3 Resistencia a tensión o compresión a un ángulo θ con la fibra de las chapas exteriores

Los valores especificados de resistencia a tensión o compresión para esfuerzos aplicados a 45° con respecto a la fibra de las chapas exteriores serán los de la tabla 2.3. Para los cálculos se utilizará el grosor neto, t, de la placa.

Para ángulos entre 0° y 45° con respecto a la orientación de la fibra en las chapas exteriores puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia para la dirección paralela y el producto similar para el ángulo de 45°. Para ángulos entre 45° y 90° puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia correspondientes a 45° y el producto similar para la dirección perpendicular.

4.4 *Placas en flexión*

4.4.1 Flexión con cargas normales al plano de la placa

La resistencia de diseño, M_p, de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas perpendiculares al plano de la placa se determinará con la ecuación

$$M_p = F_R\, f_{fu}\, S_1 \qquad (4.3)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.9 (tabla 2.4)

$f_{fu} = f'_{fu} K_h K_d$ (incisos 2.4 y 2.4.1)

S_1 módulo de sección efectivo de la placa (Apéndice II)

4.4.2 Flexión con cargas en el plano de la placa

La resistencia de diseño, M_Q, de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano y que esté adecuadamente arriostrada para evitar pandeo lateral se calculará como

$$M_Q = F_R f_{tu} \frac{t_p d^2}{6} \qquad (4.4)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$f_{tu} = f'_{tu} K_h K_d$ (incisos 2.4 y 2.4.1)

t_p grosor efectivo de la placa de madera contrachapada (Apéndice II)

d peralte del elemento

4.5 *Resistencia a cortante*

4.5.1 Cortante en el plano de las chapas debido a flexión

La resistencia de diseño a cortante en el plano de las chapas, V_{R1}, para placas sujetas a flexión se calculará como

$$V_{R1} = F_R \frac{I\,b}{Q} f_{vu} \qquad (4.5)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$f_{vu} = f'_{vu} K_h K_d$ (incisos 2.4 y 2.4.1)

$\frac{I\,b}{Q}$ Constante para cortante por flexión (Apéndice II)

4.5.2 Cortante a través del grosor

La resistencia de diseño a cortante a través del grosor, V_{R2}, de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$V_{R2} = F_R f'_{vgu} A \qquad (4.6)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$f_{vgu} = f'_{vgu} K_h K_d$ (incisos 2.4 y 2.4.1)

A Area total de la sección transversal de la placa

4.6 *Aplastamiento*

La resistencia de diseño al aplastamiento normal al plano de las chapas, N_R, se calculará como

$$N_R = F_R f_{nu} A_n \qquad (4.7)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.9 (tabla 2.4)

$f_{nu} = f'_{nu} K_h K_d$ (incisos 2.4 y 2.4.1)

A_n Area de la superficie de apoyo

5. DEFLEXIONES

Las deflexiones calculadas tomando en cuenta los efectos a largo plazo no deberán exceder de los siguientes límites:

a) Para claros menores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 o el claro entre 480 cuando se afecten elementos no estructurales.

b) Para claros mayores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 + 0.5 cm o el claro entre 480 + 0.3 cm cuando se afecten elementos no estructurales, como se indica en el artículo 184 del Título VI.

Las deflexiones de elementos tanto de madera maciza como de madera contrachapada deberán calcularse bajo las cargas de diseño, considerando un factor de carga igual a la unidad. Como módulo de elasticidad se tomará el valor promedio, $E_{0.50}$. Los efectos diferidos se tomarán en cuenta multiplicando la deflexión inmediata debida a la parte de la carga que actúe en

forma continua por 1.5, si la madera se instala en condición seca (CH $\leq$ 18% $\pm$ 2%), y por 2.0, si se instala en condición húmeda (CH > 18% $\pm$ 2%).

5.1 *Madera maciza*

Las deflexiones inmediatas de vigas se calcularán utilizando las fórmulas usuales de mecánica de sólidos basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico.

5.2 *Madera contrachapada*

Las deflexiones de las placas de madera contrachapada sometidas a cargas transversales a su plano, o de las vigas con alma de madera contrachapada y patines de madera maciza, deberán calcularse utilizando las fórmulas apropiadas basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico. El módulo de elasticidad presentado en la tabla 2.3 puede ser usado para todas las calidades de madera contrachapada de pino que cumplan con los requisitos del inciso 4.1. El mismo valor es aplicable independientemente de la dirección de la fibra en las chapas exteriores.

Para las vigas con alma de madera contrachapada, la deflexión total calculada deberá ser igual a la suma de las deflexiones debidas a momentos y debidas a cortante. Cuando se calcule la deflexión por cortante en forma separada de la deflexión por flexión el valor del módulo de elasticidad podrá incrementarse en 10 por ciento.

En los cálculos deberán utilizarse los valores de las propiedades efectivas de las placas. Estos valores se calcularán considerando que únicamente contribuyen a resistir las cargas las chapas con la dirección de la fibra paralela al esfuerzo principal. Los valores de las propiedades efectivas (grosor, área, módulo de sección, momento de inercia y primer momento de área) de las placas de madera contrachapada para una combinación adecuada de chapas se presentan en el Apéndice II.

Cuando se use cualquier otro tipo de placa, deberán calcularse los valores reales de las propiedades de la sección sin incluir las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo principal, y multiplicarse estos valores por los factores C indicados en la tabla AII.1 del Apéndice II para obtener los valores efectivos de la sección transversal.

Los efectos diferidos se tomarán en cuenta de la misma forma que para miembros de madera maciza.

6. ELEMENTOS DE UNION

6.1 *Consideraciones generales*

6.1.1 Alcance

La sección 6 proporciona procedimientos para dimensionar uniones con clavos, pernos, pijas y placas dentadas o perforadas.

6.1.2 Resistencia a cortante

Cuando un elemento de unión o un grupo de elementos de unión produzca fuerza cortante en un miembro, la resistencia a cortante de diseño determinada de acuerdo con el inciso 3.2.4, se calculará con base en la dimensión d_e en lugar de d. La dimensión d_e se define como la distancia, medida perpendicularmente al eje del miembro, desde el extremo del elemento de unión o grupo de elementos de unión hasta el borde cargado del miembro.

6.2 *Clavos*

6.2.1 Alcance

Los valores de resistencia dados en esta sección son aplicables únicamente a clavos de caña lisa que se ajusten a la Norma Oficial Mexicana NOM-H-64-1960 "Clavos cilíndricos" (ref 4).

Los valores para clavos de otras características deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

6.2.2 Configuración de las uniones

Las uniones clavadas deberán tener como mínimo dos clavos.

Los espaciamientos entre clavos serán tales que se evite que la madera forme grietas entre dos clavos próximos, entre sí, o de cualquiera de los clavos a los bordes o extremos de la unión.

La longitud de penetración en el miembro principal deberá ser igual a por lo menos la mitad de la longitud del clavo.

El grosor de la pieza lateral, t_1, deberá ser igual a, por lo menos, la sexta parte de la longitud del clavo, reduciendo la resistencia de la unión de acuerdo con el factor J_{gc}.

6.2.3 Dimensionamiento de uniones clavadas con madera maciza

La resistencia lateral de diseño de clavos hincados perpendicularmente a la fibra deberá calcularse de acuerdo con la sección 6.2.3.1.

La resistencia a la extracción de clavos se considerará nula en todos los casos, exceptuando lo indicado en el inciso 6.2.3.2.

6.2.3.1 Resistencia lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión clavada, N_{ru}, deberá ser mayor que o igual a la carga actuante de diseño, y se obtendrá por medio de la expresión

$$N_{ru} = F_R N_u n \qquad (6.1)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

$N_u = N'_u J_h J_d J_{gc} J_a J_{dp} J_p J_{dl}$ (inciso 2.4.2)

n número de clavos

N'_u valor especificado de resistencia por clavo (tabla 6.1)

6.2.3.2 Resistencia a extracción de clavos lanceros

La resistencia a la extracción de clavos lanceros, T_R, se calculará con la expresión

$$T_R = 0.10\, N_{ru} \qquad (6.2)$$

N_{ru} deberá ser calculada de acuerdo con el inciso 6.2.4.

TABLA 6.1 RESISTENCIA LATERAL ESPECIFICADA PARA CLAVOS DE ALAMBRE ESTILO DELGADO (COMUNES), N'_u

Longitud mm	Longitud pulg	Diám. (D) mm	Coníferas	N'_u (kg) Latifoliadas Grupo I	Grupo II	Grupo III
38.0	1½	2.0	24	32	28	17
44.5	1¾	2.3	31	38	34	22
51.0	2	2.7	39	57	51	29
63.5	2½	3.1	50	75	68	40
76.0	3	3.4	60	91	82	52
89.0	3½	3.8	73	114	102	68
102.0	4	4.5	97	159	138	89
114.0	4½	4.5	97	160	138	89
127.0	5	4.9	112	189	160	102
140.0	5½	4.9	112	191	160	102
152.0	6	5.3	128	215	177	117

TABLA 6.1 RESISTENCIA LATERAL ESPECIFICADA PARA CLAVOS DE ALAMBRE ESTILO GRUESO (AMERICANO), N'_u

Longitud mm	Longitud pulg	Diám. (D) mm	Coníferas	N'_u (kg) Latifoliadas Grupo I	Grupo II	Grupo III
38.0	1½	2.2	27	38	34	19
44.5	1¾	2.7	39	57	51	27
51.0	2	3.1	50	74	67	35
63.5	2½	3.4	60	90	81	47
76.0	3	3.8	71	113	101	59
89.0	3½	4.1	83	138	122	73
102.0	4	4.9	112	186	160	100
114.0	4½	5.3	128	210	177	117
127.0	5	5.7	148	252	208	135
140.0	5½	6.2	171	298	241	156
152.0	6	6.7	194	346	277	117
178.0	7	7.2	222	392	314	203
203.0	8	7.8	256	451	361	233

6.2.4 Dimensionamiento de uniones clavadas con madera contrachapada

La resistencia lateral de diseño de una unión clavada con piezas laterales de madera contrachapada, N_{ru}, deberá calcularse de acuerdo con lo indicado en el inciso 6.2.3.1 utilizando el valor de N'_u especificado en la tabla 6.2.

TABLA 6.2 RESISTENCIA LATERAL ESPECIFICADA PARA UNIONES CON PIEZAS LATERALES DE MADERA CONTRACHAPADA, N'_u

Grosor del contrachapado (mm)	Longitud del clavo (mm)	Longitud del clavo (pulg)	N'_u (kg)
Clavo de alambre estilo delgado (comunes)			
9	51	2	40
12, 16	63.5	2.5	50
19, 21	76	3	60
Clavo de alambre estilo grueso (americano)			
9	51	2	45
12, 16	63.5	2.5	55
19, 21	76	3	65

6.3 *Pernos y pijas*

6.3.1 Requisitos comunes

6.3.1.1 Contacto entre las piezas unidas

Las uniones con pernos y pijas deberán realizarse de manera que exista contacto efectivo entre las piezas unidas. Si el contenido de humedad es superior a 18 ± 2 por ciento, al efectuarse el montaje de la estructura en cuestión deberán hacerse inspecciones a intervalos no superiores a seis meses hasta verificar que los movimientos por contracción han dejado de ser significativos. En cada inspección deberán apretarse los elementos de unión hasta lograr un contacto efectivo entre las caras de las piezas unidas.

6.3.1.2 Agujeros

Los agujeros deberán localizarse con precisión. Cuando se utilicen piezas metálicas de unión, los agujeros deberán localizarse de manera que queden correctamente alineados con los agujeros correspondientes en las piezas de madera.

6.3.1.3 Grupos de elementos de unión

Un grupo de elementos de unión está constituido por una o más hileras de elementos de unión del mismo tipo y tamaño, dispuestas simétricamente con respecto al eje de la carga.

Una hilera de elementos de unión está constituida por:

a) uno o más pernos del mismo diámetro, bajo cortante simple o múltiple, colocados paralelamente a la dirección de la carga, o,

b) una o más pijas de las mismas características, bajo cortante simple, colocadas paralelamente a la dirección de la carga.

Cuando los elementos de unión se coloquen en tresbolillo y la separación entre hileras adyacentes sea menor que la cuarta parte de la distancia entre los elementos más próximos de hileras adyacentes, medida paralelamente a las hileras, las hileras adyacentes se considerarán como una sola hilera en relación con la determinación de la resistencia del grupo. Para grupos con un número par de hileras, esta regla se aplicará a cada pareja de hileras. Para grupos con un número non de hileras, se aplicará el criterio que resulte más conservador.

6.3.1.4 Rondanas

Se colocará una rondana entre la cabeza y la tuerca del elemento de unión, con las características generales dadas en la tabla 6.3. Las rondanas podrán omitirse cuando la cabeza o la tuerca del elemento se apoyen directamente sobre una placa de acero. El área de las rondanas de pernos que estén sujetos a tensión deberá ser tal que el esfuerzo de aplastamiento no sea superior a la resistencia de diseño en compresión perpendicular a la fibra de la madera calculada según el inciso 3.5. Si se utilizan rondanas de acero, su grosor no deberá ser inferior a 1/10 del diámetro de rondanas circulares, ni inferior a 1/10 de la dimensión mayor de dispositivos de forma rectangular.

6.3.2 Requisitos particulares para pernos

6.3.2.1 Consideraciones generales

Los datos de capacidad de pernos de los siguientes incisos son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la Norma Oficial Mexicana NOM-H-47-1979 "Tornillos con cabeza hexagonal" (ref 5).

Los valores tabulados de capacidades corresponden a un solo plano de cortante.

Los agujeros para alojar los pernos deberán taladrarse de manera que su diámetro no exceda al del perno en más de 2 mm, ni sea menor que el diámetro del perno más 1 mm.

6.3.2.2 Grosores efectivos de las piezas

6.3.2.2.1 Piezas laterales de madera

a) En uniones en cortante simple se tomará como grosor efectivo el menor valor de dos veces el grosor de la pieza menor o el grosor de la pieza mayor.

b) En uniones en cortante doble se tomará como grosor efectivo el menor valor de dos veces el grosor de la pieza lateral más delgada o el grosor de la pieza central.

c) La capacidad de uniones de cuatro o más miembros se determinará considerando la unión como una combinación de uniones de dos miembros.

TABLA 6.3 DIMENSIONES MINIMAS DE RONDANAS PARA UNIONES CON PERNOS O PIJAS

Tipo de rondana	Uso	Diámetro del perno o pija D (mm)	Diámetro o lado de la rondana D_o (mm)	Grosor t_o (mm)
Rondana circular delgada de acero	No utilizable para aplicar cargas de tensión al perno o pija	12.7	35	3
		15.9	45	4
		19.1	50	4
		22.2	60	4
		25.4	65	4
Rondana cuadrada de placa de acero	Utilizable para aplicar cargas de tensión o en uniones soldadas	12.7	65	5
		15.9	70	6
		19.1	75	6
		22.2	85	8
		25.4	90	10
Rondana circular de placa de acero	Para cualquier uso, salvo casos en que cargas de tensión produzcan esfuerzos de aplastamiento excesivos en la madera	12.7	65	5
		19.1	75	6
		22.2	85	8
Rondanas de hierro fundido con perfil de cimacio	Para casos en que se requiera rigidez	12.7	65	13
		15.9	75	16
		19.1	90	19
		22.2	100	22
		25.4	100	25

6.3.2.2.2 Piezas laterales metálicas

Las piezas laterales metálicas deberán tener un espesor mínimo de 6 mm. Se dimensionarán de manera que sean capaces de resistir las cargas que transmiten.

6.3.2.3 Espaciamiento entre pernos

6.3.2.3.1 Espaciamiento entre pernos en una hilera

En hileras de pernos paralelas a la dirección de la carga, los espaciamientos mínimos, medidos desde los centros de los pernos, serán:

a) Para cargas paralelas a la fibra, cuatro veces el diámetro de los pernos.

b) Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento paralelo a la carga entre pernos de una hilera dependerá de los requisitos de espaciamiento de la pieza o piezas unidas, pero no será inferior a tres diámetros.

6.3.2.3.2 Espaciamiento entre hileras de pernos

a) Para cargas paralelas a la fibra, el espaciamiento mínimo deberá ser igual a dos veces el diámetro del perno.

b) Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento deberá ser por lo menos 2.5 veces el diámetro del perno para relaciones entre grosores de los miembros unidos iguales a dos, y cinco veces el diámetro del perno, para relaciones iguales a seis. Para relaciones entre dos y seis puede interpolarse linealmente.

c) No deberá usarse una pieza de empalme única cuando la separación entre hileras de pernos paralelas a la dirección de la fibra sea superior a 12.5 cm.

6.3.2.3.3 Distancia a los extremos

La distancia a los extremos no deberá ser inferior a:

a) Siete veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas del grupo III y coníferas en tensión.

b) Cinco veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas de los grupos I y II en tensión.

c) El valor mayor de cuatro veces el diámetro del perno o cinco cm, para miembros en compresión, y para miembros cargados perpendicularmente a la fibra, de maderas de cualquier grupo.

6.3.2.3.4 Distancia a los bordes

Para miembros cargados perpendicularmente a las fibras, la distancia al borde cargado será igual a por lo menos cuatro veces el diámetro del perno y la distancia al borde no cargado será igual a por lo menos el menor de los valores siguientes: 1.5 veces el diámetro del perno, o la mitad de la distancia entre hileras de pernos.

6.3.3 Resistencia de uniones con pernos

6.3.3.1 Resistencia lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión con pernos, P_{ru}, Q_{ru} o N_{ru}, deberá ser mayor o igual a la carga actuante de diseño y se obtendrá por medio de las siguientes expresiones:

Para carga paralela a la fibra

$$P_{ru} = F_R\, n_p\, P_{pu}\, n \qquad (6.3)$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = F_R\, n_p\, Q_{pu}\, n \qquad (6.4)$$

Para cargas a un ángulo θ con respecto a las fibras

$$N_{ru} = \frac{P_{ru}\, Q_{ru}}{P_{ru}\, \mathrm{sen}^2\theta + Q_{ru}\, \cos^2\theta} \qquad (6.5)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

n_p número de planos de cortante

$P_{pu} = P'_{pu}\, J_h\, J_g\, J_d$ (inciso 2.4.2)

$Q_{pu} = Q'_{pu}\, J_h\, J_g\, J_d$ (inciso 2.4.2)

P'_{pu} resistencia especificada por perno para cargas paralelas a la fibra (tabla 6.4)

Q'_{pu} resistencia especificada por perno para cargas perpendiculares a la fibra (tabla 6.5)

n número de pernos en un grupo.

6.3.3.2 Resistencia a cargas laterales y axiales combinadas

Las resistencias tabuladas corresponden a cargas que actúan perpendicularmente al eje del perno. Si el perno está sujeto a una componente paralela a su eje, deberá considerarse esta componente en su dimensionamiento. Además, deberán instalarse rondanas capaces de resistir dicha componente.

TABLA 6.4 VALORES DE P'_{pu} POR PLANO DE CORTANTE PARA CARGAS PARALELAS A LA FIBRA CON PIEZAS LATERALES DE MADERA (kg) EN UNIONES CON PERNOS

Diámetro perno (mm)	Grosor efectivo (mm)	CONIFERAS	LATIFOLIADAS Grupo I	Grupo II	Grupo III
		P'_{pu}	P'_{pu}	P'_{pu}	P'_{pu}
6.4	38	146	206	175	100
	64	185	236	211	119
	87	185	236	211	137
	> 140	185	236	211	137
9.5	38	278	392	342	153
	64	337	486	409	227
	87	392	520	465	252
	> 140	407	520	465	303
12.7	38	371	605	484	205
	64	547	755	649	345
	87	604	877	778	408
	140	728	929	831	492
	> 190	728	929	831	541
15.9	38	465	758	606	257
	64	823	1 100	960	432
	87	877	1 225	1 047	588
	140	1 080	1 456	1 303	694
	190	1 141	1 456	1 303	807
	> 240	1 141	1 456	1 303	848
19.1	38	558	910	728	308
	64	940	1 530	1 226	520
	87	1 211	1 646	1 425	706
	140	1 415	2 064	1 730	939
	190	1 646	2 102	1 880	1 056
	240	1 646	2 102	1 880	1 201
	> 290	1 646	2 102	1 880	1 224
22.2	38	649	1 058	846	359
	64	1 093	1 781	1 425	604
	87	1 486	2 131	1 862	821
	140	1 793	2 558	2 165	1 223
	190	2 072	2 839	2 539	1 337
	240	2 224	2 839	2 539	1 488
	> 290	2 224	2 839	2 539	1 653
25.4	38	742	1 210	968	410
	64	1 250	2 038	1 630	691
	87	1 700	2 715	2 216	939
	140	2 243	3 136	2 678	1 511
	190	2 527	3 697	3 094	1 671
	240	2 877	3 717	3 324	1 824
	> 290	2 911	3 717	3 324	2 007

TABLA 6.5 VALORES DE Q'_{pu} POR PLANO DE CORTANTE PARA CARGAS PERPENDICULARES A LA FIBRA (kg) (PIEZAS LATERALES DE MADERA O METAL EN UNIONES CON PERNOS)

Diámetro perno (mm)	Grosor efectivo (mm)	CONIFERAS	LATIFOLIADAS Grupo I	Grupo II	Grupo III
		Q'_{pu}	Q'_{pu}	Q'_{pu}	Q'_{pu}
6.4	38	82	126	115	49
	64	131	167	149	72
	87	131	167	149	97
	> 140	131	167	149	97
9.5	38	131	208	171	72
	64	198	308	251	120
	87	255	368	327	148
	> 140	288	368	329	214
12.7	38	175	285	228	97
	64	289	437	360	163
	87	359	558	455	216
	140	515	657	588	308
	> 190	515	657	588	383
15.9	38	219	357	286	121
	64	369	585	481	204
	87	478	729	599	277
	140	690	1 030	883	404
	190	807	1 030	921	516
	> 240	807	1 030	921	516
19.1	38	263	429	393	145
	64	443	722	578	245
	87	602	918	762	333
	140	855	1 338	1 089	511
	190	1 106	1 486	1 329	640
	240	1 164	1 486	1 329	778
	> 290	1 164	1 486	1 329	865
22.2	38	306	498	399	169
	64	515	839	671	285
	87	700	1 122	913	387
	140	1 030	1.592	1 301	622
	190	1 312	2 008	1 680	770
	240	1 573	2 008	1 796	925
	> 290	1 573	2 008	1 796	1 087
25.4	38	350	570	456	193
	64	589	960	768	326
	87	801	1 305	1 044	443
	140	1 225	1 870	1 537	712
	190	1 537	2 409	1 958	916
	240	1 870	2 628	2 351	1 087
	> 290	2 059	2 628	2 351	1 268

6.3.4 Requisitos particulares para pijas

6.3.4.1 Consideraciones generales

Los datos de capacidad de pijas de los siguientes incisos son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la Norma Oficial Mexicana NOM-H-23-1976 "Tornillos de acero para madera" (ref 6).

Los valores tabulados de capacidades corresponden a una sola pija en extracción o en cortante simple.

6.3.4.2 Colocación de las pijas en las uniones

6.3.4.2.1 Taladros para alojar las pijas

Los taladros para alojar las pijas deberán satisfacer los siguientes requisitos:

a) El taladro guía para la caña deberá tener el mismo diámetro que la caña y su profundidad deberá ser igual a la longitud del tramo liso de ésta.

b) El taladro guía para el tramo con rosca deberá tener un diámetro entre 65 y 85 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo I, a 60 a 75 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo II, y a 40 a 70 por ciento del diámetro de la caña para maderas del grupo III y coníferas. En cada grupo los porcentajes mayores se aplicarán a las pijas de mayor diámetro. La longitud del taladro guía será por lo menos igual a la del tramo con rosca.

6.3.4.2.2 Inserción de la pija

El tramo roscado deberá insertarse en su taladro guía haciendo girar a la pija con una llave. Para facilitar la inserción podrá recurrirse a jabón o algún otro lubricante, siempre que éste no sea a base de petróleo.

6.3.4.2.3 Espaciamientos

Los espaciamientos y las distancias a los bordes y los extremos para uniones con pijas deberán ser iguales a los especificados en el inciso 6.3.2.3 para pernos con un diámetro igual al diámetro de la caña de la pija en cuestión.

6.3.4.3 Penetración de las pijas

En la determinación de la longitud de penetración de una pija en un miembro deberá deducirse del tramo roscado la porción correspondiente a la punta.

6.3.5 Resistencia de uniones con pijas

6.3.5.1 Resistencia a la extracción

6.3.5.1.1 Resistencia a tensión de la pija

La resistencia de las pijas determinadas con base en la sección correspondiente a la raíz de la rosca deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

6.3.5.1.2. Resistencia de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra

La resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra o determinada con la expresión 6.6 deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

$$P_r = F_R \, Y_e \, l_p \, n \qquad (6.6)$$

donde:

F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

$Y_e = Y'_e \, J_h \, J_d \, J_{gp}$ (inciso 2.4.2)

n número de pijas en el grupo

Y'_e resistencia especificada de extracción en kg/mm de penetración (tabla 6.6)

l_p longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta (mm)

6.3.5.1.3 Resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra

La resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra deberá tomarse igual a la mitad de la correspondiente a las pijas hincadas perpendicularmente a la fibra.

TABLA 6.6

RESISTENCIA ESPECIFICADA A LA EXTRACCION DE PIJAS, Y'_e (kg/mm)

Diámetro pulg	(mm)	CONIFERAS	LATIFOLIADAS Grupo I	Grupo II	Grupo III
¼	6.4	3.5	10.3	7.1	2.4
5/16	7.9	4.9	12.9	9.0	3.6
⅜	9.5	6.2	15.5	11.0	4.8
7/16	11.1	7.6	17.9	13.0	5.9
½	12.7	8.9	20.3	14.8	7.0
⅝	15.8	11.2	24.7	18.3	9.1
¾	19.0	13.6	29.1	21.6	11.1
⅞	22.2	15.8	33.2	24.9	13.0
1	25.4	18.0	37.2	28.0	14.9

6.3.5.2 Resistencia lateral

6.3.5.2.1 Longitud de penetración, l_p, para el cálculo de resistencia lateral

Las longitudes máximas de penetración utilizadas en la determinación de la resistencia lateral, P_{ru} y Q_{ru} de pijas, no deberán exceder los valores dados en la tabla 6.7.

TABLA 6.7

VALORES MAXIMOS DE LA LONGITUD DE PENETRACION, l_p, PARA CALCULO DE RESISTENCIA LATERAL

	CONIFERAS	LATIFOLIADAS Grupo I	Grupo II	Grupo III
Longitud de penetración	10 D	8 D	9 D	10 D

6.3.5.2.2 Pijas hincadas perpendicularmente a la fibra

La resistencia lateral de diseño de un grupo de pijas, P_{ru}, Q_{ru} o N_{ru}, deberá ser igual o mayor que el efecto de las cargas de diseño y se calcularán de acuerdo con las siguientes expresiones:

Para carga paralela a la fibra

$$P_{ru} = F_R A_1 n \qquad (6.7)$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{ru} = P_{ru} Y_u J_n \qquad (6.8)$$

Para carga a un ángulo θ con respecto a la fibra

$$N_{ru} = \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru} \operatorname{sen}^2\theta + Q_{ru} \cos^2\theta} \qquad (6.9)$$

donde:

F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

$Y_u = Y'_u J_h J_d J_{gp} J_g$ (tabla 6.8 e inciso 2.4.2)

J_n factor de modificación por carga perpendicular a la fibra (tabla 2.15)

A_1 superficie de apoyo de la pija (mm²) = Dl_p

n número de pijas en un grupo

TABLA 6.8

VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIA LATERAL PARA CARGAS PARALELAS A LA FIBRA EN PIJAS, Y'_u (kg/mm²)

	CONIFERAS	LATIFOLIADAS Grupo I	Grupo II	Grupo III
Y'_u	0.31	0.50	0.42	0.25

6.3.5.2.3 Pijas hincadas paralelamente a la fibra

La resistencia lateral de pijas hincadas paralelamente a la fibra, deberá tomarse igual a 0.67 de los valores correspondientes para pijas hincadas perpendicularmente a la fibra. No es aplicable el factor de incremento por pieza lateral metálica, J_{gp}.

6.4 *Uniones con placas dentadas o perforadas*

6.4.1 Consideraciones generales

Se entiende por uniones con placa dentadas o perforadas, uniones a base de placas de pequeño calibre en las

que la transferencia de carga se efectúa por medio de dientes formados en las placas o por medio de clavos.

Las placas deberán ser de lámina galvanizada con las propiedades mínimas indicadas en la Norma Oficial Mexicana NOM-B-9-1979, "Láminas de acero al carbón galvanizadas por el proceso de inmersión en caliente para uso general" (ref 7).

Las uniones deberán detallarse de manera que las placas en los lados opuestos de cada unión sean idénticas y estén colocadas en igual posición.

Cuando se trate de placas clavadas deberá entenderse el término "clavo" en lugar de "diente".

Para que sean aplicables las reglas de dimensionamiento de los siguientes incisos deberán satisfacerse las siguientes condiciones:

a) Que la placa no se deforme durante su instalación.

b) Que los dientes sean perpendiculares a la superficie de la madera.

c) Que la madera bajo las placas no tenga defectos ni uniones de "cola de pescado".

d) Que el grosor mínimo de los miembros unidos sea el doble de la penetración de los dientes.

6.4.2 Dimensionamiento

El dimensionamiento de uniones a base de placas dentadas o perforadas podrá efectuarse por medio de cualquiera de los siguientes procedimientos:

a) Demostrando experimentalmente que las uniones son adecuadas, mediante pruebas de los prototipos de las estructuras en que se utilicen dichas uniones. Las pruebas deberán realizarse de acuerdo con los lineamientos que establezca el Departamento del Distrito Federal.

b) Determinando las características de las placas requeridas de acuerdo con las capacidades de las placas obtenidas por medio de las pruebas que especifique el Departamento del Distrito Federal.

7. EJECUCION DE OBRAS

7.1 *Consideraciones generales*

Las indicaciones dadas en esta sección son condiciones necesarias para la aplicabilidad de los criterios de diseño dados en estas Normas Técnicas Complementarias.

Cuando la madera se use como elemento estructural, deberá estar exenta de infestación activa de agentes biológicos como hongos e insectos. Se permitirá cierto grado de ataque por insectos, siempre que éstos hayan desaparecido al momento de usar la madera en la construcción. No se admitirá madera con pudrición en ningún estado de avance.

Se podrá usar madera de coníferas de clases A o B o maderas latifoliadas de calidad estructural.

7.2 *Normas de calidad*

La calidad de la madera de coníferas se regirá por la Norma Oficial Mexicana NOM-C-239-1985 "Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales" (ref 1). Para madera de especies latifoliadas deberá utilizarse el sistema de clasificación descrito en el Apéndice I.

7.3 *Contenido de humedad*

Antes de la construcción, la madera deberá secarse a un contenido de humedad apropiado y tan parecido como sea práctico al contenido de humedad en equilibrio promedio de la región en la cual estará la estructura.

La tabla 7.1 indica la relación existente entre humedad relativa, temperatura del bulbo seco y contenido de humedad en equilibrio de la madera maciza de coníferas. Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada y para madera maciza de latifoliadas se calculan de los datos de esta tabla como se indica al pie de la misma.

TABLA 7.1

CONTENIDO DE HUMEDAD EN EQUILIBRIO DE LA MADERA MACIZA DE CONIFERAS * DE ACUERDO CON LA HUMEDAD RELATIVA Y LA TEMPERATURA DE BULBO SECO

Humedad relativa (%)	Rango de temperatura del bulbo seco (°C)	Contenido de humedad en equilibrio ± 0.5 (%)
20	10 – 40	4
25	10 – 40	5
30	0 – 40	6
35	0 – 35	7
40	0 – 30	8
50	10 – 40	9
55	0 – 40	10
60	0 – 30	11
65	0 – 30	12
70	0 – 35	13
72	0 – 30	14
75	0 – 25	15
80	0 – 30	16
81	0 – 25	17
82	0 – 20	18
86	0 – 30	19
88	0 – 30	20

* Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada y madera maciza de latifoliadas son aproximadamente 2% más bajos que los dados en la tabla.

Si el contenido de humedad de la madera excede el límite indicado en estas normas para la madera seca (18% ± 2%), el material solamente podrá usarse si el riesgo de pudrición en el tiempo que dure el secado es eliminado.

La madera deberá ser almacenada y protegida apropiadamente, contra cambios en su contenido de humedad y daño mecánico, de tal manera que siempre satisfaga los requerimientos de la clase estructural especificada.

7.4 *Protección a la madera*

Se cuidará que la madera esté debidamente protegida contra cambios de humedad, insectos, hongos, y fuego durante toda la vida útil de la estructura. Podrá protegérsele ya sea por medio de tratamientos químicos, recubrimientos apropiados, o prácticas de diseño adecuadas.

Los preservadores solubles en agua o en aceite utilizados en la preservación de madera destinada a la construcción deberán cumplir con las especificaciones de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-178-1983 "Preservadores solubles en agua y en aceite" (ref 8).

Cuando se usen tratamientos a presión deberá cumplirse con la clasificación y requisitos de penetración y retención de acuerdo con el uso y riesgo esperado en servicio indicado por la Norma Oficial Mexicana NOM-C-332-1981 "Madera Preservada a Presión-Clasificación y Requisitos" (ref 9).

Para disminuir el riesgo de ataque por termitas se deberán tomar en cuenta las indicaciones para prevenir el ataque por termitas subterráneas y termitas de madera seca en construcciones con madera de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-222-1983 "Prevención de Ataque por Termitas" (ref 10).

7.5 *Tolerancias*

Las tolerancias en las dimensiones de la sección transversal de un miembro deberán conformar con los requerimientos prescritos en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-224-1983 "Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción" (ref 2). Cuando se utilicen miembros de dimensiones distintas a las especificadas en la norma, las dimensiones de la sección transversal de un miembro no serán menores que las de proyecto en más de 3 por ciento.

7.6 *Transporte y montaje*

El ensamblaje de estructuras deberá llevarse a cabo en tal forma que no se produzcan esfuerzos excesivos en la madera no considerados en el diseño. Los miembros torcidos o rajados más allá de los límites tolerados por las reglas de clasificación deberán ser reemplazados. Los miembros que no ajusten correctamente en las juntas deberán ser reemplazados. Los miembros dañados o aplastados localmente no deberán ser usados en la construcción.

Deberá evitarse sobrecargar, o someter a acciones no consideradas en el diseño a los miembros estructurales, durante almacenamiento, transporte y montaje, y esta operación se hará de acuerdo con las recomendaciones del proyectista.

8. RESISTENCIA AL FUEGO

8.1 *Medidas de protección contra fuego*

.1 Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera

Las especificaciones de diseño relacionadas con este inciso, deberán tomar como base las indicaciones de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-145-1982 "Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera" (ref 11).

8.1.2 Determinación de la resistencia al fuego de los elementos constructivos

La determinación de la resistencia al fuego de los muros y cubiertas deberá hacerse de acuerdo con lo especificado en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-307-1982 "Resistencia al fuego. Determinación" (ref 12).

8.1.3 Características de quemado superficial de los materiales de construcción

Las características de quemado superficial de los materiales utilizados como recubrimiento se deberán determinar de acuerdo a lo indicado en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-294-1980 "Determinación de las características del quemado superficial de los materiales de construcción" (ref 13).

8.2 *Diseño de elementos estructurales y ejecución de uniones*

8.2.1 Diseño de elementos estructurales aislados

En el diseño de elementos aislados deberá proporcionarse una resistencia mínima de 30 minutos a fuego, de acuerdo a lo especificado en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-307-1982 "Resistencia al fuego. Determinación" (ref 12), pudiendo emplearse métodos de tratamiento, recubrimientos, o considerando la reducción de sección de las piezas.

8.2.2 Ejecución de uniones

Cuando se diseñe una estructura con juntas que transfieran momentos o fuerzas concentradas importantes de un elemento a otro, se deberá tener especial cuidado en el comportamiento de dichas juntas, ya que como efecto de elevadas temperaturas, pueden presentarse asentamientos o plastificación parcial o total de los elementos de unión que causen redistribución de cargas.

REFERENCIAS

1. Dirección General de Normas. *Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales.* NOM-C-239-1985. México, D.F., 1985.
2. Dirección General de Normas. *Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción.* NOM-C-224-1983. México, D.F., 1983.
3. Dirección General de Normas. *Madera contrachapada de pino.* NOM-C-326-1978. México, D.F., 1978.
4. Dirección General de Normas. *Clavos cilíndricos.* NOM-H-64-1960. México, D.F., 1960.
5. Dirección General de Normas. *Tornillos con cabeza hexagonal.* NOM-H-47-1972. México, D.F., 1972.
6. Dirección General de Normas. *Tornillos de acero para madera.* NOM-H-23-1951. México, D.F., 1951.
7. Dirección General de Normas. *Láminas de acero al carbón galvanizadas por el proceso de inmersión en caliente para uso general.* NOM-B-9-1979. México, D.F., 1979.
8. Dirección General de Normas. *Preservadores solubles en agua y aceite.* NOM-C-178-1983. México, D.F., 1983.
9. Dirección General de Normas. *Madera preservada a presión. Clasificación y requisitos.* NOM-C-322-1981. México, D.F., 1981.
10. Dirección General de Normas. *Prevención de ataque por termitas.* NOM-C-222-1983. México, D.F., 1983.
11. Dirección General de Normas. *Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera.* NOM-C-145-1982. México, D.F., 1982.
12. Dirección General de Normas. *Resistencia al fuego. Determinación.* NOM-C-307-1982. México, D.F., 1982.
13. Dirección General de Normas. *Determinación de las características del quemado superficial de los materiales de construcción.* NOM-C-294-1980. México, D.F., 1980.

APENDICE I. CLASIFICACION VISUAL DE MADERAS LATIFOLIADAS PARA USOS ESTRUCTURALES

En este apéndice se presenta la Regla de Clasificación Visual para maderas latifoliadas de uso estructural. Las piezas de madera estructural son aquellos elementos de la construcción que están destinados a soportar esfuerzos en forma permanente y que requieren para su dimensio-

namiento de un proceso de análisis y diseño estructural. Tal es el caso de vigas y viguetas para pisos, entrepisos y techos, columnas, armaduras, pies derechos, etc.

Esta regla de clasificación visual y los valores de resistencia y rigidez especificados asociados a la misma, son el resultado de investigaciones realizadas en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Yucatán en colaboración con el Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la Madera de INIREB y el Departamento de Materiales de la Universidad Autónoma Metropolitana Atzcapotzalco. Como parte de estas investigaciones se han llevado a cabo numerosos ensayes de flexión en piezas de tamaño comercial que han permitido evaluar la influencia de los defectos en la rigidez y resistencia de las piezas.

La clasificación visual implica una verificación de la magnitud de los defectos en cada pieza, según se especifica en la regla de clasificación.

Se considerará una pieza aceptable si la magnitud de los defectos en cada pieza no excede las dimensiones establecidas en la regla.

Esta regla de clasificación visual es aplicable a maderas latifoliadas cepilladas, en condición seca.

Definiciones

Acebolladura

Es la desunión de dos anillos de crecimiento contiguos.

Alabeo

Curvatura de una pieza de madera por la deformación de uno de sus planos longitudinal o transversal o de ambos.

Acanalamiento (abarquillado)

Alabeo en la dirección transversal.

Arqueamiento

Alabeo en la dirección longitudinal.

Encorvadura

Alabeo de los cantos en sentido longitudinal.

Torcedura (espiralada)

Alabeo simultáneo en las direcciones longitudinal y transversal.

Arista faltante (gema)

Falta de una arista en una pieza de madera.

Calificación

Consiste en determinar y juzgar la magnitud y el efecto que tienen las características o defectos de la madera sobre sus propiedades mecánicas.

Clasificación

Selección de las piezas de madera en grupos, por grado de calidad, de acuerdo con criterios preestablecidos.

Defectos

Cualquier alteración de la madera que afecta las propiedades físicas, mecánicas y/o químicas determinando generalmente una limitación en su uso.

Duramen quebradizo

Zona del duramen que presenta grietas o separaciones en la madera debidas a esfuerzos internos de la madera del árbol al ser éste aserrado.

Fallas de compresión

Deformaciones o roturas de las fibras de la madera como resultado de una compresión o flexión excesivas de árboles en pie causadas por su propio peso o por acción de fuertes fenómenos atmosféricos.

Fibra

Disposición longitudinal con respecto al eje axial de los elementos constitutivos de la madera, cuya dirección puede ser: recta, inclinada, en espiral o entrelazada.

Inclinación de la fibra

Desviación angular de la disposición de los elementos constitutivos con respecto al eje longitudinal del árbol o con respecto al canto de una pieza.

Mancha

Cambios en el color de la madera que no afectan la estructura leñosa y se producen por acción de los hongos.

Médula incluida

Está conformada por los anillos de crecimiento iniciales del tronco. Se considera un defecto por representar una zona débil y fácilmente degradable, susceptible a ataque de hongos e insectos.

Nudos

Porciones de madera dura y compacta pertenecientes a ramas que quedaron incluidas en el tronco.

Nudo hueco

Espacio vacío o hueco dejado por un nudo al desprenderse de la madera. Al nudo suelto o con deterioro se le debe considerar como nudo hueco.

Nudo sano

Porción de rama entrecruzada con el resto de la madera que no se soltará o aflojará durante los procesos de secado y uso. No presenta rasgos de deterioro ni de pudrición.

Nudos arracimados

Dos o más nudos agrupados por las fibras desviadas que los rodean y alteran en gran proporción el hilo de toda la pieza. A todo el racimo se le considera como una unidad de nudo.

Perforación

Presencia de galerías en la madera producidas por diferentes animales.

Pudrición

Descomposición gradual de la sustancia leñosa, por la acción de hongos destructores de la madera.

Regla de Clasificación Estructural para Maderas Latifoliadas

Acanalamiento

Se permite en forma leve, no mayor de 2% del ancho de la pieza.

Acebolladura

Se permite sobre una sola cara, hasta en un cuarto de la longitud de la pieza, si tiene una profundidad menor a 3 mm.

Arqueamiento

Se permiten menos de 20 mm en cada 2 m de longitud de la pieza para madera de 38 mm de grueso. Se permite únicamente la mitad de esta cantidad para madera de 88 mm de grueso.

Arista faltante o gema

Se permite en una sola arista, no más de ¼ del grosor o del ancho, dependiendo de la superficie en la cual ocurra.

Duramen quebradizo

No se permite.

Encorvadura o alabeo de canto

Se permiten menos de 10 mm en cada 2.m de longitud de la pieza para madera de 88 mm de ancho. Se permite únicamente la mitad de esta cantidad para madera de 290 mm de ancho.

Fallas de compresión

No se permiten.

Grietas

Se permiten con distribución moderada. La suma de sus profundidades medidas desde ambos lados no debe exceder ¼ del grosor de la pieza.

Inclinación de la fibra

Se permite una inclinación hasta de 1:8 en cualquier parte de la pieza.

Manchas

Se permiten, siempre que sean únicamente cambios de color no relacionados con pudrición.

Médula incluida

No se permite.

Nudos arracimados

No se permiten.

Nudo hueco

Se permiten con un diámetro máximo de 4 cm en las caras o un sexto de ancho de la cara, lo que resulte menor. No se permite en los cantos.

Nudo sano

Se permiten con un diámetro máximo de 6 cm en las caras o un cuarto del ancho de la cara, lo que resulte menor. No se permiten en los cantos.

Perforaciones grandes (agujeros de larvas)

Se permiten hasta dos agujeros en un cuadro de 6 × 6 cm. No debe haber infestación activa.

Perforaciones pequeñas (ataque de insectos)

Se permiten hasta diez perforaciones en un cuadro de 6 × 6 cm. No debe haber infestación activa.

Pudrición

No se admite en ningún grado de avance.

Rajaduras

Se permiten solamente en uno de los extremos y de una longitud no mayor de 1.5 veces el ancho de la pieza. No se permiten en las aristas.

Torcedura

Se admiten menos de 1.5 mm por cada 25 mm de ancho de la pieza en una longitud de 2 m. Se admite en una sola arista.

Si dentro de cualquiera de los siguientes grupos se presenta más de un defecto en el máximo tolerable, la pieza deberá ser rechazada.

a) Acanalamiento, arqueamiento, encorvadura y torcedura

b) Inclinación general de la fibra, nudos

c) Rajaduras, grietas, acebolladuras

d) Perforaciones pequeñas, perforaciones grandes.

La pieza también deberá ser rechazada si la inclinación de la fibra es la máxima tolerable en la cara y en el canto que forman una misma arista.

APENDICE II. PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCION PARA UNA SERIE DE COMBINACIONES ADECUADAS DE CHAPAS PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

II.1 *Aplicación*

En este apéndice se presentan las propiedades efectivas de la sección que pueden ser utilizadas en el diseño estructural con placas de madera contrachapada.

Las placas de madera contrachapada pueden ser fabricadas con un número de combinaciones diferentes de chapas, para cada uno de los diversos grosores nominales de las placas. Se entiende por grosor nominal, la designación comercial del grosor de las placas o de las chapas. El grosor real de las placas puede variar ligeramente, dependiendo de la tolerancia en manufactura y la combinación de chapas empleada.

Para determinar las propiedades de las diferentes secciones incluidas en este apéndice se consideraron chapas con grosores nominales comerciales disponibles en México actualmente. Se incluyen únicamente las cuatro combinaciones que se estima son más convenientes para el uso estructural, de los seis grosores nominales comerciales más comúnmente producidos en el país.

Las propiedades de la sección dadas en la tabla AII.2 son para diseños realizados de acuerdo con las especificaciones de estas Normas y para placas de madera contrachapada de una calidad y comportamiento estructural que cumplan con los requisitos del inciso 4.1 de las mismas.

II.2 *Propiedades de la Sección*

Las propiedades de la sección incluidas en la Tabla AII.2 para flexión, tensión, compresión y cortante en el plano de las chapas se calcularon considerando únicamente las chapas con la fibra paralela a la dirección del esfuerzo. Para tomar en cuenta la contribución de las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo, se multiplicaron los valores de las propiedades así obtenidos por las constantes C de la Tabla AII.1. Para lo cálculos de resistencia a cortante a través del grosor deberá utilizarse el área total de la sección transversal de la placa de madera contrachapada.

El cálculo de las propiedades de esta sección se realizó utilizando el siguiente procedimiento:

— La suma de los grosores nominales de las chapas para una combinación particular se disminuyó en 0.8 mm en forma simétrica, para tener en cuenta las tolerancias en grosor comunes en procesos de fabricación con control de calidad adecuado. Al valor del grosor disminuido se le llama grosor neto. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores paralelas al esfuerzo se consideró que las chapas con menor grosor eran las exteriores. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo, se tomaron como grosores disminuidos, los de las chapas transversales contiguas a las exteriores. En ambos casos el cálculo resulta en la condición más conservadora.

TABLA AII.1 VALORES DE C PARA OBTENER LAS PROPIEDADES EFECTIVAS DE LAS PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

Número de chapas	Orientación	Módulo de sección	Momento de inercia
3 chapas	90°	2.0	1.5
4 chapas y más	90°	1.2	1.2
Todas las chapas	0°	1.0	1.0

Los grosores de las chapas consideradas se mantuvieron dentro de los siguientes límites:

1.	Grosor mínimo de chapa	2.54 mm (excepto como se indica en 4, 5 y 6)
2.	Grosor máximo de chapas exteriores	3.18 mm (excepto como se indica en 7)
3.	Grosor máximo de chapas interiores	6.35 mm
4.	Chapas transversales que pueden usarse en placas con 5 chapas de 12 mm de grosor	2.12 mm
5.	Cualquier chapa que se desee en placas con 5 chapas con grosor menor que 12 mm	1.59 mm
6.	Chapas centrales en placas de 5 chapas	1.59 mm
7.	Las placas de 5 chapas con 19 mm de grosor nominal deberán tener todas las chapas del mismo grosor	3.97 mm

TABLA AII.2 GROSORES DE LAS CHAPAS Y PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCION PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA SIN PULIR

						PROPIEDADES DE LA SECCION POR UN METRO DE ANCHO									
						CHAPAS EXTERIORES PARALELAS AL ESFUERZO					CHAPAS EXTERIORES PERPENDICULARES AL ESFUERZO				
		GROSOR DE LAS CHAPAS													
GROSOR NOMINAL	NUMERO DE CHAPAS	CHAPAS EXTERIORES	CHAPAS TRANSVERSALES	CENTROS	GROSOR NETO	GROSOR EFECTIVO	AREA EFECTIVA	MODULO SECCION EFECTIVO	MOMENTO INERCIA EFECTIVO	CONSTANTE PARA CORTANTE POR FLEXION	GROSOR EFECTIVO	AREA EFECTIVA	MODULO SECCION EFECTIVO	MOMENTO INERCIA EFECTIVO	CONSTANTE PARA CORTANTE POR FLEXION
					t	t_p	A_1	S_1	I_1	$\frac{I\ b}{Q}$	t_p	A_1	S_1	I_1	$\frac{I\ b}{Q}$
mm		mm	mm	mm	mm	cm	cm^2	cm^3	cm^4	cm^2	cm	cm^2	cm^3	cm^4	cm^2
9	3	3.18	2.54	---	8.10	0.43	42.86	8.57	3.20	56.11	0.17	17.46	1.52	0.07	---
9	3	3.18	3.18	---	8.74	0.56	55.66	12.14	5.31	63.96	0.24	23.86	2.85	0.17	---
9	5	1.59	1.59	2.54	8.10	0.49	49.26	7.44	3.02	61.17	0.24	23.86	4.19	1.03	46.32
9	5	2.12	2.12	1.59	9.27	0.50	50.36	10.85	5.03	73.77	0.34	34.46	4.91	1.24	43.34
12	3	3.18	6.35	---	11.90	0.56	55.66	20.08	11.97	94.16	0.56	55.55	15.43	2.14	---
12	5	2.54	2.54	1.59	10.95	0.59	58.76	15.55	8.52	87.30	0.43	42.86	6.77	1.99	49.72
12	5	2.54	2.12	2.54	11.06	0.68	68.26	15.96	8.83	85.19	0.34	34.46	5.52	1.98	53.94
12	5	3.18	2.12	1.59	11.39	0.72	71.56	18.81	10.72	87.11	0.34	34.46	4.91	1.24	43.34
16	5	2.54	3.18	3.97	14.61	0.83	82.56	23.75	17.36	113.18	0.56	55.66	16.88	8.05	85.63
16	5	2.54	3.97	2.54	14.76	0.68	68.26	23.53	17.37	121.23	0.71	71.46	18.43	8.92	81.71
16	5	3.18	3.97	1.59	15.08	0.72	71.56	28.47	21.49	123.15	0.71	71.46	15.17	6.63	71.85
16	5	3.18	3.18	3.18	15.08	0.87	87.46	28.81	21.76	118.18	0.56	55.66	14.56	6.37	76.75

(cont...)

TABLA AII.2 (...CONT) GROSORES DE LAS CHAPAS Y PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCION PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA SIN PULIR

						PROPIEDADES DE LA SECCION POR UN METRO DE ANCHO									
						CHAPAS EXTERIORES PARALELAS AL ESFUERZO					CHAPAS EXTERIORES PERPENDICULARES AL ESFUERZO				
		GROSOR DE LAS CHAPAS													
GROSOR NOMINAL	NUMERO DE CHAPAS	CHAPAS EXTERIORES	CHAPAS TRANSVERSALES	CENTROS	GROSOR NETO t	GROSOR EFECTIVO t_p	AREA EFECTIVA A_1	MODULO SECCION EFECTIVO S_1	MOMENTO INERCIA EFECTIVO I_1	CONSTANTE PARA CORTANTE POR FLEXION $\frac{I\,b}{Q}$	GROSOR EFECTIVO t_p	AREA EFECTIVA A_1	MODULO SECCION EFECTIVO S_1	MOMENTO INERCIA EFECTIVO I_1	CONSTANTE PARA CORTANTE POR FLEXION $\frac{I\,b}{Q}$
mm		mm	mm	mm	mm	cm	cm^2	cm^3	cm^4	cm^2	cm	cm^2	cm^3	cm^4	cm^2
19	5	3.97	3.97	3.97	19.05	1.11	111.16	46.29	44.11	148.86	0.71	71.46	23.59	13.11	97.29
19	7	2.54	2.54	3.18	18.26	1.06	106.46	36.96	33.76	148.86	0.68	68.26	24.33	16.04	126.92
19	7	2.54	3.18	2.54	18.90	0.94	93.66	36.71	34.70	137.56	0.87	87.46	30.55	21.12	126.97
19	7	3.18	2.54	3.18	19.54	1.19	119.26	46.25	45.20	139.41	0.68	68.26	24.33	16.04	126.92
22	5	2.54	5.56	5.56	20.95	0.98	98.46	37.74	39.56	164.61	1.63	103.26	48.31	38.37	138.62
22	5	3.18	4.76	6.35	21.43	1.19	119.16	47.50	50.91	164.24	0.87	87.26	42.06	31.71	136.66
22	7	3.18	2.54	3.97	21.12	1.35	153.06	53.62	56.64	147.31	0.68	68.26	23.53	20.85	145.47
22	7	2.54	3.97	2.54	21.27	0.94	93.66	42.34	45.05	156.57	1.11	111.16	44.08	35.70	145.58
25	5	3.18	6.35	6.35	24.61	1.19	119.16	55.92	68.83	194.30	1.19	119.06	63.85	59.28	159.16
25	7	2.54	4.76	3.18	24.92	1.06	106.46	57.23	66.34	179.13	1.35	134.86	66.00	65.50	178.91
25	7	3.18	3.97	3.18	23.83	1.19	119.26	59.32	70.70	173.86	1.11	111.16	49.19	42.98	160.31
25	7	3.18	3.18	4.76	24.62	1.51	150.86	67.86	83.55	169.51	0.87	87.46	44.65	40.79	178.80

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:
CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992

C I M B R A S

(ANEXO)

ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

estas presiones son de 10 a 20 por ciento mayores que las que resultan cuando el concreto es varillado, porque entonces el concreto tiende a portarse como un fluido en toda la profundidad de vibración; el revibrado y la vibración externa producen cargas aún mayores. Durante el revibrado se han observado presiones de hasta 4800 Kg/m^2 por metro de profundidad del concreto (el doble de la presión hidrostática del concreto).

La vibración externa hace que la forma golpee contra el concreto causando gran variación en la presión lateral. Las tablas que se incluyen en las ayudas de diseño, están calculadas únicamente para vibración interna.

Hay otras variables que influyen en la presión lateral, como son: el revenimiento, cantidad y localización del acero de refuerzo, temperatura ambiente, tamaño máximo del agregado, procedimiento de colado, rugosidad y permeabilidad de la cimbra, etc. Sin embargo, con las prácticas usuales de colado estas variables son poco significativas y su efecto es generalmente despreciado.

Como ya dijimos, la presión está en función directa de la velocidad de colado y en función inversa de la temperatura del concreto. Se han propuesto muchas fórmulas para la presión lateral del concreto y probablemente las más seguras y conocidas son las del American Concrete Institute, publicadas por el comité 347 del A.C.I.

Estas fórmulas son:

A) Para muros, con una velocidad vertical de colado (R) menor o igual a 2metros/h:

$$P = 730 + \frac{80,000\ R}{17.8 + T}$$

Con un máximo de 10,000 Kg/m^2 y un mínimo de 3,000 Kg/m^2, pero en ningún caso mayor de wh.

B) Para muros con una velocidad vertical de colado de 2 a 3 metros/h:

$$P = 730 + \frac{118,000}{17.8 + T} + \frac{24,900\ R}{17.8 + T}.$$

Con un máximo de 10,000 Kg/m^2 y un mínimo de 3,000 Kg/m^2 pero en ningún caso mayor de wh.

C) Para columnas.

$$P = 730 + \frac{80,000\ R}{17.8 + T}$$

Con un máximo de 15,000 Kg/m^2 y un mínimo de 3,000 Kg/m^2 pero en ningún caso mayor de wh.

En las fórmulas anteriores:

P= Presión lateral del concreto (Kg/m^2).

R= Velocidad vertical de colado (m/h).

T= Temperatura vertical de colado (°C).

w= Peso volumétrico del concreto (Kg/m^3).

h= Altura del concreto fresco (m).

Estas fórmulas se representan numéricamente en las tablas V - 4 y V - 5

CAPITULO IV

EJEMPLOS

IV.1 DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA MURO

Datos:

- El muro tendrá 4.50 m. de altura.
- El colado se hará a razón de R = 1.00 m/h con vibrador.
- El colado se efectuará en verano en San Luis Potosí, S.L.P., T = 20°C (ver mapas en V-13.)
- La cimbra se usará una sola vez por lo que los esfuerzos admisibles se podrán incrementar 25%.
- Se cuenta con hojas de triplay de 3/4" (1.9 cm.) de espesor, con γ = 0.6 que miden 1.20 x 1.40 m. y tensores de 2,000 Kg. de capacidad.

Solución:

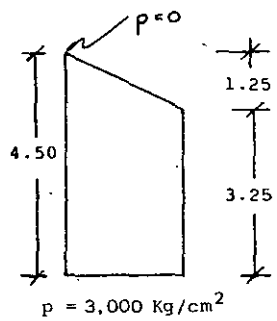
a) Determinación de la presión lateral máxima.

De la tabla V-4 para R = 1.00 m/h y T = 20°C tendremos:

P máx: 3,000 Kg/m2

Profundidad a la que se alcanza la máxima presión:

$\frac{3,000}{2400}$ = 1.25 m.



b) Tablado vertical.- El triplay será del mismo espesor en toda la altura y los apoyos se espaciarán uniformemente, de acuerdo a sus dimensiones. El triplay se colocará en el sentido más resistente, es decir, con la fibra paralela al claro; ésto significa colocar la dimensión de 2.40 m. horizontal, actuando como losa contínua.

Revisión por flexión:

$$M \text{ máx.} = \frac{\omega l^2}{10}$$

donde:

ω: Carga uniformemente distribuida en Kg/m

l : Claro en m.

M : momento flexionante en Kg-m

por lo que para obtener M en Kg - cm:

$$M = \frac{\omega l^2}{10} \times 100 = 10\omega l^2$$

Momento resistente:

$$Mr = fs$$

donde:

s : módulo de sección en cm^3

f : esfuerzo admisible en flexión en Kg/cm2

Mr : momento resistente en Kg - cm.

igualando momentos:

$$fs = 10\omega l^2$$

de donde:

$$l = \sqrt{\frac{fs}{10\omega}} = \quad 0.32\sqrt{\frac{fs}{\omega}}$$

de la tabla v - 8, basada en el Reglamento de Construcciones del D.F., tendremos: $f = 196\gamma$ (γ = Densidad de la madera).

Suponiendo $\gamma = 0.6$ (por ser triplay):

$f = (196)\ (0.6) = 120$ Kg/cm2

Como la cimbra se usará una vez, se incrementa el esfuerzo admisible en un 25%:

fad. = (120) (1.25) = 150 Kg/cm2

por otro lado, consideramos s para 1.00 m. de ancho, de la tabla V - 1, tendremos:

s= (100) (0.3598) = 35.98 cm3 por lo que finalmente, tendremos:

$$l = 0.32\sqrt{\frac{(150)\ (35.98)}{3{,}000}} = 0.43 \text{ m.}$$

l máxima por flexión = 0.43 m.

<u>Revisión por flecha:</u>

considerando y máx. $= \dfrac{3\omega l^4}{384\ E\ I} \times 10{,}000$

y máx. admisible $= \dfrac{l}{360}$

donde:

y máx : flecha máxima en m.
l : claro en m.
E : Módulo de elasticidad en Kg/cm^2
I : Momento de inercia en cm^4.

igualando flechas:

$$\frac{l}{360} = \frac{3\ \omega l^4}{384\ EI} \times 10\ 000$$

$$= 0.033\sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}}$$

de la tabla V-8 : E = 196 000 γ:

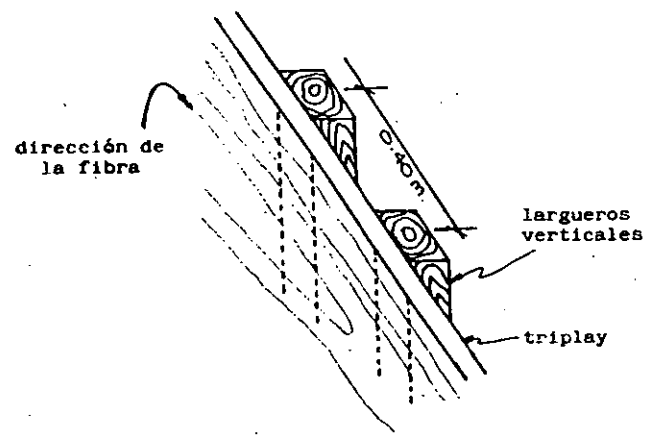
E = (196 000) (0.6) = 117 600 Kg/cm^2

de la tabla V - 1, I = 0.3413 cm^4; considerando un metro de ancho:

I = (100) (0.3413) = 34.13 cm^4

finalmente: $l = 0.033\sqrt[3]{\dfrac{117{,}600 \times 34.13}{3{,}000}} = 0.36$ m

será aceptable usar espaciamientos de 0.40 m. para los largueros verticales, 6 espacios exactos de 0.40 m que tienen de largo los paneles de triplay.



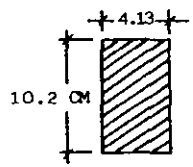
C) Dimensionamiento de largueros y espaciamiento de vigas madrinas.

Se pueden fijar las medidas de los largueros y calcular el claro máximo admisible que será el espaciamiento de madrinas, o se puede fijar el espaciamiento de madrinas y calcular las medidas necesarias de los largueros.

En este caso, fijaremos largueros de 2" x 4" por flexión:

$$l\ máx = 0.32 \sqrt{\frac{fs}{\omega}}$$

el ancho efectivo de largueros de 2" x 4" es 1 5/8", por lo que tendremos (ver tabla V - 14) :



$$I = \frac{4.13 \times 10.2^{3}}{12} = 365.23$$

$$s = \frac{I}{h/2} = \frac{I}{5.1} = \frac{365.23}{5.1}$$

$$s = 71.61\ cm^3$$

$f = 196\gamma = (196)\ (0.4) = 80\ Kg/cm^2$ (considerando $\gamma = 0.4$ por usarse madera diferente al triplay)

$fad. = 80 \times 1.25 = 100\ Kg/cm^2$

$\omega = 3{,}000 \times 0.40 = 1{,}200\ Kg/m.$

$$l\ máx. = 0.32 \sqrt{\frac{100 \times 71.61}{1{,}200}} = 0.78\ m.$$

por flecha:

$E = 196{,}000\ \gamma = 196{,}000 \times 0.4 = 78{,}400\ Kg/cm^2$

$$l\ máx. = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{\omega}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{78{,}400 \times 365.23}{1{,}200}}$$

$$l\ máx = 0.95\ m$$

revisión por corte:

$$v = \frac{3\ V}{2bh}$$

$V = 0.6\,\omega l$ (viga contínua con 3 o más claros)

$$v = \frac{3}{2bh}\ (0.6\,\omega l)$$

$$l\ máx = 1.11\ \frac{bhv}{\omega}$$

de la tabla v-8, el esfuerzo de corte admisible $= 35\gamma$

$v = (35)\ (0.4) = 14\ Kg/cm^2.$

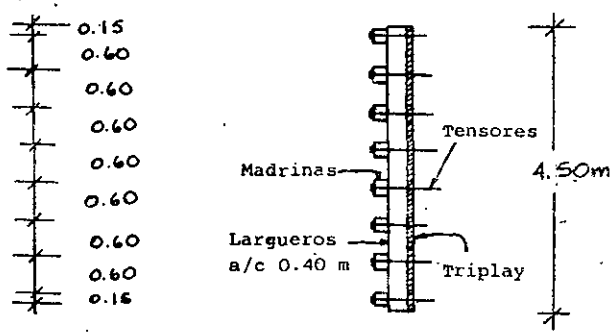
Por un solo uso:

$$v = 14 \times 1.25 = 17.50\ Kg/cm^2$$

$$l = 1.11 \times \frac{4.13 \times 10.2 \times 17.5}{1{,}200} = 0.68\ m$$

El claro máximo será de 0.68 por cortante.

Se usará la siguiente distribución:



d) Espaciamiento de tensores y dimensionamiento de vigas madrinas.

Carga en madrinas = (3,000) (0.60) = 1,800 Kg/m

Espaciamiento de tensores: $c = \frac{2000 \text{ Kg}}{1{,}800 \text{ Kg/m}} = 1.10$ m

Se usarán tensores @ 1.10 y este será el claro de las vigas madrinas.

Dimensionamiento de vigas madrinas.

por flexión.

$$l = 0.32 \sqrt{\frac{fS}{\omega}}$$

despejando: $s = \frac{10\ \omega l^2}{f} = \frac{10 \times 1{,}800 \times 1.10^2}{100} = 217.8 cm^3$

sabemos que:

$$l = 1.11 \frac{bh\ v}{\omega}$$

despejando:

$$bh = \frac{\omega\ l}{1.11 v} = \frac{1{,}800 \times 1.10}{1.11 \times 17.5} = 101.9\ cm^2$$

se necesitan madrinas con las siguientes características:

$S = 217.8\ cm^3$

$bh = 101.9\ cm^2$

Se acostumbra colocar las vigas madrinas en pares para evitar la perforación para los tensores, por lo tanto usaremos un par de vigas iguales con:

$S = 217.8 / 2 = 108.9\ cm^3$

$bh = 101.9 / 2 = 50.9\ cm^2$

En la tabla V-14 vemos que dos vigas de 2" x 6" son suficientes. También lo son dos vigas de 3" x 4" (6.67 x 10.2) y ambas tienen la misma área y por lo tanto cuestan lo mismo por lo que se puede usar cualquiera de las dos. Usaremos estas últimas, porque al ser menos esbeltas - tienen menos tendencia al volteo y evitaremos el uso de cartabones.

e) Revisión por compresión en apoyos

Los puntos que deberán ser investigados en diseño serán los apoyos de largueros en vigas madrinas_

y apoyos de éstas en placas de tensores.

Esfuerzos de compresión admisibles perpendicular a la fibra:

$C = 54.2\ \gamma$ (Reglamento D.D.F., tabla V-8)

$C = (54.2)\ (0.4) = 21.68\ Kg/cm^2$

$Cad. = 1.25 \times 21.68 = 27.10\ Kg/cm^2$

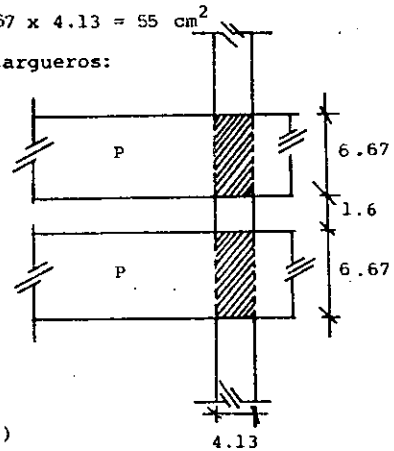
El esfuerzo en apoyos de largueros sobre vigas - madrinas será como sigue:

Area de apoyo = $2 \times 6.67 \times 4.13 = 55\ cm^2$

Carga transmitida por largueros:

$R = 3{,}000 \times 0.40 \times 0.60 = 720\ Kg$

$f = \frac{720}{55} = 13\ Kg/cm^2 < 27.1\ Kg/cm^2$



Apoyo de tensores:

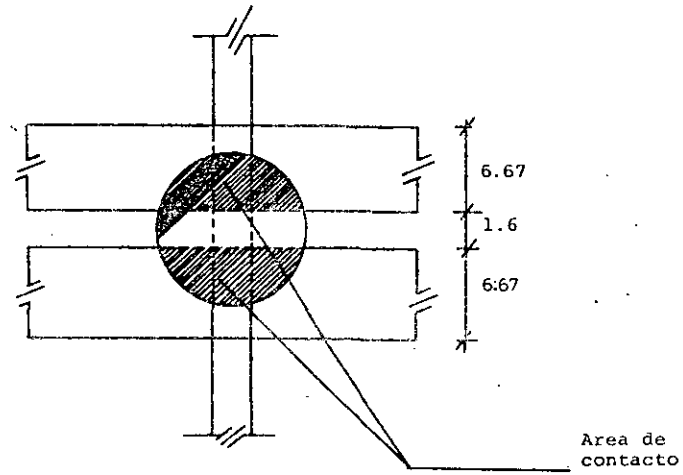
T = 2000 Kg.

Area requerida = $\frac{2000}{27.10} = 73.8\ cm^2$

Usar arandela 4½" (11.4 cm)

Area de contacto:

$\frac{\pi D^2}{4} - 1.6 \times D = 83.8$; $f = \frac{2000}{83.8} = 23.8\ Kg/cm^2 < 27.1$



IV.2 DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA LOSA

La losa será de 20 cm. de espesor, concreto normal 2,400 Kg/m^3. La cimbra se usará varias veces.

Altura libre piso a techo 2.40 m.

Tablero de losa de 4.50 x 4.50 mts.

a) Cargas de diseño.

Peso propio $2{,}400 \times 0.20 = 480$

Carga viva* $= \frac{200}{680}\ Kg/m^2$

* Puede ser 100 Kg/m^2, más una carga concentrada de 100 Kg. en el lugar más desfavorable.

TABLA V - 4

PRESIONES HORIZONTALES PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE MUROS.

Velecidad vertical de colado (m/h)	Presión lateral (Kg/m^2) para la temperatura indicada					
	30°	25°	20°	15°	10°	5°
0.50	3,000	3,000	3,000	3,000	3,000	3,000
0.75	3,000	3,000	3,000	3,000	3,000	3,360
1.00	3,000	3,000	3,000	3,170	3,610	4,240
1.25	3,000	3,065	3,375	3,780	4,325	5,115
1.50	3,240	3,535	3,905	4,390	5,050	5,990
1.75	3,660	4,000	4,435	5,000	5,765	6,870
2.00	4,080	4,470	4,965	5,610	6,485	7,750
2.50	4,500	4,940	5,500	6,225	7,215	8,635
2.75	4,631	5,085	5,665	6,415	7,440	8,910
3.00	4,760	5,230	5,830	6,600	7,660	9,180

NOTA: No utilizar presiones de diseño mayores de 10,000 Kg/m^2, ni menores de 3,000 Kg/m^2 y en ningún caso mayores que el peso volumétrico por la altura del concreto fresco.

TABLA V - 5

PRESION HORIZONTAL PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE COLUMNAS

Velocidad vertical de colado (m/h)	Presión lateral (Kg/m^2) para la temperatura indicada					
	30°C	25°C	20°C	15°C	10°C	5°C
0.50	R I G E	E L	M I N I	M O		3,000
0.75				3,000	3,000	3,360
1.00		3,000	3,000	3,170	3,610	4,240
1.25	3,000	3,065	3,375	3,780	4,325	5,115
1.50	3,240	3,535	3,905	4,390	5,050	5,990
1.75	3,660	4,000	4,435	5,000	5,765	6,870
2.00	4,080	4,470	4,965	5,610	6,485	7,750
2.50	4,915	5,400	6,020	6,830	7,925	9,500
3.00	5,750	6,340	7,080	8,045	9,360	11,260
3.50	6,590	7,270	8,135	9,265	10,800	13,010
4.00	7,425	8,205	9,200	10,485	12,240	14,765
4.50	8,260	9,140	10,255	11,705	13,680	15,000
5.00	9,100	10,075	11,310	12,925	15,000	
6.00	10,770	11,945	13,430	15,000		
7.00	12,445	13,815	15,000			
8.00	14,120	15,000	R I G E	E L	M A X I	M O .
9.00	15,000					

NOTA: No utilizar presiones de diseño mayores de 15,000 Kg/m^2, y en ningún caso mayores que el peso volumétrico por la altura del concreto fresco.

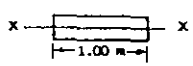
T A B L A V-14

DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE PIEZAS CEPILLADAS DE MADERA

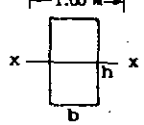
DIMENSION NOMINAL	DIMENSION EFECTIVA		bh	s_x	I_x
	PULGADAS	CM	CM^2	CM^3	CM^4
Tablones:					
3/4"	20/32	1.59		42.1	33.5
1"	25/32	1.98		65.3	64.7
1 1/2"	1 5/16	3.33		184.8	307.7
2"	1 5/8	4.13		284.3	587.0
3"	2 5/8	6.67		741.5	2472.8
4"	3 5/8	9.21		1413.7	6510.2
Piezas Cuadradas:					
2 x 2	1 5/8 x 1 5/8	4.13 x 4.13	17.1	11.7	24.2
3 x 3	2 5/8 x 2 5/8	6.67 x 6.67	44.5	49.5	164.9
4 x 4	3 5/8 x 3 5/8	9.21 x 9.21	84.8	130.2	599.6
Piezas Rectangulares:					
2 x 4	1 5/8 x 4	4.13 x 10.2	42.1	71.6	365.2
2 x 6	1 5/8 x 6	4.13 x 15.2	62.8	159.0	1,208.6
2 x 8	1 5/8 x 8	4.13 x 20.3	83.8	283.7	2,879.1
2 1/2 x 8	2 5/16 x 8"	5.87 x 20.3	119.2	403.2	4,092.1
3 x 4	2 5/8 x 4	6.67 x 10.2	68.0	115.7	589.9
3 x 6	2 5/8 x 6	6.67 x 15.2	101.4	256.8	1,952.0
4 x 6	3 5/8 x 6	9.21 x 15.2	140.0	354.6	2,695.3
4 x 8	3 5/8 x 8	9.21 x 20.3	187.0	632.6	6,420.5

Para I y S se consideraron las siguientes secciones:

En tablones:



En piezas rectangulares:



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Del 29 de junio al 3 de julio de 1992.

CONCRETO PREEMPACADO

ING. FRANCISCO MENDOZA VON BORSTEL

JUNIO - JULIO 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA. U.N.A.M.

CURSO: CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO, JULIO DE 1991

TEMA: CONCRETO PREEMPACADO.

PROF. ING. FRANCISCO MENDOZA von BORSTEL.

Se describe así a un concreto de granulometría discontínua en los agregados, que se obtiene al llenar, mediante inyección de mortero fino los espacios intergranulares de la grava gruesa que previamente se coloca en su sitio definitivo dentro de los moldes del colado. Con este concreto se logra un llenado más minucioso de los moldes, puesto que lo que se cuela es propiamente un fluído y no una pasta como en el concreto común. Por otra parte se reducen o eliminan los efectos de contracciones debido a que hay previo contacto intergranular en el agregado grueso.

Este sistema se usó desde 1909 según el A.C.I., de junio de 1959 en la Presa de Assuan para aumentar su altura; a partir de esta fecha se ha empleado con mucha frecuencia en los Estados Unidos. Ver revista del A.C.I., correspondiente a junio de 1959.

La Compañía "Instruction Prepakt Co.", de Cleveland, Ohío, tiene patentado un sistema y detalles de proceso o equipo, pero de ninguna manera restringe el inyectar grava con mortero de agua, cemento, arena y aditivos de composición o -

empleo conocidos. En consecuencia, solamente cuando se emplean los procedimientos y los materiales amparados por la patente de esta Compañía se tendrán que pagar los derechos respectivos.

La Compañía Concrete Limited, usa el sistema de inyectar el agregado grueso pero considera indeseable el empleo de aditivos retardantes y dispersantes ; por medio de un agitador se produce mecánicamente una dispersión muy completa de las partículas de cemento, aumentando así la rentabilidad de las mezclas, reduciendo su tendencia a la sedimentación y facilitando el bombeo y la penetración del mortero en los huecos de la grava, para obtener un completo relleno de los mismos.

El concreto preempacado toma el nombre del método especial con que se hace: Primero se empacan los moldes con el agregado grueso y posteriormente se introduce el mortero cementante: El método y algunos de los materiales están patentados en Estados Unidos y algunos otros países. La "intrusion Prepakt Company" de Cleveland, Ohio, tiene la patente básica para cierta combinación de aditivos para el mortero. El método de colocación se presta por su propia naturaleza para atacar problemas especiales de construcción, que resultan extremadamente difíciles de resolver usando el concreto convencional . Los métodos del

concreto preempacado se adaptan especialmente a construcciones y reparaciones bajo el agua.

El concreto preempacado se fabrica con agregado grueso -- limpio, clasificado y con determinada granulometría que - se coloca en los moldes hasta llenarlos totalmente. Posteriormente se introduce en los vacíos del agregado grueso el mortero cementante que contiene cemento portland, - arena, puzolana y aditivos. Como resultado del procedi-- miento de construcción, el concreto preempacado tiene la- característica especial de que todo grano del agregado -- grueso tiene puntos de contacto, (cosa que no sucede con - el concreto común) razón por la cual se obtiene una gran - estabilidad en el volumen de la masa. Adicionalmente el - concreto preempacado resulta con un contenido mayor de - - agregado grueso que el concreto convencional. Por lo que respecta a la pasta aglutinante, y gracias a los aditivos- se mejoran sus propiedades de adherencia, estabilidad volumétrica y resistencia, cualidades todas que contribuyen a- mejorar la calidad final de este tipo de concreto.

El concreto preempacado se ha usado en muchos tipos de -- obras. El Bureau of Reclamation lo usó primeramente en la reparación del vertedor Arizona en la presa Hoover por su baja contracción y sus buenas cualidades de adherencia. -- Las ventajas del método bajo ciertas condiciones han atraído el interés de varios laboratorios y han originado exten

sus investigaciones de laboratorio. Estos programas de las pruebas de laboratorio incluyen la investigación de la resistencia a la adherencia, contracción de secado, su durabilidad en ciclos de congelación y deshielo, investigaciones de mezclas apropiadas, el uso de puzolanas y aditivos, desarrollo de equipo, técnicas de aplicación y los efectos de temperatura.

Agregado grueso.

En general, el tamaño mínimo del agregado grueso no será menor de 1/2" y estará graduado, hasta incluír el tamaño máximo que pueda ser colocado económicamente en las formas sin segregación; generalmente este tamaño es de 4". Preferentemente los agregados deben ser duros y no susceptibles a una rotura excesiva y desgaste durante el manejo y compactación. El contenido de vacíos del agregado grueso, al colocarse, deberá estar en el rango de 35 a 40 por ciento. Es conveniente conservar el contenido de vacíos tan bajo como sea posible dentro de este rango de volumen. Con esto se tendrá además una reducción en el costo, un bajo contenido de cemento y menor calor de hidratación y como consecuencia, menores cambios de volumen al enfriarse.

En prueba de laboratorio en donde se usa un tamaño máximo de agregados de 1 1/2"; se ha encontrado que una granulometría con 48% de tamaños de 3/8" a 3/4" 6 52% de 3/4" a -

1 1/2", el contenido de vacíos resulta entre 35 y 40 porciento cuando se compacta dentro de las formas. Por supuesto la granulometría usada en el campo depende grandemente de la fuente de agregados. Como ejemplos, una grunulometría en el campo podría ser como sigue: 32% de 3" a 4 1/2", 33% de 1 1/2" a 3", 35% de 5/8" a 1 1/2".

Agregado Fino

La arena usada en mortero para concreto preempacado deberá tener un módulo de finura entre 1.40 a 2.00. La arena deberá pasar totalmente la malla N°8 y por lo menos el 95% deberá pasar la malla N°16, y deberá estar graduada de tal manera que un gran porcentaje se retenga en la malla N°50.

Aun cuando se ha empleado arena triturada en el mortero, la arena natural redondeada se prefiere por necesitar menos agua y porque se presta mejor para el bombeo.

Cemento

Puede usarse para el concreto preempacado cualquier cemento utilizable en el concreto convencional. El tipo se seleccionará de acuerdo con los factores de control y las condiciones de la obra que determinarían tal selección para concreto normal.

Puzolana

El material puzolánico usado en la preparación del mortero

de intrusión del preempacado es un material finamente dividido, que se llama ceniza voladora (Fly Ash), formado al quemar carbón en presencia de vapor, y se obtiene en plantas carboeléctricas. Tiene partículas de forma esférica, y aunque es de la misma finura que el cemento, contribuye en la calidad del mortero de intrusión reduciendo el sangrado, mejorando el bombeo y las propiedades de intrusión de la mezcla, y reduciendo la separación de la arena, conservando las partículas en suspensión en un período más largo de tiempo. Por su acción puzolánica contribuye a incrementar la resistencia a la compresión a edades avanzadas.

Cave adevertir que el empleo de ceniza voladora no es indispensable. Conviene usarla para disminuir el calor del fraguado y/o cuando abarate el costo del mortero.

Aditivos para el mortero.

Se emplea también un adicionante intrusivo en la mezcla del mortero. Este medio incluye un agente orgánico dispersor del cemento y polvo de aluminio. El agente dispersor, lignosulfato de calcio, hace al mortero más fluído y reduce por lo tanto la cantidad de agua que se requeririría de otra forma. El polvo de aluminio reacciona químicamente con el cemento para formar gas hidrógeno, que hace que la lechada se expanda mejorando las características de aherencia.

Proporciones de la Mezcla del Mortero

La cantidad de arena utilizada en la mezcla de mortero intrusivo se controla dentro de límites estrechos requeridos para el bombeo y resistencia. Obviamente el mortero de intrusión deberá tener suficiente resistencia para aglutinar el agregado grueso en una masa cohesiva, en donde la resistencia de la masa es controlada por la resistencia del mortero. El otro factor de control es el requerimiento de que el mortero sea suficientemente fluído para que todos los vacíos de la masa de agregados se llenen completamente.

La mezcla usual del mortero consiste de 1.0 parte de cemento. 0.5 partes de puzolana y 1.5 partes de arena. Con materiales normales, una relación agua-cemento de 0.67 o una relación de 2/c + p de 0.45, si la puzolana empleada se considera como parte del material cementante, se producirá una lechada bombeable. El adicionante de intrusión se proporciona al 1% del peso del cemento. El contenido de arena podrá aumentarse a 2.25 partes; sin embargo, la relación agua-cemento para esta cantidad de arena es aproximadamenre de 0.83, como se puede ver, resultará en una resistencia más baja.

Consistencia

Con relación a la terminología de morteros, la consistencia es la medida de la fluidez o bombeabilidad. Se usa la prueba de consistencia para mantener una cantidad uniforme de agua en el mortero y así controlar la bombeabilidad además

de la calidad. Existen varios dispositivos que pueden usarse para este propósito. En el laboratorio se usa un viscosímetro o un aparato de consistencia.

Otro dispositivo más aplicable en el campo para el control del mortero, es el cono de flujo. Este dispositivo consiste en un cono truncado invertido, como un embudo, montado sobre un tripié metálico. La base del cono está adaptada con un tubo de descarga de 1/2" de diámetro interior y 1 1/2" de longitud. El cono se abre hasta 7" de diámetro en la parte superior y sigue verticalmente con 3" adicionales de libre bordo. Se coloca un punto de medición para controlar un llenado uniforme. El volumen de la muestra de mortero es de 1 725 cc. La prueba se lleva a cabo cerrando la terminal de descarga del cono de flujo por medio de una presión con el pulgar llenando el cono hasta el nivel indicador, y midiendo el tiempo de descarga del mortero que sale del cono. La consistencia del mortero de intrusión deberá ser gruesa y cremosa y el par medido en el aparato de consistencia deberá estar en el rango 130° a 180°, o bien con el cono de flujo deberá tenerse un valor de 18 ± 5/10 de segundo.

Contracción por Secado

La contracción por secado del concreto preempacado debe ser considerablemente menor que la del concreto normal. Fueron sujetos a pruebas en los laboratorios del Bureau en un período de 3 1/2 años, corazones de concreto preempacado y concreto normal. Los resultados obtenidos indicaron que la contrac

ción del concreto preempacado es aproximadamente la mitad de la del concreto normal. Una de las razones por las cuales el concreto preempacado tiene menos contracción por secado que el concreto normal es el hecho de que en el primero las partículas de agregado grueso están en íntimo contacto entre sí desde el momento de colocación hasta que la masa se endurece. Además, el concreto preempacado contiene un mayor porcentaje de agregado grueso por unidad de volumen que el concreto convencional.

Resistencia a la Compresión

La resistencia del concreto preempacado con puzolana a la compresión, se compara favorablemente a 90 días con la resistencia obtenida en el concreto normal. En pruebas de laboratorio se ha obtenido concreto preempacado (conteniendo un tamaño máximo de agregado grueso de 1 1/2" con una resistencia a la compresión de aproximadamente 350 Kg/cm^2, a 90 días de edad. La puzolana de ceniza voladora, siendo silicosa por naturaleza, reacciona con la cal liberada durante la hidratación del cemento, y esta combinación da lugar a un producto cementante, que se hace evidente al mejorar la resistencia a edades avanzadas. Por este motivo, la resistencia del concreto preempacado a 90 días se compara favorablemente con el concreto normal a esta edad. Para edades tempranas, tales como a 28 días, el concreto preempacado no desarrolla su resistencia tanto como por los tipos normales

de concreto.

Resistencia a la Adherencia

La resistencia a la adherencia entre concreto preempacado y concreto normal es considerablemente mejor que entre concreto y concreto. En el laboratorio se hicieron vigas especiales de 6" x 6" de sección transversal y 21" de longitud. Algunas de las vigas fueron monolíticas y de concreto normal. Otras se hicieron con media sección de concreto y la otra mitad con concreto fresco colocado después; otras con la mitad de la sección de concreto normal y colocado sobre éste la otra sección con concreto preempacado adherido. Las pruebas revelaron que la resistencia en flexión de las vigas de concreto normal adherido al concreto antiguo, fue aproximadamente la mitad de la resistencia de las vigas monolíticas de concreto, mientras que la resistencia de las vigas de concreto preempacado y concreto normal fue aproximadamente las tres cuartas partes de la resistencia de las vigas monolíticas.

Propiedades elásticas

El módulo de elasticidad o de Young del concreto preempacado se compara favorablemente al del concreto normal a edades avanzadas teniéndose por ejemplo un módulo de elasticidad desde 246 000 a 281 000 Kg/cm^2, a 90 días con una relación de Poisson aproximadamente de 0.17.

Durabilidad

La resistencia a ciclos alternados de congelación y deshielo del concreto preempacado es bastante semejante a la del concreto normal con aire incluído. Los especímenes hechos en el laboratorio han alcanzado más de 1000 ciclos sin fallar. Se considera que ocurre la falla de un especímen de concreto cuando en esta prueba se presenta una pérdida de peso de 25%. Un concreto aceptable resistirá cerca de 500 ciclos de congelación y deshielo antes de fallar.

Colocación

Como ya se dijo, el concreto preempacado es un tipo especial de concreto. Por lo tanto, la selección para su uso generalmente depende de una aplicación particular a un problema especial y así cada uso tendría que ser individualmente diseñado y planeado.

Una de sus principales ventajas consiste en la posibilidad de colocarlo bajo agua, se puede ver fácilmente que los moldes serán necesariamente más difíciles y costosos al tener que construirlos de tal manera que sean estancos y no permitan la fuga del mortero. Tales moldes necesitarían además ser suficientemente fuertes para resistir las presiones de bombeo de 0.7 Kg/cm^2 o algunas veces ligeramente superiores, más la carga hidrostática del mortero fluído que dependerá de la velocidad, altura de lle-

nado del molde.

La tubería y el equipo de bombeo deben planearse detalladamente de acuerdo con los requisitos involucrados en el problema particular de construcción. Básicamente, se usa un sistema de bombeo recirculante. Primeramente el mortero se proporciona y mezcla, entonces se descarga sobre una malla de 1/4" dentro de un tanque agitador. De aquí, se hace circular a través de una línea alimentadora principal que empieza y termina en el tanque de agitación. Las entradas del mortero al molde se alimentan a través de válvulas en la línea de abastecimiento; los tubos de entrada del mortero deberán espaciarse a intervalos no mayores de 1.5 m. El mortero se introduce dentro del molde en el punto más bajo, y a medida que el nivel aumenta, el agua va siendo desplazada con una cantidad mínima de dilución del mortero. Es necesario que el nivel del mortero se amntenga relativamente constante, de tal manera que no se permita que chorros de mortero atraviesen el agua y se lave el cemento de la arena. Una presión hidrostática de 0.9 m. deberá mantenerse por encima de las entradas del mortero a los moldes. Es necesario que el agregado esté totalmente en agua, para que exista lubricación apropiada que permita el paso del mortero. De otra forma, el agregado, si está seco absorberá agua de la lechada para humedecer su superficie y ésto hará que el mortero se espese y no llene los huecos de la grava.

Aplicaciones en los trabajos del Bureau of Reclamation

El concreto preempacado se usó por primera vez en Estados Unidos para reparar la erosión producida por cavitación en el túnel vertedor Arizona de la Presa Hoover sobre el río Colorado. Se eligió este sistema debido a su reducido cambio de volumen, a su baja contracción y buenas cualidades de adherencia. Se emplearon en esta reparación aproximadamente 900 yardas cúbicas de este concreto. En la reparación del disipador de energía al pie del vertedor de la presa Grand Coulee, sobre el río Columbia, se usó el concreto preempacado para preparar sellos en cajón en la plantilla del tanque amortiguador y a través del zampeado. La colocación de este concreto se llevó a cabo con 21 m. de agua y a una temperatura de 7°C. El concreto en el deflector del vertedor se ha erosionado debido a la cavitación, y en algunos lugares las áreas de erosión alcanzaron 1.5 m. de profundidad. Se empleó una armadura de acero para proporcionar apoyo a los moldes requeridos. Estos últimos se colocaron con ayuda de buzos y la sección de 1.5 m. de ancho se construyó siguiendo la forma del piso del cajón. El cajón se colocó eliminando el agua y las áreas erosionadas se repararon con concreto apisonado colocado en seco.

También el Bureau usó el concreto preempacado para rellenar entradas de aire al túnel de descarga de la presa Anderson-

Ranch. En el programa de construcción, se planeó convertir el túnel de descarga usado como túnel de desvío, en el túnel de presión para la casa de máquinas. Durante el desvío fue necesario proporcionar entradas de aire en la descarga para protección contra cavitación. Estas entradas de aire no se requerían cuando el túnel se convirtiera en un túnel de presión, y por lo tanto se planeó que serían rellenadas después de que el agua se estuviera almacenando en el vaso. Se dispuso de un sistema de tubos de tal forma que las secciones de la entrada de aire pudieran inyectarse con una cierta secuencia. Las entradas de aire se rellenaron hasta donde fué posible con agregados y el inyectado se completó con éxito.

Una aplicación especial de interés particular ha sido el empleo de concreto preempacado en la construcción de bases de reactores atómicos. Con frecuencia es necesario ahogar el equipo con tolerancias muy pequeñas dentro de las paredes al construír reactores atómicos, y por lo tanto no es aconsejable vibrar el concreto internamente. Se colocan cuidadosamente agregados de alta densidad alrededor del equipo embebido y se inyecta el mortero, y ya que no se requiere vibración, no hay posibilidad de que el equipo se mueva durante la colocación.

Finalmente, debe apuntarse que este tipo de concreto puede utilizarse para hacer los colados alrededor de las tu-

berías de presión y los caracoles de las turbinas hidráulicas.

BIBLIOGRAFIA DEL TEMA CONCRETO PREEMPACADO.

1. Concreto Preempacado y su aplicación en la Presa Alvaro Obregón, Son. Tesis Profesional de Xavier Salcido González. México, 1969.

2. Investigation of the Suitability of Prepakt Concrete for mass and reinforced concrete structures. Technical Memorandum N°6-330, October 1951. Bureau of Reclamation.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Del 29 de junio al 3 de julio de 1992.

COLOCACION DE CONCRETO BAJO EL AGUA

INF. FRANCISCO MENDOZA VON BORSTEL

JUNIO - JULIO 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA. U. N. A. M.

CURSO: CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS

DE CONCRETO, JULIO DE 1991

TEMA: COLOCACION DE CONCRETO BAJO EL AGUA.

PROF. ING. FRANCISCO MENDOZA von BORSTEL.

Antecedentes Históricos

Con el nombre de TREMIE se conoce comúnmente el procedimiento más usado para colocar concreto bajo el agua. El nombre se toma del francés, en que TREMIE significa tolva, en virtud de que precisamente se emplea una tolva, que en su parte inferior se prolonga en un tubo que penetra en el agua hasta el sitio en que se colocará el concreto.

La tecnología de la colocación de concreto bajo el agua fué conocida antes de la era cristiana. Sin embargo, hasta el Siglo 19 quedó registrado un experimento que se considera precursor del sistema de colocar concreto bajo el agua mediante una tubería. En efecto, en 1894 el contratista norteamericano Word W.H., lo describió en una Carta al Editor de la Revista Engineering News, que se publicó en la página 181 del número de marzo de ese año.

En 1906 el método de vaciado de concreto con tubería fué diseñado e introducido en el proyecto del Gran Túnel de Detroit

por dos ingenieros noruegos: O.Hoff y A. Gunderson. Cuatro años después, en 1910, Gunderson regresó a Noruega y fue -- nombrado director de la firma contratista A/S Hoyer-Ellefsen, de Oslo.

Desde principios de 1910, cuando la firma antes citada patentó el método, lo utilizó en la construcción de un considerable número de embarcaderos, muebles y espigones en puertos noruegos, Cabe indicar que mediante este procedimiento- se han construído a lo largo del litoral de Noruega más muelles que los hechos con otros sistemas constructivos, cuando las condiciones del mar permitían su empleo. Esta situación prevalece hasta nuestros días a pesar de la disponibilidad de equipo pesado, como lanchones, grúas y martinetes.

Aunque este tipo de construcción de muelles constituídos por pilotes y losas reforzadas coladas bajo el agua se ha empleado extensamente en Noruega durante más de medio siglo, en general es poco conocido en otros países, aun en la vecina Suecia, en que aun hasta 1965 solamente se autorizaba el vaciado de concreto estructural reforzado en ciertos casos excepcionales y con el permiso expreso de las autoridades correspondientes.

Todavía hasta 1967 en el Manual de inspección de concreto - del ACI, se indicaba que no debía colocarse concreto bajo - el agua en la construcción de estructuras ligeras o pequeñas.

Por su parte, en Noruega se sintió una creciente necesidad de tener mejor información sobre las condiciones que prevalecían en estructuras marinas antiguas que habían sido construídas bajo el agua y con este motivo en 1962 se constituyó el Comité Noruego sobre concreto en agua de mar, el que procedió a inspeccionar detalladamente doscientas estructuras a lo largo del litoral de Noruega. La mayoría fueron fueron muelles de tipo ligero constituídos por losas de concreto (aproximadamente 190 000 m^2) y más de 5 000 columnas tipo pilotes con una longitud de 53 000 metros, de los cuales se inspeccionaron más de 18 000 metros bajo el agua.

Como parte de la investigación se obtuvieron datos sobre el diseño, construcción, condiciones de carga, medio ambiente, conservación y resultados de investigaciones previas realizadas.

Debido a los reforzados moldes de madera que todavía se conservaban intactos y difíciles de remover y la presencia de agua sucia en algunos puertos, solamente 83 de las 100 estructuras seleccionadas se pudieron inspeccionar totalmente.

Como resultado de tan prolija investigación se llegó a la conclusión de que el concreto puede colocarse con éxito bajo el agua, aun en miembros de concreto reforzado de secciones relativamente pequeñas. Sin embargo, para asegurar

la calidad del trabajo se requiere aplicar la técnica adecuada al iniciar el colado, como se explica más adelante y la imperiosa necesidad de que utilicen cementos resistentes a los sulfatos, con una dosificacion de alrededor de 400-- Kg. de cemento por metro cúbico de concreto.

Lo anteriormente expuesto sobre el empleo del sistema - --- TREMIE se enfocó principalmente a las estructuras de concreto reforzado del tipo que pudiera llamarse ligero,en que se requieren más cuidados en la iniciación de los colados. - Sin emabrgo, el mayor uso que se hace en la actualidad del - sistema TREMIE consiste en el colado bajo del agua de con- - creto en masa en el desplante de pilas y cilindros de cimentación para puentes; en trabajos de cimentación de cruzamientos subacuáticos de ferrocarriles y carreteras:

Procedimiento de Contrucción con el Sistema TREMIE

El método consiste en disponer de una tolva que en su parte inferior se prolonga en una tubería. Este conjunto, al que se llama Tremie, se suspende sobre el lugar de trabajo, por ejemplo, con una grúa como se muestra en la figura adjunta- ó bien con algún otro dispositivo, pero condicionado a que- la tolva y el tubo puedan subirse y bajarse a voluntad. Este tubo deberá tener una altura suficiente para que su extremo inferior pueda asentarse en el fondo de la excavación

ó molde por llenar con concreto. Antes de iniciar el colado se obtura el fondo de la tolva con una placa metálica de 1/4" que estará unida a un cable de acero de aproximadamente 1/4" de diámetro que sobresalga de la tolva para poderlo jalar con uno de los malacates de la grúa. Encima de la placa obturadora y el fondo de la tolva se coloca después un pedazo de plástico grueso de aproximadamente 1 m. de diámetro. A continuación se procede a cargar la tolva con un volumen de concreto que sea suficiente para llenar todo el tubo y aproximadamente la tercera parte de la tolva. Cumplido lo anterior, se inicia la colocación del concreto retirando la placa obturadora de la tolva, acción que permitirá que el concreto fluya hacia el tubo, llevando por delante como la cabeza de un émbolo, el plástico grueso, lo cual servirá para expulsar el agua que lleva el tubo. Al iniciar esta operación se deberá levantar el tubo a fin de que su extremo inferior quede libre para que salga el agua que llenaba el tubo y empiece a fluír el concreto, como se ilustra en el equema a) de la figura N°1, anexa. A continuación se seguirá rellenando la tolva y se inducirá el flujo de concreto levantando el tremie, cuidando siempre que el extremo inferior del tubo permanezca siempre hundido en el concreto y que se conserve lleno el tubo y parte de la tolva, con lo cual se asegura que el agua no entrará al tubo de alimentación.

Se ha verificado que el primer concreto fresco derramado fuera del tubo siempre será forzado hacia los rincones y a lo largo de los lados del fondo del molde. Si la mezcla fluye hacia afuera sin ningún obstáculo, tal como refuerzo, o partes de molde, la distribución final de los primeros colados quedará como se ilustra en la secuencia del esquema d) de la figura antes citada. La primera descarga de concreto se va primero hacia arriba, luego hacia afuera y abajo cuando aumenta la presión del concreto alrededor del tubo. Este modelo explica por qué en el caso de columnas ó pilotes chicos se encuentran concretos de menor resistencia en la base de las mismas, debido a que el mortero se diluyó con el agua al comenzar el colado. Se puede reducir este efecto iniciando los colados con mezclas con exceso de cemento en su dosificación.

El sistema Tremie se ha continuado usando hasta nuestros días como se demuestra en la figura N°2 anexa, relativa a la colocación de concreto bajo el agua en el desplante de la estructura de protección a Londres contra mareas de tormentas en el río Támesis, que fue puesta en servicio hace unos años. 3/

En este caso particular, después de dragar los rellenos aluviales del cauce del río Támesis y excavar el tizate sub

3/ Véase referencia bibliográfica N° 3 anexa.

yacente hasta la elevación -23.75 m., se coló bajo el agua con el Tremie una plantilla de concreto de 5 m. de espesor hasta la elevación -18.75 m.

Este trabajo implicó la colocación con Tremie de aproximadamente 180 000 m^3 de concreto. Las especificaciones para este enorme trabajo limitaban la colocación en 24 horas de una capa no mayor a 2 m. de espesor, colada sucesivamente con un talud 7:1.

El máximo volumen colado continuamente fue de 8 000 m^3, en 4.5 días a un ritmo aproximado de 90 m^3/hora.

En la figura N°3 se ilustra la cimentación de un puente mediante el uso de un cajón de concreto formado por dos cilindros, el cual se introdujo en el relleno aluvial excavando el interior con una "almeja". Al llegar a la profundidad requerida se colocó con el sistema Tremie un tapón de concreto en masa y posteriormente se rellenó de arena el resto del cajón. Finalmente, para confinar este relleno granular se construyó por métodos convencionales, una losa de concreto sobre la cual se fabricó la parte externa de la pila, arriba del fondo del río. (Véase Figura N°3).

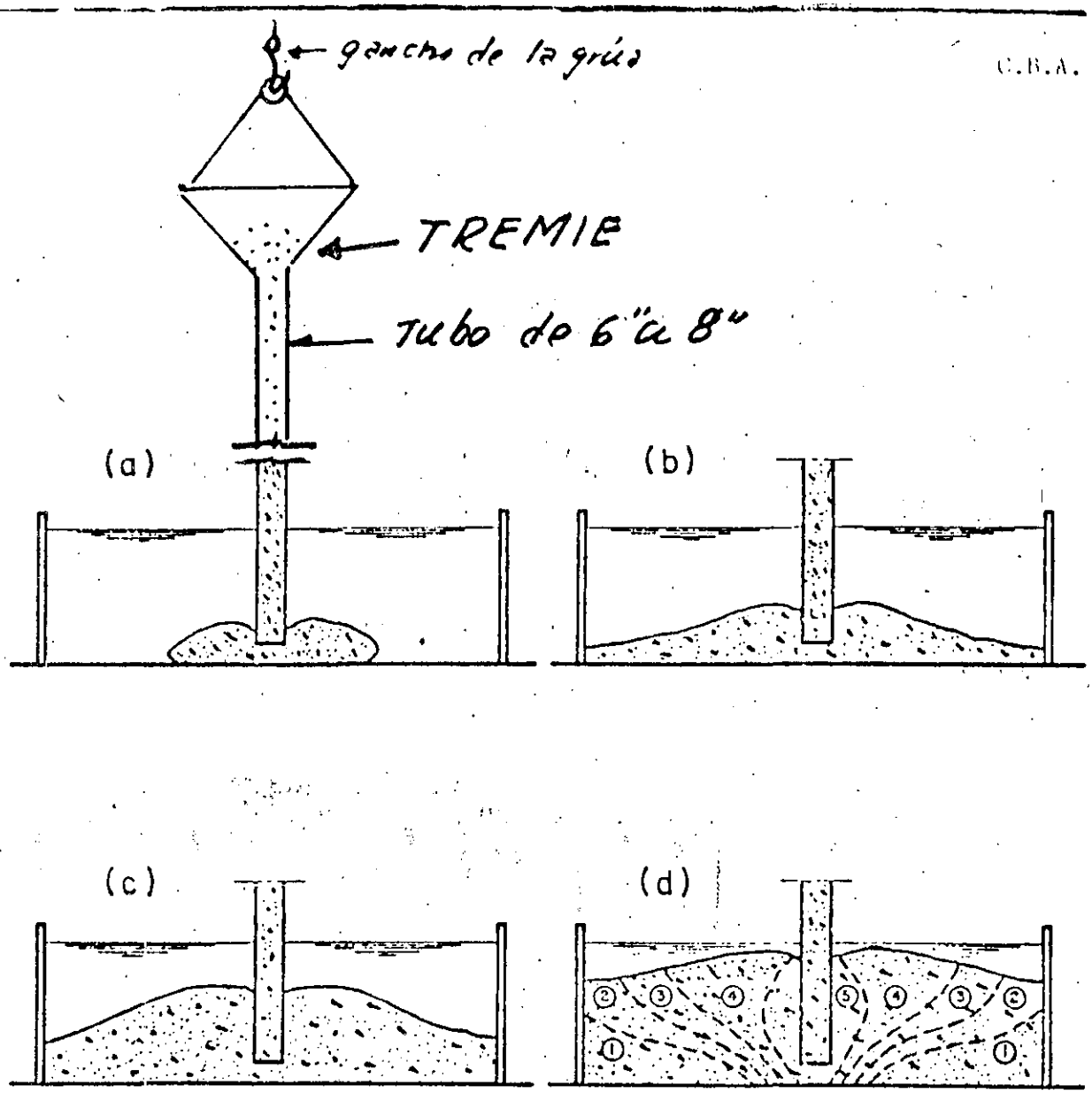


FIG. 1.- MODELOS DE FLUJO PARA LOS COLADOS DE CONCRETO EN EL MOLDE, BAJO EL AGUA.

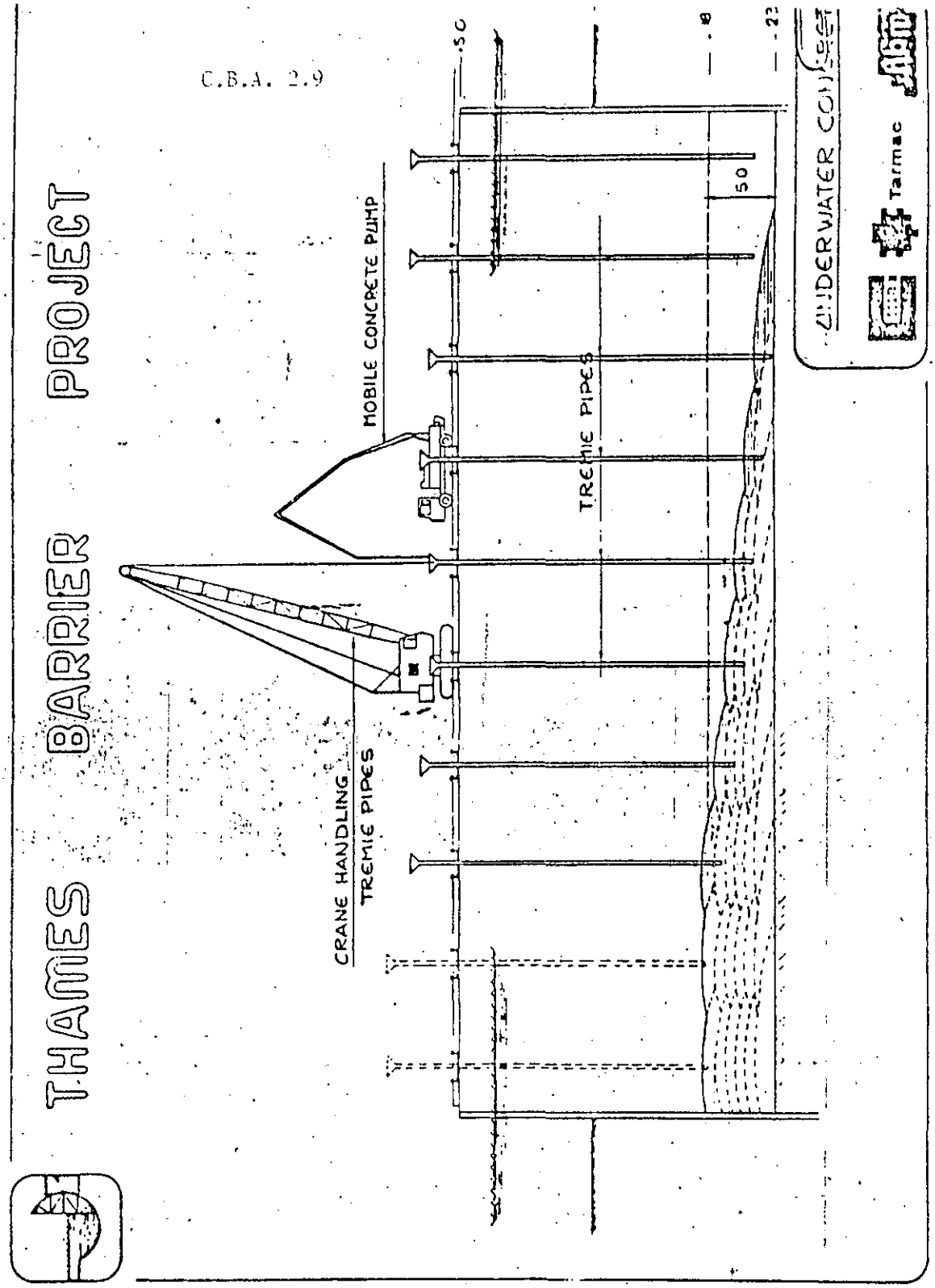
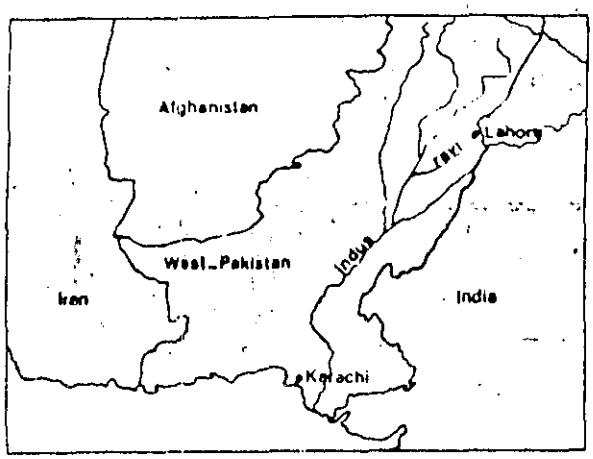
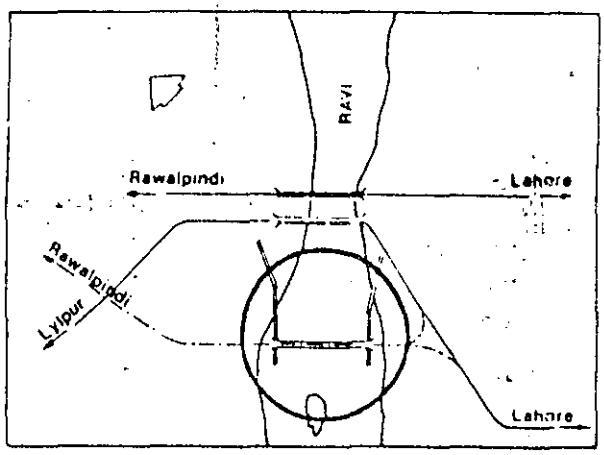


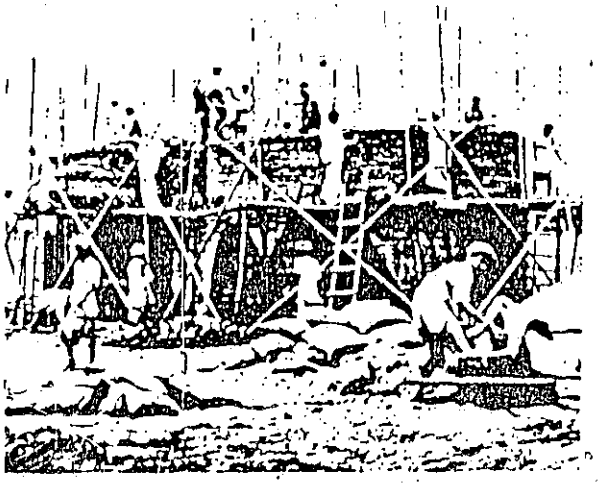
Figure 2.

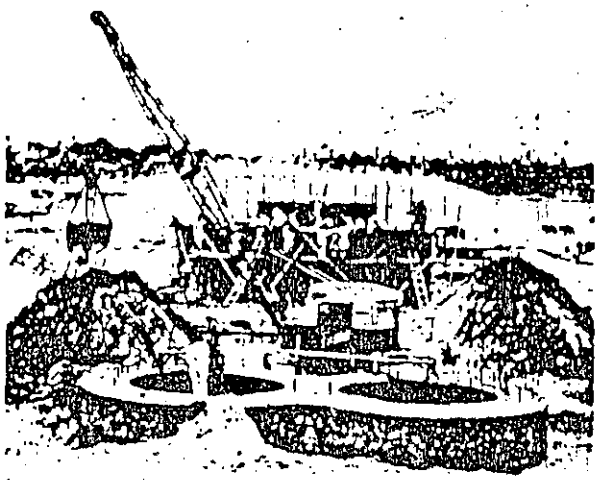
The piers are founded on a plug of mass concrete, placed when the cofferdam is still flooded. Two rows of 10 or 12 No. tremie pipes, supported on steel platforms spanning the cofferdam are filled by a mobile concrete pump. The specification limits placing to a 2m depth in 24 hours and the concrete was placed progressively at a slope of 1 in 7.

The maximum quantity placed was $8000m^3$, continuously at approximately $90m^3$ per hour for $4\frac{1}{2}$ days.


Afghanistan
Lahore
Ravi
Indus
West_Pakistan
Iran
India
Karachi


RAVI
Rawalpindi
Lahore
Rawalpindi
Lyipur
Lahore





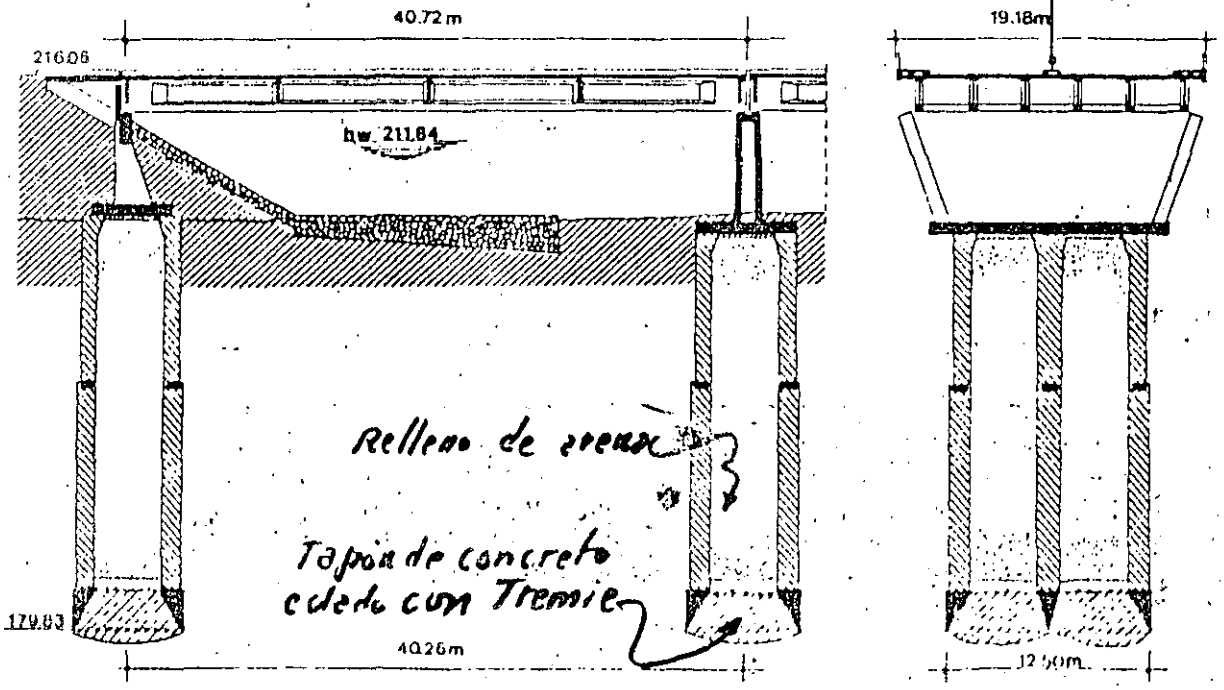

40.72 m
216.06
h.w. 211.84
19.18m
Relleno de arena
Tapón de concreto colado con Tremie
179.83
40.26m
12.50m

FIG. 3

BIBLIOGRAFIA DEL TEMA COLOCACION DE CONCRETO BAJO EL AGUA.

1. CBC. Campenon Bernard Cetra. Paris. Marine Activities. Diseño y Construcción de cajones de concreto.

2. Estructuras ligeras de concreto coladas bajo el agua. - ASCE. Anales de la División de Construcción con una amplia Bibliografía Complementaria.

3. Thames Barrier Project. Costain . Tarmec - HBM. Rendel Palmer and Tritton Consulting Engineers. London, 1980.

4. Puente Lahore en Pakistán. Construcción de pilas de cilindros hincados y selladas con concreto colocado con tubo Tremie. Constructor. Interbeton. Países Bajos, --- 1966-1968.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

C U R S O S A B I E R T O S

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Del 29 de junio al 3 de julio de 1992.

CAJONES DE CONCRETO

ING. FRANCISCO MENDOZA VON BORSTEL

JUNIO - JULIO 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA. U. N. A. M.

CURSO: CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS

DE CONCRETO JULIO DE 1991

TEMA: CAJONES DE CONCRETO.

PROF. ING. FRANCISCO MENDOZA von BORSTEL.

Antecedentes Históricos.

Con el nombre de cajones ó caissons se conoce el sistema constructivo, ya sea en seco o sobre el agua de bloques huecos de concreto reforzado, que una vez fraguados se transportan flotando hasta su destino final, en donde son hundidos y lastrados sobre el fondo del mar. El nombre caissons, con el que también se les conoce, proviene del frances caisse, que significa caja.

Según la literatura técnica 13/ este método constructivo se aplicó por primera vez a principios de este siglo, para fabricar los muelles y los rompeolas del puerto de Tolcahuano, en Chile, aprovechando las ideas básicas que los Profesores Dr. Jacob Kraus y A.C.C. Van Hemmert habían desarrollado para el proyecto del puerto de Valparaíso, Chile. Fundamentalmente el sistema consistía en hacer en tierra los cajones de concreto reforzado, mediante el ingenioso sistema de colarlos sobre uno de sus lados, lo cual permitía que las paredes se fabricaran como si fueran losas de piso. Una vez fraguados los cajones, se botaban acostados y en esta posición, que re-

13 / Véase punto 13 de la Bibliografía anexa.

quería poco calado frente al patio de fabricación, se les llevaba flotando hasta su lugar definitivo en los muelles o rompeolas, en donde se les hacía girar a su posición vertical, lastrando con agua la parte estanca del cajón. Una vez alineados se les hundía hasta dejarlos fondeados.

Estos cajones medían 10.35 m. de altura, 6.50 m. de ancho y 10 m. de largo. Sus paredes tenían un espesor promedio de 0.20 m. y el cajón pesaba alrededor de 215 Ton.

La técnica fundamental de los cajones de concreto aún sigue empleándose con éxito hasta nuestros días y constituye un ejemplo de una sólida idea genial que se adelantó a su tiempo y que naturalmente se ha ido perfeccionando.

Procedimientos y requisitos generales para la fabricación de cajones de concreto.

La decisión de utilizar los cajones dependerá fundamentalmente del aspecto económico, sumado naturalmente, a las condiciones meteorológicas particulares del lugar, la disponibilidad de materiales, el tiempo disponible para desarrollar el programa de construcción, etc. Sin embargo, en cualquier caso hay una serie de requisitos básicos que deben cumplirse y que forman parte vital del Sistema Constructivo: en primer lugar el concreto deberá ser razonablemente impermeable para permitir que el cajón flote durante el tiempo relativamente corto requerido para remolcarlo y ponerlo en su lugar final. Lo anterior con-

lleva la necesidad de extremar el control de calidad de la mezcla en sí, el cuidado de su colocación en los moldes para evitar segregación, la debida compactación para asegurar el requisito de obtener cajones estancos. El cementante debe ser resistente a los sulfatos, lo cual se logrará utilizando cemento tipo V, cemento de alto horno ó bien cemento tipo II con puzolana (ceniza voladora ó Fly Ash). El concreto deberá tener la resistencia a la compresión que demande el diseño; que alcance muy buena adherencia al acero de refuerzo para protegerlo contra oxidación; que sea resistente también al impacto del oleaje y las cargas vivas derivadas del atraque de los buques y sobre todo, que resulte durable en el medio hostil marino en que se le colocará.

La calidad del mortero resulta entonces esencial para cumplir los requisitos anteriores y a este respecto se recomienda, que independientemente de la f'c que se especifique, el contenido mínimo de cementante deberá ser de unos 300 Kg/m^3. Deberá ponerse especial cuidado en el proceso de curado, ya que si se descuida éste, de poco servirán todas las medidas precedentes.

Métodos de construcción de los cajones.

Hay finalmente dos: 1) colado en seco y posteriormente botadura al mar, bien sea en rampa ó con un sincroelevador y 2) fabricación en un dique que permita hacer en seco los colados y pau-

latinamente ir hundiendo en el agua la parte ya fraguada. - En esta forma, al concluír el último colado el cajón quedará flotando y listo para remolcarlo a su lugar final.

En ambos casos los cajones se fondean en el sitio definitivo inundando sus celdas en forma controlada mediante válvulas para admitir el agua de mar. Posteriormente y de acuerdo con el diseño se llenan parcial o totalmente de arena y - finalmente se ejecutan los colados de liga entre cajones adyacentes y el coronamiento que marque el proyecto.

Con los procedimientos antes descritos se fabrican cajones para muelles, escolleras, rompeolas, pilas para puentes y últimamente plataformas petroleras que, en algunos casos, tienen -- en su base tanques para almacenar petróleo crudo.

Para ilustrar un caso concreto se anexa en la Figura N°1, el- anteproyecto de un cajón de concreto del proyecto de rompeolas del Puerto Petroquímico Dos Bocas, Tabasco. Paralelamente a- la solución de rompeolas con cajones se estudió la alternativa a base de enrocamiento y coraza de concreto, que finalmente -- fue la que se adoptó después de un exahustivo proceso de selección en que se analizaron 10 diferentes soluciones. Este puerto se encuentra actualmente en construcción y se hablará de él en las notas del Tema de Elementos Prefabricados de Concreto-- Para la Coraza de Rompeolas de este Curso de Educación Contí-- nua.

También para mostrar con más detalle otro caso del empleo de -

cajones, se anexan un folleto y fotos del proyecto de dique seco de Dubai, Emiratos Arabes Unidos, que fué inaugurado en 1979. En esta obra los cajones se colaron en seco con moldes deslizantes; posteriormente, se botaron al mar utilizando un sincroelevador del mismo tipo que el que existe en operación en Salina Cruz, Oaxaca.

En la Bibliografía de este tema se da una larga lista de obras en que recientemente se ha utilizado el muy versátil y práctico sistema de cajones de concreto, que sin lugar a dudas algún día se aplicará en México para modernizar y ampliar sus actuales instalaciones portuarias.

BIBLIOGRAFIA DEL TEMA CAJONES DE CONCRETO PARA MUELLES, ESCOLLERAS, DIQUES SECOS, PILAS DE PUENTES Y PLATAFORMAS PETROLERAS.

Port Engineering. Per Bruun, Tercera Edición. Gulf Publishing Co. Houston, London-París-Tokyo.

Design and Construction of Ports and Marine Structures. Alonzo de F. Quinn. Second Edition. McGraw Hill Book Company.

Thames Barrier Project. Costain-Tarmac- HBM. Joint Venture. London, 1980.

The Dubai Dry Dock and Ship Repair Facility. Costain International limited and Taylor Wooldrow Int. Ltd. London, 1979.

Superpuerto de Bilbao. Constructor: Dragados y Construcciones, S.A. Madrid, España. Muelles de cajones y remate del morro con cajones de 31 m. de altura.

Quinzaine Franco-Mexicaine. Diques et Ouvrages Speciaux. Spie Batignolles Travaux Publics. Villa Coublay, France.-- México. Noviembre, 1979. Se ilustra la fabricación y colocación de 3 cajones de concreto de grandes dimensiones, uno de ellos de 23.25 m. x 27.50, con pesos hasta de 17 000 -- Ton.

The Dubai Dry Dock and Ship Repair Facility , ejecutado por el Consorcio Costain International Ltd. y Taylor Wooddrow International Ltd. de Londres, en 1979. El dique --

con capacidad de recibir un petrolero de 1 millón de toneladas (aún no existente a la fecha) se hizo con 162 cajones de concreto de 31 m. de largo, 17 m. de ancho y 18 m. de altura, con un peso en vacío de 3 500 Ton., que se botaron al mar mediante un sincroelevador.

8. Uddeman, Heavy lifting Hydraulics Slipform. Mt. Prospect, Illinois. Descripción de construcción con moldes deslizantes de plataforma marina de concreto de 560 pies de altura y otra de 160 m. de altura, ambas con tanques para almacenar petróleo crudo en la base; también se ilustra el colado de un cajón de 1 275 Ton. de peso.

9. Campenon Bernard. París. Folleto descriptivo de obras realizadas. Plataforma Ekofisk de 100 metros de altura; estructuras a base de cajones de concreto, etc.

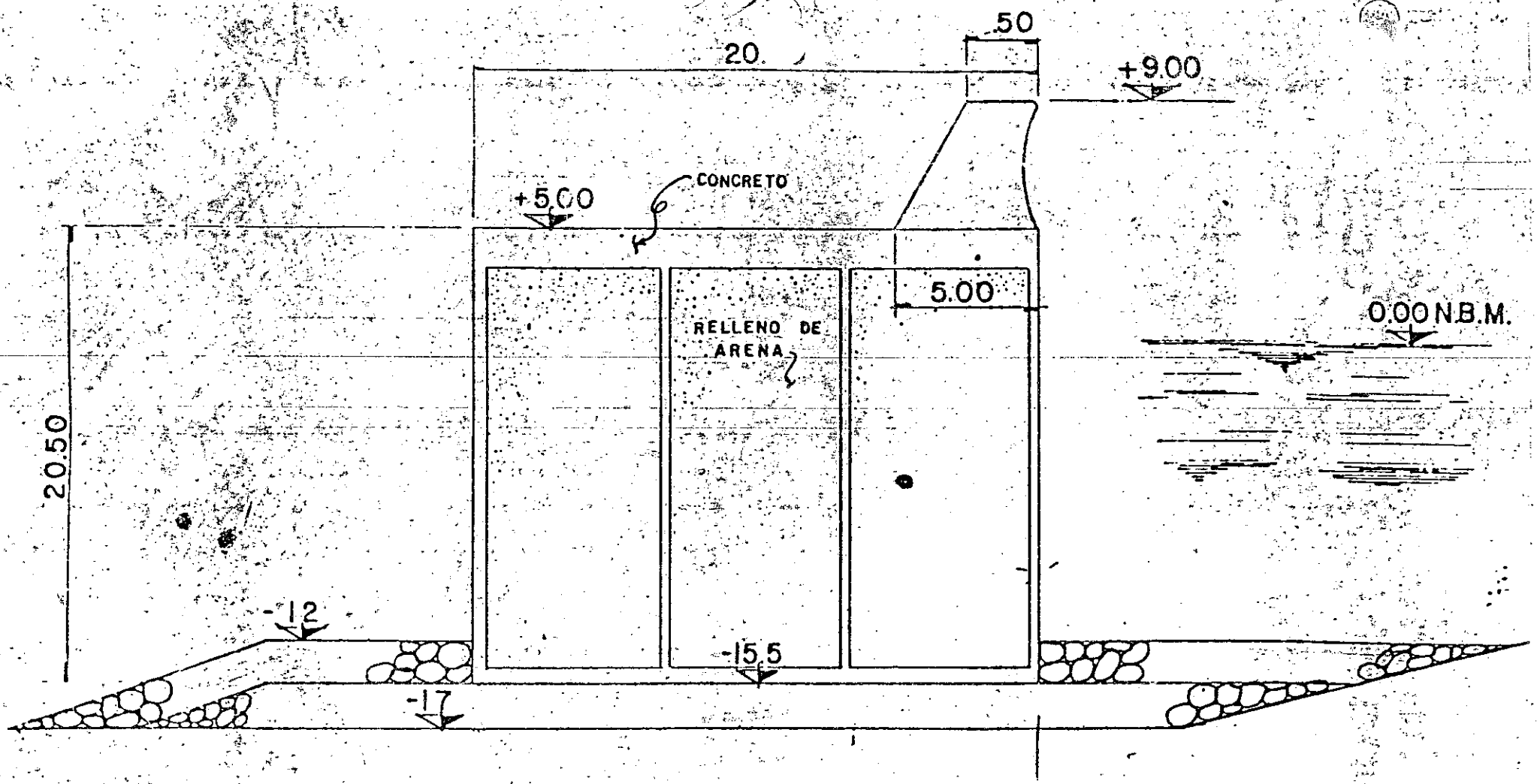
10. Design aspects of the concrete gravity-type oil plataforms in the North Sea, by: W. Janssen, Royal Netherlands Harbour Works Company.

11. The Delta Project. El Plan Delta de los Países Bajos. -- Information Division. Ministry of Transport and Public Works. The Hague, December 1977. Netherlands.

12. The Oosterschelde Storm Surge Barrier- (La Barrera contra mareas extraordinarias en el brazo oriental del río Escalda. Detalle de las 68 pilas precoladas, con peso de 27 000 Ton. para el cierre del brazo sur de la barrera, con longitud de-

3 200, colocados a 35 metros de profundidad con corriente - de mareas de 3.0 m. por segundo.

13. Rapport Caisson Bouw. La Historia de la Construcción de cajones de concreto en el grupo Hollandiche Beton Groep nv, from 1902 to 1977, publicado en 1977 por HBG.



ROMPEOLAS DE CAJONES (SECCION A-A)

C.C. 3-9

PUERTO DE DOS BOCAS, TABASC

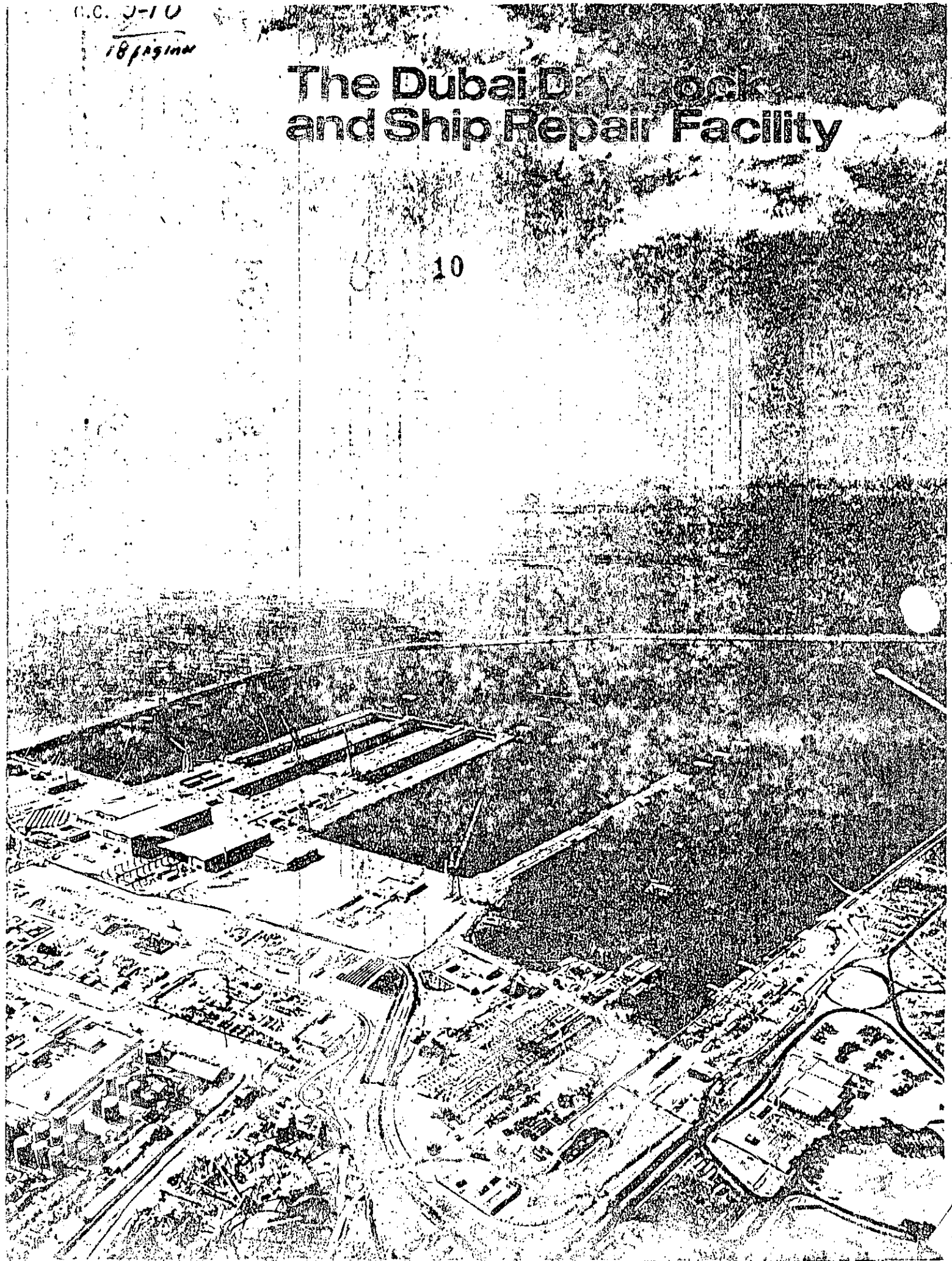
Estudio preliminar.

C.C. 0-10

18 pages

The Dubai Dry Dock and Ship Repair Facility

10



HM Queen Elizabeth II

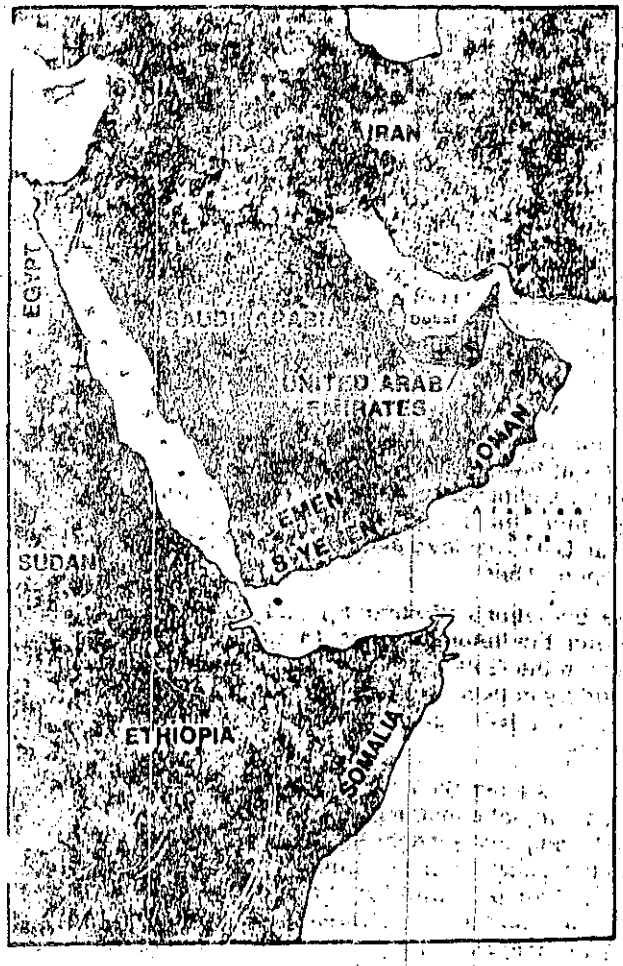
HH Sheikh Rashid bin Said al Maktoum

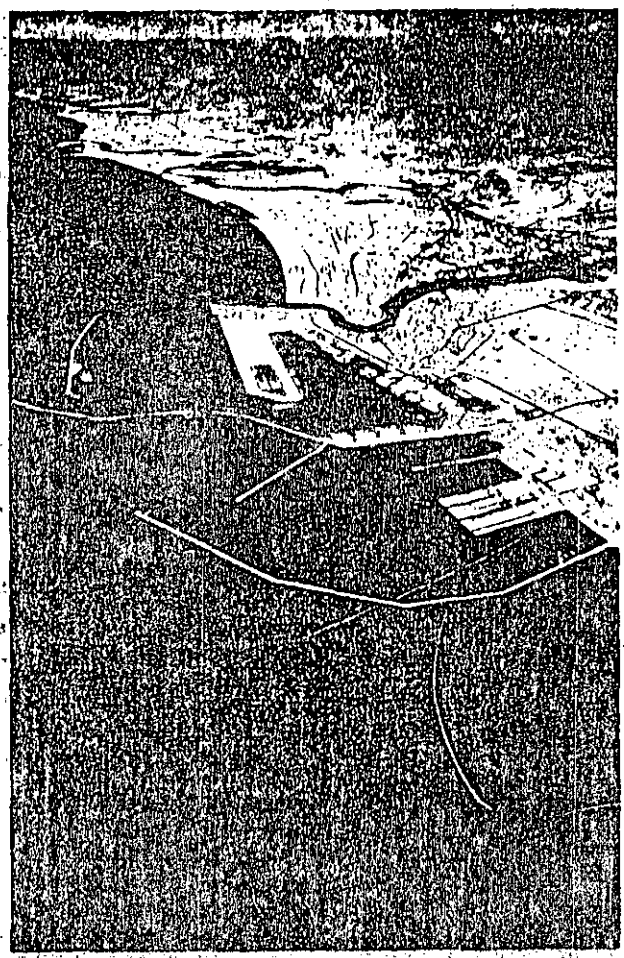
The Dubai Dry Dock and Ship Repair Facility

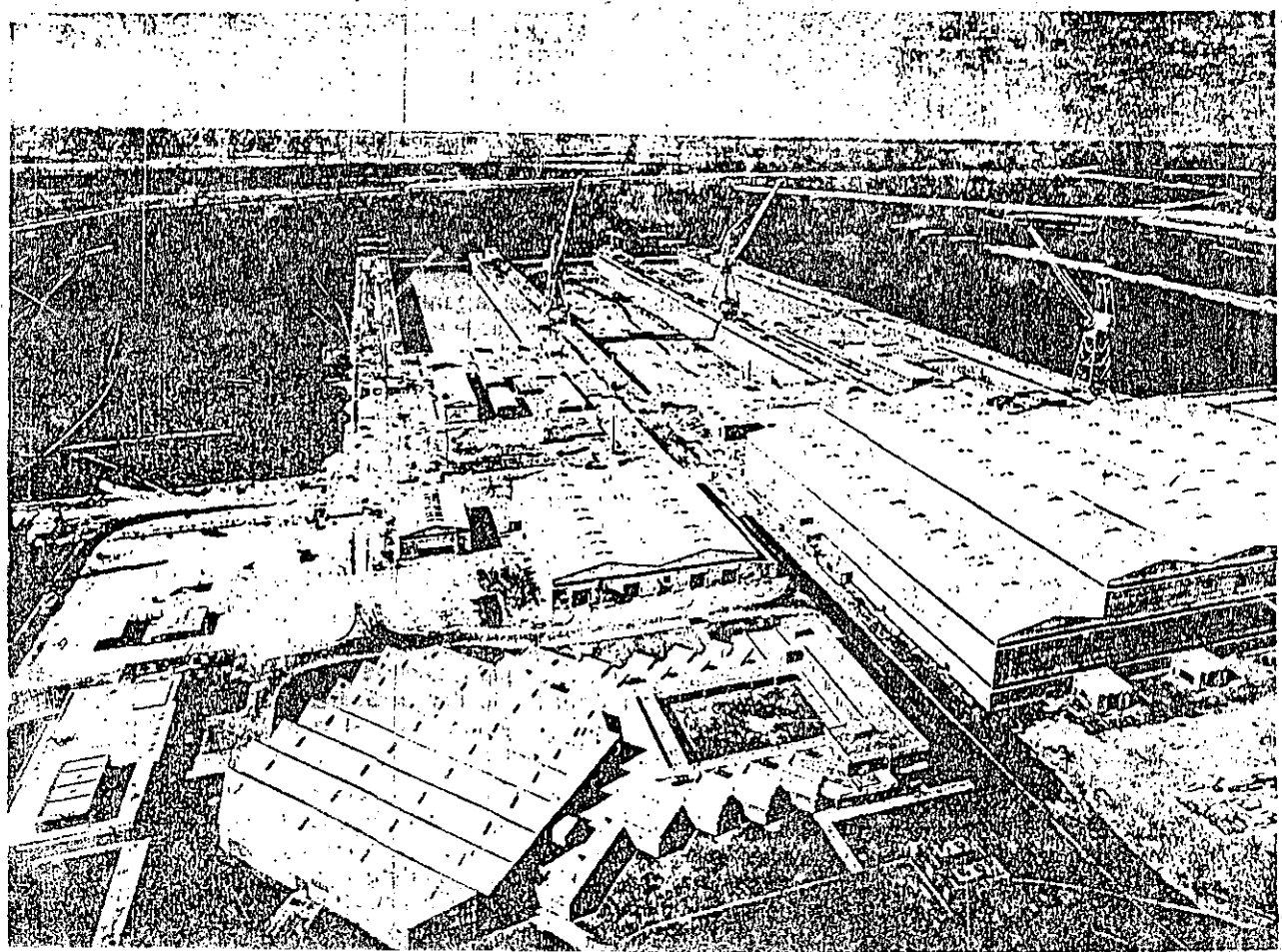
The Dubai Dry Dock and Ship Repair Facility was officially opened on 26 February 1979 by Her Majesty Queen Elizabeth II and His Highness Sheikh Rashid bin Said al Maktoum, Ruler of Dubai and Vice President of the United Arab Emirates.

The ceremony marked the completion of five years' construction work by the Costain Taylor Woodrow Joint Venture, working with Sir William Halcrow & Partners, Consulting Engineers to the Dubai Dry Dock Company.

Client	The Dubai Dry Dock Company
Main contractor	A Joint Venture of Costain International Limited and Taylor Woodrow International Limited
Consulting engineers	Sir William Halcrow & Partners


IRAN
EGYPT
UNITED ARAB
EMIRATES
OMAN
YEMEN
SUDAN
ETHIOPIA
SOMALIA





Introduction

The last two decades have seen Dubai change from a busy sea port, which it had been for many hundreds of years, to a flourishing industrial, trading and commercial centre able to take advantage of the changing patterns in world trade. One of the early decisions taken by H.H. Sheikh Rashid was the construction of Port Rashid. Prior to its completion in 1972 only traditional dhows could enter the harbour and other vessels had to lie up to a mile off shore and be unloaded by lighter. Even before completion it was clear that provision for 15 berths was inadequate and this was subsequently therefore, increased to 37. The opportunity presented by this expansion was recognised by H.H. Sheikh Rashid who then initiated consideration of the provision of ship repair facilities.

Dubai has unique advantages for the development of repair facilities for large tankers because it is located at the entrance to the Gulf, close to the shipping lanes, and within sufficient sailing distance from the main loading terminals for any necessary proving trials to be accomplished before reloading. Marine development at Dubai is favoured by many factors not least of which are the good sea approaches.

Oil tankers now undertake the operations of cleaning and making their tanks safe, with inert gases during the return voyage to the oil loading terminals. Vessels therefore arrive in the Gulf in the most suitable condition for service and repair. Facilities for dry docking and ship repair located close to the oil loading terminals have the advantage of minimising operational delay with least deviation from route.

In 1971 H.H. Sheikh Rashid commissioned Sir William Halcrow & Partners to investigate the engineering feasibility of constructing a ship repair facility at Dubai. Subsequently in 1972 following further separate studies, H.H. Sheikh Rashid took the decision to form the Dubai Dry Dock Company and proceed with the construction of a ship repair complex with facilities second to none. The complex was to be capable of repairing the largest vessels afloat or projected, up to 1 million deadweight tonnes (dwt).

Far left: Dubai in relation to the Middle East

Aerial view of Dubai

The world-wide competitive tender to design and build the project was won by Costain International Limited and Taylor Woodrow International Limited, who formed a Joint Venture to undertake the work. The contract was signed on 30 December 1973 and work began immediately.

Planning of the docks and shore facilities was based on the requirements of existing and projected tanker fleets, and also took into consideration the repair workload for other vessels and the ability to undertake fabrication work other than ship repairs. The principal particulars of the complex were established as three docks: for vessels up to 350,000 dwt, 500,000 dwt and 1,000,000 dwt respectively, each having a dewatering time within three hours and gate opening within a quarter of an hour; a tank cleaning facility, extensive machine and workshop facilities, administrative and ancillary buildings, dock cranes and mobile plant.

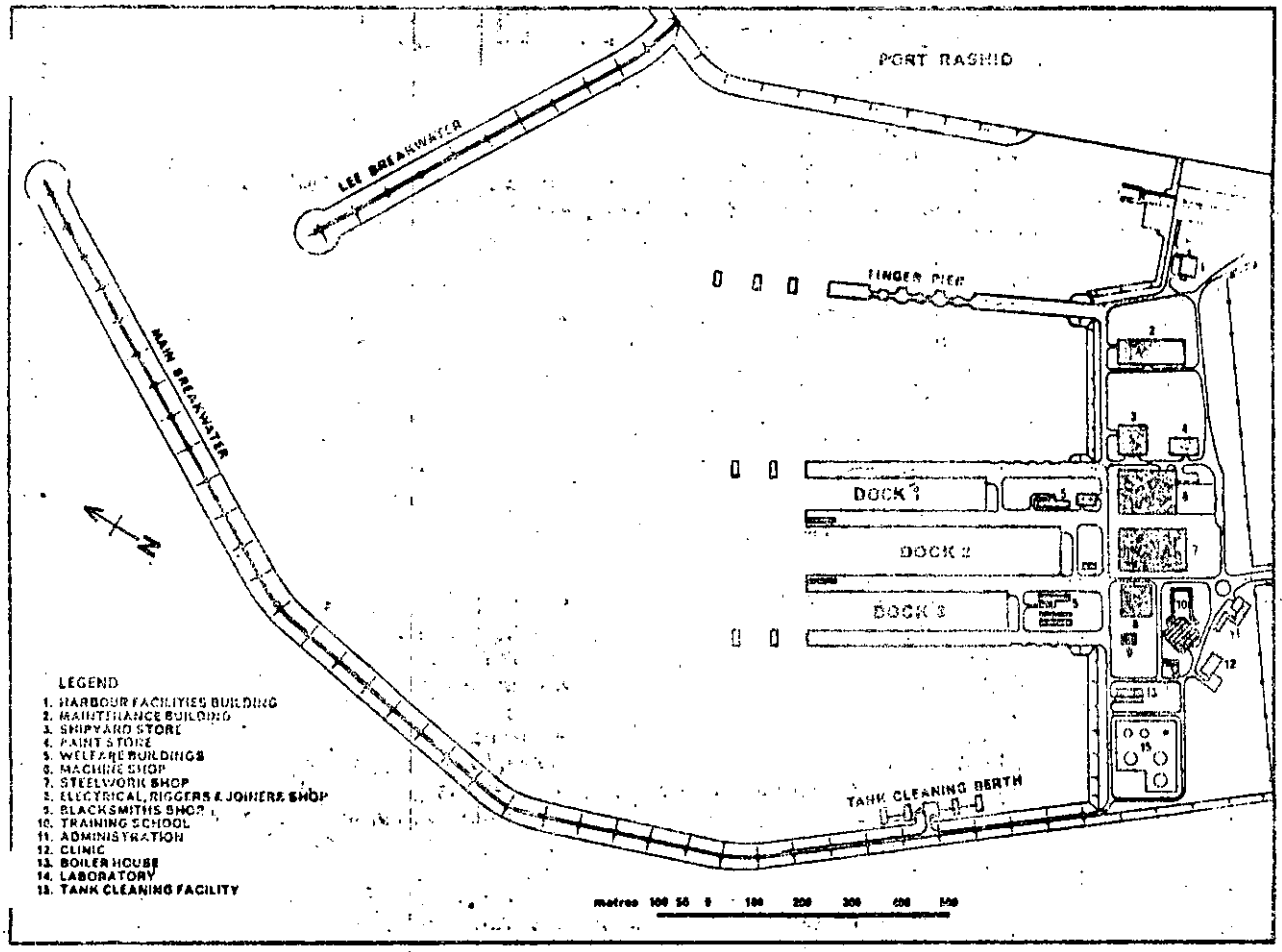
Contract arrangements

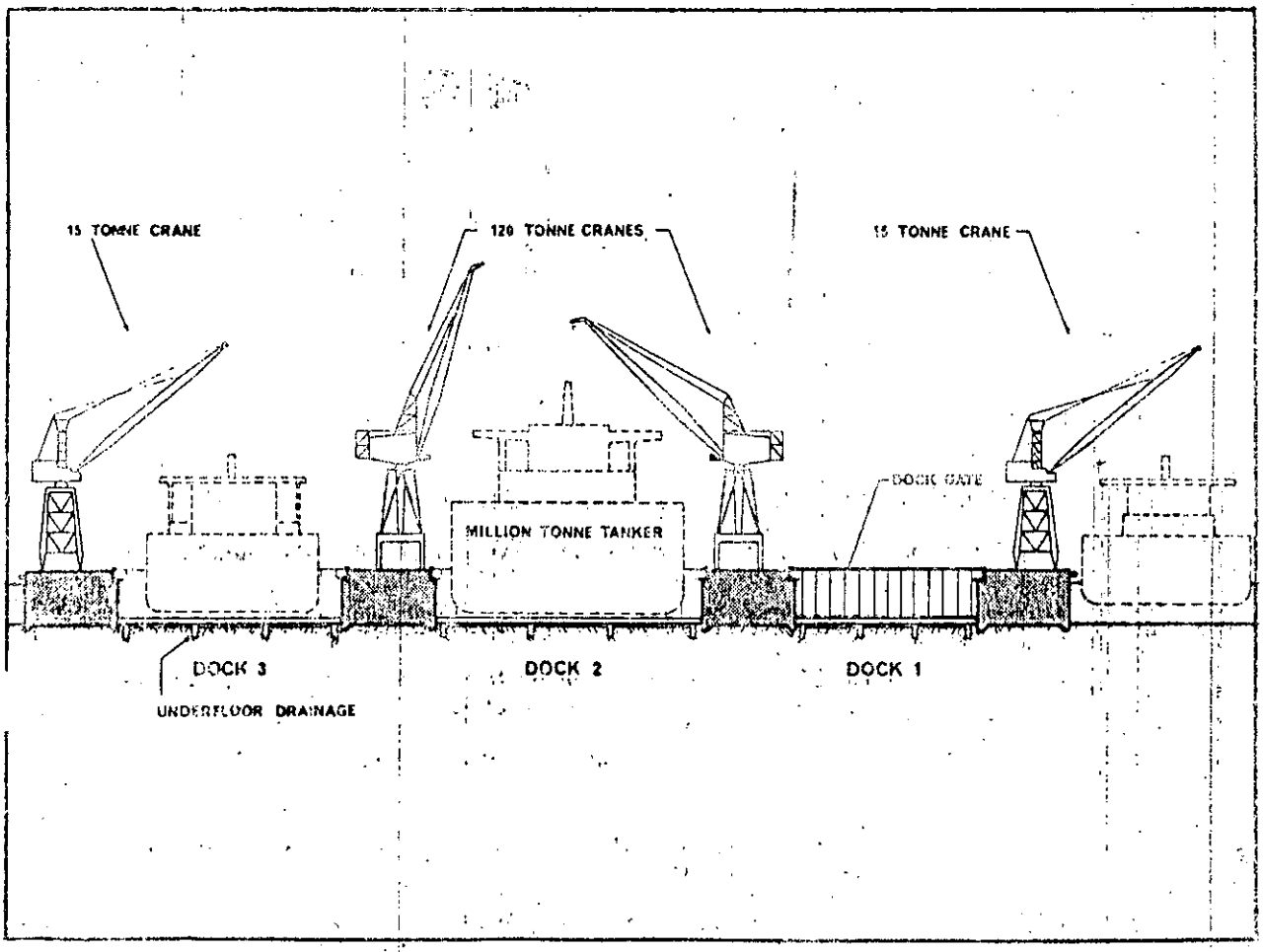
In addition to undertaking construction of the works the main contractor was required to produce all civil, mechanical, electrical and architectural designs. Throughout the duration of the contract there was co-operation between the main contractor and the consulting engineers in the development of detailed planning and design. This working arrangement took full advantage of the main contractor's practical knowledge and experience. Final approval of design and supervision of construction was undertaken by the consulting engineers.

An early decision made by the main contractor was to award a subcontract to a consortium of Redpath Dorman Long Ltd; and the Sir William Arrol unit of NEI, Clarke Chapman Cranes Ltd for fabrication in Scotland and erection on site of the dock gates, thus enabling this important element of the works to be fully integrated into the whole project.

There was a considerable value to the United Kingdom in exports for this project, which enabled the main contractor to offer attractive terms for deferred payment of part of the total cost. Finance was arranged by Lazard Brothers and Morgan Grenfell, with backing for the Sterling element by the Export Credits Guarantee Department. The balance of the cost was financed by direct funding by H.H. Sheikh Rashid.

Central area of the complex


PORT RASHID
LEE BREAKWATER
MAIN BREAKWATER
FINGER PIER
DOCK 1
DOCK 2
DOCK 3
TANK CLEANING BERTH
LEGEND
1. HARBOUR FACILITIES BUILDING
2. MAINTENANCE BUILDING
3. SHIPYARD STORE
4. PAINT STORE
5. WELFARE BUILDINGS
6. MACHINE SHOP
7. STEELWORK SHOP
8. ELECTRICAL, RIGGERS & JOINERS SHOP
9. BLACKSMITHS SHOP
10. TRAINING SCHOOL
11. ADMINISTRATION
12. CLINIC
13. BOILER HOUSE
14. LABORATORY
15. TANK CLEANING FACILITY
metres 100 50 0 100 200 300 400 500


15 TONNE CRANE
120 TONNE CRANES
15 TONNE CRANE
DOCK GATE
MILLION TONNE TANKER
DOCK 3
DOCK 2
DOCK 1
UNDERFLOOR DRAINAGE

Scope of project

Marine work
Breakwaters 4,100m long
Dredging inside breakwaters to form a deep water harbour of 200 hectares
Eight wet repair berths including a finger pier

Dry docks
Three dry docks
370m x 66m for vessels up to 350,000dwt
525m x 100m for vessels up to 1,000,000dwt
415m x 80m for vessels up to 500,000dwt
all docks 12.5m deep
Gates, pumps, dockside cranes and access equipment

Tank cleaning facilities
Wet berth and plants for steam raising, inert gas production, sludge treatment, oily water separation and tank farm.

Buildings

Harbour facilities and fire station	Electrical, riggers test and joiners shop
Maintenance	Blacksmiths shop
Shipyard store	Training school
Paint store	Administration
Welfare	Clinic
Control	Boiler house
Machine shop	Laboratory
Steel workshop, including pipework shop and galvanising plant	Substations
	Compressor/services pumphouse

Services
Electrical, fresh and brackish water, sea water, ballast water, oxygen, propane, compressed air, foul and surface water drainage.

Project layout

Work progress

A brief summary of the principal dates
Work on site began immediately the contract was signed, in December 1973. While construction plant and equipment with a value exceeding £16 million (1974 prices) was being mobilised the design was being progressed and staff and workforce were arriving in Dubai.

A quarry for aggregate was located and developed and construction of an access road began.

Major breakwater construction began December 1973.

Caisson production began May 1975 and the last of the 162 units was towed to position in May 1977 to form the dock piers and berths.

Dredging for the harbour and dry docks was substantially completed by April 1977.

A temporary cofferdam was built around the dock entrance.

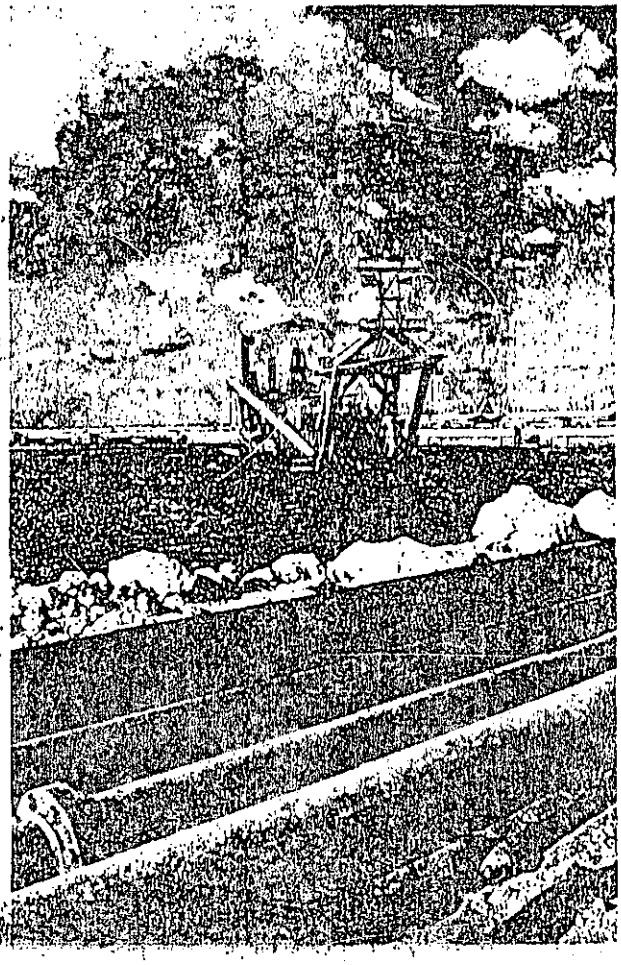
2,046 million litres of water were pumped out by December 1976 after which the dock floors were concreted and services installed.

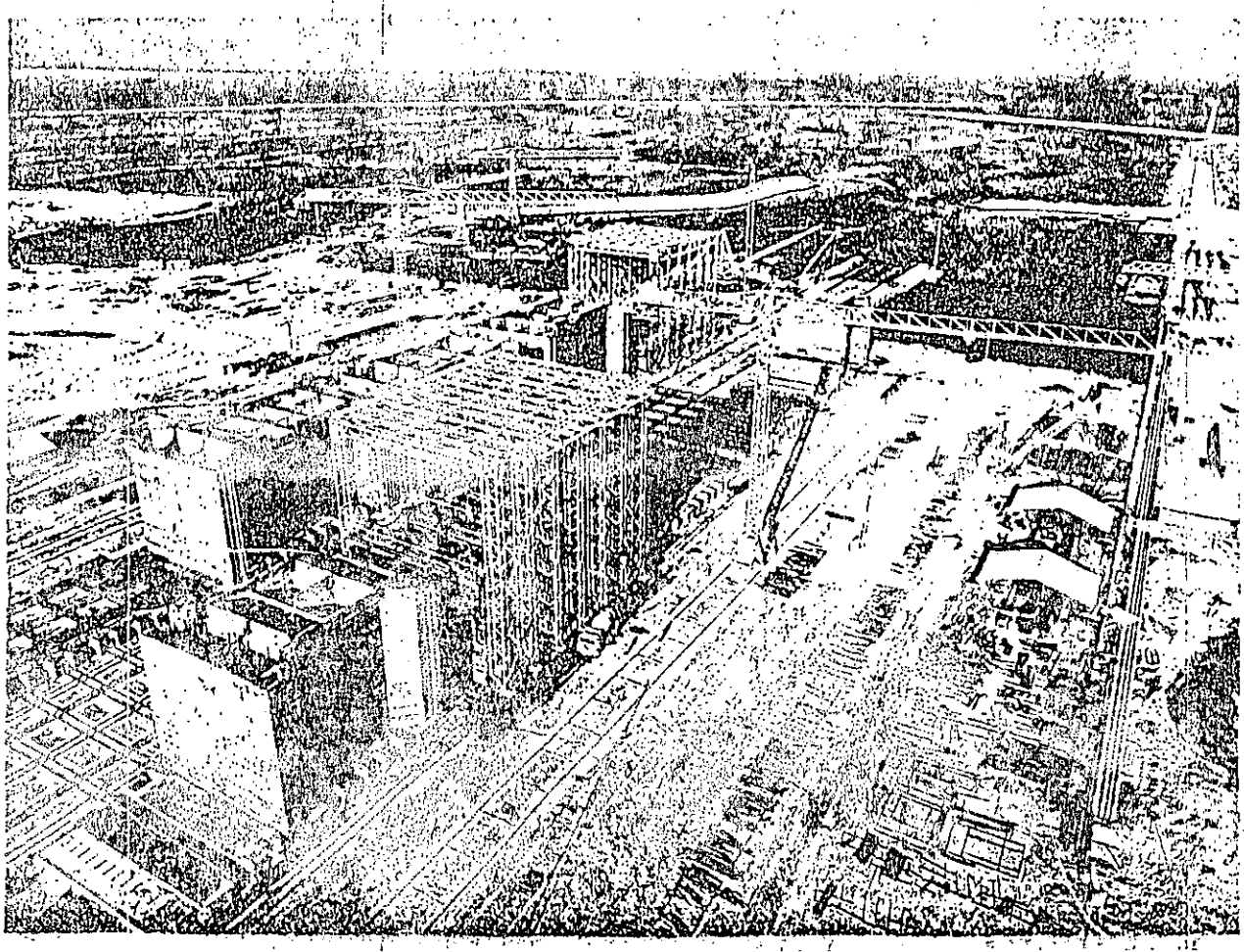
Dock gates were erected and the cofferdam was finally removed in November 1978.

Buildings and Shoreworks were completed with services, plant and equipment and progressively handed over from December 1977.

Section through the dry docks

The Dubai Dry Dock and Ship Repair Facility was opened on 26 February 1979.





Marine work

Breakwaters
The 200 hectares of harbour and dry docks are enclosed by 4,100m of breakwaters, of maximum 17m height and generally 8m wide, providing a large turning circle in the harbour and satisfactory alignment of the docks to the prevailing westerly winds. The harbour entrance is nearly at right angles to these winds, calling for final approach at slow speed, under tug control.

The main breakwater was built from the sea working towards the shore, to give the earliest possible protection for the caisson launching and positioning. In order to do this an island, which formed the end of the breakwater, was built and a Manitowoc 4600 crane transferred to it.

Four million tonnes of rock was hauled either in dump trucks or in trays on flat bed trucks from the quarry some 32km inland at Bayadat, and was placed at a rate of 70,000 tonnes per week by a combination of either 450m³ capacity bottom dump barges, or by transferring the trays to flat barges and towing them to the crane which then tipped the rock to complete the breakwaters.

Wave protection is provided by 18,000 concrete Stabits, cast on site, the majority weighing 15 tonnes each. Stabits were placed at the same time as the rock, protecting the breakwater until it could be finally completed from the seaward end by concreting the 1.5m high wave wall and putting the final Stabits on the crest.

Dredging and reclamation
Five million cubic metres of dredging was carried out by cutter suction dredger, reducing the seabed to give a harbour depth of 11.5m below lowest normal tide level, and to prepare the dry dock foundation.

Far left: *Breakwater construction*

Dredging in progress

The dredged material was used for 45 hectares of land reclamation to provide the area upon which the buildings and shoreworks are built.

Overall weekly dredged excavation was 45,000m³, dredging to a tolerance of ±300mm.

The dry docks

Caissons and pumphouses
The three dry docks and finger pier comprise the major civil engineering element of the project.

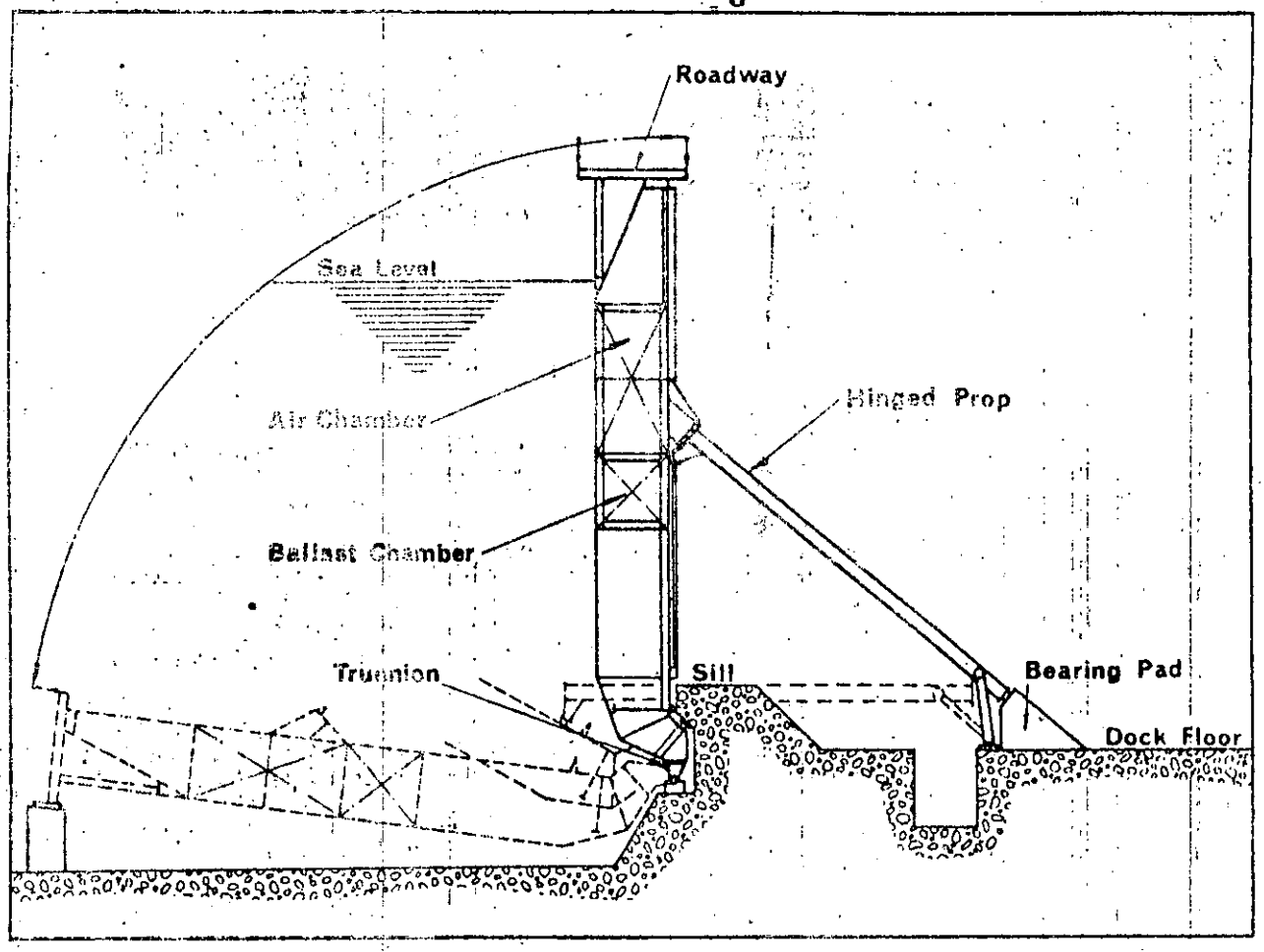
More than a million tonnes of coarse aggregates were required for the reinforced concrete works. A suitable material was found near the village of Halta, 110km from the coast and this required 80km of access road to be constructed. The road extends the existing Bayadat quarry road and forms a major part of the Dubai/Oman Highway. It is 9m wide, with 1.5m hard shoulders.

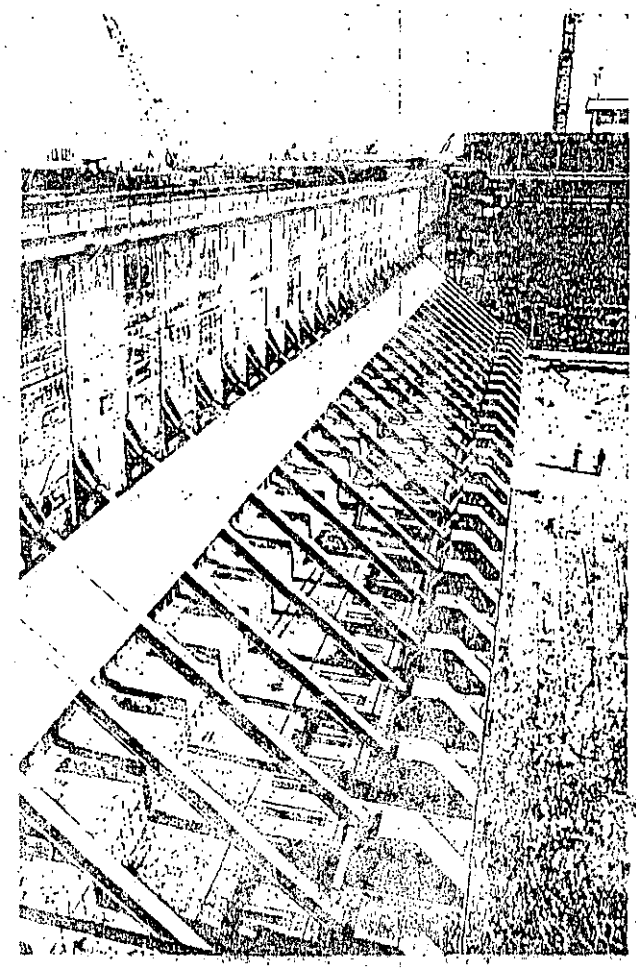
The dock walls and wet berths are formed by 162 slipformed reinforced concrete caissons, the majority of which are 31m long, 17m wide and 18m high, weighing 3,500 tonnes when empty. Production began in May 1975 and with each one taking about 20 days to make and cure in a precast yard, production was completed in May 1977 when the last one was towed into position.

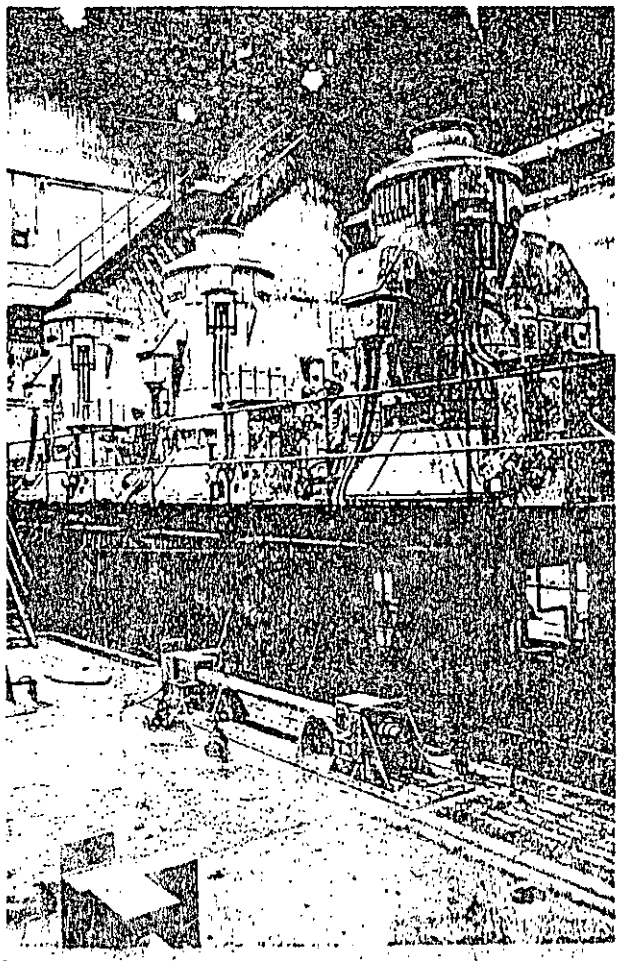
The caisson foundations were prepared by dredging up to 8m of the existing sea bed to give clean firm rock at a depth of 18.2m. A pair of trenches 1m deep was formed in the seabed by drilling accurately to level a series of overlapping holes; trenches thus formed accommodated the caisson downstands.

After final positioning, caissons were ballasted with water to sink them on to their foundations. The void between the caisson underside and the seabed was pumped full of cement grout which, apart from providing support, acted as a waterseal between bedrock and caissons. They were then filled with sand. Vertical joints between caissons were made watertight by forming

Caissons in casting yard with Synchrolift for lowering caissons into the water


Roadway
Sea Level
Air Chamber
Hinged Prop
Ballast Chamber
Trunnion
Sill
Bearing Pad
Dock Floor





shutters the full 18m height from two grout filled nylon bolsters and then filling the void between them with cement grout.

The docks are dewatered by five main 2,650hp pumps installed in two pumphouses located at the seaward end of each of the two central piers. The pumps may be used either separately to dewater the two outer docks or together to dewater the centre dock, they also have the ability to work in reverse to accelerate the flow of water into the docks. The pumphouses also contain pumps to remove surface water from the dock floor and ground water from beneath the floor.

When the caissons and pumphouses were in position a temporary bund was built across the dock entrances, over 2,046 million litres of water pumped out and the working area was kept dry by continual pumping.

Floors and gate sills

The 1.5m thick dock floors required 170,000m^3 of concrete, placed in 100m x 6m bays. Each pour of approximately 900m^3 took between 10 and 15 hours.

The three gate sills were constructed at the same time as the dock floors and each consists of a heavily reinforced concrete beam up to 7m thick and 22m wide. Some 60,000 tonnes of reinforced concrete was placed in the three sill excavations to resist the load from the dock gates. A 10m deep reinforced concrete barrier has been built below the toe of the sill to form a cut off to prevent water seepage under the sill. The bottom of this seepage barrier is 29m below high water level.

Gates

The design of the gates, which are 100m, 80m, and 66m long, was developed by T F Burns & Partners from a concept by the main contractor.

The simple propped cantilever form of the gates requires a total of 2,300 tonnes of steel for all three gates which is considerably less than for other suitable forms of gate construction. The gates are formed by bouyancy modules, with stiffened plates between, which are restrained by steel props against the water pressure outside the dock.

Section through the propped flap dock gates

A flap gate was selected because of its fast operation and lack of obstruction. The modules are hinged outside and below the dock entrance. The top is capped by a horizontal girder, which acts as a stiffening beam for raising and lowering and also serves as a roadway for light vehicles.

Shipment to Dubai was in the form of 37 bouyancy modules with their associated intermediate skin plates, top girder sections, props, bearings and winches.

When the water levels on both sides of the gate are equal, the props and and bearing pads are relieved of their load and the buoyant weight of the gate is carried on a pair of trunnion bearings at the base of each buoyancy module. Each gate is operated by two 30 tonne electrically driven winches working in unison through a continuous rope system. The gate rotating on the trunnions opens slowly under the restraint of the winches. In the open position the gate lies in a recess outside the dock, below the level of the sill and the props, being hinged at their bases, lie flat in the recesses in the sill.

The gates are kept water-tight by a rubber seal which bridges a variable gap and seals against a smooth concrete face.

Machinery

Vessels are brought into the harbour at slow speed, under the control of tugs. Berthing at the tank cleaning facility or wet repair berths is tug assisted. However, to enter and leave the dry docks a custom built hauling system has been designed by the main contractor.

A vessel to be docked is positioned at the entrance of the dock by tugs and after lines have been attached the hauling in gear will pull the vessel into the dock.

The equipment is similar for each dock and consists of four winches – two at the dock head and two at the entrance – and four hauling in trollies which run on beams on the piers and are each attached to a winch by a steel wire rope. The winches have local control panels, plus remote control panels which are housed in the control buildings at the ends of the two central piers. The

Flat bulb Gate for the 100m wide dock

Inside a main pump house

operator uses a display showing the rope tension in the hauling cables and the amount of rope which has been let out.

The free end of the rope is attached to a suitable bollard on the vessel. The rope from the bollard to the winch passes through a surge wheel mounted on the trolley and designed to avoid overloading the cope beam.

If the pull in the rope exceeds the preset limit, provision is made for the rope to pay off automatically. The trolley can be braked at any one of a number of predetermined points by use of a trolley stop.

It is thus possible to accurately align the vessel and draw it into the dock at a closely controlled speed under closed circuit television and sonar surveillance. The gear is used for hauling in and hauling out and positioning the ship within the dry dock.

When the ship is in position the dock gate is raised and water pumped out within three hours. The vessel settles on to and is supported by keel blocks weighing up to 31 tonnes each. Work can then begin on the ship.

Surface work on top of the dock pier caissons is extensive, with service galleries, crane tracks and more than 5km of concrete service trenches to carry the service pipes and cables. A concrete pavement is provided over the remaining area of dock piers. Behind the head of the docks there is a concrete tunnel which carries the primary feeds for the pipes and cables distributed along the dock piers.

Dockside cranes comprise two rated at 120 tonnes at 65.5m radius, two rated at 15 tonnes and one at 25 tonnes. All were erected and commissioned by the main contractor.

Cleaning and painting ships' hulls is accomplished by hydraulic articulated dock arms supported from a vertical frame of full dock height, running on a steel rail on the dock floor and on the hauling in beam at cope level. The arm is diesel driven and is capable of high pressure water cleaning, grit blasting and painting at a rate sufficient to achieve a four day turn round on a middle range supertanker.

Far left: *Dockside cranes*

Dock operations control centre

Tank cleaning facility

Cleaning the tanks of crude oil tankers is a specialised operation. Tenacious residual deposits build up which it is necessary to dispose of in order to provide efficient and safe operation and improved carrying capacity.

International legislation is increasingly aimed at reducing oil pollution of the seas and ensuring ship safety. Thus a tank cleaning facility has become an essential element of any dry docking and ship repair complex.

The nature of the waste material in the tanks makes cleaning a hazardous operation requiring the design and installation of very complex mechanical and electrical services and equipment.

A vessel requiring service in Dubai moors alongside the tank cleaning berth situated on the main breakwater approximately 500m from the shore. Hoses suspended from a powered hose handling rig are connected to enable oily slops and bunker fuel to be pumped ashore for processing or storage. Before any work can be carried out inside, the tanks are made safe by filling with inert gas. This gas is the by-product of a shore based oil fired steam generating boiler house, the exhaust gases of which are prepared and then passed through pipelines to the berth. Steam is also passed to the berth under pressure and is used for heating sea water for cleaning which is pumped into the tanks, the resulting oily water mix is pumped back to the tank farm for separation.

After the tanks are ventilated thick residual sludge has to be removed by hand excavation and conveyed to the shore in skips.

When the tanks are inert and cleaned as necessary the vessel can be

Far left: *Tank cleaning berth and pipe track to tank farm*

Tank cleaning facility showing a storage tank and the filtration plant

moved elsewhere for service and/or repair. The vessel can later return to the tank cleaning berth and take on bunker oil from the tank farm.

Oily slops are passed from the tank farm through a filtration plant capable of treating 150 tonnes of oily water mixture per hour. The oil is retained on the filters and the final effluent returned to the sea has an oil content not exceeding five parts per million.

The oily sludge is processed, creating a solid residue which is totally inert and harmless ready for disposal.

Protection against the hazards associated with these operations is provided by a combination of remote control and monitoring with specialised fire fighting methods including foam injection, the use of Halon inerting gas and an extensive water supply and hydrant system.

Buildings and Shoreworks

Shore facilities for a project as large as the Dubai complex are extensive. There are over 70 structures housing administration, medical clinic, fire station and security, steel fabrication shop, machine shop, maintenance yard, pipework and galvanising plant, electricians shop, rigging test house, joiners' shop, blacksmiths shop and stores; substations and control centre. All have either air conditioning or air handling systems. Of particular importance is the fully equipped training school, complete with workshop, cinema and lecture theatre. It is anticipated that the permanent labour force will number 3,000 to 4,000.

Equipment installed in the workshops covers a comprehensive range of machine tools and overhead cranes. It includes lathes of up to 23.5m bed length for turbine rotor, tailshaft and crankshaft repairs, the world's largest 200mm spindle ram borer for rudder repairs, plate levelling rolls, a 700 tonne ship frame bender, 1,000 tonne ring frame press, galvanising plant, furnace and plate cleaning machine.

An extensive network of roads and services connects the buildings, the dry docks, and tank cleaning facility.

Far left: *Main workshops at the head of the docks*

Machine shop interior

Services

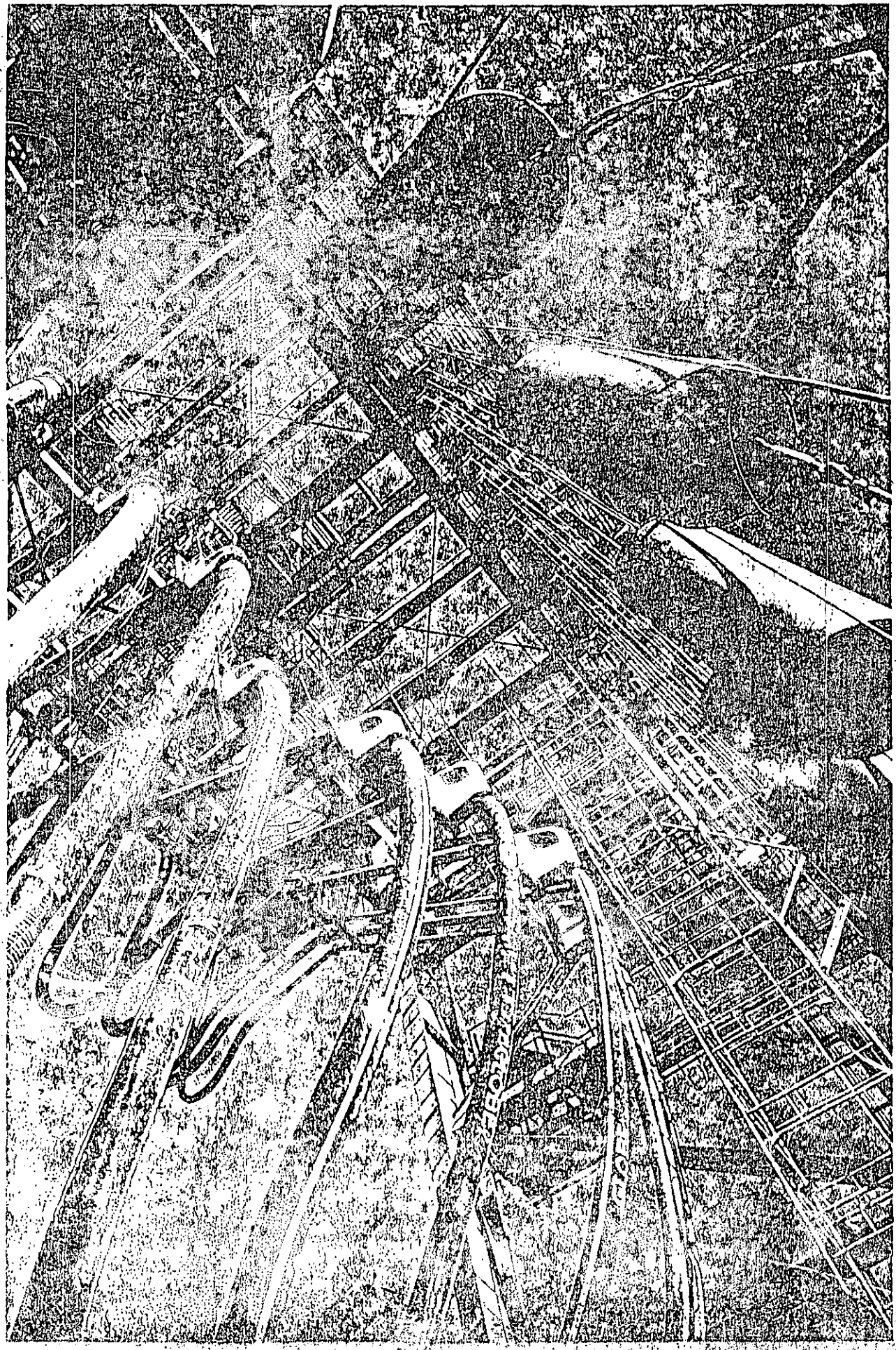
The complex is largely self contained, having its own refuse disposal system, fire station, motor transport workshops and fuel dispensation and stores.

Electricity is supplied by the Dubai Electricity Company at 33Kv to a main 33/6.6Kv substation. A 6.6Kv distribution system servicing 23 substations around the complex provides for an expected power demand of 45 MVA.

Fresh water comes from the Dubai town supply. A pumphouse within the dock area pressurises fresh, brackish, ballast and fire mains water for the complete complex.

Far left: *Roller conveyor running from steel stockyard into the workshop*

Interior of the main substation



Facts and figures

Cost
Final estimated cost at 1979: £232 million

Principal dimensions
Harbour and dry docks area: 200 hectares
Dock 1: 370m x 66m x 12m
Dock 2: 525m x 100m x 12m
Dock 3: 415m x 60m x 12m
Breakwaters: 4,100m x 17m high
Buildings: 52,000m² floor area

Quantities of materials

Reinforcing steel	85,000 tonnes
Cement	330,000 tones
Concrete	850,000m³
Rock in breakwaters	4,000,000 tonnes
Dredging and reclamation	5,000,000m³
Dock gates steel	
	Dock 1: 612 tonnes
	Dock 2: 946 tonnes
	Dock 3: 742 tonnes

Workforce
255 staff employed from UK
475 other staff recruited outside Dubai
5,950 operatives, of whom half were from Pakistan and half from India.

Plant and drawings
More than 1500 items of construction plant were required, having a total rating of 75,000 horsepower and a value exceeding £16 million at 1974 prices.
More than 10,500 working drawings.

Conclusion

The successful completion of the Dubai Dry Dock and Ship Repair Facility represents a significant achievement for British engineering and contracting, especially the skills and expertise of the Costain-Taylor Woodrow Joint Venture and Sir William Halcrow & Partners.

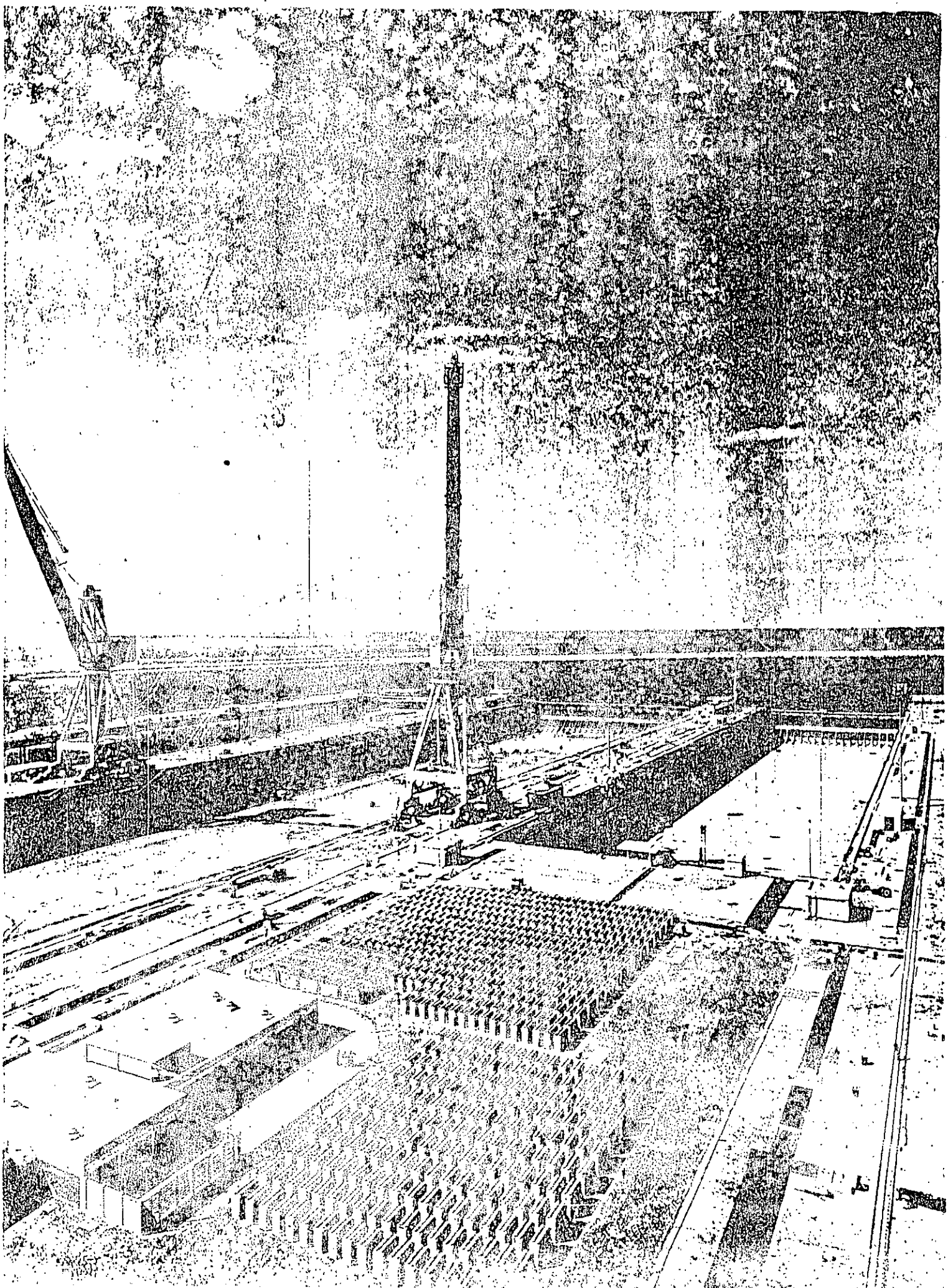
All those involved in the five years of work leading up to 26 February 1979, when Her Majesty The Queen and His Highness Sheikh Rashid opened the dry dock wish the Dubai Dry Dock Company and the Operators every success in the future.

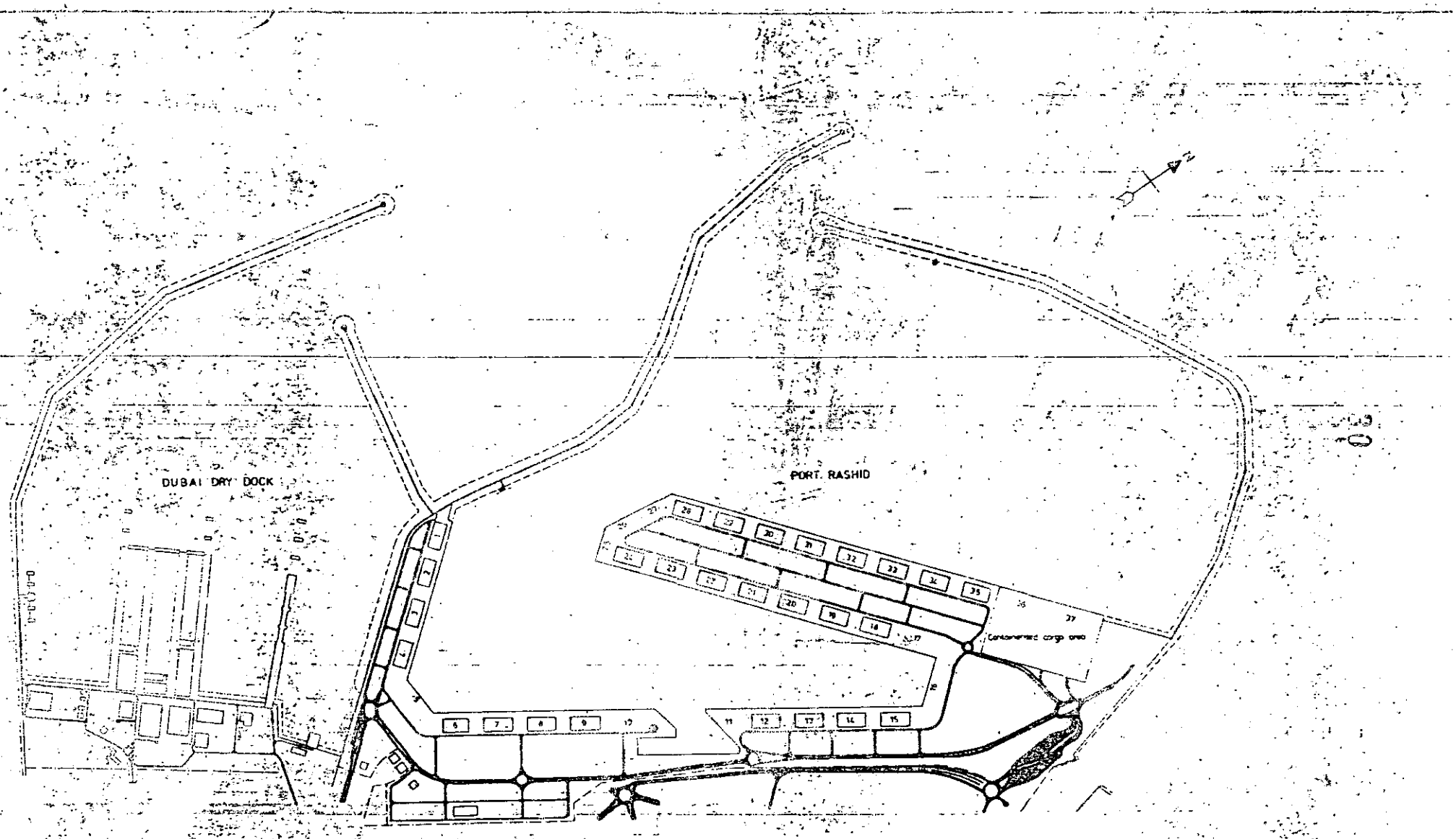
An unusual view of the hose handling rig

Major sub-contractors and suppliers

Acrow (Automation) Ltd	*Storage and handling equipment*
AGA Welding Ltd	*Welding and gas cutting equipment*
Al Tajir Air Conditioning & Refrigeration Co	*Air conditioners*
Angus Fire Armour Ltd	*Fire protection*
HCB Angus Ltd	*Fire protection*
Arcon Ltd	*Temporary construction buildings*
B & M Insulations (Gravesend) Co Ltd	*Insulation*
Babcock & Wilcox Ltd	*Tractors*
Bakker Rubber Fabriel BV	*Rubber capping pieces*
Henry Berry & Co Ltd	*Railing machine*
Bill Switchgear Ltd	*Switchgear*
Blaw Knox Ltd	*Road sweeping machine*
B.O.C. Ltd	*Oxygen and propane equipment*
Bolton Gate & Co Ltd	*Folding shutter doors*
British Steel Corporation	*Sections, pipe and plate*
The Bronx Engineering Co Ltd	*Plate bending rolls*
Stanley Butterworth Ltd	*Steel fabrications*
T. F. Burns & Partners	*Dock gate design consultants to the main contractor*
Byard Kenwest Engineering Ltd	*Piling*
Cablok Co Ltd	*Cable fixings*
Campbell & Isherwood Ltd	*Training and test switchboards*
Capper-Neill International Ltd	*Storage tanks*
J. H. Carruthers & Co Ltd	*Overhead travelling cranes*
Caterpillar Tractor Co	*Earthmoving equipment*
Chemetron Ltd	*Pipe fittings*
Clarke Chapman Ltd	*120 tonne dock cranes*
Clarke Equipment Co	*Earthmoving equipment*
Coles Crane Ltd	*Mobile cranes*
Colt International Ltd	*Ventilation*
F. W. Cook (Refrigeration and Air-Conditioning) Ltd	*Fabrication supervision*
Costain Blankevoort International Dredging Co Ltd	*Dredging*
Costain International Ltd	*Quarry operation and haulage*
Crane Ltd	*Valves*
Crawford Swift Ltd	*Machine tools*
Danks of Netherton Ltd	*Steam boiler plant*
Dover Engineering Works Ltd	*Manhole covers*
Emirates Telecommunications Corporation	*Telephones*
EPL International Ltd	*Dock elevators*
David Etchells (Furnaces) Ltd	*Galvanising plant and pipe bending furnaces*
Firestone Burleigh Marine Pneumatic Fendering Ltd	*Fendering*
Flygt Pumps Ltd	*Sump drainage and construction pumps*
Fodens Ltd	*Dump trucks*
Foundation Engineering Ltd	*Ground investigation*
Fram (Europe) Ltd	*Oily water separator system*
GKN (Reinforcements) Ltd	*Steel reinforcement*
The Globe Pneumatic Engineering Co Ltd	*Hose handling rig*
Greenham Electric Ltd	*Electrical equipment*
Grove Cranes Ltd	*Construction cranes*
Haggie Patterson & Associates	*Material and plant inspection*
Paul Hammelmann Maschinenfabrik GmbH & Co	*Dock arms*
Hawker Siddeley Power Engineering Ltd	*Main electrical equipment*
Hepworth Iron Ltd	*Glazed pipes and ducts*
Houthandel G Wijma and Zonen BV	*Fenders and rubbing strip*
Howden Compressors Ltd	*Compressors*
Howgate & Laing Ltd	*Inter-module gate seals*
Husbands Shipyards Ltd	*Control panels*
Hymo Lift Ltd	*Mobile access platforms*

Ideal Williams Ltd	*Windows*
The Incinerator Co Ltd	*Incinerator*
James & Stone (Brightlingsea) Ltd	*Line handling launches*
J. C. Bamford Excavators Ltd	*Excavators*
Jones and Healey Marine Ltd	*Sonar docking alignment system*
Kamag Transport Technik GmbH & Co	*120 tonne transporters*
Koninklijke Machine Fabriek Stork BV	*Main dewatering pumps*
Kwikform International Ltd	*Access towers*
Lansing Henley Ltd	*Keel block fork lift trucks*
Leaderflush (Doors) Ltd	*Doors*
W. & J. Leigh & Co	*Paints and coating supervision*
John Lenanton & Son Ltd	*Timber*
Manitowoc	*Construction cranes*
Marine Cement Ltd	*Cement*
Marine Radio Services Ltd	*Radio transmitters*
Mather & Platt Ltd	*Pumps*
Modern Fire Alarms	*Fire alarm system*
Newman Hattersley Ind Ltd	*Valves*
Newton Chambers (Engineering) Ltd	*Equilibrium valves and penstock gates*
N. C. K. Ransomes & Rapier Ltd	*Construction cranes*
Non Corrosive Metal Products	*Access towers and elevated gangways*
Octavius Atkinson & Sons Ltd	*Structural steelwork*
Ove Arup & Partners	*Geotechnical advisers to the main contractor*
Peabody Holmes Ltd	*Inert gas plant*
Pearson Machine Tool Co Ltd	*Hydraulic guillotine*
Peerless Pumps Ltd	*Pumps*
Petbow Ltd	*Generators*
N. V. Phillips	*Communication and control equipment*
Pilkington Brothers Ltd	*Float, patterned, toughened and antisun glass*
R. Pollard & Associates Ltd	*Operation manuals*
R. D. L./Clarke Chapman Ltd	*Dock gates*
W. R. Richards & Son Ltd	*Bollards*
Alfred G. Roberts (Exports) Ltd	*Ironmongery and locks*
Ruberoid Building Products Ltd	*Roofing materials*
Satec Ltd	*Sewerage ejectors*
Servicised	*Building products*
Sharebex Ltd	*Blacksmiths shop equipment*
Sheerness Steel Co Ltd	*Steel re-inforcement*
Shell	*Oils and fuel*
Shipyard Holland	*Self elevating platform*
Shipyard K. Damen Ltd	*Tugs*
Hugh Smith (Glasgow) Ltd	*Plate bending rolls, 700 tonne frame bender, 1,000 tonne ring frame press*
Spectar	*Switchgear*
Staveley Machine Tools Ltd	*Machine tools*
Sterling Cable Co Ltd	*Cable*
Stone Platt Crawley Ltd	*Navigational aids and mobile steam generation plant*
Stothert & Pitt Ltd	*15 and 18 tonne dock cranes*
The Sunderland Forge and Engineering Co Ltd	*Hauling-in gear and capstans*
TAC Construction Materials Ltd	*Asbestos cladding, sheeting and drainage*
Taylor Woodrow Construction Ltd	*Mechanical and electrical services design consultants to the main contractor*
Toledo Scale	*Weighbridge*
Vredestein Loosduinen B.V.	*Fenders and gate main seals*
Weir Pumps Ltd	*Stripping pumps*
Winget Ltd	*Concrete mixing and handling equipment*
Charles Winn (Valves) Ltd	*Check and butterfly valves*
Worthington Simpson Ltd	*Pumps*
600 Services Ltd	*Equipment for training school, sheet metal and electrical workshops*





LAYOUT OF DUBAI DRY DOCK AND PORT RASHID

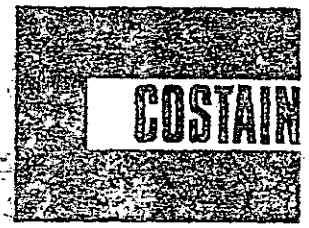
SCALE 1:50,000

C.C. 3-11

10/10/94

PICTURE RELEASE

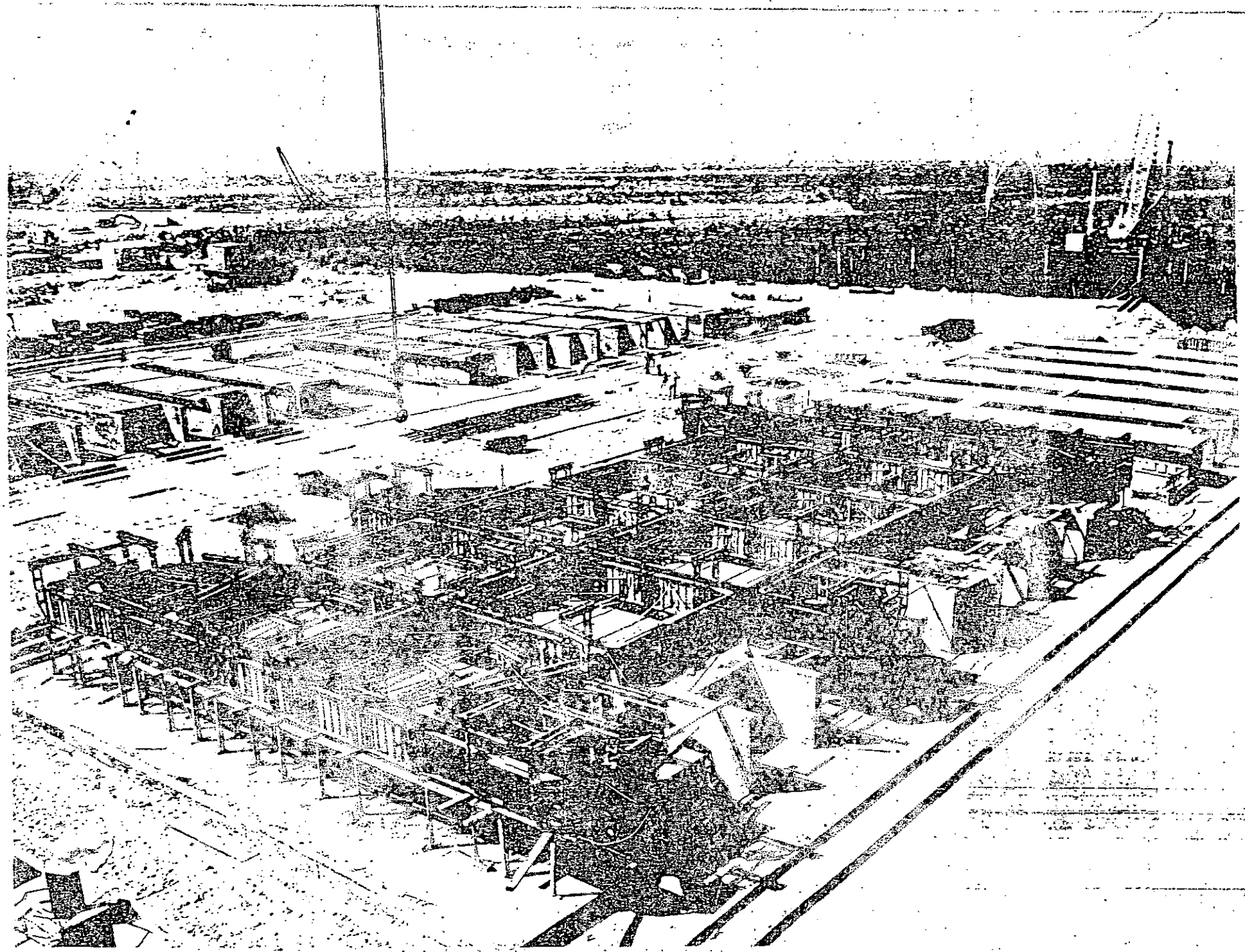
from Richard Costain Limited
Group Public Relations Department
111 Westminster Bridge Road
London SE1 7UE
Telephone 01-928 4977



Plan of the Dubai Drydock and extended Port Rashid

Port Rashid was built by Costain and completed in 1972. The Dubai Drydock and ship repair complex and the extensions to Port Rashid are being built by the Costain Taylor Woodrow Joint Venture.

Release Date | Reference



PICTURE RELEASE

from Richard Costain Limited
Group Public Relations Department
111 Westminster Bridge Road
London SE1 7UE
Telephone 01-928 4977

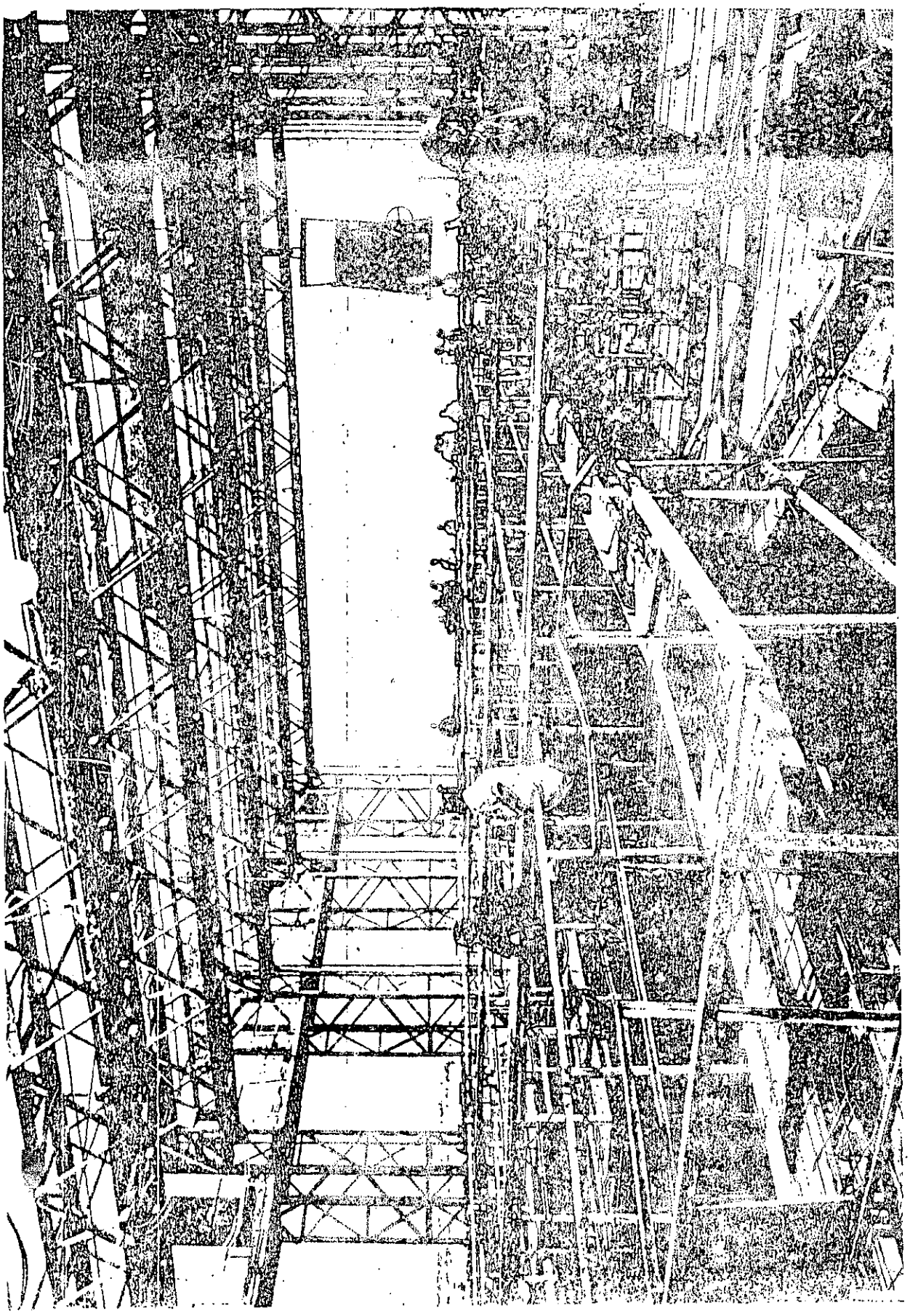
COSTAIN

Dubai Drydock - Caisson casting yard

Concrete caissons for the dock walls and wet berths are slipformed on casting beds. They are generally 31m long, 17m wide and 18m high and weigh some 3,500 tonnes when empty. They are completed at the rate of two per week, each one taking about 20 days to make and cure.

There are ten casting beds in two rows of five, each one comprising concrete base slab and beams with rails between them on which transfer bogies travel. In the centre of the yard is a similar transfer system at rightangles to the casting beds, and on which they travel to the launching platform.

Release Date	Reference
Nov 1978	CC 2353/201



PICTURE RELEASE

from Richard Costain Limited
Group Public Relations Department
111 Westminster Bridge Road
London SE1 7UE
Telephone 01-928 4977

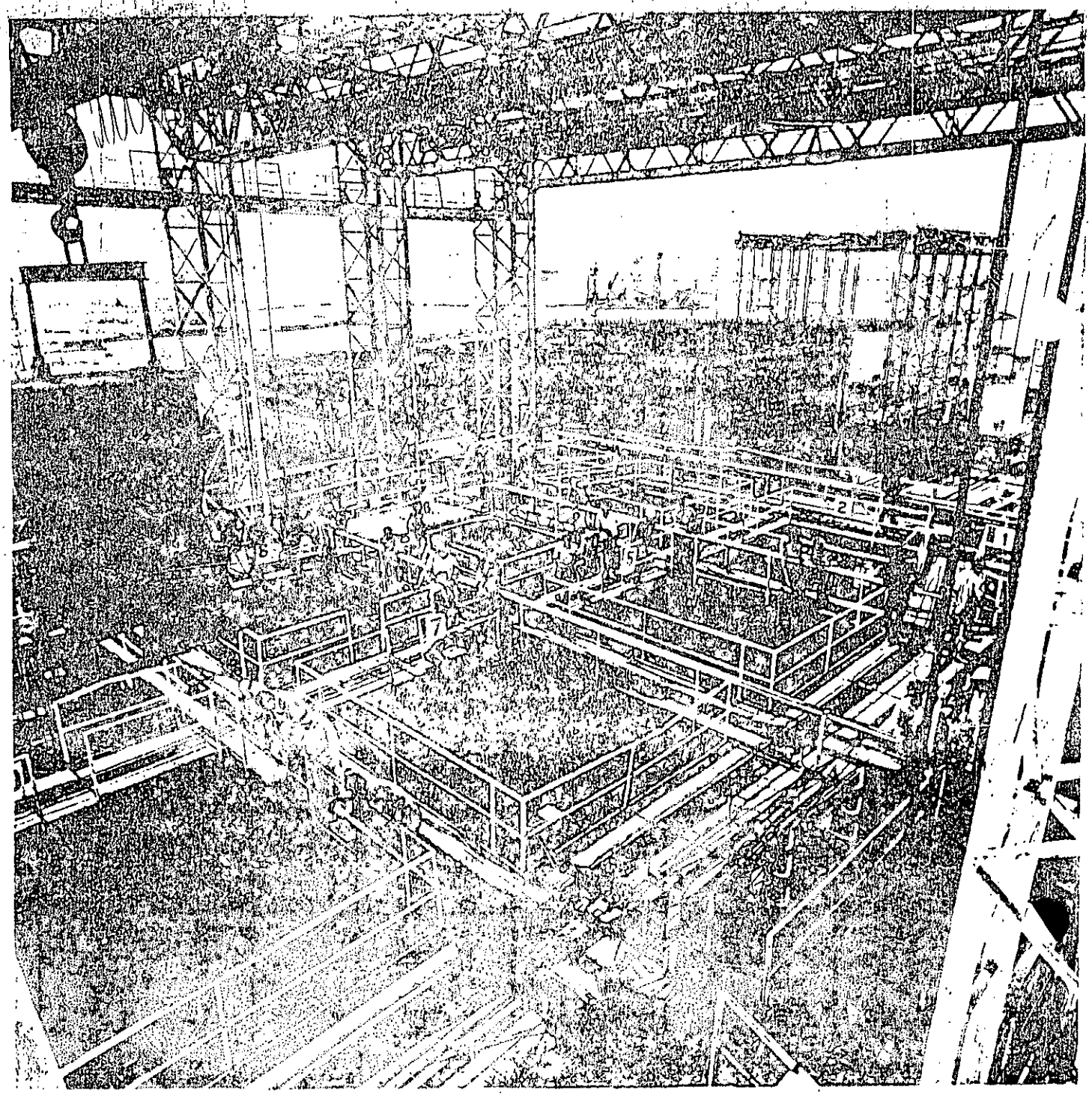
COSTAIN

Dubai Drydock - Caisson casting yard

Concrete caissons for the dock walls and wet berths are slipformed on casting beds. They are generally 31m long, 17m wide and 18m high and weigh some 3,500 tonnes when empty. They are completed at the rate of two per week, each one taking about 20 days to make and cure.

There are ten casting beds in two rows of five, each one comprising concrete base slab and beams with rails between them on which transfer bogies travel. In the centre of the yard is a similar transfer system at rightangles to the casting beds, and on which they travel to the launching platform.

Release Date | Reference



Picture Release

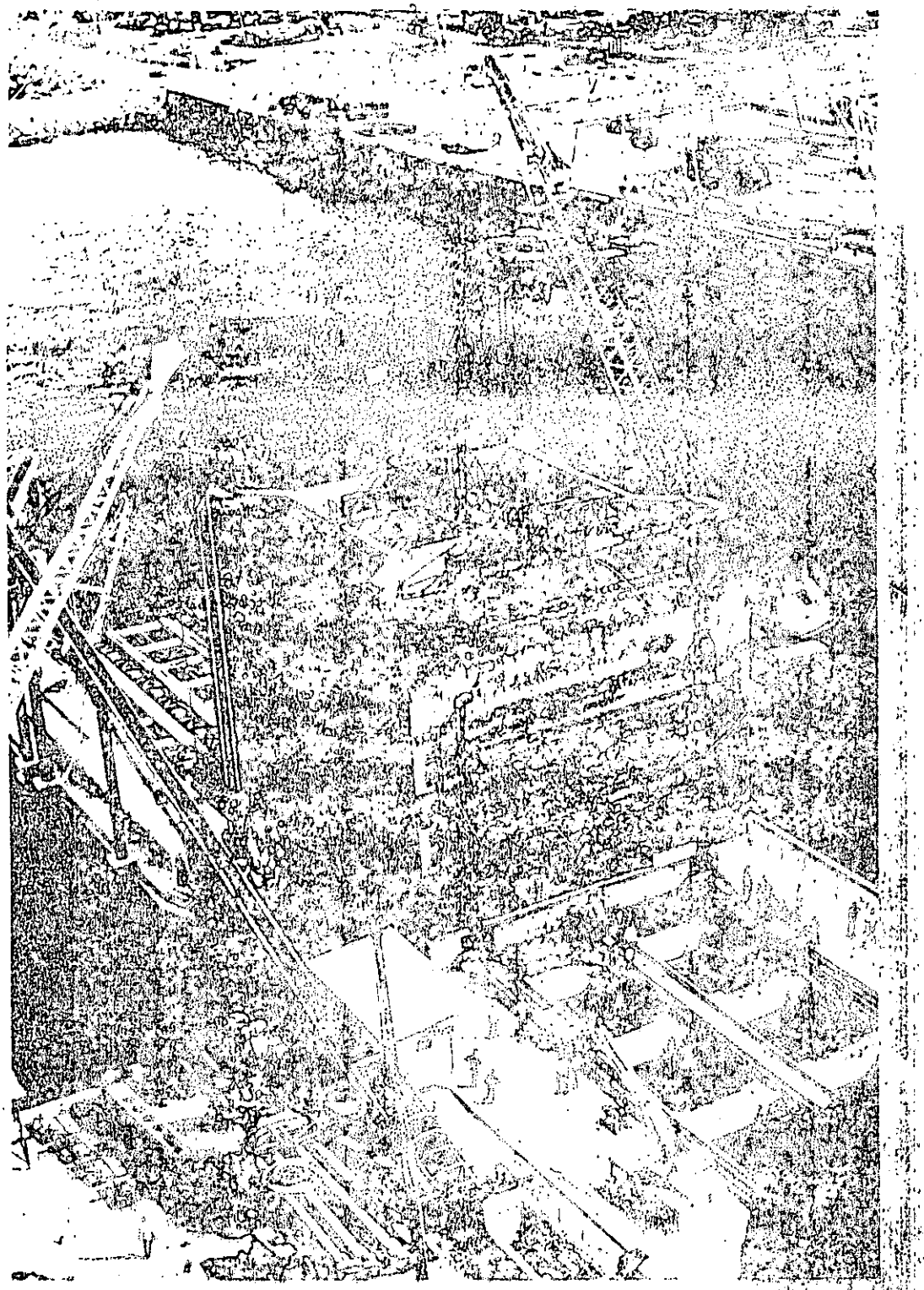
Richard Costain Limited, Group Public Relations Department, 1 Kennington Road, London SE1 7QP. Telephone 01 928 4977

Dubai Drydock - Caisson casting yard

Concrete caissons for the dock walls and wet berths are slipformed on casting beds. They are generally 31m long, 17m wide and 10m high and weigh some 3,500 tonnes when empty. They are completed at the rate of two per week, each one taking about 20 days to make and cure.

There are ten casting beds in two rows of five, each one comprising concrete base slab and beams with rails between them on which transfer bogies travel. In the centre of the yard is a similar transfer system at rightangles to the casting beds, and on which they travel to the launching platform.

For further information please contact Doreen Walford, Group Press Officer, telephone 01 928 4977 extension 40



COSTAIN

Picture Release

Richard Costain Limited · Group Public Relations Department · 1 Kennington Road · London SE1 7QP · Telephone 01-928 4977

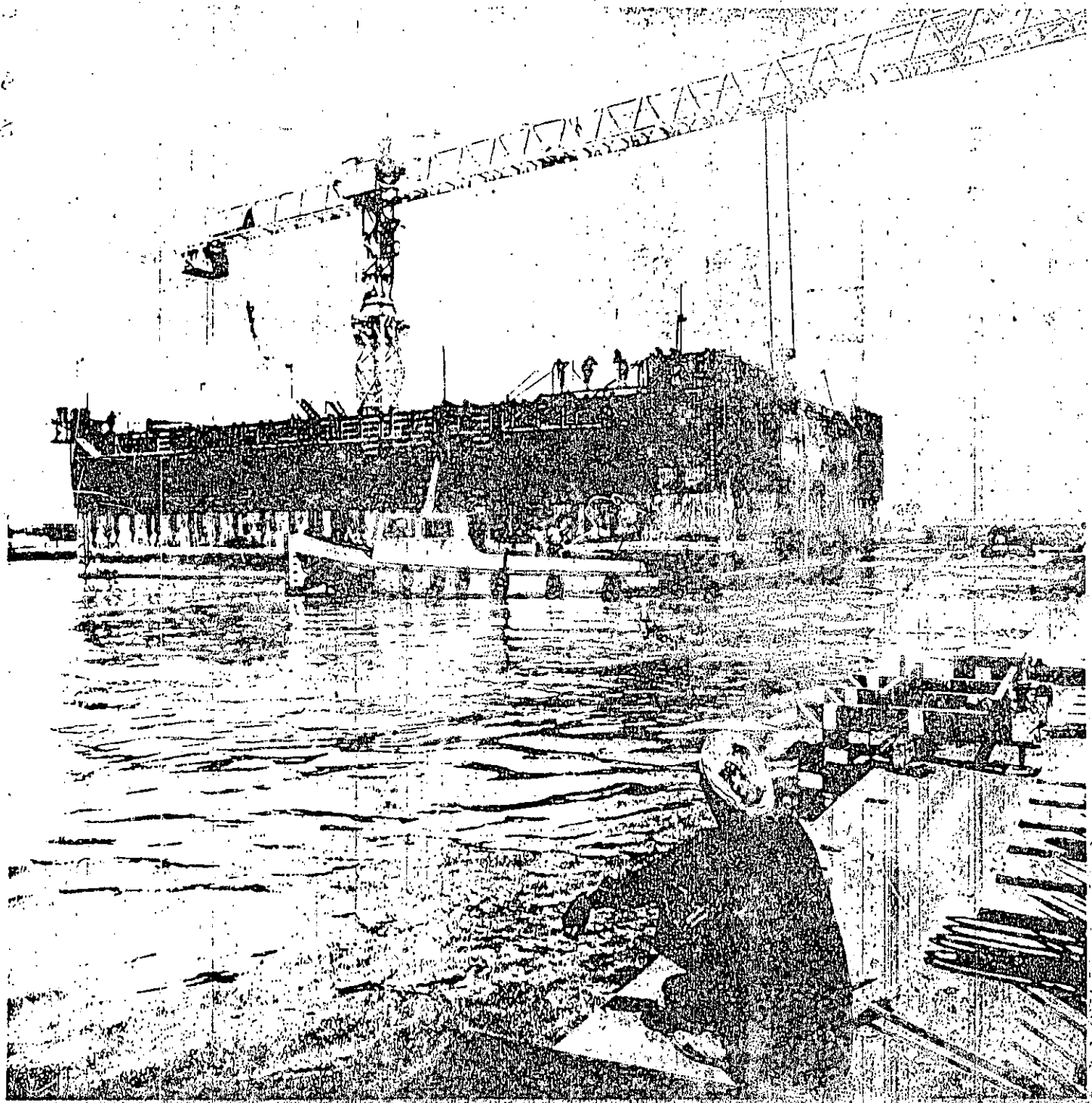
Dubai Drydock - Caisson casting yard

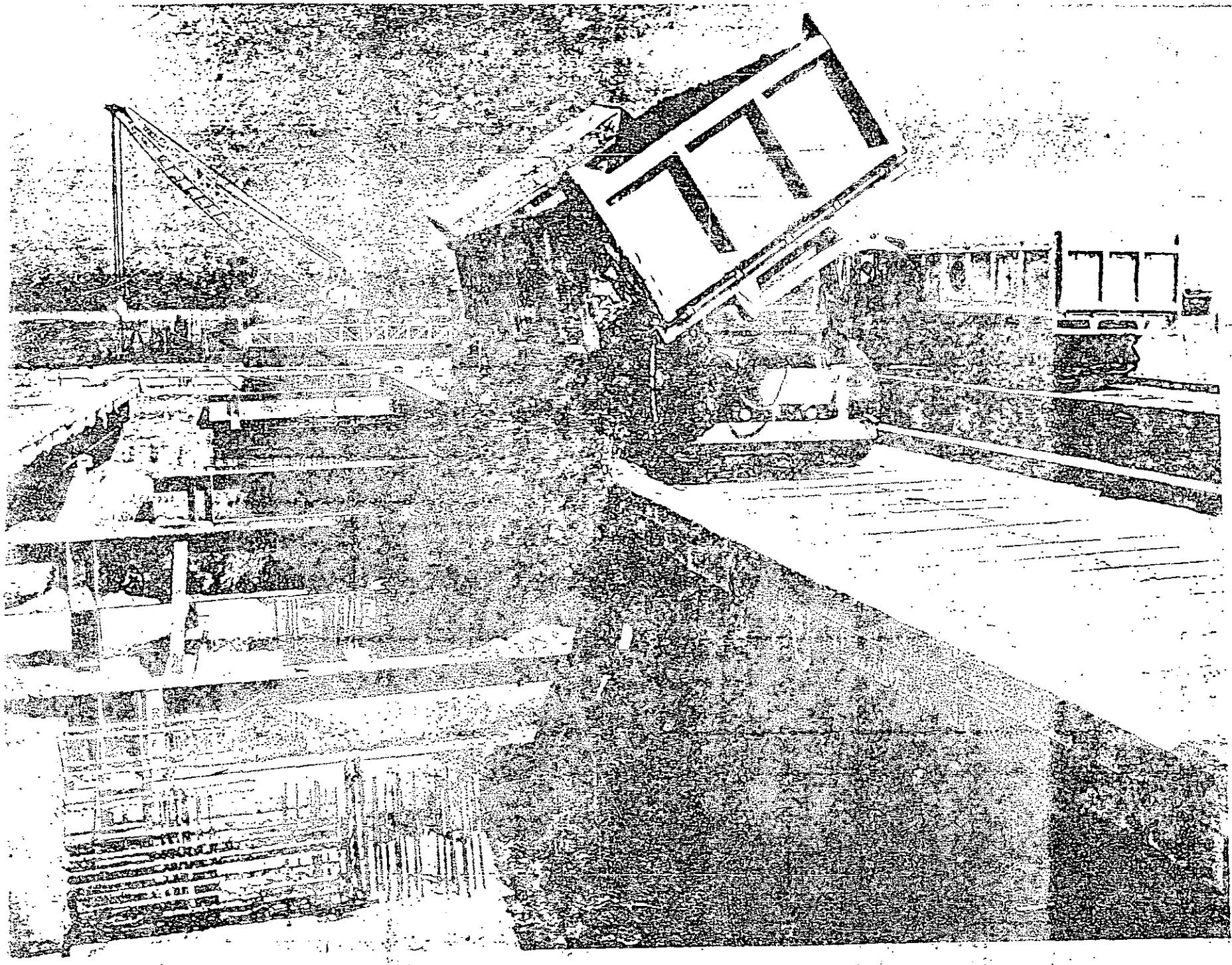
Concrete caissons for the dock walls and wet berths are slipformed on casting beds. They are generally 31m long, 17m wide and 18m high and weigh some 3,500 tonnes when empty. They are completed at the rate of two per week, each one taking about 20 days to make and cure.

There are ten casting beds in two rows of five, each one comprising concrete base slab and beams with rails between them on which transfer bogies travel. In the centre of the yard is a similar transfer system at rightangles to the casting beds, and on which they travel to the launching platform.

Picture shows a completed caisson being launched for towing into position on the dock wall.

For further information please contact Doreen Walford, Group Press Officer, telephone 01-928 4977 extension 40





FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

C U R S O S A B I E R T O S

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Del 29 de junio al 3 de julio de 1992.

LOS ASPECTOS RELEVANTES EN EL DISEÑO, LA CONSTRUCCION Y LA SUPERVISION DE ROMPEOLAS

ING. FRANCISCO MENDOZA VON BORSTEL

JUNIO – JULIO 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

LOS ASPECTOS RELEVANTES EN EL DISEÑO, LA CONSTRUCCION Y LA SUPERVISION DE ROMPEOLAS

LOS ASPECTOS RELEVANTES EN EL DISEÑO, LA CONSTRUCCION Y LA SUPERVISION DE ROMPEOLAS

RESUMEN

Las fases del diseño y la construcción de un rompeolas, requieren la debida coordinación a través de la Residencia de Construcción, la cual tendrá la responsabilidad de que la obra se ejecute precisamente de acuerdo con los planos del proyecto, respetando y cumpliendo las especificaciones técnicas y de control de calidad de los materiales, así como los relativos al transporte y la colocación de estos últimos.

Se definen las funciones de los elementos constitutivos de un rompeolas y se precisan los criterios básicos para el suministro de roca, la fabricación de elementos precolados de concreto y la fabricación de roca artificial. Se comentan las posibilidades que ofrece el empleo del sulfacreto y el uso de los geotextiles. Se hacen recomendaciones para el transporte de la roca y los elementos precolados y se tratan los aspectos más importantes de las operaciones de colocación de materiales en el rompeolas.

Finalmente se hace hincapié en la necesidad de contar con la Residencia de Construcción.

Se incluye la Bibliografía de estudios y publicaciones reciente sobre la tecnología del diseño y la construcción de los rompeolas.

" Se ti addiviene ti trattare delle acque, consulta prima la esperienza e poi la - ragione ". (*)

Leonardo da Vinci
1452 - 1519.

1. INTRODUCCION

Como en toda obra de ingeniería, el proyecto y la construcción de un - rompeolas a talud comprender diversas fases, desde la concepción y definición de su finalidad hasta su construcción. En este proceso cabe distinguir dos etapas sucesivas: el diseño y la construcción. La primera incluye la ingeniería básica, la ingeniería de detalle, la preparación de las especificaciones y la formulación de los documentos necesarios para concursar la obra. Con esta última información, se inicia la segunda etapa; o sea, la de construcción, durante la cual las empresas constructoras que participarán en el concurso se enteran del tipo de trabajo a ejecutar mediante los planos, especificaciones, requisitos de calidad y el plazo requerido para ejecutar la obra. Con esta - información las empresas están en condiciones de formular el presupuesto y preparar la proposición solicitada por el dueño de la obra. Una-

(*) Cuando tengas que lidiar con el agua, consulta primero la experiencia y después razona.

vez elegida la empresa constructora, procede ésta a la movilización de sus recursos para iniciar la construcción.

A fin de coordinar debidamente las fases de diseño y construcción, resulta imperativo organizar oportunamente la Residencia de Construcción que tendrá a su cargo la responsabilidad y la autoridad para supervisar la realización de la obra a fin de que ésta se ejecute de acuerdo con los planos, las normas de control de calidad y las especificaciones definidas en la fase de diseño, mediante lo cual será posible satisfacer la finalidad que debe cumplir la obra en cuestión.

2. CRITERIOS BASICOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCION

Una vez definidas las funciones de la obra, se establecerán los criterios básicos de diseño que regirán a lo largo de la fase de ingeniería de detalle y los cuales debe conocer y hacer respetar la Residencia de Construcción durante el proceso de ejecución del trabajo. Es muy importante que el constructor conozca y esté conciente de que la obra que realice cumpla con los criterios básicos de diseño y respete las normas de calidad contenidas en la documentación de Concurso, que a su vez, le sirvieron de base para formular su oferta.

Resulta de capital importancia que durante la fase de diseño se tomen muy en cuenta los aspectos constructivos, a fin de que el proyecto pueda ejecutarse en el plazo previsto y al más bajo costo posible, considerando los diversos procedimientos de construcción, así como los equipos y recursos disponibles para el tipo particular de obra (18) y (19) (*)

(*) Las Referencias Bibliográficas se identifican con un número entre paréntesis.

Concretando, en el caso específico de un rompeolas, su finalidad primordial estriba en constituír una barrera permanente contra el oleaje de mar, a fin de crear en forma artificial una zona protegida y en calma en la que puedan realizarse en forma expedita y económica las operaciones portuarias, en un sitio en que las condiciones naturales no lo permiten.(13), (31) y (8) Para lograr esta finalidad, el rompeolas deberá ser capaz, en primer lugar, de resistir durante un largo tiempo el embate de las olas. En segundo lugar, es indispensable que tal barrera sea lo suficientemente impermeable para impedir que se transmitan a la zona abrigada del puerto las fluctuaciones de nivel que ocurran en el lado externo por efecto del oleaje. Las funciones antes definidas se obtienen económicamente con un rompeolas a talud, constituído simplemente por un dique de enrocamiento formado con dos elementos básicos: la coraza y el núcleo. La coraza consiste en rocas o elementos precolados de concreto, con el peso y el espesor necesarios para resistir el embate del oleaje. En virtud de su alto costo se procura reducir al mínimo el volumen de este elemento. El núcleo, que no estará expuesto a la acción directa del oleaje, puede y debe construírse con los materiales que en forma más económica se disponga cerca del rompeolas, como arena, grava o el producto integral de una cantera, con tal que, mediante una razonable graduación de sus partículas, se obtenga una masa relativamente impermeable y poco deformable. (Ver Fig. 1).

Para asegurar la formación y permanencia del núcleo deberá cubrirse con un material que actúe como filtro, para evitar que sus partículas de menor tamaño emigren a través de los grandes huecos de la coraza. Comúnmente a este filtro se le denomina capa secundaria.

El núcleo, así construído y protegido, servirá también como la base del camino que se necesita durante los precesos de construcción y mantenimiento de la obra, así como para disponer de un acceso a los muelles que se coloquen adosados a los rompeolas. (46), (10), (13), (9), (8), (12), (43) y (38)

Para reducir el costo del rompeolas conviene que la corona del camino de construcción sea lo más angosta y baja posible, a fin de permitir el tránsito expedito de los camiones y la operación de las grúas que se requieren para colocar por vía terrestre los materiales de la obra. (46) y (39)

Por el lado interior del puerto, en el que el oleaje será menor, se requiere también proteger el rompeolas con una coraza de roca más ligera que la del lado exterior, la que a su vez debe apoyarse en una capa secundaria o filtro que arrope y proteja al núcleo. Cuando el rompeolas sea del tipo rebasable deberá verificarse que tanto la coraza en el lado interior como la corona, no resulten erosionables por este efecto. (8) y (14)

Otro elemento básico en el diseño de los rompeolas lo constituyen los atraques al pie de las corazas, que tienen la doble función de servir de apoyo a estas últimas y actúan como defensas contra la erosión en la base de los taludes de la estructura. (1), (11), (13) y (14).

Por último, dependiendo de las características del fondo marino en que se desplante el rompeolas, convendrá incluír como parte del proyecto la construcción de una plantilla de roca en el desplante de la obra, que restrinja la migración del material fino del fondo a través de los huecos de la coraza. En casos extremos de fondos arenosos muy finos, y se

gún la importancia de la obra, podrá justificarse el empleo de un filtro a base de un geotextil, en vez de la plantilla de roca. (35), (42) y (24)

Para limitar la erosión al pie de la estructura, que puede inducir el deslizamiento de los materiales colocados en el talud de la obra, resulta muy recomendable extender generosamente la plantilla de roca, con o sin el geotextil, para formar un delantal, adelante del pie del talud del atraque de la coraza (14), (38), (10), (11), (13)

Teniendo en mente las funciones básicas que desempeñarán los diversos elementos conctitutivos de un rompeolas, que en términos muy generales se han descrito, resulta posible precisar los criterios de diseño para su dimensionamiento, así como definir las especificaciones técnicas para el control de calidad de los materiales y las normas que deben respetarse durante el proceso de colocación de los mismos (39 y (14)

En los párrafos subsiguientes se comentarán los aspectos más relevantes que conviene tomar en cuenta al seleccionar y fabricar los materiales, así como las recomendaciones relativas a su transporte y colocación en el rompeolas. Cabe advertir que todo lo que será expuesto es igualmente aplicable a la construcción de escolleras y espigones.

3. SUMINISTRO DE ROCA

Dado que la roca es el material que constituye la mayor parte de los rompeolas a talud, resulta de particular importancia la localización y el estudio de las canteras, de las cuales pueda extraerse roca de la calidad adecuada y en cantidad suficiente, que se transporte en forma expedita y económica hasta el sitio de la obra.

Independientemente de su orígen geológico, la roca que se utilice en los rompeolas debe ser resistente al ataque del agua de mar; de alto peso específico; resistente a la abrasión y con un mínimo de resistencia a la compresión. Para calificar estos requisitos, en la siguiente tabla se indican las pruebas a que debe sujetarse este material y los límites de aceptabilidad correspondientes. (39) y (43)

PRUEBAS FISICAS PARA EL CONTROL DE CALIDAD Y LIMITES DE ACEPTACION PARA LA ROCA DESTINADA A ROMPEOLAS

TIPO DE PRUEBA	NORMA ASTM	LIMITES DE ACEPTABILIDAD
Intemperismo acelerado (resistencia a los sulfatos):		
Sódico	C-88	2 a 3 %
Magnésico	C-88	2 a 3.5%
Absorsión	97	1.2 a 3 %
Gravedad específica	C-127	Igual o mayor a 2.5 Ton/m^3
Resistencia a la compresión	C-170	Igual o mayor a 400 Kg/cm^2
Abrasión y desgaste	C-135	25 a 35%

La investigación de los bancos de roca comprende estudios topográficos, geofísicos, geológicos y pruebas de calidad. Resulta de particular importancia efectuar un buen estudio de la geología estructural de cada cantera, que permita pronosticar el tamaño máximo de la roca susceptible de obtenerse, así como para investigar la microfracturación que pudiera existir en el material. Adicionalmente, este estudio servirá para proyec

tar, en forma racional, la apertura de los bancos de explotación.

Es muy recomendable efectuar voladuras de prueba en las canteras durante la fase de investigación de las mismas, variando los patrones de barrenación y la cantidad de explosivos, a fin de conocer los porcentajes probables de los distintos tamaños de roca que pueden obtenerse en forma económica y práctica, lo cual permitirá desde la fase de diseño, ajustar el proyecto a la disponibilidad de este material. En caso de que no sea posible efectuar dichas pruebas de voladuras durante la fase de diseño, habrá necesidad de hacer ajustes al proyecto cuando se conozca la producción real de las canteras, para evitar el desperdicio de este material.

Desde un punto de vista práctico y económico, es muy recomendable que como parte del proceso de explotación de la cantera se incluyan también las operaciones de acopio y clasificación de la roca, de acuerdo con los diferentes tamaños y cantidades requeridas a lo largo de la construcción de los rompeolas.

4. FABRICACION DE CONCRETOS HIDRAULICOS

4.1. Elementos de coraza

Cuando no sea posible obtener de las canteras las rocas de gran tamaño requeridas en la coraza exterior de los rompeolas, se recurre al uso de elementos precolados de concreto hidráulico. El proyectista puede elegir entre una gran variedad de elementos precolados como cubos, tetrápodos, akmon, dolos, etc. etc. (46), (17), (14), (37) y (34)

Resulta de particular importancia la selección de los elementos precolados debido a que su costo, que resulta en general mayor que el de la ro-

ca natural, incidirá directamente en el importe de la obra. Esto justifica los esfuerzos realizados por los diversos laboratorios hidráulicos del mundo para desarrollar y ensayar muy diversas formas geométricas que requieran la menor cantidad posible de concreto en cada elemento. Sin embargo, las experiencias obtenidas en los graves deterioros que han sufrido algunos de los rompeolas construídos en los últimos años, muestran palpablemente que ciertos elementos precolados, que basan principalmente su estabilidad en la trabazón de sus elementos sobresalientes, fallan en la práctica debido a la fragilidad intrínseca de los mismos.

Por otra parte, los bloques simples o con ranuras, que implican la necesidad de emplear mayor cantidad de concreto en cada uno de ellos, han resistido mejor el embate de las olas, en virtud de que su estabilidad en la coraza depende fundamentalmente de su propio peso, tal como ocurre en las rocas naturales empleadas para el mismo fin. (29), (34) y (14)

Cualquiera que sea el tipo de elemento precolado que se utilice en la coraza, resulta indispensable que el concreto que se emplee en su fabricación cumpla con los siguientes requisitos básicos: durabilidad, impermeabilidad y resistencia. (3) y (23) Desde el punto de vista práctico, lo anterior se logra con las recomendaciones que se exponen a continuación y las cuales deben servir de base para formular las especificaciones relativas a la fabricación de los concretos hidráulicos.

Los agregados para el concreto deben satisfacer las normas que se especifican para los concretos normales, principalmente por lo que respecta a su resistencia a la compresión, resistencia al ataque del agua de mar, resistencia a la abrasión, complementado lo anterior, con un adecuado

tratamiento de lavado, trituración si procede y clasificación.

De preferencia se utilizará en las mezclas de concreto agua dulce que cumpla con las normas de calidad requeridas para los concretos comunes.

Tomando en consideración que los concretos estarán expuestos a los efectos agresivos del agua de mar, deberán usarse de preferencia cementos con bajo contenido de aluminato tricálcico. El cemento tipo V es el más adecuado para este fin, pues especialmente se fabrica para que sea resistente a los sulfatos. Se recomienda también el cemento de escorias de alto horno, de fraguado rápido (39). En caso de no poder disponer de alguna de estas dos clases de cemento, puede utilizarse en su lugar el cemento portland puzolánico, fabricado precisamente con un clinker puzolánico. Cuando tampoco se disponga de cualquiera de estos cementos, deberán emplearse cementos portland tipos I ó II, combinándolos con un cierto porcentaje de ceniza voladora, puzolana de alto horno o puzolana natural activada, con la cual se obtiene una pasta de cementante resistente a los sulfatos, como se ha demostrado en obras marítimas europeas con más de 50 años de vida útil (33), (47), (4), (15), (5), (6), (7), (45) y (30).

En virtud de que la durabilidad de los concretos, partiendo de que se fabriquen con agregados de buena calidad, dependerá intrínsicamente de la resistencia de la pasta que aglutinará a las partículas de grava y arena, resulta fundamental la utilización de alguno de los cementos antes mencionados, con o sin aditivos puzolánicos.

Debe procurarse que el concreto sea impermeable para evitar que los elementos deletereos del agua de mar, sulfatos y cloruros, penetren en el cuerpo de las piezas precoladas. Esta impermeabilidad se logra dosifican

do y compactando debidamente el concreto (38), (20), (21), (22), (25), - (48) y (49)

Por lo que respecta al proporcionamiento del concreto, necesario para -- obtener durabilidad e impermeabilidad, se recomienda lo siguiente: contenido mínimo de cementante: 270 Kg/m^3, cuando se tengan agregados con tamaño máximo de 80 mm. Relación agua/cemento: entre 0.45 y 0.50. Empleo - de un plastificante para mejorar la manejabilidad de los concretos, con la baja relación agua/cemento antes indicada, para facilitar la colocación y - compactación del concreto dentro de los moldes, a fin de obtener un concreto denso, con el mínimo de poros. (23), (26), (39) y (48)

Por lo que respecta a la resistencia a la compresión ésta deberá ser como mínimo de 200 Kg/cm^2 cuando se utilicen agregados con tamaño máximo de 80 mm. en la fabricación de bloques y cubos. Para elaborar elementos frágiles, cuya dimensión sea mayor por lo menos al doble de la menor, se recomienda una resistencia del orden de los 400 Kg/cm^2, con agregados de 50 - mm. de tamaño máximo (2), (39), (43), (3), (28) y (44)

El empleo de la ceniza voladora, además de impartir al concreto resistencia a los sulfatos, permite bajar el consumo de cemento en la mezcla, lo - que a su vez, trae como ventaja importante la reducción en el gradiente - térmico que se genera durante el proceso de hidratación del cemento, que se traduce en una disminución de los esfuerzos térmicos durante el proceso de fraguado que inducen la microfracturación de los bloques. Como re-- sultado final se obtiene un concreto más denso, impermeable y de mayor duración. (40), (2) y (49).

Para controlar debidamente la calidad del concreto, la dosificación de los agregados, el cemento y en su caso la puzolana, se harán precisamente por peso. Durante el llenado de los moldes se procurará evitar la segregación del concreto y la formación de juntas frías. Se recomienda también compactar enérgicamente la mezcla, usando vibradores de inmersión y de forma. Los moldes para fabricar los elementos precolados deberán ser robustos y con la suficiente rigidez para que no se deformen durante el proceso de compactación con los vibradores.

Resulta indispensable efectuar un curado adecuado del concreto, proscribiendo para este fin, el uso de agua de mar durante las primeras 24 horas después de terminado el colado.(36).

Finalmente, se recomienda que los bloques permanezcan sin moverse en el patio de colado por lo menos 28 días, antes de ser transportados y colocados en el rompeolas, para dar tiempo a que el concreto alcance la resistencia especificada. Cuando se use puzolana será necesario aumentar el tiempo de fraguado en el patio hasta alcanzar la resistencia de proyecto. (36)

4.2. Roca artificial

Cuando no sea posible obtener de las canteras la roca natural para la capa secundaria o dicha roca resulte a un costo muy elevado, puede emplearse en su lugar la roca artificial fabricada con concreto hidráulico. (18) y (19)

La roca artificial se fabrica como un concreto normal, utilizando como moldes zanjas excavadas en las cercanías de los rompeolas. Una vez fraguado el concreto se procede a fragmentar las losas utilizando explosi-

vos. Variando las dimensiones de la zanja, principalmnete por lo que respecta a su profundidad y combinando diversos patrones de barrenación, así como la cantidad de explosivo se puede controlar a voluntad el tamaño de la roca artificial, según lo demande el proyecto del rompeolas. Por supuesto que el concreto deberá cumplir con las especificaciones ya apuntadas en 4.1, a fin de que el material resultante sea durable y resistente al ataque del agua de mar. Mediante esta solución se obtiene roca artificial que normalmente puede resultar a mayor costo que la roca natural; sin embargo, habrá casos en que resulte aconsejable su uso.

En situaciones extremas, el núcleo también podrá fabricarse con roca artificial, en cuyo caso, para abatir su costo conviene reducir el contenido de cementante a unos 200 Kg/m^3, con una relación agua/cemento hasta de 0.65.

5. SULFACRETO

Bajo este nombre se identifica un material formado por una mezcla de arenas y gravas, como las requeridas para un concreto hidráulico normal, y azufre modificado como material aglutinante. Los agregados se calientan antes de combinarlos con el azufre fundido en la planta mezcladora. Tan pronto como se enfría el azufre fundido se alcanzan resistencias que llegan a ser de 300 a 400 Kg/cm^2 según la dosificación empleada. El peso específico del sulfacreto resulta del orden de 2 300 a 2 400 Kg/m^3.

Esta tecnología aun no se ha aplicado en la fabricación de elementos de coraza, pero ofrece muchas posibilidades debido a que el sulfacreto-

es resistente al ataque del agua de mar y puede resultar más económico que el concreto hidráulico. Por otra parte, habiendo abundancia de azufre en nuestro país y escasez de cemento, resulta atractiva la sustitución de un material por el otro.

Conviene por lo tanto, propiciar la investigación básica y la experimental de este material para conocer su durabilidad en las obras marítimas, para lo cual se sugiere colar varios bloques de coraza destinados a los rompeolas de algunos de los puertos industriales que se están construyendo en México, para iniciar la observación de su comportamiento en condiciones reales de trabajo. (1), (16), (32) y (27)

6. GEOTEXTILES

En las últimas décadas se ha desarrollado una nueva tecnología para usar filtros de fibras sintéticas en el desplante de obras marítimas. Estos filtros, que genéricamente se conocen con el nombre de geotextiles, se han aplicado con éxito en diversos lugares como en las obras del Plan Delta, de Holanda, así como en los rompeolas de los Puertos de Dunkerque y Zeebrugge. (24, (36) y (42) Su aplicación más importante se está llevando a cabo en el cierre del Brazo Oriente del río Escalda, último eslabón en el Plan Delta de Holanda. En esta obra se colocarán alrededor de 2.5 millones de metros cuadrados en el desplante general de esta monumental obra de ingeniería marítima.

Para colocar el geotextil en el desplante de las estructuras marítimas se ha perfeccionado un sistema a base de las fajinas tipo holandés, de 60 m. de largo y 30 m. de ancho. Este procedimiento resulta práctico

para colocar el geotextil en el desplante de los rompeolas, cuando la superficie del geotextil sea del orden de unos 250 000 m^2. En el cierre del Brazo Izquierdo del río Escalda, en que la superficie del geotextil es diez veces mayor, hubo necesidad de desarrollar una nueva técnica para habilitar en fábrica secciones de geotextil de 30 m. de ancho y 200 m. de longitud, con elementos precolados de concreto como lastre. El geotextil de estas dimensiones se enrolla en un tambor de 10 m. de diámetro y un poco más de 30 m. de ancho que lo transporta flotando hasta una barcaza especialmente diseñada, que lo extiende en el sitio requerido por la obra. Se afirma que este sistema resulta económico cuando se tengan que colocar por lo menos 1 millón de metros cuadrados de geotextil.

Cabe advertir que es posible desarrollar otros sistemas para colocar el geotextil, diferente a los dos antes descritos que ya han sido probados con éxito en su aplicación práctica, con la condición de que se asegure un adecuado posicionamiento del mismo y se eviten daños en la tela al verter sobre ella la roca del rompeolas.

7. TRANSPORTE DE MATERIALES

7.1. Transporte de la roca

En cada caso debe estudiarse el medio de transporte más económico para llevar hasta el sitio de construcción de los rompeolas la roca previamente clasificada en los patios de las canteras. Desde un punto de vista económico, conviene dar preferencia al transporte por vía marítima o fluvial, cuando ésto resulte factible, aún cuando para utilizarlo se requie

ra hacer inversiones en la construcción de un puerto para el embarque de la roca en las cercanías de las canteras, así como de un puerto de servicio en el sitio de la obra. El transporte marítimo y fluvial ofrece la ventaja adicional de permitir descargar el material directamente desde el chalán al rompeolas, evitándose así las maniobras de descarga de la roca en el muelle del puerto de servicio, el transporte de la roca al patio de almacenamiento y la nueva carga que precede a la operación de colocar la roca en la obra. Lo anterior aumenta las ventajas de tipo económico en este medio de transporte, en comparación con el que se realice por carretera o ferrocarril. Por lo que respecta a estos últimos, conviene planear adecuadamente la selección del tipo de unidades de acarreo, así como los equipos para la carga y la descarga, tanto en el patio de la cantera como en las cercanías de la obra.

7.2. Transporte de elementos precolados de concreto

Para reducir los cargos por concepto de acarreo, convendría fabricar los elementos de concreto precolado para la coraza en un sitio cercano a la obra, cuando se disponga en el lugar de agregados a bajo costo y no resulte oneroso el transporte del cemento; en caso contrario, resulta viable fabricar los bloques en lugares cercanos a los puertos ya existentes en donde sí se cuente con un adecuado suministro de cemento y agregados.

Una vez fraguado el concreto de los bloques, económicamente podrán transportarse hasta la obra por vía marítima, fluvial o terrestre hasta el puerto de servicio del rompeolas en construcción.

Debe procederse con especial cuidado en la manipulación de los bloques, tanto en los patios de colado como durante las maniobras de carga y descarga a los chalanes, a fin de evitar que sean dañados innecesariamente durante estas maniobras. El transporte de los elementos precolados del tipo cúbico o paralelipédico se facilita en virtud de que se pueden apilar unos encima de otros sobre el chalán, sin tener el problema de que se traben entre sí, como es el caso de los dolos, tetrápodos, etc. Estos últimos elementos tienen también la desventaja de que ocupan más espacio en la embarcación y por tanto encarecen y dificultan su transporte y descarga. (18) y (34)

8. COLOCACION DE MATERIALES

La construcción propiamente dicha del rompeolas implica la operación de colocación de los materiales, que incluye como elemento primordial el control por peso de los mismos.

A continuación se describen a grandes rasgos los diversos sistemas constructivos que se utilizan para colocar los elementos de un rompeolas.

8.1. Vertido marino

Para efectuar esta operación se pueden utilizar chalanes de cubierta plana, empujando la roca con tractores o retroexcavos. Se dispone también de equipos más especializados como son los gánguiles de vertido por fondo y las embarcaciones para el vertido lateral controlado, bien sea con un sistema de vibradores o con eyectores transversales.

La construcción del núcleo puede hacerse económicamente utilizando los chalanes normales y los gánguiles de vertido de fondo. La colocación de

la roca en los atraques al pie de la coraza conviene hacerla de preferencia con embarcaciones de vertido lateral controlado, para garantizar su depósito con un mayor grado de precisión.

En todos los casos se requiere disponer en las embarcaciones de un sistema de posicionamiento confiable y suficientemente preciso que permita verter la roca de acuerdo con las líneas y niveles que marcan los planos de proyecto, respetando las tolerancias que se indiquen en las especificaciones correspondientes. (37) y (43)

El procedimiento de colocación de roca mediante el vertido marino es el sistema más económico y tiene como única limitación la necesidad de disponer de un tirante mínimo de agua, arriba de la roca previamente colocada, suficiente para que las embarcaciones naveguen y descarguen sin peligro de vararse sobre el rompeolas en construcción.

8.2. Colocación a volteo

Este sistema se utiliza preferentemente para construír el núcleo. Debe tomarse en cuenta que el talud natural de la roca así colocada resulta de alrededor de 1.3 : 1 a 1.4 : 1 como máximo. Durante el avance en la construcción del núcleo se procurará que los taludes queden protegidos con la roca de mayor tamaño que se haya especificado para este elemento del rompeolas, a fin de que disponga de cierta protección contra el oleaje, antes de que se arrope con la capa secundaria de mayor tamaño. El material de menor tamaño especificado para el núcleo deberá colocarse de preferencia en el centro del mismo, para limitar en lo posible la pérdida del material fino a través de las capas secundarias. (18), (19) y (43)

En caso de que en el proyecto de núcleo se exija que su talud exterior sea más tendido que el natural de la roca colocada a volteo, resulta imprescindible completar la sección utilizando una charola para roca operada con una grúa de capacidad adecuada. (43)

Para evitar la pérdida de material del núcleo durante el proceso de construcción se procurará ir colocando la capa secundaria de protección lo más cerca posible de su extremo, con tal de evitar la interferencia entre la operación de los camiones de volteo y la grúa con charola para la colocación de la capa secundaria.

En caso de amenaza de mal tiempo el tramo de núcleo ya construído deberá protegerse con la roca de la capa secundaria y en casos extremos se cubrirá esta última con rocas o bloques de la coraza para prevenir su degradación. (18) y (43)

8.3. Colocación con charola

Como antes de indicó, resulta indispensable utilizar este procedimiento para colocar la roca en la parte exterior del núcleo y en la capa secundaria, cuando el proyecto requiera que estos materiales queden con taludes más tendidos que el natural de la roca depositada a volteo. (43)

Es muy importante hacer hincapié en la necesidad de que el límite exterior del núcleo quede rugoso, aun cuando ésto implique salirse un poco de la frontera teórica que marcan los planos, a fin de que la capa secundaria quede acuñada y ligada al núcleo. Por lo tanto, el Residente de la obra debe prohibir que se afine la superficie de contacto a que se hace referencia, pues con tal afine se propiciará la formación de un

plano de falla que resulta muy perjudicial para la estabilidad de la capa secundaria. La anterior observación es aplicable también a la superficie exterior de la capa secundaria, la cual debe quedar muy rugosa, con algunas piedras que sobresalgan o queden abajo de las líneas teóricas que marcan los planos, para que en esta forma la coraza, bien sea de roca o de elementos precolados, se ligue y acuñe en la capa secundaria, para reducir la posibilidad de un deslizamiento del manto exterior de protección del rompeolas. (10), (11), (12) y (14)

8.4. Colocación con grúa

Cuando no resulte práctico manejar con charola la roca de la capa secundaria, resulta indispensable colocarla pieza por pieza, mediante una grúa. Este mismo procedimiento se hace extensivo a la colocación de roca de coraza y los elementos precolados de concreto para la misma. (43)

Durante el proceso de colocar los bloques precolados en la coraza, hay que respetar la especificación que marque el proyecto sobre el número de elementos que deben colocarse como mínimo, en dos capas, sobre una superficie dada del talud del rompeolas, a fin de obtener una predeterminada porosidad en dicha coraza y se cubra totalmente la capa secundaria.

Durante la fase de colocación de los elementos precolados debe utilizarse un dispositivo de izaje que no los dañe y al mismo tiempo facilite la operación de descargarlos en el talud del rompeolas.

En el caso particular de los bloques ranurados, bien sea del tipo denominado VS, empleado en Antifer o el cubo ranurado tipo R, recomendado para

los Puertos de Dos Bocas y El Ostión, se recomienda que los bloques queden con sus ranuras aproximadamente perpendiculares al talud de la capa secundaria. En la práctica se ha encontrado, especialmente en Antifer, que mediante esta precaución los bloques se mantienen mejor en su lugar (18), y no propician el rebase de las olas.

Durante la fase de diseño deben analizarse las dimensiones de las grúas de distintos tipos y capacidades que será posible utilizar para colocar los elementos de coraza, en virtud de que ésto influirá en el ancho mínimo de corona requerido durante la construcción. Al ancho necesario para la grúa deberá aumentarse, cuando así convenga, el correspondiente a un carril para el tránsito de los camiones que colocarán a volteo el material del núcleo, adelante de la grúa. (39)

Es muy recomendable que la colocación de los bloques de coraza se realice con la grúa apoyada precisamente sobre la corona del rompeolas, ya que cuando la grúa se monta sobre un chalán, resulta muy imprecisa la colocación de los elementos de coraza. Como solución alternativa a este procedimiento, puede emplearse una grúa montada en una barcaza autoelevable (Jack-up), aun cuando cabe advertir que la utilización de este sistema debe analizarse cuidadosamente desde el punto de vista económico.

9. RESIDENCIA DE CONSTRUCCION.

Como se dijo en la Introducción, las fases de diseño y construcción de un rompeolas requieren para su debida coordinación, de la sólida organización oportuna de una Residencia de Construcción, la cual será respon-

sable de que la obra se construya precisamente de acuerdo con los planos y especificaciones del proyecto. Tendrá su cargo el ejercicio estricto del contrato; vigilará el control de calidad de todos y cada uno de los elementos constitutivos del rompeolas y supervisará todas las fases de colocación de los diferentes elementos que lo forman.

Para cumplir sus funciones la Residencia de Construcción deberá disponer de suficiente personal especializado, que a la vez que conozca a fondo los criterios básicos que normaron el diseño del proyecto, tenga experiencia en el campo y mente abierta y flexible para estudiar, rechazar o aceptar, en su caso, los procedimientos de construcción que proponga el contratista, de acuerdo con sus recursos disponibles, siempre y cuando el producto final responda a los requisitos de diseño y calidad preestablecidos y se logre ejecutar la obra en el menor tiempo posible y al más bajo costo. Solamente bajo estas condiciones será posible que la obra que se construya responda a la finalidad básica para la que fue diseñada y estará en condiciones de cumplir satisfactoriamente sus funciones a lo largo de la vida útil prevista para la misma. No debe olvidarse que el rompeolas es un elemento de infraestructura básica cuya falla parcial o total podrá entorpecer o aun llegar a paralizar las labores de operación portuaria, que al final de cuentas, constituyen la meta básica a alcanzar en cualquier puerto.

Toda la atención y esfuerzo que se preste a la supervisión y control de la obra, a la larga justificará con creces el costo de la Residencia de Construcción, pues mediante su intervención se controlará su ejercicio presupuestal, al mismo tiempo que se garantizará su correcta construcción conforme al proyecto, lo cual se reflejará a la larga, en un menor costo

de mantenimiento y, lo que es más importante, se disminuirá el riesgo de que ocurran fallas catastróficas como las registradas en algunos rompeolas de los nuevos puertos petroleros e industriales recientemente construídos en Europa y Africa.

Tomando en consideración el riesgo intrínseco que implica la construcción de obras como los rompeolas, que estarán expuestas al embate del mar, vale la pena reflexionar en el sabio consejo que nos dejó Leonardo da Vinci: "Cuando tengas que lidiar con el agua, consulta primero la experiencia y después razona".

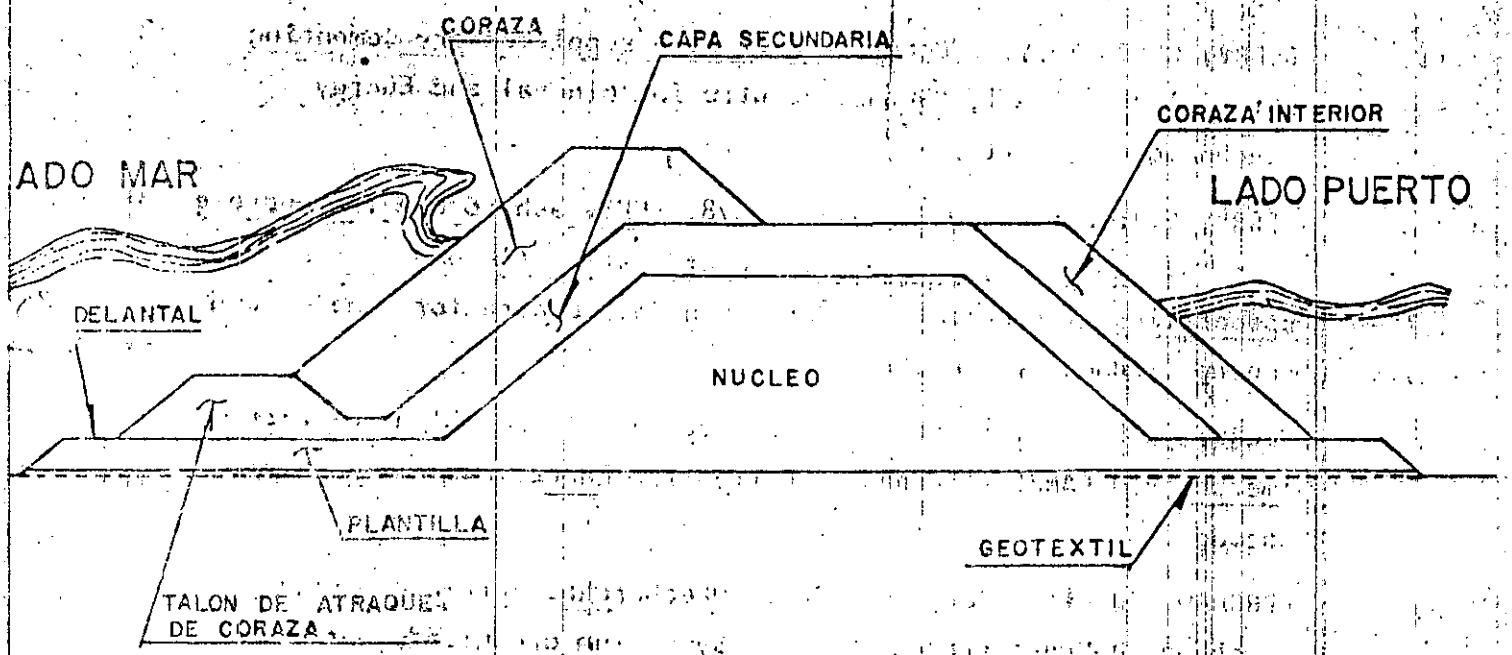


FIG. - 1 ELEMENTOS BASICOS DE UN ROMPEOLAS

B I B L I O G R A F I A

1. AKUTSA, K. AND MARUSHIMA, N. 1978. "Utilization of Sulphur as a Construction Material". Addendum to the Sulphur in Construction Proceedings Technical Research Institute, Tatsei Corporation.

2. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. 1980. "Cooling and Insulating Systems for Mass Concrete". Report N° ACI-207.4 R-80, Reported by ACI Committee 207.

3. BARTOS, JR. M.J. 1979. "Testing Concrete in Place". Civil Engineering, ASCE. October, 1979.

4. BERRY, E.E. 1979. "Concrete made with supplementary cementing materials". CANMET, Canada. Centre for Mineral and Energy Technology. Report 79-32

5. BERRY, E.E. and MALHOTRA, V.M. 1978. "Fly ash fo use in concrete. Part II: A Critical review of the effects of fly ash on the properties of concrete". CANMET, Canada. Centre for Mineral and Energy Technology. Reprt 78-16.

6. BERRY, E.E. 1979. "Strength development of some blended-cement mortars". CANMET. Canada. Centre for Mineral and Energy Technology.

7. BROCARD, J. ET CIRODE, R. 1965. "Recherchez sur le comportment du béton en Méditerranée. 1965. Symposium organizado por el Profesor G. Amato, sobre El Comportamiento de los concretos expuestos al agua de mar", celebrado en Palermo, Italia, en 1965, bajo el patrocinio de RILEM.

8. BRUUN, P. AND JOHANNESSON. "A Critical review of the hydraulics of rubble mound structures". Div. Of Port and Ocean Engineering. The Norwegian Institute of Technology. Trondheim, Norway.

9. BRUUN, P. AND AL RIZA GUNDBAK. 1977. "Stability of Sloping structures in relation to = tan / H/L_0 Risk Criteria Design". Division of Port and Ocean Engineering, The Norwegian Institute of Technology. Trondheim, Norway.

10. BRUUN, P. 1979. "Common Reasons for damage of breakdown of mound Breakwaters". Division of Port and Ocen Engineering, The Norwegian Institute of Technology. Trondheim, Norway.

11. BRUUN, P. 1979. "Practical views on the design of mound Breakwaters", Report N° 7. Division of Port And Ocean Engineering, The Norwegian Institute of Technology. Trondheim, Norway.

12. BRUUN, P. 1980. "Reasons for damages to Arzew El Djedid Breakwater". Unpublished.

13. BRUUN, P. AND KJELSTUP, SV., 1981. "Practical Views on the design and construction of mound breakwaters". Division of Port and Ocean Engineering, the Norwegian Institute of Technology. Trondheim, Norway.

14. BRUUN, P. 1981. "Port Engineering". Third Edition. The Gulf Publishing Company. Houston, Texas. 787 pp.

15. CANADA CENTRE FOR MINERAL AND ENERGY TECHNOLOGY. 1976. Proceedings of a Seminar on "Energy and Resource Conservation in the Cement and Concrete Industry". Edited by V.M. Malhotra, E.E. Berry and T.A. Wheat.

16. CANADA CENTRE FOR MINERAL AND ENERGY TECHNOLOGY. Ottawa, Ontario, AND SULPHUR DEVELOPMENT INSTITUTE OF CANADA (Calgary, Alberta), CO-SPONSORED BY STRUCTURAL DIVISION, CANADIAN SOCIETY FOR CIVIL ENGINEERING, Montreal, Quebec. 1979. "Sulphur in Construction", Volume 1. Abstracts. Edited by V.M. Malhotra, J.A. Soles, T.A. Wheat and E.E. Berry.

17. CARVER, R.D. AND DONALD, D. 1977. "Dolos armor units used on rubble mound breakwater trunks subjected to nonbreaking waves with no overtopping". Technical Report H-77-19. Hydraulic Laboratory U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station.

18. COUPRIE, J.P.; VAN DE SYPE, A.; ALIAS, P.; ET DE MAUBLANC, G. 1976. "Les Problems posés par la construction de la dique du Port D'Antifer", Annals de L'Institute Technique du batiment et des travaux publics, France. Serie: Travaux Publies. No. 72.

19. DUBOIS, J. 1974. "Le Project de construction d'un terminal pétrolier a Antifer". Annal de L'Institute Technique du batiment et des travaus publics. France, Serie: Travaux Publics. N° 162.

20. DUBOUX, L. ET TESSIER, A. 1965. "Usine maremotrice de la Rance. Composition de bétons". Symposium organizado por el Prof. G. Amato, sobre El Comportamiento de los concretos expuestos al agua de mar". Celebrado en Palermo, Italia, en -- 1965, bajo el patrocinio de RILEM.

21. DUBOUX, L. ET TESSIER, A. 1965. "Usine maremotrice de la Rance. Confection et mise en oeuvre des bétons". Symposium organizado por el Prof. G. Amato, sobre el "Comportamiento de los concretos expuestos al agua de mar." Celebrado en Palermo, Italia, en 1965, bajo el patrocinio de RILEM.

22. GJORV, O.D. GUKILD, J. AND SUNDH, H.P. 1969. "Investigation of concrete piles under varying conditions in sea water", 1969. Symposium organizado por el Prof. G. Amato, sobre "El - Comportamiento de los concretos expuestos al agua de mar". Celebrado en Palermo, Italia, en 1965, bajo el patrocinio de - - RILEM.

23. INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO, A.C. 1978. "Aditivos superplastificantes para concreto". Traducción del artículo "Superplasticizing Admixtures in Concrete", del Cement and Concrete Association. Londres, 1976.

24. KOERNER, R.M. AND WELSH, J.P., 1980. "Construction and geotechnical engineering using synchetic fabrics". Wiley Interscience Publication. John Wiley & Sons. New York.

25. KUMAR MEHTA, P. 1981. "Durabilidad del concreto en el mar". Revista IMCYC, N° 124, de agosto de 1981, del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.

26. MALHOTRA, V.M. 1979. "Superplasticizers: Their effect on fresh and hardened concrete". CANMET, Canada Centre for Mineral and Energy Technology. Report 79-31.

27. MALHOTRA, V.M. 1979. "Sulphur concrete and sulphur infiltrated concrete: Properties, applications and limitations". CANMET - Canada Centre for Mineral and Energy Technology. Report 79-28.

28. MALHOTRA, V.M. AND CARETTE, G.G. 1979. "In situ testing for concrete strength". CANMET. Canada Centre for Mineral and Energy Technology. Report 79-30.

29. MAQUET, J.F. ET LEMASSON, P. 1975. "Les travaux du terminal pétrolier du Havre - Antifer. Les ouvrages de protection". Revue Travaux. Novembre, 1975.

30. MATIHIEU, G. ET DOHOUX, L. 1965. "Usine maremàtrice de la Rance. Caracteristiques des structures. Dispositions destinées a assurer la durabilité". Symposium organizado por el Prof. G. Amato, sobre "El comportamiento de los concretos expuestos al agua de mar", celebrado en Palermo, Italia, en 1965, bajo el patrocinio de RILEM.

31. MARTINEZ GEBOLLA C. ESCUTIA CELDA, R. Y CASTILLO REDONDO, R. 1982. "Consideraciones sobre pasado y presente del dimensionamiento de diques de abrigo en talud". Conferencia en el Colegio de Ingenieros Civiles de México, A.C. Marzo de 1982.

32. MC.BEE, W. AND SULLIVAN, T.A. 1979. "Development of Specialized Sulphur Concretes". Report of Investigations 8343 U.S. Department of the Interior. Bureau of Mines.

33. MENDOZA, C.J. 1979. "Características y usos en la construcción de las cenizas de la planta termoeléctrica de Río Escondido".

34. MONADIER, P. PAPILLON, G. RENAUT, H. ET GROUSELLE, D. 1975. "La construction du nouvelle avant-port de Dunkerque". Premier et Seconde Partie. Extrait de la revue Travaux. Novembre. 1975, pages 33 a 46 et Decembre, 1975, pages 18 a 26.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Del 29 de junio al 3 de julio de 1992.

BLOQUES Y ROCA ARTIFICIAL DE CONCRETO PARA ESCOLLERAS Y ROMPEOLAS

ING. FRANCISCO MENDOZA VON BORSTEL

JUNIO - JULIO 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA, U. N. A. M.

CURSO: CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO, JULIO DE 1991

TEMA: BLOQUES Y ROCA ARTIFICIAL DE CONCRETO PARA ESCOLLERAS Y ROMPEOLAS.

PROF. ING. FRANCISCO MENDOZA von BORSTEL.

Antecedentes Históricos.

En la construcción de escolleras y rompeolas para puertos, cuyo antecedente se remonta a la época de los Fenicios (hace 4 ó 5 mil años), se ha tenido necesidad de recurrir a rocas de gran tamaño, bien sea en su estado natural o labradas y este sistema ha prevalecido en general hasta nuestros días.

El diseño de este tipo de estructuras se hacía en forma semi-empírica confiando en diseños que en la práctica habían demostrado ser adecuados y no fué sino hasta el año de 1938, en que el Ing. español R. Irribarren hizo el primer intento de racionalizar los diseños, para lo cual se apoyó en las experiencias obtenidas en escolleras que se hubieran comportado satisfactoriamente y como resultado formuló un método semi-empírico, mediante el cual se podía calcular el peso que debían tener las rocas de la coraza de los rompeolas, en función de las características meteorológicas, topográficas, densidad de la roca disponible y dimensiones geométricas de la estructura.

La aplicación de este método de cálculo sirvió de apoyo al proyecto de nuevos puertos y ampliaciones de los ya existentes en España, en los que además se propició la incorporación de paralelepípedos de concreto simple, que se conocen como bloques tipo Irribarren.

El método de cálculo propuesto por Irribarren dió como resultado que los especialistas de diversas nacionalidades iniciaran investigaciones y estudios de laboratorio que cristalizaron en muchas fórmulas para dimensionar los elementos de coraza.

La fórmula que de preferencia se utilizó es la denominada de Hudson, en la que el peso de los bloques de coraza se determinan a partir de la altura significativa de diseño, el peso específico de la roca o bloque artificial, la cotangente del ángulo formado con la horizontal del talud de la escollera, la relación entre el peso específico del elemento de coraza y su relación con el correspondiente al agua de mar y, finalmente, el coeficiente KD, denominado de estabilidad. (Véase Figura N°1).

La aparición de esta fórmula actuó como detonador de estímulo para que varios laboratorios de hidráulica de muchos países inventaran bloques de concreto de diversa configuración geométrica, con la mira siempre de obtener valores cada vez mayores para el coeficiente KD.

En la Figura N°1, se presenta una tabla con los valores de KD correspondientes a diferentes elementos y en las figu-

ras Núms. De la 2 a la 9 , se muestran los diversos bloques que han sido inventados y aun patentados.

El uso de la fórmula de Hudson y otras similares permitieron el diseño un poco más racional de rompeolas, que en general han dado buenos resultados.

Después de la Segunda Guerra Mundial, al reconstruírse los puertos dañados por este evento, se introdujeron en algunos casos elementos prefabricados, cuyo peso se obtuvo con las fórmulas de Irribarren y las que posteriormente se desarrollaron y en general trabajaron en condicones satisfactorias las estructuras reconstruídas.

A partir de mediados de este siglo, los países más industrializados utilizaban como principal fuente de energía el carbón mineral y en algunos casos, como el de Estados Unidos, se explotaba el petróleo crudo proveniente de sus propios yacimientos,

El deficiente suministro de carbón propició, a partir de los años cincuenta, una mayor utilización del petróleo crudo y en estas condiciones se generó la necesidad y conveniencia de aprovehcar los enormes yacimientos petroleros del Golfo Pérsico para complementar y aun superar la energía proveniente del carbón, como fue el caso de Japón, Europa y Estados Unidos. Este último país creyó conveniente conservar como reservas estratégicas sus yacimientos petrolíferos ubicados en su propio territorio.

Lo anterior trajo como consecuencia la demanda de barcos petroleros, cuya capacidad aun no alcanzaba las 100 000 toneladas de peso muerto a fines de los 40.

El suministro de petróleo a Europa utilizaba la ruta del Canal de Suez, que limitaba a unas 80 000 toneladas el tamaño de los barcos petroleros.

A principios de los cincuenta se suscitó un problema de orden político entre Egipto e Inglaterra, que culminó con el cierre del Canal de Suez, con lo cual se interrumpió en forma drástica el flujo de petróleo crudo a Europa; sin embargo, para estas fechas, dos muy importantes armadores de Grecia y uno de Estados Unidos estaban preparados para esta eventualidad y disponían ya de la primera generación de supertanques que, aun cuando no podían transitar al través del Canal de Suez por sus grandes dimensiones, debido a la economía de escala de los mismos, alrededor de 200 000 toneladas, hicieron factible conducir, al precio de 1 dólar por barril, el petróleo desde el Golfo Pérsico hasta Londres, rodeando al continente africano, en vez de los 3 dólares que costaba transportar un barril en los barcos convencionales de 80 000 toneladas, utilizando la ruta del Canal Suez.

El viaje redondo de estos barcos implicaba recorrer casi 21 000 Kilómetros, o sea la mitad de la vuelta al mundo.

Lo anterior fué la solución para demostrar entre otras cosas, la obsolescencia del Canal de Suez para este tipo de transpor-

tes, pero trajo como consecuencia que para fines prácticos no había en el mundo un solo puerto preparado para recibir los supertanques, dado que su calado era del orden de 60 pies y la mayor parte de los puertos habían sido diseñados para un calado máximo del orden de 40 pies. En el caso particular de Holanda, estos barcos apenas podían acercarse a 25 km. de la costa y en estas condiciones, la descarga del crudo se tenía que haer en altamar, transportándolo a barcos de menor calado.

Esta costosa maniobra propiciaba asímismo los derrames del petróleo y sobre todo bajaba la eficiencia de los supertanques que para que resultara económico se encontraba que debían navegar 340 días al año, restando apenas 25 para las operaciones de carga y descarga del pertróleo.

Lo anterior trajo como consecuencia que todos los países consumidores de petróleo crudo tuvieran que construír a marchas forzadas los nuevos puertos adecuados para descargar los supertanques , operación que implicaba descargar alrededor de 250 000 toneladas en 30 horas.

En estas condiciones, se construyeron los puertos que a continuación se describen:

En Holanda y junto a Rotterdam, se construyó el Europoort, en un terreno ganado al mar con el producto de los 75 millones de m^3 de arena que se deberían dragar en el mar del Norte, a fin de tener un canal de acceso de 25 Km. de longitud,

400 a 600 metros de ancho y 21 m. de profundidad.

Este canal se protegió en las cercanías de la costa con dos rompeolas que se construyeron con equipo flotante (véase figura N°10) y cuyas corazas están construídas por bloques cúbicos de concreto simple de 43 toneladas.

Es interesante consignar que aunque en los prestigiados Laboratorios de Delft se había desarrollado y patentado un bloque denominado Akmon, se prefirió la forma más simple de cubo, porque es el que garantiza mayor duración, sin tener que depender de trabazón de los elementos más ligeros, como el Akmon.

El argumento anterior se esgrimió para que en el puerto pesquero de Scheveningen también se utilizaran en la coraza bloques cúbicos.

En Bélgica se amplió el antiguo puerto de Zeebrugge, cerca de Brujas, para recibir los mayores barcos que transportaban gas licuado desde Indonesia. En las nuevas escolleras se utilizaron cubos ranurados.

Como obra de cabeza de la zona industrial y petrolera se construyó en Francia, el puerto de Dunkerque, en el que se emplearon bloques cúbicos de hasta 100 toneladas en el morro. (Véanse las Figuras Núms. de la 11 a la 14).

En Antifer, a este nuevo puerto petrolero, situado en las cercanías de Le Havre, se pusieron en su coraza cubos ranurados tipo VS de 43 toneladas.

Debido a que en las cercanías de Antifer no se encontraban bancos de roca de los tamaños requeridos abajo de los cubos, se requirió el muy ingenioso sistema de hacer roca artificial, que consiste fundamentalmente en que en el lugar de trabajo excavarán una zanja en la arena para colar una losa, misma que posteriormente se fragmentaría con explosivos para obtener los diferentes tamaños de roca requerida.

Otra característica interesante en Antifer fué que prácticamente todo el material se colocó a voltec con equipo terrestre, utilizando como acceso la corona del rompeolas. El desplante de la escollera se hizo sobre la grava y arena que se obtuvo como producto del dragado de grava y arena existente en el fondo.

Marsella Foss, junto al antiguo puerto de Marsella se desarrolló el puerto industrial petrolero que requirió la construcción de escolleras y diques en los que se utilizaron bloques precolados.

Es interesante hacer notar que los tres grandes puertos utilizaron cubos en vez de tetrápodos, que fueron desarrollados en sus laboratorios hidráulicos y que en opinión de muchos es uno de los elementos precolados mejores que se han inventado, pero que tiene limitaciones en sus grandes tamaños, debido a la fragilidad intrínseca de sus patas, lo cual pone en tela de juicio la trabazón de estos elementos.

En España, en la entrada de la ría de Bilbao se construyó el -

superpuerto petrolero del mismo nombre, cuyo rompeolas principal resiste el embate del mar Cantábrico. Se desplantó a un profundidad de 31 metros bajo el nivel del mar. El diseño original se hizo en base a un modelo hudráulico con oleaje monocromático, lo cual condujo a la decisión de colocar en su coraza exterior bloques de 60 toneladas; sin embargo, en una gran tormenta se abrió una brecha en el espaldón y se barrieron los bloques tipo Irribarren. Para la reconstrucción se empleó un modelo con oleaje irregular, mediante el cual se reproducen las condiciones mas cercanas a la realidad y como resultado, en dicha reconstrucción se prescribió la utilización de bloques (paralelepípedos) de 140 toneladas.

En la Provincia de Galicia se construyó el nuevo Puerto de San Ciprián , destinado a recibir bauxita. En sus rompeolas se emplearon dolos de 47 toneladas de peso, que son los elementos precolados con el máximo valor de K_D desarrollado por los laboratorios de Sudáfrica. Desafortunadamente y debido a la fragilidad de los dolos se han tenido algunas fallas en estos rompeolas.

En Portugal, al sur de Lisboa está situada la zona industrial portuaria de Sines, en la que se construyó el rompeolas a la máxima profundidad de que se tiene noticias, 51 m. La coraza se diseñó a base de dolos de 43 toneladas. Desafortunadamente se subestimaron la altura y características del oleaje y en consecuencia, durante una tormenta, se tuvieron fallas de carácter catastrófico ; que demostraron entre otras cosas, que para grandes profundidades no son confiables las fórmulas tra--

dicionales que hasta mediados de este siglo se consideraban adecuadas, y adicionalmente, se demostró que los dolos resultan muy frágiles.

El proyecto de reconstrucción de este enorme rompeolas se ha basado principalmente en estudio de estabilidad del rompeolas, utilizando cubos, con peso de por lo menos 50 Kgs. y en un canal de olas, en que pueden reproducirse oleajes irregulares hasta de 1 m. de altura.

Lo anterior corrobora nuevamente la incertidumbre de los diseños a base de las fórmulas tradicionales y la conveniencia de utilizar de preferencia bloques precolados de forma de cubo o aquéllos en que la estabilidad de la coraza no dependa fundamentalmente de la trabazón de los pies exteriores.

El Puerto Petrolero-Petroquímico Dos Bocas, Tabasco, aprovechó las experiencias obtenidas en los puertos europeos y los de Japón. Se inició a principios de los ochenta la construcción de este Puerto, que dispondrá de tres muelles para recibir supertanques de alrededor de 200 000 toneladas, con un calado de 21 metros.

Para seleccionar el tipo de rompeolas se estudiaron 10 diferentes soluciones, una de las cuales, como ya se mencionó en otro tema de este curso, fue a base de cajones de concreto. La solución finalmente adoptada se ilustra en la figura N° 15 y consiste en el empleo de bloques cúbicos ranurados (tipo R) de diferentes pesos: 7, 14, 30 y 45 como se muestra en la figura N° 15.

También aquí, y debido a la dificultad de obtener roca natural de los tamaños requeridos para construir el manto subyacente de los cubos, se incluyó el empleo de roca artificial como la que se usó con éxito en el puerto petrolero de Antifer. (Véanse Anexos 16 y 17).

A fin de dar una idea de la magnitud del Puerto de Dos Bocas, en Tabasco, en la Tabla N°1 anexa, se presenta la comparación de cantidades de obra requeridas entre este puerto y el de Europoort.

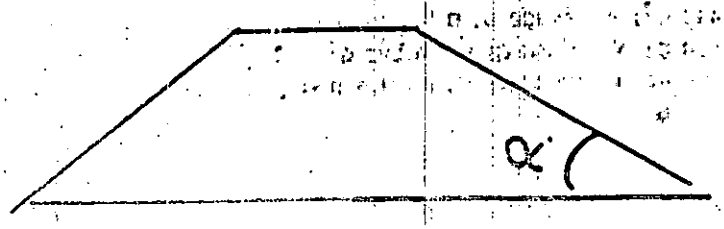
Para finalizar, se estima conveniente hacer notar los volúmenes tan enormes de concreto que se requieren en la construcción de los nuevos puertos petroleros y en el trabajo intitulado "Los aspectos relevantes en el diseño, la construcción y la supervisión de Rompeolas" se consignan las características y especificaciones que se deben cumplir en la fabricación de los bloques de concreto para estructuras marítimas.

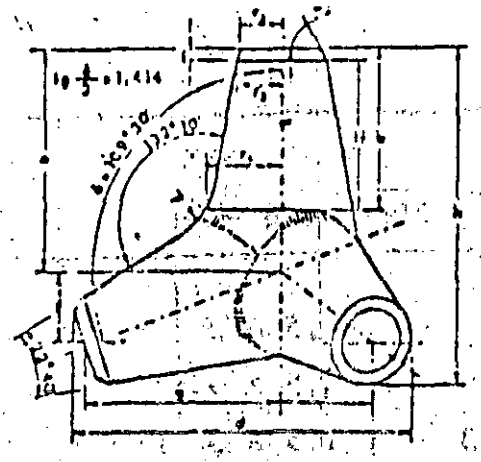
IDADES	Nº	COLOCACION	K_D HUDSON		PENDIENTE	Pais	Año de aparición.
			OLA ROTA	OLA NO ROTA	Cotg.α		
Escollera	2	arrojado	3,5	4	1,5 a 3	--	--
"	3	"	3,9	4,5	1,5 a 3	--	--
Tetrápodo	2	"	7,2	8,3	1,5 a 3	Francia.	1.950
Cuadrípodo	2	"	7,2	8,3	1,5 a 3	USA	1.959
Tribar	2	"	9	10,4	1,5 a 3	USA	1.958
"	1	colocada	12	15	1,5 a 3		
Dolos	2	arrojado	22	25	1 a 2	S.Africa	1.963
Stabit	2	"	8	9	1 a 2	Inglaterra	1.961
Cubicos	2	"	6,8	7,8	1 a 2	--	--
Hexápodo	2	"	8,2	9,5	1 a 2	USA	1.959
Hexápodo	2	colocados	29	30	1 a 2	Mejico	1.978
	2	arrojados	21	22	1 a 2		
Dinosauro	1	arrojado	29	30	1 a 2	Francia	1.974
Accropodo	1	colocado	12	15	1.33	Francia	≃1.980

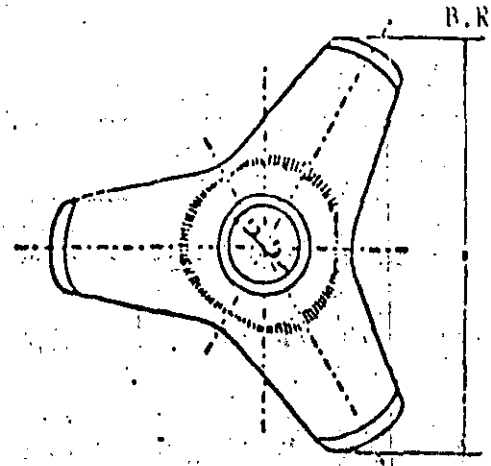
Fórmula de Hudson:

$$W = \frac{\gamma_r H^3}{(S_r - 1)^3 \cot\alpha \, K_D} \; ; \; S_r = \frac{\gamma_{roca\ concreto}}{\gamma_{agua\ de\ mar}}$$

FIG. 1 - PRINCIPALES BLOQUES PARA CORAZAS



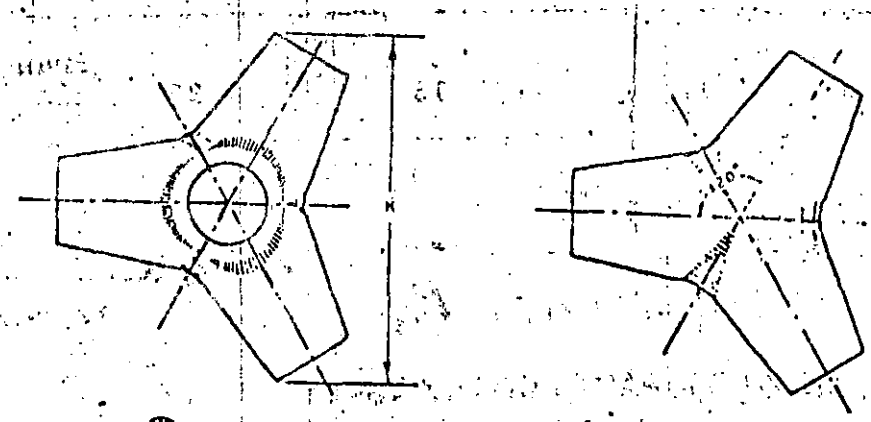


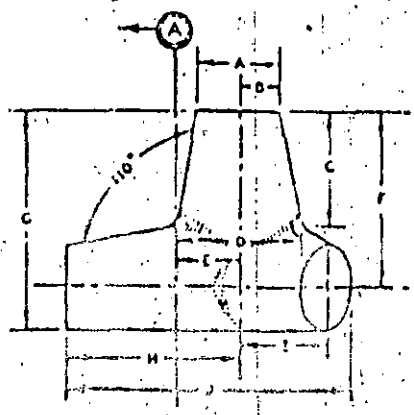


Volum. m³	Peso nomin.	h	Dimensiones d	Dimensiones s	r_1	r_2	r_3	H	b	c	r recom.	r min.	e	f	g	i
0,1	0,25	710	775	850	170	105	60	315	340	25	120	65	465	155	440	220
0,25	0,5	920	975	1070	215	135	100	400	435	35	150	80	585	195	550	275
0,4	1	1130	1230	1350	270	170	125	500	545	45	190	105	740	245	700	350
0,6	2	1420	1550	1700	340	210	155	630	685	55	235	130	930	310	880	440
1,0	4	1790	1950	2140	425	265	195	795	865	70	300	165	1170	390	1100	550
1,5	8	2260	2460	2700	540	335	245	1005	1095	90	375	210	1475	490	1390	695
2	10	2430	2650	2910	580	360	265	1080	1175	95	405	225	1590	530	1500	750
3	12,5	2620	2850	3130	625	390	285	1165	1270	105	435	240	1710	570	1610	805
4,5	16	2830	3065	3390	675	420	310	1260	1370	110	470	260	1850	615	1740	870
8	20	3190	3340	3685	750	455	335	1365	1485	120	510	285	2000	665	1890	945
10	25	3300	3595	3950	785	490	360	1470	1600	130	550	305	2155	720	2040	1015
12,5	32	3550	3870	4250	845	530	390	1580	1720	140	590	325	2320	775	2190	1095
16	40	3860	4205	4620	920	575	420	1715	1870	155	645	355	2520	840	2380	1190
20	50	4155	4530	4975	990	620	455	1850	2015	165	695	390	2715	905	2566	1280

Dimensiones (en m.m.) y peso (en Tons.) de los "Tetrapodos" (Sotromer)

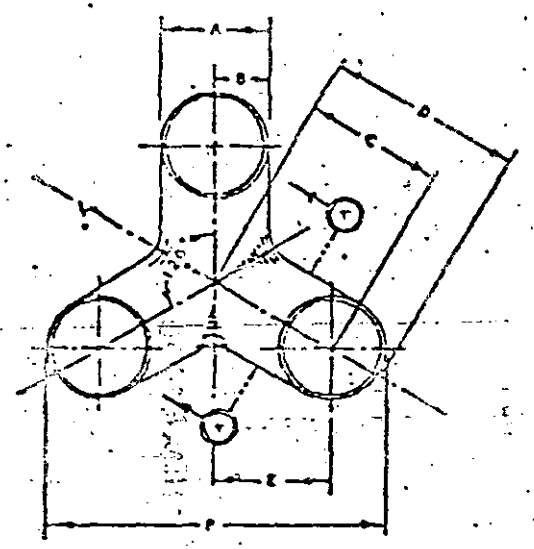
FIG. -TETRAPODO



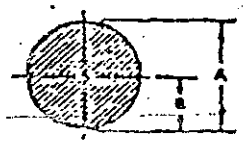


VOL = 0.495 G³; A = 0.302 G; B = 0.191 G;
C = 0.526 G; D = 0.566 G; E = 0.283 G;
F = H = 0.809 G; I = 0.405 G; J = 1.379 G;
K = 1.592 G

FIG 2 -CUADRIPODO



PLANTA



SECCION A-A

Volumen de los unidades es:

$V = A^3 (2.36 k_v + 3.42)$

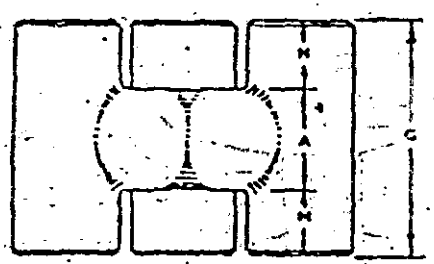
A = el diametro de un brazo

$k_v = CA$

C = la distancia del centro del elemento al centro de un brazo

G = 2A

C = 1/2 A



PERFIL

VOLUMEN DE CADA UNIDAD (PIES CUBICOS)

[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

PESO ESPECIFICO Lb/Pies³	PESO DE CADA UNIDAD (TONS.)										
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

ESPESOR MEDIO DE CADA CAPA (Pies)

[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

ESPESOR MEDIO DE DOS CAPAS (Pies)

[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

NUMERO DE UNIDADES POR 1000 PIES CUADRADOS

[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

NUMERO DE UNIDADES POR 1000 PIES CUADRADOS (Colocadas a pares)

[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

SIMBOLO	DIMENSIONES DE LAS UNIDADES (Pies)										
A	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
B	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
C	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
D	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
E	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
F	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
G	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
H	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

Nota: Sección y dimensiones obtenidas de diversos experimentos

FIG. 3 — TRIBAR.

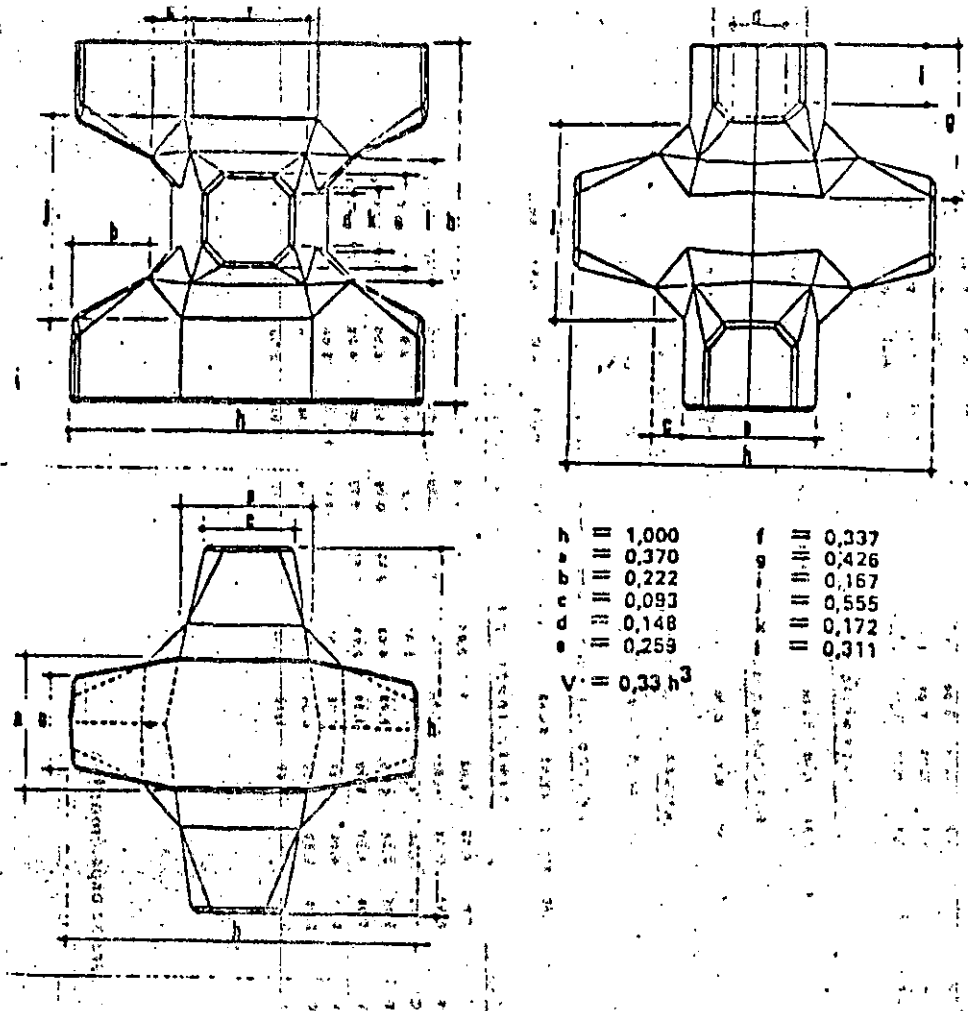


FIG. 4 - ACROPODO

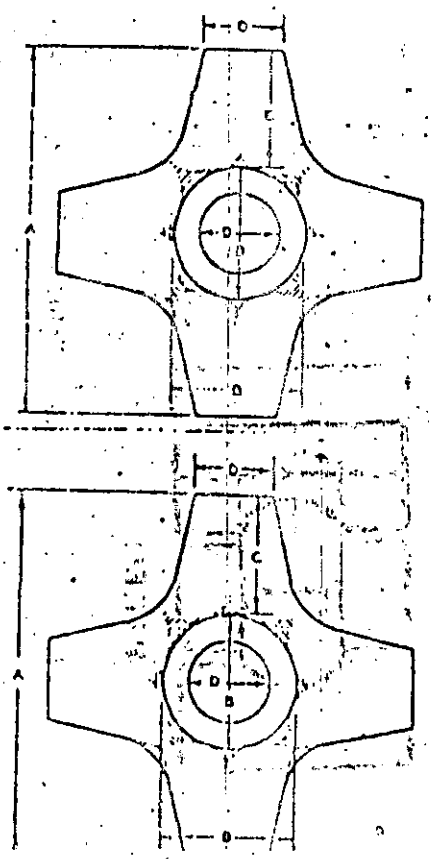
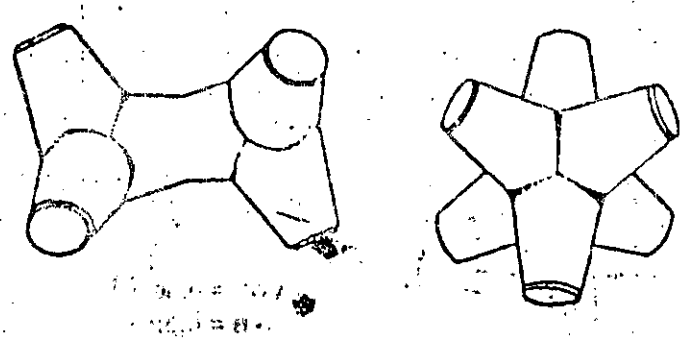
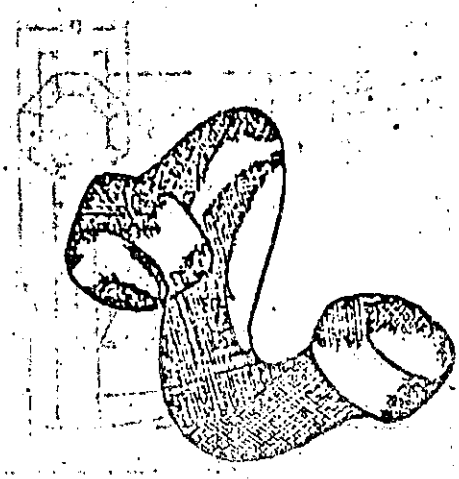


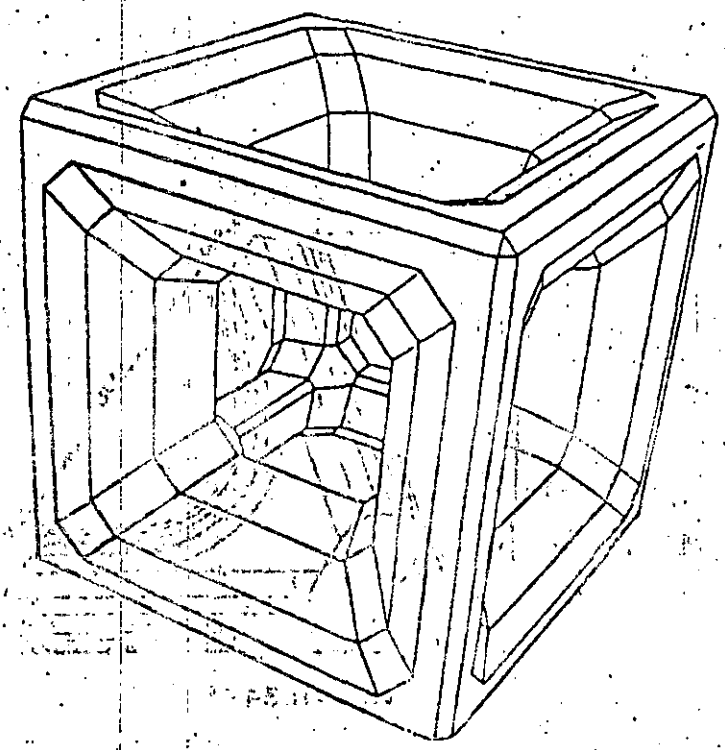
FIG. 5 - HEXAPODO



MEXAPODO



EL DINOSAURIO



EL COB

FIG. 6 - ALGUNOS OTROS TIPOS DE BLOQUES

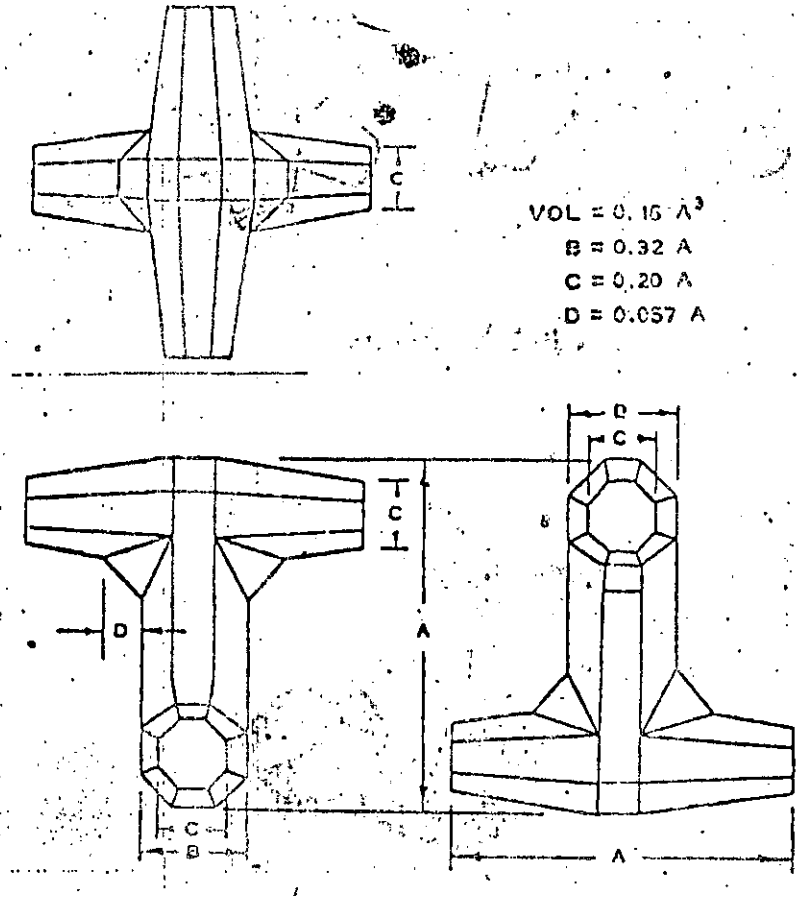


FIG. 7 – DOLOS

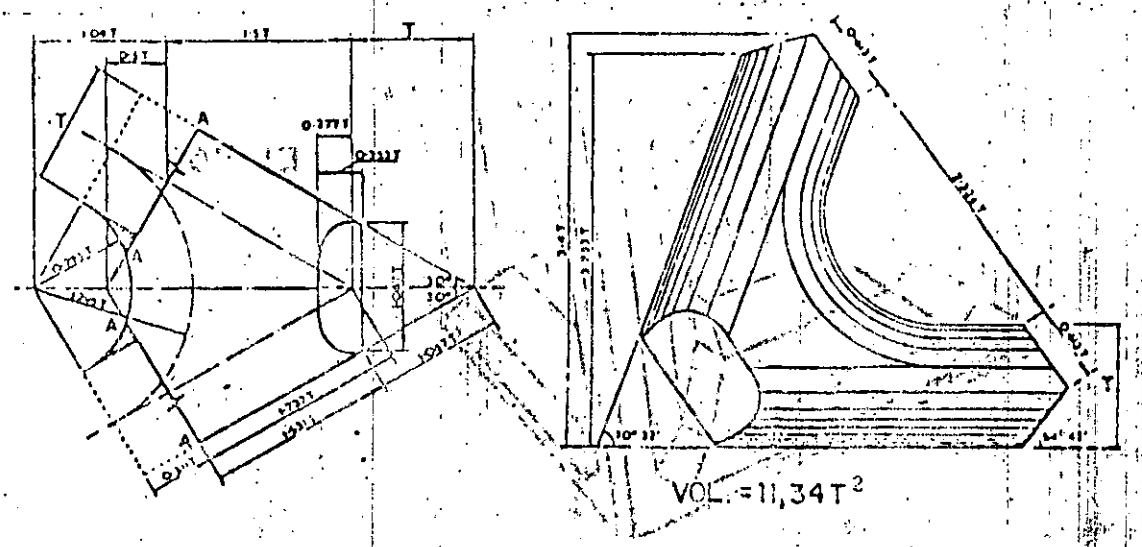
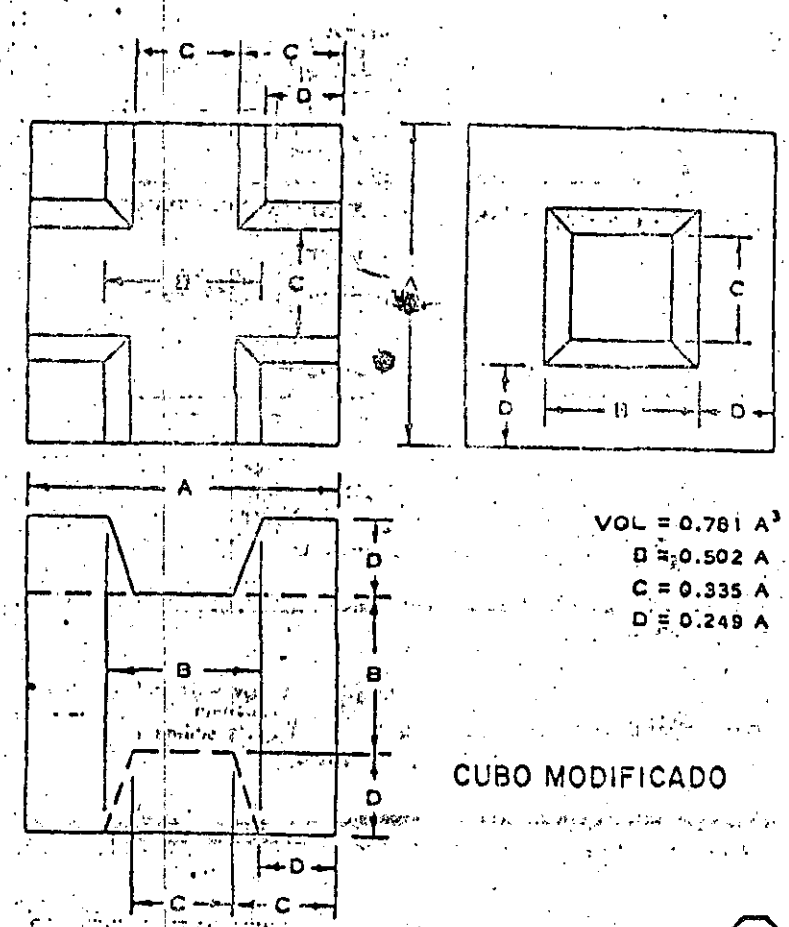
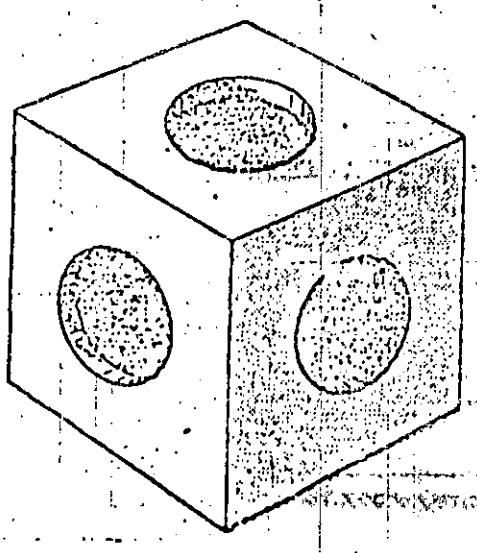


FIG. 6 – STABIT

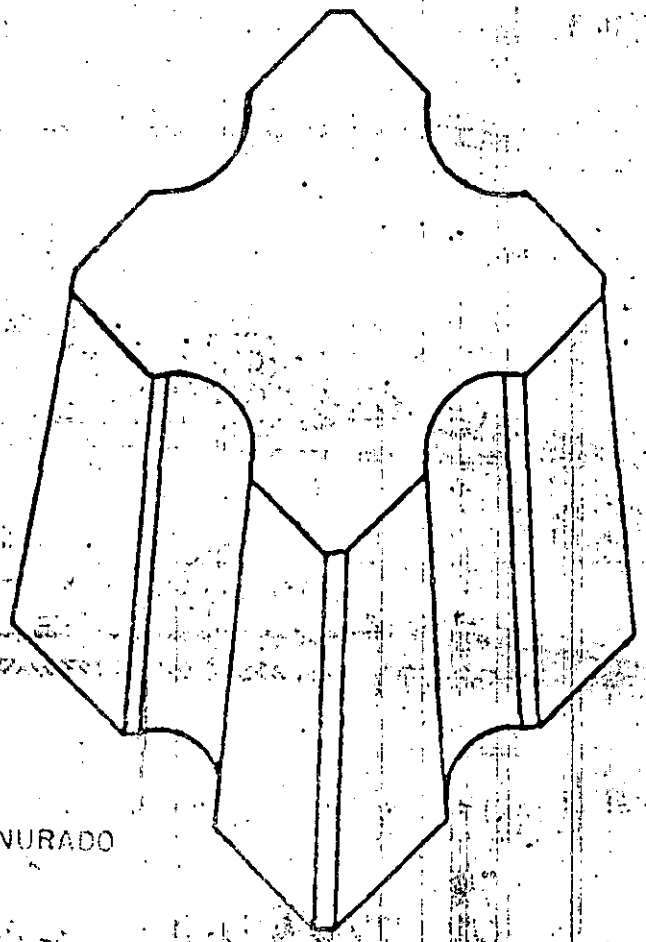


VOL = 0.781 A^3
B = 0.502 A
C = 0.335 A
D = 0.249 A

CUBO MODIFICADO



CUBO STOLK



CUBO RANURADO

FIG 9 – ALGUNOS CUBOS

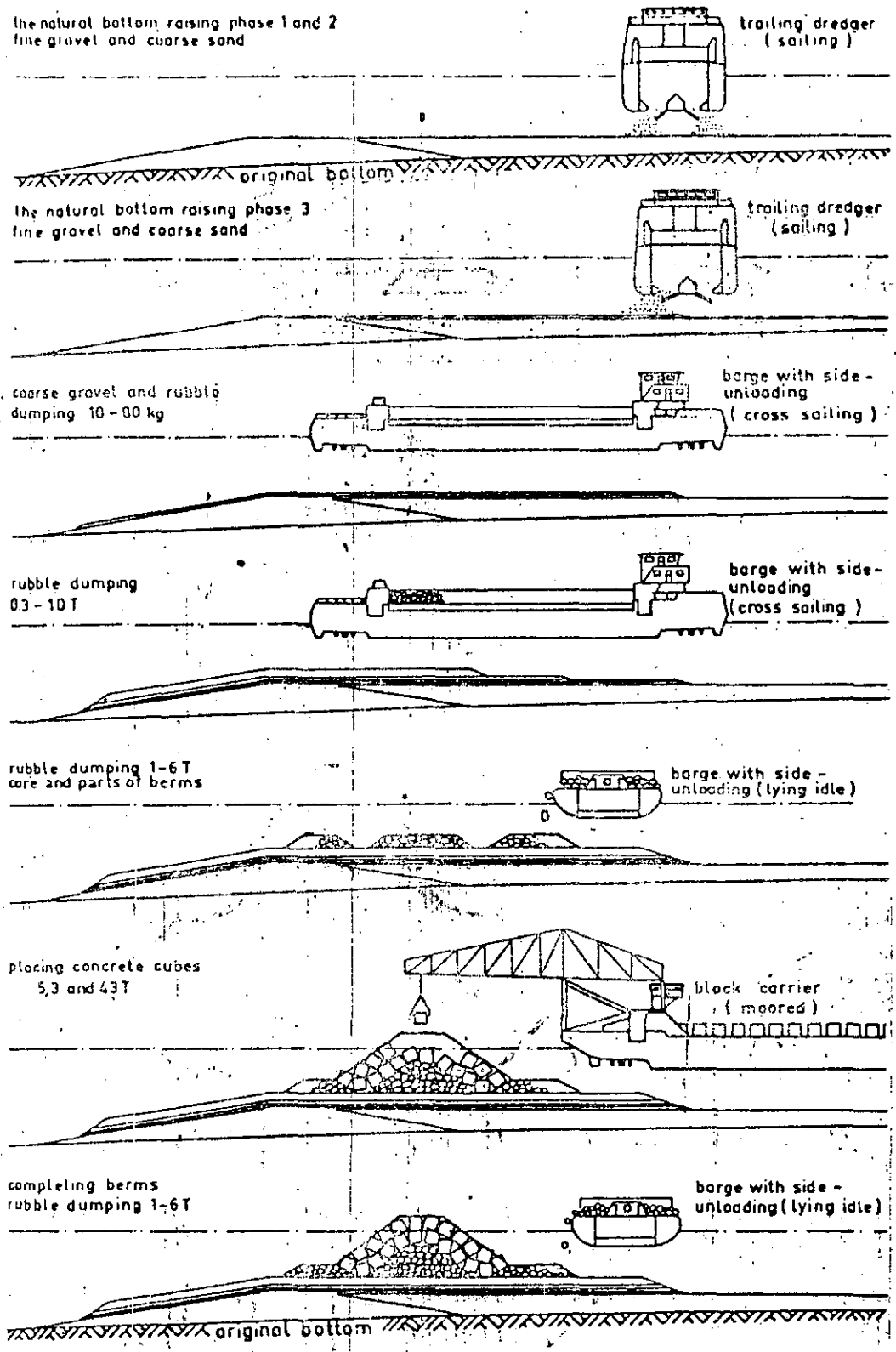


Figure 20.5
(CONSTRUCTION) PHASES OF NORTH BREAKWATER

ROTTERDAM - EUROPOORT.

FIG. 10

FIG. 31 COUPE TYPE DES JETEES NORD ET EST
ORDINARY CROSS-SECTION OF NORTHERN AND EASTERN BREAKWATERS

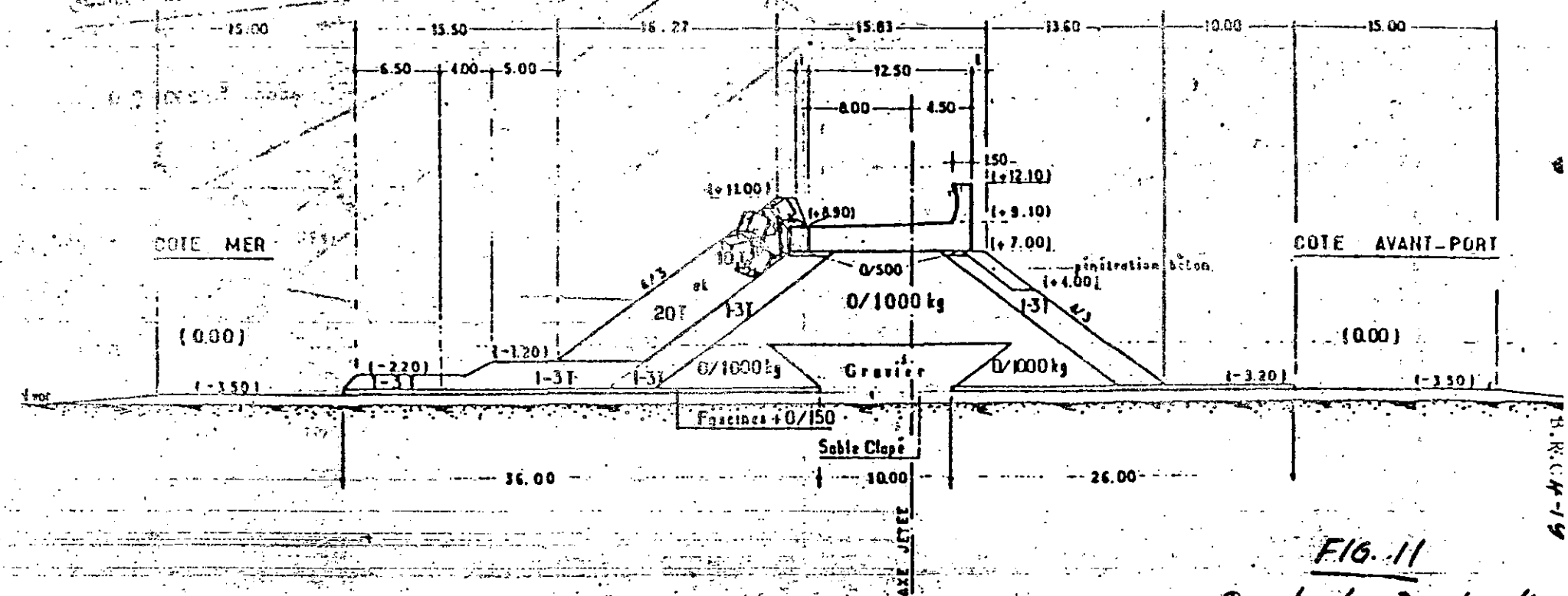


FIG. 11

Puerto de Dunquerke
Solución adoptada.

B.R.C. 4-19

Fig 33

COUPE EN LONG DU MUSOIR OUEST

LONGITUDINAL SECTION OF THE WEST ROUND HEAD

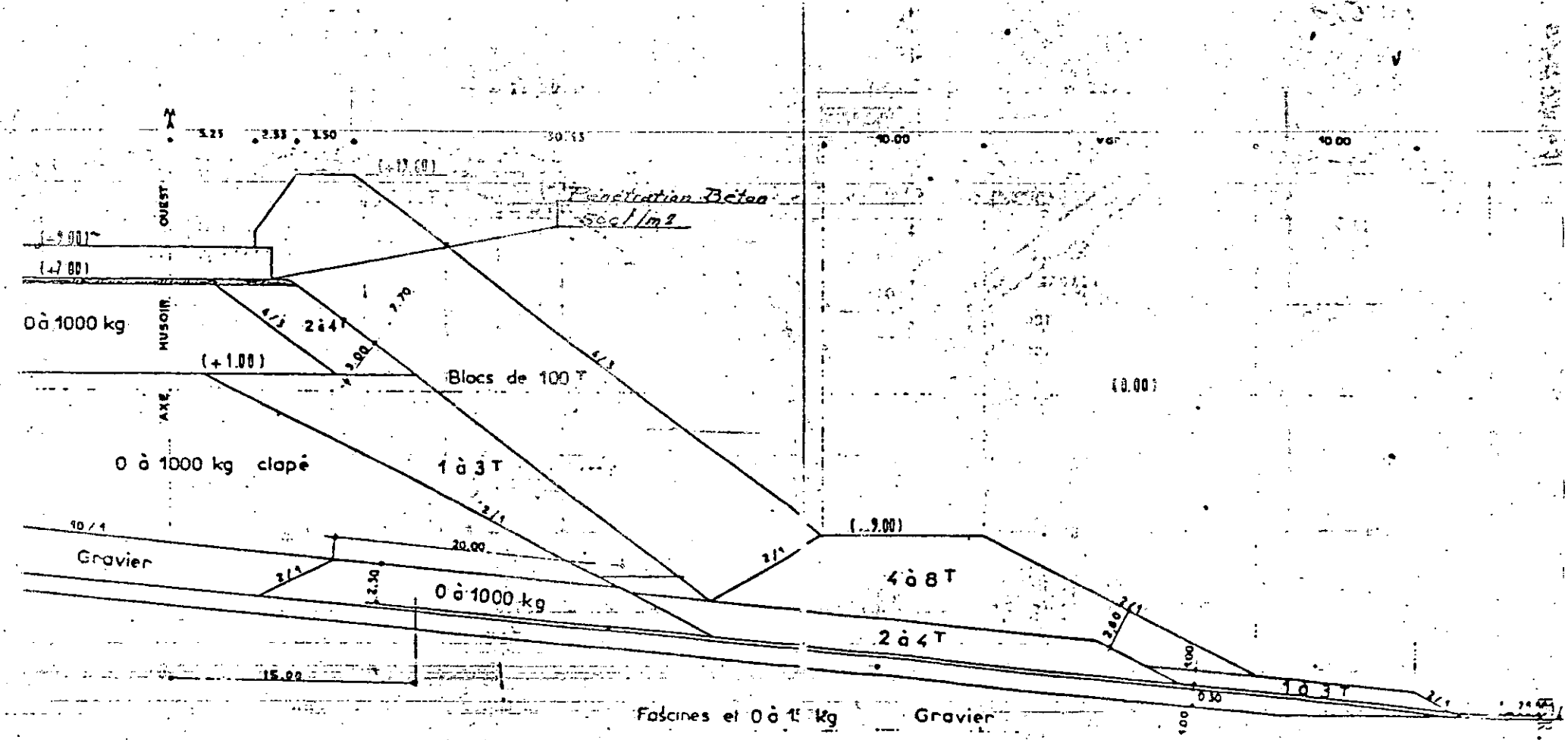


FIG. 12

Morro del puerto de Dunquerque.

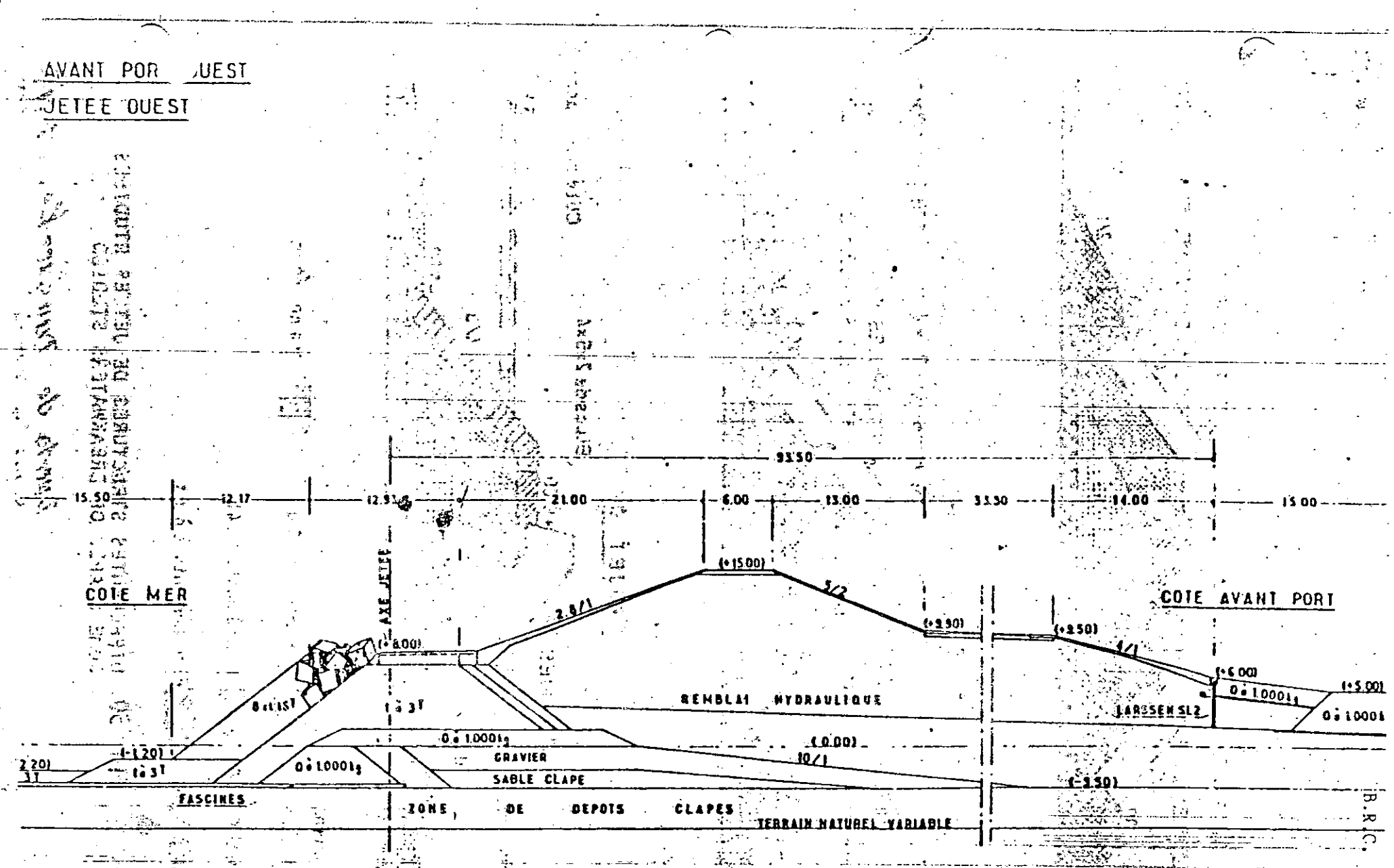
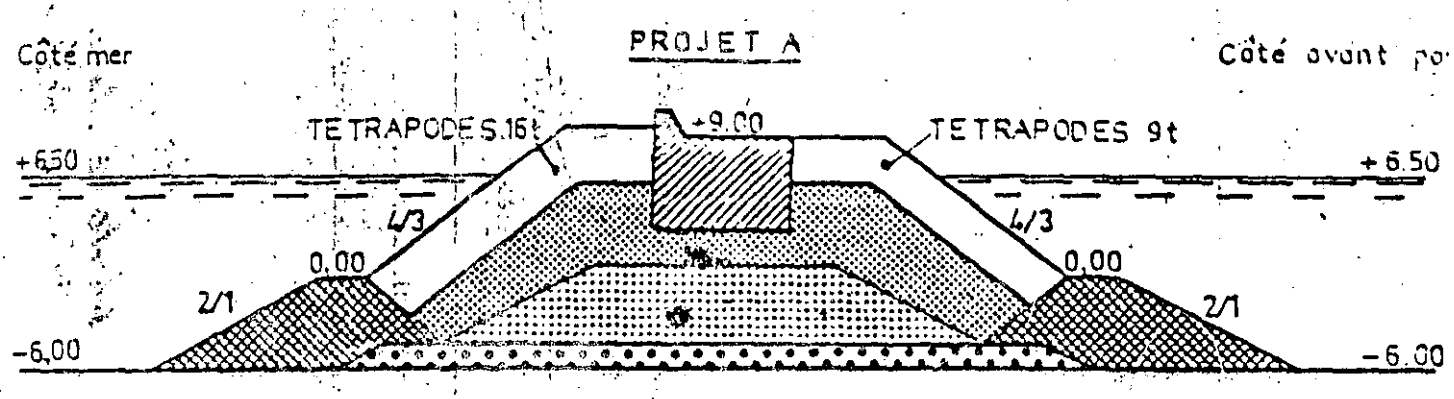
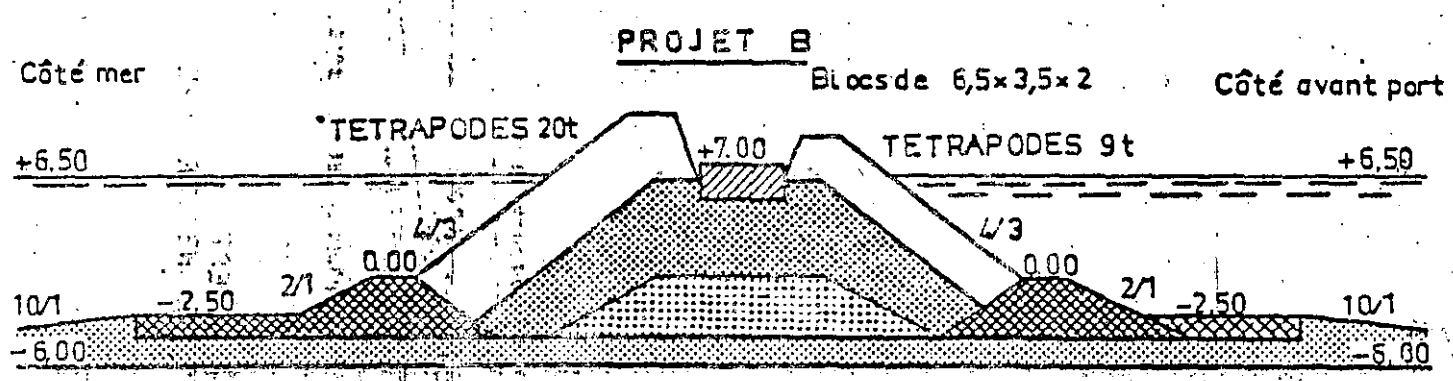
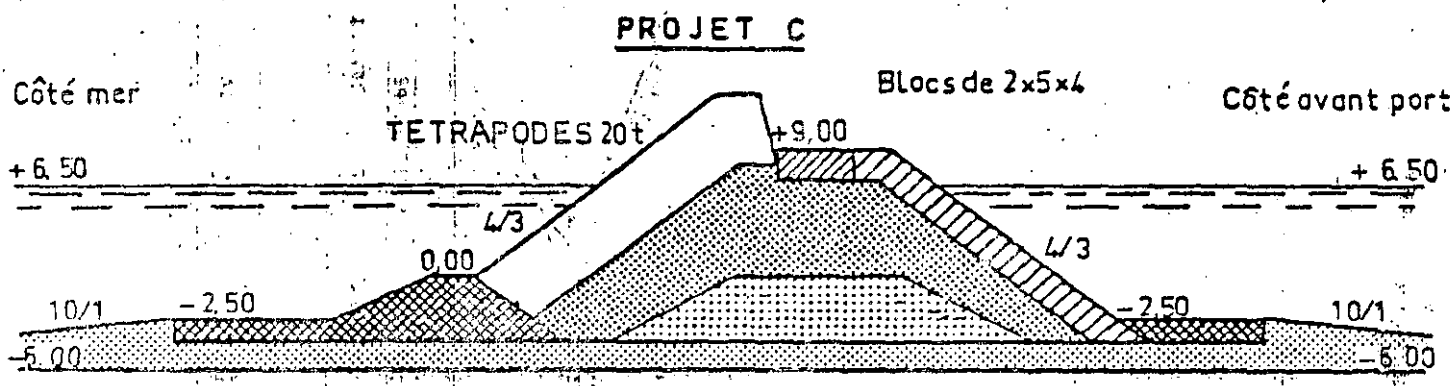


FIG. 32 COUPE-TYPE DE LA JETÉE OUEST
ORDINARY CROSS-SECTION OF WESTERN BREAKWATER

FIG. 13
Puerto de Dunquerque
Solución adoptada.







Echelle 1/500 Cotes en m.

Gravier Ø 0 à 80 m/m

Enrochements 1.5 à 3t

Blocs en béton

Enrochements 0 à 50kg

Enrochements 2 à 4t

Enrochements 0 à 1t

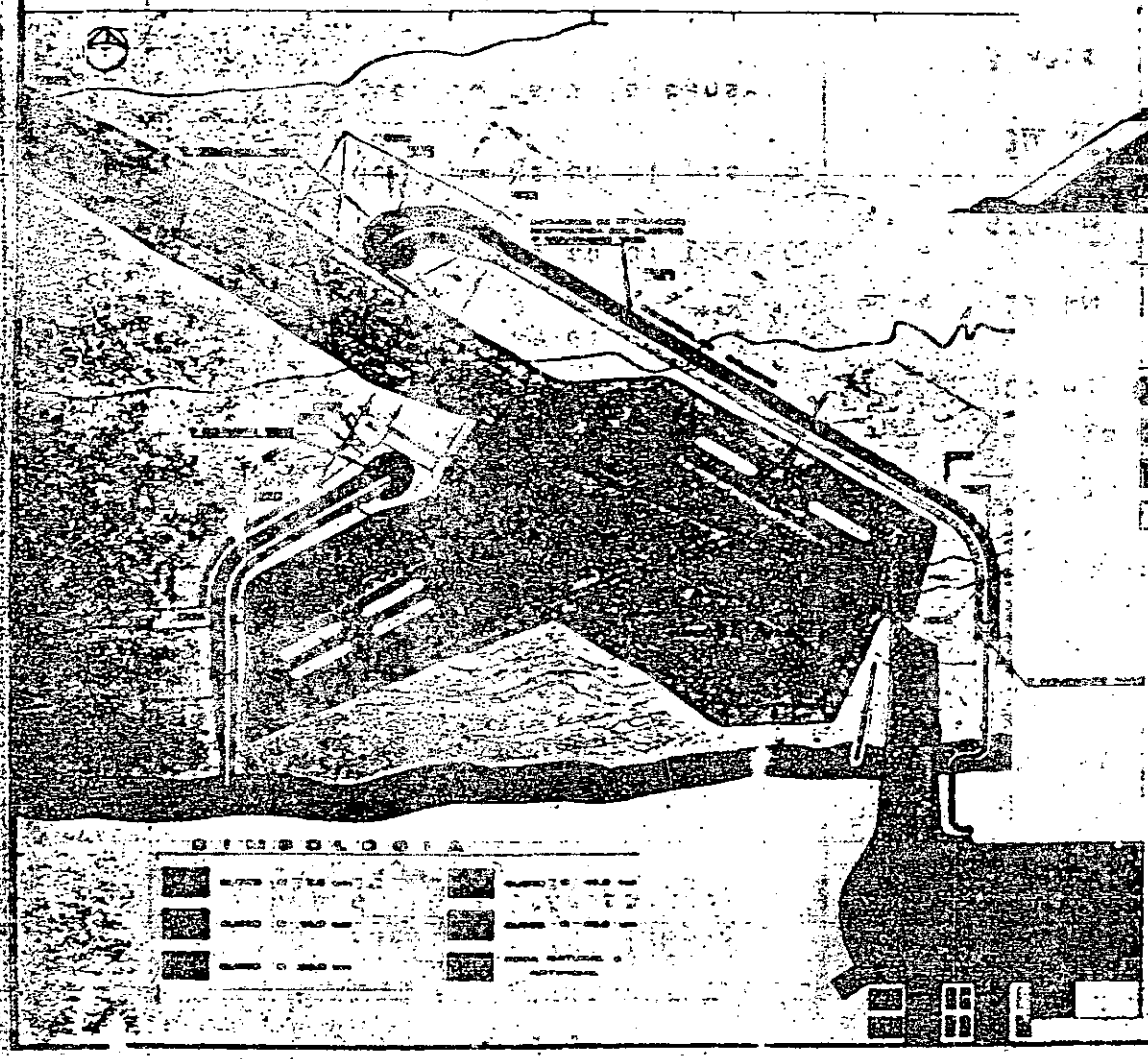
Enrochements 4 à 6t

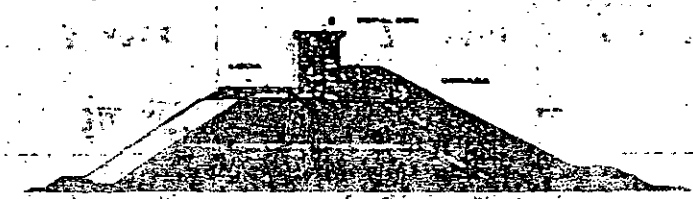
FIG. 30 DIFFERENTES STRUCTURES DE JETEES ETUDIEES
SOME SHAPES OF BREAKWATERS STUDIED

Puerto de Dunquerke. FIG. 14

PUERTO PETROQUIMICO-PETROLERO DOS BOCAS

ROMPEOLAS





DIRECCION A-A

SIMBOLOGIA

CANTIDADES DE OBRA

CONCEPTO	PARA PERMITIR LA EXPLOTACION PETROLERA DEL PUERTO	TOTAL CONCEPTO
a) ROCA		
- NATURAL	2 578 000 m³	4 921 000 m³
- ARTIFICIAL	320 000 m³	320 000 m³
TOTAL	3 000 000 m³	5 241 000 m³
b) CONCRETO		
- SIN ELOBURE 71 000 piezas	367 000 m³	600 000 m³
- IN SITU	37 500 m³	150 000 m³
- ROCA ARTIFICIAL	315 000 m³	315 000 m³
TOTAL	700 000 m³	1 065 000 m³

B.R.C. 4.23

FIG. 15

DATOS COMPARATIVOS DEL PUERTO PETROQUIMICO-PETROLERO DOS BOCAS Y EL DE EUROPORT, EN LOS PAISES BAJOS

Nº	CONCEPTO	DOS BOCAS TABASCO. Mex.	EUROPORT Netherland.	OBSERVACIONES sobre Europort.
1	Total de roca para los rompeolas	5 550 000 Ton	5 000 000 Ton	
1.1.	Cantidad de roca transportada -- por mar o por rio	1 800 000 Ton	3 000 000 Ton	Roca de Suecia transportada en barco
1.2.	Cantidad de roca transportada -- por ferrocarril o camión	3 120 000 Ton	2 000 000 Ton	Roca de Bélgica llevada en ferrocarril.
1.3.	Roca artificial	630 000 Ton	-.-	
2	Total de concreto	1 026 000 m3	1 000 000 m3	
2.1.	Concreto en bloques	600 000 m3	1 000 000 m3	
2.2.	Concreto en espaldones y losa	180 000 m3	-.-	
2.3	Concreto para roca artificial	246 000 m3	-.-	
3	Cantidad de bloques precolados	71 000 pza	55 000 pza	
4	Dragado	85 000 000 m3	75 000 000 m3	
5	Longitud de vías en el puerto de servicio	12 Km	14.4 Km	
6	Longitud de muelles en el puerto de servicio	1 530 m	1 400 m	
7	Longitud de caminos en el puerto de servicio	30 Km	9.6 Km	
8	Tiempo requerido para la cons-- trucción	3 Años	7 Años	Los estudios para Europort se iniciaron en 1956, once años antes de iniciar la construcción.

TABLA 1

4.24

TABLA 2.

PUERTO PETROLERO DOS BOCAS, TAB.

PLAN DE SUMINISTRO DE AGREGADOS PARA LA FABRICACION DE CONCRETOS DE DIVERSOS TIPOS.

1. Estudio del banco de grava de Teapa.
2. Estudio del banco de arena de Paraíso-Comalcalco.
3. Estudio del banco de arena dentro del terreno de PEMEX en Dos Bocas.
4. Estudio de las mezclas para los siguientes tipos de concretos:

Tipo	Destino :	Tamaño máximo de agregado	Resistencia a 28 días. f'c, Kg/cm²
4.1.	Cajones para escolleras	1"	420 315
4.2.	Bloques para coraza de escolleras	6"	200
4.3	Bloques precolados tipo T y concreto para ligarlos	3-6"	200
4.4.	Losa de piso para superficie de rodamiento camino de escolleras	3-6"	150
4.5.	Concreto pobre a colocar sobre el núcleo de las escolleras	3-6"	130
4.6.	Roca artificial que estará en contacto con bloques de coraza en la escollera	6"	200
4.7.	Roca artificial para el núcleo de escolleras	6"	150

5. Planes de suministro de grava y arena, basados en los Programas de Construcción para diversas opciones y combinaciones de tipos de escolleras.
6. Análisis de precios unitarios.

NOTAS:

a) En todos los casos se estudiarán diversas relaciones agua/cemento. Se utilizará de preferencia cemento tipo V o puzolánico.

b) Se estudiarán diversas combinaciones de grava de Teapa y arena, bien sea de Paraíso-Comalcalco o de Dos Bocas.

25-IX-1979

DATOS PROPORCIONADOS TELEFONICAMENTE POR EL ING. RAUL VICENTE OROZCO, EN RELACION CON LAS MEZCLAS PARA CONCRETO DESTINADO A LA FABRICACION DE ROCA ARTIFICIAL, UTILIZANDO - GRAVA-ARENA DE AMACOHITE Y DIFERENTES PROPORCIONES DE ARENA DE DOS BOCAS.

N°	Proporción de grava-arena de Amacohite y arena de Dos Bocas. / Concepto :	Relación a/c : 0.6			Relación a/c : 0.7
		100% G-A 0% A. Dos Bocas	80% 20%	70% 30%	70% 30%
1.	Relación agregados/cemento	9.4	6.0	4.	5.6
2.	Contenido de cemento en Kg/m^3	210	310	355	320
3.	Peso volumétrico, en Kg/cm^2	2 310	2 243	2 210	2 208
4.	Resistencia a los 7 días, en Kg/cm2.	130	160	170	130
5.	Resistencia a los 28 días, - en Kg/cm2.	170	200	215	170
6.	Costo por m^3. $	1 829.82	1 854.93	1 845.62	1 790.40
7.	Costo por Ton. $	792.13	826.99	835.12	810.87

26 - IX - 1979.

FMvB'mev.

TABLA 3.

BIBLIOGRAFIA PARA EL TEMA BLOQUES PARA LA CORAZA DE LAS ESCOLLERAS Y ROMPEOLAS. ROCA ARTIFICIAL PARA ESCOLLERAS Y -- ROMPEOLAS.

1. Designs and Construction of Mounds for Breakwaters and Coastal Protection. (Per Brunn (Editor). Elsevier-Oxford-New York-Tokyo, 1985.

2. Superpuerto de Bilbao, España. Escollera con bloques de - concreto de 85 Ton. que resultaron chicos y se reconstruyó la escollera después de su falla con bloques de concreto - de 140 Ton. Contratista: Dragados y Construcciones, S.A. Madrid, España.

3. Rompeolas del puerto exterior de Scheveningen, Países Ba-- jos, (Holanda). Bloques cúbicos, Constructor A.C.Z. Marine Engineering Ltd. Gorinchem, Holland.

4. Marine Structures Technology Presentation Royal Netherlands Harbour Works, Company, Gouda-Holland. Autor: Dr.W. Janssen, 1978.

5. Puerto Petrolero en Antifer, Francia. Puerto Autónomo Le - Havre, 1974. Empleo de bloques cúbicos. V.S y Roca artifi-- cial. Artículo por el Sr. Jean Pierre Couprie publicado en- la revista Travaux.

6. Puerto Jorflasfan para minerales en Marruecos. Escolleras - con tetrápodos de 20 m^3 y cubos de 2.73 m^3. Informe de Spic Batignolles Travaux. Publics, Villcoublay, Franco, 1979.

7. Puerto de Kuantan, Lalaisie. Escollera con coraza de cubos de 13.5 Ton., fabricados con concreto. Spie Batignolles Travaux Publics, Villcoublay, Francia, 1979.

8. Nuevos Conocimientos en materia de concepción de rompeolas en aguas profundas. Autor: C. Orgéron, Director de Estudios y Jefe del Departamento de Hidráulica Marítima y Oceanográfica en L.C.H.F., París.

9. Rotterdam - Europoort Entrance Design. Autores J.F.Agema; E.W. Bijker; W.W. Massie. Bloques cúbicos de concreto de 5.3 a 43 Ton.

10. Lámina 1. Puerto Petroquímico-Petrolero de Dos Bocas, Tab. Cantidades de obra en los rompeolas.

11. Rompeolas de Sines, Portugal. Datos de 46 Ton.

12. Romepeolas del Puerto de San Ciprián en Galicia, España. Proyecto de Intecsa. Madrid, España.

13. Los aspectos relevantes en el diseño de la construcción y la supervisión de rompeolas. Francisco Mendoza von Borstel, 1982.

14. Holland's Fight Against Sea. Autor. Alexander Danilevsky. Revista Civil Engineering, ASCE. Vol. 53. Abril, 1983.

15. Shore Protection Manual. U.S. Army Coastal Engineering Research Center. Second Printing. 1973.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

C U R S O S A B I E R T O S

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Del 29 de junio al 3 de julio de 1992.

CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO (CCR)

ING. FRANCISCO MENDOZA VON BORSTEL

JUNIO - JULIO 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA. U. N. A. M.

CURSO: CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS

TEMA: CONCRETO COMPACTADO CON RODILLOS (CCR).

PROF. ING. FRANCISCO MENDOZA von BORSTEL.

A partir de los años sesenta se empezó a utilizar el llamado concreto compactado con rodillos, que se caracteriza porque la mezcla para fines prácticos no tiene revenimiento y el consumo de cementante oscila entre los 100 y 150 kilogramos por metro cúbico, de los cuales hasta un 30% puede ser de ceniza voladora (Fly Ash).

Originalmente se inició el empleo de este tipo de concreto para sustituir lo que hasta entonces se conocía como concreto pobre que para su colocación en moldes requería algo de revenimiento y de vibración por inmersión convencional, lo cual demandaba consumos de cemento superiores a los que antes se han anotado. Esta reducción en el cementante se logró al introducir el empleo de rodillos lisos vibratorios como los que se usan en la compactación de los materiales de presas de tierra. Esto permitió el uso de mezclas muy secas que podían transportarse en los equipos de acarreo de terracerías para ser extendido con tractores de orugas antes de proceder a su compactación con rodillo.

El primer uso importante que se dió a este procedimiento fué en la presa de Tarbela, en Pakistán, en donde se colocaron alre

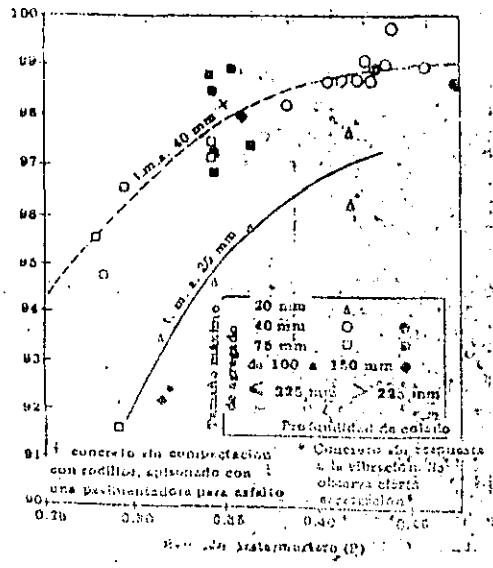
do fino, es de alrededor de 35 a 40 %. La pérdida de densidad se debe, por lo tanto, a que la pasta no llena los vacíos entre el agregado fino. Los resultados de las pruebas de densidad practicadas en corazones tomados de las muestras a escala natural durante el proyecto CIRIA en 1978,[39] también están incluidos en la figura 5 y sirvieron para confirmar que la relación es firme.

Se supuso una relación adicional entre la relación pasta/mortero y la adherencia entre capas sucesivas de concreto compactado con rodillos (en términos de la resistencia de las juntas como porcentaje de la matriz). Los resultados de la prueba de corazones del proyecto CIRIA[39] también se emplearon para confirmar esta relación. (Se ilustra en la figura 6.)

En las figuras 5 y 6 puede observarse que una p mínima de 0.40 aproximadamente, será necesaria para obtener una densidad relativamente elevada y lograr una buena adherencia entre capas, con un tiempo de exposición (tiempo transcurrido entre el colado de las capas) de un día o menos.

Si se aumenta el tiempo de exposición, la relación pasta/mortero tendrá que incrementarse para mantener propiedades buenas en las juntas. Puesto que la dosificación de la mezcla se basa en la optimización del llenado de los vacíos, todos los factores aplicados al análisis de la mezcla de concreto compactado con rodillos se dan en base volumétrica (no en cantidades por peso).

Fig. 5. Relación entre la densidad relativa y la relación pasta/mortero.



LA INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO DE CIRIA

El principal propósito de la investigación de laboratorio de CIRIA[40] en la C & CA era medir las propiedades del concreto con elevado contenido de ceniza volante, diseñado para lograr la alta densidad relativa y la buena adherencia entre capas sucesivas deseadas para una presa de concreto compactado con rodillos.

Limitaciones en el proporcionamiento de la mezcla

Existen ciertas limitaciones en el proporcionamiento de concreto con elevado contenido de ceniza volante; existe un contenido máximo de agregado grueso (y un tamaño de agregado) dictados por la necesidad de evitar la segregación durante el transporte y la extensión del concreto, se requiere también un volumen mínimo de pasta dentro de la fracción de mortero, y una trabajabilidad que sea proporcional a la compactación con rodillos. Combinando todos estos factores con el costo de los materiales y las propiedades requeridas en un concreto para presas, se observó que la proporción óptima de ceniza volante es del 60 al 80 % del contenido cementante, lo que depende del tipo de agregado (es decir que la relación ceniza volante/cementante, C_f sería entre 0.6 y 0.8). Para la piedra caliza triturada, que se utilizó como agregado tipo en el proyecto CIRIA, lo óptimo fue un C_f de 0.75 ± 0.05.

Pruebas de compresión

La resistencia a la compresión de

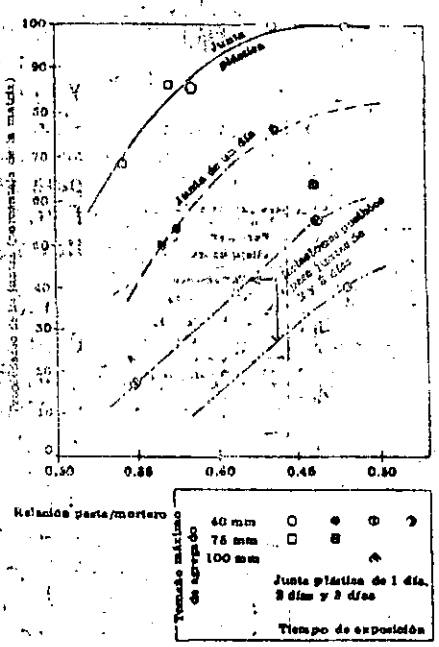


Fig. 6. Relación entre la adherencia de las capas y la relación pasta/mortero.

cubos hechos de mezclas con tres relaciones diferentes ceniza volante/cementante se estudió con detalle; $C_f = 0$ (concreto sencillo), 0.6 y 0.8. Se probó gran variedad de mezclas y se derivaron relaciones entre la resistencia a la compresión de los cubos y la relación agua/cementante (C_w) (figura 7). A pesar de que el concreto tenía un elevado contenido de pasta, se consideró que era posible compactar las muestras de laboratorio en la mesa vibratoria, aunque el concreto sin revenimiento tenía la trabajabilidad adecuada para la compactación con rodillos. La resistencia a la compresión de cubos de concreto sencillos fue similar a la obtenida con cubos de concreto convencionales con la misma relación agua/cemento. Se observó que podía obtenerse concreto satisfactorio con una relación ceniza volante/material cementante de 0.8.

Pruebas de tensión

Durante todo el proyecto se practicó la prueba de tensión directa. Esto permitió medir el esfuerzo

de tensión, así como determinar la sistencia a la tensión a través de las juntas en los corazones.

Se derivaron relaciones entre la resistencia a la tensión directa y la resistencia a la compresión de los cubos (figura 8), así como entre la resistencia a la tensión y la relación agua/cementante (figura 9).

La primera fue similar a la derivada por otros investigadores para concretos sencillos.

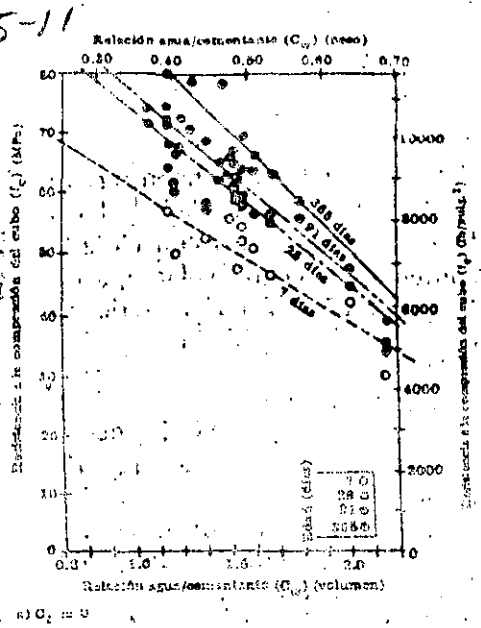
Uno de los objetivos de las pruebas de tensión fue precisar la capacidad de esfuerzo de tensión del concreto, ya que se consideró que ésta era la medida de la resistencia del concreto para soportar el agrietamiento térmico. A una edad de 91 días se observó que la capacidad de esfuerzo de los concretos con elevado contenido de ceniza volante era igual a la de los concretos sencillos con el mismo contenido total de cementante (figura 10). Por lo tanto, la inclusión de ceniza volante en la pasta parece tener poco, o ningún efecto sobre la capacidad de esfuerzo a largo plazo, cuando se compara con la de concretos sin ceniza volante.

Propiedades térmicas

Se midieron las propiedades térmicas de concretos con elevado contenido de ceniza volante, y se observó que todas eran similares a las del concreto convencional. El calor generado por el concreto con elevado contenido de ceniza volante fue aproximadamente la mitad del generado por el concreto pobre con el mismo contenido total de cementante.

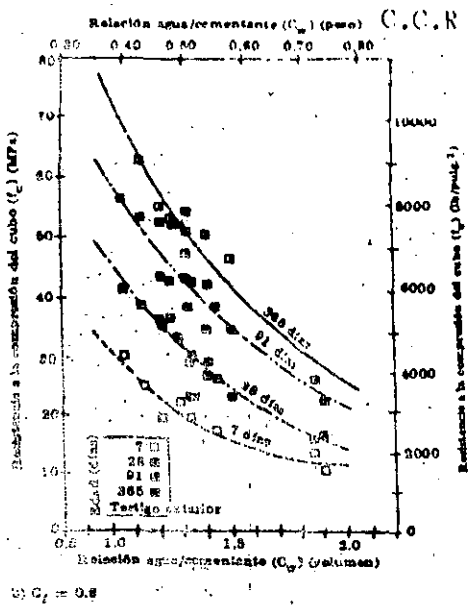
Durabilidad

Se estudiaron a fondo la permeabilidad, la contracción por secado y la resistencia a la congelación-deshielo de concretos con elevado contenido de ceniza volante. Las mediciones de permeabilidad se hicieron en corazones de prueba a escala natural, y sus resultados se analizan más adelante.

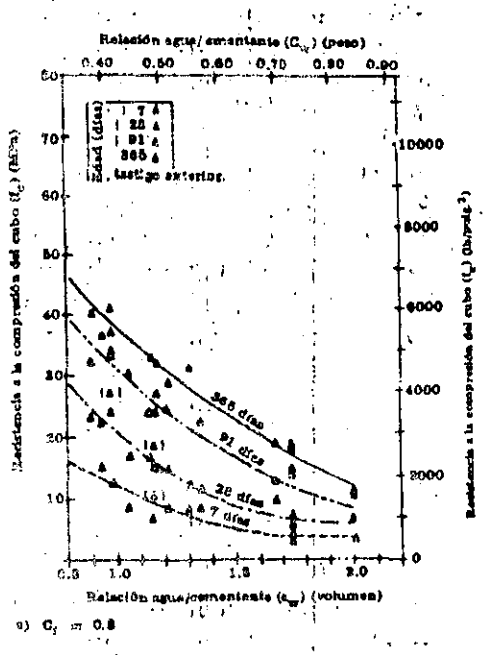


a) $C_f = 0$

Fig. 7. Relación entre la resistencia a la compresión del cubo, a edades de hasta 365 días, y la relación agua/cementante.



b) $C_f = 0.8$



c) $C_f = 0.8$

Durante las pruebas se observó muy poca contracción por secado, del orden de 130 a 190 microesfuerzos después de un año de secado. Es probable que esto se deba al bajo contenido de agua que puede lograrse en concretos con elevado contenido de ceniza volante, adecuados para la compactación con rodillos.

Se aplicaron pocos ciclos congelación-deshielo en muestras de concreto de elevado contenido de ceniza volante, porque por lo general, el concreto interior está protegido contra los cambios severos de temperatura gracias al concreto de los paramentos de la presa. Las escasas pruebas practicadas parecen indicar que la resistencia a la congelación-deshielo puede relacionarse con la resistencia a la compresión de los cubos de concreto, en el momento de la prueba.

COMPARACION CON OTROS CONCRETOS ADECUADOS PARA LA CONSTRUCCION DE PRESAS

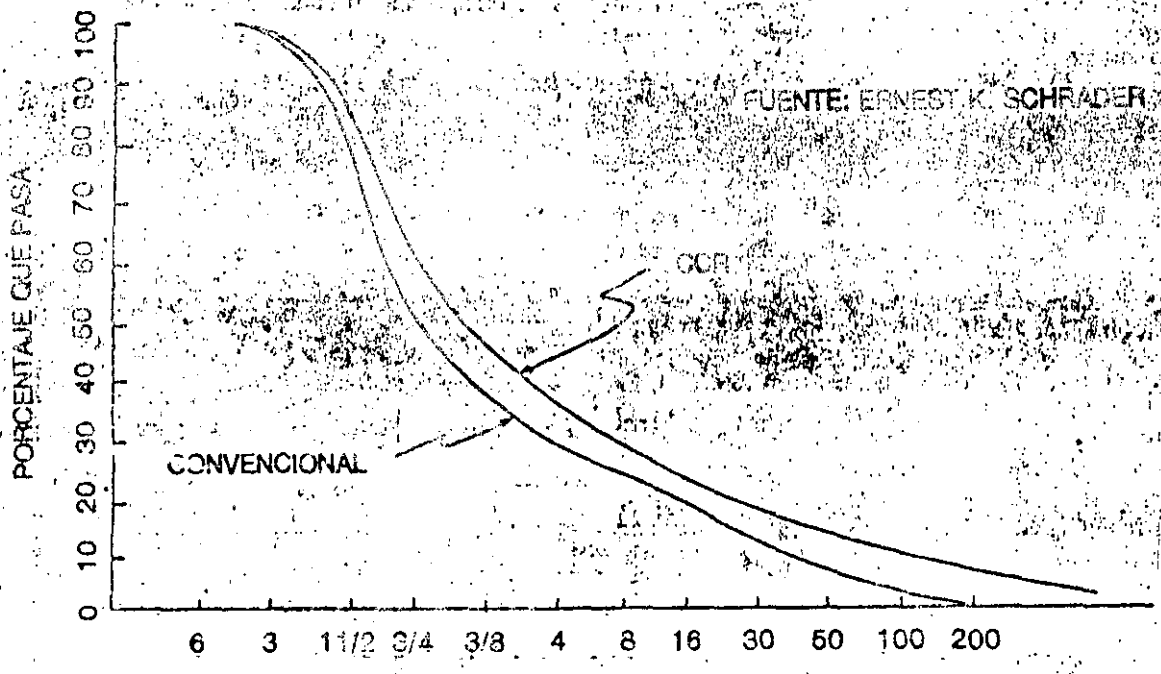
De los tres tipos de material considerados adecuados para la compactación con rodillos en la construcción de presas, el material de "excavaciones" estabilizado con cemento es el más difícil de reproducir en el laboratorio, debido a su variabilidad en el campo. No obstante, se compararon dos muestras de concreto pobre y dos de concreto con elevado contenido de ceniza volante, con concreto común para presas, vibrado internamente en la forma convencional, las cuales contenían el mismo agregado, el mismo cemento y la misma ceniza volante.

d de finos no plásticos en el CCR puede variar de un 5% un 10%.

Las mezclas de CCR pueden ser compactadas con un contenido de vacíos de solamente 0.5% al 1.5%, siempre y cuando se utilicen granulometrías que aseguren suficientes partículas de cada tamaño para ocupar los espacios que dejan las partículas de tamaño mayor. Los finos deberán tener también una adecuada granulometría por debajo de la zona de la malla 200 (malla 325 y 400).

1750 golpes/min. El apisonador fue alimentado por un compresor estándard de 100 pcm como mínimo. Es importante contar con un lubricador para el equipo neumático.

Se compactaron en 3 capas en un cilindro de P.V.C. de 15 x 30 cm (similar a los plastic liners) ubicado dentro del Willow Creek, Kerville y Galesville. La granulometría del concreto convencional es comparable con presas tales como: Little Goose, Lower Monumental y Lower Granite.



GRANULOMETRIAS TIPICAS GRAFICA 1.

Si el porcentaje de finos no es incluido, el contenido de vacíos será mayor y habrá problemas en la compactación, a menos que se incluya una ceniza volante o cemento extra.

La curva de CCR presentada en la gráfica 1, es similar a la de 11 presas entre las que se encuentran: Cooperfield,

Después de realizar el procedimiento de acuerdo al diseño especificado, se procedió a mezclar el material en una revolvedora convencional de 1/2 o 1 saco de capacidad. Como se manejan mezclas muy secas, se tendrá especial cuidado de que en la parte inferior no se acumulen los finos de la mezcla.

Del volumen aproximado de 200-220 lt se realizaron las siguientes pruebas a los especímenes de CCR: resistencia a la compresión simple, resistencia a la tensión indirecta y cálculo del módulo de elasticidad. De la mezcla de CCR fresca se obtuvo el peso volumétrico compactado y el contenido de aire. Por otra parte, se elaboraron barras de concreto para verificar expansiones o contracciones del material.

Para compactar el concreto de los cilindros se utilizó un pisón de impactos neumático que proporcionó de 1550 a

molde metálico. Aproximadamente, cada capa de los especímenes de CCR se compactó en un lapso de 15 a 20 seg.

Las actividades para elaborar los cilindros de CCR, 24 aproximadamente por cada mezcla, calcular el contenido de aire y obtener el peso volumétrico compactado de la mezcla de CCR se realizaron simultáneamente. Esta sincronización es muy importante debido a que el contenido de humedad de la mezcla de CCR es muy bajo, y puede perderse fácilmente con la temperatura del medio ambiente.

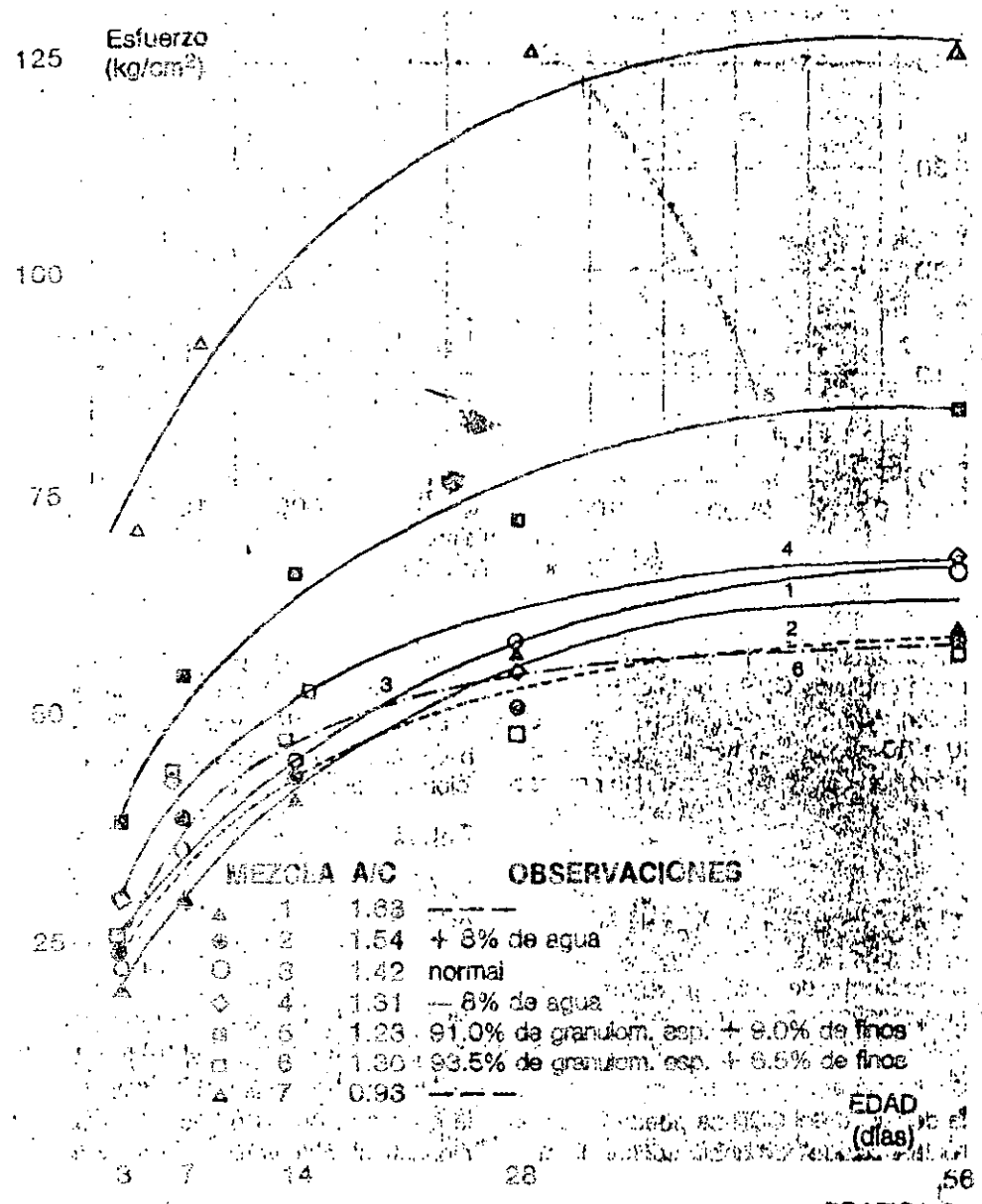
Cuando se llegó el momento de ensayar los cilindros a cierta edad, se extrajeron del cuarto de curado y se procedió a retirar el forro de P.V.C. mediante una cuchilla. Se puede dejar un corte longitudinal en el tubo de P.V.C. para facilitar la operación de descimbrado. Posteriormente los cilindros fueron cabeceados y finalmente ensayados a compresión simple en la máquina universal, o ensayados a tensión indirecta.

El descimbrado de las barras de CCR debe realizarse con bastante cuidado y utilizando el equipo destinado para tal operación, ya que de lo contrario los índices pueden aflojarse y en consecuencia no se tendrán resultados satisfac-

torios (no está permitido reparar las barras). En caso de que no utilizáramos las barras de CCR para controlar las posibles expansiones o contracciones, se recomienda utilizar el método de cambio volumétrico autógeno, el cual consiste en elaborar un cilindro de CCR de 9 x 18" y obtener las lecturas del cambio de volumen mediante un Carlson strain meter embebido en el centro y generalmente a lo largo del eje vertical del cilindro de CCR.

En la gráfica 2 se pueden observar diferentes curvas esfuerzo a compresión contra la edad, algunas de ellas con distintas relaciones A/C y contenido de finos.

GRANULOMETRIAS TIPICAS



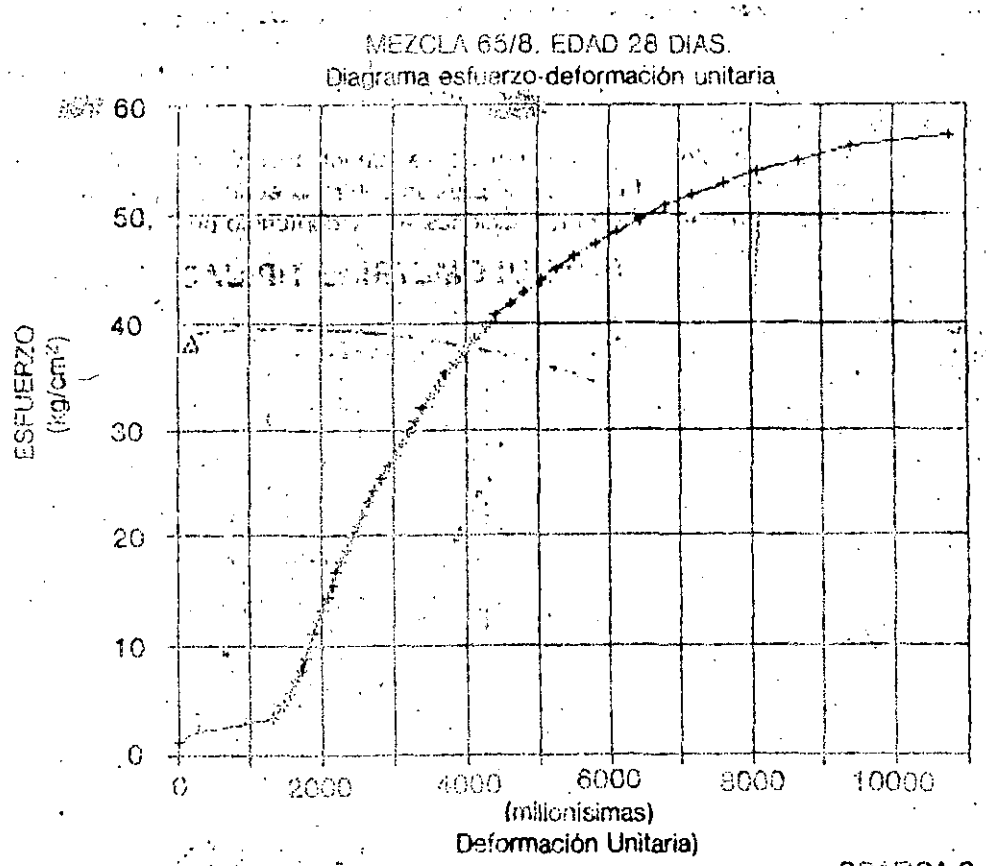
GRAFICA 2.

En la gráfica 3 se muestra una curva típica esfuerzo a compresión contra la deformación unitaria longitudinal. El módulo de elasticidad es de aproximadamente 16,600 kg/cm² a 28 días para un caso particular.

El volumen de información que se obtiene del conjunto de pruebas de CCR es bastante grande, por lo cual se recomienda utilizar algún sistema de cómputo que auxilie a procesar la información de los ensayos.

Control del CCR en la obra

El laboratorio de campo deberá asegurarse que existe suficiente pasta de la mezcla de CCR para llenar todas las cavidades de los agregados y cubrir perfectamente la superficie de las partículas. Por lo anterior, es muy importante realizar un control muy estricto en el contenido de agua de la mezcla de CCR.



GRAFICA 3

El tiempo de compactación puede ser utilizado como una medida de la consistencia del CCR y de la eficiencia del equipo de compactación. Algunos investigadores recomiendan un rango de 30 a 60 seg. como tiempo práctico para que el equipo vibratorio sea capaz de realizar una compactación satisfactoria.

El método Vebe modificado es un procedimiento de prueba bastante razonable para verificar la consistencia del CCR en el campo. El valor de la consistencia es el número de segundos que se requiere para compactar un volumen de concreto en un recipiente de 9.5" de diámetro. Por ejemplo, para mezclas plásticas cuyo revenimiento puede ser de 7.5 cm a 12.5 cm se requiere de 0 a 3 seg. para compactar la mezcla.

Por otra parte, la densidad del CCR se puede medir en el campo con un "nuclear gauge" de doble sensor. El contenido de humedad se determina simultáneamente con la densidad del CCR a profundidades que varían de 0 a 60 cm. Es importante calibrar cada gauge para cada mezcla de CCR que se esté analizando. El cálculo de la densidad deberá obtenerse inmediatamente después de la compactación de cada capa de CCR.

Futuras aplicaciones del CCR en México

La técnica del CCR está avanzando rápidamente en nuestro país. Próximamente, se construirá un tramo de pavimento a base de CCR de 1000 m con la finalidad de observar algunas variables a lo largo de su vida útil.

La aplicación del CCR puede ser inmediata en los túneles de carreteras, ya que el mantenimiento de estos pasos se prolonga por más tiempo. Otras aplicaciones pueden ser la construcción de pistas de aeropuertos, áreas de estacionamientos de vehículos de carga pesada y muelles marítimos.

BIBLIOGRAFIA

1. *Cannon, Robert W. "El Concreto Compactado con Rodillos y el Rolcreto en las Presas". Revista IMCYC, vol. 24, núm. 183, Agosto de 1986.*
2. *Facultad de Ingeniería. "Control Estadístico de Calidad y Diseño de Especificaciones". Apuntes de la División de Estudios de Posgrado. F.I. UNAM. Enero de 1983.*
3. *Rico, Alfonso y Del Castillo, Hermilo. "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres". LIMUSA, vol. 2, 1981.*
4. *Schrader, E.K. "Compaction of Roller Compacted Concrete". Special Publication 96-6. Roller Compacted Concrete, ACI.*
5. *Facultad de Ingeniería. "Breve Descripción del Equipo Usual de Construcción". Apuntes de la F.I. UNAM. Enero de 1979.*
6. *Schrader, E.K. "The First Concrete Gravity Dam Designed and Built for Roller Compacted Construction Methods". Concrete International, vol. 4, núm. 10. October 1982.*
7. *Hansen, Kenneth D. "Roller Compacted Concrete". American Society of Civil Engineers. May 1985.*
8. *Comité 207. 5R-80. "Roller Compacted Concrete". Manual of Concrete Practice. American Concrete Institute. 1980.*

(Tomado de la Memoria de la Cuarta Reunión de Laboratorios de Materiales de Construcción, de ANALISEC, realizada los días 1o. y 2 de octubre de 1987 en San Luis Potosí, S.L.P.)

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Del 29 de junio al 3 de julio de 1992.

CONCRETOS ESPECIALES Y PREFABRICADOS
-- APENDICE
-- BIBLIOGRAFIA

ING. MARIO TENA BERNAL

JUNIO - JULIO 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

CONCRETOS ESPECIALES

1. CONCRETO CON AGREGADOS ESPECIALES

   1. CONCRETOS LIGEROS

   1.1 CONCRETOS LIGEROS ESTRUCTURALES

   1.2 CONCRETOS LIGEROS AISLANTES

   2. CONCRETOS DENSOS

2. CONCRETO POLIMERIZADO

3. CONCRETO REFORZADO CON FIBRAS

CONCRETOS ESPECIALES

CONCRETOS CON AGREGADOS ESPECIALES

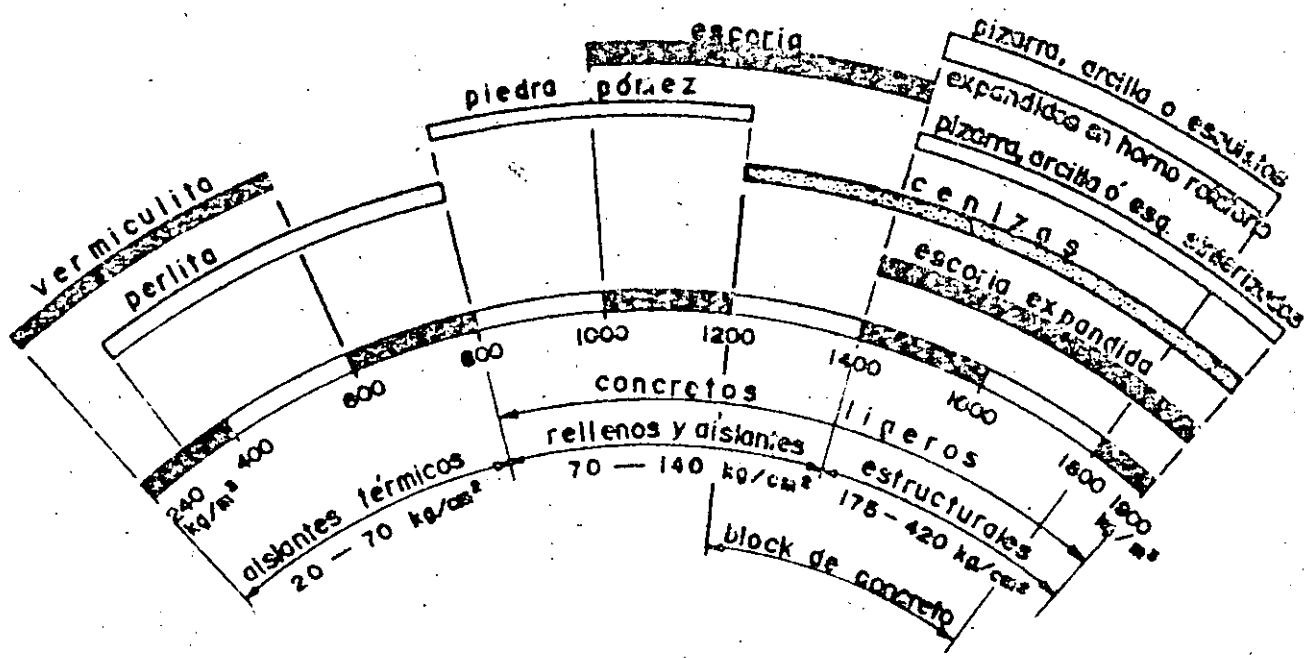
Concretos ligeros

El concreto ligero es como el concreto ordinario, una piedra hecha de agregados inorgánicos, cementante y agua. El concreto ligero tiene ventajas sobre el ordinario cuando se requiere una menor densidad y una mayor porosidad para una resistencia dada.

Fué conocido desde la mitad del siglo pasado pero su uso no se extendió sino hasta después de la Segunda Guerra Mundial. Hay muchos factores que explican el progreso de este material.

Es un hecho bien conocido que la capacidad de aislamiento térmico de un material es inversamente proporcional a su densidad, y es por esta razón que, estructuras con menor peso que el convencional llegan a ser imprescindibles en donde se requiere tanto resistencia mecánica como aislamiento térmico, como es el caso de los muros de rigidización.

La importancia del concreto ligero se justifica aún más si consideramos que de acuerdo con la experiencia del pasado para un aislamiento de una casa o edificios se necesitaba de una pared de tabique de 14 cm de espesor, los mismos requerimientos térmicos se pueden lograr con paredes de concreto



espectro de concretos ligeros

PREF. 002

ligero de 9 cm de espesor. La disminución tanto del peso como del espesor del muro afecta considerablemente los tamaños y costos de las cimentaciones. La disminución de la densidad de los materiales de albañilería permite el uso de edificios más grandes con las consiguientes economías además de las mencionadas anteriormente.

El uso de elementos precolados en fábrica desplaza continuamente a los materiales convencionales en la construcción en nuestros días. El uso de concreto ligero en la prefabricación ofrece ventajas además de las explicadas anteriormente por el hecho de los elementos prefabricados, tienen menor peso y facilitan su manejo; pueden hacerse de mayor tamaño, algunas veces de 12 a 16 veces más grandes que las unidades colocadas con concreto de peso normal.

Sin embargo la disminución del peso de un concreto en general reduce su resistencia. Solamente materiales de construcción ligeros con una densidad predeterminada son aceptables para el aislamiento térmico. Debido a las propiedades mecánicas no se puede hacer una clasificación estricta entre el concreto estructural y los materiales aislantes: sin embargo, existe la siguiente clasificación en dos grupos de acuerdo con su densidad.

Aislantes térmicos, sin capacidad estructural ... 300 a 800 kg/m^3

Concretos estructurales ligeros con propiedades adecuadas de aislamiento térmico ..... 800 a 1600 kg/m^3

1.1 Concretos Ligeros Estructurales

La relación agua-cemento aplicada a los cementos estructurales de peso normal es aplicable hoy día a los concretos ligeros gracias a una serie de investigaciones extensísimas hechas principalmente en los Estados Unidos, para poder conocer el comportamiento de estos concretos con respecto a sus propiedades peculiares tales como:

El alto contenido de cemento en estos concretos se debe a la gran demanda de agua de los agregados. Este hecho provocó una serie de investigaciones para conocer los perjuicios que podría ocasionar una excesiva generación

de calor, lo cual es perjudicial ya que se presentan agrietamientos excesi -, etc. El módulo de elasticidad en relación con el peso y la resistencia era necesario determinarlo encontrándose finalmente relaciones muy bien definidas de estas tres características.

La conductividad térmica debido a las ventajas que presenta el concreto ligero fue estudiada ampliamente, hasta obtener relaciones directas con respecto al peso del concreto.

La resistencia al fuego, la penetración de agua y absorción, así como muchas otras propiedades del concreto ligero han sido investigadas, y hoy sus limitaciones y aplicaciones se conocen perfectamente bien.

En cuanto a su uso en combinación con el acero en el concreto reforzado el Instituto Americano del Concreto incluye en su "Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado" (ACI 318-63), los factores para el dimensionamiento de elementos estructurales con concreto ligero tal como lo ha para concreto de peso normal, tanto para el diseño elástico como para el diseño plástico o al último esfuerzo.

La Industria del Concreto Premezclado puede actualmente ofrecer concretos ligeros para uso estructural, con la misma facilidad que entrega concreto de peso normal.

Las limitaciones de estos concretos son muy relativos:

No se puede pensar en el uso de concretos, realmente ligeros, con resistencias mayores a los 250 kg/cm^2.

El costo de estos concretos tanto por la manufacturación de los agregados como por los consumos altos de cemento es un 30 por ciento más alto que el concreto de peso normal.

Los módulos de elasticidad más bajos provocan al concreto deformaciones que, aunque controladas, pueden significar en algunos casos una limitación.

En el uso de elementos prefabricados el concreto ligero tiene algunas ventajas y desventajas peculiares.

Entre las ventajas podremos señalar una mayor ligereza de los elementos precolados, que facilita el montaje, transporte y diversos movimientos propios de este sistema de construcción. Entre las desventajas podemos anotar que el uso del concreto ligero no puede tener un uso muy extenso en el concreto presforzado.

1.2 Concretos Aislantes

Los concretos para aislamiento térmico tienen un peso unitario que varía entre los 300 y 800 kg/m^3 y una resistencia a la compresión a los 28 días desde 20 hasta 70 kg/cm^2; estos concretos pueden ser agrupados como sigue:

Grupo 1: aquellos hechos con agregados de materiales expansivos como la perlita o vermiculita.

Grupo 2: aquellos manufacturados con agregados productos de la expansión, calcinación o sinterización, tales como la escoria de alto horno, pizarras diatomita, cenizas, arcilla o esquistos, o mediante el proceso de materiales naturales como la piedra pómez,escoria o tobas.

Grupo 3: aquellos hechos por la incorporación de una pasta de cemento o un mortero cemento-arena de una estructura uniforme celular de vacíos mediante el uso de espuma preformada o formada en el lugar.

Los agregados usados en los dos primeros grupos corresponden a la "Especificación para Agregados Ligeros para Concreto Aislante" (ASTM C 332).

Descripción de las mezclas: Los concretos manufacturados con Perlita o Vermiculita contienen generalmente de 120 a 250 lt de agregado por cada 50 kg de cemento, dependiendo del peso y resistencia deseada. El contenido de aire puede ser del 25 al 35 por ciento. Debido a la naturaleza de los agregados, es difícil medir el contenido de aire de estos concretos con precisión y generalmente no se intenta.

Las mezclas del 2o. grupo son estimadas generalmente sobre la base de volúmenes aparentes de los agregados, cuando los agregados estén húmedos. Las proporciones varían de 120 a 400 lt de agregado por cada 50 kg de cemento para los concretos aislantes hechos con piedra pómez, pizarra y escoria

expandidas. Algunas de estas mezclas se hacen sin agregado fino, pero tienen un contenido de aire del 25 al 35 por ciento. Los contenidos de cemento varían entre 100 y 350 kg de cemento por cada m^3 de la mezcla dependiendo del contenido de aire, la graduación del agregado y las proporciones de la mezcla. Los concretos celulares del Grupo 3o. o sea los que contienen de 250 a 550 kg de cemento por metro cúbico de la mezcla, tienen pesos unitarios, secados al horno, entre 250 y 650 kg/m^3. Concretos celulares que contienen arena, con 250 kg de cemento por metro cúbico y con 60, 90 y 120 lt de arena por cada 50 kg de cemento tienen pesos secos de aproximadamente 90, 120 y 150 kg por cada metro cúbico de concreto.

Con los concretos realizados por medio de espuma se obtienen mezclas que pesan de 800 a 1700 kg/m^3. Con este sistema se obtienen pesos volumétricos con una precisión del 5 por ciento de las deseadas usando cálculos sobre volúmenes y pesos absolutos.

El consumo de agua que en concreto normal es aproximadamente 175 lt por metro cúbico, varía considerablemente en estos concretos, dependiendo de las características del agregado, la inclusión de aire y las proporciones de la mezcla. Los concretos con vermiculita generalmente requieren entre 470 y 500 lt/m^3. Los concretos con perlita de 250 a 300 lt/m^3. Los concretos sin finos hechos con pómez, con pizarras y escorias expandidas requieren de 150 a 170 lt de agua por metro cúbico, contenidos de aire del 20 al 35 por ciento y 280 kg de cemento por metro cúbico. Los concretos celulares puros requieren de 200 a 300 lt/m^3 de agua para pesos de 300 a 700 kg/m^3 respectivamente. Para las mezclas de cemento-arena los requerimientos de agua fluctúan en los 125 y 220 kg/m^3.

No deben usarse acelerantes que contengan Cloruro de Calcio cuando la lámina de acero galvanizado permanezca en contacto permanente con el concreto. Trabajabilidad de las mezclas. Debido a su alto contenido de aire los concretos aislantes generalmente tienen una excelente trabajabilidad. Revenimientos de 18 a 20 cm son generalmente satisfactorios; sin embargo la apariencia

cia de la mezcla nos da una indicación más segura de la consistencia que la prueba de revenimiento.

Mezclado y Colocación. Debe evitarse un excesivo mezclado y manejo ya que estas operaciones tienden a romper las partículas cambiando el peso unitario y la consistencia. Generalmente no se tienen problemas de segregación debido al alto contenido de aire de estos concretos. El método más común en su colocación es por medio del bombeo u otro medio mecánico convencional. Estos concretos son manejados como líquidos y generalmente son colocados en la forma sin ningún vibrado.

Concretos celulares sin arena y con un peso menor de los 600 kg/m^3, no son manejados satisfactoriamente con camiones de concreto premezclado.

La espuma preformada es generada introduciendo cantidades controladas de aire, agua y espumante bajo presión en una boquilla especial. La espuma preformada debe ser añadida al camión en la obra un momento antes de la colocación del concreto. Los camiones revolvedores solamente pueden trasportar las dos terceras partes de su capacidad a causa del aumento del volumen debido a la espuma.

Cuando es usado concreto premezclado con vermiculita o perlita los camiones deber ser lavados y no contener grava en tamaños que dañen las bombas. Deben seguirse los siguientes procedimientos para el mezclado:

1. Cuando el inclusor de aire se haya añadido a los agregados en estado seco introdúzcase primero el agua y el cemento y después el agregado. La mezcladora deberá girar directamente hasta que todos los ingredientes estén añadidos y aún durante un minuto más.

2. Para concreto simple, introdúzcase agua, inclusor de aire, cemento y después los agregados. La mezcladora deberá girar lentamente durante la carga y aún un minuto más.

3. No deberá girar la revolvedora en la ruta a la obra. Mézclese el concreto a la llegada a la obra a una velocidad normal, hasta que se logre la uniformidad y consistencia deseada. Las paredes interiores de la revolvedora no

deben ser lavadas entre una entrega y otra. El tiempo de descarga para estas muestras es considerablemente mayor que la de los concretos normales. Pruebas periódicas del peso unitario al tiempo y lugar de la colocación indicarán la uniformidad del concreto (ASTM C 138-63) Las variaciones deberán estar dentro de los límites especificados de 50 kg/m^3.

Estas determinaciones del peso unitario sirven para determinar el rendimiento volumétrico ya que si conocemos el peso total de los ingredientes agregados y los dividimos entre el peso volumétrico determinado, obtendremos el volumen. Si el rendimiento volumétrico es menor del 100 por ciento, existe evidencia de una pérdida de volumen y deberá atribuirse a uno o más de los siguientes factores que deben revisarse.

1o. Asegúrese que la cantidad de la solución de inclusor de aire recomendada por el fabricante se está añadiendo a cada mezcla.

2o. Asegúrese que los materiales añadidos a la mezcla han sido añadidos en el orden prefijado. Poco mezclado del concreto usualmente da resultados de pérdidas de rendimiento. Un sobremezclado puede afectar negativamente la inclusión de aire.

3o. Debe revisarse la cantidad de agua medida. Después de un minuto de mezclado de los ingredientes, el concreto a menudo puede parecer muy seco y los operarios de las revolvedoras añaden agua para obtener plasticidad. Esta cantidad extra de agua en ciertas ocasiones reduce el rendimiento.

Resistencia: Los requerimientos de resistencia dependen del uso que se le pretenda dar al concreto, por ejemplo puede ser satisfactoria una resistencia de 10 kg/cm^2 o inclusive menores, en el concreto aislante para tuberías subterráneas de transmisión de vapor. Rellenos aislantes para cubiertas requieren una resistencia temprana, lo suficientemente alta para soportar el tráfico de los trabajadores que aplican los materiales de impermeabilización. Usualmente son eficientes las resistencias a la compresión para estos rellenos entre 10 y 20 kg/cm^2. Algunas veces se especifican resistencias de más

de 35 kg/cm^2. En general la resistencia en los concretos aislantes es un problema de menor importancia y se debe de determinar por los métodos de prueba (ASTM C 495-66 ó C 513-63T).

2 Concretos Densos

Se han logrado obtener concretos hasta con un peso de 4 ton/m^3.

La razón por la cual se ha investigado y logrado lo anterior se debe al servicio que proporcionan estos concretos como protectores contra las radiaciones nucleares. El factor principal de la elaboración de concretos especiales para la protección contra los efectos de las radiaciones nucleares es la reducción de las mismas a un nivel deseado.

Los estudios sobre este particular se iniciaron al conocerse los efectos destructivos de las radiaciones nucleares y por consecuencia, la necesidad del uso de materiales defensivos para contrarrestar el efecto de las mismas, así como la construcción de defensas para la protección de las casas habitación contra efectos de dichas radiaciones.

Los tipos de radiación que se presentan son dos:

a. Ondas electromagnéticas (rayos X, rayos gama)

b. Partículas nucleares (partículas alfa, partículas beta)

De las ondas electromagnéticas, la elevada energía y las ondas de alta frecuencia son los tipos de radiación que requieren defensa para la protección del personal que está expuesto a ellas; son similares a los rayos luminosos, pero de más elevada energía y mayor poder de penetración.

En el segundo caso, las partículas nucleares consisten de átomos o partículas de éstos (neutrones, protones, etc.).

Los peligros biológicos de la radiación provienen del hecho de que las radiaciones actúan directamente sobre los tejidos humanos, perdiendo algo de su energía en el proceso. Esta energía perdida es suficiente para ionizar los átomos de las células causando por esto mismo la muerte de las mismas; si son bastantes las células afectadas el organismo muere. Se ha demostrado que las radiaciones pueden ser reducidas considerablemente de modo

que las que queden no causen daño a las personas expuestas.

Es relativamente simple la acción de reducir la intensidad de las radiaciones, ya que cualquiera de los materiales empleados para la elaboración de concretos con propósitos normales, puede servir para fines de defensa si es de suficiente espesor; sin embargo el uso de materiales de gran espesor son excluidos desde el punto de vista económico; otros materiales que sólo requieren un espesor moderado, pueden no ser prácticos por razones económicas y mecánicas.

Aunque el agua es un buen escudo neutrón, requiere un grueso excesivo para defensa de la radiación gama y los tanques de agua son relativamente frágiles y sujetos a filtradón . Por otro lado aunque las defensas de plomo son muy efectivas para defensas de radiación gama, carecen de fuerza mecánica para grandes estructuras de defensas permanentes, siendo por lo tanto estos materiales raramente escogidos para instalaciones de defensa de gran magnitud, en virtud de ser antieconómicos y no completa mente apropiados mecánicamente.

Afortunadamente se ha demostrado que el concreto es un excelente material defensivo para refugios grandes y permantentes, ya que posee un buen término medio para la reducción de rayos gama y rayos X, suficiente fuerza mecánica, bajo mantenimiento y costo razonable; sin embargo aunque el concreto ordinario de suficiente espesor presta una defensa satisfactoria, concretos elaborados con agregados más pesados con un costo unitario generalmente elevado, son a menudo preferibles, debido al requerimiento de menor espesor.

<u>Homogeneidad</u>. Suponiendo que ha sido calculado el espesor requerido para la defensa, el mayor requisito de efectividad de la defensa es la homogeneidad del concreto. Esto es necesario ya que de otro modo el concto elaborado con materiales distintos a aquellos en el cual se basó el proyecto de espesor, resulta inadecuado debido a que permitirá el paso de las radiaciones nucleares en mayores cantidades a las previstas, por

las oquedades y juntas en el concreto, por mala colocación y vibrado de éste.

Impermeabilidad. Otra de las propiedades principales del concreto de defensa, es la impermeabilidad al agua y al gas. Se requiere especial atención para lograr que estas propiedades se cumplan, cuidando la correcta selección de agregados y contenido de cemento, así como la correcta colocación y vibrado del concreto empleado.

Problemas mecánicos. Varios problemas mecánicos se presentan en la construcción de los más grandes refugios, debido a los requerimientos de éstos, según sean los propósitos de operación o experimentales, lo que representa cambios en la práctica de elaboración del concreto. Para solucionar esto se requiere un cuidadoso manejo del concreto para evitar la segregación del mismo. Para el concreto de alta densidad, las presiones sobre las paredes que les sirven de contención durante el colado, son más grandes que en los concretos comunes; las características de contracción del concreto de alto contenido de agua, requieren especial atención para prevenir la segregación, y el uso de vibrador en el concreto debe considerarse cuidadosamente, para evitar excesos en su empleo con la consiguiente pérdida de homogeneidad. En general siempre se obtiene la resistencia adecuada del concreto, pero la manejabilidad del concreto que contiene pedazos angulares de fierro viejo debe investigarse para asegurar un colado correcto.

Tipos de concretos. Tomando en consideración que el nuevo tipo de concreto elaborado con propósitos de defensa contra las radiaciones nucleares tiende a universalizarse, datos valiosos al respecto han sido aportados por tecnólogos en la materia, físicos y químicos, que en la actualidad han tomado un papel importante.

Aunque la literatura sobre el concreto para defensa contra las radiaciones nucleares no es muy extensa, conviene ver aunque someramente los estudios

y consideraciones hechos hasta la fecha, los cuales han llevado a determinar el uso de este nuevo tipo de concreto elaborado con agregados especiales así como las bases de comparación de él y el concreto usado para propósitos normales.

La mayor parte de lo publicado concierne a las características del concreto de alta densidad, en los cuales se usan como agregados el mineral de hierro o barita. Muchos problemas surgen con referencia a clasificación, manejabilidad, segregación y otros factores.

Los efectos de estos factores no han sido discutidos y estudiados a fondo y los estudios, experimentos e investigaciones al respecto, siguen siendo llevados a cabo por tecnólogos ofreciendo mejoras en las cualidades de defensa y con beneficios económicos, facilitando mezclas de concreto de alta densidad más apropiadas dende el punto de vista de la práctica del concreto.

Los trabajos experimentales realizados han aportado datos que son de gran interés, los cuales son agrupados en cuatro grupos, siendo estos: los que conciernen al concreto de alta densidad, los concernientes al concreto común, al concreto para defensa contra radiaciones de alta potencia, y los que se refieren al concreto elaborado con cementos especiales con tendencias a mejorar las cualidades de defensa.

Los datos aportados sobre concretos de alta densidad, se refieren a los resultados obtenidos al emplear en la elaboración del concreto, agregados especiales tales como la barita, magnetita, limonita, así como también las combinaciones de este último material con hierro, con vidrio o ambos. El uso de este tipo de agregados, proporciona densidades del orden de 4 ton/m^3, obteniéndose resistencias que varían de 210 kg/cm^2 a 350 kg/cm^2.

El uso de barita en la elaboración de concretos de alta densidad, proporcionó una homogeneidad aceptable desde el punto de vista de defensa contra las radiaciones nucleares. El concreto elaborado con magnetita como agregado

demostró ser por su comportamiento, un buen reductor de radiación gama y neutrones respecto al concreto común, y los espesores obtenidos para defensa fueron del orden de 3 cm menores que los espesores obtenidos para el concreto común, para radiaciones gama y flujo neutrónico.

Los concretos especiales que contenían limonita como agregado, fueron tan efectivos contra los neutrones como el agua, debido en gran parte al alto contenido de ésta, y mucho más efectivos contra la radiación de los rayos gama.

Referente al concreto ordinario, han sido efectuadas sobre este una serie de pruebas con el fin de determinar el comportamiento del mismo al ser usado como material de defensa contra las radiaciones nucleares. Se ha encontrado que por lo general es un material de defensa apropiado, teniendo el inconveniente de requerirse para su uso un espesor demasiado grande para cumplir como material defensivo, para los diferentes tipos de radiación nuclear.

CONCRETO POLIMERIZADO DE ALTA RESISTENCIA

Ing. Vicente Lemus D.*
M. en C. Abelardo García L.*

RESUMEN

Se presenta aquí un material compuesto de concreto y polímero cuya resistencia a compresión alcanza valores promedio de 1250 kg/cm². Los efectos provechosos de la integración del polímero en el concreto son en gran parte resultado del llenado de los poros y redes capilares, así como de la extensión sobre la pasta de cemento y sobre las partículas de agregado, proporcionando de este modo un supermaterial que amplía el campo de aplicación del concreto normal.

SUMMARY

A material composed of concrete and polymer which has a compressive strength average of 1250 kg/cm² is presented in this article. The advantageous effects of integration of polymer in concrete is due to the fill of pores and capilar nets, the extension over the cement paste and the aggregate particles; obtaining a supermaterial that expands the utilizati[illegible] fields of ordinary cement.

* Investigadores, Instituto de Investigaciones en Materiales, UNAM.

Durante los últimos 20 años se ha llevado a cabo un singular avance en lo referente a la tecnología del concreto; la industria de la construcción se ha visto invadida por una gran diversidad de productos fabricados con nuevos concretos.

Una de las más importantes tecnologías que se han desarrollado, es la que se refiere al compuesto concreto-polímero. El uso de los polímeros en el concreto modifica notablemente sus propiedades estructurales, y principalmente su durabilidad.

Las experiencias realizadas permiten concluir que prácticamente se pueden obtener concretos o morteros con las propiedades deseadas para que cumplan con un fin determinado. Lo anterior se logra mediante la selección adecuada del sistema de polímeros, ya que éstos le confieren dichas propiedades.

TIPOS DE CONCRETOS

Una clasificación apropiada para los concretos de cemento portland polimerizados, es la que considera las técnicas de preparación, que son las dos siguientes:

a) **Concreto preformado e impregnado (CPI).** Consiste en fabricar concreto portland convencional. Una vez fraguado el concreto, se somete a un proceso de impregnación que consiste en colocar la pieza de concreto en un depósito apropiado. Se alimenta monómero, hasta sumergir la pieza; éste penetra entre los poros y redes capilares, llevándose a cabo posteriormente la polimerización mediante métodos termocatalíticos o por medio de alguna fuente de alta energía.

b) **Concreto a base de cemento y polímeros (C.C.P.).** Este método consiste en preparar concreto convencional, pero agregando un porcentaje en relación al cemento de un monómero o un polímero, generalmente de tipo látex. El concreto fresco lleva a cabo su fraguado simultáneamente con el secado o polimerización del monómero incluido.

Los monómeros de uso común para preparar concreto CPI son, en orden de importancia, el metil-metacrilato y el estireno; se han utilizado también con éxito el monómero de acrilonitrilo y el cloroestireno. Para mejorar las propiedades del material híbrido, se emplean agentes entrecruzantes como el trimetilol propano-trimetacrilato (TMPTMA).

Se realizaron experiencias con polímeros termofijos y resinas naturales, obteniéndose excelentes resultados, aunque la alta viscosidad de estos productos dificulta de manera importante el proceso de impregnación del concreto.

PROPIEDADES

La resistencia a compresión es una propiedad de gran importancia en el concreto; ésta puede ser aumentada entre 300% y 400% (ver gráfica 1, 2 y tabla 1) llegándose a obtener resistencias de 1600 kg/cm^2 y en casos especiales hasta 2700 kg/cm^2. El factor más importante que influye en la resistencia a compresión del concreto CPI, es la carga de polímero (6% aprox. del peso del concreto), el tipo de polímero empleado, y en menor grado la técnica de polimerización.

El incremento de la resistencia a tensión es de 30 kg/cm^2 (especímenes de control) a 120 kg/cm^2. El módulo de ruptura se incrementa de 50 kg/cm^2 a 180 kg/cm^2. En concreto muy poroso se obtienen incrementos en la resistencia de 600%. Los valores del módulo de ruptura y desgaste por abrasión se presentan en las tablas 2 y 3.

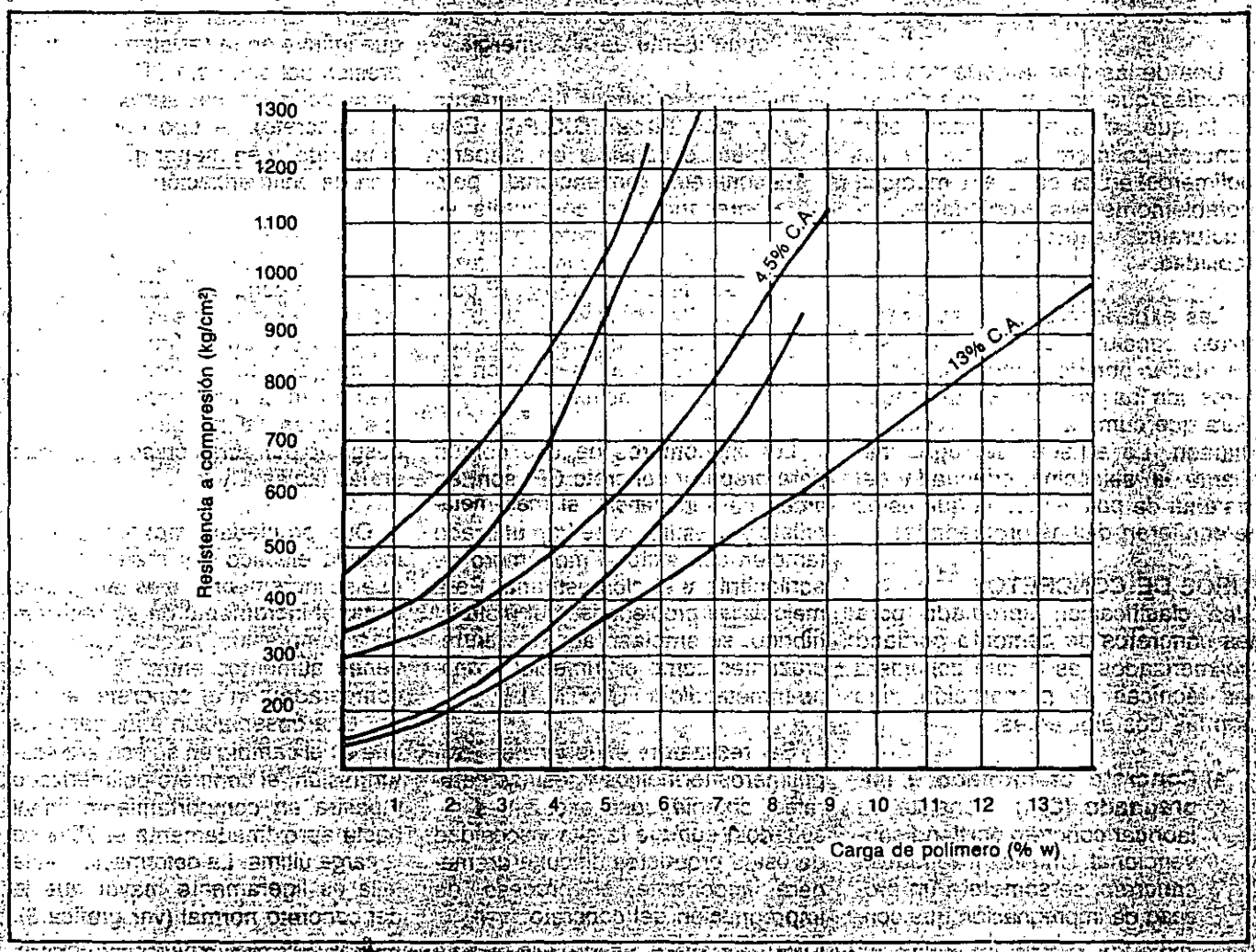
Otra propiedad importante es el módulo elástico del material, aunque su incremento no es tan grande como el incremento de su resistencia a compresión; ya que sólo se obtienen aumentos entre 50 y 100% comparado con el concreto ordinario. Una observación importante es que en el cambio en su esfuerzo-deformación, el concreto polimerizado muestra un comportamiento lineal hasta aproximadamente el 75% de la carga última. La deformación en la falla es ligeramente mayor que la del concreto normal (ver gráfica 3). Esto favorece el empleo de análisis simples basados en la teoría elás-

TABLA I. RESISTENCIA A COMPRESION Y TENSION

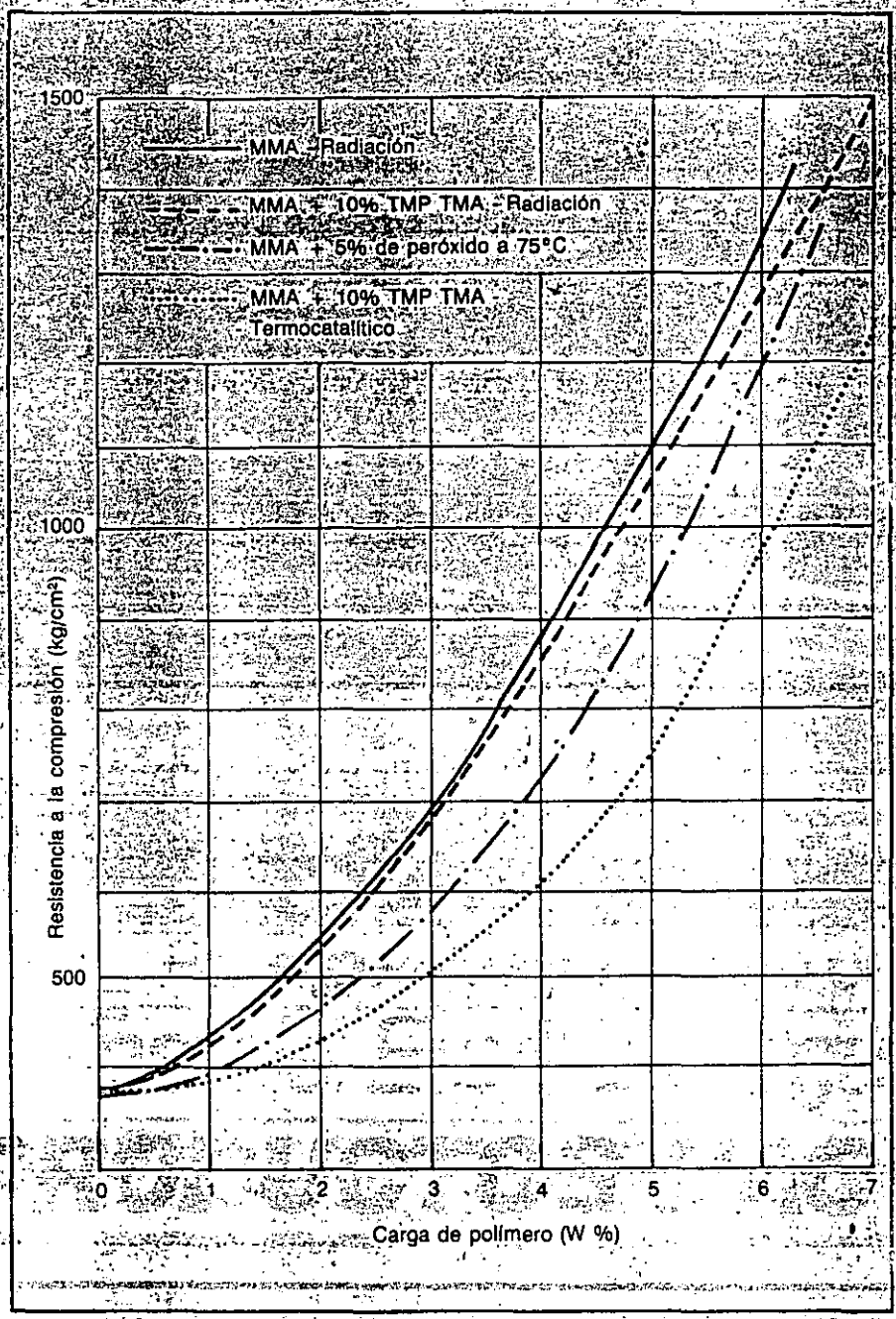
DISEÑO	COMPRESION kg/cm²			TENSION kg/cm²		
f'c	Control	C.P.	Dif. %	Control	C.P.	Dif %*
100	171	900	426	31	100	223
200	312	1025	228	42	110	160
300	410	1250	200	48	126	162
400	523	1200	130	60	115	92
300[1]	400	1050	162	40	121	200
100[2]	154	941	501	25	90	260

1.- Contenido de aire 4.5% 2.- Contenido de aire 13%

* Dif. % = [(C.P. - control)/control] 100 C.P.- Concreto polimerizado.



Gráfica 1. Efecto de la variación de la relación agua-cemento y el contenido de aire en el concreto



Gráfica 2. Relación de la resistencia a la compresión y la carga de polímero para diversos sistemas.

tica, que actualmente no son muy usados en el diseño de estructuras en concreto.

También es de importancia la disminución obtenida en el flujo plástico del concreto CPI, (de 5 a 10 veces menor). Se observa que se tiene un aumento en la fragilidad, pues aunque soporta mayor deformación, no presenta conducta de post-agrietamiento antes de la falla.

Un comportamiento dúctil es muy deseable en cualquier material de tipo ingenieril; en la misma gráfica 3, la curva c nos muestra el comportamiento esfuerzo-deformación del concreto normal; ésta es característica de un material de tipo frágil.

TABLA 2. MODULO DE RUPTURA

CLAVE	CONTROL kg/cm²	% DE CARGA DE POLIMERO	CONCRETO POLIMERICO kg/cm²	DIFERENCIA* %
A (100 f'c)	25	7.57	103.5	310
B (200 f'c)	30	7.20	113	276
C (300 f'c)	33.3	6.63	121.2	264
D (400 f'c)	38	6.78	125.5	230
E (300 f'c)[1]	35.1	7.50	126.8	261
F (100 f'c)[2]	20.1	10.65	109.1	480

1.- Contenido de aire 4.5%

2.- Contenido de aire 13%

* Dif. % = [(C.P.- control)/control] 100

TABLA 3. DESGASTE

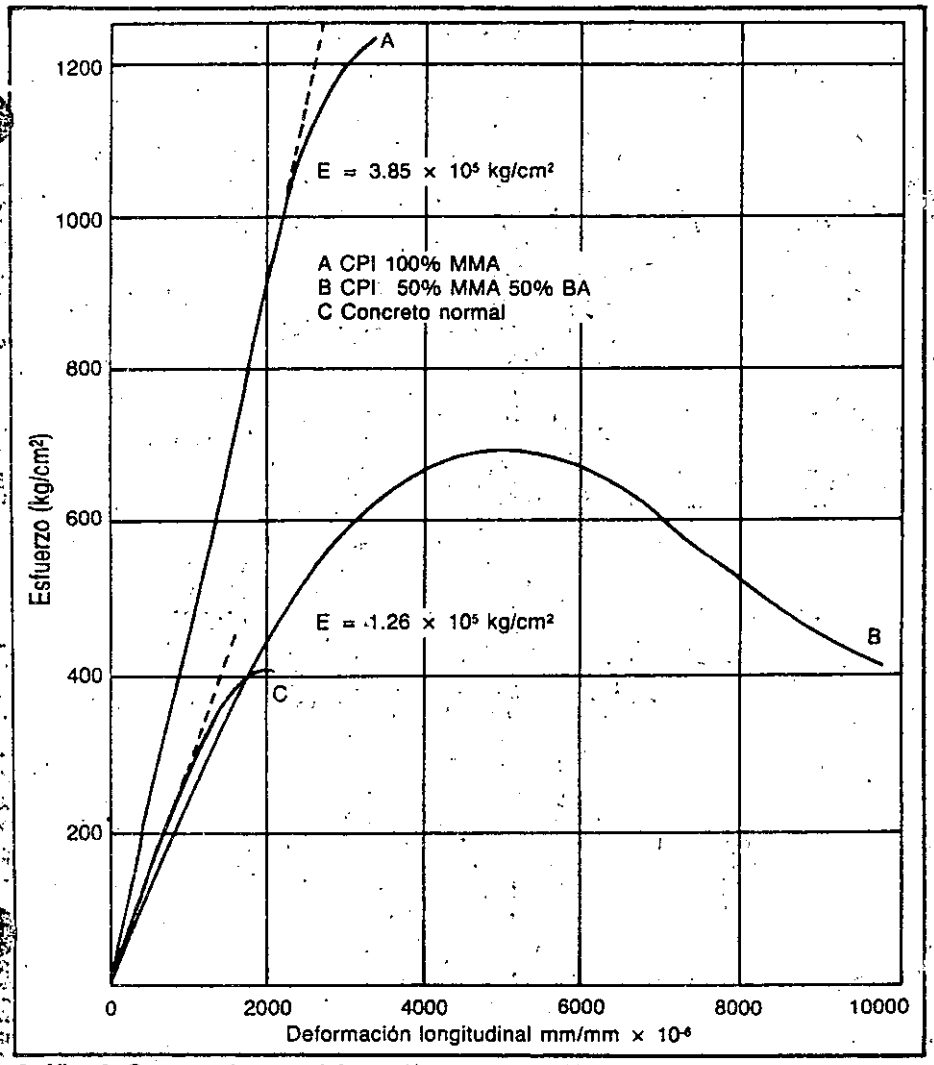
CLAVE	TIEMPO DE PRUEBA (mm)	CARGA DE POLIMERO (%)	PESO PERDIDO (%)	REDUCCION (mm)	DIF. PESO PERDIDO (%)*
B 1	10	—	4.95	2.43	—
B 2	10	7.57	1.63	0.7	202
B 3	10	6.89	1.59	0.8	206
B 4	15	—	6.4	3.3	—
B 5	15	7.55	2.1	1.2	204

* Dif. (%) = [(C.P.- control)/control] 100

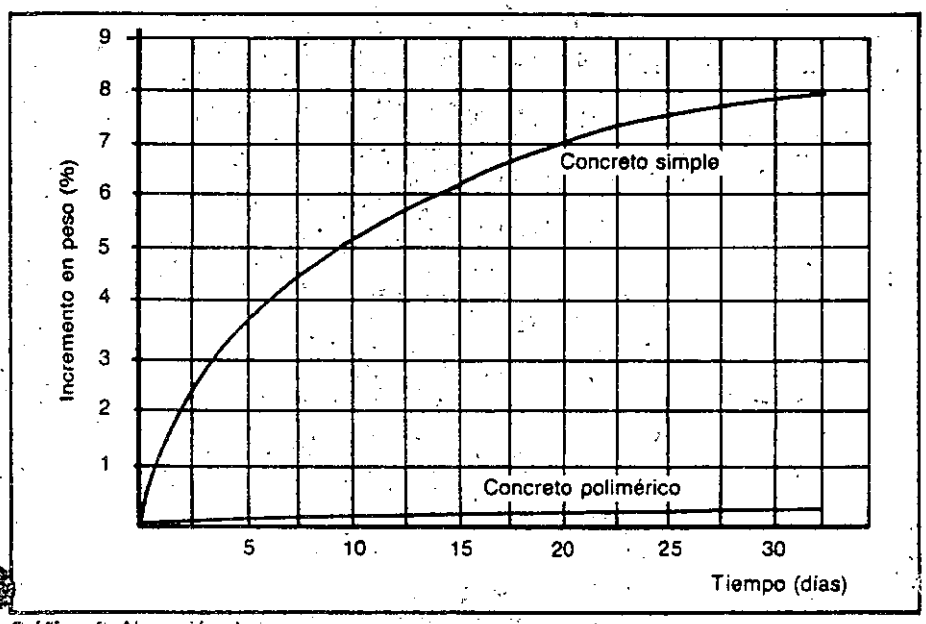
La conducta frágil puede ser mejorada mediante la modificación de sistemas poliméricos, generalmente a base de látex para concretos CCP, como el poliacril-etil-ester, o el estireno-butadieno entre otros. Se obtienen incrementos del 300% en la deformación, teniéndose además un mayor incremento de la tenacidad.

Cuando el látex se mezcla con mortero o concreto, las partículas de polímero son uniformemente dispersadas en la pasta de cemento durante su hidratación; el látex forma membranas que sellan la mayoría de las cavidades del concreto, produciendo así materiales impermeables, con una alta resistencia al ataque químico. En este caso la resistencia a compresión no se modifica de manera importante, pero una relación entre alta resistencia y excelente ductilidad se logra mediante el uso de sistemas poliméricos como el metil-metacrilato con diversos porcentajes de butil-acrilato y técnica de CPI.

Los efectos provechosos de la integración del polímero en el concreto son en gran parte resultado del llenado de los poros y redes capilares y de la extensión sobre la pasta de cemento, así como sobre las partículas de agregado. Con ello se crea una mejor unión interfacial entre el agregado y el cemento, además de sellar las microfisuras



Gráfica 3. Curvas esfuerzo - deformación por compresión para concreto normal y concreto polimerizado.

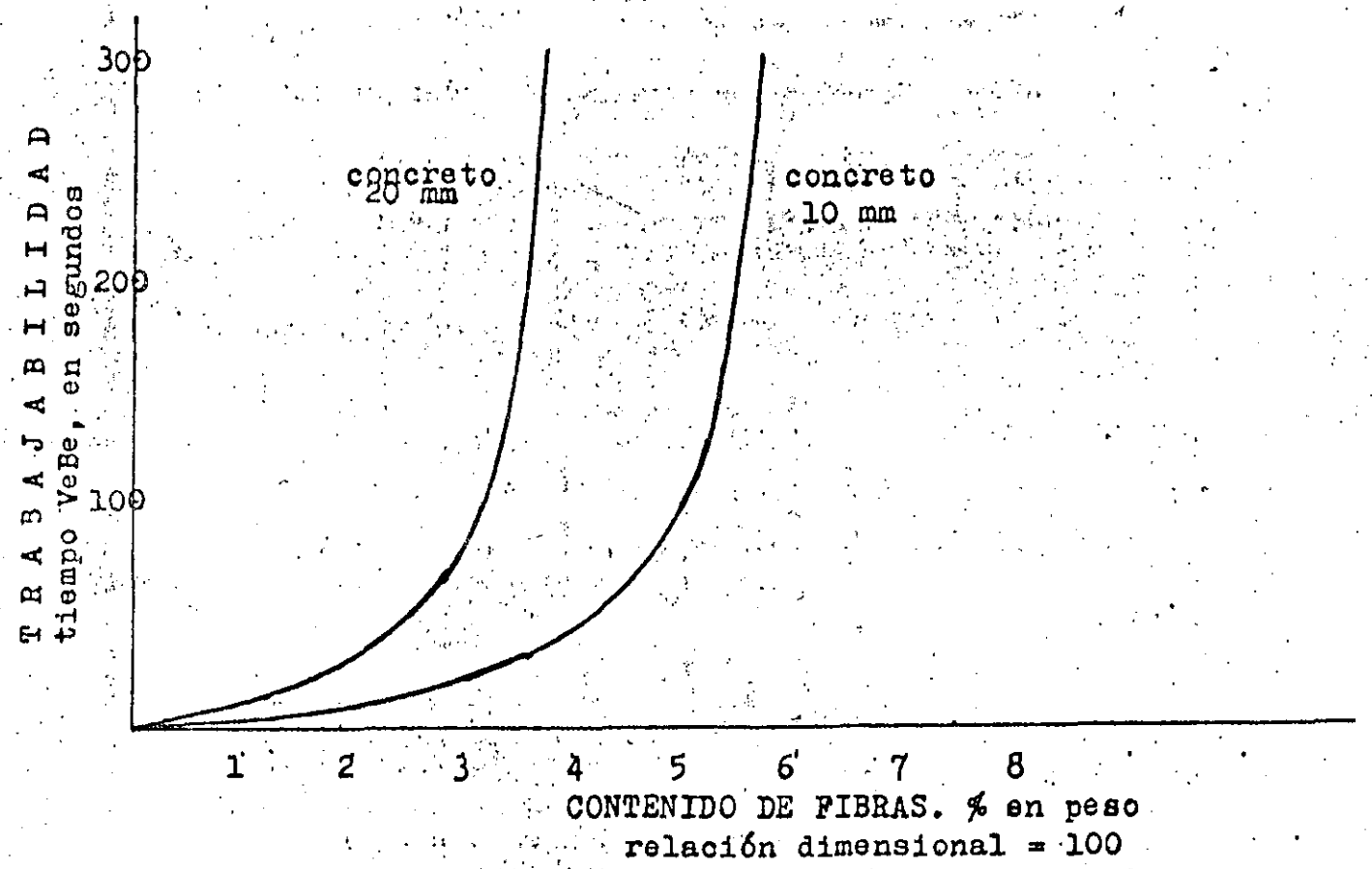


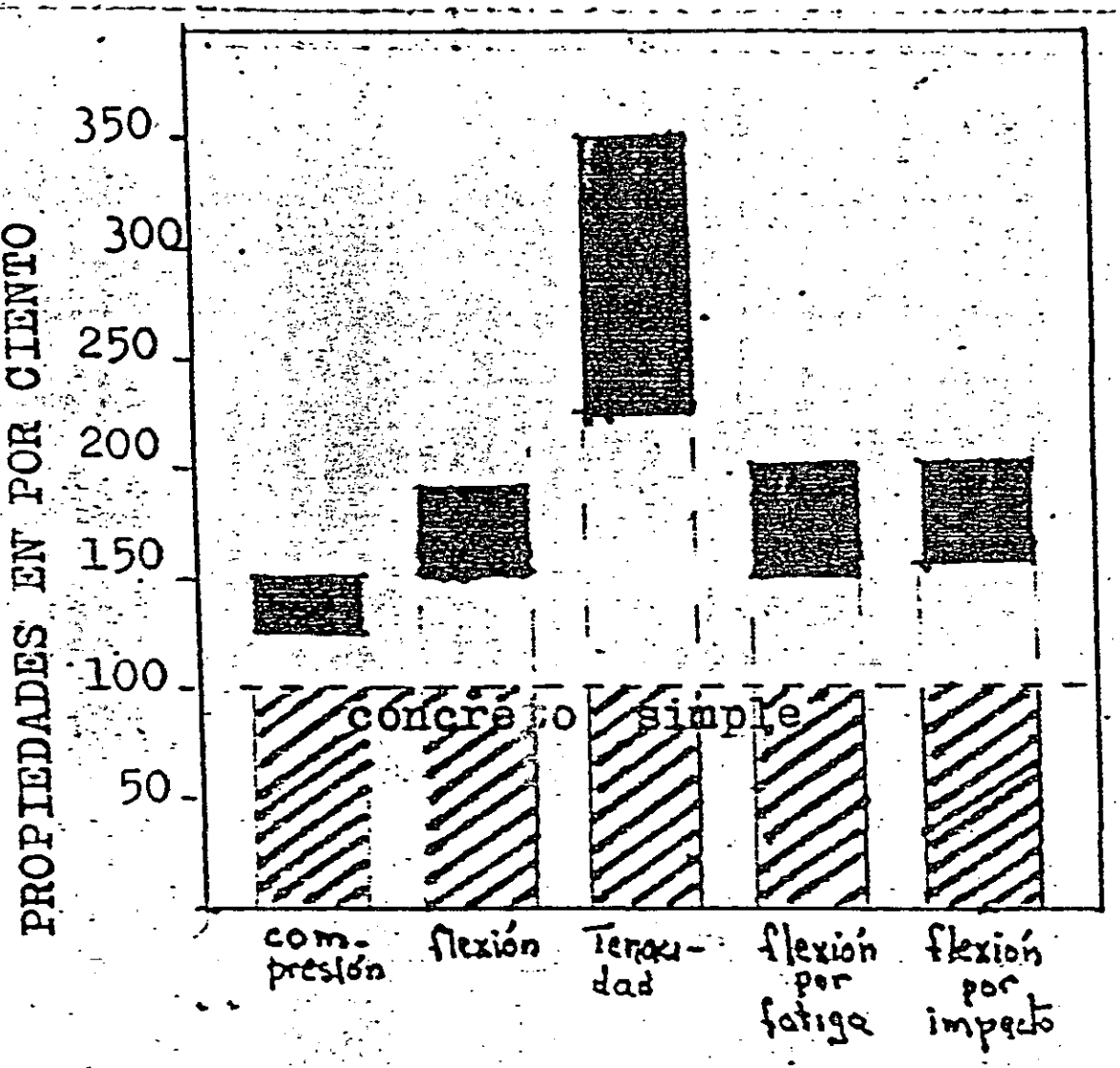
Gráfica 4. Absorción de agua.

impidiendo su propagación. Esto probablemente permita una distribución más uniforme de los esfuerzos y las deformaciones dentro del concreto.

La gran durabilidad del concreto con polímeros se debe principalmente a que el concreto queda prácticamente sin redes capilares ni vacíos, lo cual tiende a eliminar la permeabilidad y la absorción (gráfica 4), impidiendo así el ataque de agentes agresivos. Los polímeros utilizados tienen un buen comportamiento al ataque químico, por lo que representan una excelente barrera física que resguarda a la pasta de cemento.

Las propiedades de durabilidad se evaluaron mediante ensayos de ataque químico. En las gráficas 5 y 6 se muestra el importante incremento en su durabilidad, lo cual permite usarlo en condiciones ambientales adversas con excelente


300
200
100
T R A B A J A B I L I D A D
tiempo VeBe, en segundos
concreto
20 mm
concreto
10 mm
1
2
3
4
5
6
7
8
CONTENIDO DE FIBRAS. % en peso
relación dimensional = 100


PROPIEDADES EN POR CIENTO
350
300
250
200
150
100
50
concreto simple
com-
presión
flexión
Tenaci-
dad
flexión
por
fatiga
flexión
por
impacto

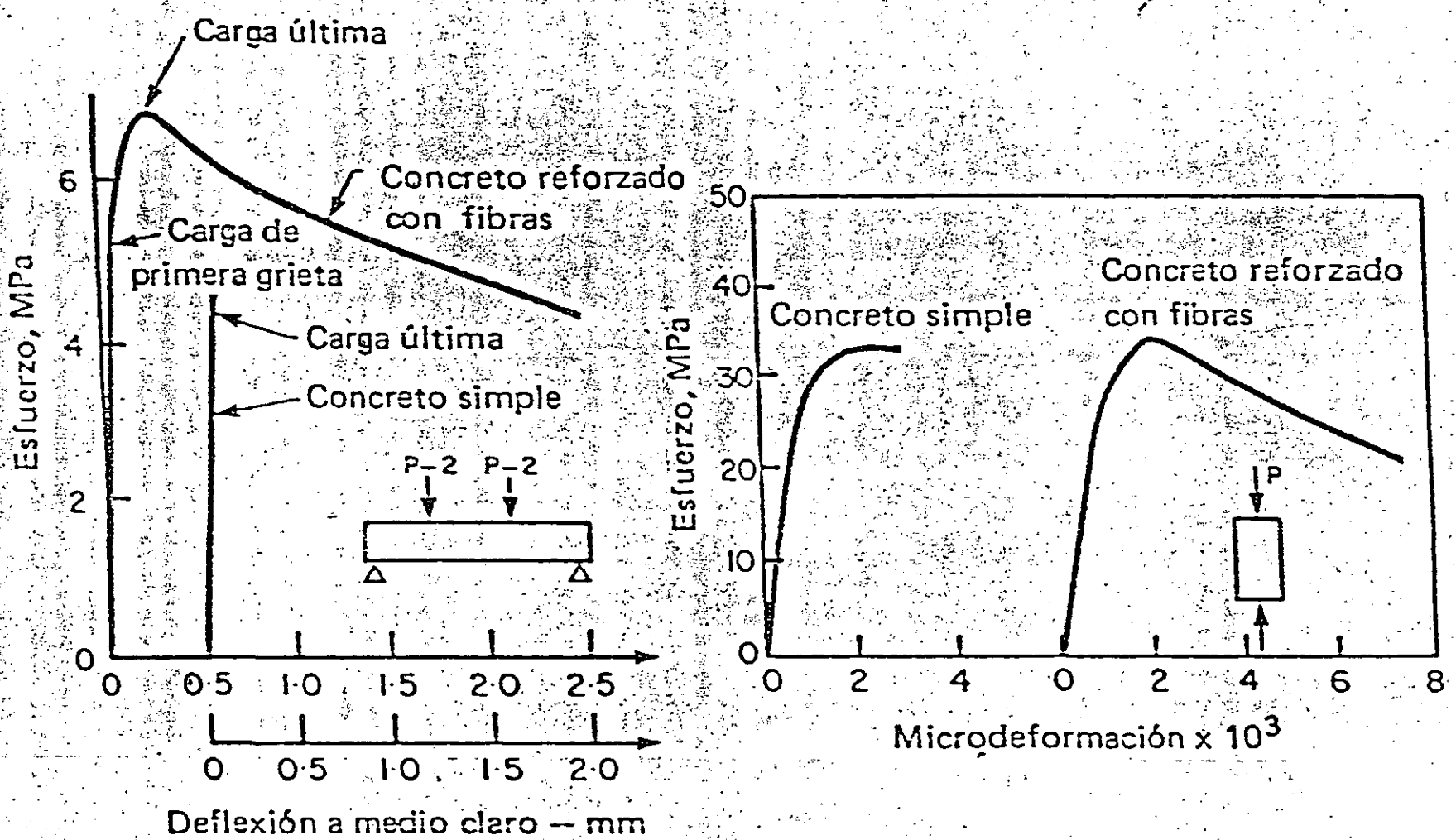


Fig. 1. Comportamiento comparativo de materiales cementantes no reforzados y reforzados con fibras, en flexión (izquierda) y compresión (derecha). 1 MPa = 10.2 kg/cm²

PREF. 034

PROPIEDADES DEL CONCRETO

Uniformidad de resistencia y elasticidad en todas direcciones.

Mayor resistencia a la flexión
2.5 a 3.0 veces la resistencia de la matriz no reforzada.

Resistencia a la tensión
Mayor que la resistencia del concreto no reforzado en 1.5 veces.

Resistencia a la compresión
Variable entre 0.8 y 1.2 veces la resistencia de los especímenes no reforzados

Mayor resistencia al agrietamiento y desmembramiento.

Mejores propiedades dinámicas como son:

- Resistencia al impacto
- Absorción de energía
- Resistencia a cargas explosivas
- Otras propiedades: resistencia al fuego

CONCRETOS PREFABRICADOS

I. GENERALIDADES

1. TIPOS DE PREFABRICACIÓN: PLANTA Y OBRA

2. CONCRETO PRESFORZADO

II. CRITERIOS DE DISEÑO

III. CONCRETO ARQUITECTONICO

IV. GUIA PARA EL MANEJO Y MONTAJE

V. PRODUCTOS VIBROCOMPRIMIDOS

CONCRETOS PREFABRICADOS

1. GENERALIDADES

LA PREFABRICACIÓN ES UN MÉTODO AVANZADO Y ACTUAL DE CONSTRUCCIÓN DE CONCRETO ARMADO. LA PREFABRICACIÓN SIGNIFICA QUE LA ESTRUCTURA ESTÁ FORMADA POR PIEZAS Y QUE ÉSTAS ESTÁN PREFABRICADAS BIEN EN PLANTAS CONSTRUÍDAS Y EQUIPADAS ESPECIALMENTE PARA ESTE OBJETO, BIEN EN INSTALACIONES PROVISIONALES ESTABLECIDAS AL PIE DE OBRA. LAS PIEZAS PREFABRICADAS DE CONCRETO ARMADO SE TRANSPORTAN AL LUGAR EN EL QUE VAN A SER EMPLEADAS, DONDE SON ELEVADAS HASTA SU POSICIÓN DEFINITIVA Y UNIDAS PARA FORMAR LA ESTRUCTURA.

ADEMÁS DE, PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS MODERNAS DE CONCRETO ARMADO, EL USO DE ELEMENTOS PREFABRICADOS OFRECE LA POSIBILIDAD DE DESARROLLAR Y SIMPLIFICAR LA CONSTRUCCIÓN Y FACILITA LA INTRODUCCIÓN DE NUEVOS MÉTODOS TECNOLÓGICOS. EN COMPARACIÓN CON EL MÉTODO ANTERIOR DE CONSTRUCCIÓN MONOLÍTICA, ESTAS POSIBILIDADES SUPONEN UN AHORRO CONSIDERABLE DE MANO DE OBRA, HORAS DE TRABAJO, Y MADERA.

EL MÉTODO TRADICIONAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO TIENE EL CARÁCTER DE INDUSTRIA ARTESANAL. LA PREFABRICACIÓN, POR OTRA PARTE, PROMUEVE LA INTRODUCCIÓN DE MÉTODOS USADOS EN LA PRODUCCIÓN EN SERIE, UNA MAYOR MECANIZACIÓN Y UNA MEJOR ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO, NO SOLAMENTE EN LAS FÁBRICAS PERMANENTES SINO TAMBIÉN EN LOS TALLERES PROVISIONALES.

LA INTRODUCCIÓN Y EL DESARROLLO DE LA PREFABRICACIÓN SUPONEN UN GRAN CAMBIO EN LA TOTALIDAD DE LA INDUSTRIA DE LA EDIFICACIÓN. A CAUSA DE SU DESARROLLO Y MEJORA CONSTANTES, LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREFABRICADO PUEDEN AHORA COMPETIR CON LAS DE ACERO, INCLUSO EN LUGARES DONDE SE DISPONE DE ACERO EN GRANDES CANTIDADES. HOY POR HOY LA PREFABRICACIÓN YA NO ES UN RECURSO JUSTIFICADO SOLAMENTE POR LA DISMINUCIÓN DEL CONSUMO DE MADERA, SINO QUE SE HA CONVERTIDO EN UN MÉTODO NUEVO Y AVANZADO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS MODERNAS DE CONCRETO.

LA IDEA DE LA PREFABRICACIÓN NO ES NUEVA. DURANTE LA PRIMERA GUERRA MUNDIAL SE CONSTRUYERON ALMACENES CON FINES MILITARES EMPLEANDO PIEZAS PREFABRICADAS DE CONCRETO. ENTRE LAS DOS GUERRAS MUNDIALES LAS ESTRUCTURAS PREFABRICADAS EMPEZARON A SER CADA VEZ MÁS POPULARES; SU APLICACIÓN SISTEMÁTICA, SIN EMBARGO, NO DATA MÁS QUE DE LA SEGUNDA GUERRA MUNDIAL Y PRINCIPALMENTE DE LA POSTGUERRA.

EN NUESTROS DÍAS, LAS ESTRUCTURAS PREFABRICADAS SE EMPLEAN EN TODO EL MUNDO, SIENDO SU IMPORTANCIA CADA VEZ MAYOR.

2. TIPOS DE PREFABRICACION

CON RESPECTO AL LUGAR EN QUE SE EFECTÚA EL TRABAJO, PUEDEN DISTINGUIRSE DOS TIPOS DE PREFABRICACIÓN: PREFABRICACIÓN EN INSTALACIONES PERMANENTES Y PREFABRICACIÓN A PIE DE OBRA.

A) PREFABRICACIÓN EN INSTALACIONES PERMANENTES.

ESTE TIPO DE PREFABRICACIÓN SE EFECTÚA EN PLANTAS PERMANENTES ESTABLECIDAS ESPECIALMENTE PARA ESTE OBJETO. SU VENTAJA CONSISTE EN QUE EL TRABAJO PUEDE REALIZARSE -

EN LOCALES CUBIERTOS PROTEGIDOS DE LAS INCLEMENCIAS DEL - TIEMPO, CON UN EQUIPO FIJO DE TRABAJADORES, Y ORGANIZARSE COMO EN LAS FÁBRICAS. LA PLANTA PUEDE DOTARSE CON UN ALTO GRADO DE AUTOMATIZACIÓN Y MECANIZACIÓN. LOS LABORATORIOS PERMANENTES PERMITEN UN CONTROL CONTINUO Y ASÍ LOS MATE-- RIALES QUE SE HAN DE EMPLEAR TIENEN SIEMPRE CALIDAD CON-- TROLADA. DEBIDO A ESTAS VENTAJOSAS CONDICIÓNES, LAS PLAN- TAS DE PREFABRICACIÓN PRODUCEN EN SERIE ESTRUCTURAS EN GE- NERAL ECONÓMICAS, SEGURAS Y DE BUENA CALIDAD.

UNA DESVENTAJA DE ESTAS PLANTAS FIJAS ES QUE LAS PIE- ZAS DEBEN TRANSPORTARSE A LOS LUGARES EN QUE DEBEN EM-- PLEARSE. PARA FACILITAR EL TRANSPORTE LAS DIMENSIONES DE LAS PIEZAS DEBEN MANTENERSE DENTRO DE CIERTOS LÍMITES.

LA LIMITACIÓN, ARRIBA MENCIONADA, DE LAS DIMENSIONES DE LAS PIEZAS IMPLICA UNA CIERTA PREVISIÓN EN EL PROYECTO ASÍ COMO EN EL POSTERIOR DESARROLLO DE LA PREFABRICACIÓN. LA PLANTA DE PREFABRICACIÓN ES APROPIADA PARA LA PRODUC-- CIÓN EN SERIE, PRINCIPALMENTE PARA LAS PIEZAS STANDARD.

B) PREFABRICACIÓN A PIE DE OBRA.

CUANDO SE EMPLEA ESTA CLASE DE PREFABRICACIÓN, LAS - PIEZAS DE CONCRETO SE PRODUCEN GENERALMENTE AL AIRE LIBRE

LAS DIFICULTADES QUE SURGEN EN LA CONSTRUCCIÓN CON-- VENCIONAL TAMPOCO PUEDEN EN GENERAL EVITARSE AQUÍ. CADA NUEVA OBRA TRAE CONSIGO, EN LA MAYOR PARTE DE LOS CASOS, EL EMPLEO DE NUEVOS TRABAJADORES Y EL USO DE MATERIALES - DIFERENTES, CUYAS PROPIEDADES, CON FRECUENCIA, NO SE CONO CEN SUFICIENTEMENTE. LA MECANIZACIÓN NO PUEDE ALCANZAR EL MISMO ALTO GRADO QUE EN UNA INSTALACIÓN PERMANENTE A CAU- SA DE LA PROVISIONALIDAD DE LA OBRA, CUYA DURACIÓN ES GE- NERALMENTE CORTA, HASTA UNO O DOS AÑOS COMO MÁXIMO; ASÍ,

UN ALTO GRADO DE MECANIZACIÓN ANÁLOGO AL QUE SE LOGRA EN UNA PLANTA PERMANENTE NO SERÍA RENTABLE. LOS LABORATORIOS A PIE DE OBRA NO ESTÁN EN GENERAL, TAN BIEN EQUIPADOS. EL TRABAJO DEBE EFECTUARSE A LA INTEMPERIE.

ES EVIDENTE QUE LA CALIDAD DE LAS PIEZAS PREFABRICADAS, PRODUCIDAS A PIE DE OBRA, NO PUEDE SER LA MISMA QUE LA DE LAS PRODUCIDAS EN PLANTAS PERMANENTES.

UNA GRAN VENTAJA DE LA PREFABRICACIÓN A PIE DE OBRA, EN COMPARACIÓN CON LA PREFABRICACIÓN EN FÁBRICAS PERMANENTES, ES QUE SE EVITA EL TRANSPORTE DE PIEZAS PREFABRICADAS A GRANDES DISTANCIAS. LAS PIEZAS GRANDES, ES DECIR, LAS PIEZAS DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL, PUEDEN PREFABRICARSE EN GENERAL A PIE DE OBRA, DE FORMA QUE SU COLOCACIÓN NO REQUIERA MÁS QUE TRANSPORTE VERTICAL SIN MOVIMIENTO HORIZONTAL. LAS PIEZAS DE MENOR TAMAÑO SE PUEDEN FABRICAR EN GENERAL EN LAS PROXIMIDADES DE LA OBRA, O EN LA PROPIA OBRA EN UNA PLANTA PROVISIONAL MÁS PEQUEÑA DE PREFABRICACIÓN, ESTABLECIDA CON ESTE OBJETO. SU ALMACENAJE EN UNA ZONA CONTIGUA REDUCE EL TRANSPORTE.

COMO LAS GRANDES PIEZAS NO HAY QUE TRANSPORTARLAS, SUS DIMENSIONES Y SU PESO NO ESTÁN LIMITADOS POR EL TRANSPORTE, SINO SOLAMENTE POR LA POSIBILIDAD DE ELEVARLAS. EN CONSECUENCIA, LAS PIEZAS PUEDEN SER MAYORES QUE LAS PREFABRICADAS EN PLANTAS PERMANENTES. EL NÚMERO DE PIEZAS ES, POR TANTO, MENOR, DISMINUYÉNDOSE ASÍ VENTAJOSAMENTE EL NÚMERO DE ELEVACIONES Y DE JUNTAS.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA PREFABRICACIÓN.

VENTAJAS.

COMO VENTAJAS PRINCIPALES DE LA PREFABRICAICÓN, PUEDEN CITARSE LAS SIGUIENTES:

A) ECONOMÍAS EN CIMBRA Y OBRA FALSA.

ESTAS ECONOMÍAS SERÁN TANTO MÁS IMPORTANTES CUANTO MAYORES SEAN LOS CLAROS Y LAS ALTURAS DE LA ESTRUCTURA EN CUESTIÓN.

CUANDO EXISTE LA POSIBILIDAD DE EMPLEAR ELEMENTOS PREFABRICADOS ESTÁNDAR QUE PUEDEN UTILIZARSE EN MUCHAS ESTRUCTURAS DISTINTAS, LOS MOLDES CORRESPONDIENTES PUEDEN DISEÑARSE PARA UN NÚMERO DE VECES MUCHO MAYOR QUE EL USUAL EN CONSTRUCCIONES DE CONCRETO CONVENCIONAL.

B) ECONOMÍA DE MANO DE OBRA.

EL EMPLEO DE SISTEMAS DE PRODUCCIÓN EN SERIE Y LA MECANIZACIÓN TANTO DE LA FABRICACIÓN DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS COMO DE SU MONTAJE IMPLICA ECONOMÍAS IMPORTANTES EN LA MANO DE OBRA. ADEMÁS, CUANDO SE RECURRE A LA PREFABRICACIÓN RESULTA MÁS FÁCIL PROGRAMAR LOS TRABAJOS DE MANERA QUE SE REDUZCAN LOS TIEMPOS MUERTOS A UN MÍNIMO. EN LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO POR LOS PROCEDIMIENTOS CONVENCIONALES SIEMPRE ES DIFÍCIL LOGRAR QUE LOS CARPINTEROS, LOS FIERREROS, LOS COLADORES TRABAJEN CON UN RITMO CONSTANTE.

C) RAPIDEZ DE EJECUCIÓN

LA POSIBILIDAD DE TRASLAPAR LAS DISTINTAS ETAPAS DE LA CONSTRUCCIÓN EN MAYOR GRADO QUE CUANDO SE USAN MÉTODOS CONVENCIONALES REDUCE LOS TIEMPOS DE EJECUCIÓN NOTABLEMENTE. CON UNA PROGRAMACIÓN CORRECTA SE PUEDE CONSEGUIR QUE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS PARA LA ESTRUCTURA ESTÉN LISTOS EN EL MOMENTO EN QUE SE TERMINE LA CIMENTACIÓN.

EL TIEMPO NECESARIO PARA EL MONTAJE DE LOS ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA, CUANDO SE DISPONE DE EQUIPO ADECUADO, PUEDE LLEGAR A SER CORTÍSIMO.

LA REDUCCIÓN DE LOS TIEMPOS DE CONSTRUCCIÓN, COMO ES NATURAL, SUPONE UNA DISMINUCIÓN NO SOLAMENTE DE LOS GASTOS DE ADMINISTRACIÓN Y DE SUPERVISIÓN, SINO TAMBIÉN DE LOS INTERESES SOBRE EL CAPITAL.

D) POSIBILIDAD DE TENER UN BUEN CONTROL DE CALIDAD.

LAS CARACTERÍSTICAS DE LA FABRICACIÓN EN SERIE DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES PERMITEN APLICAR SISTEMAS DE CONTROL DE CALIDAD QUE NO ES POSIBLE UTILIZAR EN LAS OBRAS CONVENCIONALES.

UN BUEN CONTROL DE CALIDAD HACE POSIBLE UN APROVECHAMIENTO MÁS EFICIENTE DE LOS MATERIALES. EN ALGUNOS PAÍSES INCLUSO SE LLEGAN A ACEPTAR ESFUERZOS PERMISIBLES MAYORES QUE EN EL CASO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO CONVENCIONALES CUANDO SE TRATA DE ELEMENTOS FABRICADOS EN PLANTAS CON UN CONTROL DE CONCRETO ADECUADO.

E) RECUPERABILIDAD.

EN MUCHOS CASOS LA NATURALEZA DE LAS JUNTAS UTILIZADAS EN ESTRUCTURAS PREFABRICADAS PERMITE EL DESMANTELAMIENTO DE ÉSTAS DE TAL MANERA QUE PUEDAN TRASLADARSE A OTRO LUGAR Y VOLVER A ERIGIRSE.

DESVENTAJAS.

A LAS VENTAJAS QUE SE ACABAN DE MENCIONAR SE OPONEN LAS DESVENTAJAS O DIFICULTADES QUE SE SEÑALAN A -

CONTINUACIÓN:

A) DIFICULTAD DEL DISEÑO DE JUNTAS Y CONEXIONES.

EL DISEÑO DE JUNTAS Y CONEXIONES ES PROBALEMENTE EL ASPECTO MÁS DELICADO DEL PROYECTO DE ESTRUCTURAS A BASE DE ELEMENTOS PREFABRICADOS, SOBRE TODO CUANDO SE DESEA DISPONER DE UN GRADO DE CONTINUIDAD SEMEJANTE AL DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO ORDINARIAS, EN LAS QUE LA CONTINUIDAD SE LOGRA EN FORMA SENCILLA Y NATURAL.

B) NECESIDAD DE UNA SUPERVISIÓN CUIDADOSA.

LA FABRICACIÓN Y EL MONTAJE DE ESTRUCTURAS PREFABRICADAS REQUIEREN UNA SUPERVISIÓN MUY CUIDADOSA, SOBRE TODO EN LOQ UE SE REFIERE A LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y LA CONSTRUCCIÓN DE LAS JUNTAS.

C) NECESIDAD DE PROGRAMAR Y PROYECTAR CON DETALLE.

EL ÉXITO DE LA PREFABRICACIÓN EN UNA OBRA DEPENDE EN GRAN PARTE DE QUE SE HAYA PROGRAMADO EN FORMA CORRECTA. ESTO IMPLICA UN MAYOR COSTO DE ESTUDIOS, PROYECTOS, PLANOS, ETC.

OBSERVACIONES GENERALES SOBRA LAS VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LA PREFABRICACIÓN.

POSIBLEMENTE PODRÍA HABERSE INCLUÍDO ENTRE LAS DESVENTAJAS DE LA PREFABRICACIÓN EL COSTO DEL TRANSPORTE DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS CUANDO ÉSTOS NO SE HACEN EN EL LUGAR SINO EN UNA PLANTA ESPECIALIZADA. SIN EMBARGO, ESTE COSTO ADICIONAL PUEDE QUEDAR COMPENSADO POR LA DISMI

CONCRETO PRESFORZADO

a) Idea básica y definición del concreto presforzado

La idea sobre la que reposa la concepción del concreto presforzado consiste en eliminar los esfuerzos de tensión del concreto, introduciendo esfuerzos artificiales de compresión ántes de la carga real, de tal modo que los esfuerzos queden limitados a una compresión. Para el logro de este tipo de construcción es necesario fundamentalmente que las compresiones artificiales introducidas por el presfuerzo y los esfuerzos del concreto, actúen permanentemente, esto es: que sean estables en el tiempo.

En el concreto presforzado, la distribución de los esfuerzos es más ventajosa porque en el esfuerzo de flexión del concreto puede ser solicitado a la compresión en toda la sección transversal. La sección del concreto se aprovecha, por lo tanto, en toda su dimensión.

b) Ventajas del concreto presforzado

1. Elimina las fisuras: Eleva la durabilidad de la construcción y se comporta muy favorablemente en las solicitaciones dinámicas.
2. Ahorro de peso: Da lugar a la posibilidad de mayores claros a igualdad de sección.
3. Ahorro de acero, debido al alto esfuerzo de trabajo.

La total utilización de materiales de alto valor unida a la eliminación de las fisuras en la construcción significa un rendimiento extraordinario en el concreto presforzado.

El número de estructuras prefabricadas producidas aplicando el presfuerzo aumenta continuamente.

El presfuerzo se realiza mediante uno de los dos procedimientos siguientes.

El pretensado propiamente dicho o simplemente, el pretensado es el proceso consistente en el tensado del acero entre dos estribos antes del colado del concreto. El acero tensado, queda embebido por el concreto en su estado de -- alargamiento y no se suelta hasta que el concreto ha endurecido. Al soltar el acero estirado tiende a contraerse - hacia su longitud original, pero se lo impide la adherencia con el concreto que lo rodea. Se necesitan contrafuertes especiales (un banco de pretensado) para soportar temporalmente la fuerza de pretensado

El postensado es el proceso consistente en el tensado del acero una vez endurecido el concreto. La armadura tensa en un haz de alambres o torones al que nos referiremos con el nombre de cable. Para asegurar el movimiento de -- los cables durante la operación del tensado, deben colocarse alojándolos de algún modo (ductos o vainas) o por fuera de la viga que se trata de postensar. El equipo empleado - para el tensado de los cables se apoya en el concreto endu

recido de la propia estructura. Los cables se anclan en la estructura de concreto estando tensados. En este caso, no se necesita un banco de pretensado.

Con respecto a la colocación de los cables deben distinguirse dos sistemas, el de los cables interiores y el de los exteriores. En el primer sistema los cables se colocan dentro del concreto, mientras que en el segundo se disponen por fuera de la estructura que se trata de pretensar. Si se emplea el sistema de cables interiores, debe disponerse un alojamiento para ellos en el interior del concreto. Los cables se introducen en estos alojamientos y se tensan. Posteriormente, una vez terminado el tensado y anclados los extremos de los cables en el cemento se inyecta mortero de cemento en los citados alojamientos para que haya adherencia entre los cables y el concreto.

El pretensado es el método adecuado para la prefabricación en planta y sólo en casos excepcionales se emplea en obra. Se aplica principalmente a la prefabricación de piezas pequeñas y medianas.

El postensado puede emplearse para estructuras prefabricadas producidas en planta o en obra, así como para las estructuras monolíticas.

La prefabricación en planta se caracteriza por la - tendencia a hacer en la planta todo el trabajo posible, reduciendo así el trabajo en obra únicamente al montaje De acuerdo con esta tendencia, el pretensado propiamente dicho se usa en prefabricación en planta cada vez -- más.

Las condiciones más importantes que deben satisfa-- cerse, con respecto al concreto de las estructuras pretensadas, son las siguientes: obtener una alta resistencia lo más rápidamente posible, un alto múdulo de elasticidad y una retracción y fluencia pequeñas.

DISEÑO . Criterios Generales

1 Sistemas de Prefabricación de Edificios

Sistemas Cerrados
" Abiertos
" Pesados
" Ligeros

2 Elementos Prefabricados

21 Lineales
22 Planos
23 Tridimensionales
24 Especiales

3 Consideraciones Sobre Proyecto y Construcción con Elementos Prefabricados

4 Tipo de elementos que son susceptibles de prefabricarse

41 Producción Masiva y Tipificada
42 Coordinación Modular

5 Consideraciones sobre las Juntas

Juntas Coladas
" Soldadas
" Mecánicas
" Postensadas

Ejemplos

1 Sistemas de Prefabricación de Edificios

La palabra "sistema" se usa actualmente para tal variedad de definiciones que realmente ha perdido fuerza en nuestro vocabulario como término significativo. Se utiliza en la terminología de "Sistemas Constructivos" hasta en el de "Enfoque de Sistemas".

El "Enfoque de Sistemas" puede definirse como un proceso que se basa en visualizar un problema como un juego de partes relacionadas entre sí e interdependientes que funcionan juntas para el objetivo del todo.

Dentro de esta definición o enfoque de Sistemas encaja la catalogación de sistemas de prefabricación que haremos a continuación.

Un Sistema cerrado de prefabricación de edificios es un sistema en el cual todos los componentes que intervienen pueden usarse únicos y exclusivamente en ese sistema. Ejemplo, los sistemas Franceses de prefabricación hechos a base de paneles.

Un Sistema abierto de prefabricación de edificios es un sistema en el cual se utilizan componentes prefabricados, los cuales pueden emplearse en cualquier otro edificio. Ejemplo de componente en un sistema de este tipo: una loza prefabricada de concreto producida en serie.

Un Sistema pesado de prefabricación de edificios está compuesto de componentes o elementos que tienen que ser manejados tanto en fábrica como en obra con la ayuda de mecanismos especiales.

Un Sistema ligero de prefabricación de edificios está compuesto de componentes o elementos que pueden ser manejados tanto en fábrica como en obra con mecanismos simples no especiales.

Un edificio puede ser total o parcialmente prefabricado dependiendo del porcentaje de componentes que intervienen en su construcción.

.2 Elementos Prefabricados

En el capítulo anterior hemos hablado de Sistemas y de Componentes, en este capítulo hablaremos solamente de los Componentes.

En términos generales podemos mencionar que existen elementos o -- componentes

- Lineales
- Planos
- Tridimensionales y
- Especiales

Los elementos lineales que intervienen en un sistema de prefabrica cación de edificios son aquellos en los que predomina una dimensión sobre la otra. En términos concretos son las columnas y las trabes.

Los elementos planos que intervienen en un sistema de prefabricación de edificios son aquellos en los que dos dimensiones son casi igua-- les. Concretamente son las losas, muros y escaleras.

Los elementos tridimensionales son componentes especiales, células o habitaciones completas realizadas en fábrica y ensamblados en obra.

Los elementos especiales son todos aquellos componentes prefabrica-- dos que quedan fuera de la anterior clasificación. Sus característi cas varían desde adoquines para piso hasta elementos de fachada para uno o varios niveles.

22 Las losas y muros prefabricados los vamos a generalizar con el término paneles, ya que en los sistemas de prefabricación de edificios a base de losas y muros todos los elementos se generalizan en esa forma. Los paneles en muros pueden ser divisorios o de carga.

El comité 533 del ACI, dedicado al estudio de paneles se refiere exclusivamente a los muros*. En el estudio de paneles debe tomarse en cuenta los siguientes factores:

1. Materiales
   - a- Concreto y sus componentes
   - b- Armado y accesorios
   - c- Materiales de aislamiento
   - d- Cimbras

2. Diseño
   - a- Diseño de las unidades, teniendo en cuenta su tipo
   - b- Diseño de los conjuntos o sistemas de paneles
   - c- Concepción de las construcciones prefabricadas a base de paneles
   - d- Juntas. Horizontales y Verticales

---

* el ACI editó la publicación SP-11 después de una Revisión al efecto "Symposium on Precast Concrete Wall Panels".

3.- Procesos de Fabricación de los paneles

a- Fabricación horizontal

b- Fabricación vertical

4.- Movimiento, Transporte y Montaje de los paneles de concreto

1. MATERIALES

1a. En otra parte de este curso se hace una revisión general de los componentes del concreto de modo que no entraremos en detalles en este capítulo.

1b. El tipo y la calidad del armado de los paneles, depende del tamaño y la función del panel. Analizando podemos decir que los paneles pueden ser simplemento armados o presforzados. Estos últimos se han desarrollado ultimamente con los sitemas de extrusión.

1c. Indudablemente que los paneles tanto para muros como para losas deben de proporcionar un buen aislamiento tanto térmico como acústico. los paneles tipo sandwich y los paneles extruídos presentan mejores características que los paneles macizos. Los tipo sandwich tienen en su interior una capa que generalmente es de poliestireno expandido, y los paneles extruídos por su misma geometría proporcionan el aislamiento. En los paneles se puede lograr un buen aislamiento con el empleo de concretos ligeros (concreto celular, vermiculita, perlita, etc.).

1d. El empleo de paneles en la construcción presupone el deseo de ahorrar tiempo de ejecución principalmente, de ahí que por lo general se dejan aparentes los paneles. Esto implica el empleo de buenas cimbras. Como veremos más adelante, existen dos métodos de fabricación horizontal para la fabricación de paneles tipo sandwich, y paneles con agregados expuestos y paneles extruidos; y vertical para paneles divisorios principalmente.

Las cimbras pueden ser de madera, concreto, plástico o metal y depende la selección del número de usos que se quiera , de la posibilidad de hacer flexible el molde, es decir, de adaptarlo a diferentes necesidades del costo y del tamaño de los paneles.

2c. Las estructuras prefabricadas son menos rígidas que aquellas coladas en el lugar. Los principios básicos en la concepción y la construcción de estructuras a base de paneles se seleccionan de una forma especial con las conexiones y uniones entre los elementos prefabricados con el fin de hacer la estructura prefabricada tan resistente a las fuerzas horizontales como una estructura monolítica.

La rigidez de una estructura prefabricada realizada con paneles está asegurada por medio de muros transversales. La mejor solución es aquella estructura que incluye núcleos rígidos colados en sitio.

Por experiencias en otros países en los cuales está ampliamente definida esta técnica, se sabe que hasta cierto nivel de esfuerzos en las juntas verticales, la rigidez de un muro prefabricado no difiere de la de un muro monolítico. Para esfuerzos mayores, aparecen grietas en las juntas verticales y la rigidez del muro se hace más débil. El límite de comportamiento monolítico de los muros prefabricados depende del tipo de junta, es decir de su forma geométrica, de su armado y de la resistencia del concreto.

2d. Juntas Horizontales y Verticales

La concepción y la realización de las juntas presenta un compromiso entre las exigencias de la técnica de fabricación de elementos y la de la seguridad estructural del edificio. Según las exigencias de la técnica de fabricación, la forma de los elementos prefabricados debe de ser lo más simple posible, de preferencia sin varillas salientes en las juntas. Las exigencias estructurales en el sentido opuesto. Las juntas son los puntos débiles de una estructura y la reacción lógica es la de aumentar su resistencia. En este sentido se necesita que los paneles presenten varillas salientes y orillas o bordes con ciertos relieves, así como separaciones entre elementos prefabricados para ser llenados con concreto. Muchas veces las juntas son soldadas o de tipo mecánico.

Las juntas deben concebirse en funsión de las cargas y de las solicitaciones que pueden presentarse en el curso de la vida de una determinada estructura.

23 Elementos Tridimensionales

Dentro del desarrollo de la prefabricación, últimamente se ha generalizado en varios países la tendencia a utilizar unidades prefabricadas tridimensionales que constituyen en sí una habitación o célula habitacional completa.

Esta fase de la prefabricación es la más avanzada y utiliza todos los recursos que la industrialización pone a la disposición de la construcción.

La construcción de edificios con unidades tridimensionales prefabricadas no es solamente un nuevo método constructivo, sino que el hecho viene inclusive a cambiar los conceptos de diseño arquitectónico.

Este sistema de diseño y construcción, exige una labor de equipo mucho más efectiva entre arquitectos, ingenieros y constructores; en realidad, todos los sistemas de prefabricación obedecen a labores coordinadas.

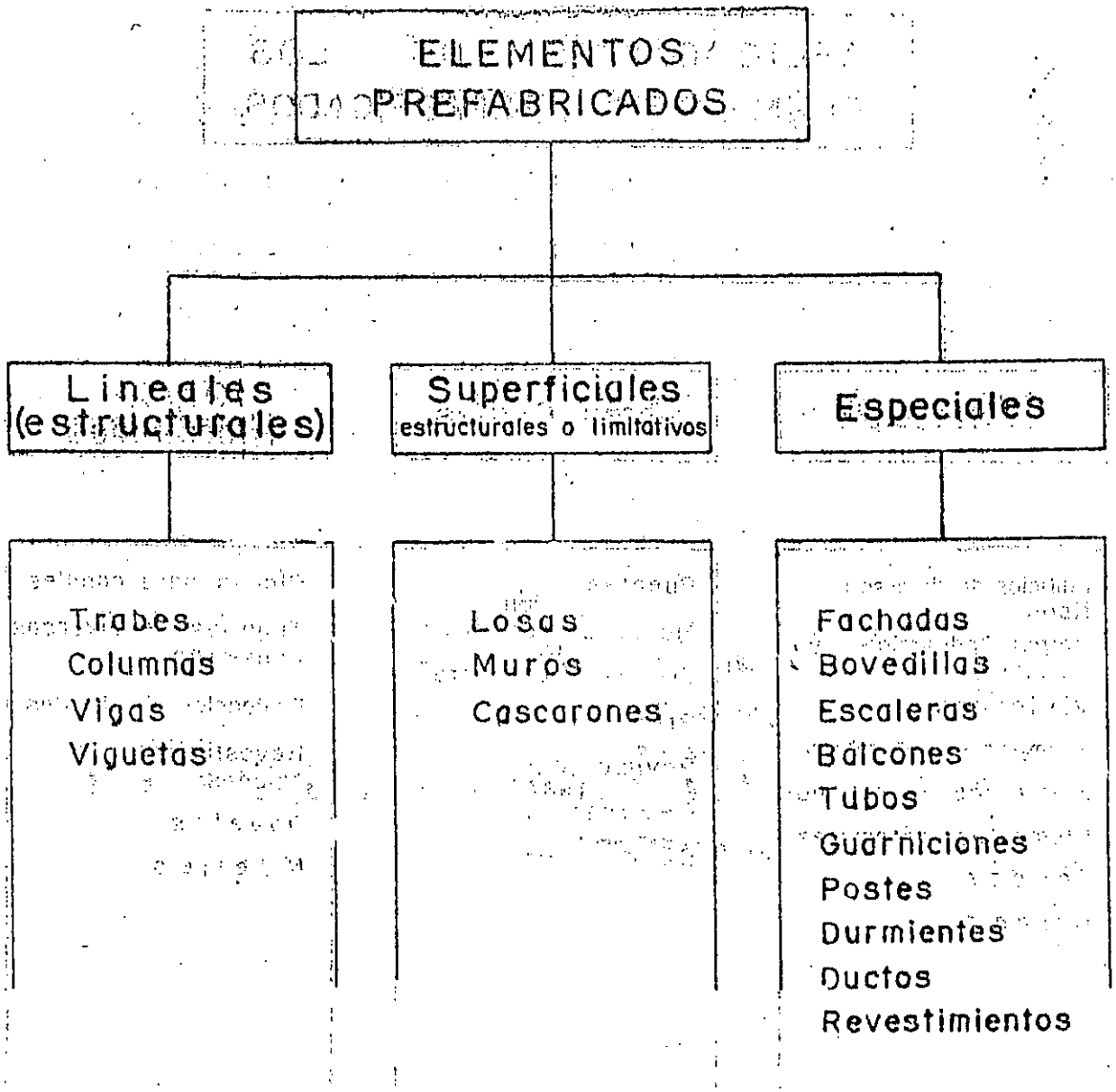
La idea de la construcción, empleando unidades tridimensionales prefabricadas, data de principios de siglo, en realidad, los proyectos no entraron en el campo de la realización práctica sino hasta 1950, año en el que se inició la fabricación de unidades sanitarias completas como complemento de los sistemas de construcción a base de placas o paneles prefabrica-

lló un proyecto en el cual se emplearon unidades tridimensionales prefabricadas de concreto. En el desarrollo del proyecto se tomaron en cuanta las experiencias de los países escandinavos en relación a los sistemas de prefabricación que utilizan elementos de concreto en forma de "L". Actualmente en la URSS se están realizando estudios en el campo de la tecnología de las unidades tridimensionales.

Indudablemente que el sistema de construcción que emplea elementos tridimensionales prefabricados de concreto, representa actualmente el más alto grado de la industrialización en la construcción. Con los ejemplos aquí mencionados, y con el panorama general del desarrollo de este sistema, podemos ver que la tendencia en la prefabricación se orienta a la producción de elementos lo más grande posible. Las realizaciones experimentales han sido numerosas en diversos países y si la tecnología algunas veces rudimentaria no permite aún alcanzar todas las ventajas económicas que la prefabricación aporta, el camino está abierto para alcanzar un amplio desarrollo

24 Para el estudio de los elementos especiales prefabricados sería muy difícil enumerar uno a uno el tipo de elementos. Podemos decir que todo elemento constructivo susceptible de repetirse un número determinado de veces puede ser un producto prefabricado.

A continuación se presenta una lista sobre el tipo de elementos que se prefabrican o pueden prefabricarse.


ELEMENTOS PREFABRICADOS
Lineales (estructurales)
Superficiales estructurales o limitativos
Especiales
Trabes
Columnas
Vigas
Viguetas
Losas
Muros
Cascarones
Fachadas
Bovedillas
Escaleras
Balcones
Tubos
Guarniciones
Postes
Durmientes
Ductos
Revestimientos

APLICACIONES DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS

Edificación

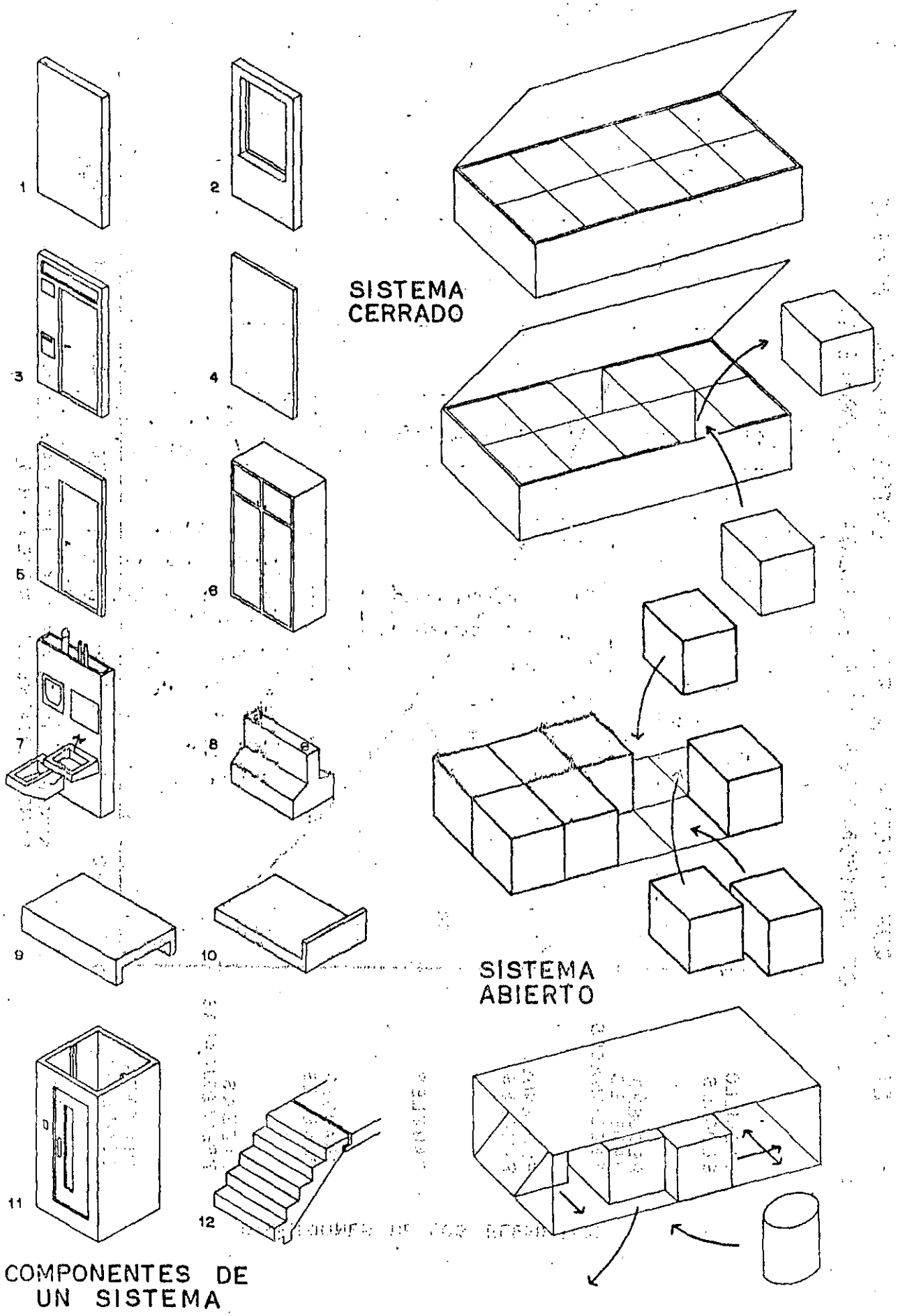
- Edificios de diversos tipos
- Naves Industriales y Agrícolas
- Viviendas
- Elementos estructurales
- Elementos de relleno
- Elementos exteriores
- Bancas
- Bardas

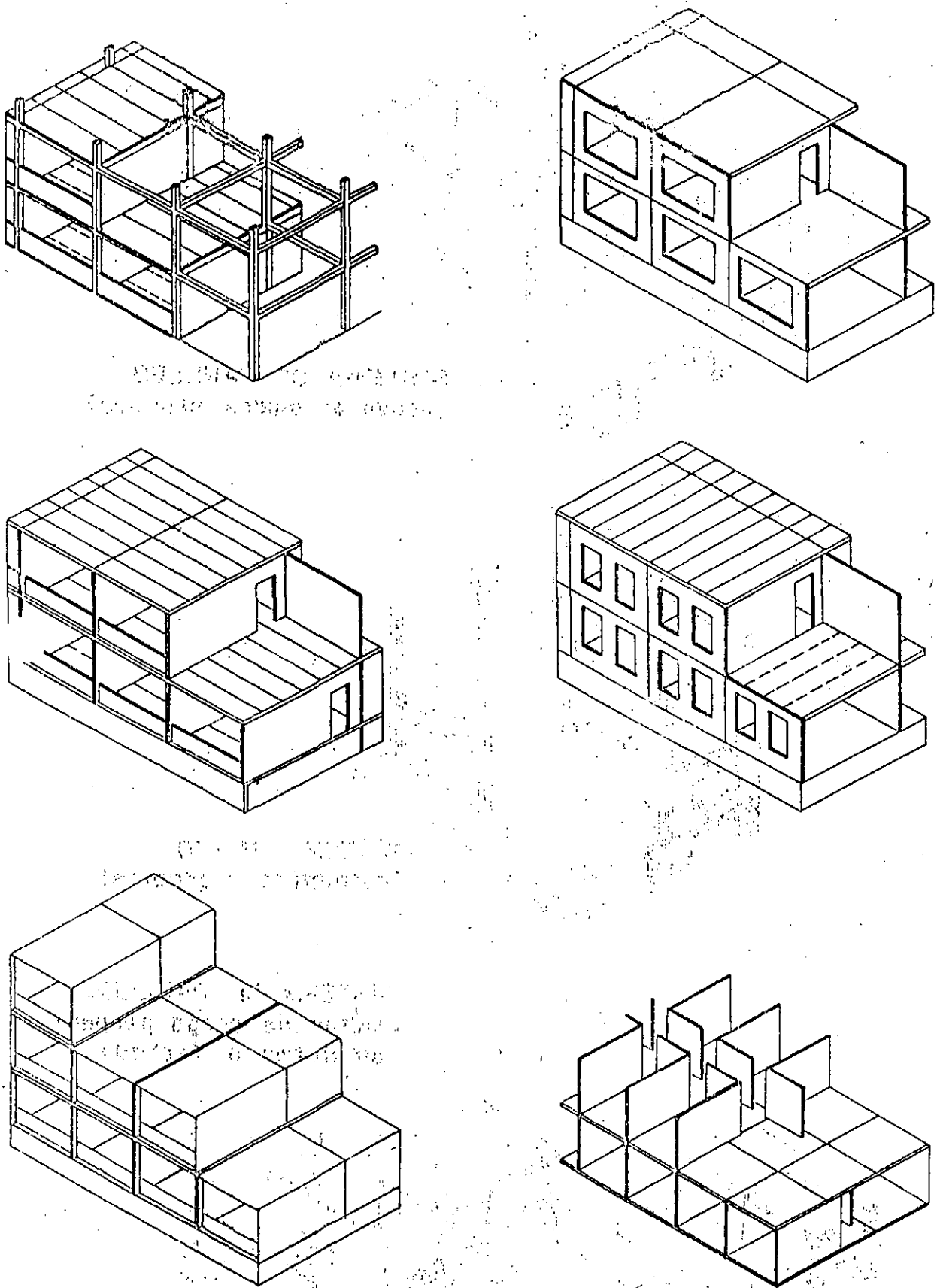
Obras Civiles

- Puentes
- Muros de contención
- Señales de carreteras
- Pilotes
- Pavimentos
- Revestimientos
- Durmientes

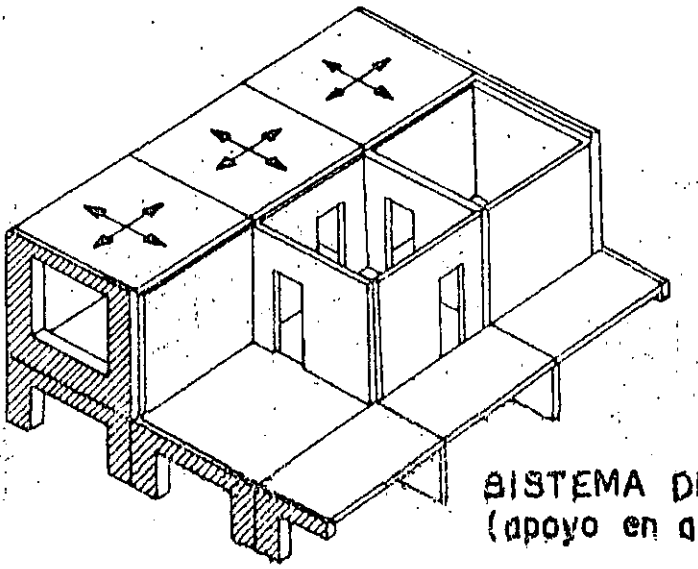
Obras Hidráulicas

- Placas para canales
- Tuberías de diversos diámetros
- Protección de bordes
- Revestimiento de taludes
- Dovelas
- Muelles

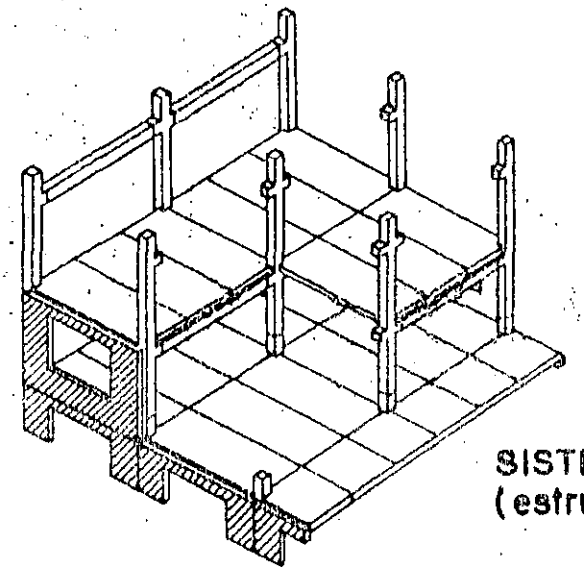

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
SISTEMA CERRADO
SISTEMA ABIERTO
COMPONENTES DE UN SISTEMA



ESTRUCTURACION DE LOS SISTEMAS DE PREFABRICACION DE EDIFICIOS

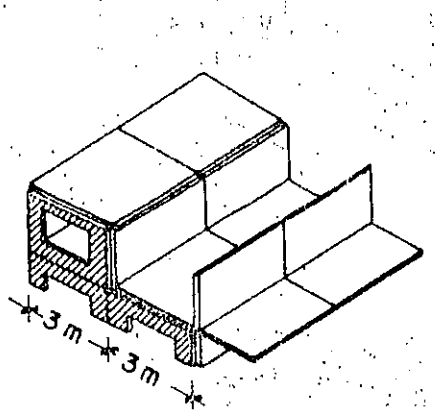


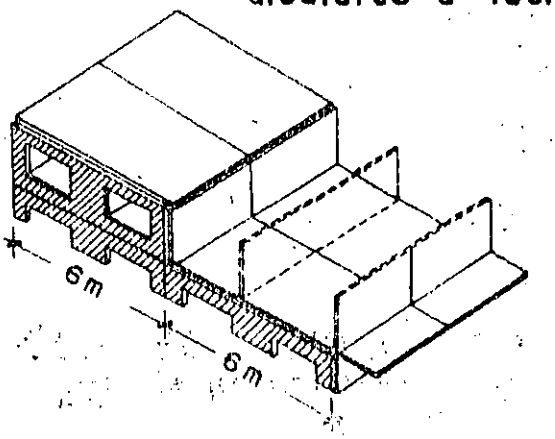
SISTEMA DE PANELES
(apoyo en ambos sentidos)

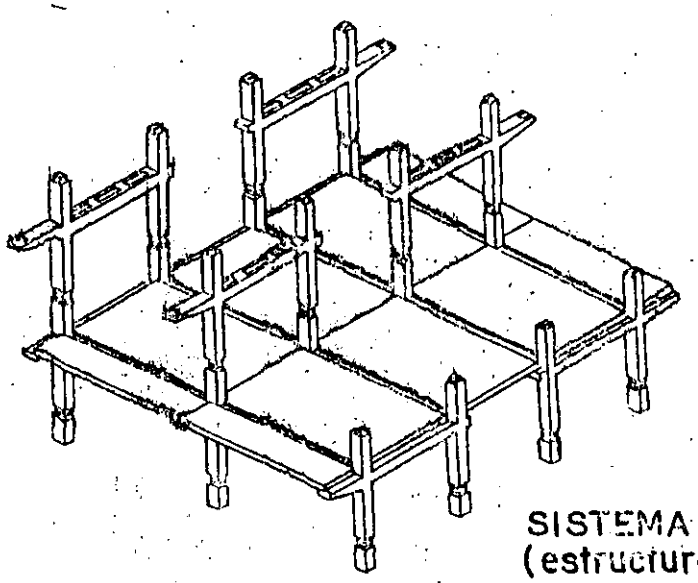


SISTEMA MIXTO
(estructura y paneles)

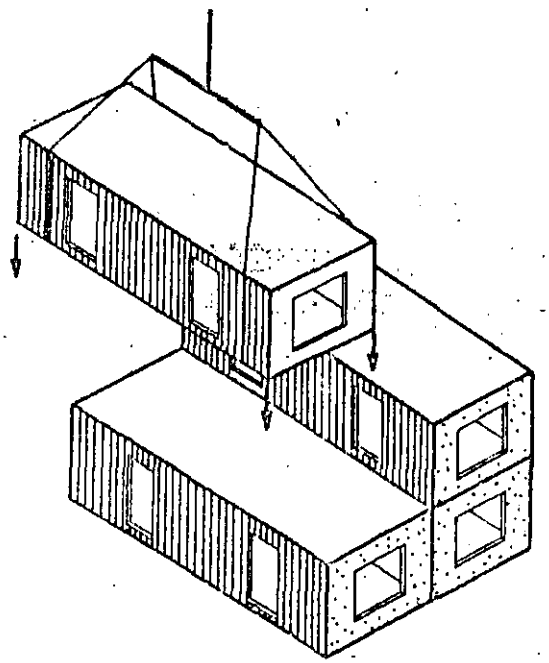
SISTEMA DE PANELES
(muros de carga perpendiculares a fachada)



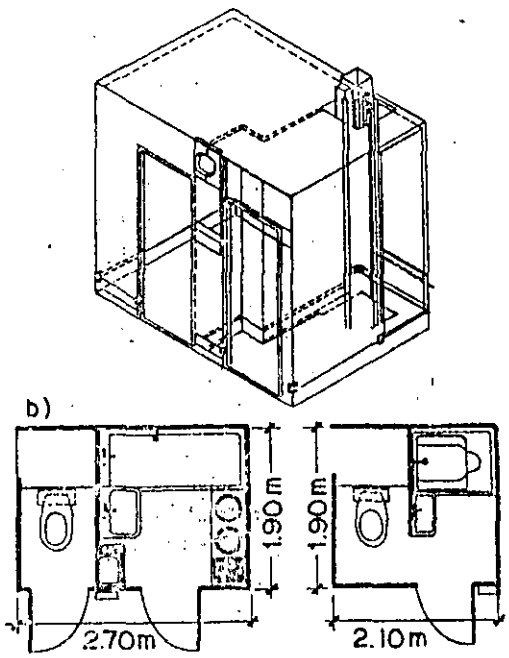




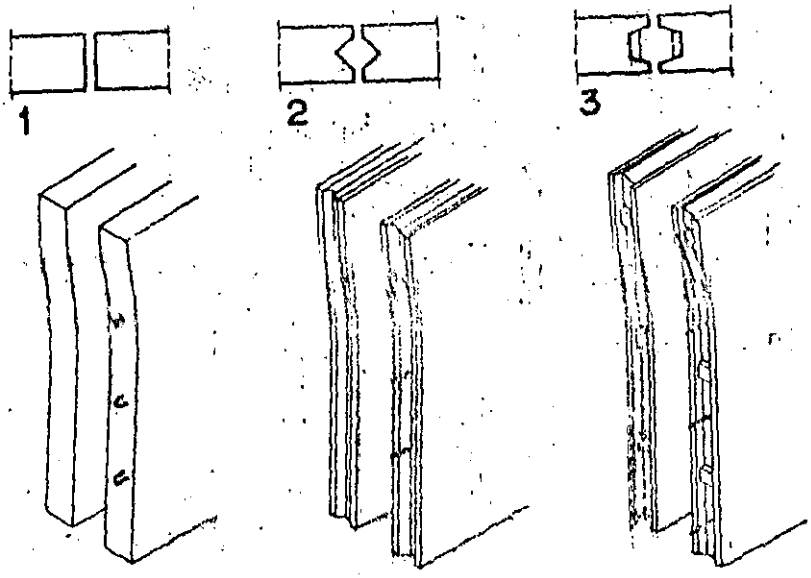
SISTEMA MIXTO
(estructura y paneles)



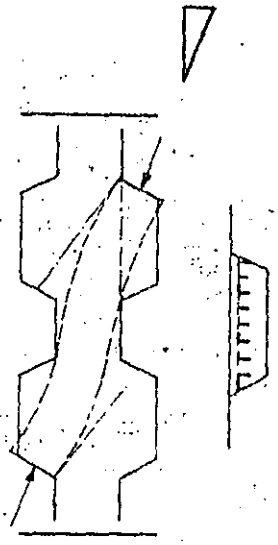
UNIDADES TRIDIMENSIONALES



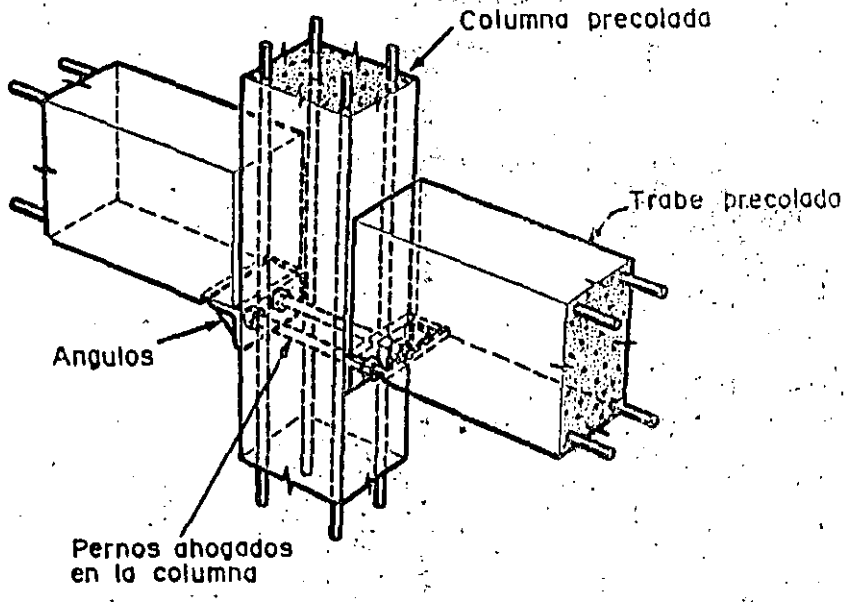
UNIDADES SANITARIAS
PREFABRICADAS

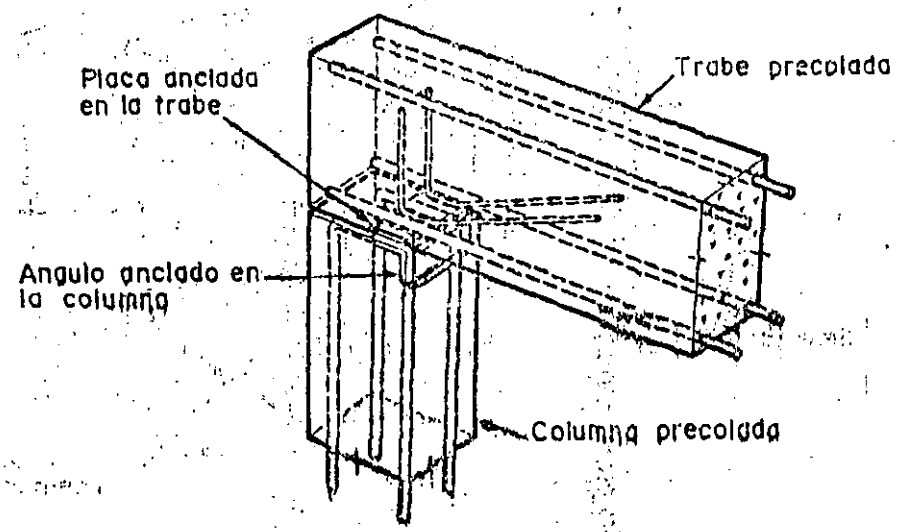


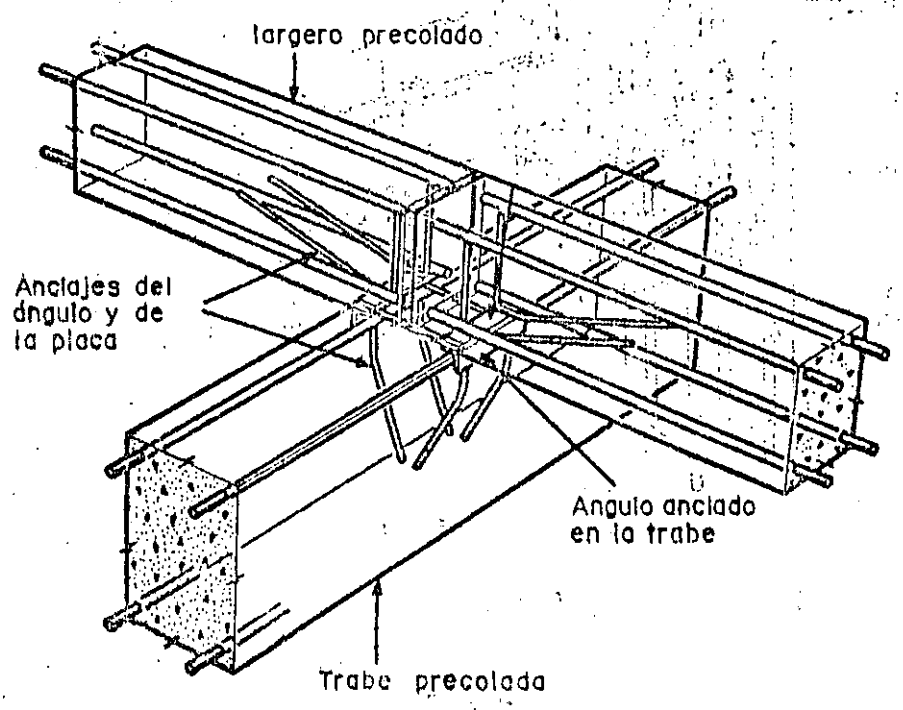
JUNTAS TIPO EN PANELES

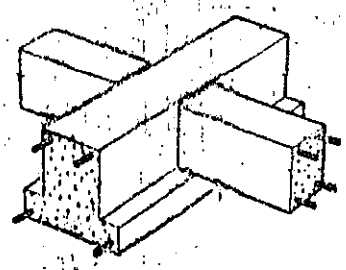


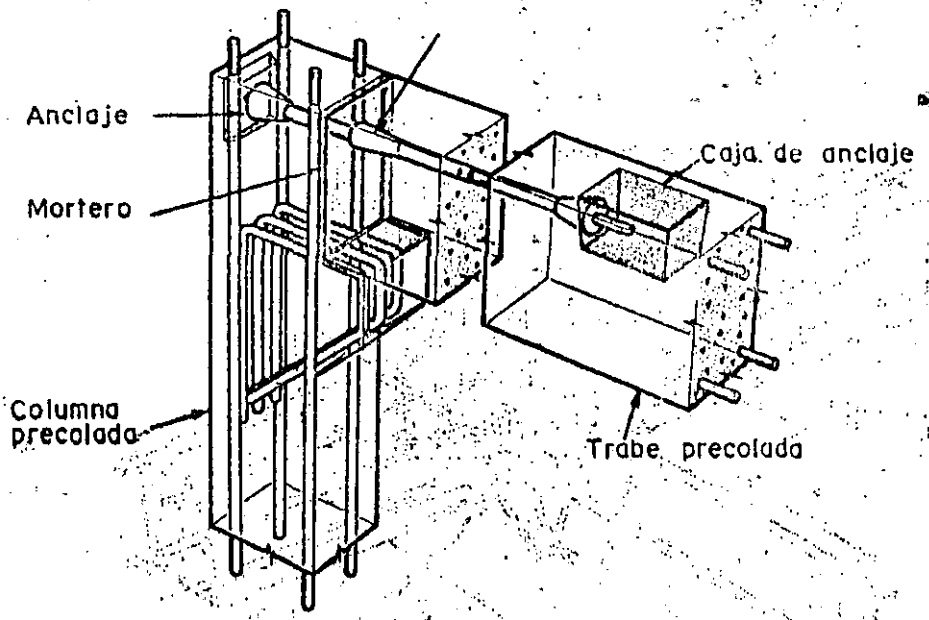
TRANSMISION DE ESFUERZOS EN JUNTAS VERTICALES DENTADAS

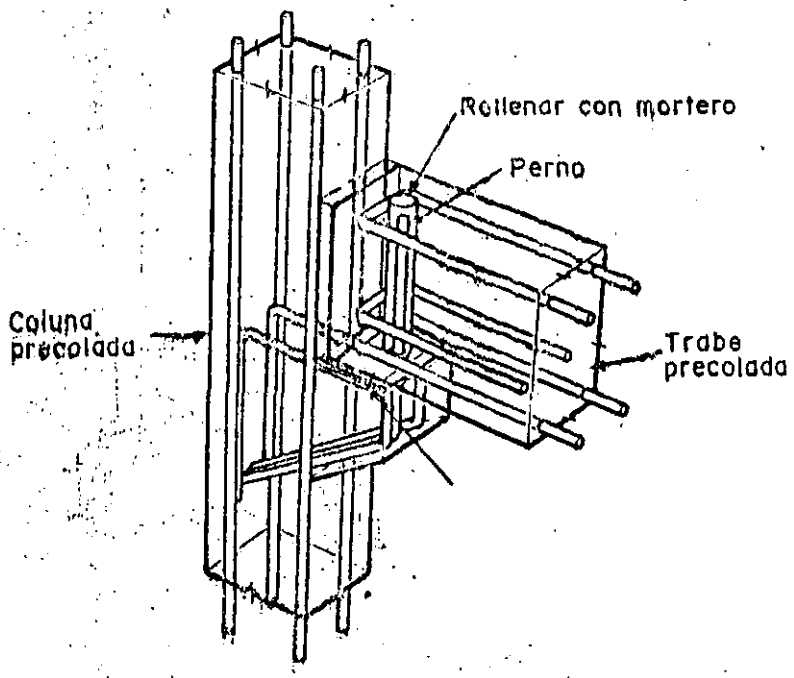

Columna precolada
Trabe precolada
Angulos
Pernos ahogados
en la columna

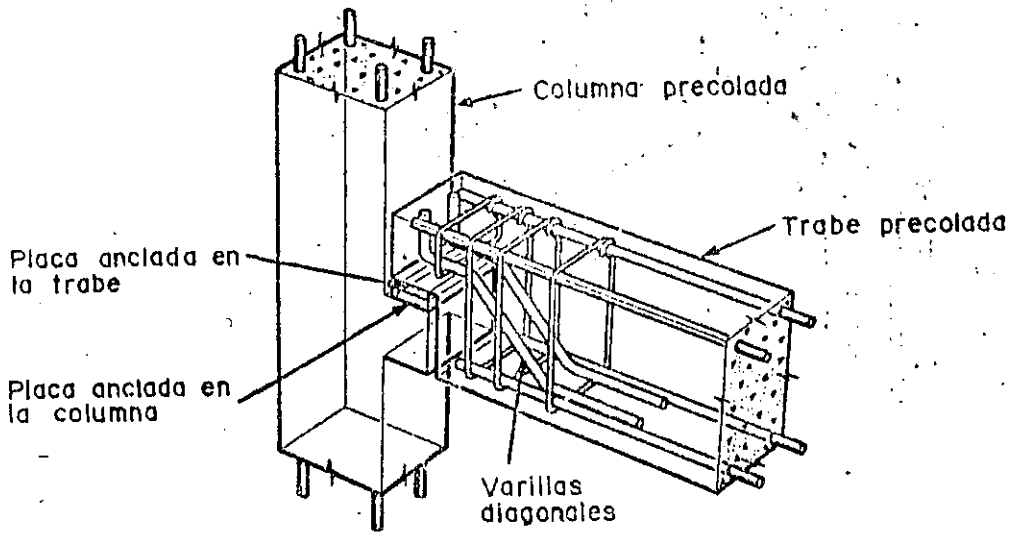

Placa anclada
en la trabe
Trabe precolada
Angulo anclado en
la columna
Columna precolada

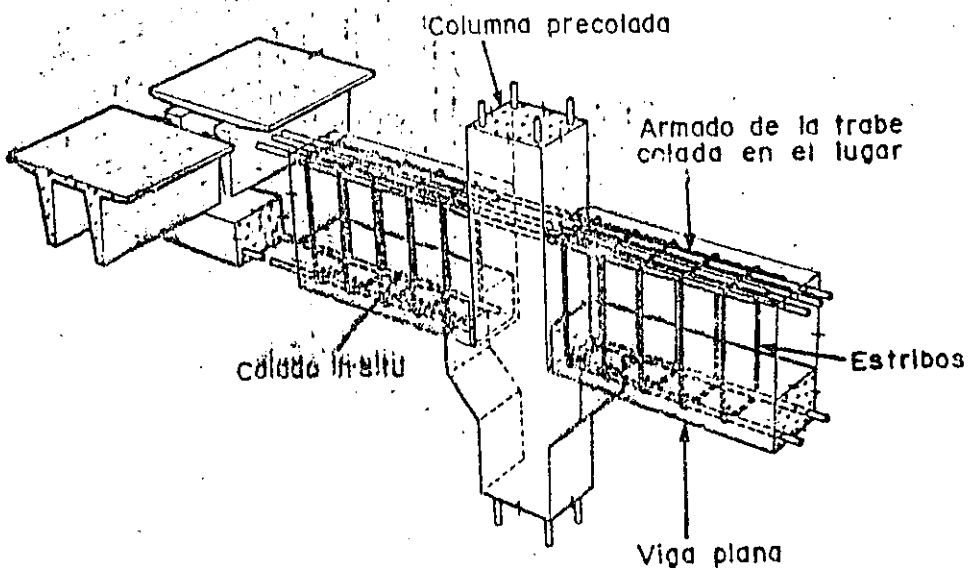

largero precolado
Anclajes del
dngulo y de
la placa
Angulo anclado
en la trabe
Trabe precolada



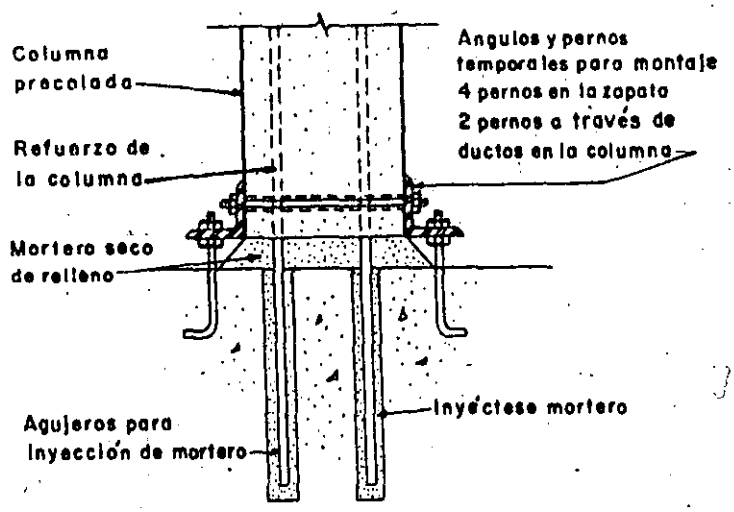

Anclaje
Mortero
Caja de anclaje
Columna precolada
Trabe precolada


Rellenar con mortero
Perno
Coluna precolada
Trabe precolada


Columna precolada
Trabe precolada
Placa anclada en la trabe
Placa anclada en la columna
Varillas diagonales


Columna precolada
Armado de la trabe colada en el lugar
Colado in-situ
Estribos
Viga plana

CB-4



CB-4 CONEXION CON BARRAS DE ANCLAJE

Esta conexión elimina todos los materiales externos. Si se dispone de suficiente longitud de anclaje, este detalle es capaz de resistir momentos muy altos en la base de la columna.

1. Los agujeros para la inyección del mortero pueden ser colados o perforados en el miembro de soporte.

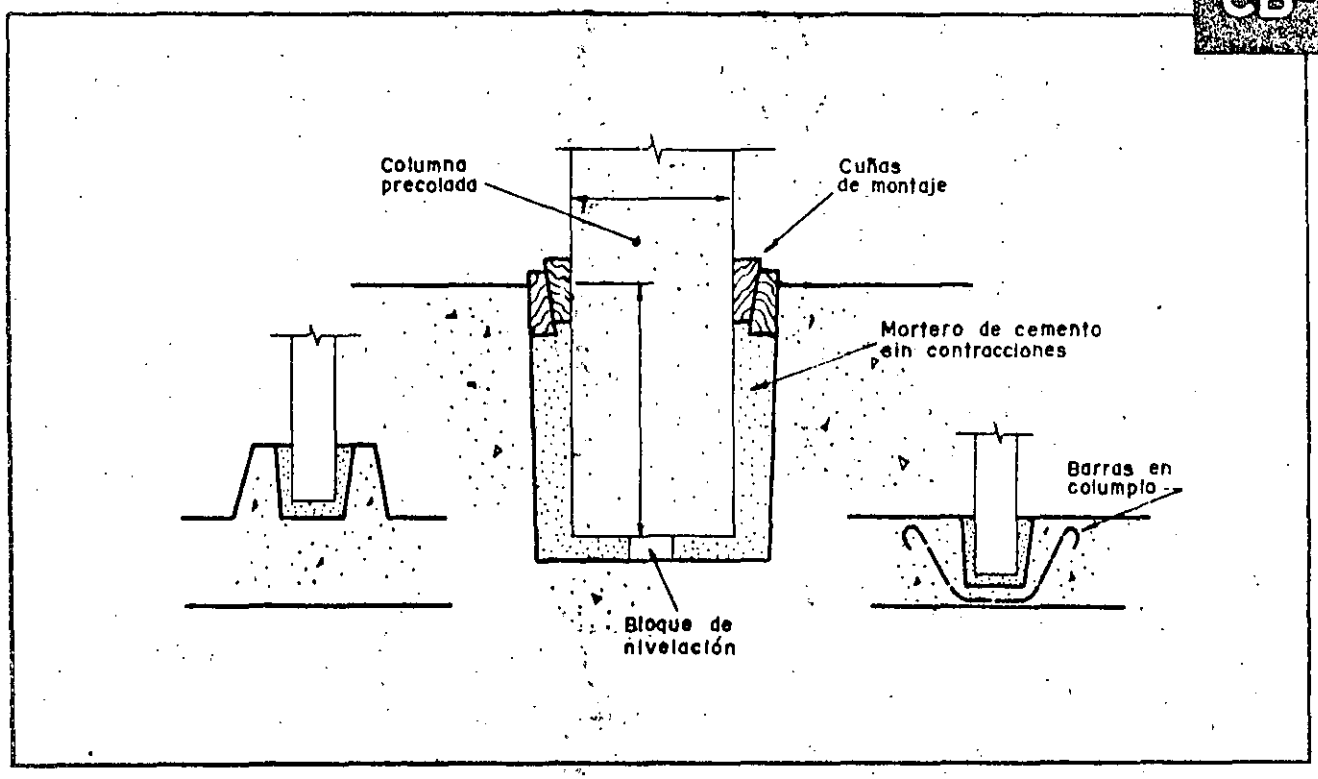
2. Para fijar la columna en posición durante el montaje pueden usarse ángulos y pernos provisionales. Cuando el mortero ha fraguado, los ángulos y los pernos que pasan a través de la columna pueden ser quitados para utilizarlos en otras columnas. Si la columna está atirantada lateralmente en forma adecuada puede llevarse a cabo la misma función empleando cuñas de acero.

3. Los agujeros son rellenados con mortero poco antes de colocar la columna. La consistencia del mortero debe ser tal que permita el desalojamiento de cierta cantidad de éste cuando se insertan las barras de la columna. Deben preferirse morteros que no sufran contracciones o que tengan una gran adhesividad (resinas epóxicas, etc.).

CB-4 (Continuación)

4. Para evitar deflexiones de los ángulos y para facilitar la colocación vertical de la columna pueden colocarse placas de acero en el centro de la misma a la altura adecuada. Las cargas muertas pueden ser aplicadas inmediatamente puesto que las placas las soportarán.

5. En columnas cortas pueden utilizarse aditamentos atornillados en lugar de los ductos de tubo mostrados en el detalle. En columnas muy largas deben utilizarse contravientos o alguna otra forma de tirantes laterales para proporcionar estabilidad a la columna durante el montaje.



CB-5 CONEXION AHOGADA O DE BOQUILLA

Puede usarse esta conexión cuando deban transmitirse momentos grandes a la cimentación. Los ensayes realizados en un número reducido de pruebas han mostrado que una longitud de empotramiento de vez y media el ancho de la columna es suficiente para desarrollar el momento.

1. El bloque de nivelación debe colocarse a la elevación exacta antes de colocar la columna en la boquilla.

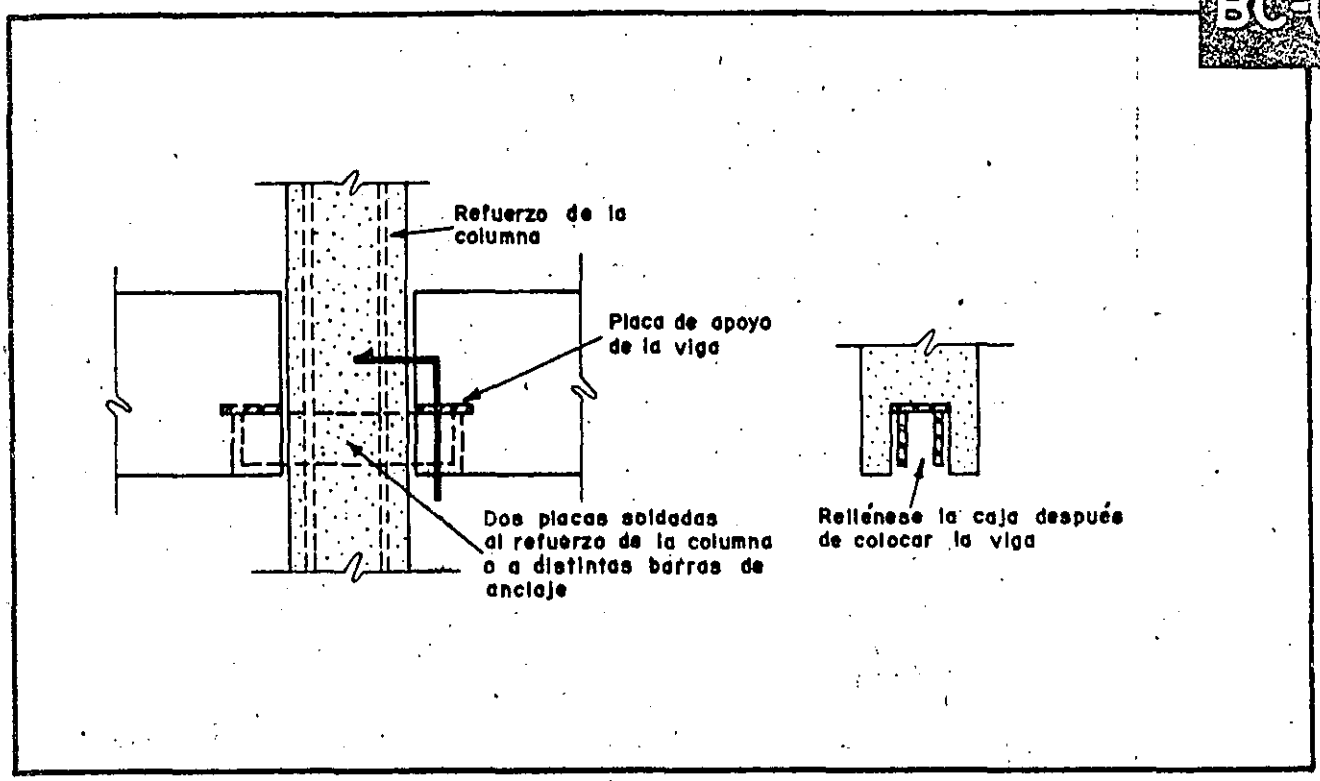
2. Las cuñas de montaje proporcionan estabilidad mientras se cura el mortero. Las cuñas de madera deben quitarse y los agujeros dejados por ellas deben ser rellenados con mortero. Las cuñas de acero pueden permanecer en su posición.

3. Cuando la boquilla se forma arriba de la cimentación en la parte superior de pilas coladas en el lugar por medio de perforaciones, la parte superior debe reforzarse para resistir el momento de la columna. (Véase el esquema del lado izquierdo).

4. Cuando la boquilla se forma en la cimentación, el esfuerzo cortante de penetración puede llegar a ser considerable. Si se tiene una losa delgada bajo la columna, es recomendable utilizar barras en columpio diseñadas para resistir la carga total de la columna. (Véase el esquema del lado derecho).

CB-5 (Continuación)

5. En columnas largas, o cuando se apliquen cargas de montaje antes de que el mortero haya endurecido, deben colocarse cuñas adicionales de acero en la base de la columna, las cuales no se retirarán después.



BC(c) MENSULA DE PLACAS VERTICALES

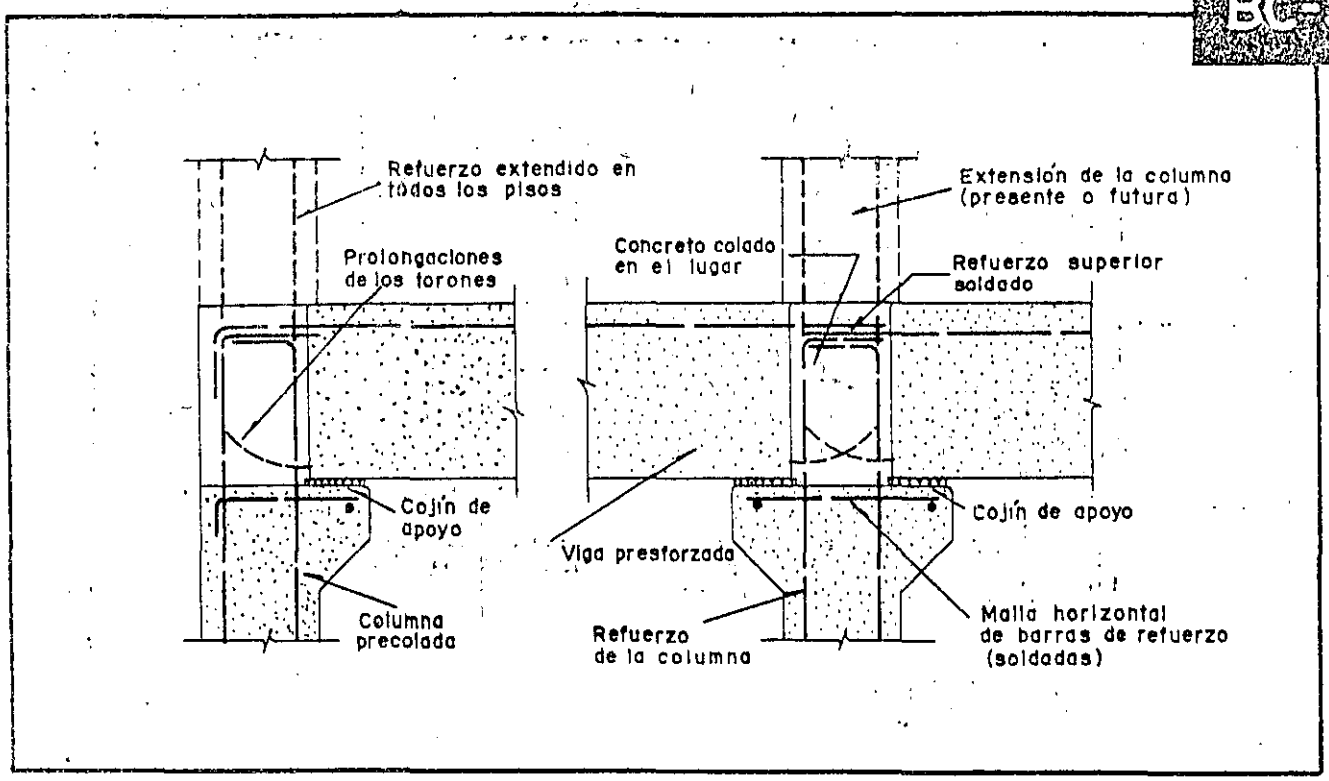
Se prefiere este tipo de ménsula cuando se tienen reacciones bastante importantes en los extremos de las vigas. El módulo de sección de las placas es mucho mayor en posición vertical, y las soldaduras de filete largo son más confiables.

1. El momento en voladizo de las placas debe calcularse hasta la posición del refuerzo de la columna.

2. La placa de apoyo en la viga debe tener el ancho suficiente para proporcionar estabilidad contra el volteo de la viga durante el montaje. El área de la placa debe ser adecuada para mantener los esfuerzos de apoyo dentro de los límites permisibles.

3. En construcciones a prueba de incendios, las placas en voladizos deben ahogarse dentro de la viga para proporcionarle recubrimiento de concreto a la parte inferior.

NOTA: Este tipo de ménsula puede considerarse para aquellos casos en los cuales se empleen ménsulas de concreto en las diferentes conexiones de viga a columna.



BC-3 CONEXIONES SOLDADAS, CLAROS CONTINUOS

Este detalle proporciona un comportamiento monolítico entre las vigas y las columnas y permite realizar fácilmente extensiones de la columna, presentes o futuras, para los pisos superiores.

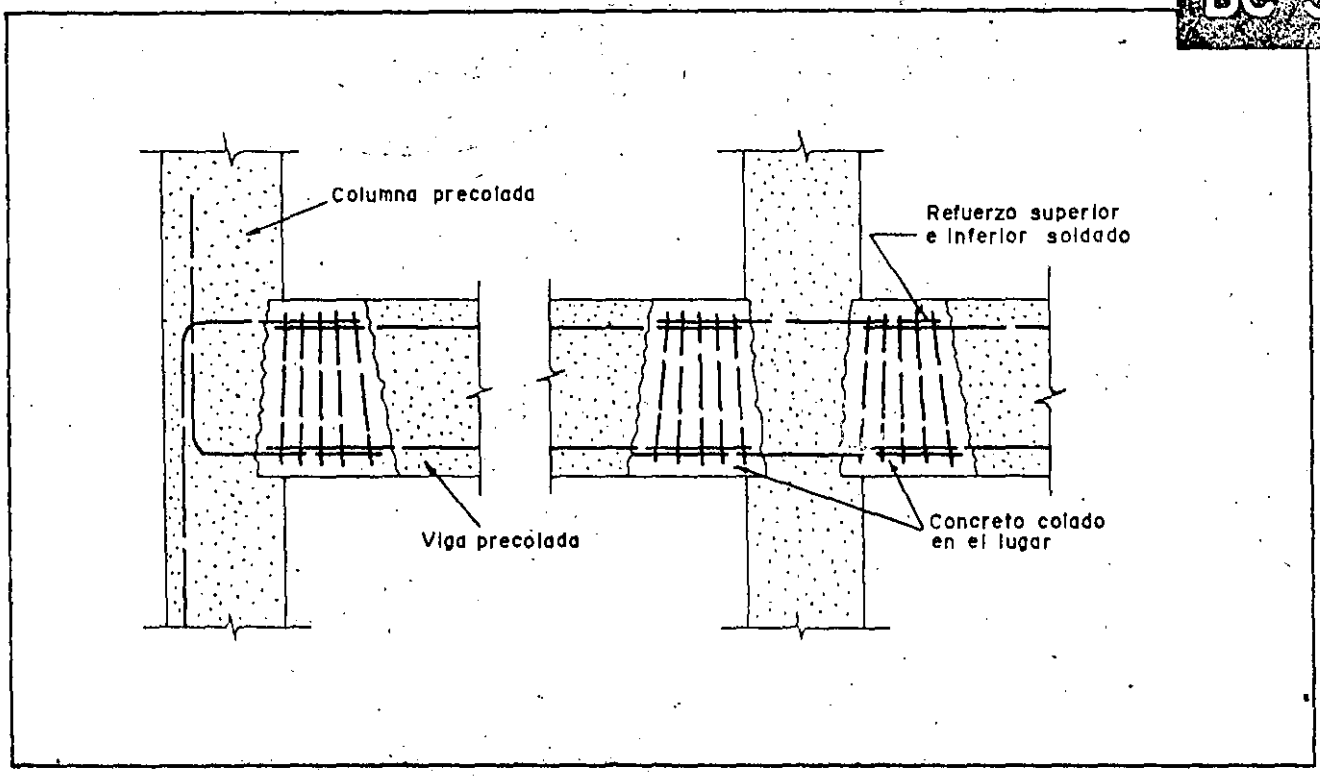
1. La soldadura del refuerzo superior puede ser de empalme longitudinal o de empalme angular.

2. Los torones de presfuerzo deben prolongarse en el concreto colado en el lugar lo suficiente para resistir las inversiones de momento y el acortamiento axial de las vigas.

3. La columna debe ser diseñada para resistir los momentos de continuidad que se le transfieran.

4. Este detalle puede usarse para vigas precoladas o presforzadas. En las vigas precoladas el acero suave de la parte inferior se extenderá hasta la conexión.

5. Los bordes exteriores de las ménsulas de concreto pueden protegerse contra despostilladuras haciéndoles un pequeño chaflán. Asimismo el uso de placas de apoyo de 0.63 cm de espesor (1/4"), ayudará a evitar el agrietamiento de las esquinas exteriores.



BC-5 CONEXION COLADA EN EL LUGAR, CLAROS CONTINUOS

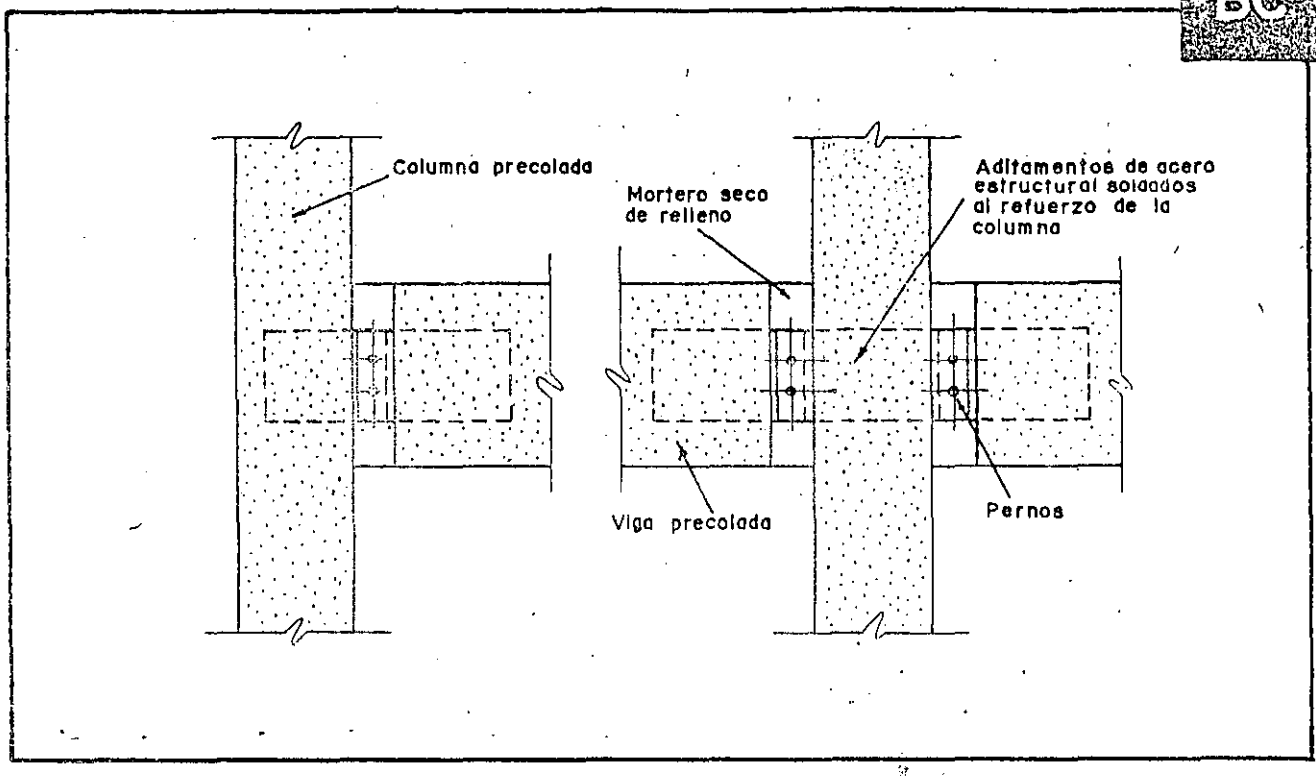
El comportamiento y la apariencia de esta conexión son como la de una estructura monolítica. Las vigas deben ser apuntaladas durante el montaje.

1. Los extremos de las vigas deben ser ásperos para obtener una mejor transferencia del cortante.

2. La soldadura debe ser adecuada para poder desarrollar la resistencia máxima de las varillas. Pueden usarse soldaduras de traslape o empalmes angulares.

3. Deben diseñarse estribos a separaciones pequeñas en la porción colada en el lugar para resistir cuando menos las dos terceras partes del cortante total.

4. Cuando se usa este detalle, las vigas deben estar bien curadas antes del montaje.



BC-6 CONEXIONES REALIZADAS CON PERNOS, CLAROS SIMPLEMENTE APOYADOS

Esta conexión puede realizarse fácilmente bajo cualquier condición atmosférica. Es adecuada para vigas cargadas ligeramente y su empleo es conveniente cuando las conexiones con pernos se usan en otras partes de la estructura.

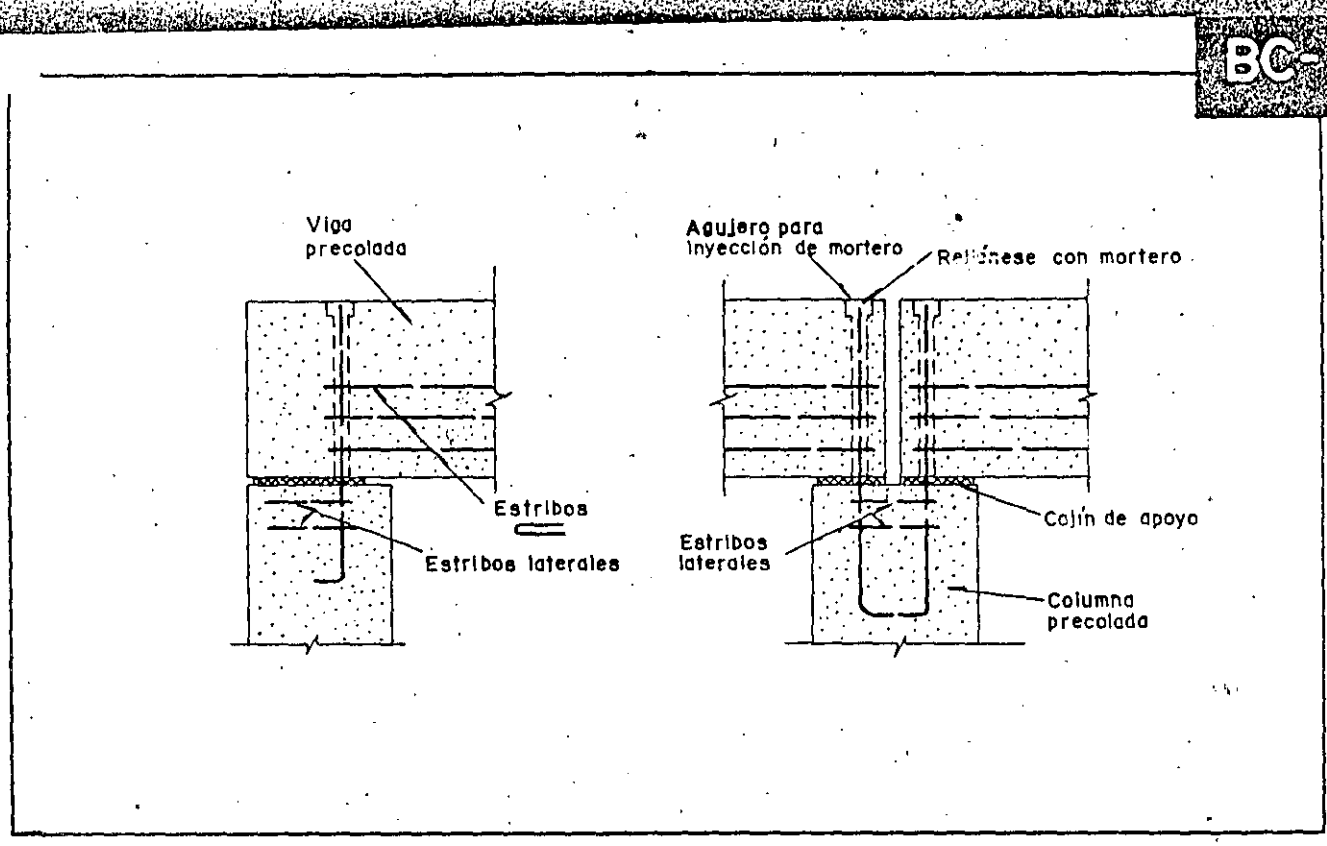
1. Cuando sea posible deben usarse pernos de alta tensión que trabajen en cortante doble:

2. En el diseño deben considerarse todos los posibles modos de falla tales como falla por cortante en los pernos, falla por cortante en la placa, falla por flexión de la placa, y falla por aplastamiento de las orillas de las placas de la columna y de las vigas. Muy frecuentemente será necesario soldar barras de anclaje a las placas para transferir los esfuerzos adecuadamente.

3. En el diseño de la columna debe tenerse en cuenta la excentricidad de las cargas de diseño.

4. Para permitir una mayor tolerancia en el colado debe considerarse la posibilidad de usar ranuras horizontales.

5. Se tendrá cuidado de proporcionar a la viga adecuada resistencia a torsión durante todas las etapas de construcción.



BC-7 CONEXION CON BARRAS DE ANCLAJE, CLAROS SIMPLEMENTE APOYADOS
(Solamente en la parte superior de la columna)

Este es uno de los tipos de conexiones de techo más simples, y por lo tanto uno de los más baratos. Si se utilizan pernos en lugar de barras de anclaje, la conexión es inmediata, y proporciona además seguridad durante el montaje.

1. Si se desea tener la posibilidad de permitir pequeños movimientos, la parte inferior del agujero para la barra de anclaje debe rellenarse con mastique.

2. El agujero no debe dejarse sin rellenar si el perno puede estar sujeto a deterioro.

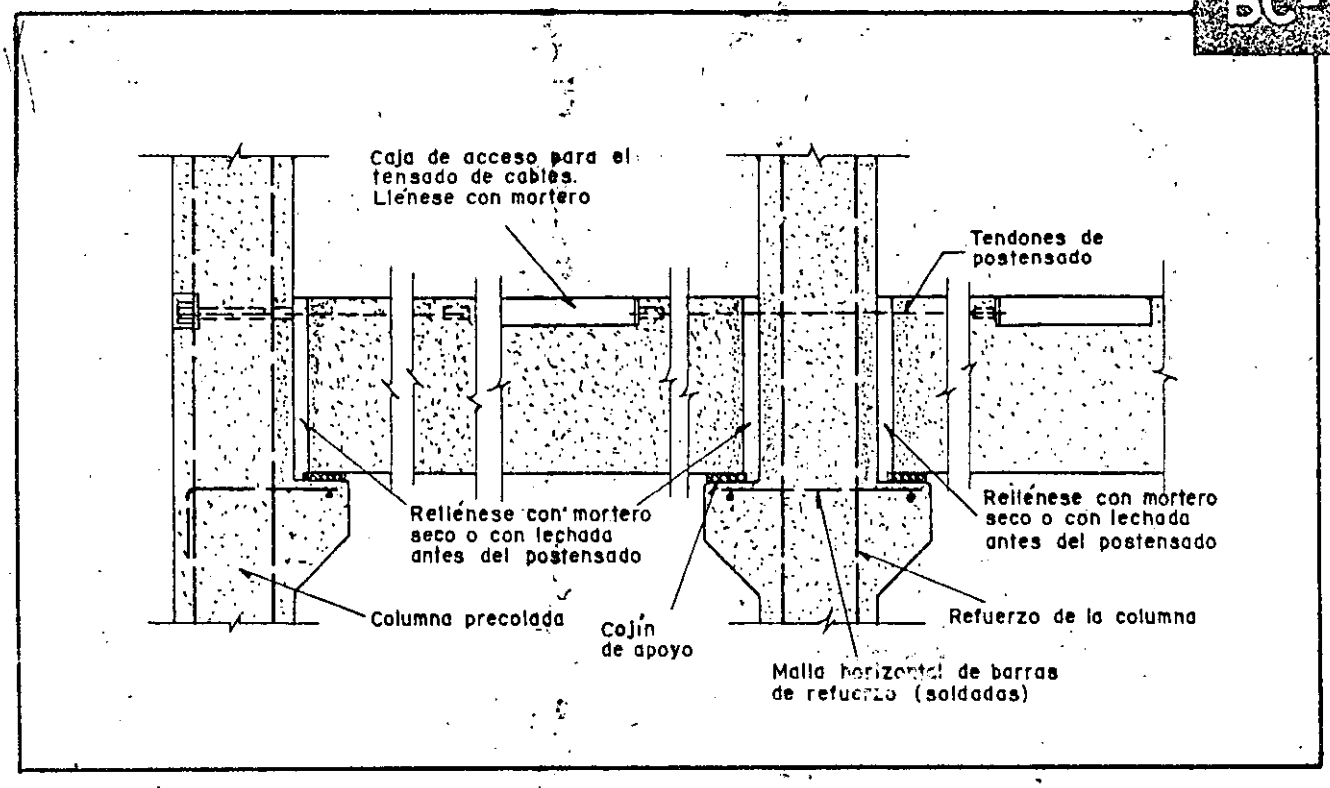
3. Deben colocarse estribos horizontales alrededor de los agujeros de las barras de anclaje para resistir tensiones axiales debidas a disminución de la temperatura y a acortamientos por flujo plástico de las vigas presforzadas que ocurran después del montaje.

4. El agujero para la barra de anclaje debe ser lo suficientemente grande para permitir tolerancia en la colocación de la viga.

Continúa

BC-7 (Continuación)

5. Si las deflexiones de la viga son grandes, los movimientos resultantes en la parte superior de la viga pueden dañar el material con que se construye el techo. El techo debe ser diseñado teniendo en cuenta este movimiento, o bien debe considerarse un detalle en donde exista continuidad. (Véase la discusión sobre cojines de apoyo que se presenta en el inciso BW(a) 3.



BC-9 CONEXION POSTENSADA, CLAROS CONTINUOS

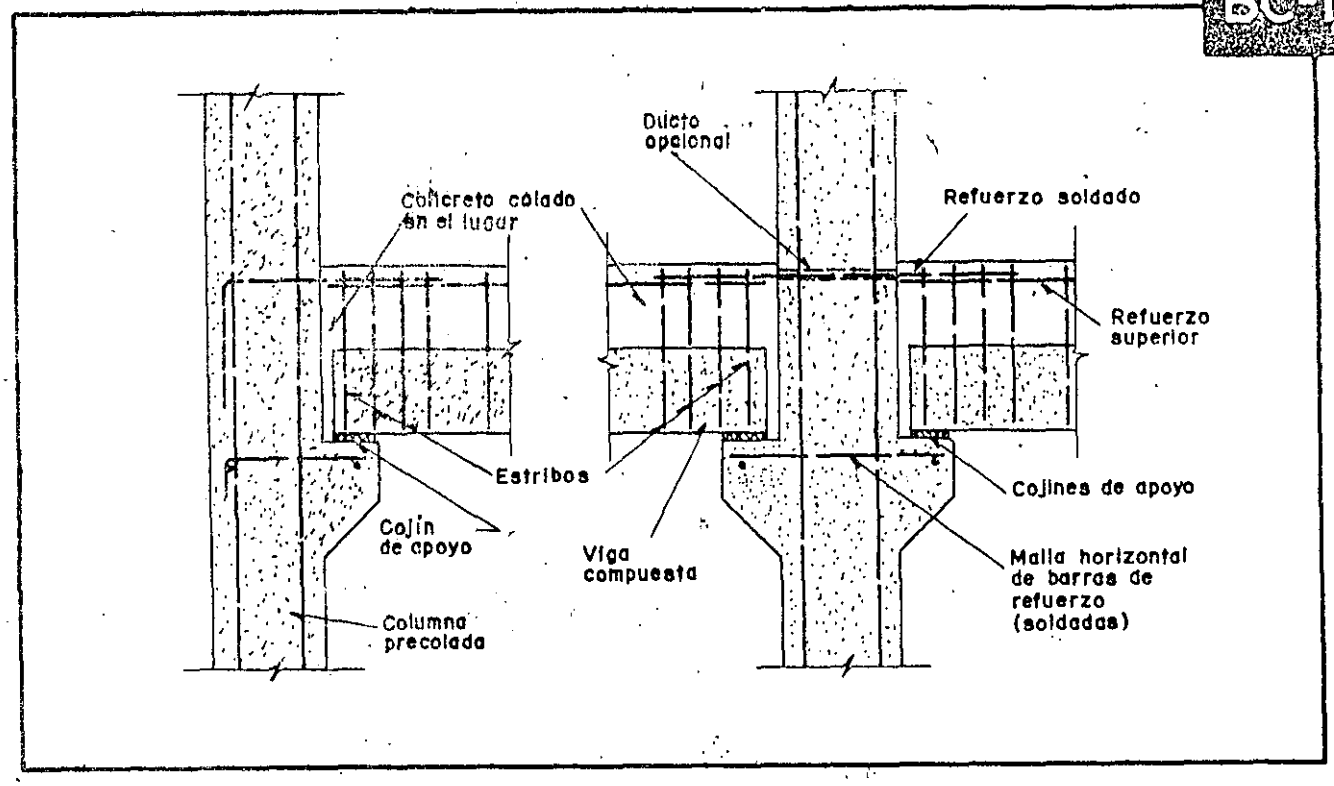
Esta conexión es propia para resistir momentos elevados. Cuando se realiza en forma adecuada, se puede garantizar un comportamiento monolítico, sin agrietamiento.

1. Todos los anclajes y dispositivos para el postensado deben ser instalados de acuerdo con las recomendaciones del fabricante.

2. Puesto que las barras o los cables de postensado son por lo general cortos, cuando se usan en esta forma, se logran grandes cambios en los esfuerzos mediante pequeños cambios en la longitud de los tendones. En consecuencia, el asentamiento adecuado de los anclajes es un factor importante. Es conveniente que un ingeniero representante del proveedor supervise la instalación de los primeros tendones.

3. Los ductos que contienen los tendones deben ser rellenados con mortero, excepto cuando se prevenga el deterioro por otros medios.

4. Los bordes exteriores de las ménsulas de concreto pueden protegerse contra despostilladuras haciéndoles un pequeño chaflán. Asimismo, el uso de placas de apoyo de 0.63 cm de espesor (1/4") ayudará a evitar el agrietamiento de las esquinas exteriores.



BC-10 CONEXION PARA VIGAS COMPUESTAS, CLAROS CONTINUOS
(Tipo general)

Este tipo de conexión se empleará cuando se coloquen vigas doble T sobre vigas presforzadas, de las cuales la parte superior es colada en el lugar. Normalmente se requiere apuntalar la viga presforzada, de manera que los cortantes en los extremos de la misma durante la construcción sean bajos. Esta conexión tiene la apariencia y el comportamiento de construcción monolítica.

1. En la conexión interior, las barras superiores pueden ser lo suficientemente largas para cubrir toda el área de momento negativo, o bien, pueden ser empalmadas con traslapes o soldadas como se muestra.

2. Cuando se utilizan traslapes de barras, pueden colocarse barras de longitud corta en la columna, o bien pueden insertarse a través de un ducto. El uso de ductos simplifica en gran parte la cimbra.

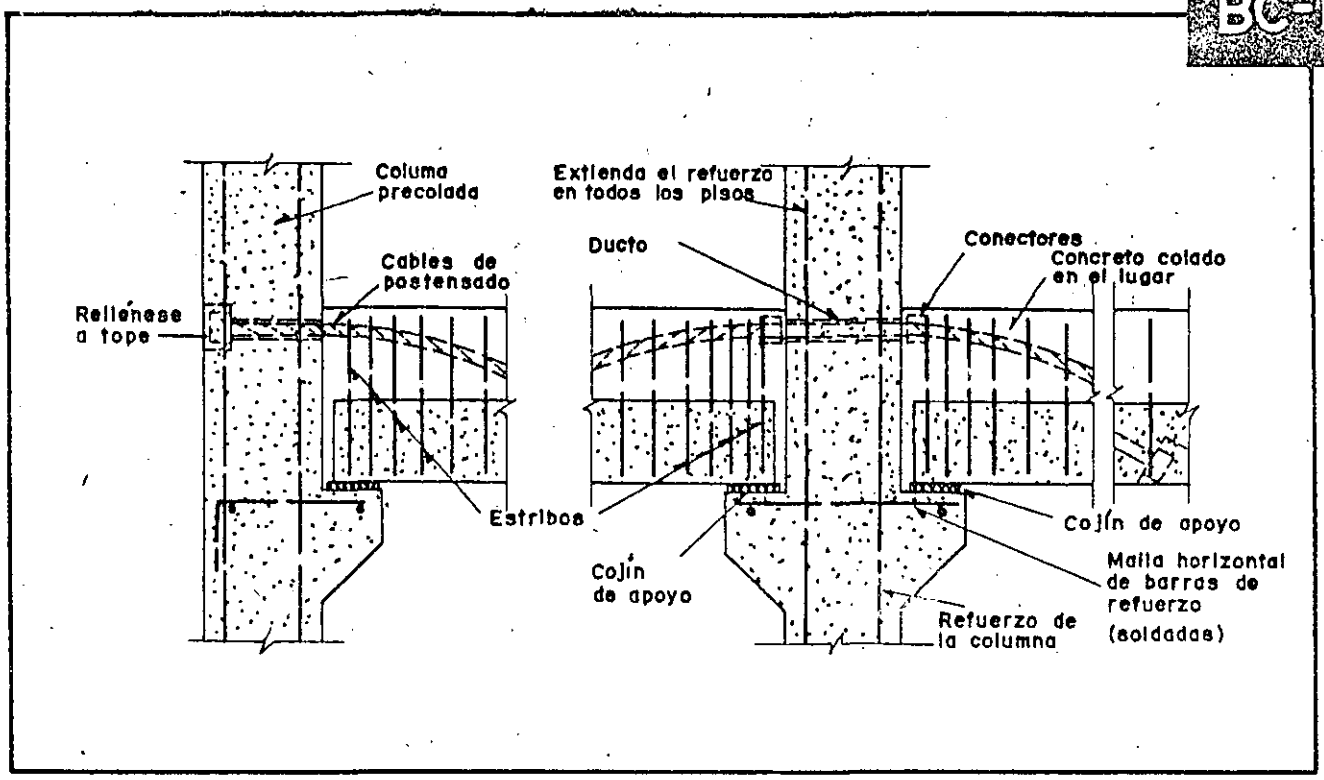
3. Debe investigarse el cortante horizontal entre la parte inferior presforzada y el concreto colado en el lugar, para proporcionar estribos de acuerdo con los requisitos del reglamento.

Continúa

-10 (Continuación)

4. Es esencial llenar completamente con mortero el espacio entre el extremo de la viga presforzada y la columna para transferir adecuadamente los esfuerzos de compresión.

5. Si se prevee la posibilidad de inversión de momentos debe proporcionarse una conexión de tensión en la base de la viga.



BC-11 VIGAS COMPUESTAS, CLAROS CONTINUOS (Postensadas)

Esta conexión es una modificación de la BC-10, en la cual se ha introducido el postensado para resistir momentos negativos.

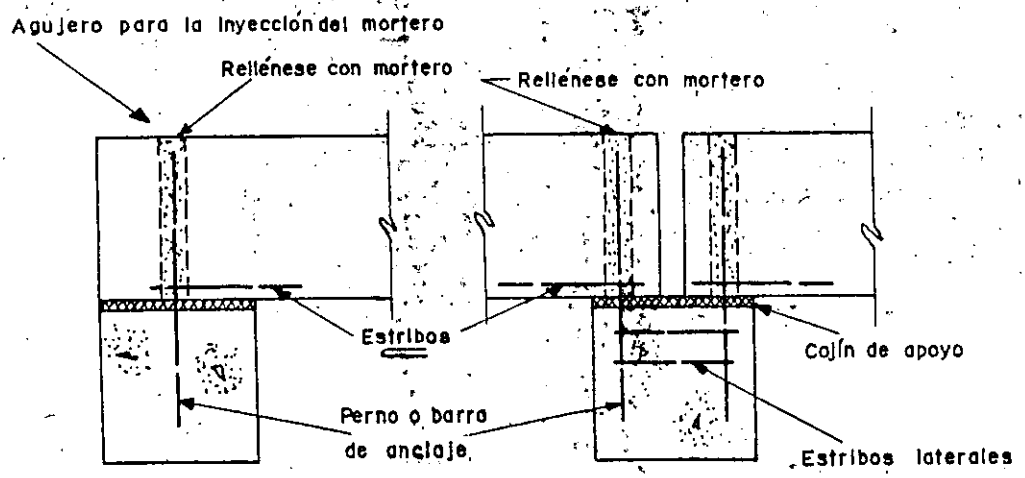
1. Debe investigarse el cortante horizontal entre la parte inferior presforzada y el concreto colado en el lugar, para proporcionar estribos de acuerdo con los requisitos del reglamento.

2. Todos los anclajes y dispositivos para el postensado deben ser instalados de acuerdo con las recomendaciones del fabricante.

3. Puesto que las barras o los cables de postensado son por lo general cortos cuando se usan en esta forma, se logran grandes cambios en los esfuerzos mediante pequeños cambios en la longitud de los tendones. En consecuencia, el asentamiento adecuado de los anclajes es un factor importante. Es conveniente que un ingeniero representante del proveedor supervise la instalación de los primeros tendones.

4. Los ductos que contienen los cables deben ser rellenados con mortero, excepto cuando se prevenga el deterioro por otros medios.

BG-1



BG-1 CONEXION EFECTUADA CON BARRAS DE ANCLAJE, CLAROS SIMPLEMENTE APOYADOS

Cuando se empleen conexiones hechas con barras de anclaje deberán observarse los siguientes puntos:

1. Los agujeros para las barras de anclaje deberán rodearse con estribos en forma de horquilla y además deberán colocarse estribos en la viga. Estas barras de anclaje deberán tomar las fuerzas resultantes de algún movimiento longitudinal.

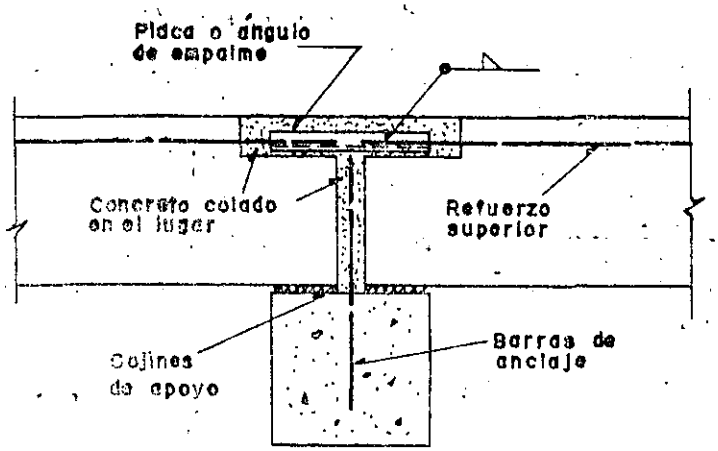
2. Pueden permitirse pequeños movimientos rellenando con mastique la parte inferior de los agujeros para las barras de anclaje.

3. Los componentes de la conexión son simples si se usan barras de anclaje lisas. Sin embargo, si hay peligro de que la viga sea desalojada durante el montaje, la barra de anclaje puede ser roscada, añadiendo una tuerca con rondana en un receso de la parte superior.

4. La conexión hecha con perno y tuerca permitirá movimientos si no se rellena con mortero el agujero y si la placa de apoyo es adecuada. Si hay posibilidad de deterioro o de exposición a heladas el agujero se debe rellenar con mortero completamente.

5. El diámetro del agujero para la inyección del mortero debe ser adecuado para permitir tolerancias en el colado.

BG-4



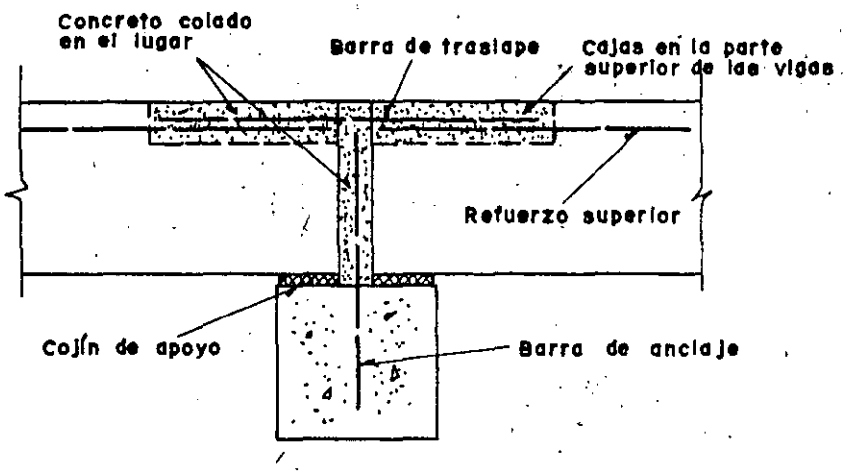
BG-4 CONEXION SOLDADA, CLAROS CONTINUOS

Esta conexión utiliza la soldadura para conectar el acero de tensión. En consecuencia, la longitud de la caja de conexión es menor que la requerida para una unión con traslapes, y además la conexión es inmediata. Sin embargo, es más costosa que la unión con traslapes.

1. Cuando el espacio lo permita, deben preferirse los empalmes hechos con ángulos, ya que permiten una transferencia concéntrica de carga de barra a barra.

2. Se recomienda inspeccionar cuidadosamente la soldadura para garantizar que podrá obtenerse la resistencia última del refuerzo negativo.

BG-5



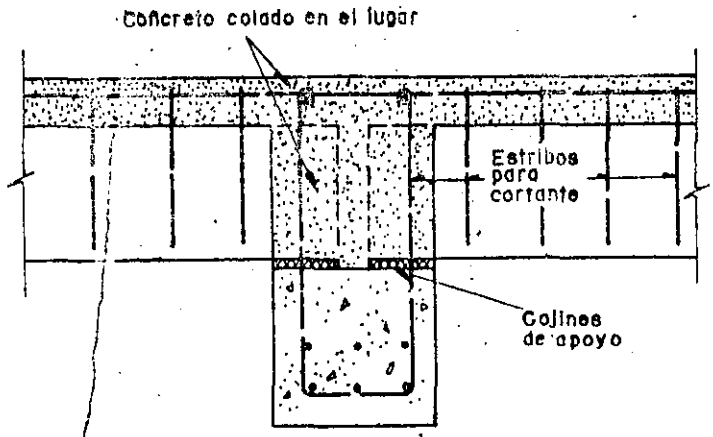
BG-5 CONEXION CON TRASLAPES, CLAROS CONTINUOS

Este es el tipo de conexión más simple para vigas continuas.

1. Si se usa un cojín de apoyo compresible deberá extenderse en forma continua a través de la junta.

2. En lugares de acceso difícil el relleno de mortero puede no ser lo suficientemente sólido para desarrollar una adherencia adecuada. Si existe duda, úsese el Tipo BG-4 o el BG-6.

3. La conexión en claros exteriores deberá ser del Tipo BG-1, u otra similar. Por lo general, no es deseable producir un momento torsionante excesivo en la viga principal con objeto de alcanzar un momento de restricción en la viga secundaria.



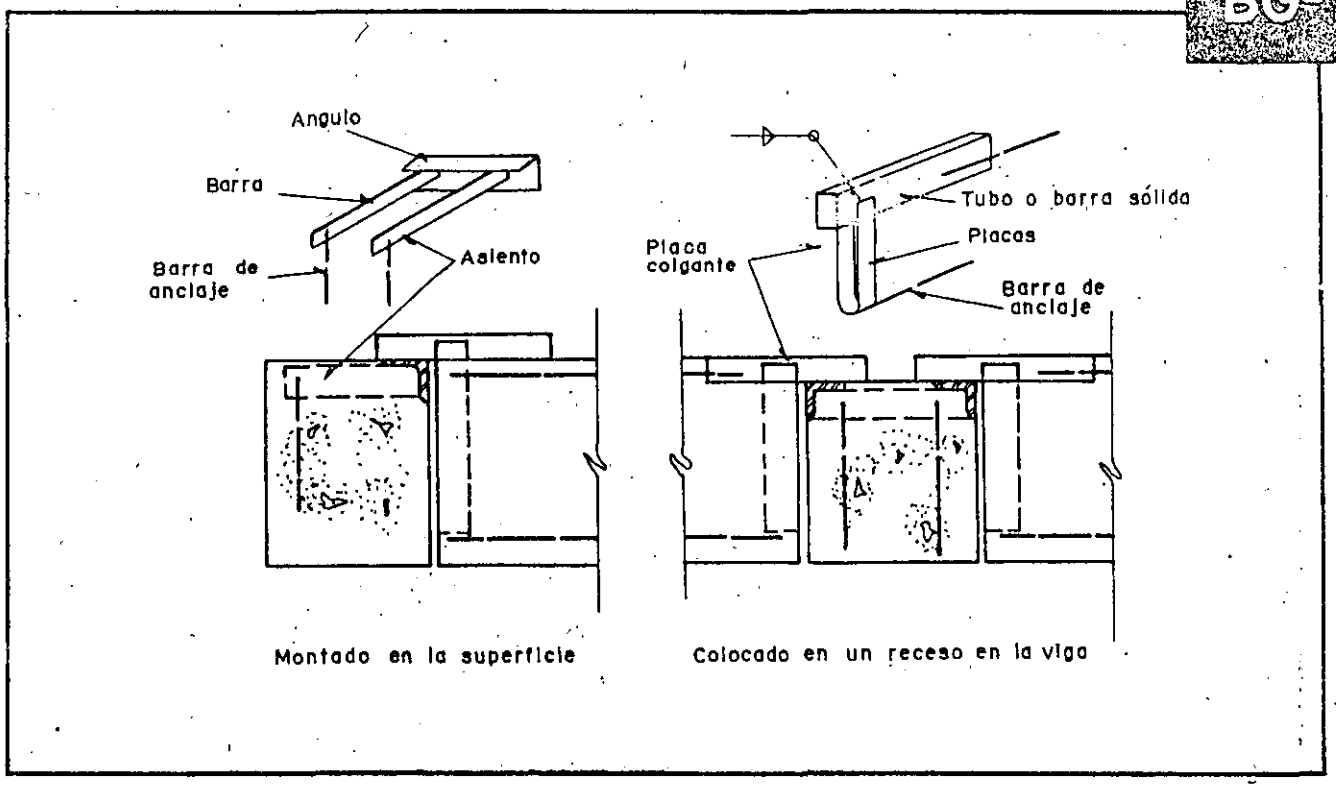
BG-6 CONEXION PARA VIGAS COMPUESTAS, CLAROS CONTINUOS

Cuando se usa una losa compuesta es más simple colocar el acero de tensión encima de la viga. Cuando la viga es también compuesta, se obtiene de esta manera una construcción casi monolítica.

1. La parte inferior de la viga principal y de las vigas secundarias puede ser precolada o presforzada.

2. Deberán proporcionarse estribos en la viga principal y en las vigas secundarias capaces de desarrollar la sección compuesta completa.

3. Debe investigarse el cortante horizontal entre la parte inferior precolada y el concreto colado en el lugar, para proporcionar estribos de acuerdo con los requisitos del reglamento.



BG-7 CONEXION CON PLACA COLGANTE DE ACERO, CLAROS SIMPLEMENTE APOYADOS

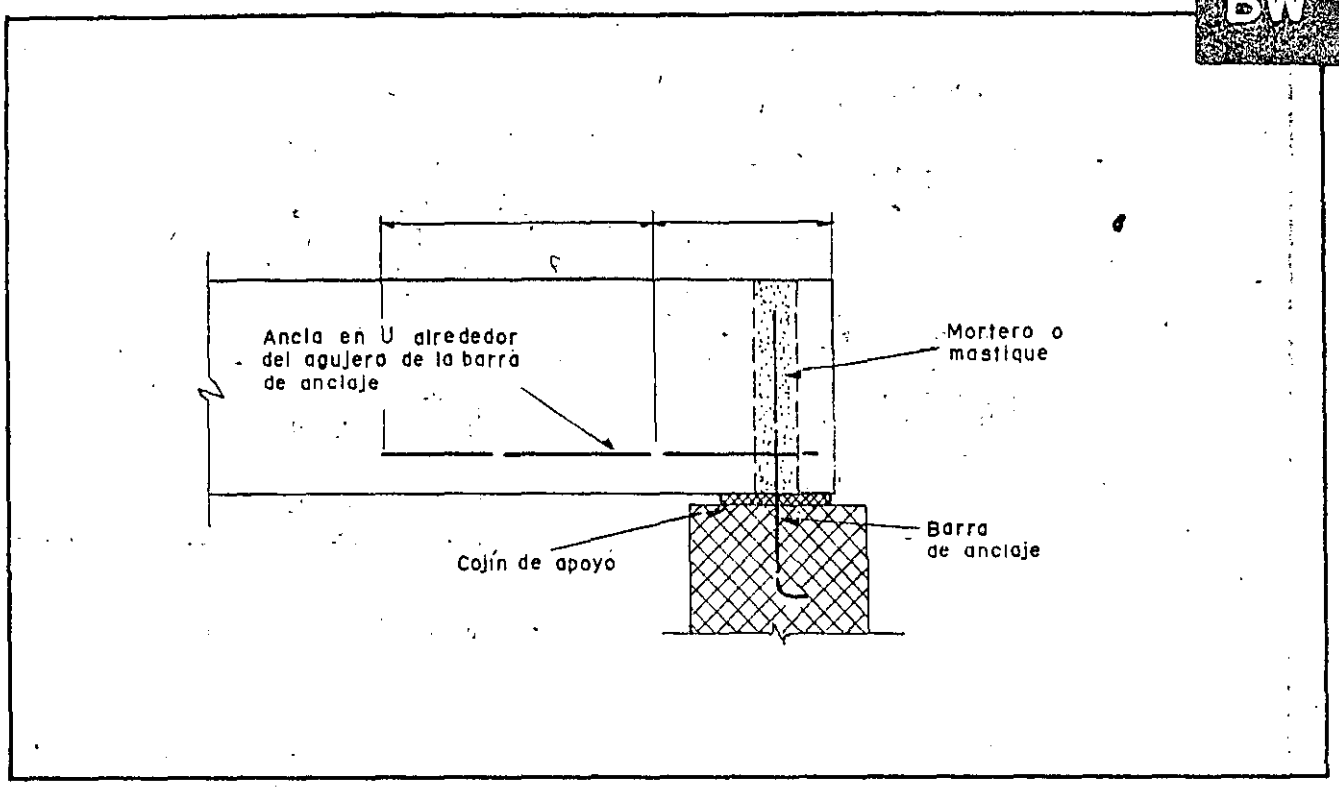
Las placas colgantes de acero permiten un montaje rápido en cualquier condición atmosférica. Esta conexión es usada comúnmente en combinación con un marco de apoyo de acero.

1. No se requieren cojines de apoyo adicionales.

2. Para compensar la falta de control en la mano de obra, es conveniente diseñar el acero con un factor de seguridad de 4.

3. Los "esfuerzos de apoyo" (esfuerzos de aplastamiento) dentro del área proyectada de la solera no deberán exceder 175 kg/cm^2, aproximadamente.

4. Las barras de anclaje soldadas a la placa colgante deben ser capaces de desarrollar restricciones longitudinales. Nunca deben suprimirse completamente.



BW(b) CONEXIONES CON BARRAS DE ANCLAJE, CASO GENERAL

1. Es una conexión adecuada desde el punto de vista estructural, de líneas muy simples.

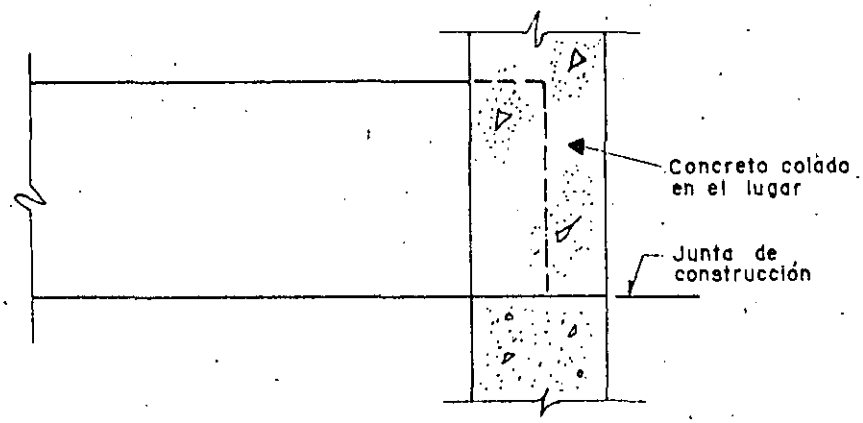
2. Usada con facilidad solamente en miembros con alma ancha o en losas planas.

3. Las barras de anclaje ahogadas con mortero y combinadas con un cojín de apoyo flexible proporcionan una buena conexión articulada; si se combina con un cojín de apoyo de mortero proporcionan una buena conexión de momento.

4. Rellénese el agujero para la barra de anclaje con mastique bituminoso si se quiere una conexión que permita expansión.

5. Anclas en "U" alrededor del agujero para la barra de anclaje.
   a) Manténganse en la parte inferior: diséñense para la fuerza de tensión total.
   b) Para obtener la longitud total de anclaje añádase la longitud de adherencia del acero de refuerzo (Lb) a la longitud de adherencia del torón (Ls).

BW(d)



BW(d) CONEXION COLADA EN EL LUGAR, CASO GENERAL

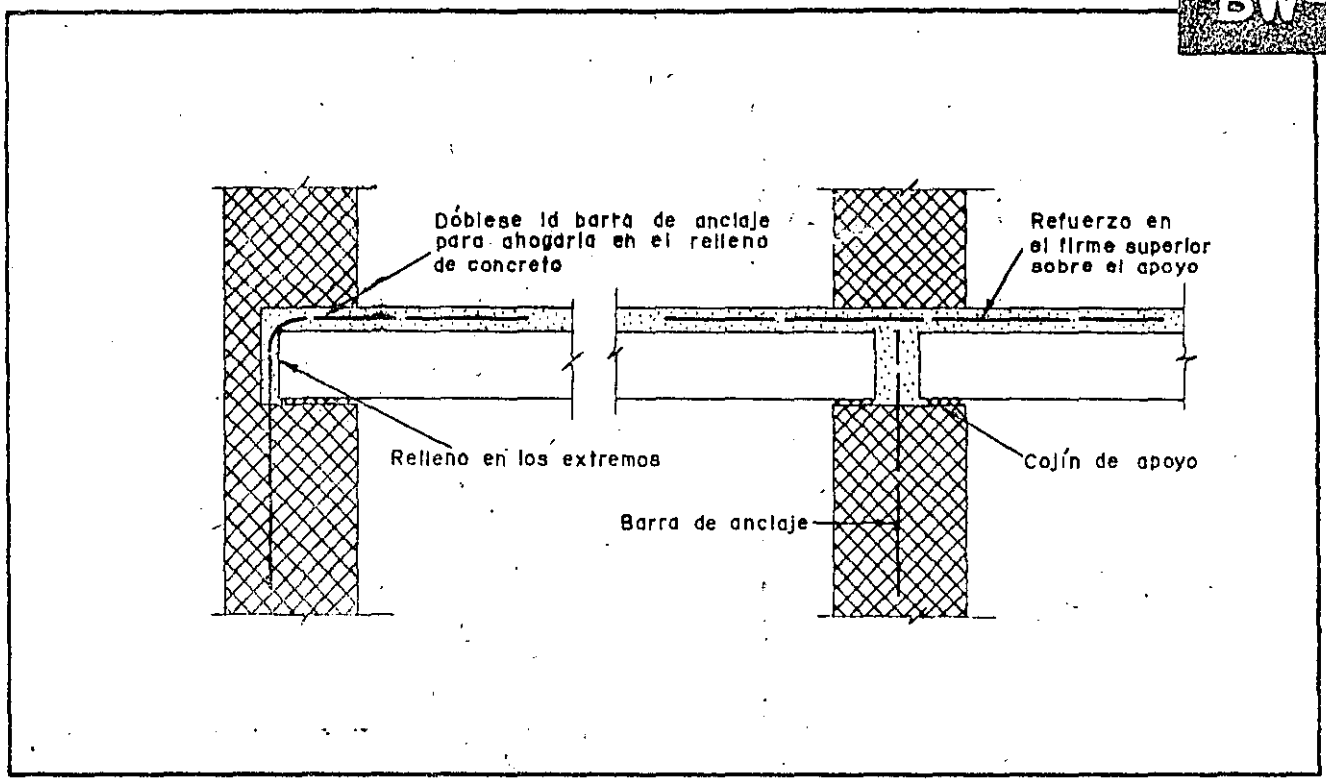
1. Es una conexión para tiempo caluroso. No es buena para construcciones hechas en invierno.

2. Proporcionando refuerzo adecuado en la sección colada en el lugar, puede proveerse continuidad para:

   a. (Con apuntalamiento) Carga total sobrepuesta.

   b. (Sin apuntalamiento) Cargas vivas
      Cargas de viento
      Cargas sísmicas

3. Si no se desea la transferencia de momentos al muro, pueden colocarse cojines flexibles abajo y arriba de la viga en la zona donde ésta entra en el muro.



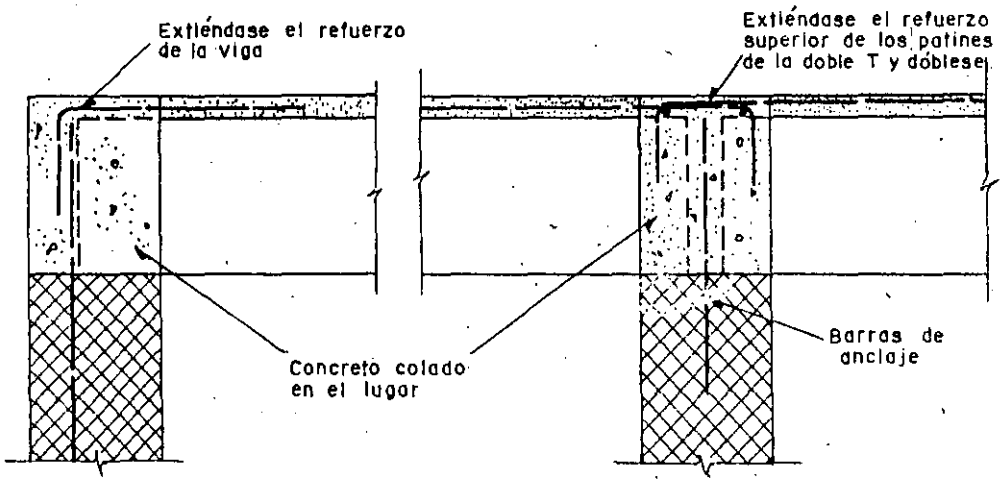
BW-6 CONEXION COLADA EN EL LUGAR, LOSAS PLANAS CON FIRME SUPERIOR EFECTIVO, CLAROS CONTINUOS

1. Pueden usarse los tipos de muros A, C, D o F.

2. Manténgase el apoyo dentro del núcleo central en los muros exteriores.

3. En los muros exteriores el acero de refuerzo en el firme superior de concreto deberá considerarse solamente como acero de amarre.

BW-7



BW-7 CONEXION COLADA EN EL LUGAR, VIGAS DOBLE T EN CLAROS CONTINUOS

1. Pueden usarse los tipos de muro A, C, D o F, recomendándose el tipo F cuando se desea una continuidad completa en los muros exteriores.

2. Los patines de las vigas deberán cortarse para permitir un espacio adecuado para la colocación del concreto.

3. Pueden usarse bloques de cerramiento extremo precolado como cimbra.

4. En los muros exteriores, suéldese la barra de anclaje al acero de refuerzo extendido.

5. El diseño de la conexión deberá satisfacer tanto el criterio de esfuerzos elásticos como el de resistencia última

6. Los requisitos de anclaje para el acero superior estarán de acuerdo con el Reglamento ACI 318.

7. Revísese en los apoyos la posibilidad de falla por compresión en la parte inferior de las nervaduras de la doble T. La precompresión de las nervaduras puede despreciarse en el cálculo de la capacidad para momento negativo.

BW-7 Continuación)

8. Para obtener una continuidad completa en el apoyo interior, la longitud de adherencia más el gancho deben proporcionar un anclaje adecuado, de acuerdo con el Reglamento ACI 318. Se recomienda doblar las barras superiores alrededor de una barra horizontal perpendicular a ellas.

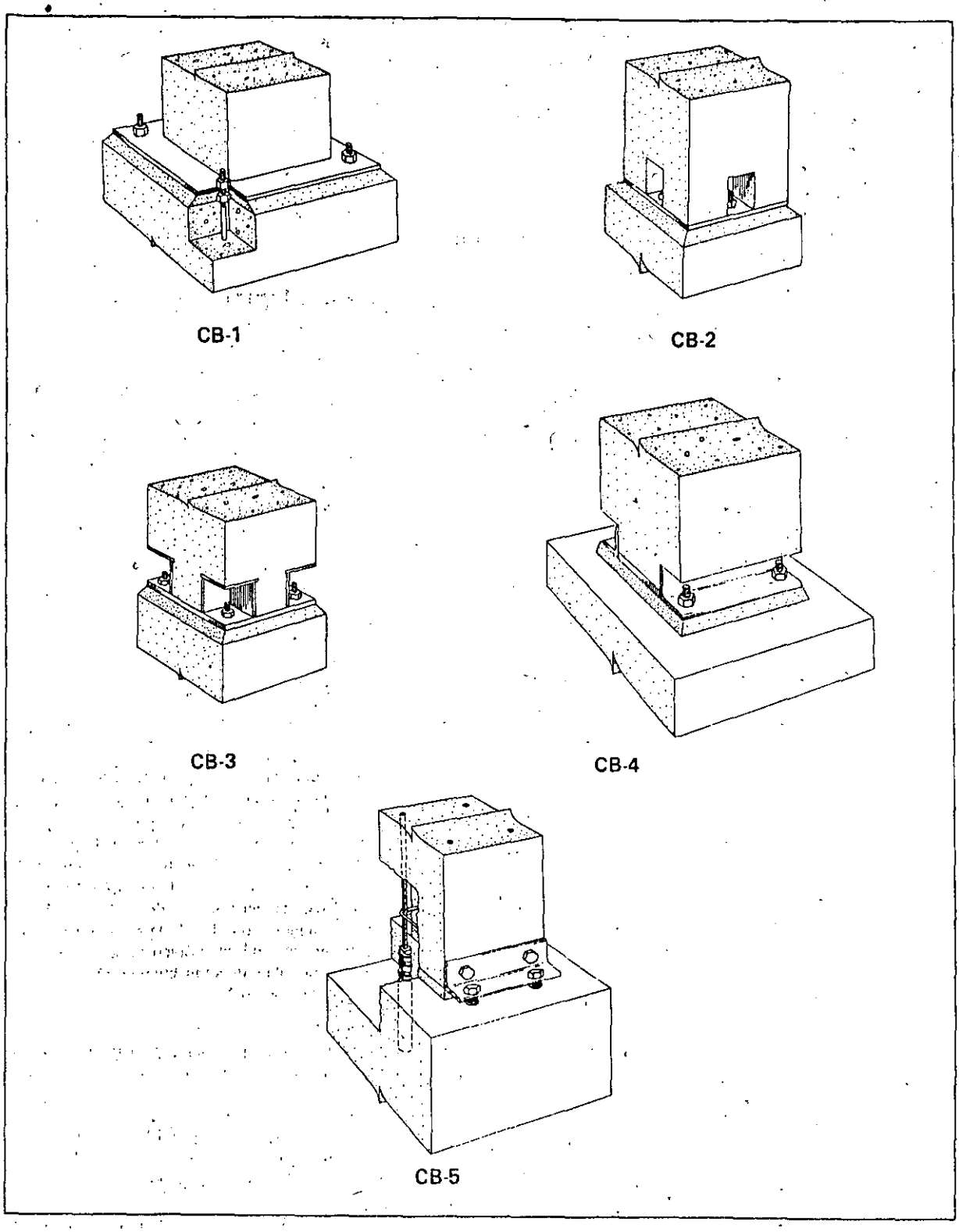


FIGURA 3-1. Conexiones típicas de base de columna

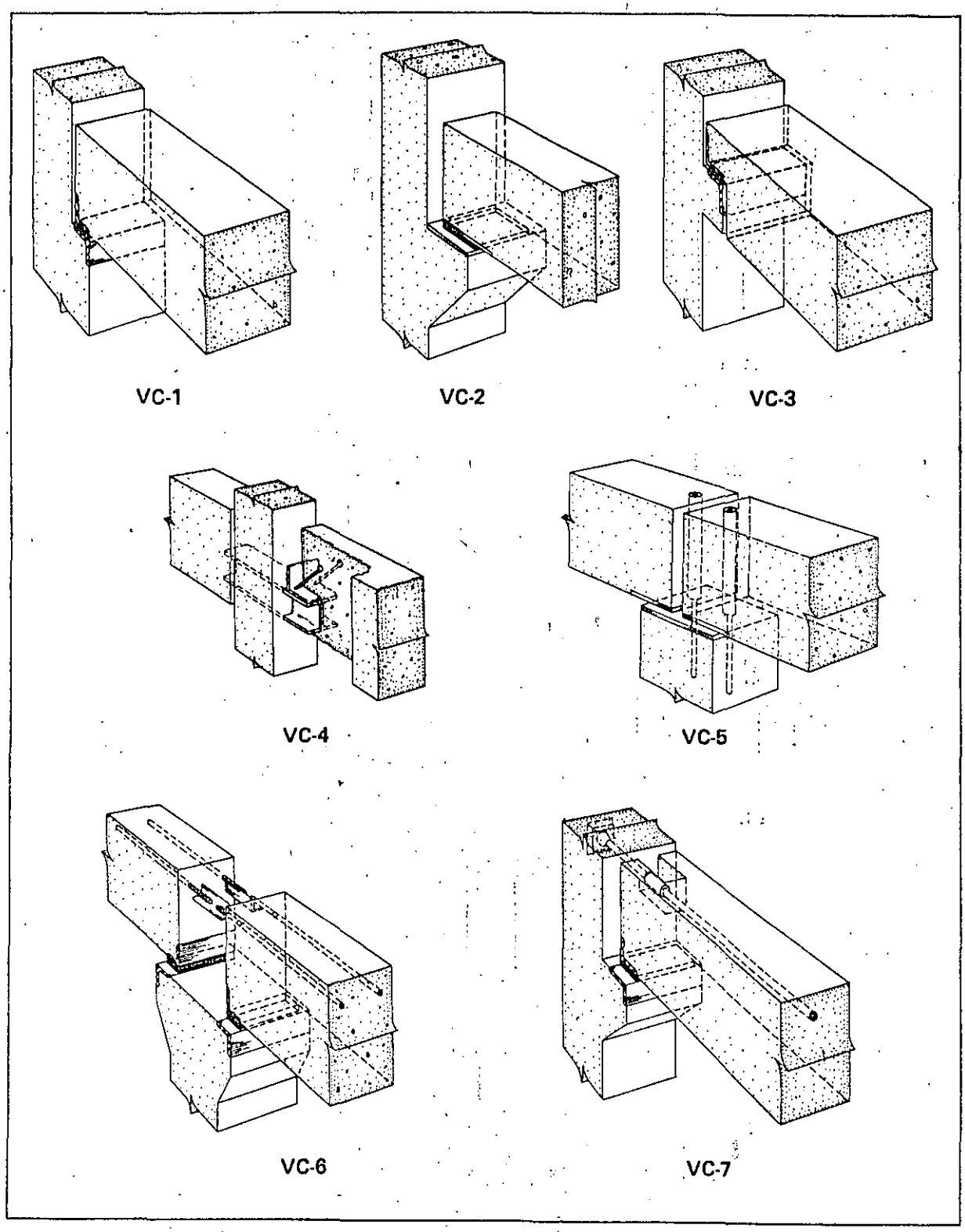


FIGURA 3-2. Conexiones típicas de viga a columna

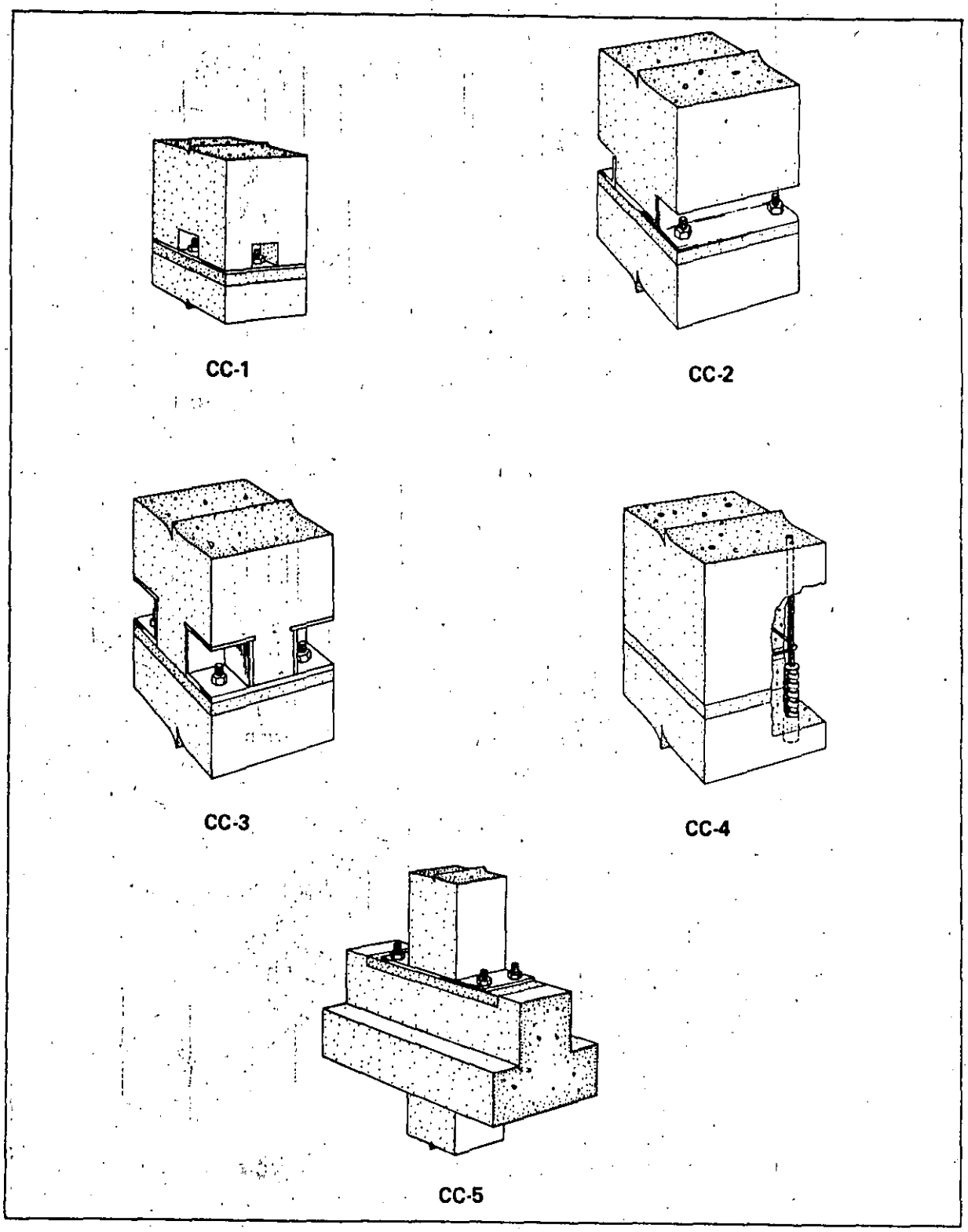


FIGURA 3-3. Uniones típicas de columna a columna

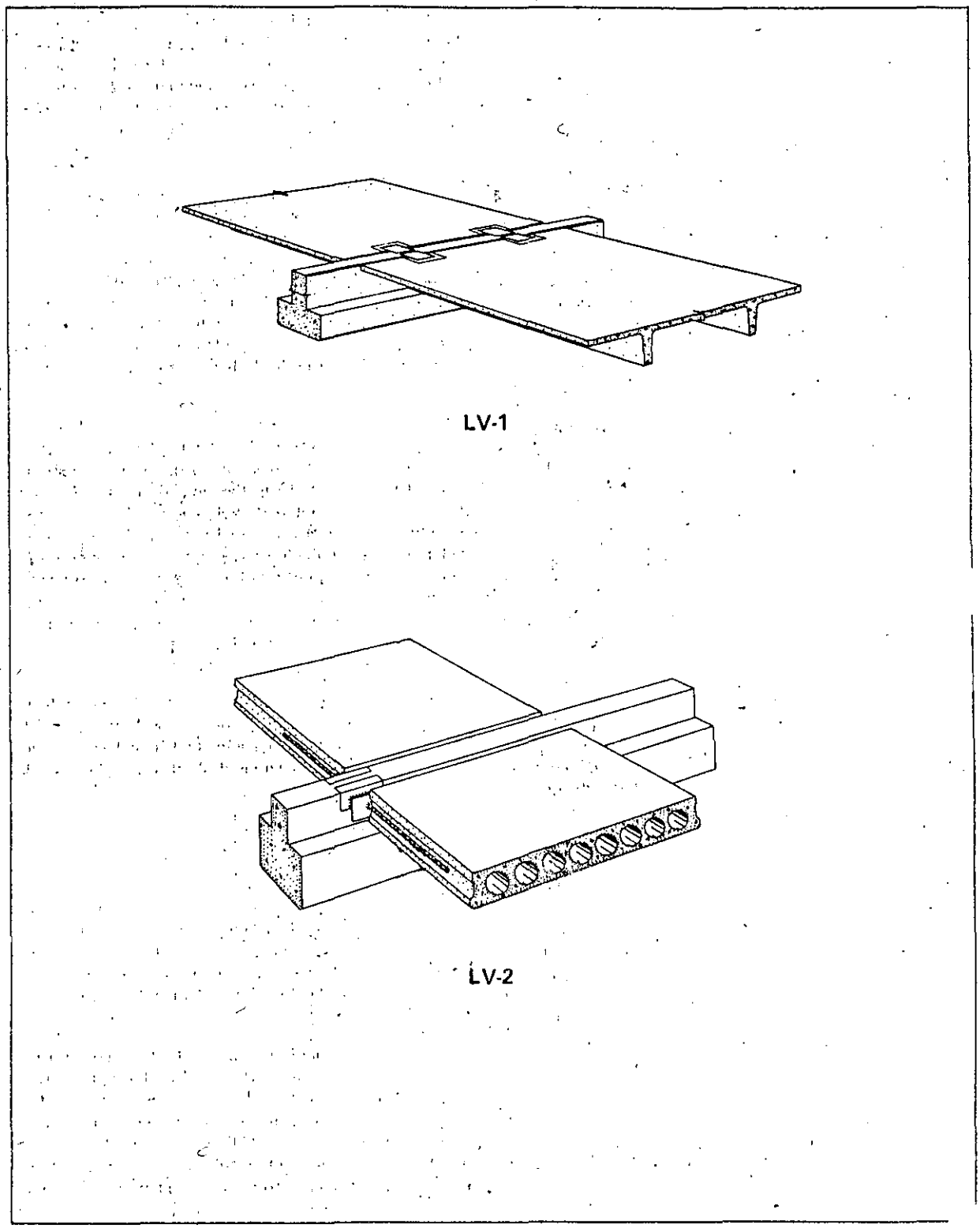


FIGURA 3-4. Conexiones típicas de losa a viga

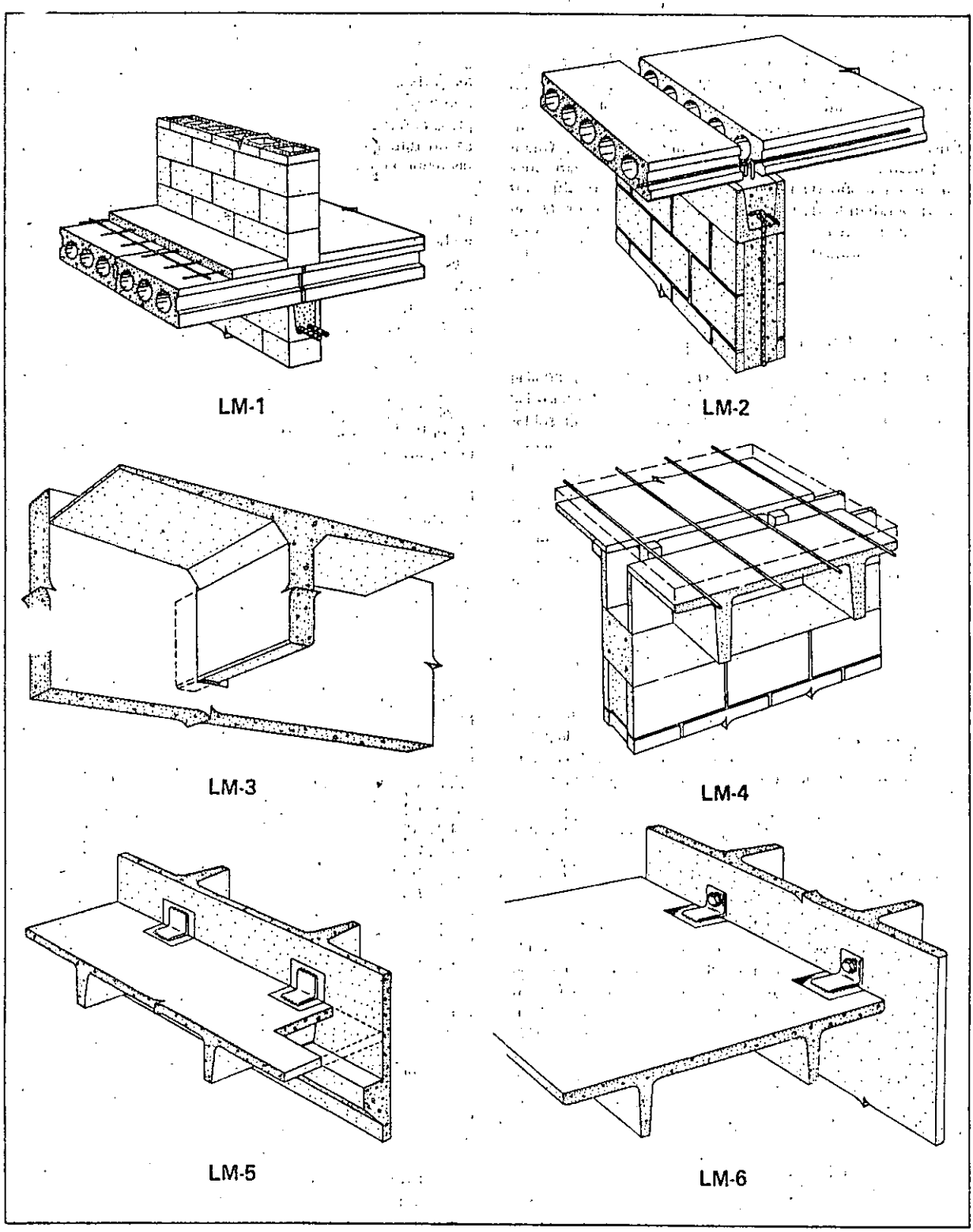


FIGURA 3-5. Conexiones típicas de losa a muro

III CONCRETO ARQUITECTONICO

1.3 VENTAJAS DEL HORMIGON ARQUITECTONICO

Para conseguir una máxima economía y una óptima calidad, el arquitecto debería considerar las ventajas de la construcción con estos elementos desde las primeras fases del diseño. La importancia de las aplicaciones funcionales, estructurales y mecánicas aconsejan esta especial atención.

Por conveniencia, las principales ventajas se han resumido seguidamente en forma esquemática

VENTAJAS DE DISEÑO

LIBERTAD DE DISEÑO.—Son posibles una extensa variedad de expresiones con soluciones normales que utilizan las técnicas de producción industrializada y dan como resultado edificios completamente individualizados.

CONTROL DE CALIDAD.—Los elementos se producen en fábricas según normas de calidad especificadas que pueden ser inspeccionadas antes de la instalación.

PLASTICA.—Son posibles la realización de formas y configuraciones ilimitadas y económicas.

VENTAJAS FUNCIONALES

CAPACIDAD ESTRUCTURAL.—Muros portantes y de soporte, o elementos que hacen de encofrado y que quedan como parte integral del edificio.

AISLAMIENTO EFICIENTE DEL EDIFICIO.—Protección frente a las condiciones climáticas.

AISLAMIENTO ACUSTICO.—Es posible un control efectivo y económico del ruido.

PROPIEDADES TERMICAS.—Los elementos de hormigón pueden diseñarse para conseguir la capacidad térmica necesaria mediante el uso de áridos especiales y/o la incorporación de diferentes materiales de aislamiento en el interior de los paneles o bien, adosados exteriormente.

DURABILIDAD.—Calidad superior frente a la intemperie.

BAJO MANTENIMIENTO.—Se consigue un servicio libre de problemas.

RESISTENCIA AL FUEGO.—Capacidad resistente al fuego inherente al material.

PROTECCION SOLAR.—Una reducción efectiva de las necesidades de aire acondicionado cuando se diseña apropiadamente para este propósito.

VENTAJAS DE LA CONSTRUCCION

INSTALACION ECONOMICA.—El tiempo de trabajo «in situ» es menor y el montaje es posible en cualquier situación atmosférica.

CERRAMIENTO RAPIDO.—Permite un acceso más rápido para los trabajos de acabado.

PROGRAMA DE TRABAJO.—Los problemas de solape decrecen desde el momento en que los subsistemas eléctricos, mecánicos, de fontanería y HVAC pueden integrarse en los elementos prefabricados.

AHORRO DE TIEMPO.—La prefabricación, combinada con el montaje rápido, ahorra un tiempo considerable durante toda la construcción.

BAJO NIVEL DE RUIDOS.—Importante en zonas donde el ruido excesivo deba ser evitado.

VENTAJAS ECONOMICAS

Las ventajas económicas del hormigón prefabricado están implícitas en la mayor parte de los grupos señalados arriba. Llegan a ser incluso más aparentes en cuanto las innovaciones de diseño y de instrumentación aumentan la productividad, y el montaje de muros completos ayuda a reducir el trabajo «in situ». La disminución de las operaciones «in situ» ayudarán a estabilizar el coste total del edificio terminado. Los costes de financiación se reducirán por el tiempo más corto de construcción.

La incidencia de estas ventajas aumentará cuando el hormigón arquitectónico sea utilizado más allá de las aplicaciones puramente decorativas o como muros de cerramiento. Tales usos adicionales se describen en el Capítulo 2.

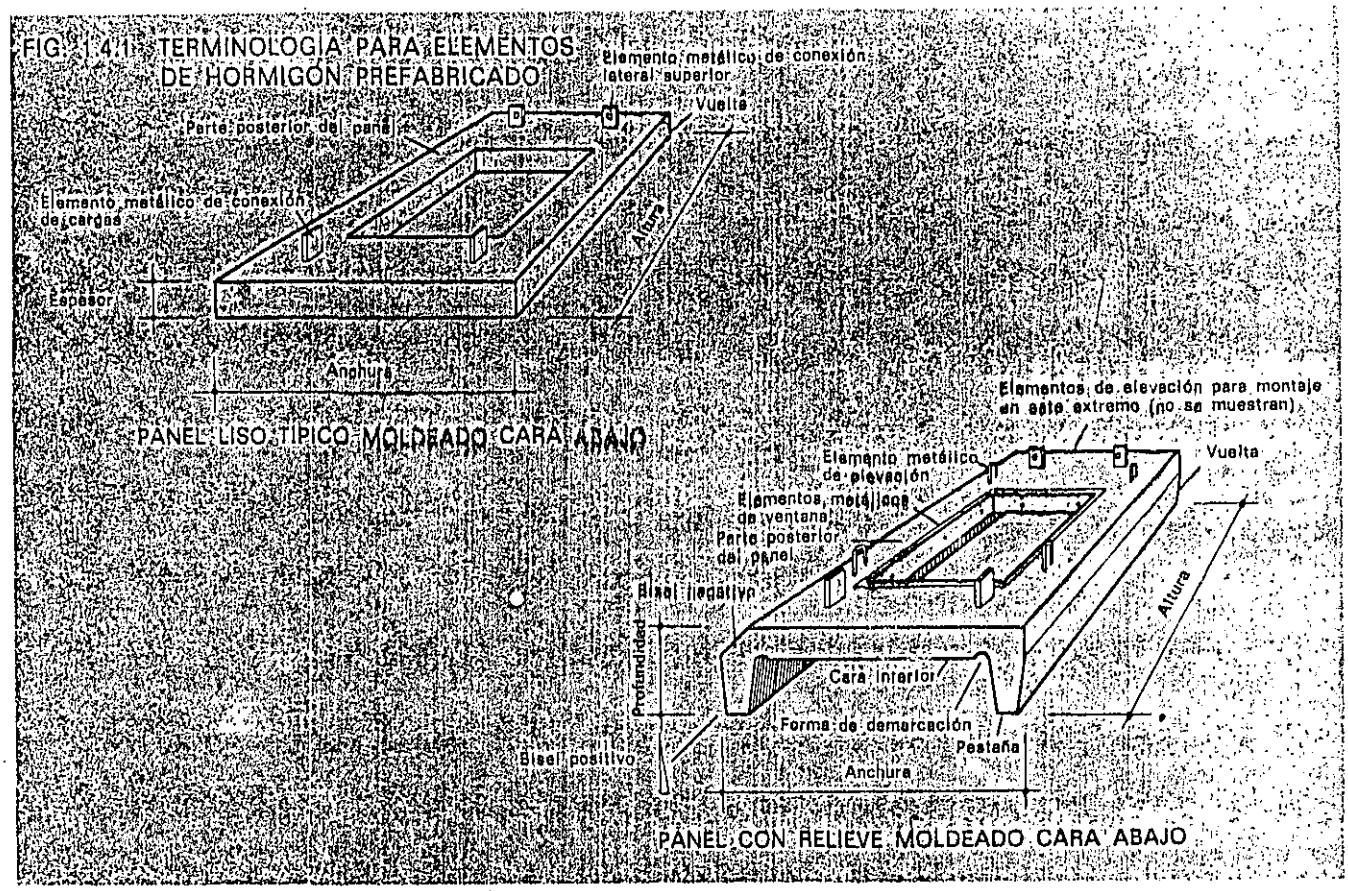


FIG. 1.4.1 TERMINOLOGIA PARA ELEMENTOS DE HORMIGON PREFABRICADO

1.4 DEFINICIONES

La figura 1.4.1 ilustra algunos de los términos utilizados en este manual. Otros se definen más abajo.

ADITIVO, material diferente del agua, áridos y cemento utilizado como componente del hormigón o de la lechada de cemento para darle características especiales. Normalmente se emplea en pequeñas cantidades.

ELEMENTO ADICIONAL DE ARRASTRE DE AIRE, material añadido al hormigón con el propósito de eliminar el aire para mejorar la durabilidad del hormigón cuando esté expuesto a un ciclo de heladas en presencia de humedad.

HORMIGON ARQUITECTONICO, elemento de hormigón prefabricado empleado como una parte del diseño arquitectónico, ya sea estructural o decorativo.

MEZCLA DE RELLENO es el hormigón que se emplea en un elemento como relleno aparte de una mezcla vista más cara.

ANTIADHERENTE, sustancia que se coloca en los moldes para evitar que el hormigón se adhiera.

CONECTADORES, elementos para la unión de las unidades prefabricadas entre sí o a la estructura del edificio.

FLUENCIA PLASTICA es la deformación en el tiempo del acero o del hormigón bajo cargas mantenidas.

JUNTAS FRIAS son juntas necesarias para las condiciones de moldeo, pero diseñadas y ejecutadas para permitir a los componentes separados tener aspecto y funcionar como una unidad homogénea.

ELEMENTOS DE CERRAMIENTO, elementos exteriores autoportantes que no soportan más acción que la del viento.

BISEL (ver Fig. 1.4.1).

HORMIGON DE ARIDO VISTO es un hormigón que mediante un tratamiento superficial hace resaltar los áridos de un paramento. Se definen los diferentes grados de exposición del árido tal como siguen:

Exposición ligera. Cuando tan sólo se elimina la lámina superficial de cemento y arena, justo lo suficiente para exponer los bordes de los áridos gruesos más superficiales.

Exposición media. Cuando una eliminación posterior del cemento y la arena hace que los áridos gruesos parezcan a la vista aproximadamente en igual proporción que la superficie lisa.

Exposición profunda. Cuando el cemento y los áridos finos se han quitado de la superficie de tal forma que los áridos gruesos forman la mayor parte del paramento.

MEZCLA VISTA es el hormigón de la cara vista de un elemento, se utiliza por razones específicas de aspecto.

JUNTA FALSA es la que se marca en la parte vista de un elemento prefabricado; se utiliza por razones estéticas o de intemperie y normalmente simulan una junta real.

HORMIGON DE GRANULOMETRIA DISCONTINUA, dosificación con uno o varios tamaños normales de árido eliminados y/o con una mayor concentración de ciertos tamaños de árido fuera de los límites de graduación normalizados. Se utiliza para obtener un acabado específico de árido visto.

ELEMENTO METALICO es un término múltiple aplicado a elementos utilizados en la unión de unidades prefabricadas para unir o acomodar equipos o materiales adyacentes. Los elementos metálicos están divididos en tres categorías:

Elementos metálicos de la contrata. Son elementos para ser colocados sobre o dentro de la estructura para recibir las unidades de hormigón prefabricado; por ejemplo: anclajes, pernos, ángulos, o placas de anclaje. Estos elementos suelen marcarse con una «C» en los planos de trabajo y de taller.

Elementos metálicos de producción. Son elementos para ser embebidos en las unidades de hormigón, ya sea para uniones o instalaciones del elemento como para otros usos: mecánicos, de fontanería, de acristalado, distintos tipos de hierros, albañilería, o para techados. Estos elementos suelen marcarse con una «P» en los planos de trabajo y de taller.

Elementos metálicos de montaje. Todos los elementos metálicos no definidos, necesarios para la instalación de las unidades de hormigón armado. Estos elementos suelen marcarse con una «E» en los planos de trabajo y de taller (*).

ELEMENTOS PORTANTES son aquellos elementos prefabricados que forman parte integral de la estructura del edificio y que son esenciales para su estabilidad.

MOLDE PATRON, molde que permite un número máximo de usos por proyecto. Los elementos realizados en tales moldes no necesariamente son idénticos, ya que pueden conseguirse cambios en los elementos simplemente con modificaciones previas del molde.

MATRIZ, parte del hormigón que contiene tan sólo cemento y áridos finos.

CALIDAD OPTIMA, nivel de calidad, en términos de aspecto, resistencia y durabilidad, apropiado para un producto específico, su aplicación particular y sus necesidades de funcionamiento. Estimaciones reales del coste de producción dentro de las tolerancias establecidas son factores que deben considerarse al determinar este nivel.

(*) N. del T.: hemos respetado las letras «C», «P» y «E» por corresponderse con las iniciales de las correspondientes palabras inglesas: contractor, plant y erection.

HORMIGON PRETENSADO es el hormigón en el que se han introducido tensiones internas permanentes mediante esfuerzos causados por acero en tensión. Esto puede conseguirse por:

Postensado. Es el método en el que los cables se ponen en tensión después de haber fraguado el hormigón.

O por:

Preestirado. Es el método de pretensado en el que los cables se ponen en tensión antes de hormigonar.

CONSULTOR PRINCIPAL, arquitecto, ingeniero u otro profesional responsable del diseño del edificio o estructura del cual formarán parte los elementos prefabricados.

PANEL SANDWICH, panel consistente en dos capas de hormigón, completa o parcialmente separadas por una de aislamiento.

SELLANTES, materiales utilizados para sellar juntas entre elementos de hormigón prefabricado y entre tales elementos y materiales adyacentes.

RECUBRIMIENTOS SELLANTES O DE PROTECCION, materiales utilizados para recubrir elementos de hormigón con el propósito de mejorar la resistencia a la penetración del agua o contra los elementos atmosféricos.

REPLANTEO, es el proceso de preparar los moldes incluyendo la colocación de materiales (armaduras y elementos metálicos) antes del vertido del hormigón.

PLANOS DE TALLER, son todos los preparados por el fabricante de elementos. Normalmente se dividen en:

Planos de montaje. Los utilizados para definir la colocación de uniones, tratamiento de juntas, e interconexiones con otros materiales de todos los elementos prefabricados en un proyecto dado. También se muestran instrucciones especiales de manipulación y de información para otras industrias y para el contratista general.

Planos de colocación de anclajes. Dan la colocación de todos los elementos metálicos de anclaje de los elementos o de unión al edificio o a la estructura.

Planos de producción. Planos de detalles necesarios para la producción de los elementos de hormigón prefabricado. Tales planos pueden ser del molde, del proceso de moldeo, o de armaduras y elementos metálicos, y deberían incluir detalles de todos los materiales utilizados en los elementos prefabricados terminados.

CONTRACCION, cambio en volumen de las unidades prefabricadas que normalmente ocurre durante el fraguado del hormigón.

EDIFICACION INDUSTRIALIZADA es esencialmente la combinación ordenada de «partes» dentro de

un «todo», tales como subsistemas, o del edificio completo. Las edificaciones industrializadas hacen un uso completo de la producción, transporte y montaje industrializados.

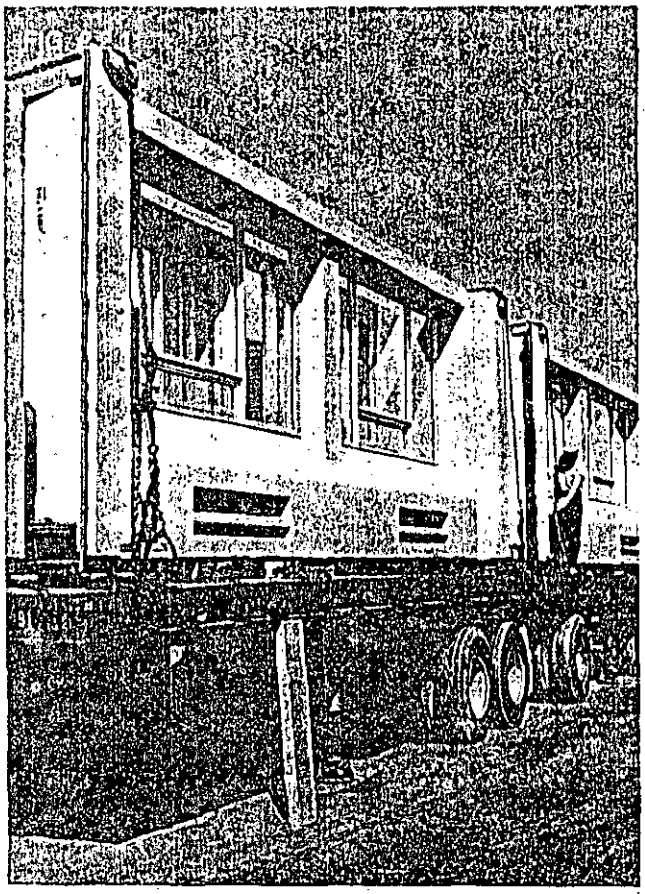
MOVIMIENTOS TERMICOS, cambios volumétricos en los elementos prefabricados producidos por variaciones de temperatura.

TOLERANCIAS son las variaciones específicamente permitidas de los requisitos establecidos tales como dimensiones, resistencia, y eliminación de aire.

INSTRUMENTACION se refiere a la mayor parte de los procesos de fabricación y servicios previos a las operaciones de moldeo.

RESISTENCIA A LOS FENOMENOS ATMOSFERICOS, proceso de protección de todas las juntas y aberturas a la penetración de la humedad y del viento.

SELLADO ATMOSFERICO, proceso de tratamiento de superficies exteriores para mejorar las propiedades contra los fenómenos atmosféricos.



Cuando los huecos de ventanas estén completamente contenidos dentro del panel prefabricado, la capacidad estructural del hormigón deberá utilizarse para reducir las necesidades de cercos de ventana. Por ejemplo, al haber absorbido los paneles prefabricados las cargas aplicadas en los goznes por ventanas con pivotes en un edificio reciente de oficinas, el ahorro de cercos ascendió al 5 por 100 del coste global de los muros. Para el acristalamiento de ventanas fijas directamente al panel de hormigón, véase la sección 4.9.1.

2.3 PANELES PREFABRICADOS UTILIZADOS COMO MUROS CORTINA

El término «elementos prefabricados de muro cortina» se utiliza en este manual para identificar a los elementos que no soportan más cargas que las del viento. Estos elementos, pueden suprimirse del muro individualmente sin afectar a la estabilidad de los otros ni a la de la estructura. Para los fines de este texto, los elementos de muro-cortina no se extienden en altura más allá de la dimensión típica de suelo a techo y están normalmente limitados en anchura a menos de la anchura de vanos de la estructura.

El uso de elementos de muro cortina en hormigón prefabricado ha sido, hasta hace poco, la aplicación más corriente del hormigón arquitectónico.

El nivel de repetición y la elección de tamaño, forma y acabado, con las consideraciones mayores de diseño y de coste para tales elementos. La economía de los elementos murales de recubrimiento en hormigón prefabricado se consigue prestando gran atención a los detalles de los elementos prefabricados. Este es un requisito básico de toda prefabricación, pero en particular es así para los elementos que funcionan tan sólo como cerramientos.

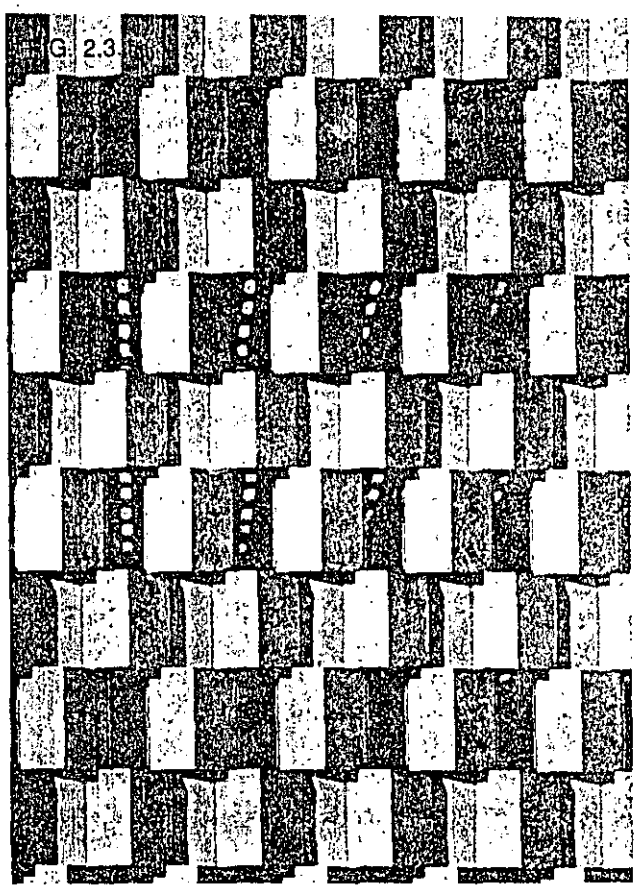
Ejemplos de paneles de cerramiento y hormigón prefabricado se pueden ver en las figuras 2.3.1 y 2.3.2.

2.4 PANELES PREFABRICADOS UTILIZADOS COMO ELEMENTOS DE FACHADA PORTANTES

El uso de elementos exteriores portantes es frecuentemente la aplicación más económica del hormigón arquitectónico. Para aprovechar todas las posibilidades de tal uso, el ingeniero estructural debería estar involucrado en el proyecto desde el inicio.

Los elementos de fachada portantes son prácticos si cumplen una o varias de las tres condiciones siguientes:

1. Capacidad estructural inherente a los elementos debida a su configuración.
2. Esquema estructural efectivo del edificio.
3. Edificios con un núcleo estructural.



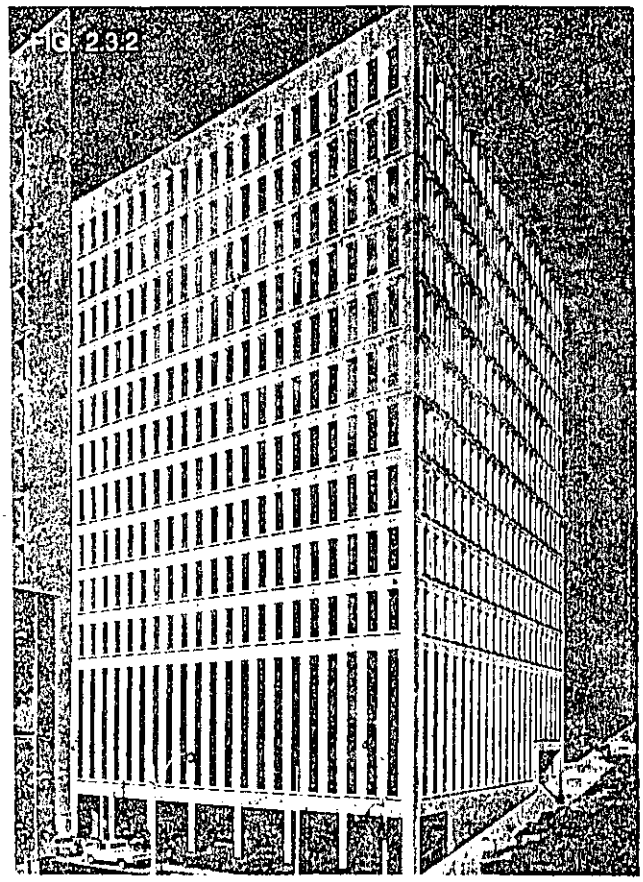


FIG. 2.3.2

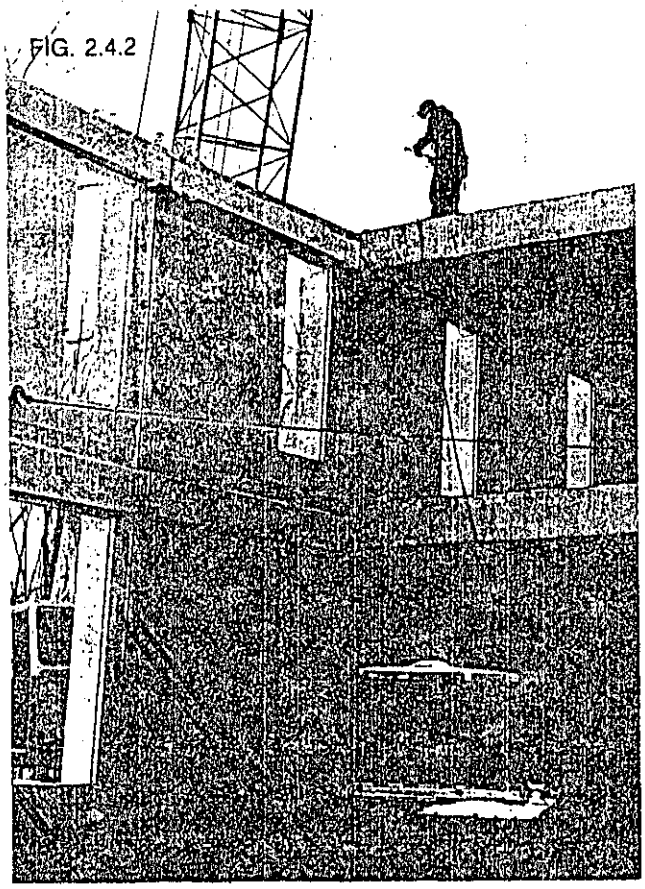


FIG. 2.4.2

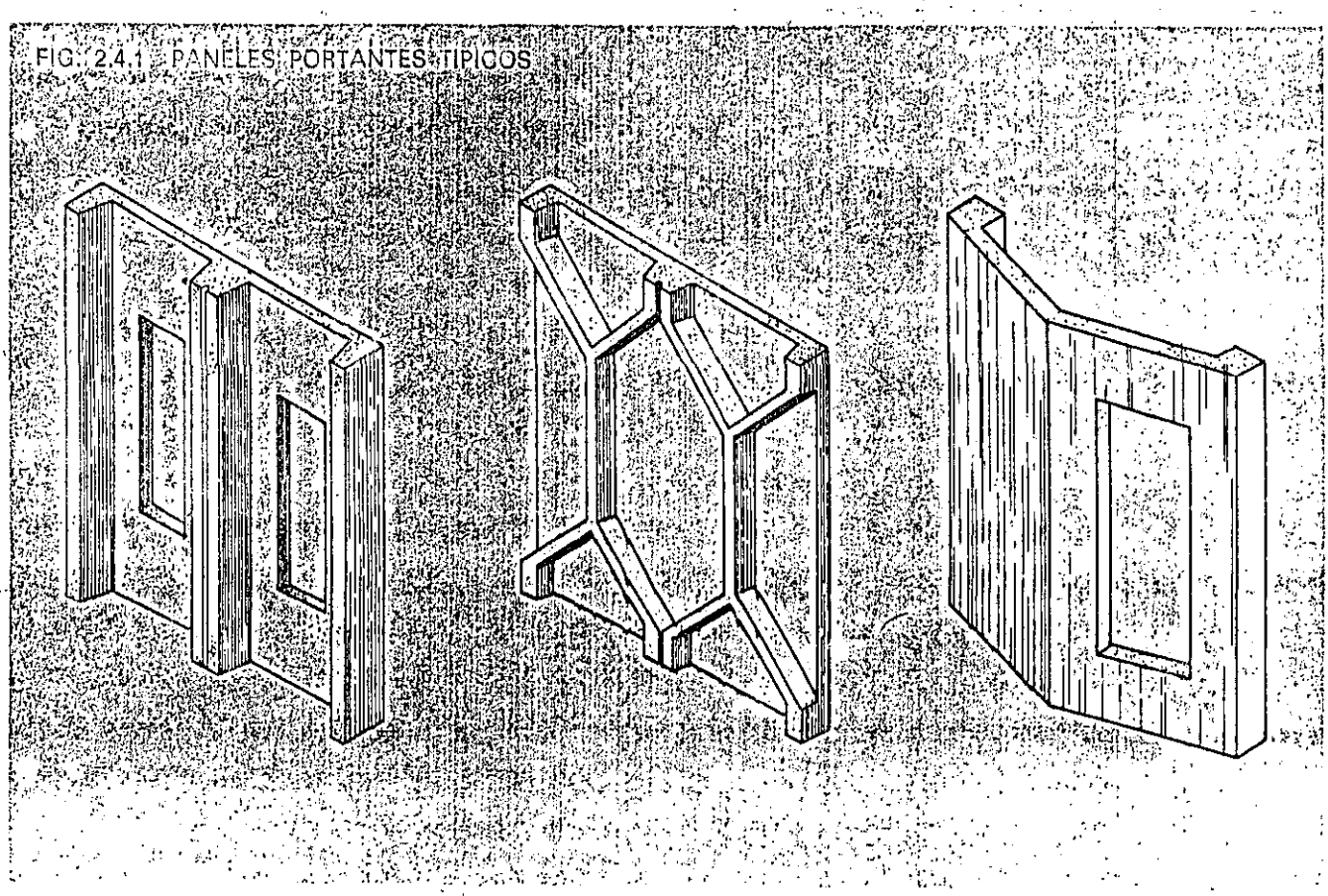


FIG. 2.4.1 PANELES PORTANTES TIPICOS

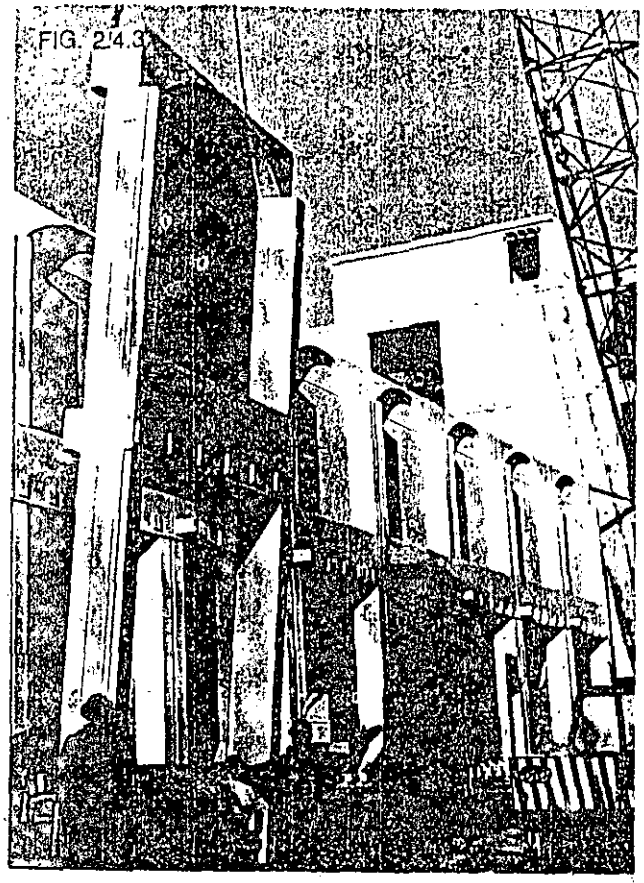


FIG. 2.4.3

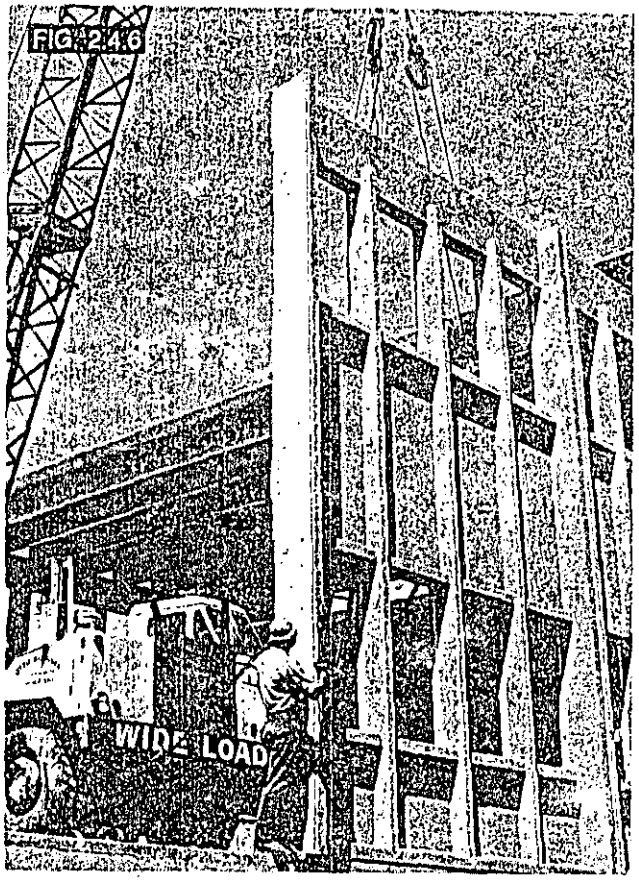


FIG. 2.4.6

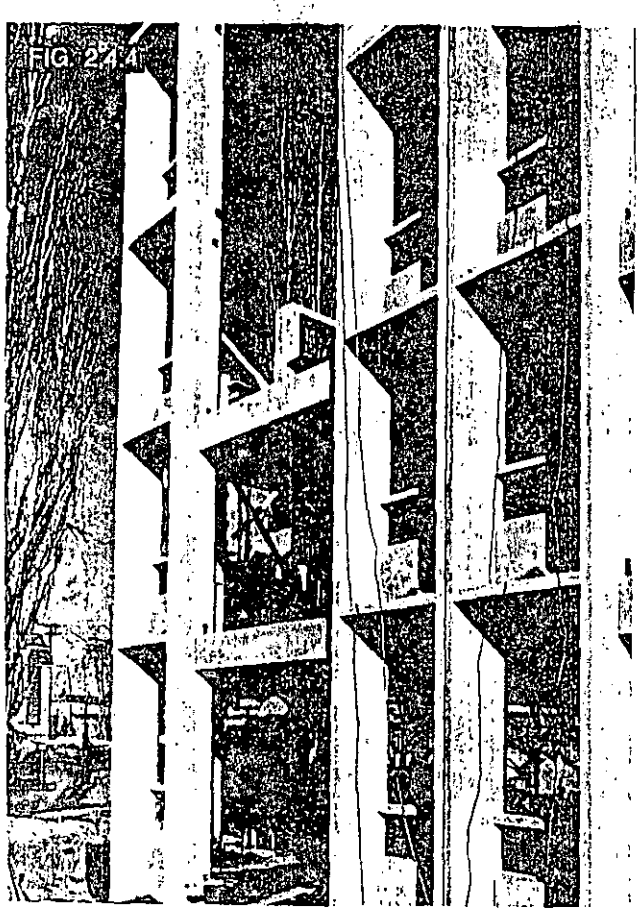


FIG. 2.4.4

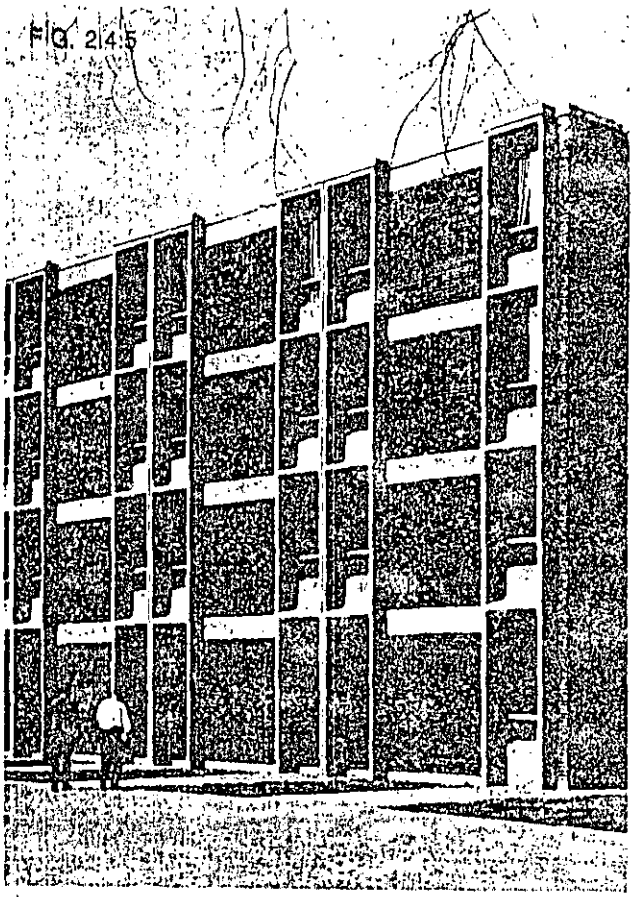


FIG. 2.4.5

Estas condiciones no eliminan otras situaciones en las que los paneles de fachada portantes pueden ser utilizados. Cuando se da alguna de estas condiciones, sin embargo, la utilización de los paneles como componentes estructurales debería ser la primera consideración.

Cada una de las tres condiciones será discutida en detalle.

1. **La configuración estructural de las unidades puede capacitarlas para soportar cargas verticales con un ligero aumento de la cuantía de armaduras** (véase Fig. 2.4.1).

   Por ejemplo, los elementos prefabricados pueden tener resaltes o prolongaciones que pueden servir como elementos de columna para el muro. En otros casos, el espesor de los paneles lisos, incluyendo los tipo sandwich, puede ser suficiente para un uso resistente.

   La eliminación de sistemas estructurales separados (pilares y jácenas) de los muros exteriores dará a menudo como resultado mayores ahorros que lo que pudiera ser el coste del aumento de armadura y de los materiales de unión necesarios para los elementos portantes.

   El aumento de espacio gracias a la eliminación de pilares puede ser sustancial.

   Los edificios con paneles portantes de 2 y 4 pisos de altura pueden verse en las figuras 2.4.2 a 2.4.5. Los dos proyectos utilizaron placas del forjado y de cubierta prefabricadas de

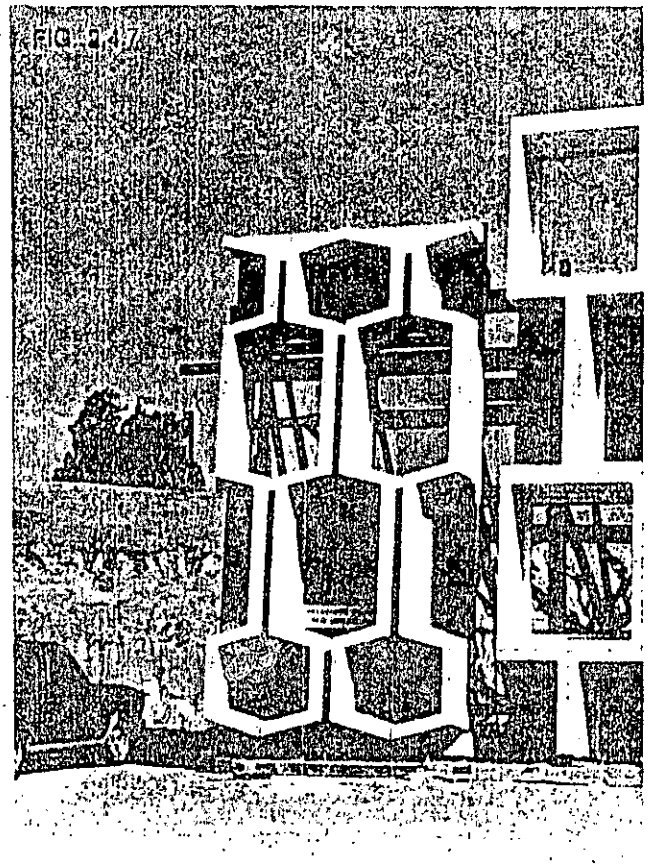


FIG. 2.4.7

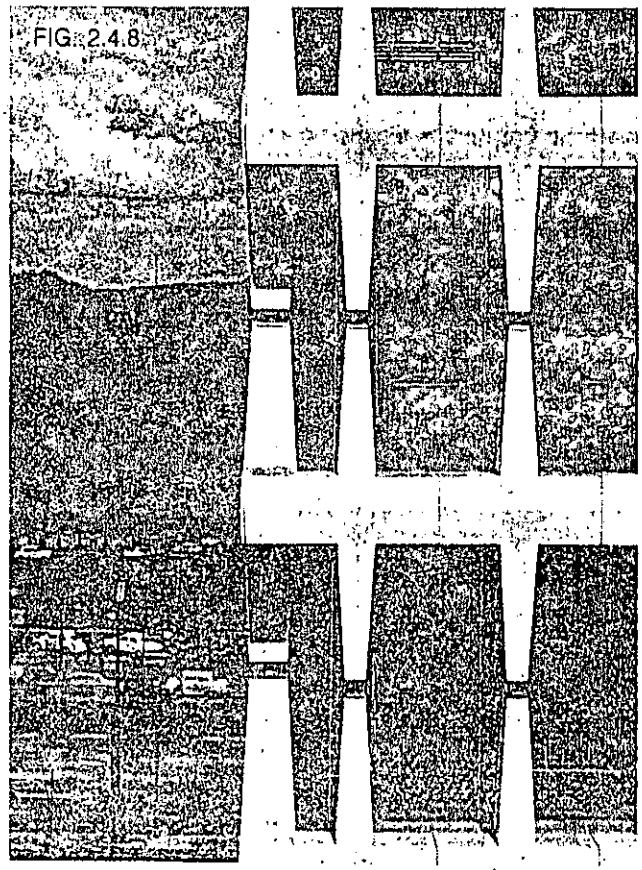


FIG. 2.4.8

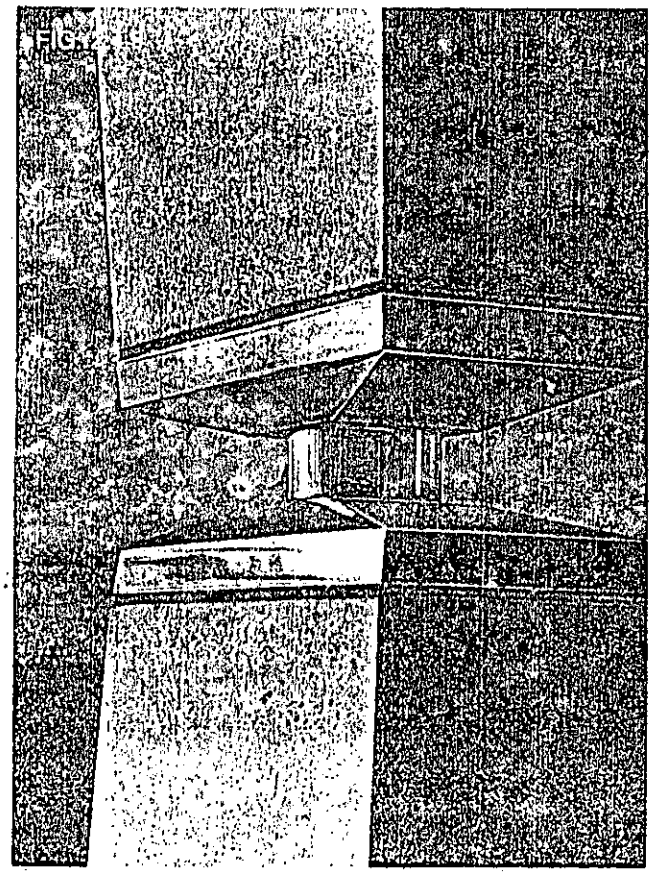


FIG.

FIG. 2.4.10 PLANTAS DE EDIFICIOS PARA APLICACION SIMPLE DE PANELES PORTANTES

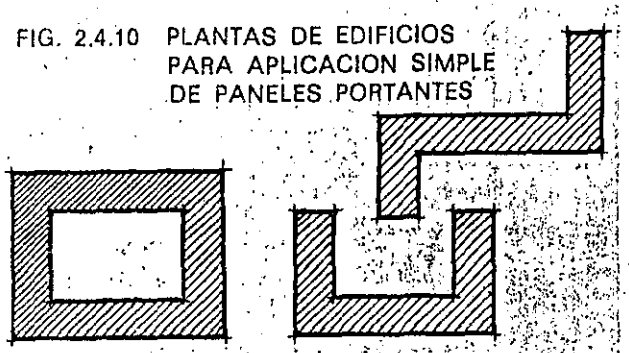
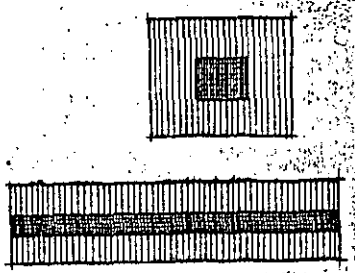


FIG. 2.4.11 EDIFICIOS CON NUCLEO ESTRUCTURAL



diseño normal, de anchuras tales que se unieran los paneles de fachada y módulos de edificación (9 pies 6 pulgadas) (2,9 m) y 5 pies (1,52 m) respectivamente.

La figura 2.4.6 muestra un edificio comercial en el que se utilizan placas de forjado y de cubierta pretensadas, con los paneles portantes diseñados en anchuras que se ajustarán al módulo normalizado de las placas. El Manual de Diseño para Hormigón Prefabricado y Pretensado del P.C.I. (*) presenta una lista de anchuras normalizadas y otras informaciones relativas a tales placas.

En la figura 2.4.7 se pueden ver paneles portantes sin una sección de pilares reconocible, pero con nervaduras irregulares suficientemente resistentes para permitir a los paneles el soportar cargas de forjado y de cubiertas. Puede también verse la figura 4.6.6.

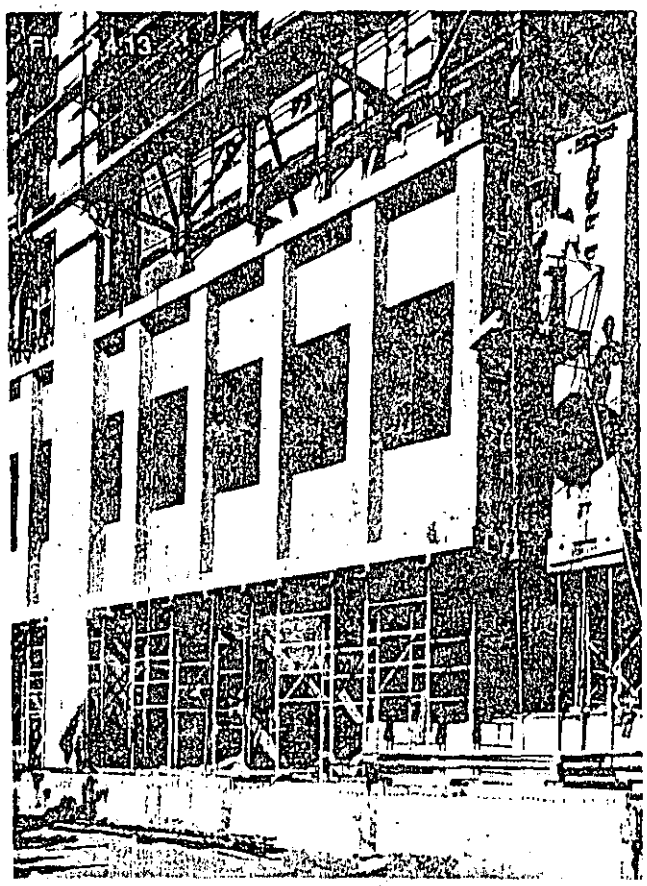
El marco exterior estructural puede tener elementos arquitectónicos fácilmente reconocibles como pilares y jácenas. La figura 2.4.8 ilustra una solución muy cuidada de este tipo. Los elementos prefabricados en forma de cruz se produjeron con tolerancias de más o menos 1/16 de pulgada (∓ 1,58 mm) y dieron como resultado una configuración arquitectónica única en la unión entre pilares (Fig. 2.4.9).

(*) P.C.I. Desingn Handbook for Precast and Prestessed Concrete.

2. Esquemas estructurales efectivos de edificios se ilustran en la figura 2.4.10. Tales formas de edificación facilitan la distribución de fuerzas laterales del viento y de esfuerzos sísmicos. Los forjados, prefabricados o no, actúan como láminas, distribuyendo las fuerzas laterales de tal modo que disminuyen las cargas sobre los elementos individuales y las uniones.
3. Se puede diseñar edificios con un núcleo rigidizador para absorber acciones laterales y llevarlas a la cimentación (véase la Fig. 2.4.11). El núcleo permite que las uniones entre paneles prefabricados y placas de forjado, prefabricadas o no, sean simples uniones con pasador o con perno. Esto evita uniones rígidas más costosas para los elementos prefabricados. La sección 2.10 describe tal caso en detalle.

La importancia de las condiciones 2 y 3 disminuye a medida que aumenta la intensidad de las fuerzas laterales. Muchos edificios con otras formas pueden utilizar paneles portantes en zonas sísmicas 0 y 1 y fuera de zonas de viento extremo.

Al extender los paneles portantes verticalmente, los detalles de unión complejos disminuyen, y consecuentemente las ventajas económicas de los paneles murales portantes se incrementan. Existen actualmente muchos ejemplos de paneles simples continuos a lo largo de 4 pisos (véanse las secciones 3.3.8 y 3.7 para las consideraciones de manipulación y montaje).



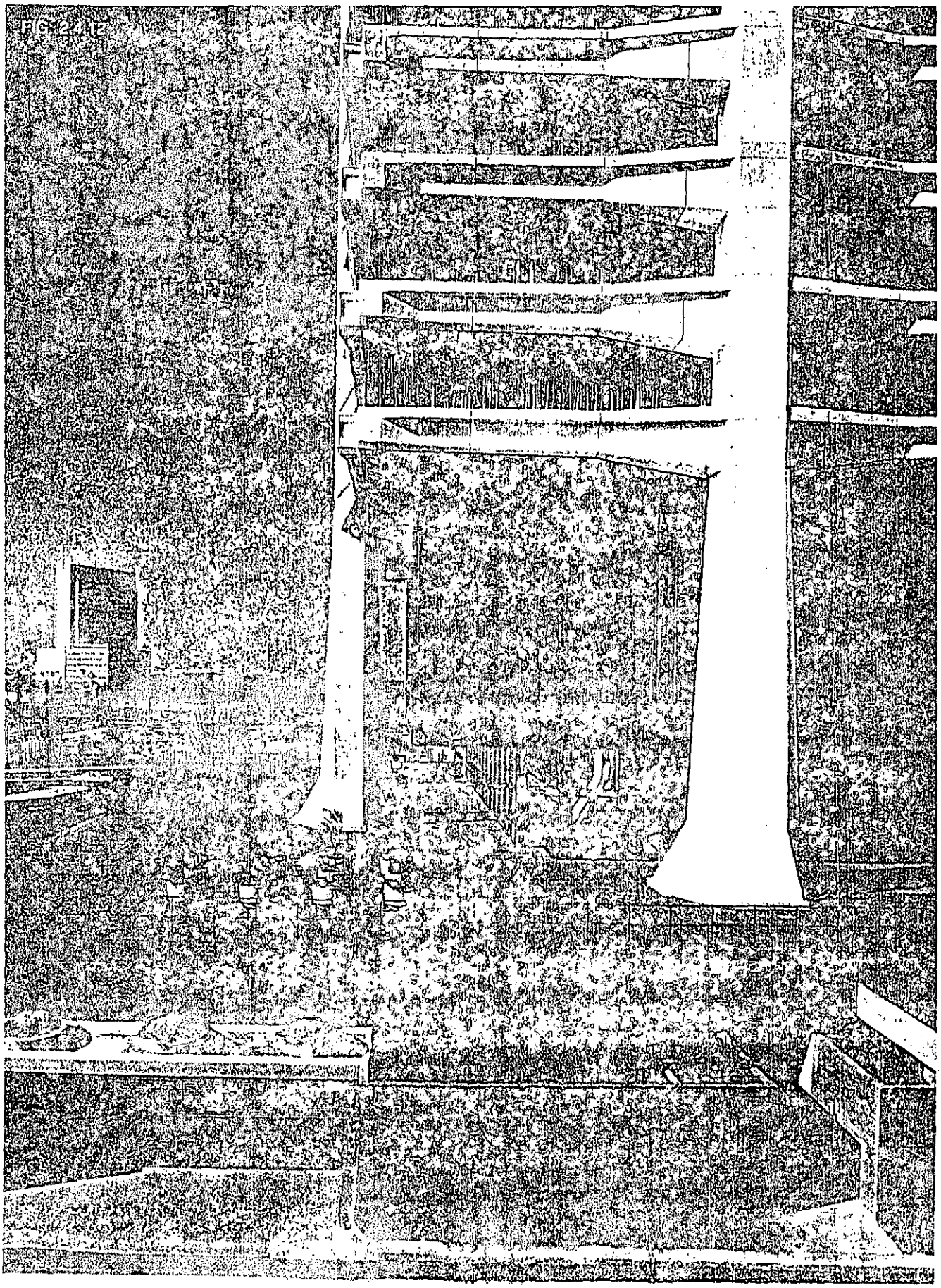


FIG 2.1E

Otra aplicación de los paneles portantes de hormigón prefabricado es la construcción segmentada de elementos de fachada y de esqueleto resistente unidos por postensado para crear grandes unidades estructurales. Este uso es todavía singular pero indudablemente será sometido a una investigación posterior en el futuro como medio de conseguir grandes interiores diáfanos combinados con sólo unos pocos pilares exteriores. La figura 2.4.12 muestra tales estructuras segmentadas prefabricadas mientras que en la figura 2.4.13 se ve un muro segmentado prefabricado. En ambos casos los elementos prefabricados tienen un excelente acabado de árido visto. El postensado de las uniones fue ejecutado «in situ».

El concepto de diseñar edificios utilizando un análisis laminar de esfuerzos en el hormigón prefabricado, similar al que se realiza para el cálculo de los fuselajes de avión, puede llegar a ser una realidad en el futuro. Cuando se combina con el diseño dinámico de muros ofrece grandes posibilidades.

2.5 ELEMENTOS DE MUROS AUTOPORTANTES

Los elementos de hormigón prefabricado se llaman de muros autoportantes cuando soportan una parte del muro, pero no aguantan cargas de los forjados ni de las cubiertas.

Tales unidades pueden estar «apiladas» para soportar el muro por encima de ellas hasta el nivel de la cubierta o en cualquier porción de su altura (véase la Fig. 2.5.1). Estos elementos están normalmente diseñados de tal manera que su dimensión mayor es la vertical. Pueden ser de gran esbeltez y soportar una considerable altura de muros si se puede anclar a la estructura asegurando la estabilidad lateral.

Dentro de esta categoría se incluyen los elementos de una pieza de varios pisos de altura (Figura 2.5.2). El peso de estos elementos no debería ser soportado por más de un forjado. Las técnicas de acoplamiento para lograr que una distribución parcial de cargas predeterminada se distribuya entre varios forjados no son económicamente aceptables. Se ha visto que soportar elementos adyecentes en pisos alternados es poco práctico. La práctica recomienda que se diseñe un forajdo determinado para soportar la carga de todos los elementos prefabricados que estén por encima del mismo. Estas consideraciones se ilustran en la figura 2.5.3.

Los elementos autoportantes pueden responder a una consideración particular de diseño para estructuras en las que los pilares exteriores se asientan en los bordes de la placa de forjado. Esto se puede ver en la figura 2.5.4.

Un forjado en ménsula sufrirá una cierta deformación al cabo de algún tiempo debido al peso de los elementos autoportantes. La curva deformación-tiempo es difícil de predecir con suficiente seguridad con el fin de compensar esta deformación con la alineación de los elementos en su montaje. Las uniones de elementos pueden, por tanto, ser ajustables para corregir la alineación posterior. El llegar a la deformación definitiva puede ser cuestión de semanas y puede por consiguiente, retrasar las operaciones siguientes tal como la instalación de ventanas, aislamientos o acabados interiores. El utilizar elementos apilados para estas condiciones es una respuesta del proyectista a estos condicionantes.

Los elementos prefabricados diseñados para soportar su propio peso en una anchura considerable también se consideran elementos autoportantes. Esta anchura puede ser igual a la distancia entre pilares para la pared exterior o a varios de ellos. Cuando tales elementos están muy cerca de los pilares, las vigas de borde pueden eliminarse o si se necesitan por otras razones estructurales pueden conseguirse ahorros en tamaños y/o armaduras. Debido a limitaciones de tamaño o de peso, tales elementos se fabrican normalmente de una altura de planta de tal modo que la anchura se convierte en la dimensión mayor. Tal elemento se representa en detalle en la figura 2.5.5; ilustrando la figura 2.5.6 la vista general de la fachada correspondiente.

Cuando los elementos de muros autoportantes se extienden de pilar a pilar se responde a otra importante consideración general del diseño de muros. El uso de tales elementos reducirá la deformación de las vigas de borde causada por el peso de los elementos. Cuando varios elementos se soportan con una viga, la deformación extrema puede crear juntas de lados inclinados y el posible contacto de los elementos en su parte superior. Abarcar la distancia entre pilares con un sólo elemento equivale a una «viga» rígida y por consiguiente presenta una deformación mucho menor. Almacenando y sosteniendo tales elementos de forma parecida a su posición definitiva en el muro, cualquier deformación del elemento habrá tenido lugar antes de su instalación (véase la Fig. 2.5.7).

Para aprovechar al máximo las ventajas de los elementos portantes y autoportantes de fachada parece conveniente que la decisión sobre sus funciones se haga antes de que el diseño estructural haya alcanzado una fase en la que las revisiones resulten costosas.

2.6 PANELES DE FACHADA PREFABRICADOS UTILIZADOS COMO ENCOFRADO

Ocasionalmente, paneles de fachada prefabricados se utilizan como encofrado para exteriores cuando tal aplicación combina ventajas económicas y estructurales con necesidades especiales relativas a su aspecto.

Dos ejemplos de esto se ven en las figuras 2.6.1 y 2.6.2. La primera es una torre de apartamentos de 33 pisos. La segunda es un edificio para un ayuntamiento con dos torres de 21 y 27 pisos de alto. La figura 2.6.3 muestra la colocación del panel prefabricado y la pared de hormigón moldeado «in situ»

y adosada, con hierros de anclaje para el siguiente piso.

Para este concepto de diseño se necesitan suposiciones realistas con respecto a las técnicas de construcción. Se debe determinar cómo y dónde serán soportados los paneles prefabricados durante el hormigonado «in situ» con el fin de diseñar las armaduras dentro de los paneles. Los mejores resultados con esta técnica se conseguirán cuando arquitecto, ingeniero, fabricante y contratista general tengan la oportunidad de desarrollar tal proyecto conjuntamente desde la fase de diseño. Esta técnica puede facilitar un método económico para construir paredes huecas, como en el caso de los ejemplos anteriores. En estos casos, se diseña un aislamiento rígido pegado a una regleta fina acanalada de metal para resistir la presión del hormigón vertido «in situ» y en que tan sólo los bordes se apoyan en los paneles prefabricados. Esto se ve en la Figura 2.6.4.

Como protección contra riesgos en la construcción, como puede ser el derrame del hormigón húmedo, los paneles prefabricados que se utilicen como encofrado deberían tener un acabado de fácil limpieza. En sustitución a esto, los paneles pueden estar revestidos o envueltos en plástico.

Los recubrimientos de pilares prefabricados pueden a veces utilizarse como encofrados. La figura 2.6.5 es un ejemplo de tal aplicación. Las dos secciones de pilar se hicieron ataluzadas con el fin de

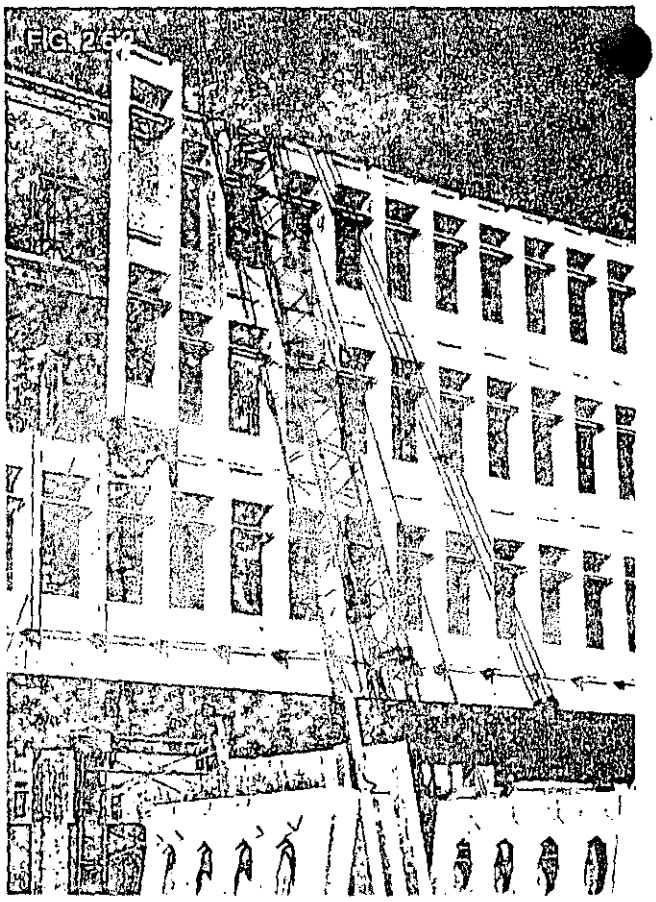


FIG. 2.5.1 PANELES AUTOPORTANTE DE MUROS

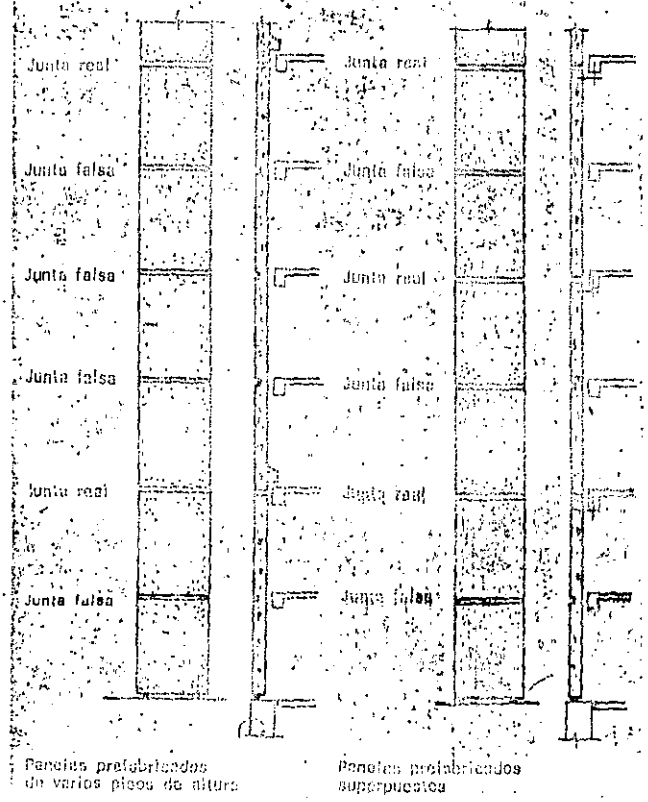


FIG. 2.5.4 ELEMENTOS PREFABRICADOS PARA EDIFICIOS CON PLACAS DE FORJADO EN VOLADIZO

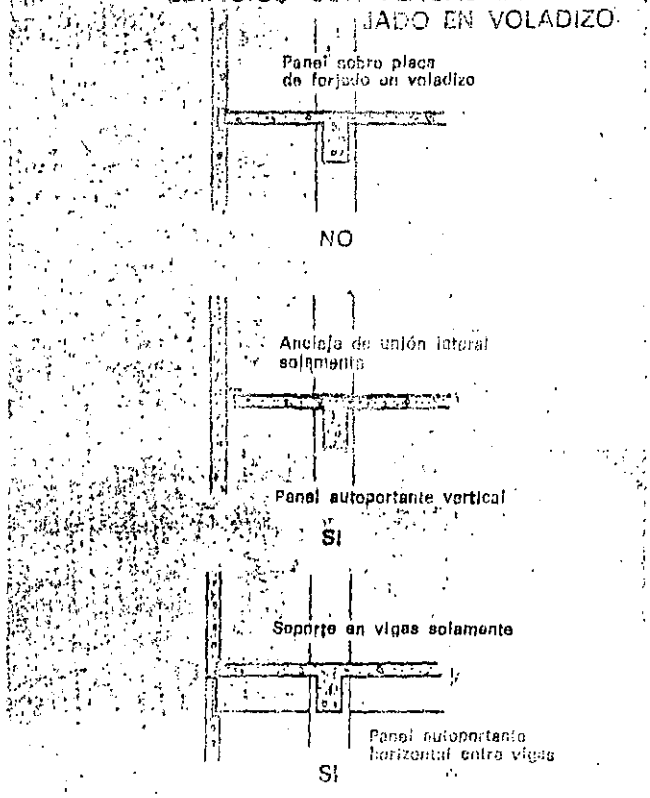
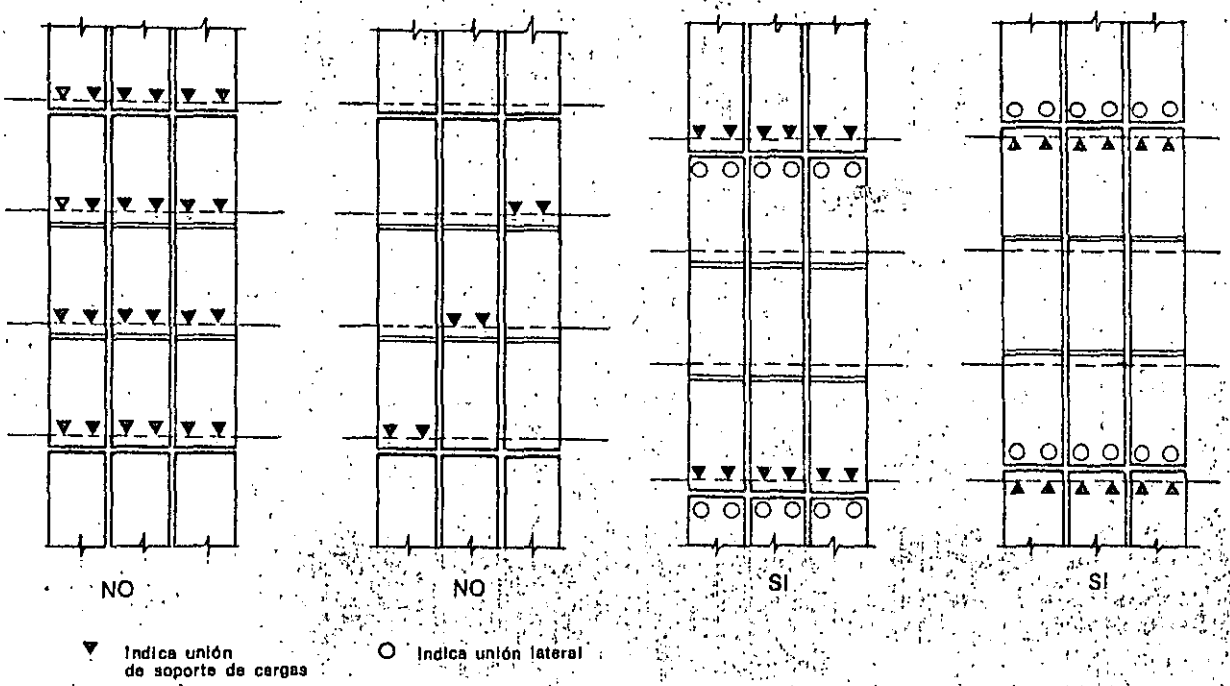


FIG. 2.5.3 UNIONES PARA LOS PANELES EN HORMIGON PREFABRICADO DE SOPORTE DE MUROS



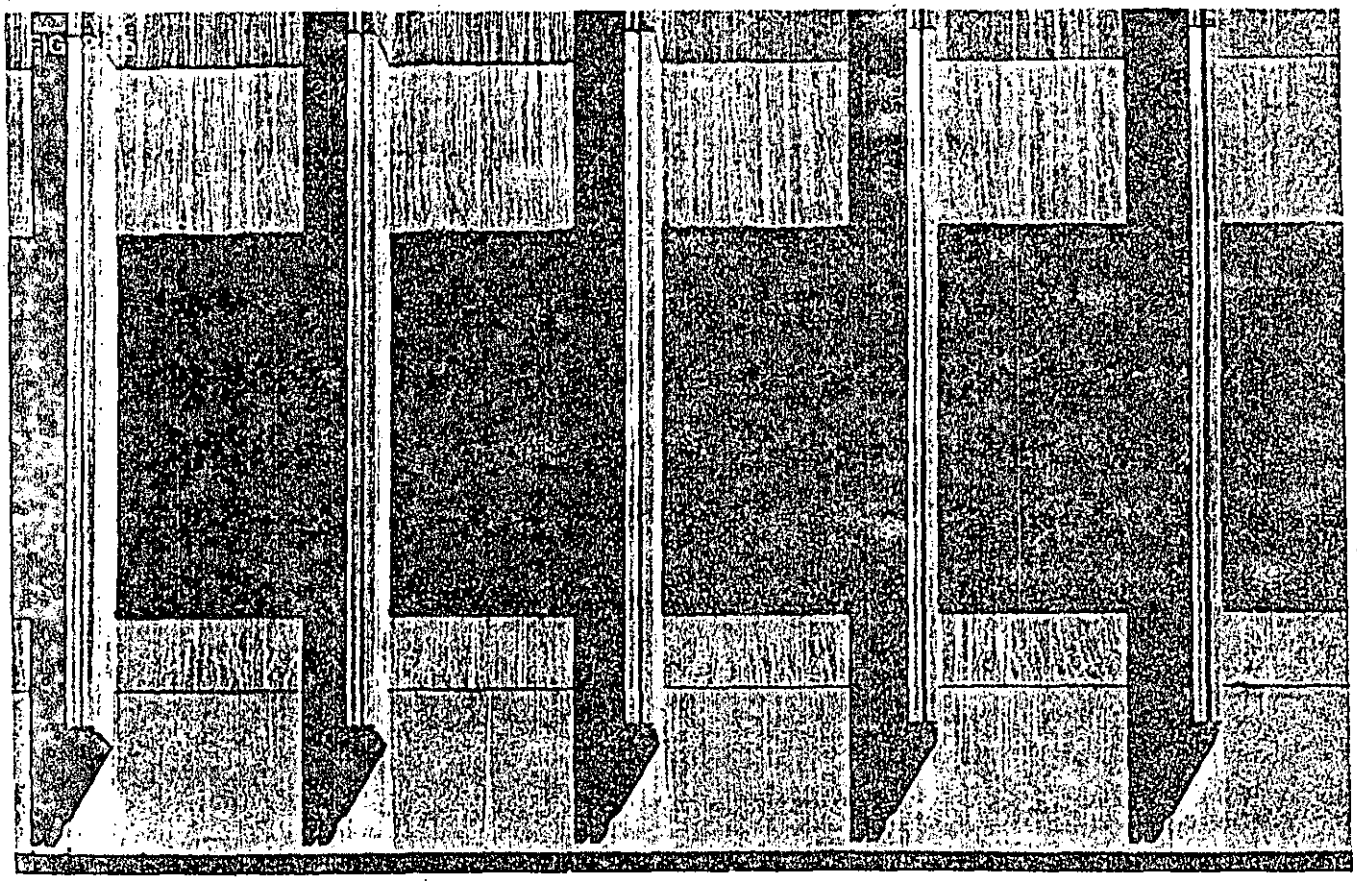


FIG. 2.6.4 ELEMENTOS PREFABRICADOS UTILIZADOS COMO ENCOFRADO EN MURO HUECO

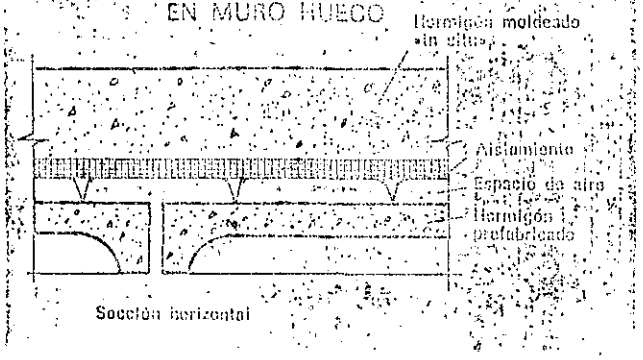


FIG. 2.6.5 RECUBRIMIENTOS PREFABRICADOS DE PILARES UTILIZADOS COMO ENCOFRADO

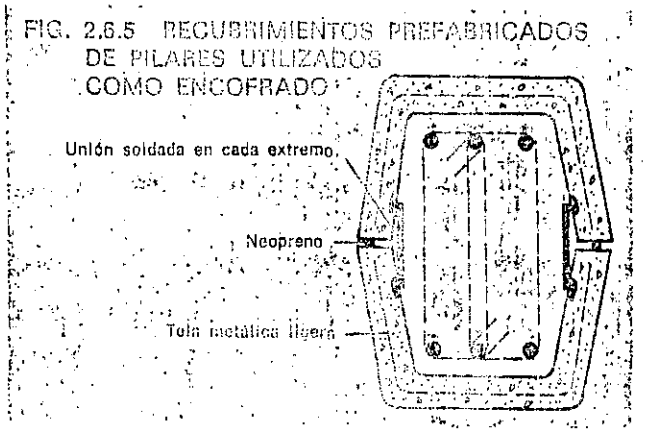
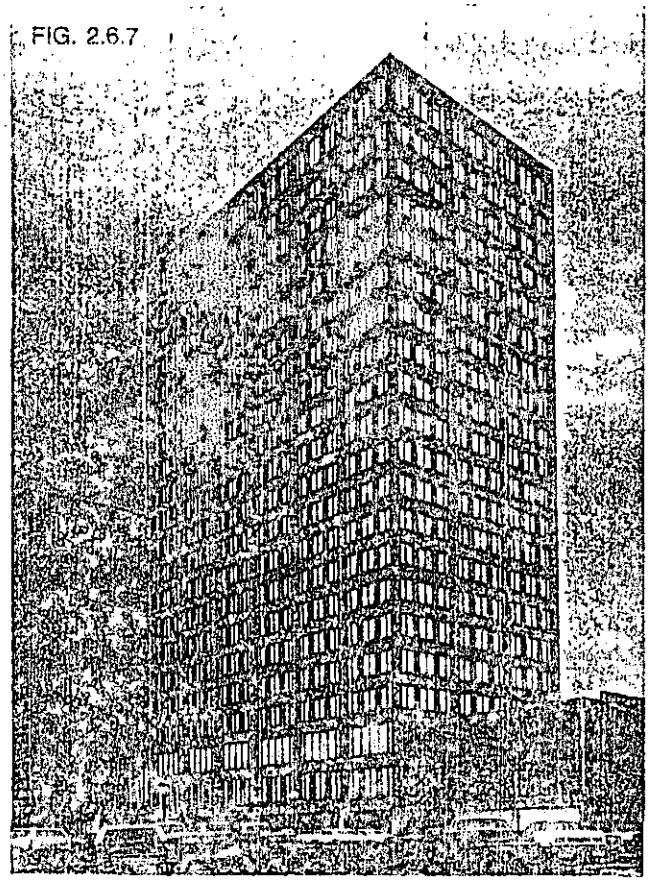
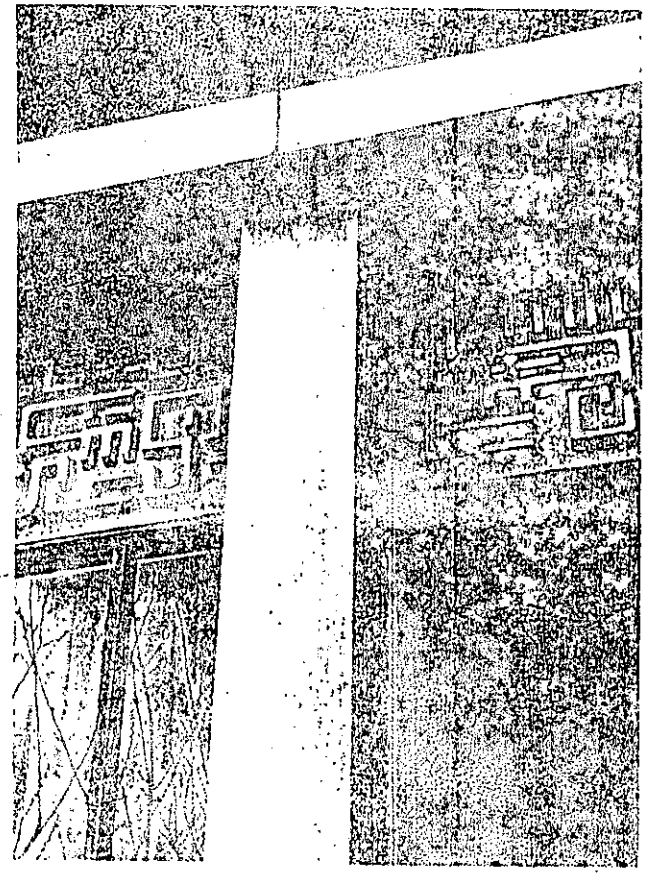
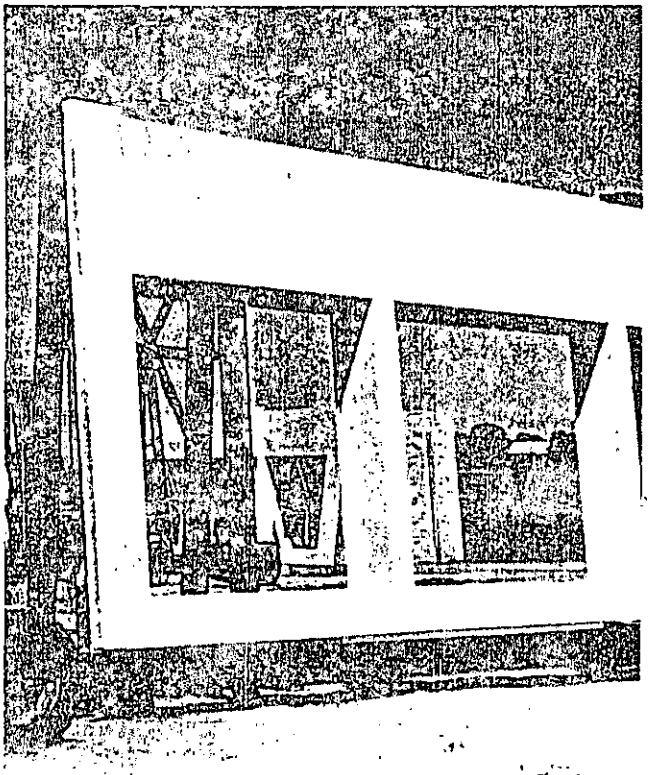


FIG. 2.6.7







muros que reciben tales cargas horizontales se conocen como muros de arriostramiento.

Las fuerzas horizontales pueden ser debidas al viento o a los seísmos. La importancia de estos últimos varía de acuerdo con la ubicación del proyecto; muchas zonas necesitan actualmente el análisis de estructuras para esfuerzos debidos a seísmos en grados variables de intensidad. Los paneles de hormigón tienen la resistencia necesaria para su manipulación, y actúan como arriostramiento con pocas o ninguna armadura adicional. Es importante, sin embargo, que las uniones estén diseñadas para transmitir fuerzas horizontales, e incluso para acomodarse a los movimientos térmicos y a las deformaciones diferenciales, como se señala en las secciones 3.6 y 4.6. La capacidad para transmitir fuerzas horizontales puede ser la única utilización estructural de los paneles, pero más a menudo se combina con las posibilidades portantes o de soporte de muros ya descritas.

2.8 USOS DIVERSOS DEL HORMIGON PREFABRICADO

Además de servir como elementos de cerramiento exteriores e interiores, el hormigón prefabricado tiene otros muchos usos funcionales tales como:

Pantallas, vallas y pasamanos,
placas de pavimentación,
decoración de calles,
jardineras, pedestales y bordillos de acera,
soportes y apliques de luz,
obras ornamentales
arte y esculturas.

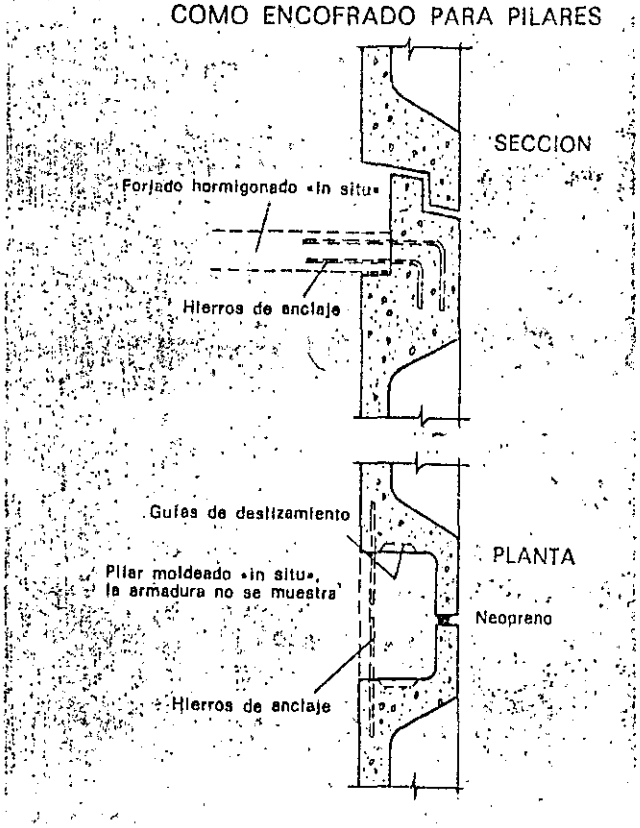
Las pantallas pueden ser portantes, de soporte de muros, o formar parte de muros cortina. Pueden mantenerse libremente cuando se utilizan como divisorias o como cercas. Las pantallas se utilizan a menudo como protección para la luz solar (Figuras 2.8.1 y 2.8.2), o para esconder zonas específicas de la vista del público, o pueden servir para renovar viejos edificios como se ve en la figura 2.8.3. Para este uso a gran escala, las pantallas con secciones delgadas de hormigón, se sostienen desde el techo del edificio y se aseguran lateralmente a cada piso.

La figura 2.8.4 muestra una plaza típica sobre un aparcamiento, utilizando elementos de pavimentación prefabricados con drenaje a través de juntas abiertas.

Ejemplos de decoración de calles en hormigón prefabricado se pueden ver en la figura 2.8.5, y en 2.8.6 jardineras urbanas. El uso creciente de plazas y paseos para peatones ha incrementado considerablemente la utilización de este tipo de uso del hormigón prefabricado (Fig. 2.8.7).

Pedestales de luz (Fig. 2.8.8), fuentes para beber (Fig. 2.8.9) y otros apliques en hormigón prefabricado se están utilizando en un número creciente de las aplicaciones de diseño, combinando la robustez con la variedad de formas y estilos.

FIG. 2.6.9 PANELES PORTANTES UTILIZADOS COMO ENCOFRADO PARA PILARES



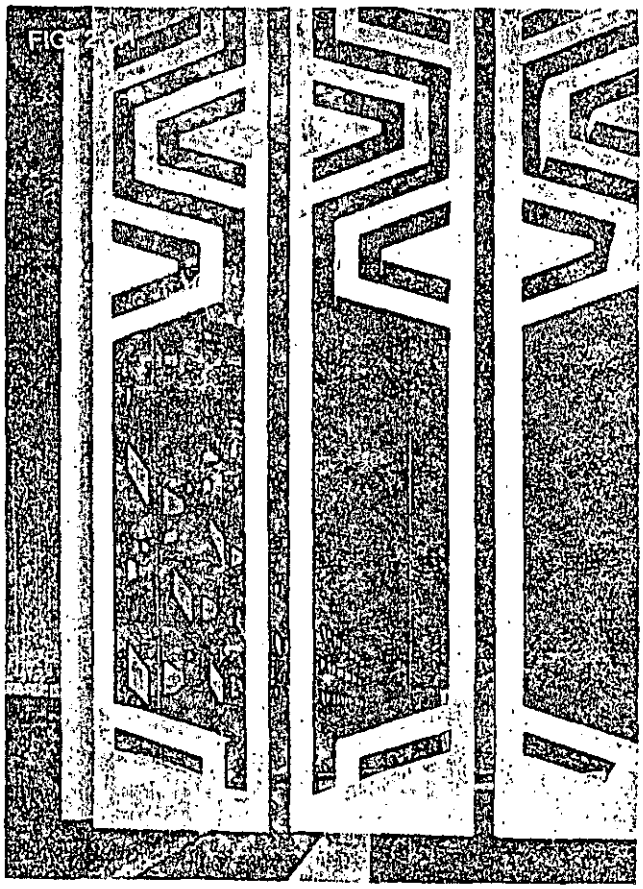


FIG. 3.6.4 NUMERO DE TRANSMISIONES PARA UNIONES DE PREFABRICACION

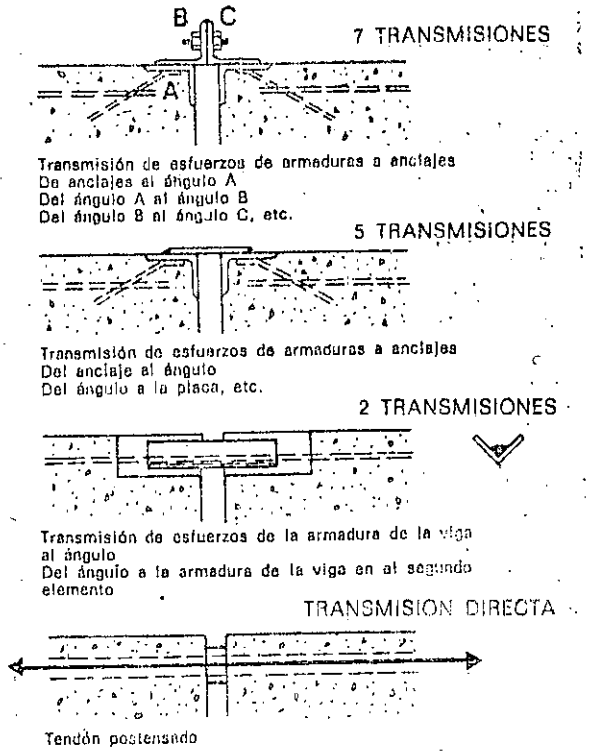
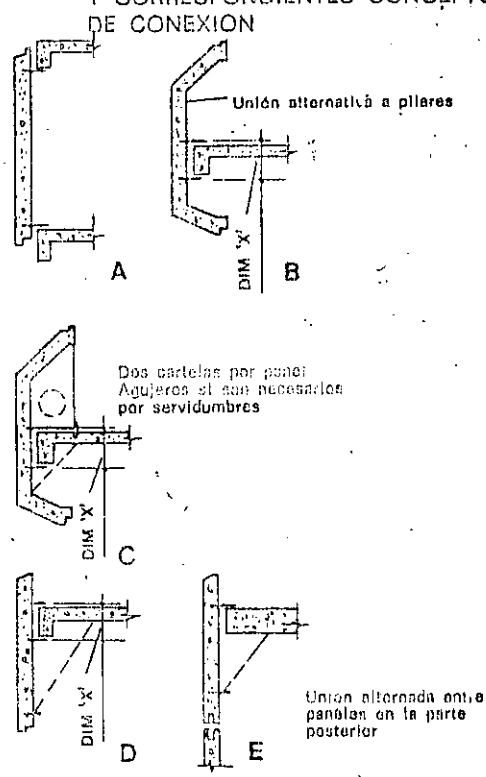


FIG. 3.6.5 COLOCACION DE JUNTAS Y CORRESPONDIENTES CONCEPTOS DE CONEXION



acero en la parte posterior. Estas se utilizaron ulteriormente como uniones a la estructura.

Las dimensiones de las estrías estarán determinadas en muchos casos como parte de las formas arquitectónicas de los elementos. Las dimensiones mínimas determinadas por consideraciones prácticas y de diseño se tratan en detalle en la sección 4.2.

3.6.3 UNIONES

Junto con el diseño de los elementos prefabricados, las uniones deben considerarse uno de los factores de diseño que más influye en la seguridad, funcionamiento y economía.

Las uniones deben diseñarse para asegurar que cada elemento soporta su propio peso y no transmite ningún peso de las unidades superiores, excepto para los elementos portantes o de soporte de muros.

La superposición de elementos con cuñas de montaje temporales es a veces un procedimiento de montaje con elementos prefabricados de hormigón. A menos que tales cargas temporales de los elementos hayan sido específicamente incorporadas o permitidas en el pliego de condiciones, se recomienda que el fabricante/montador que solicite tal apilado sea responsable de esta carga temporal de los elementos.

Deben escogerse las uniones para que el análisis de los esfuerzos transmitidos a través de ellas sean lo más simple posible. Las deformaciones causadas por cambios volumétricos debidos a la temperatura o a la fluencia plástica no deberían impedirse, sino que los elementos deberían poder moverse para acomodarse a estos cambios.

El arquitecto debe analizar la transmisión de esfuerzos para una unión dada con el fin de valorar la complejidad y la eficacia de la unión. Los esfuerzos transmitidos deberán ser los mínimos.

Para ilustrar este punto, la figura 3.6.4 muestra diferentes métodos de transmisiones de esfuerzos para una unión en particular. El ejemplo superior no es práctico y tan sólo se muestra por razones de ilustración. El segundo ejemplo con cinco transmisiones pueden ser reducidos a dos como se ve en el 3er ejemplo, pero con un costo añadido por rellenar los entrantes con hormigón después de soldar la unión. La última solución se usa frecuentemente por su simplicidad estructural. Normalmente existe un enlechado de los tendones postensados que a su vez exige una atención cuidadosa de las condiciones de temperatura en las zonas donde pueda haber heladas durante el período inicial de curado.

La importancia de relacionar el diseño y los detalles de las uniones con otras funciones, tales como fabricación, montaje, tolerancias y juntas, justifica que el tema completo de uniones se trate en detalle en la sección 4.6.

El arquitecto debería considerar la colocación de las juntas horizontales como parte integrante en la valoración de la unión económica de los elementos. En la figura 3.6.5 se ven distintas ubicaciones

de juntas y los correspondientes conceptos. «A» ilustra una solución común donde las juntas están justo debajo del nivel de forjado. Esta produce uniones sencillas debido a que esta colocación de la junta permite normalmente un recubrimiento suficiente de hormigón y un anclaje suficiente (véase también la sección 4.6) «B», «C», «D» y «E» muestran soluciones esquemáticas para uniones con otras ubicaciones de juntas. Cuando la dimensión «X» sea demasiado pequeña para proteger a los elementos contra un posible giro, será necesario una riostra, como se muestra con la línea de puntos. La solución «E» exigirá en muchos casos una riostra temporal adicional entre forjados que pueden conducir a un procedimiento de montaje complicado.

3.6.4 ARMADURAS

Es prerrogativa del arquitecto dejar que todos los detalles de armaduras y uniones los realice el proyectista o se dejen enteramente al fabricante. Esta condición puede regirse por las prácticas locales. Si no se detallan las armaduras y las uniones, las exigencias para el diseño deben estar claramente definidas como se explica en la sección 3.10. Debería también indicarse el espacio permitido para las uniones.

Una razón importante para dejar la mayoría de los detalles de armaduras y elementos metálicos al fabricante es que este normalmente tiene una extensa experiencia en este campo y puede escoger los detalles adecuados para sus técnicas de fabricación y montaje. La práctica señalada arriba es buena, supuesto que todos los fabricantes que ofertan en un proyecto son conocidos por tener esa capacidad o pueden contratar los servicios de alguien que la tenga.

Algunos fabricantes pueden no estar preparados para ejecutar tales diseños o poseer la pericia necesaria. Cuando estos fabricantes tengan probabilidades de conseguir ofertas, generalmente se recomienda que el consultor principal, arquitecto o ingeniero estructuralista, proporcione las armaduras y uniones para cada unidad típica.

Esta aproximación facilita un diseño compatible con la capacidad estructural, el recubrimiento de hormigón, la protección de los elementos metálicos, aspecto, y espacio libre para los servicios mecánicos. Además, se establecerán parámetros para las modificaciones que puedan ser sugeridas por el fabricante. El proyectista debe tener presente que un diseño demasiado conservador no sólo aumenta el coste sino que puede causar otras dificultades. Un ejemplo de esto sería una concentración indeseable de esfuerzos, o unas características reducidas del hormigón si la colocación de éste se prevé difícil.

La sección 4.5 se ocupa en detalle del armado de los elementos prefabricados junto con una valoración del uso de barras de refuerzo, malla metálica, tendones pretensados o una combinación de éstos.

FIG. 3.7.1 ORDEN OPTIMO DE MANIPULACION DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS

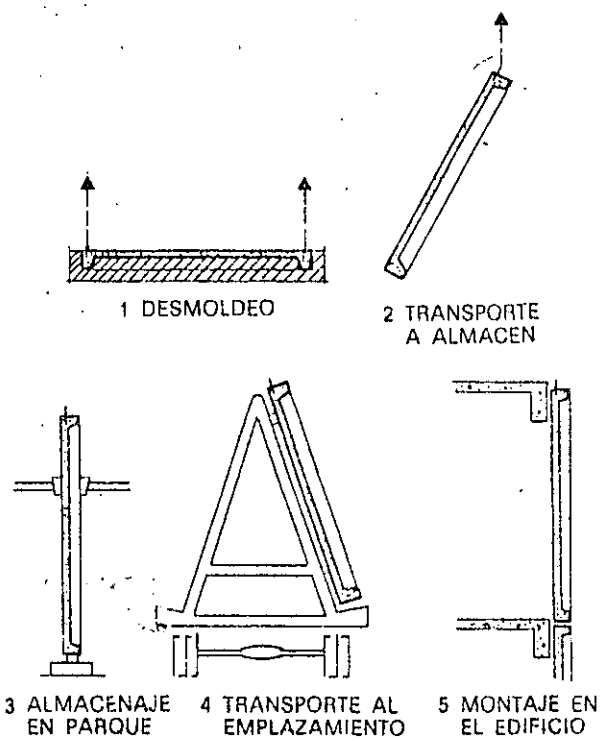
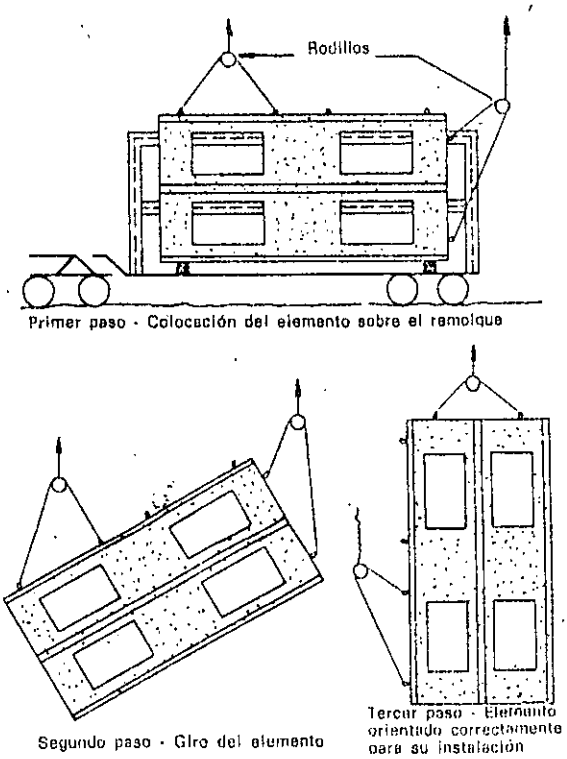


FIG. 3.7.2 IZADO Y VOLTEO DE ELEMENTOS MULTIPISOS



3.7 RECOMENDACIONES SOBRE MANIPULACION Y MONTAJE

Se deben tener presentes en el diseño las condiciones de instalación por lo que respecta a la manipulación, transporte e izado. Esto debe hacerse antes de que se decidan definitivamente los tamaños, formas y demás.

Las limitaciones de transporte junto con la manipulación en fábrica han sido ya descritas en la sección 3.3.8.

La remanipulación y volteo de los elementos entre el desmoldeo y la instalación final, aumenta el coste y el peligro de dañarlos accidentalmente. Por consiguiente, se debería reducir la manipulación al mínimo.

La solución óptima para una manipulación económica, es la posibilidad de desmoldear un elemento y bascularlo a una posición vertical similar a la posición del elemento en su lugar definitivo en el edificio. La figura 3.7.1 ilustra este punto. Este procedimiento tiene además la ventaja de que durante el almacenado prolongado el panel sufre lo mismo que en la instalación final.

La solución precedente, obviamente, no es posible, cuando unas consideraciones estructurales o de uniones más importantes exigen elementos de varios pisos de altura (secciones 2.4 y 2.5).

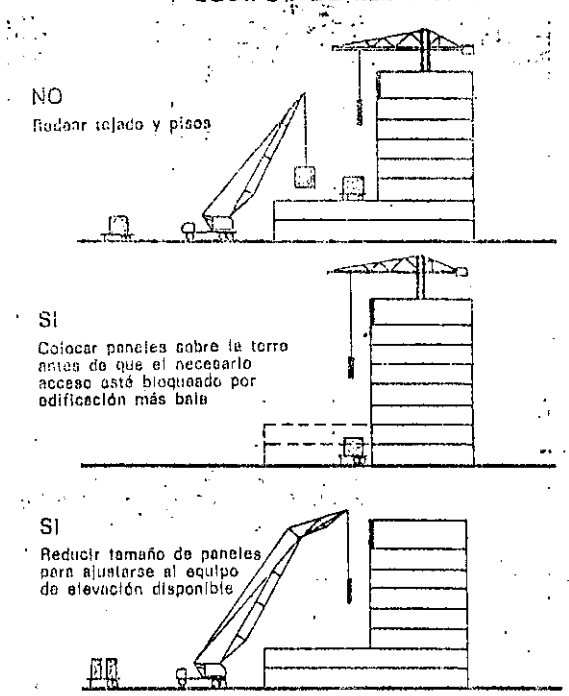
Tales elementos pueden ser apilados sobre su lado de mayor longitud y darle la vuelta en obra como se ve en la figura 3.7.2. En la mayoría de los casos ésta será una solución más económica que la de los elementos sencillos de un piso.

Como se mencionó en la sección 3.5, los elementos prefabricados almacenados en posición diferente a la definitiva pueden necesitar protección contra la intemperie. Esta necesidad dependerá de la configuración de los elementos, la duración del almacenamiento y las condiciones ambientales locales. Este punto puede influir en las preferencias del fabricante por ciertos tamaños y formas de los elementos.

Una consideración importante para diseñar con unos costes de montaje óptimos, que es una parte significativa del coste total, es facilitar un acceso apropiado a los camiones y al equipo móvil en obra; en especial al punto de elevación. Para evitar excesivos costes de montaje, se debe intentar que sea posible que un elemento sea manipulado en un solo movimiento desde la descarga hasta la colocación. La configuración del edificio, o de los edificios adyacentes, puede impedir que el equipo de montaje opere eficientemente y en algunos casos puede exigir una doble manipulación de los elementos. No es aconsejable diseñar elementos pesados para un edificio de gran altura que se extiende sobre un parque o una plaza comercial a menos que el acceso de la grúa a los camiones está asegurado, por lo menos hasta que los elementos hayan sido izados (véase la Fig. 3.7.3).

El tipo y situación de los dispositivos de elevación para los elementos prefabricados debe planearse junto con el fabricante. Idealmente el elemento debería ser puesto en posición sobre el edificio sin tener que tirar de la parte superior o inferior del elemento. Ocasionalmente, la configuración del edificio o del elemento prefabricado pudiera ser tal que hubiera que construir un artificio especial de elevación o colocación para sostener o «mecer» el elemento para su colocación. Estos dispositivos se han empleado con éxito y en forma económica en ciertas condiciones que justificaban su costo.

FIG. 3.7.3 ACCESO PARA REMOLQUES Y EQUIPOS DE ELEVACION



Los elementos prefabricados colocados bajo un saliente de un edificio crean dificultades de montaje que pueden a menudo soslayarse mediante una planificación apropiada. Unas aberturas temporales en los pisos superiores, o una programación adecuada de los otros trabajos pueden aliviar tales dificultades. Cuando sea posible, el pliego de condiciones debería posibilitar tales medidas.

Cuanto más pequeño sea el elemento, mayor será el número de ellos necesarios para el cerramiento. Esto lleva consigo más manipulación, más puntos de unión, y consecuentemente costes mayores. Por consiguiente, los elementos grandes son considerablemente más económicos que los pequeños, pero el máximo de los elementos individuales debería decidirse en relación con la capacidad del equipo de elevación disponible.

Las grúas móviles son las más usadas normalmente cuando el acceso es adecuado y razonable. Los sistemas de monorail, equipados con polipastos, o

con grúas, los recomiendan muchos montadores para edificios por encima de los 16 ó 20 pisos, y donde el cambio de sitio de los raíles puede hacerse a saltos de al menos 10 a 16 pisos. El uso de cualquiera de estos sistemas de elevación es independiente de otros trabajos que requieran también elevación.

Cuando se utilicen grúas-torres para la colocación de los elementos prefabricados, su alcance y capacidad pueden ser determinantes del peso del panel. A no ser que el contratista general pueda mantener una distribución firme de los tiempos para los trabajos separados, se pueden tener problemas de programación. Algunos montadores utilizan ocasionalmente la elevación nocturna con grúas-torres, trasladando los elementos a un equipo de poleas y polipastos o colocándolos temporalmente para su colocación definitiva durante las horas diurnas. Para trabajos específicos se han desarrollado jabalcones o montacargas, combinados con vagonetas de motor para el transporte por los pisos.

Para una economía conjunta del hormigón arquitectónico es esencial una coordinación de diseño y un montaje realista.

Las limitaciones estructurales que influyen en la programación del montaje de elementos debería establecerse en los planos o en las especificaciones. Las limitaciones pueden establecer que la carga de la estructura sea equilibrada, exigiendo que en ninguna fachada se monte más de un número establecido de pisos por delante de las restantes; o las limitaciones pueden estar relacionadas con la rigidez de la estructura, exigiendo que no se monten las fachadas antes de la terminación de los pisos diseñados para soportar las cargas horizontales. Cuando el consultor principal no haga un análisis del montaje, o cuando no sea de su responsabilidad, el pliego de condiciones debería designar la parte responsable.

3.8 TOLERANCIAS

3.8.1 INTRODUCCION

La tolerancia es una variación permisible y especificada de los requisitos establecidos en el pliego de condiciones. Esto puede incluir puntos tales como dimensiones, resistencias, etc.

El proyectista de elementos de hormigón arquitectónico, debe darse cuenta de que las tolerancias de montaje y ejecución se emplean a estos productos como a otros materiales de edificación. Cuando las tolerancias son comprendidas y se las prevé en la fase de diseño, el determinarlas y especificarlas se convierte en una tarea bastante simple.

Deben establecerse tolerancias por las siguientes razones:

1. Condiciones estructurales.—El diseño para factores tales como cargas excéntricas, zonas resistentes y situación de armaduras y elementos metálicos debería basarse en unas presunciones correctas sobre las desviaciones máximas. Es posible que haya que especificar la desviación máxima acumulada.
2. Viabilidad del funcionamiento de las capas del panel y de las juntas.
3. Efectos visuales.—El grado de desviación de las exigencias teóricas será controlable. Las desviaciones grandes son objetables tanto si ocurren repentinamente como en forma acumulativa.
4. Economía.—La facilidad y rapidez de montaje exigen una precisión conocida en las dimensiones de los elementos prefabricados.
5. Razones legales.—Para evitar superar las alineaciones de edificación.
6. Razones contractuales.—Para establecer límites de aceptación conocidos.

Al establecer las tolerancias, el arquitecto confirma y simplifica las normas para su aceptación, supuesto que las tolerancias hayan sido especificadas de una manera realista.

El arquitecto debe darse cuenta de que unas tolerancias estrechas y poco realistas son costosas, especialmente para los elementos fabricados normalmente. El coste de fabricar con tolerancias estrechas disminuye a medida que aumenta la repetición (véase la sección 2.9).

Se muestran aquí las tolerancias que debería determinar el arquitecto, mientras que en la sección 4.7 se describen con más detalle y se recomiendan cifras efectivas.

3.8.2 TOLERANCIAS DE MONTAJE

El proyectista debe determinar la distancia permitida entre la estructura y los paneles de fachada prefabricados. Se recomienda que esta dimensión se establezca como mínimo en una pulgada. Cuando se hayan permitido grandes tolerancias para una estructura de soporte o cuando no se den tolerancias o no parezcan obligatorias, esta dimensión debe incrementarse.

Deberían especificarse y determinarse las tolerancias para la colocación de los elementos metálicos en la estructura, que normalmente las hace el contratista general o el fabricante de acero.

Las tolerancias, en la longitud total de las fachadas del edificio, tendrán que ajustarse frecuentemente con las juntas (véase sección 4.8) o mediante diseños de esquina especiales (véase sección 3.3.6).

Las tolerancias recomendadas para las obras «in situ» generalmente son amplias (véase la tabla 4.7.1). Además, los errores de la obra «in situ» tienen a veces que aceptarse por la carestía del arreglo. Por consiguiente, generalmente es una pobre práctica el diseñar como una característica arquitectónica separaciones o juntas entre la obra hecha «in situ» y la prefabricada.

Un buen sistema sería el diseñar paneles especiales que ajustasen entre pilares y jácenas moldeados «in situ» con otros sistemas arquitectónicos expuestos. Esto se ilustra en la figura 3.8.1. A me-

nos que la estructura hormigonada «in situ» se ejecute con unas tolerancias por encima de las normales y económicas, debería permitírsele a la anchura de juntas una gran tolerancia (∓ 1/2 pulgada [1,27 cm] para una longitud de 20 pies [≃ 6 m]) La anchura efectiva de la junta puede diferir para cada vano, y exigirá sellantes con su correspondiente flexibilidad. La separación de juntas puede ajustarse para lograr que sean iguales en cada extremo del panel, pero no se puede intentar igualar las juntas a cada extremo de los pilares a no ser que los paneles puedan ajustarse horizontalmente después de su instalación.

3.8.3 TOLERANCIAS DE FABRICACION

Las tolerancias de fabricación están siendo normalizadas para toda la industria y solamente deberían hacerse más rigurosas, y por tanto más costosas, cuando sea absolutamente necesario. Estas pueden adoptarse para algunas exigencias generales de acabado o de aspecto, detalles de acristalamiento, y ciertas dimensiones críticas de los paneles abiertos (véase la sección 3.3.i).

Las tolerancias deben estar relacionadas con el tamaño del elemento y aumentar a medida que aumentan las dimensiones del mismo (véanse las tolerancias sugeridas en la sección 4.7.4).

3.8.4 TOLERANCIAS DE SEPARACION ENTRE CARAS

Las tolerancias para la separación entre caras de los elementos con otros accesorios del edificio deberían ser similares a las tolerancias de montaje cuando el emparejamiento efectivo de estos accesorios depende de las condiciones «in situ». Cuando la ejecución sea independiente de la obra «in situ», las tolerancias deberían ajustarse estrechamente a las standard para los dos componentes que vayan a estar unidos.

El proyectista debería procurar que las especificaciones se adecuaran a todas las tolerancias. Si establece estas tolerancias de un modo realista, el proyectista habrá contribuido a un nivel predecible de calidad óptimo.

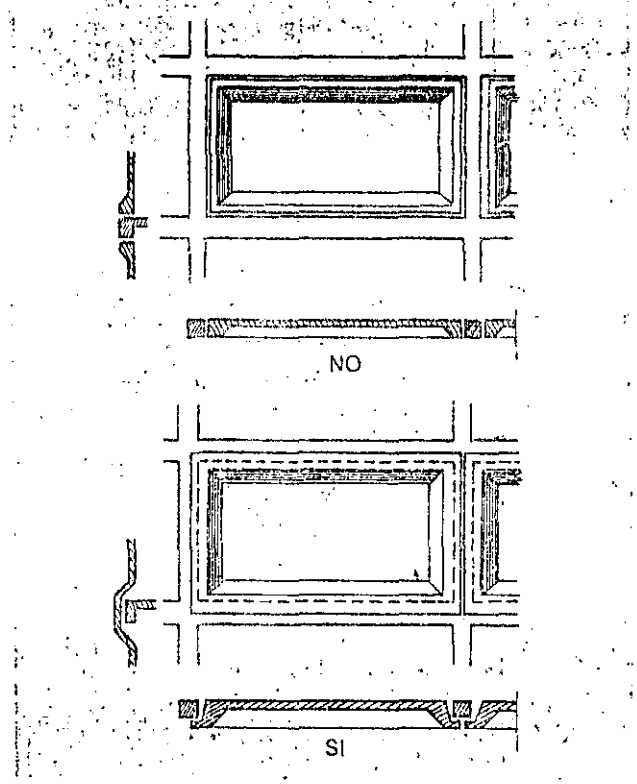
3.9 JUNTAS

3.9.1 JUNTAS ENTRE ELEMENTOS DE HORMIGON ARQUITECTONICO

Las juntas entre paneles de hormigón arquitectónico deben considerarse como el eslabón más débil de todo el conjunto de estanqueidad de los muros. El diseño y ejecución de las juntas es, por tanto, de la mayor importancia, y deben ser efectuadas de una manera racional y económica.

Una junta se diseña específicamente para conseguir el grado de estanqueidad en su exposición a la

FIG. 3.8.1 CONCEPTOS DE DISEÑO PARA AJUSTARSE A LAS TOLERANCIAS «IN SITU»



intemperie. Además, el fin y la función del edificio también fijarán las exigencias de diseño para la junta como parte de las exigencias funcionales de conjunto.

El diseño de una junta se rige principalmente por:

- Exposición a la intemperie (condiciones climáticas y de orientación).
- Función del edificio.
- Exigencias estructurales.
- Aspecto.
- Economía.

Los siguientes criterios de diseño deben ser valorados en relación con la importancia relativa de los criterios expuestos arriba:

- Tipo de juntas.
- Número de juntas.
- Situación de las juntas.
- Tratamiento arquitectónico de las juntas.
- Separación de las juntas.
- Materiales de las juntas.

El arquitecto debería sopesar la interrelación del diseño de juntas con otras decisiones que afectan al panel, tales como:

- Tamaño del panel.
- Degradación por la intemperie.
- Tolerancias.

Las juntas normales entre paneles se diseñan para acomodarse a los movimientos locales de los muros

más que a los movimientos acumulativos que exigen unas juntas de dilatación situadas en lugares adecuados.

Cuando una junta de dilatación tenga que ajustarse a movimientos considerables deberían diseñarse tan sencillas como fuera posible para que pueda funcionar como se pretende. Esto puede producir un aspecto algo diferente del de una junta normal y se recomienda al arquitecto que la trate como una forma arquitectónica o simplemente que la deje como una junta de dilatación, diferente pero vista. La figura 3.9.1 muestra una solución en donde la junta de dilatación aparece diferenciada de las juntas normales, pero asume claramente su diferencia.

Los materiales para la junta de dilatación deben escogerse por su capacidad para absorber los movimientos frecuentemente apreciables y aún así funcionar como cierres. En la mayoría de los casos, esto significará unos materiales de junta de estanqueidad especiales de los que existen en gran cantidad. Otro tipo de exigencias para las juntas de dilatación serán similares a las señaladas en la sección 4.8.

3.9.2 JUNTAS ENTRE ELEMENTOS DE HORMIGON ARQUITECTONICO Y OTROS MATERIALES

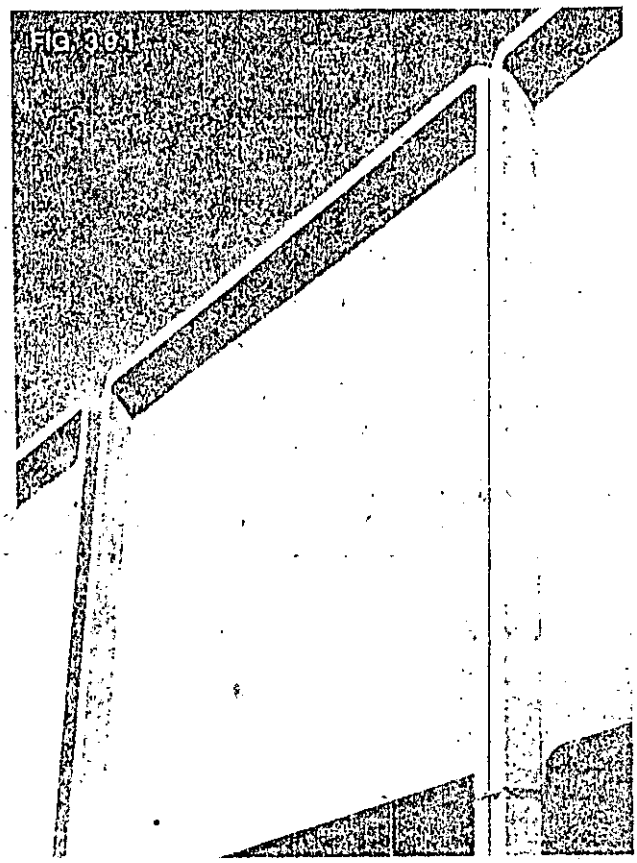
Tales juntas pueden diseñarse utilizando los mismos principios que rigen las juntas entre elementos.

Cuando existan movimientos diferenciales de dilatación que deban ajustarse con la junta, los materiales deben seleccionarse en forma acorde. En casos extremos, puede que tengan que ser materiales utilizados para juntas de dilatación definidas.

La determinación de la responsabilidad de instalar estas juntas es muy importante. Si todas las juntas tienen que ser realizadas por un subcontratista, la solución es sencilla. Cuando los contratistas de subsistemas individuales de muros sean responsables de las juntas dentro de sus propios materiales (ya sea por sí mismo o mediante un subcontratista) la responsabilidad de las juntas entre diferentes materiales debe estar especificada por el arquitecto.

Después que haya terminado su instalación, normalmente no se le debería exigir a un subcontratista que volviera a hacer juntas de estanqueidad en materiales ya instalados. Otra consideración puede ser el especificar la instalación de tales juntas por el subcontratista que tenga que instalar materiales similares de estanqueidad de juntas.

Se aconseja al arquitecto valorar las exigencias de juntas de una manera realista con respecto a su funcionamiento y coste. No debería escoger la separación de juntas tan sólo por razones de aspecto hasta que no esté convencido de que se ajustan correctamente a los tamaños del elemento y tolerancias de edificación, materiales de juntas, y superficies adyacentes. Si los diseños y detalles de juntas difieren de los normalmente utilizados en la zona del proyecto, el arquitecto debería consultar



con los fabricantes que hayan tenido experiencias con los tipos de juntas contemplados.

nen que manejar de los lados, nunca izándolos verticalmente a su altura completa sino hasta la etapa de montaje en campo.

Un patio de almacenamiento es de mucha ayuda para el proveedor, ya que le da la oportunidad de resanar, parchar, limpiar con pistola de arena o quitar el retardante. Almacenar el producto en la misma posición en que se va a transportar presenta ventajas económicas. Mientras está almacenado en el patio, es conveniente asegurarse de que esté apoyado en o cerca de los puntos de izaje.

Es importante colocar unas madrinas cuando se almacena el producto en un bastidor vertical.

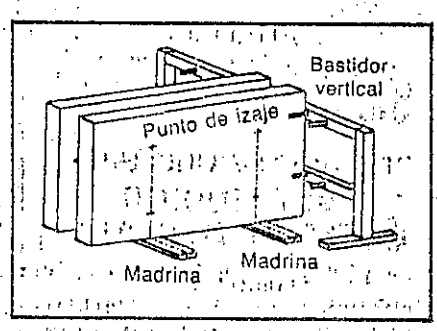


Fig. 2.

Con productos presforzados se deben tomar en cuenta los valores del presfuerzo para calcular la separación de los soportes.

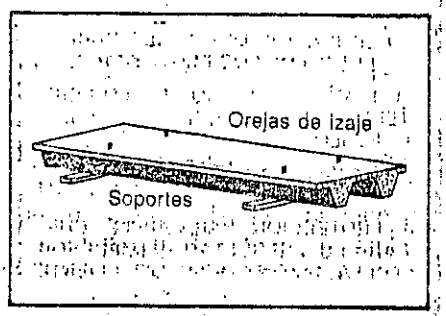


Fig. 3.

Cuando se almacena un producto que tiene más de dos puntos de apoyo es aconsejable asegurarse de que el producto esté descansando en todos ellos.

Las calzas pueden resultar muy útiles para obtener un soporte parejo.

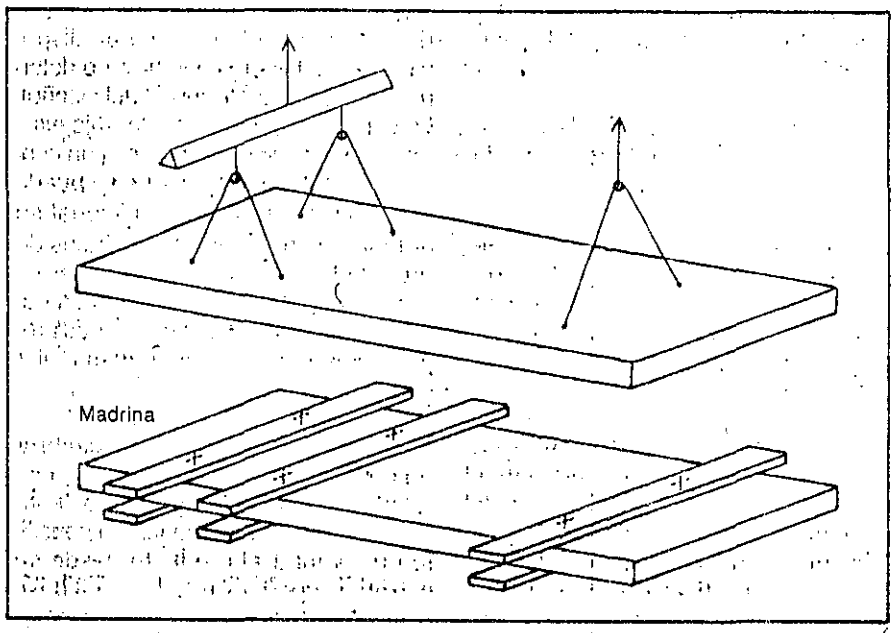


Fig. 4.

Puesto que no se puede eliminar por completo el alabeo de las piezas, deben efectuarse los cálculos pertinentes para compensar los efectos de las deformaciones por temperatura. Ya que estas deformaciones son mayores cuando la temperatura aumenta, es necesario tratar de evitar que el sol caliente sólo un lado del producto para reducir dichas deformaciones.

La forma más económica de usar el patio de almacenamiento es mediante bastidores que permitan almacenar los páneles verticalmente o apilados. Sin embargo, se tienen que proteger los páneles cuidadosamente para que no se dañen entre sí.

TRANSPORTE

El montaje final del producto que se transporta es un factor importante para decidir cómo se va a colocar en el vehículo. La secuencia de izaje, la ubicación del punto de izaje, el acceso y la capacidad de la grúa deben analizarse antes de que el embarque salga del patio.

Los fabricantes de precolados generalmente transportan sus productos a la obra utilizando compañías transportistas. Al preparar el embarque, debe considerarse el tamaño, pe[illegible] forma del producto. Por ejemplo, páneles típicos para muros de un metro o menos de ancho se pueden embarcar horizontalmente y posiblemente apilados.

La colocación de los soportes es crítica y normalmente se deben instalar madrinas en o cerca de los puntos de izaje. Se debe tener precaución porque en esta posición los páneles son más débiles y se podrían dañar por las cargas de impacto durante el trayecto. Si el producto se apila, cerciórese de que las madrinas esten alineadas. Los productos de más de un metro de ancho se pueden embarcar horizontalmente sólo con un permiso especial. Algunos estados de la Unión Americana permiten anchos hasta de 4 metros.

Los páneles altos y angostos se pueden embarcar horizontalmente o recargados sobre un extremo. Si se embarcan recargados sobre un extremo, la altura de la carga no debe ser mayor a 4 metros medidos desde la su-

TABLA 1. FACTORES DE AMPLIFICACION DE LA CARGA ESTATICA EQUIVALENTE (1) PARA CALCULAR LAS FUERZAS DINAMICAS PRODUCIDAS POR EL DESCIMBRADO.

DESCIMBRADO		
	Acabado	
Tipo de producto	Agregado expuesto con retardante	Molde liso (con aceite para cimbras)
Plano con cimbras laterales desprendibles, sin juntas falsas ni ranuras laterales	1.2	1.3
Plano con juntas falsas o ranuras laterales	1.3	1.4
Acanalado, con gulas convencionales (4)	1.4	1.6
Esculpido	1.5	1.7
MANEJO EN EL PATIO (2) E INSTALACION (3)		
Todos los productos	1.2	
Transportación (2)		
Todos los productos	1.5	

1.- Estos factores se usan en el diseño a flexión del panel y no se aplican a los factores de seguridad requeridos de los mecanismos de izaje. En el momento de descimbrar, la succión entre el producto y el montaje, genera fuerzas que se calculan aplicando un factor de amplificación al peso del producto, aunque sería más exacto establecer estos factores considerando el área de contacto entre el producto y el molde, así como el coeficiente de succión independiente del peso del producto.

2.- Ciertas condiciones desfavorables de la superficie del camino, del equipo, etc., pueden requerir el uso de valores más altos.

3.- Bajo ciertas circunstancias pueden ser más altos.

4.- Por ejemplo; tes, canales y páneles acanalados (cortesía del Precast Concrete Institute).

perficie de rodamiento del vehículo. Los páneles normalmente son más resistentes y fuertes sobre un extremo y pueden resistir cargas de impacto más grandes, así que es menos probable que se dañen en esta posición durante el trayecto. Este tipo de páneles normalmente se manejan por el extremo lateral superior con dos cables de la grúa y después se giran a la posición vertical.

Las cadenas o tirantes que se usan para asegurar la carga no deben tocar al producto porque los daños que pueden causar son costosos, especialmente cuando se trata de páneles arquitectónicos. Esto se puede evitar usando guardacabos o tapajuntas de triplay.

También se pueden embarcar por camión cargas muy largas, como columnas, puntales, tes, etc. En general, el camión con su carga no puede exceder de 23 m. de longitud medidos desde la extremidad delantera del camión o de la carga a la extremidad trasera del camión. Esta disposición puede variar de país a país y deberá verificarse con las autoridades locales. Al embarcar cargar largas, se pueden requerir más de dos puntos de apoyo. De ser así, el sistema oscilante funciona bien para equilibrar los cuatro puntos de apoyo de la carga.

MONTAJE EN EL CAMPO

Si los productos precolados se instalan con rapidez y seguridad, el trabajo será exitoso y rentable. La compresión y planificación de todas las fases de este proceso son fundamentales para su éxito, incluyendo la planeación con el arquitecto, ingeniero y contratista general.

Las decisiones no estéticas hechas

INDICE DE ANUNCIANTES

puntos de izaje en uno de los extremos.

Muchos páneles se levantan más de una vez y en más de una dirección. Esto requiere un análisis del esfuerzo y una verificación de la carga en los puntos de izaje para cada uno de los diversos movimientos.

Con frecuencia, los puntos de izaje caen dentro de las aberturas para complicar todavía más su colocación. Si hubiera que desplazar un punto de izaje en dirección horizontal, el punto simétrico generalmente debe desplazarse en la misma magnitud en la dirección contraria. En algunos casos, hay que desplazar los puntos de izaje horizontal y verticalmente, y esto requiere que los puntos simétricos se desplazen en la misma cantidad en direcciones opuestas.

Estos comentarios sobre la movilización de los puntos de izaje simétricamente alrededor del centro de gravedad son generalidades y no reglas absolutas. Mientras el centro de gravedad de todas las fuerzas de elevación coincida con el centro de gravedad del panel, éste penderá correctamente.

Después de establecer un lugar propuesto para los puntos de izaje, se pueden determinar los esfuerzos usando el método de la viga en voladizo. Esto implica localizar los puntos de izaje alejados de los extremos del panel, a una distancia tal, que la porción en voladizo del panel reduzca los momentos de flexión entre los puntos de izaje. Si se localizan cuidadosamente los puntos de izaje, se pueden equilibrar los momentos negativos de flexión del voladizo y los momentos positivos de flexión entre los puntos de izaje para obtener esfuerzos más bajos en todo el panel.

Para determinar los esfuerzos, se aplica como carga el peso del panel repartido a lo largo de su longitud, considerada como viga imaginaria apoyada en los puntos de izaje.

Las cargas en los puntos de izaje y los esfuerzos de cortante y flexión en el panel se determinan de acuerdo con la estática. Se analizan los ganchos, poleas y varillas distribuidoras y se determinan las cargas respectivas en cada punto de izaje.

En el caso de los páneles que giran, será necesario hacer este análisis en varias posiciones durante el proceso de elevación porque las cargas en los puntos de izaje cambian y los esfuerzos de flexión varían de tal forma que los esfuerzos críticos pueden no presentarse en el momento de iniciar el izaje del panel.

El factor de amplificación del ángulo de los cables a los puntos de izaje se debe investigar para asegurar que dichos puntos no estén sobrecargados. Si la resistencia a la flexión permisible del concreto ($6\sqrt{f'c}$) se excede, será necesario relocalizar los puntos de izaje, para obtener esfuerzos menores, o reforzar internamente el panel con varillas o agregar largueros de refuerzo.

CONEXION, ARRIOSTRAMIENTO PROVISIONAL.

Una vez montados, los páneles se deben conectar a la estructura o fijarse provisionalmente para eliminar la presión del viento hasta que se hayan completado todas las conexiones finales. Los diferentes tipos de conexiones que se usan para unir páneles precolados caen en cuatro grupos principales:

a) Las conexiones coladas in situ se hacen vaciando concreto en las uniones de los páneles, las cuales disponen de traslapes de acero de refuerzo (barbas) Este tipo de conexión es resistente, pero lenta para desarrollar resistencia, y tiende a hacer todo tan rígido que impide que se presenten las contracciones y expansiones provocadas por los cambios de temperatura.

b) Los pernos roscados producen una conexión positiva resistente que se instala rápidamente. Sin embargo, no permiten tolerancias ni siquiera pequeñas a menos que uno de los dos aditamentos estén abocardados o que se disponga de una ménsula con conector de campo. El trabajo de preparación antes de efectuar el colado de la conexión de tipo debe ser extremadamente exacto y se debe dejar un claro para que los trabajadores tengan espacio para ver, enganchar y apretar los pernos.

c) Las conexiones soldadas, con anclas ahogadas en los elementos de la conexión son muy populares. Las anclas no se tienen que colocar con mucha exactitud y con una pieza de conector de campo se pueden hacer ajustables y dúctiles. Requieren un soldador de campo calificado.

d) Las conexiones perforadas se usan para cargas ligeras o provisionales y no se deben usar excepto en cortante. No se comportan bien bajo cargas de tensión que hacen que se retraigan y deben evitarse para aplicaciones cíclicas o sísmicas.

Muy a menudo, los páneles se montan en alineamientos aproximados o temporalmente arriostrados con abrazaderas ajustables. Posteriormente, el alineamiento del panel se verifica con un tránsito, nivel o láser. Este método de colocación requiere menos tiempo de utilización de la grúa, pero los páneles se deben colocar en su nivel final porque después no habrá forma de modificar dicho nivel, este tipo de montaje requiere disponer de una superficie con resistencia suficiente para arriostrar el panel contra ella.

El arriostramiento provisional se debe diseñar para que concuerde con los códigos de construcción locales y con las condiciones particulares de la obra. En ningún caso se debe diseñar el arriostramiento para menos de 0.5 ton/m² con un factor de seguridad de 1.5. Después de haber alineado los páneles, se pueden conectar por medio de cualquiera de los métodos ya mencionados.

PRODUCTOS VIBROCOMPRIMIDOS

1. Generalidades

En éste capítulo trataremos de presentar al lector los diferentes productos vibrocomprimidos y su extenso campo de aplicación, así como los materiales, herramientas, maquinaria y procesos más comunes que intervienen en la producción de productos de concreto vibrocomprimido.

El objetivo principal es despertar en el lector interés en éste campo, por medio de las informaciones obtenidas, y así mismo se vea motivado hacía la utilización, diseño y producción de estos productos.

El conocimiento e investigación de las técnicas, procesos herramientas y equipos de producción; pueden en un momento facilitar el desarrollo de: nuevos productos, talleres o industrias para la fabricación de productos, herramientas o maquinaria coadyuvando el desarrollo del país.

En nuestro país de gran tradición artesanal, se podrá por medio de herramientas y equipos simples; habilitar talleres que den oportunidad de trabajo a campesinos y artesanos con habilidad manual en la producción de elementos artesanales decorativos utilitarios y duraderos y no en artesania y efímera.

La gran extensión de nuestro país y el bajo índice de población por superficie, debido a la concentración y disperción de ésta, hacen necesaria la creación de pequeñas industrias y talleres que propicien la ocupación de mano de obra, la reducción de costos debidos a la venta directa y reducción de fletes.

La producción de elementos vibrocomprimidos no requiere necesariamente, mano de obra calificada ni equipos costosos de producción; si no se encuentra mano de obra calificada disponible, si no se cuenta con maquinaria, se podrán habilitar equipos y herramientas sencillas de producción.

Como mencionamos anteriormente es necesario la creación de pequeños talleres, los cuales se pueden desarrollar sobre bases sanas acordes con la relación oferta demanda. Hacemos especial hincapié en la necesidad de investigación de productos y sistemas, con el fín de evitar la dependencia tecnológica.

2. Productos vibrocomprimidos

Como explicamos anteriormente, la clasificación de éste tipo de productos obedece a la actuación de la vibración para compactar, combinada con la compresión, con objeto de incrementar la compactación del concreto: reduciendo el volumen de vacíos y de aire atrapado, incrementando la resistencia y la calidad. Esto se verá con más detalle en el capítulo 6.2.

Los productos vibro-comprimidos se clasifican de acuerdo a su forma y método de producción; por su forma pueden ser elementos simples, lineales, superficiales y especiales.

Como ejemplo de elementos simples tenemos: tabicones, blocks, celosías, adoquines, losetas, etc.; los elementos lineales son aquellos en los que una de sus dimensiones es notoriamente mayor de la relación uno a tres, como ejemplo tenemos: tubos, postes de cercado, señalamientos de carreteras, viguetas, etc.; el tercer grupo son los productos superficiales en los cuales una de sus dimensiones es muy reducida con respecto a las otras, dando lugar a elementos como son: losas, placas, paneles, etc.; como elementos especiales tenemos los que por sus características no podemos clasificar dentro de los tipos mencionados anteriormente y por sus dimensiones reducidas no podemos clasificar como especiales, un ejemplo de éstos productos serán los escalones, las conexiones de tuberías, las cajas de registros, etc.

3. Productos y métodos de producción

Generalmente se utilizan métodos de vibro-compresión y equipos diferentes, para la producción de elementos de las clasificaciones antes señaladas.

En la tabla que a continuación aparece (pagina [illegible]), se mencionan los métodos (P) posibles, (R) recomendables y (O) óptimos para la producción.

4. Características de los productos vibro-comprimidos

Economía

La economía es la resultante de la predeterminación de costo de adquisición con un mínimo de imprevistos obteniendo mayor calidad incluso acabados aparentes.

Rapidez

La rapidez está determinada por la entrega oportuna

programada de los productos así mismo por la facilidad de colocación.

Calidad

Con los procesos de vibrocompresión se logra mayor calidad en los productos y a su vez generalmente esta calidad es controlada y respaldada por el productor.

Conservación

Debido a que los productos son hechos a base de materiales inhertes generalmente no es necesaria su conservación.

Duración

Es ilimitada si los materiales están especificados adecuadamente para la función a que se destinarán.

Estética

En la actualidad existen en el mercado materiales vibrocomprimidos en gran variedad de formas texturas y colores con los cuales se pueden lograr en forma original los efectos estéticos deseados.

PROCESOS DE PRODUCCION	MOLDE CON VIBRADOR	MOLDE SOBRE MESA V.	MOLDE DE VUELCO	MAQUINA MOVIL	MAQUINA FIJA	GIRO COMPRESION O CENTRIFUGACION	EXTRUSION
ELEMENTOS SIMPLES							
Tabicón	-	P	P	R	O	-	-
Blocks	-	P		R	O	-	-
Celosías	P	P	-	R	O	P	-
Adoquines	-	P	P	R	O	-	-
Placas	P	P	R	P	O	P	P
Bovedillas	-	-	-	R	O	-	-
Dovelas	-	-	-	R	O	P	-
LINEALES							
Tubos de drenaje	R	R	-	-	R	O	P
Tubos para agua	-	-	-	-	R	O	P
Viguetas reforzadas	O	-	-	-	P	R	R
Viguetas presforzadas	R	-	-	-	-	-	O
Guarniciones	R	-	-	-	-	P	P
Postes cercado	-	P	R	-	O	P	P
Señalamiento	R	R	P	-	O	-	-
Canales	P	P	P	P	R	O	O
Parteluces	P	P	R	-	-	O	P
SUPERFICIALES							
Losas	P	R	-	-	-	-	O
Muros	P	O	-	-	-	-	R
Paneles	P	O	-	-	-	-	R
Placas	P	O	-	-	-	-	R
ESPECIALES							
Mob. Urbano	R	O	-	-	-	-	-
Fachadas	R	O	-	-	-	-	-
Fuentes	R	O	-	-	-	-	-
Juegos Inf.	R	O	-	-	-	-	-
Señalamiento	R	O	-	-	-	-	-
Logotipos		O	-	-	-	-	-
Relieves		O	-	-	-	-	-

"P" POSIBLE "R" RECOMENDABLE "O" OPTIMO

BIBLIOGRAFIA

I.- Hames R. Libby Modern Prestressed concreto - Van Nosfrand Reinhold company 1981.

II.- PCI Postensioning Manual - Prestressed concrete Institute, Chicago Illinois 1982

III.- Laslo Mokk Construcciones con materiales prefa-- bricados de hormigón armado - Ediciones Urmo 1979

IV.- Khiene - Bonatz Construcción con prefabricados de Hormigón y hormigón armado - Editorial Reverte 1979

V.- PCI Fachadas prefabricadas de hormigón. Herman Blume Ediciones 1980

VI.- PCI Manual of structural design and architectural precast concrete - Prestressed Concrete Institute 1982

VII.- PCI Design Handbook - Prestressed Concrete Institute 1982

VIII.- Water Meyer - Bohe - Prefabricación - Editorial Blume 1980

IX.- Maddell Joseph J. Precast Concrete: Handling and Erection - American Concrete Institute 1974

X.- Productos de concreto Raul Díaz Gómez. Heraclio Esqueda H. IMCYC 1976

XI.- Concreto Polimerizado - Vicente Lemus Diaz - Guillermo Alcalde L. IMCYC 1977

XII.- Prefabricación Raul Diaz Gomez IMCYC 1972

XIII.- Prefabricación en estructuras de concreto - Francisco Robles F. IMCYC 1973

XIV.- Conecciones para edificios de concreto presforzado PCI IMCYC

XV.- Diseño de conecciones de elementos prefabricados de concreto IMCYC

XVI.- Concretos especiales Alejandro Graf López IMCYC-ENA

XVII.- El hormigón precomprimido Ritter y Laroy Catálogo Anippac

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

C U R S O S A B I E R T O S

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Del 29 de junio al 3 de julio de 1992.

A N E X O

ING. MARIO TENA BERNAL

JUNIO - JULIO 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

VENTAJAS DEL USO DE LOS ADITIVOS SUPERFLUIDIZANTES EN EL CONCRETO.

* Aumento notable dela trabajabilidad sin aumentar el contenido de agua.

* Se puede elevar la resistencia con el mismo contenido de cemento sin reducir la trabajabilidad.

* Hacen posible recuperar durante cierto tiempo el revenimiento sin adición de agua (retemplado).

* Se pueden lograr mejorias notables en la resistencia, el módulo elástico, la durabilidad y la apariencia superficial.

* Facilita el tranporte y colocacion en la obra, minimiza o elimina la compactacion por vibrado y reduce el periodo de curado.

* Permiten reducir la mano de obra, disminuir el período de uso de la cimbra, acelerar el ritmo de construcción y acortar los tiempos de ejecución para poner en servicio la obra.

APLICACIONES DEL LOS ADITIVOS SUPERFLUIDIZANTES EN EL CONCRETO.

I Donde se requiera una gran trabajabilidad.

* Para concreto con dificultades para su vibrado (areas con congestionamiento de acero o de dificil acceso).

* Cuando se requiere colocar rapidamente el concreto sin necesidad de consolidarlo por vibración.

* Cuando es necesario mejorar la trabajabilidad para facilitar el bombeo.

* En la colocacion de concreto usando tubo tremie (tubo embudo) o trompa de elefante.

* Para facilitar la colocación y acabado uniforme del concreto sin sacrificar homogeneidad y calidad.

II Donde se requieran concretos con bajo contenido de agua.

* Para estructuras densamente armadas en donde se requiera alta resistencia.

* Para el descimbrado rapido de piezas prefabricadas de concreto simple o preesforzado con buen acabado superficial.

* Para hacer concretos de alta resistencia física y mecánica a cortas y largas edades.

* Para obtener un modulo elastico elevado a cortas edades.

VENTAJAS DE LOS CONCRETOS MODIFICADOS CON LATEX (LMC.PCC)

EN EL ESTADO FRESCO.

. Para cualquier rango de trabajabilidad requieren menos agua que los concretos convencionales.

. Con determinado contenido de cemento y una cierta trabajabilidad se usan relaciones a/c más bajas.

. Se puede aumentar la trabajabilidad sin sacrificio de resitencia.

. Se tiene incrementos significativos de la cohesividad y la pasticidad que facilitan el acabado con mejoras en la textura superficial.

EN EL ESTADO ENDURECIDO.

Requieren menos tiempo de curado y alcanzan niveles de resitencia elevados - a cortas edades.

. En las resistencias a compresión, tensión a la abrasión y al impacto se tienen incrementos significativos.

. Tienen una gran adhesividad y se adhieren a concretos colados con anterioridad, es excelente para reparación y resanes de superficies.

. Su tendencia al agrietamiento es mínima, lo que impide que las uniones con las superficies resanadas aparezcan grietas.

. Son poco permeables con moderada repelencia superficial y de buena durabilidad.

Some typical fiber properties

Customary U.S. units

Fiber	Diameter, 10^{-6} inch	Density, pounds per cubic foot	Young's modulus of elasticity, psi	Tensile strength, psi	Elongation at break, percent
Asbestos:					
(a) Chrysotile	0.8 - 800	159	23,800,000	450,000	2 - 3
(b) Crocidolite	0.4 - 800	210	28,400,000	510,000	2 - 3
Carbon:					
(a) Type I	120	119	55,000,000	260,000	About 0.5
(b) Type II	350	119	33,000,000	380,000	About 1
Polypropylene	800 - 8000	56	700,000	70,000	About 20
Nylon (Type 242)	Over 160	71.2	600,000	130,000	About 15
Kevlar:					
(a) PRD 49	About 400	90.5	19,300,000	420,000	2.6
(b) PRD 29	480	89.9	10,000,000	420,000	4.0
Sisal	400 - 2000	94	—	120,000	About 3
Glass	350 - 600	About 160	About 11,000,000	300,000 - 600,000	2 - 3.5
Steel	200 - 20,000	490	29,000,000	150,000 - 450,000	3 - 4

SI units

Fiber	Diameter, micrometers	Density, 1000 kilograms per cubic meter	Young's modulus of elasticity, megapascals	Tensile strength, megapascals	Elongation at break, percent
Asbestos:					
(a) Chrysotile	0.02 - 20	2.55	164,000	3100	2 - 3
(b) Crocidolite	0.1 - 20	3.37	196,000	3500	2 - 3
Carbon:					
(a) Type I	3	1.90	380,000	1800	About 0.5
(b) Type II	9	1.90	230,000	2600	About 1
Polypropylene	20 - 200	0.9	5000	500	About 20
Nylon (Type 242)	Over 4	1.14	4000	900	About 15
Kevlar:					
(a) PRD 49	About 10	1.45	133,000	2900	2.6
(b) PRD 29	12	1.44	69,000	2900	4.0
Sisal	10 - 50	1.5	—	800	About 3
Glass	9 - 15	About 2.6	About 80,000	2000 - 4000	2 - 3.5
Steel	5 - 500	7.8	200,000	1000 - 3000	3 - 4

RECOMENDACIONES PARA LA FABRICACION DE CONCRETO CON COLORACION

1. CARACTERISTICAS.

1.1. Agregados pétreos.- Deberán ser sanos, sin contaminaciones, exentos de sales solubles y materia orgánica, del mismo origen y compatibles con la coloración que se pretenda obtener.

1.2. Cemento.- Deberá ser de la misma marca, tipo y de ser posible del mismo lote de fabricación.

1.3. Colorante.- Deberán ser óxidos metálicos, exentos de fracciones orgánicas, de la misma marca, tipo y lote de fabricación.

1.4. Agua.- Deberá ser de preferencia potable con un PH neutro, exenta de turbidez, materia orgánica y sales solubles en exceso.

1.5. Aditivos.- De ser necesario deberán utilizarse agentes mejoradores de la trabajabilidad que minimicen o eliminen el sangrado.

2. CARACTERISTICAS DE LA DOSIFICACION.

El concreto deberá ser plástico, poco fluido (rev. de 5 a 7 cm), con un 5 % de colorante como máximo respecto al peso del cemento, y siempre en la misma cantidad.

3. RECOMENDACIONES PARA LA FABRICACION DEL CONCRETO.

3.1. Operación previa.- El cemento y el colorante deberán mezclarse en seco, manteniendo las proporciones predeterminadas, hasta lograr su uniformidad.

3.2. Dosificación.- En todas las bachas, deberán dosificarse los componentes manteniendo sin variaciones las proporciones de proyecto.

3.3. Tiempo de mezcla.- El concreto deberá mezclarse el tiempo necesario para lograr una apariencia uniforme y deberá ser el mismo para todas las bachas.

4. REQUISITOS QUE DEBEN SATISFACER LAS SUPERFICIES DE CONTACTO.

4.1. Cimbras.- Deben ser de materiales no absorbentes y estar tratadas con cantidades apropiadas de agentes desmoldantes, incoloros y compatibles con la superficie de las mismas.

4.2. Terracerías.- Las superficies de apoyo deberán tratarse colocando sobre las mismas polietileno, papel kraft o un riego de un rebajado asfáltico que evite la absorción de agua de concreto.

5. RECOMENDACIONES PARA EL TRANSPORTE, COLOCACION Y COMPACTACION.

5.1. Transporte.- Deberá efectuarse con equipo apropiado, limpio, que evite la segregación, clasificación o contaminación del concreto.

5.2. Colocación.- Deberá usarse en forma continua empleando equipo y procedimientos que eviten la segregación, clasificación o contaminación del concreto.

5.3. Compactación.- Deberá hacerse con vibradores de inmersión, de regla o de forma según convenga, accionándolos el tiempo mínimo necesario para que el concreto alcance su máxima compacidad sin que se segregue o en su superficie fluya agua o mortero en exceso.

6. RECOMENDACIONES PARA EL ACABADO, CURADO Y DESCIMBRADO.

6.1. Acabado del concreto fresco.- Deberá hacerse empleando herramientas metálicas, sin adiciones de agua, cemento o colorante y siguiendo un sentido único de avance.

6.2. Curado.- Deberá emplearse una membrana incolora, en cantidad suficiente, colocada en forma uniforme que evite la evaporación de agua.

6.3. Descimbrado.- Deberá efectuarse cuando haya transcurrido el tiempo mínimo necesario, que permita la remoción de las cimbras sin que se dañe la superficie o la resistencia del concreto.

6.4. Acabado del concreto endurecido.- Las superficies endurecidas y secas, podrán tratarse con ceras incoloras o cuya coloración sea igual a la del concreto.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

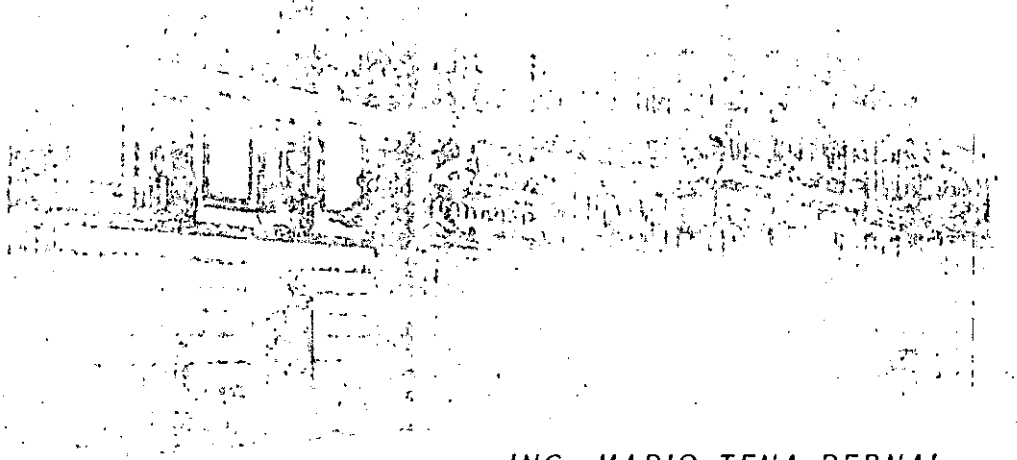
III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Del 29 de junio al 3 de julio de 1992.

CONCRETOS ESPECIALES



ING. MARIO TENA BERNAL

JUNIO - JULIO 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

CONCRETOS ESPECIALES

- Concretos Deshidratados por Succion.
- Concretos Rodillados.
- Concretos Superfluidificados.
- Concretos Reforzados con Fibras cortas.
- Concretos Lanzados.
- Concretos Polimerizados (PC,PIC,PPCC).
- Concretos Pesados.
- Concretos Ligeros.
- Concretos Sin Finos.
- Concretos de Granulometria Discontinua.
- Concretos Refractarios.
- Concretos Arquitectonicos.

VENTAJAS DEL DESHIDRATADO POR SUCCION DEL CONCRETO

EN EL ESTADO FRESCO

* Permite reducir de un 15 a un 25 % el contenido de agua del concreto colocado sin extraer lanecesaeia para la hidratación del cemento.

* Reduce en forma considerable la relación a/c (de 0.7 a 0.45).

* Minimiza las variaciones de calidad originadas por diferencias del revenimiento entre las diferentes descargas durante el suministro de concreto.

* Aumenta la densidad original del concreto colocado.

* Se pueden reducir y controlar los tiempos de ejecución, pues al terminar el deshidratado se puede dar el acabado final e iniciar de inmediato el curado.

EN EL ESTADO ENDURECIDO

* Desarrollo de resistencia a las primeras edades, aumentos considerables en la resistencia final (hasta 30 %) y el módulo elástico (de 10 a 15 %).

* Mayor dureza y resistencia al desgaste de la capa superficial (reducción de hasta 24 % en los daños por abrasión).

* Reducción de la permeabilidad y de la absorción (de 10 a 20 %) y mayor resistencia a la congelación por deshielo.

* Minimiza la contracción por fraguado y evita el agrietamiento.

* Permite aumentar el espaciamiento entre juntas.

VENTAJAS DEL USO DE LOS ADITIVOS SUPERFLUIDIZANTES EN EL CONCRETO.

* Aumento notable dela trabajabilidad sin aumentar el contenido de agua.

* Se puede elevar la resistencia con el mismo contenido de cemento sin reducir la trabajabilidad.

* Hacen posible recuperar durante cierto tiempo el revenimiento sin adición de agua (retemplado).

* Se pueden lograr mejorias notables en la resistencia, el módulo elástico, la durabilidad y la apariencia superficial.

* Facilita el tranporte y colocacion en la obra, minimiza o elimina la compactacion por vibrado y reduce el periodo de curado.

* Permiten reducir la mano de obra, disminuir el período de uso de la cimbra, acelerar el ritmo de construcción y acortar los tiempos de ejecución para poner en servicio la obra.

APLICACIONES DEL LOS ADITIVOS SUPERFLUIDIZANTES EN EL CONCRETO.

I Donde se requiera una gran trabajabilidad.

* Para concreto con dificultades para su vibrado (areas con congestionamiento de acero o de dificil acceso).

* Cuando se requiere colocar rapidamente el concreto sin necesidad de consolidarlo por vibración.

* Cuando es necesario mejorar la trabajabilidad para facilitar el bombeo.

* En la colocacion de concreto usando tubo tremie (tubo embudo) o trompa de elefante.

* Para facilitar la colocación y acabado uniforme del concreto sin sacrificar homogeneidad y calidad.

II Donde se requieran concretos con bajo contenido de agua.

* Para estructuras densamente armadas en donde se requiera alta resistencia.

* Para el descimbrado rapido de piezas prefabricadas de concreto simple o preesforzado con buen acabado superficial.

* Para hacer concretos de alta resistencia física y mecánica a cortas y largas edades.

* Para obtener un modulo elastico elevado a cortas edades.

Some typical fiber properties

Customary U.S. units

Fiber	Diameter, 10^{-6} inch	Density, pounds per cubic foot	Young's modulus of elasticity, psi	Tensile strength, psi	Elongation at break, percent
Asbestos:					
(a) Chrysotile	0.8 - 800	159	23,800,000	450,000	2 - 3
(b) Crocidolite	0.4 - 800	210	28,400,000	510,000	2 - 3
Carbon:					
(a) Type I	120	119	55,000,000	260,000	About 0.5
(b) Type II	350	119	33,000,000	380,000	About 1
Polypropylene	800 - 8000	56	700,000	70,000	About 20
Nylon (Type 242)	Over 160	71.2	600,000	130,000	About 15
Kevlar:					
(a) PRD 49	About 400	90.5	19,300,000	420,000	2.6
(b) PRD 29	480	89.9	10,000,000	420,000	4.0
Sisal	400 - 2000	94	—	120,000	About 3
Glass	350 - 600	About 160	About 11,000,000	300,000 - 600,000	2 - 3.5
Steel	200 - 20,000	490	29,000,000	150,000 - 450,000	3 - 4

SI units

Fiber	Diameter, micrometers	Density, 1000 kilograms per cubic meter	Young's modulus of elasticity, megapascals	Tensile strength, megapascals	Elongation at break, percent
Asbestos:					
(a) Chrysotile	0.02 - 20	2.55	164,000	3100	2 - 3
(b) Crocidolite	0.1 - 20	3.37	196,000	3500	2 - 3
Carbon:					
(a) Type I	3	1.90	380,000	1800	About 0.5
(b) Type II	9	1.90	230,000	2600	About 1
Polypropylene	20 - 200	0.9	5000	500	About 20
Nylon (Type 242)	Over 4	1.14	4000	900	About 15
Kevlar:					
(a) PRD 49	About 10	1.45	133,000	2900	2.6
(b) PRD 29	12	1.44	69,000	2900	4.0
Sisal	10 - 50	1.5	—	800	About 3
Glass	9 - 15	About 2.6	About 80,000	2000 - 4000	2 - 3.5
Steel	5 - 500	7.8	200,000	1000 - 3000	3 - 4

SISTEMAS POLIESTER-ESTIRENO PARA ANCLAJE DE MEMBRANAS.

[illegible]	VISCOSIDAD a(250C) cp	CATALIZADOR	CONCENTRACION % EN PESO.	ACELERANTE	CONCENTRACION % EN PESO.	TEMPERATURA AMBIENTE OC	TIEMPO DE GELADO.	TIEMPO DE CURADO
[illegible]	0.5	Bzp + AIBN	0.5/0.5	DMA + DMT	0.5/0.5	25	20	60
[illegible] DMA-5% TMPTMA	1.0	Bzp + AIBN	1.0/1.0	DMA + DMT	1.0/1.0	25	15	36
[illegible] DMA-5% TMPTMA	1.0	Bzp	2.0	DMA	2.0	20	20	38
[illegible] DMA-30 % TMPTMA	1.9	Bzp	1.0	DMT	1.0	25	8	14
[illegible] ESTIRENO-10% TMPTMA	1.0	Bzp	1.0	DMA	1.0	60	-	-
[illegible] ESTIRENO-10% TMPTMA	1.0	Bzp	2.0	DMA	2.0	60	50	1050
[illegible] ESTIRENO-15% TMPTMA	1.2	Bzp	2.0	DMA	1.0	60	30	220
[illegible] ESTIRENO-40% TMPTMA	1.7	Bzp	1.0	DMA + DMT	0.5/0.5	25	15	45
[illegible] ESTIRENO-25% POLIESTER	2.4	MEKP	1.0	CoN	0.4	16	53	120
[illegible] POLIESTER-40% ESTIRENO	100	MEKP	1.0	CoN	0.75	21	20	3[illegible]

[illegible]p - Peróxido de Benzoilo.
[illegible]BN - A_2obis isobutironitrilo
[illegible]N - Naftenato de cobalto.
[illegible]A - Metil Metacrilato.

DMA - Dimetil anolina.
DMT - Dimetil toludina.
MEKP - Peróxido de metil etil cetona.
TMPTMA - Trimetil pentano tiol metacrilato.

[illegible]PUNTES: ING. MARIO TENA BERNAL.

[illegible]cal.

VENTAJAS DE LOS CONCRETOS MODIFICADOS CON LATEX (LMC.PCC)

EN EL ESTADO FRESCO.

. Para cualquier rango de trabajabilidad requieren menos agua que los concretos convencionales.

. Con determinado contenido de cemento y una cierta trabajabilidad se usan relaciones a/c más bajas.

. Se puede aumentar la trabajabilidad sin sacrificio de resitencia.

. Se tiene incrementos significativos de la cohesividad y la pasticidad que facilitan el acabado con mejoras en la textura superficial.

EN EL ESTADO ENDURECIDO.

. Requieren menos tiempo de curado y alcanzan niveles de resitencia elevados a cortas edades.

. En las resistencias a compresión, tensión a la abrasión y al impacto se tienen incrementos significativos.

. Tienen una gran adhesividad y se adhieren a concretos colados con anterioridad, es excelente para reparación y resanes de superficies.

. Su tendencia al agrietamiento es mínima, lo que impide que las uniones con las superficies resanadas aparezcan grietas.

. Son poco permeables con moderada repelencia superficial y de buena durabilidad.

RECOMENDACIONES PARA LA FABRICACION DE CONCRETO CON COLORACION

1. CARACTERISTICAS.

1.1. Agregados pétreos.- Deberán ser sanos, sin contaminaciones, exentos de sales solubles y materia orgánica, del mismo origen y compatibles con la coloración que se pretenda obtener.

1.2. Cemento.- Deberá ser de la misma marca, tipo y de ser posible del mismo lote de fabricación.

1.3. Colorante.- Deberán ser óxidos metálicos, exentos de fracciones orgánicas, de la misma marca, tipo y lote de fabricación.

1.4. Agua.- Deberá ser de preferencia potable con un PH neutro, exenta de turbidez, materia orgánica y sales solubles en exceso.

1.5. Aditivos.- De ser necesario deberán utilizarse agentes mejoradores de la trabajabilidad que minimicen o eliminen el sangrado.

2. CARACTERISTICAS DE LA DOSIFICACION.

El concreto deberá ser plástico, poco fluido (rev. de 5 a 7 cm), con un 5 % de colorante como máximo respecto al peso del cemento, y siempre en la misma cantidad.

3. RECOMENDACIONES PARA LA FABRICACION DEL CONCRETO.

3.1. Operación previa.- El cemento y el colorante deberán mezclarse en seco, manteniendo las proporciones predeterminadas, hasta lograr su uniformidad.

3.2. Dosificación.- En todas las bachas, deberán dosificarse los componentes manteniendo sin variaciones las proporciones de proyecto.

3.3. Tiempo de mezcla.- El concreto deberá mezclarse el tiempo necesario para lograr una apariencia uniforme y deberá ser el mismo para todas las bachas.

4. REQUISITOS QUE DEBEN SATISFACER LAS SUPERFICIES DE CONTACTO.

4.1. Cimbras.- Deben ser de materiales no absorbentes y estar tratadas con cantidades apropiadas de agentes desmoldantes, incoloros y compatibles con la superficie de las mismas.

4.2. Terracerías.- Las superficies de apoyo deberán tratarse colocando sobre las mismas polietileno, papel kraft o un riego de un rebajado asfáltico que evite la absorción de agua de concreto.

5. RECOMENDACIONES PARA EL TRANSPORTE, COLOCACION Y COMPACTACION.

5.1. Transporte.- Deberá efectuarse con equipo apropiado, limpio, que evite la segregación, clasificación o contaminación del concreto.

5.2. Colocación.- Deberá usarse en forma continua empleando equipo y procedimientos que eviten la segregación, clasificación o contaminación del concreto.

5.3. Compactación.- Deberá hacerse con vibradores de inmersión, de regla o de forma según convenga, accionándolos el tiempo mínimo necesario para que el concreto alcance su máxima compacidad sin que se segregue o en su superficie fluya agua o mortero en exceso.

6. RECOMENDACIONES PARA EL ACABADO, CURADO Y DESCIMBRADO.

6.1. Acabado del concreto fresco.- Deberá hacerse empleando herramientas metálicas, sin adiciones de agua, cemento o colorante y siguiendo un sentido único de avance.

6.2. Curado.- Deberá emplearse una membrana incolora, en cantidad suficiente, colocada en forma uniforme que evite la evaporación de agua.

6.3. Descimbrado.- Deberá efectuarse cuando haya transcurrido el tiempo mínimo necesario, que permita la remoción de las cimbras sin que se dañe la superficie o la resistencia del concreto.

6.4. Acabado del concreto endurecido.- Las superficies endurecidas y secas, podrán tratarse con ceras incoloras o cuya coloración sea igual a la del concreto.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Del 29 de junio al 3 de julio de 1992.

CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO

ING. LUIS A. GARCIA CHOWELL

JUNIO - JULIO 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

" MANUAL DE CONTROL DE CALIDAD "

D E L

CENTRO TECNICO DEL CONCRETO

D E L

G R U P O - T O L T E C A

SECCIÓN 1: GUIA DEL CONTROL DE CALIDAD .

SECCIÓN 2: LISTA DE VERIFICACION DE CONTROL DE CALIDAD.

SECCIÓN 3: LISTA DE VERIFICACION DE LAS INSTALACIONES DE PRODUCCION DE CONCRETO PREMEZCLADO.

" MANUAL DE CONTROL DE CALIDAD "

D E L

CENTRO TECNICO DEL CONCRETO

D E L

G R U P O - T O L T E C A

SECCIÓN 1 GUIA DEL CONTROL DE CALIDAD.

GUIA DEL CONTROL DE CALIDAD

C O N T E N I D O

lidad a emplear tiempo adicional en los esfuerzos para analizar las causas de fallas o variables en la calidad del concreto. Por ejemplo, un cemento de baja calidad puede eventualmente producir grandes variaciones en las resistencias del concreto; o un agregado fino sujeto a cambios erráticos en finura, puede causar inexplicables fluctuaciones en la resistencia. La ausencia del personal de control de calidad por su ocupación en la atención de reclamaciones críticas, va a repercutir en descuidos de sus ocupaciones regulares en la organización de control de calidad.

2.5 Posición del Departamento de Control de Calidad dentro de la organización de la compañía.

En una compañía que funciona bien, la persona encargada del control de calidad depende directamente del Gerente de la compañía o división de la cual es parte; él lleva a la práctica las decisiones de la Gerencia en lo que respecta a nivel de calidad del producto; usualmente reporta a la semana el comportamiento del producto y la producción; recomienda y supervisa la implantación exitosa de medios de mantenimiento y mejora del nivel de calidad y eficiencia en el costo de la producción. Las actividades de control de calidad son coordinadas por él con los departamentos de producción y ventas; en cambio depende de estos departamentos para información que resultará en la contribución óptima del departamento de control de calidad al logro de los objetivos de la compañía.

3.0 ALCANCE DE LAS ACTIVIDADES DEL CONTROL DE CALIDAD.

El "Control de Calidad" consiste fundamentalmente en el diseño del producto y la verificación de que fué fabricado conforme a los requisitos fijados, aunque también incluye actividades indirectamente relacionadas con el mismo. Las actividades que usualmente corresponden al Control de Calidad son: muestreo, prueba del concreto y materiales para el concreto, control de la producción del concreto en la planta y en la obra, optimización de las mezclas, investigación y desarrollo, revisión de especificaciones, determinar la uniformidad de las mezclas de concreto producidas, evaluación del comportamiento del concreto y análisis y previsión de fallas. Adicionalmente, las funciones de control de calidad pueden incluír capacitación de personal, diversas actividades promocionales y representación de la compañía en Asociaciones Profesionales o Industriales.
Como referencia véase la Sección 2 del Manual de Control de Calidad del C.T.C., como una detallada "lista de actividades a desarrollar".

4.0 ORGANIZACION DEL CONTROL DE CALIDAD Y SU PERSONAL DE MANDO.

4.1 Unidad básica de servicio.

Está encabezada por técnicos en control de calidad certificados. Las funciones de control de esta unidad incluyen en primer lugar el muestreo y prueba de la materia prima, del concreto y del control de la producción en la planta y en el campo. Puede representar la operación completa de control de calidad de una compañía pequeña o puede ser una de varias unidades de control en una compañía que opera muchas plantas. Algunas de sus funciones pueden ser contratadas con un laboratorio externo debidamente acreditado, por ejemplo el curado, cabeceo y prueba de los especímenes de resistencia.

4.2 Laboratorio central.

Manejado por un técnico certificado por el C.T.C. en control de calidad. El laboratorio es usualmente supervisado por un asistente del gerente de control de calidad. Tiene instalaciones y equipo para ensaye que le permite un amplio campo de pruebas de concreto y materiales en el laboratorio. Puede estar provisto con algunas o todas las instalaciones opcionales anotadas en la Sección 5.2.

4.3 Gerente Técnico.

Esta persona trabaja para aplicar las directrices gerenciales encaminadas a conseguir una calidad de producto deseable de acuerdo con el compromiso de calidad de la compañía. El establece normas de calidad para los materiales y diseña el plan de control de calidad que especifica la frecuencia y el alcance del muestreo y del ensaye. Sus labores usualmente incluyen revisión de especificaciones de proyecto y selección de mezclas para obra; proposición de diseños de mezclas especiales y otras informaciones sobre el producto para su aprobación por el director de obra en estos casos, evaluación del comportamiento del concreto, optimización del producto, ensayes para investigación y desarrollo, prevención y análisis de fallas, capacitación de personal, y los aspectos técnicos de las actividades promocionales. En operaciones pequeñas, las funciones de este puesto pueden ser manejadas por la cabeza y miembros de la organización local, asesorados por el gerente técnico de la compañía, el C.T.C. y/o laboratorios externos.

5.0 EQUIPO Y NORMAS DE PRUEBA.

5.1 Funciones básicas para el Control de Calidad.

Las prioridades de ensaye del laboratorio de un productor están precisamente encaminadas a aquellas pruebas que son las más importantes para la aceptación del producto por el cliente. Por lo tanto, las instalaciones y el equipo para el ensaye del concreto fresco y la resistencia del concreto endurecido son de primera necesidad, seguidas por algunas pruebas para medir o determinar las propiedades significativas de los agregados y otros materiales que influyen en el comportamiento del concreto. A continuación se enlista el equipo básico necesario para pruebas de control de calidad. Los números entre paréntesis se refieren a los métodos de prueba aplicables de las NOM. La lista solamente incluye equipo indispensable para la elaboración de un antepresupuesto.

5.1.1 Equipo para pruebas de concreto.

1. Equipo complementario: Carretilla concretera (80 litros); cucharón metálico de tipo rectangular; varilla para compactación; llana metálica; cubeta de 15 litros; pala cuadrada; caja con trapos limpios; guantes de trabajo; guantes de hule (neopreno); regla de 30 cm; cinta métrica de 30 metros (para medida de dimensiones de cimbra); una lupa (10X) para inspección de concreto endurecido y observaciones del contenido de aire o agua, vacíos y otras características; tablero de triplay (para lograr una base firme para moldear los cilindros de prueba y colocar otros equipos en una base nivelada en el campo); calculadora de bolsillo.

2. Prueba de Revenimiento (NOM C-156): Molde troncocónico.

3. Contenido de Aire por el Método de Presión (NOM C-157): Existen 2 tipos de dispositivos para la medición del contenido de aire por el método de presión, equipados con sus accesorios y equipos de calibración. Los recipientes de estos aparatos son útiles en las pruebas de peso unitario (ver C-162). Los equipos para determinar el contenido de aire por el método de presión no se deben utilizar para concretos ligeros.

4. Peso Unitario y Rendimiento (NOM C-162 y C-73): -- Cubeta con capacidad de 15 litros; placa de enrase metálica de 6 mm de espesor o placa de vidrio o acrílico de 12 mm de grueso; placa de vidrio de - 6 mm de espesor para calibración, y grasa de chasis o bomba de agua. Báscula de plataforma con capacidad suficiente para el rango de peso esperado del concreto y el tamaño de la olla.

5. Temperatura del Concreto: Es aconsejable adquirir un termómetro bimetálico de vástago, de primera calidad (con carátula de 5 cm de diámetro y vástago sensible de --- 20 cm de longitud; rango de -10 a 110°C). Termómetro de cristal preciso para uso en el laboratorio y para calibración de los termómetros bimetálicos de campo.

6. Moldes Verticales para la elaboración de Especímenes Cilíndricos de Concreto para Pruebas (NOM C-281): Pueden ser de lámina metálica, plástico, -- productos de papel adecuadamente tratados y otros materiales.

Moldes metálicos reusables. De todos los tipos de molde, son los que dan mayor resistencia en el cilindro de concreto. Ocasionan un costo adicional de mano de obra por las acciones de limpieza, impermeabilidad y re-ensamblado. Su uso se requiere cuando se ensaya concreto de alta resistencia - - (420 kg/cm2 o más). Son útiles para pruebas aceleradas si se les adaptan tapaderas metálicas (NOM C-290)

7. Ensaye de Tensión por Flexión (C-160, C-159, C-191): Moldes para vigas, usualmente de 15 x 15 con longitud de 50 cm como mínimo. Tómese en cuenta la - facilidad del manejo (ligereza), la facilidad de - limpieza y ensamblado cuando se elijan estos moldes. Si se hace un gran número de estas pruebas,- úsese un vibrador de 25 mm máximo de diámetro y — 9000 vibraciones por minuto como mínimo para la -- compactación de concreto de bajo revenimiento. Este vibrador puede requerir un generador portátil - si se usa lejos de alguna fuente de energía. Plana de madera para el acabado de la superficie de - la viga.

8. Instalaciones de curado (NOM C-159 y NOM C-160):

Para pruebas de resistencia en un laboratorio -- con bajo volumen de trabajo. Usese una pileta de curado con agua saturada de cal y con un bulbo de termómetro inmerso en el agua, para controlar la - temperatura a 23 ± 2°C. Salvo que la pileta se en cuentre en un ambiente de temperatura controlada,- deberá contar con un equipo automático de ajuste - de temperatura con elementos calentadores o enfria dores. Téngase evidencia escrita que demuestre -- que la temperatura del agua se mantiene en estos - límites.

Para pruebas de resistencia en un laboratorio -- con alto volumen de trabajo. Cuarto de curado - - capaz de mantener húmedas las superficies de los - especímenes a temperatura controlada de 23 ± 2°C. Esta condición puede obtenerse por varios sistemas incluyendo la combinación de un humidificador y -- equipo de aire acondicionado que caliente y enfríe. También puede usarse una unidad calefactora de co- rriente alterna más utilización de agua con aire - comprimido, usando el aire del compresor de la - - planta y agua de alguna fuente disponible.

Para pruebas de Tensión por Flexión. Pileta de curado con agua saturada de cal para curar por lo menos 20 horas antes del ensaye. Nótese que sin esta fase de curado final a las vigas y el ensaye inmediato después de retirarlas del agua, se pue-- den registrar resultados 10% más bajos.

9. Cabeceo de cilindros (NOM C-109): El método más -- práctico y económico es utilizando compuesto de cabeceo de azufre. Este método requiere el uso de los siguientes equipos:

Platos para cabeceo de los especímenes. Deben - ser fabricados a partir de placas de acero maquinadas; de 13 mm de espesor mínimo. No se deben u-- sar placas con anillos soldados ya que se deforman con el calor del compuesto de cabeceo, causando -- convexidad en la superficie cabeceada y por lo tanto, resultados de resistencia bajos.

Jarra para fundir el compuesto de azufre. Su tamaño dependerá de la cantidad de especímenes a ensayar. Se deben seleccionar jarras que tengan las paredes más gruesas, compatibles con su facilidad

de manejo, ya que si se utilizan jarras de paredes delgadas, éstas rápidamente se picarán.

Compuesto de cabeceo. Usualmente es un mortero de azufre que se forma mezclando el azufre con cenizas o polvos de sílice, puzolanas, etc., mezclados en una relación que garantice su resistencia. La resistencia de este compuesto deberá verificarse sistemáticamente por medio de cubos de 5 cm de lado, preparados de acuerdo a la Norma NOM C-109. Limítese el reuso del material recuperado cuando éste ya no cumpla con la resistencia. En los laboratorios que sea necesario, se debe contar con campana de extracción para eliminar los gases del azufre.

10. Máquina de prueba (NOM C-83): Debe ser accionada por energía eléctrica para poder controlar la velocidad de carga conforme a la Norma NOM C-83 y de mayor capacidad que las cargas que se espere tener. Por lo tanto, las máquinas de operación manual que existan en nuestros laboratorios, deben ser modificadas para que cuenten con un dispositivo que permita cumplir con lo indicado en la Norma mencionada. Si se pretende ensayar diferentes tipos de producto, es conveniente que la máquina cuente con más de un rango de carga para proporcionar la exactitud solicitada; así también, con los accesorios especiales para las pruebas diferentes a la de compresión de especímenes cilíndricos de 15 x 30 cm.

11. Prueba de Martillos de Rebote (NOM C-192): Existen diversos tipos y tamaños en martillos de rebote y son útiles para determinar la calidad del concreto endurecido, en forma comparativa con elementos estructurales similares que se sabe de buena calidad.

5.1.2 Equipo para pruebas de agregados.

1 Humedad de los agregados:

Contenido total de humedad por medio del secado (NOM C-166). Horno de secado o placa de calentamiento (110° C); charolas para el secado (su tamaño dependerá del tamaño requerido de la muestra). La información de la absorción se requiere para determinar la condición de los agregados.

Picnómetro o Frasco Chapman (NOM C-245). El frasco Chapman o algún otro graduado o picnómetro; báscula. Para la determinación de la humedad superficial en la arena se requerirá información de la densidad de los agregados, para mayor precisión de la prueba.

Determinación rápida de la humedad. Recipiente de metal en forma de botella con un manómetro calibrado para medir la humedad directamente y accesorios para la prueba. La lectura de la humedad se obtendrá en un manómetro que mide la presión generada por el gas producido por la humedad libre del agregado, que reacciona con el polvo de carbonato de calcio que también se coloca dentro del recipiente presurizado.

2. Granulometría de la Arena (NOM C-77): Un cuarteador de tamaño apropiado; placas de calentamiento u horno para secado (100° C); báscula, agitador mecánico para las mallas, con movimiento horizontal y vertical; juego de mallas de 20 cm de diámetro con mallas de los siguientes tamaños: 3/8", No. 4, No. 8, No. 16, No. 30, No. 50, No. 100, No. 200 y su charola y tapadera.

3. Granulometría de los Agregados Gruesos (NOM C-77): Cuarteador del tamaño apropiado o medios para cuarteo a mano de las muestras; equipo para secado a 100° C (no obligatorio para pruebas de control rápido); agitador mecánico de las mallas; conjunto de mallas para los agregados gruesos más frecuentemente usados, generalmente de los tamaños: 2", 1 1/2", 1", 3/4", 1/2", 3/8", No. 4 y No. 8.

4. Otras pruebas básicas de los Agregados.

Materiales más finos que la malla 200 (NOM C-84).

Mallas para agregados finos No. 16 y No. 200; horno para secado (100° C); envase o recipiente para el lavado de los agregados, báscula.

Peso Específico y Absorción de los Agregados Gruesos NOM (C-164). Canasta de alambre; báscula; horno para secado o placa calentadora (100° C); dispositivo para suspender la canasta de alambre den—

tro del agua; una caja con trapos limpios o ----- toallas.

Peso Unitario y Contenido de Vacíos en el Agregado (NOM C-73). Cubeta para el peso unitario, de - 15 litros; báscula de plataforma con capacidad de 120 kg; horno para secado (110° C); termómetro; -- una placa de vidrio o material transparente de --- mayor dimensión que la cubeta, (los últimos dos elementos se requieren para la calibración de la cubeta del peso unitario).

NOTA: La prueba del Peso Específico del Agregado Fino (NOM C-165) requiere destreza de operación y no es realizada frecuentemente en depósitos de agregados que muestren un peso específico - más o menos uniforme. Por lo tanto se encuentra - fuera de esta lista. Si se requiere la prueba por alguna razón, hágase con mucho cuidado.

5.2 Para tener capacidad de realizar pruebas más avanzadas.

5.2.1 Equipo para pruebas de concreto.

1. Ensayes para Mezclas de Prueba (NOM C-159): Revolvedora de laboratorio (del tipo de tambor giratorio) con capacidad para mezclar concreto suficiente para la elaboración de por lo menos seis cilindros de 15 x 30 cm, obtención del revenimiento, determinación - del aire, y del rendimiento y peso unitario. Charolas para manejar los diferentes tamaños de agregados o diferentes tipos de agregados. Equipos para la saturación del agregado grueso. Un clasificador de agregados de tamaño adecuado para separar apropiadamente y recombinar los diferentes tamaños de agregados en pruebas comparativas para observar los efectos variables en las mezclas tanto en su - resistencia y otras propiedades del concreto. Báscula preferentemente del tipo de carátula. Pipetas y probetas para medición apropiadas de aditivo a colocar. Manuales de operación de laboratorio - para la preparación uniforme y consistente de las mezclas de prueba.

2. Ensaye del Tiempo de Fraguado del Concreto (NOM - C-177): Aparato para medir la resistencia a la -- penetración. Recipientes cilíndricos o - cúbicos de 15 x 15 x 15 cm mínimo; pipetas. Con - este método se determinarán los efectos de la velo

cidad de endurecimiento del concreto de variables tales como diferentes tipos o marcas de cementos, aditivos, proporcionamientos de mezcla y temperaturas de concreto.

3. Resistencia a la Tensión por Compresión Diametral (NOM C-163): Placas complementarias, para la máquina de ensaye, dispositivos especiales de alineamiento de los cilindros y las soleras de apoyo. Esta prueba se usa para la determinación de los coeficientes de diseño aplicables para varios agregados ligeros y mezclas de concreto ligero. También se usa para la evaluación de la resistencia a la flexión del concreto en el sitio una vez que se ha establecido una correlación de resistencia, aunque no esté calificada como prueba de aceptación.

4. Ensaye de Corazones (NOM C-169): Máquina para extracción de corazones. Brocas de diferentes diámetros de corazones. Generador portátil, cuando no se disponga de corriente. Sierra para corte de concreto para la preparación de las cabezas de los corazones. Dispositivos para el cabeceo de corazones de concreto de menos de 15 cm de diámetro.

5. Ensaye de Resistencia a la Penetración (NOM C-301): Pistola de Windsor. Medirá la resistencia del concreto a la penetración de un proyectil de acero impulsado por una carga medida de pólvora. Usualmente se considera un indicador más confiable que el esclerómetro para medir la resistencia del concreto en el sitio.

6. Exámenes Petrográficos (ASTM C-856): Lupa de 10X de amplificación. Microscopio estereoscópico de 70X de amplificación. Sierra de disco. Equipo para el tallado. Piedras abrasivas de diferentes finuras. Resina o cera para impregnar la superficie que será pulida. Placa calentadora u horno para el secado y el impregnado de los especímenes. Los defectos básicos en el concreto endurecido (excesivo contenido de aire, excesivos huecos de agua) pueden ser rápidamente identificados con este equipo. El laboratorio Central de la División Cemento puede ayudar en este tipo de exámenes.

Para exámenes más detallados recúrrase a los servicios de un petrógrafo y equipo especializado.

Para información adicional véase la ASTM C-856.

5.2.2 Equipo para pruebas de agregados.

1. Peso Específico y Absorción del Agregado Fino (NOM C-165): Balanza de capacidad mínima de 1 Kg, sensibilidad de 0.1 g y precisión del 0.1 % del peso de la muestra; picnómetro con exactitud de ± 0.1 cm3; molde metálico de forma troncocónica; pisón de metal.

2. Método para la determinación del "valor equivalente de arena" en suelos y agregado fino (ASTM D-2419): Verifíquese en el método de prueba ASTM para los requerimientos de equipo. Este método mide la cantidad de limos y arcilla en los agregados finos.

3. Impurezas orgánicas (NOM C-88): Botellas de cristal graduadas; solución de hidróxido de sodio; solución estándar para el color de referencia (dicromato de potasio disuelto en ácido sulfúrico) o placas con los colores de referencia.

4. Prueba para Abrasión de agregado grueso, usando la máquina de Los Angeles (NOM C-196 y NOM C-219): Máquina de Los Angeles; carga abrasiva. Medirá la abrasión de los agregados gruesos por el impacto de la carga abrasiva.

5.2.3 Equipo para pruebas de cemento.

La prueba del cemento es aconsejable si se experimentan fluctuaciones en la resistencia del concreto que no tienen causas asignables a las propiedades del concreto o los otros componentes. Con un gasto moderado en mano de obra y equipo, puede obtenerse información básica del comportamiento del cemento, incluyendo resistencia a la compresión en cubos de mortero, tiempo de fraguado, falso fraguado o fraguado instantáneo y demanda de agua. Nótese que el equipo para la prueba a la compresión de los cubos de cemento también es útil para determinar la uniformidad y la contribución de resistencia de alguna ceniza volante, puzolanas o algún residuo de incineración; para resistencia de compresión del compuesto de cabeceo, y el efecto de la resistencia del mortero cuando se usa en las mezclas agua no potable, agua reciclada de lavado, o agregado fino

con materias orgánicas.

La confiabilidad de los resultados de las pruebas es medida por medio de pruebas duplicadas y programas de pruebas entre laboratorios para verificar si se cumple con el estado de precisión aplicable al método específico de prueba. Es esencial para el éxito de un programa de pruebas de un cemento que el muestreo se haga en estricto cumplimiento con las normas aplicables (NOM C-130 , ASTM C-917) y que sean manejadas por personal responsable.

La lista siguiente es del equipo básico requerido para varias pruebas de cemento.

1. Resistencia a la Compresión de Morteros de Cemento (NOM C-61): Moldes de cubos de 5 cm; arena graduada de Ottawa (ASTM C-778); batidora de 4.73 lt (C-85); vasos graduados; escala; pisón; paleta; mesa de fluidez; molde de fluidez y calibrador (ASTM C-230); cámara húmeda o cuarto de curado; máquina de prueba con rango de carga de 0 a 20,000 kg, con dispositivo para pruebas de cubos de 5 cm. Nótese que la prueba de fluidez es necesaria para las pruebas de cementos combinados (blended cements; ASTM C-595). El rango de la fluidez de los cementos portland es un indicador del requerimiento de agua del cemento.

2. Tiempo de fraguado por medio de la Aguja de Vicat - NOM C-59): Aparato de Vicat con barra de 300 g de peso con aguja de acero de 1mm de diámetro; vasos graduados; escala graduada; molde troncocónico; placa de vidrio; batidora (C-85). El fraguado inicial se obtiene cuando la aguja penetra 25 mm dentro de la muestra de la pasta de cemento, la cual tiene un espesor de 40 mm. El fraguado final ocurre cuando no se observa hundimiento de la aguja dentro de la muestra.

3. Consistencia Normal (NOM C-57): Aparato de Vicat con una barra de 300 g que tenga un extremo de 10 mm de diámetro; molde anular troncocónico; vasos graduados; básculas; batidora (C-85) y placa no absorbente. La determinación de la consistencia normal suministra información relacionada con la cantidad de agua de mezclado que debe ser usada para las pruebas de tiempo de fraguado por medio de las agujas de Vicat. La consistencia normal de una pasta de cemen

to se obtiene con la cantidad de agua de mezclado que cause que el émbolo se asiente en un punto de 10 ± 1 mm abajo de la superficie en 30 segundos después de soltar la barra. La prueba suministra información complementaria sobre el agua de mezclado requerida por el cemento en el concreto.

4. Fraguado falso del cemento portland (Método del mortero; ASTM C-359): Aparato de Vicat modificado, con una barra de 400 g de peso, que tenga uno de sus extremos de 10 mm de diámetro; recipientes de 50 x 50 x 150 mm para contener las muestras de mortero; arena graduada de Ottawa y arena de Ottawa estándar 20/30 (ASTM C-778); probetas graduadas; balanza; batidora (NOM C-85); cronómetro. La penetración de la barra se mide inicialmente, a 5 minutos, a 8 minutos, a 11 minutos y después de remezclar el mortero. Si la penetración después del remezclado es apreciablemente mayor que las penetraciones anteriores, el cemento puede tener tendencia al falso fraguado.

5. Fraguado falso del cemento portland (Método de la pasta; NOM C-132). Aparato de Vicat (NOM C-57); probetas graduadas; báscula; batidora (NOM C-85); molde troncocónico; placa no absorbente; cronómetro. Se miden la penetración inicial, la final a 5 minutos y la de después del remezclado. Si la penetración final es menor que la penetración inicial en más del 50%, el cemento tiene falso fraguado.

Nota: Un cemento con características de severo fraguado falso, puede afectar adversamente el comportamiento del concreto a un grado mayor que el que normalmente es supuesto. Aún después del mezclado a través de la fase del endurecimiento prematuro y la restitución de la plasticidad del concreto, puede exhibir sangrado anormal, poca trabajabilidad, resistencias erráticas y contenidos de aire variables si el concreto es con aire incluído. Un alto grado de variabilidad de revoltura a revoltura también ha sido observada cuando se usa un cemento con fraguado falso en las revolturas de prueba de concreto en el laboratorio.

Otras pruebas físicas en cementos pueden ser útiles, incluyendo pruebas de finura o de pérdida por calcinación. Estas pruebas requieren de equipo más sofisticado y destreza por parte del operador

para realizar las pruebas conforme a normas. Sin embargo, en el laboratorio Central de la División Cemento o en los laboratorios de control de calidad de las plantas productoras de cemento se puede tener ayuda para realizar estas pruebas. Véase los métodos de prueba como se describen en la parte 04.01 de la ASTM.

5.2.4 Equipo para pruebas de aditivos.

El cumplimiento de los aditivos para concreto, aditivos químicos o minerales (puzolánicos), normalmente es evaluado por medio de mezclas de prueba en las cuales las características del aditivo para concreto son comparadas con aquellas del concreto simple de referencia y de concretos con otros aditivos. El equipo para estas pruebas está enlistado en el párrafo 5.2.1 Equipo para Pruebas de Concreto. A través de verificaciones sistemáticas, el procedimiento es aplicado a nuevas entregas de materiales, a nuevas combinaciones de aditivos y en aditivos almacenados por sospechar comportamiento anormal en el campo.

1. Aditivos Líquidos (NOM C-280 y C-255): Debido a un proceso de manufactura altamente controlada, muestran buena uniformidad de lote a lote. Un almacenamiento prolongado puede causar una sedimentación de sólidos. La homogeneidad puede generalmente ser restituída por medio de agitación mecánica y puede ser determinada por la medida de su densidad con un hidrómetro para líquidos más pesados que el agua. (Nota: el remezclado nunca deberá hacerse por medio de aire comprimido. El dióxido de carbono del aire puede cambiar el Ph y desestabilizar químicamente al aditivo).

2. Aditivos Minerales - Escoria: Cuando es empleada en combinación con cemento portland en cantidades aceptables, la escoria de alto horno molida es capaz de contribuciones substanciales a la resistencia del concreto. Su actividad puzolánica se cataloga por diferentes grados como se define en la especificación ASTM C-989. Generalmente la contribución de la escoria a la resistencia aumenta con su finura de molienda y su contenido de sílice amorfo (vidrio). Debido a la uniformidad de la escoria de una fuente de abastecimiento dado, el control de las pruebas puede

no ser necesario o solamente a intervalos considerables. El método más práctico para probar la calidad y uniformidad de la escoria es la prueba de resistencia en cubos de mortero de 5 cm por lado, de acuerdo con una modificación de la NOM C-61 para prueba de resistencia de mortero con cemento portland. El procedimiento está descrito en la norma ASTM C-989.

5.3 Control de Calidad en las operaciones del laboratorio.

Una operación de control de calidad representa una buena inversión solamente si produce información confiable. Los resultados de pruebas erróneas pueden producir un falso sentido de seguridad o provocar una acción inapropiada en el momento, lo que va en detrimento del negocio del productor. Los errores en las pruebas son el resultado de procedimientos incorrectos en las pruebas, equivocaciones en el procesamiento de las muestras y de los especímenes, o de equipo fuera de calibración. Las siguientes medidas tomadas a intervalos regulares ayudarán a controlar estas causas potenciales de errores en las pruebas.

1. El personal de mando del departamento de Control de Calidad es examinado en su capacidad sobre los procedimientos de pruebas. Los resultados deben registrarse. La certificación técnica la dará la Dirección Técnica de la División Concreto.

2. La verificación de que el personal de mando del departamento de Control de Calidad es conocedor de los límites de la calidad, sabe las acciones apropiadas a tomar cuando ocurren las fallas.

3. Verifiquen la correcta identificación y procesado de los especímenes y registro de los resultados.

4. Evalúe la uniformidad mediante la desviación stándar de pruebas y la uniformidad de pruebas duplicadas de la misma muestra.

5. La confiabilidad de los resultados de pruebas de resistencia del concreto es evaluada a través de las pruebas de comparación de las mismas muestras con un laboratorio externo de prestigio.

6. El equipo debe ser calibrado. Los materiales auxiliares de prueba (compuesto para cabeceo; moldes de cilindros; arena de Ottawa, etc.) son verificados en su cumplimiento, con métodos de prueba debidamente estandarizados.

Se debe tener un manual de calibración del laboratorio en el cual se programen las calibraciones y se registren los resultados de calibración, ajustes y acciones correctivas efectuadas.

5.4 Evaluación y Acreditamiento del Laboratorio.

Cuando la inspección interna de un laboratorio del productor indica resultados satisfactorios, se deberán buscar organismos externos que certifiquen la calidad del laboratorio para darlo a conocer a los clientes.

Lo anterior se puede conseguir por medio de inspecciones periódicas de AMIC en cuanto a la instalación y equipo, y en cuanto al acreditamiento, a través del SINALP.

1. Inspección de AMIC. Los representantes de AMIC determinarán la calibración necesaria de los equipos de prueba siguientes: máquinas de ensaye, termómetros, básculas y manómetros, y deberá documentar los resultados en un reporte con los requisitos que establece el SINALP.

2. Acreditamiento ante el SINALP. La capacidad de un laboratorio en las pruebas más importantes de concreto en el campo, puede ser certificada a través del acreditamiento hecho por el SINALP. El acreditamiento es dado completando satisfactoriamente un proceso, el cual abarca la aceptación de una solicitud y pago de cuotas, seguido de una visita al laboratorio, pruebas de eficiencia, observaciones sobre deficiencias, evaluación técnica y revisión administrativa. Las visitas a los laboratorios son realizadas por el normalizador del SINALP después de la visita de calibración de la AMIC.

De manera más importante, el acreditamiento confiere un grado de reconocimiento notorio de la habilidad del laboratorio en las pruebas del concreto. Un laboratorio puede hacer pública su calidad de acreditado y hacer uso del logotipo del SINALP en sus reportes de prueba, permanentemente y en sus publicaciones de negocios y comerciales. La información sobre el proceso de acreditamiento está resumida en el manual para Acreditamiento de Laboratorios de Pruebas de Concreto del SINALP, el cual se obtiene escribiendo a la Dirección General de Normas o al Centro Técnico del Concreto.

6.0 COMUNICACIONES.

La utilidad del departamento de Control de Calidad depende en gran medida de la información que reciba y emita dentro de la organización.

En el Apéndice A se presenta un modelo el cual ilustra el flujo deseable de comunicaciones, incluyendo al departamento de Control de Calidad en varias fases de una obra.

7.0 CAPACITACION DEL PERSONAL.

El departamento de Control de Calidad suministra al productor los recursos técnicos y de enseñanza para mejorar el profesionalismo del resto del personal de la compañía. Un entendimiento básico de la tecnología del concreto y de las normas sobre calidad de la compañía, alientan a que el personal se comprometa con la calidad del producto y lo conducirá hacia la toma de decisiones correctas en situaciones de conflicto. La capacidad del personal de control de calidad para sus funciones docentes se construye a través de su asistencia a seminarios y cursos, del estudio de publicaciones técnicas, y la correlación de la teoría con la experiencia práctica en el campo. Los apoyos en la capacitación, ya sea preparados en la compañía u obtenidos de fuentes externas, se usan para ayudar a mejorar las sesiones de capacitación y hacerlas interesantes. Vea el Apéndice B1 y B2 que contienen la información sobre los temas de instrucción y sobre apoyos a la capacitación. La efectividad de las sesiones de capacitación se mejora programando cuestionarios al final de cada sesión. El hecho de que existan los cuestionarios hará que el auditorio esté más atento y también suministrará un medio para medir el buen resultado de los esfuerzos de la enseñanza.

8.0 ACTIVIDADES PROMOCIONALES.

El valor promocional de la operación de control de calidad de una compañía, puede ser logrado más ampliamente mediante su participación en varias actividades tales como: (1) promoción de los aspectos técnicos en los negocios de la compañía; (2) promover el mejor manejo del concreto de la compañía por parte del cliente y los laboratorios

externos, y (3) promoviendo un uso más amplio del concreto entre los propietarios, calculistas y constructores.

8.1 Promoción de los aspectos técnicos en los negocios de la compañía.

- Presentación a los clientes de los registros del comportamiento del concreto en obras de importancia o de proyectos especiales incluyendo resultados a edades tempranas, dignos de confianza (tal como se requiera en las construcciones de gran altura).

- Demostración del alcance y calificación de la organización del control de calidad de la compañía, incluyendo referencias de su participación en la inspección y en programas de normalización y acreditamiento en organismos externos a la compañía (IMCYC, AMIC, SINALP, Comités de Normalización, etc.).

- Mostrar documentación sobre las rutinas de inspección a plantas y revolvedoras y aún la certificación de plantas, si es posible.

- Auxiliar a clientes para mejorar la eficiencia y la calidad de la colocación y acabado del concreto.

- Distribución de literatura técnica incluyendo la Guía del Consumidor, folletos de la AMIC y otros folletos que haya hecho la compañía y que sean aplicables a varias condiciones de la obra.

8.2 Promoción de buenas prácticas en el manejo y pruebas de concreto.

- En colaboración con otros productores de concreto, y con asistencia de organizaciones externas programar seminarios para constructores locales y contratistas, en los cuales deben ser explicados los fundamentos de la calidad del concreto y las prácticas apropiadas para obtener concreto resistente, durable y sin grietas. Aspectos adecuados incluyen: control del contenido de agua de mezclado; importancia del aire incluido; colados en clima frío o caluroso; precauciones para evitar el agrietamiento en el concreto de pisos y losas con el diseño correcto de las juntas; y los beneficios del curado apropiado del concreto.

- Demostración de acabados, enfatizando la importancia

de la sincronización correcta en las operaciones de acabado.

- Demostración con laboratorios locales de verificación de la calidad, de prácticas correctas de prueba y discusión de los efectos adversos de varias malas prácticas de pruebas.

8.3 Promoción de usos del concreto y objetividad en las especificaciones del concreto.

- Con el respaldo de ingenieros de las asociaciones industriales en presentaciones dirigidas a propietarios, calculistas y constructores, explicar las ventajas del empleo del concreto en varias condiciones como por ejemplo: construcciones inclinadas; pavimentación en calles y lotes de estacionamiento; el valor del aislamiento térmico debido al factor de masa del concreto.

- Organizar presentaciones patrocinadas por los productores de aditivos sobre innovaciones en el uso de varios aditivos químicos y minerales, así como los beneficios que aportan sus características en el manejo y comportamiento del concreto en clima caliente (por medio de aditivos retardantes y por el empleo de puzolanas), y en la durabilidad del concreto.

- Programar mesas de discusión para promover la objetividad en la interpretación de las especificaciones del concreto, incluyendo el empleo efectivo de materiales locales; necesidad de tolerancias apropiadas en resistencia, revenimiento y aire incluído; reducción de las variables propias del concreto hecho en obra, cuando se usa concreto elaborado en planta con un sistema de control de calidad; limitaciones en el concepto de la relación agua/cemento, en el diseño de la mezcla y en el control de campo del concreto; y la forma correcta de efectuar el muestreo y prueba del concreto.

- Sugerir la sistematización de prácticas para ordenar concreto, lo cual ayudará a que ese concreto de nivel de calidad apropiado, sea suministrado para usos típicos locales en construcciones comerciales o residenciales.

9.0 REPRESENTACION DE LA COMPAÑIA EN GRUPOS INDUSTRIALES, PROFESIONALES Y DE NORMALIZACION.

- Comités Técnicos Industriales:

  La participación en ellos aportan esfuerzos para mejorar -- los estándares de la industria y de las especificaciones -- técnicas sobre concreto, incluyendo aquellas de organismos gubernamentales.

- Comités que elaboran especificaciones:

  Estos ofrecen un foro directo para presentar el punto de -- vista de la industria sobre las normas existentes y futuras que gobiernen las especificaciones de materiales y de métodos de prueba.

- Asociaciones profesionales:

  La participación de nuestro personal en éstas y la presen-- tación de programas especiales que sirvan para mejorar la - confianza de los calculistas en el concreto como un material de construcción más versátil y seguro.

A P E N D I C E B - 2

INFORMACION SOBRE MATERIAL DE APOYO A LA CAPACITACION

A. En México. Sólo material impreso. Pedir catálogo a:

1. Centro Técnico del Concreto, Grupo Tolteca (CTC)
   Grutas No. 6 esquina Calle 4
   Col. San Pedro de los Pinos
   01180, México, D. F.

2. Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto (IMCYC)
   Av. Insurgentes Sur No. 1846
   Col. Florida
   01030, México, D. F.

3. Asociación Mexicana de la Industria del Concreto (AMIC)
   Blvd. Adolfo López Mateos No. 1135
   Col. San Pedro de los Pinos
   01180, México, D. F.

4. Apéndice A de la lista de Verificación del Control de Calidad, del Centro Técnico del Concreto, del Grupo Tolteca, Sección 2 del Manual de Control de Calidad.

B. En E.U.A.

1. Material impreso. Pedir catálogo anual de las siguientes organizaciones:

   a) American Concrete Institute (ACI)
      P.O. Box 19150
      Detroit, Michigan 48219.

   b) Portland Cement Association (PCA)
      5420 Old Orchard Road
      Skokie, Illinois 60077.

   c) National Ready Mixed Concrete Association (NRMCA)
      900 Spring Street
      Silver Spring, Maryland 20910.

   d) American Society for Testing and Materials (ASTM)
      1916 Race Street
      Philadelphia, Pennsylvania 19013.

2. Ayudas audiovisuales.

   a) Videotapes del ACI.

      (1) Certificación de los técnicos en pruebas de campo de concreto CP 5-82.

      (2) Certificación de los técnicos de laboratorios CP 6-82.

   b) PCA Película "Principios de la calidad del concreto" PC096.

   c) PCA Transparencias de calidad del concreto del file III SS289.

   d) Juego de transparencias de la PCA "Tips sobre las pruebas de control para la calidad del concreto" SS004.

   f) Película del ACI "Pruebas no destructivas en el concreto".

3. Publicaciones específicas sobre el tema.

   a) Serie de cartillas del concreto ACI.

   b) Boletines educacionales del ACI "Acero de refuerzo y su uso y sus beneficios en el concreto", E2-78 y "Agregados para concreto", E1-78.

   c) Serie de prácticas en el concreto de la NRMCA.

   d) Manual del Operador de Planta, NRMCA (publicación No. 159).

   e) Manual del Operador de la Unidad Motorevolvedora, de la NRMCA (publicación No. 166).

   f) Recopilación de las normas ASTM relativas a la arena, la grava y el concreto, de la NRMCA (publicación No. 137).

   g) Asociación del Concreto Premezclado de Ohio, "Manual para Técnicos del Concreto", (P.O. Box 290057 Columbus, Ohio 43229).

   h) El Manual de Concreto de la U.S. Bureau of Reclamation, (U.S. Department of the Interior Denver Federal Centre, Colorado 80225).

" MANUAL DE CONTROL DE CALIDAD "

D E L

CENTRO TECNICO DEL CONCRETO

D E L

G R U P O - T O L T E C A

SECCIÓN 2 LISTA DE VERIFICACIÓN DE CONTROL DE CALIDAD.

" MANUAL DE CONTROL DE CALIDAD "

SECCIÓN 2

" LISTA DE VERIFICACIÓN DE CONTROL DE CALIDAD "

CONTENIDO:

2.3 Agregados.

2.3.1 Agregado fino (arena).

2.3.1.1 Muestreo.

2.3.1.2 Pruebas.

2.3.2 Agregado grueso.

2.3.2.1 Muestreo.

2.3.2.2 Pruebas.

2.3.3 Agregados de peso ligero.

2.3.3.1 Muestreo.

2.3.3.2 Reportes de prueba del proveedor.

2.3.3.3 Pruebas.

2.4 Aditivos químicos.

2.4.1 Certificación del fabricante.

2.4.2 Muestreo.

2.4.3 Agente inclusor de aire.

2.4.4 Aditivos químicos.

2.4.5 Cloruro de Calcio (solución estándar).

2.5 Agua.

2.5.1 Agua de pozo. Muestreo y prueba.

2.5.2 Reuso del agua de lavado de revolvedoras. Muestreo y Prueba.

3.0 CONTROL DE OPERACIÓN DE PLANTAS.

3.1 Recepción de materiales.

3.2 Almacenamiento y manejo de materiales.

3.2.1 Cemento.

3.2.2 Puzolanas (incluyendo ceniza volante).

3.2.3 Agregados.

3.2.4 Aditivos químicos.

3.3 Pesado y dosificado.

3.3.1 Precisión en la medida.

INTRODUCCION

"El Control de Calidad es responsabilidad y beneficio para todos". De este modo se expresan los Gerentes de éxito en la Industria del Concreto Premezclado. Sin embargo "si ésta es responsabilidad de todos, nadie es el responsable". La lista de verificación demuestra que el Control de Calidad del concreto es un compromiso realizable y esto es en verdad casi siempre una responsabilidad de todos. Asimismo esta lista suministra las medidas que evitan los fracasos organizacionales donde parece que no hay responsables cuando se analizan las responsabilidades particulares.

Varias funciones del Control de Calidad son enlistadas y explicadas cuando es necesario y se da un formato para identificar quien es el responsable de estas funciones. Permite al Gerente identificar las partes importantes de su organización, ya sea ésta grande o pequeña, y también le da información respecto al personal o jefes responsables de la promoción y manejo de las diversas funciones del Control de Calidad. Estas personas deben ser identificadas en la columna de "Acción". También contienen una segunda columna de "Reporte" para indicar quien debe recibir el reporte de cualquier inspección o información. Siempre es una buena idea el tener cualquier tipo de registro escrito de cualquier inspección del Control de Calidad. La tercera columna de "Comentarios" suministra un espacio para breves observaciones o para el número de referencia correspondiente en una hoja en que se comente más detalladamente.

Después de anexar la información relevante de la organización, la lista de verificación estará lista para ser distribuida a todos los participantes que en su compañía hacen el esfuerzo común de Control de Calidad. Permite ver a todos el panorama completo de este compromiso y de encontrar su participación identificada para asegurar el éxito.

Las normas mencionadas en esta Lista de Verificación, son Normas Oficiales Mexicanas (NOM) a menos que se especifique de otra manera. Se asume que los folletos de AMIC que contienen las Normas están al alcance de aquellos fundamentalmente involucrados con el Control de Calidad del concreto. Los títulos de normas NOM, otras normas de referencia y fuentes relevantes de información del Control de Calidad se muestran en la lista de literatura de referencias en el Apéndice A.

LISTA DE VERIFICACIÓN DE CONTROL DE CALIDAD

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
1. DISEÑO DEL PRODUCTO.			
1.1 Revisión de las especificaciones:			
Revisión de las especificaciones y notas estructurales de los requisitos propios de la obra. Entrevista al Director de la obra para aclarar cualquier información que provoque conflicto; intentando conocer todos los requisitos restrictivos antes de la fecha de entrega de la cotización. Obtener información del Departamento de Producción sobre las posibilidades de producción para requerimientos especiales.			
* Ver Apéndide B - Ejemplo de forma para revisión de especificaciones.			
1.2 Selección de los proporcionamientos y otras informaciones importantes para la cotización:			
Composición del concreto: Indique los proporcionamientos propuestos; aplíquese el sobrediseño requerido para la resistencia del Reglamento o Norma seleccionada; según sea el caso, señale las restricciones a la relación agua-cemento o el contenido mínimo de cemento; criterio que regirá sobre la resistencia (NOM C-155 u otras); tipos especiales de concreto (ligero, arquitectónico, etc.); cemento, agregados o aditivos especiales. Peso unitario máximo o mínimo (para concreto ligero o concreto aislante).			
Pruebas: Requisitos para las mezclas de prueba del Laboratorio o pruebas de verificación extras sobre el concreto y los agregados. Problemas potenciales derivados de arreglos en las pruebas en la obra, ejemplos: muestreo y manufactura de cilindros hechos por personal del contratista. Que no se determine el revenimiento inmediatamente a la llegada a la obra.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
Requisitos para la producción y la planta: Certificación de la planta por el Centro Técnico del Concreto u otros; automatización; registro de pesos; velocidad mínima de producción por hora; instalaciones auxiliares de la planta.			
Condiciones especiales de entrega: Restricciones en el tiempo de descarga; temperaturas límites en el concreto; prohibición de adición de agua al concreto en la obra.			
1.3 Diseño de proporcionamientos y otras indicaciones:			
Dependiendo de las especificaciones y de la información disponible sobre proporcionamientos de mezclas, suministre:			
-- Diseño de proporcionamientos de laboratorio independiente basado en mezclas de prueba, o			
— Diseño de proporcionamientos basados en experiencias de campo (Reglamento del D.D.F., NOM C 155), o			
-- Establecimiento de los proporcionamientos en la forma de diseño de mezclas de la compañía o permanentemente.			
Suministre información de pruebas suplementarias según las especificaciones lo soliciten sobre cemento, agregados, aditivos u otras certificaciones.			
1.4 Junta anterior al inicio de la obra:			
Deseable en obras mayores o por otras razones especiales. Determine los puntos de vista del contratista o responsable de la obra, haciendo énfasis en el control del			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
concreto. Rechace clarificando requisitos irracionales y pretenda un control efectivo derivado de las normas. Explique la importancia de la elaboración de las pruebas correctamente y el empleo de un laboratorio y personal calificado. Solicite o arregle que el proveedor de concreto sea puesto en la lista de distribución de todos los reportes de prueba del concreto.			
* Véase Apéndices C-1 y C-2 - Muestras de citatorios y de la Orden del Día, para una junta sobre concreto previa al inicio de la obra.			
1.5 Información del producto:			
Suministre una lista de las mezclas de la obra incluyendo las tolerancias en el revenimiento y en el aire incluido. En mezclas especiales asigne un número; prepare la información sobre el peso de los materiales con anticipación a la producción de la planta.			
Obtenga información sobre la fecha de inicio de la obra. Coordine el envío de materiales especiales con las operaciones. Asegure la recepción oportuna de materiales especiales para lograr su aceptación mediante las pruebas, antes de su uso en la producción del concreto.			
2. CONTROL DE MATERIA PRIMA.			
Asegúrese de recibir del proveedor reportes del control de calidad periódicamente. Establezca los programas de rutina para controlar la recepción y el envío de reportes a las oficinas.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
* Verifique que el cemento proviene de la misma planta. Cambios no notificados en la producción del cemento en la fuente de abastecimiento pueden provocar resultados importantes en las propiedades del concreto, tales como: resistencia, fraguado, color, etc.			
— Temperatura del cemento medida en el momento de la entrega:			
* Es importante controlar la temperatura del concreto. La temperatura del concreto cambiará 1° C por cada 9° C que cambie la temperatura del cemento. Temperaturas altas de cemento provocan fraguados acelerados y pérdidas de revenimiento (70° C o más).			
Para otras pruebas envíe muestras a un laboratorio externo prestigiado; o realice las pruebas según su propio programa de prueba del cemento; principalmente para las pruebas físicas. Haga las siguientes pruebas:			
— Resistencia en cubos de mortero de cemento (NOM C-61) a 3, 7, 28 y 90 días de edad.			
* Verifique el desarrollo de la resistencia del cemento. Las pruebas de 28 y 90 días indican el potencial logrado de la resistencia del cemento a edades posteriores. La información suministra la base para la evaluación interna de la uniformidad de la resistencia del cemento mediante cartas de control y el procedimiento de la ASTM C-917.			
— Porciento de fluidez: prueba opcional de la NOM C-61.			
* Verifica la demanda de agua del cemento en la mezcla.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
-- Tiempo de fraguado: (NOM C-58 o C-59).			
* Util para estimar el tiempo de -- fraguado del concreto.			
— Consistencia Normal: (NOM C-57; necesaria para la determinación - del tiempo de fraguado).			
— Finura: (NOM C-56 o C-55). La finura determinada a través de - la permeabilidad al aire, Blaine, es prueba bastante rápida que puede ser corrida para el cemento - - y los aditivos minerales.			
* Un molido grueso puede significar: bajas resistencias; mayor sangrado y acabados defectuosos. Molido fino puede significar: resistencias más altas; demanda más alta de agua; y una mayor contracción por secado.			
— Material retenido en la Malla -- No. 325: (NOM C-49)			
* Verificación sobre la cantidad de partículas grandes de cemento que no contribuyen a la resistencia - del concreto.			
-- Determinación del falso fraguado: (NOM C-132).			
* Fraguado falso: una relación menor que el 50% puede causar excesivo sangrado, acabado defectuoso y baja resistencia.			
— Pérdida por calcinación: (NOM C-131).			
* Cemento parcialmente hidratado, - si pierde más de lo normal; posiblemente clínker intemperizado; conduce a resistencias de concreto menores.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
-- Prueba de Sanidad: (NOM C-62)			
* Valores arriba de 0.8% indican que el cemento puede provocar expansiones excesivas del concreto.			
2.2 Aditivos minerales:			
2.2.1 Puzolanas, cenizas volantes y escoria.			
2.2.1.1 Análisis del proveedor:			
Revisión de los cambios en los reportes suministrados con anterioridad.			
— La suma de SiO_2 y Al_2O_3.			
* La contribución de menor resistencia puede resultar de la reducción de esta suma.			
— Material retenido en la Malla -- No. 325. (NOM C-49)			
* Su incremento significa una contribución a bajas resistencias.			
— Pérdidas por calcinación. (NOM - C-131).			
* El aumento significa una demanda - de agua más alta y una contribución menor a la resistencia. Variaciones en la pérdida por calcinación causarán variaciones en la inclusión del aire.			
-- Indice de actividad puzolánica.			
* La reducción significa menores resistencias.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
2.2.1.2 Muestreo: Una muestra por cada 7,000 M3 de concreto producido con cemento - puzolánico o con ceniza volante como aditivo. Procédase como en el muestreo de cemento (Sección 2.1.3). * La frecuencia del muestreo estará determinada por la variabilidad - de la puzolana o la ceniza volante. 2.2.1.3 Pruebas: -- Color. * Un color más obscuro puede indicar alto contenido de carbón, lo cual reduce el contenido de aire del concreto. -- Material retenido en la Malla - No. 325. (NOM C-49) -- Pérdida por calcinación. (NOM C-131). -- Indice de actividad puzolánica (ASTM C-311) Otras pruebas según las propiedades de la ceniza volante disponible. -- Nótese que productos químicos pueden ser añadidos en las plantas de energía para mejorar la eficiencia en la precipitación. Estos pueden ser compuestos de amoniaco, que generalmente no afectan al concreto; y las cenizas de sosa, que pueden causar un fraguado anormal del concreto e incrementar el contenido - total de álcalis.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
2.3 Agregados.			
2.3.1 Agregado Fino (Arena):			
2.3.1.1 Muestreo: (NOM C-30; C-170).			
Una muestra por cada 1,000 M3 de producción de concreto o por lo menos una vez al mes por cada -- fuente de abastecimiento.			
* La frecuencia del muestreo estará determinada por la variabilidad del suministro.			
2.3.1.2 Pruebas:			
-- Análisis granulométrico: (NOM C-77)			
Retención de muestras defectuosas para comprobar las pruebas del — proveedor. Calcúlese el M.F. partiendo del análisis granulométrico.			
-- Módulo de Finura (M.F.): (NOM - C-77).			
Calculado partiendo del análisis granulométrico.			
* Arena más fina significa incremento en la demanda de agua de mezclado y posiblemente reducción de la resistencia si la mezcla no es a-- justada. La arena más gruesa au-- menta el sangrado y puede perjudicar el acabado. Un cambio en el - M.F. en más de 0.20 puede reque-- rir el cambio de diseño de la mezcla.			
-- Materiales más finos que la Malla No. 200 (75 micras): (NOM C-84)			
* Excesivas cantidades de finos en - forma de arcilla puede incrementar la demanda de agua de mezclado y reducirá la resistencia. Es particularmente dañino en concreto de alta resistencia.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
-- Materia orgánica en el agregado fino por medio de la comparación de colores: (NOM C-88) Esta es una prueba colorimétrica para verificar si la arena contiene materia orgánica. Es probable que solo sea necesaria regularmente si hay algunos antecedentes de materia orgánica en la arena. * Si la arena se pasa del límite puede causar reducciones en la resistencia del concreto y erráticos contenidos de aire y del tiempo de fraguado. En ese caso serán necesarias pruebas adicionales. — Grumos de arcilla y partículas desmenuzables: (NOM C-71). Hágase las pruebas si se observan cantidades significativas de este material en el análisis granulométrico. * Excesivas cantidades pueden causar la reducción en la resistencia por el incremento de finos debido a su desintegración o puede dejar huecos en el concreto endurecido. Otras pruebas según lo requieran propiedades o especificaciones especiales del agregado fino. 2.3.2 Agregado Grueso: 2.3.2.1 Muestreo: (NOM C-30; C-170). Una muestra por cada 1,000 M3 de producción de concreto o por lo menos una vez al mes por cada fuente de abastecimiento. * La frecuencia del muestreo estará determinada por la variabilidad del suministro.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
2.3.2.2 Pruebas:			
— Análisis granulométrico: (NOM-C-77)			
Retención de muestras defectuosas para comprobar las pruebas.			
* Excesivo contenido de tamaños pequeños incrementa la demanda de agua; baja resistencia; aumenta la contracción por secado. Los tamaños mayores perjudican la trabajabilidad y la colocación.			
-- Peso específico y absorción: (NOM C-164).			
Un material con peso específico variable o donde haya contaminaciones de material poroso, puede afectar el control del agua de mezclado o la calidad del concreto.			
-- Material más fino que la Malla No. 200 (75 micras): (NOM C-84)			
* Excesivas cantidades de arcilla pueden aumentar la demanda del agua de mezclado y reducir la resistencia.			
— Prueba de Los Angeles: (NOM C 219; C-196).			
Normalmente ésta no es una prueba de rutina.			
* El incremento de pérdida debida a la desintegración en la prueba puede causar bajas resistencias o ser un indicador de problemas de desintegración potencial durante las operaciones en el manejo de los agregados.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
-- Peso Unitario: (NOM C-73) Peso unitario seco varillado del agregado grueso se determina con un recipiente para peso unitario de 15 lt de capacidad. * Importante para diseño de mezclas y puede ser útil para el Control de Calidad. Las variaciones pueden indicar un cambio en la granulometría, en el peso específico o forma de las partículas. Otras pruebas según lo requieran propiedades o especificaciones especiales. Verificar lista de Métodos de Prueba para los agregados en el inciso 2 "Referencias", de las NOM C-111. 2.3.3 Agregados de Peso Ligero: - (NOM C-299) 2.3.3.1 Muestreo: Una muestra por cada entrega. * Las propiedades pueden cambiar de entrega a entrega debido a cambios en la materia prima o en el proceso. 2.3.3.2 Reportes de pruebas del proveedor o propias: Solicítese o hágase reporte por cada 10 entregas, que tenga el peso unitario, granulometría, por ciento de humedad y absorción a la hora de la prueba; también peso específico si es posible (Método del Picnómetro). Una recepción sistematizada da la oportunidad de observar con suficiente anterioridad cambios en las propiedades.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
2.3.3.3 Pruebas: -- Peso Unitario (suelto; procedimiento de paleado): (NOM C-73) Pruébese en condiciones de secado al horno para la determinación de la uniformidad de entrega a entrega. Pruébese en la condición "tal como está" para ajustes de concreto de peso ligero; también como verificación del grado de saturación si va a ser usado en bombeo de concreto ligero. * Se permite un máximo de 10% de cambio en el peso unitario de entregas sucesivas para muestreos empleados para pruebas de aceptación. Encuentre y use el factor del peso unitario (o sea el múltiplo del peso unitario) para los ajustes del Rendimiento Volumétrico del concreto ligero. Manténgase historia del peso unitario para una evaluación de la uniformidad. -- Análisis granulométrico: (NOM C-77 con la modificación que se indica en NOM C-299) * La frecuencia depende de las variaciones del agregado. El supratamaño reduce el peso unitario del concreto y la resistencia; el infratamaño aumenta el peso unitario del concreto y causa faltantes en el volumen. -- Factor de Peso Específico: (ACI 211.2) Práctica recomendada para seleccionar proporciones para concreto de peso ligero estructural. Apéndice A - Método del Picnómetro.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
Para algunos agregados gruesos ligeros que tienen la superficie relativamente lisa, los procedimientos de la NOM C-164 para determinar el peso específico y la absorción pueden ser usados con regularidad; sin embargo se necesita una tapa sobre el cesto para confinar la flotación de las partículas de algunos agregados.			
2.4 Aditivos Químicos:			
2.4.1 Certificación del fabricante. Tal como sea requerida por las especificaciones.			
— Resultados de pruebas indicando el cumplimiento con las NOM aplicables.			
— Dosificaciones recomendadas para varias condiciones de aplicación y colocación.			
— Declaraciones ante Notario sobre el contenido de cloruro de calcio.			
* El empleo de aditivos conteniendo cloruro de calcio puede ser prohibido bajo ciertas condiciones.			
2.4.2 Muestreo:			
Frecuencia del muestreo: 1 muestra por cada entrega tal como sea necesario garantizarlo, dependiendo de la confianza que se tenga en su desempeño, y muestreo de emergencia en la eventualidad de un funcionamiento no usual en el concreto (retardo de fraguado), fraguado instantáneo, extremos en el contenido de aire. Tamaño de la muestra: un lt.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
2.4.3 Agente Inclusor de Aire: (NOM C-200).			
Para control y propósitos de referencia determínese:			
— Eficiencia del inclusor de aire para varias combinaciones de material local.			
— Efectos de varias sobredosificaciones sobre el contenido de aire y la resistencia.			
2.4.4 Aditivos Químicos: (NOM C-255).			
Para control de la uniformidad entre lote y lote, determínese:			
-- Nivel de pH.			
-- Por ciento de sólidos.			
— Peso específico usando hidrómetro.			
Cuando se use combinación nueva de cemento-aditivo, determínese:			
— Compatibilidad cemento-aditivo.			
— Comprobación de eficiencia contra muestra inicial.			
— Efecto de varias sobredosificaciones sobre el tiempo de fraguado y de la resistencia.			
* Algunas combinaciones cemento-aditivo pueden causar una rápida pérdida del revenimiento; fraguado rápido; retraso del fraguado; baja resistencia del concreto.			
2.4.5 Cloruro de Calcio (solución estándar): (ASTM C-98)			
Verificación de la correcta densidad con el hidrómetro.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
-- Usando cartas de densidad del fabricante cada revoltura reciente y a intervalos semanarios para asegurar el desempeño previsto en el concreto.			
2.5 Agua:			
2.5.1 Agua de pozo. Muestreo y Prueba:			
Según lo requieran los Códigos de Sanidad locales o especificaciones de la obra.			
2.5.2 Reuso del agua de lavado de revolvedoras. Muestreo y Prueba:			
A intervalos preescritos determínese el cumplimiento con los requerimientos de NOM C-155 (NOM C-61 Resistencia de cubos, NOM C-59 Tiempo de fraguado; cloruros, sulfatos, álcalis y sólidos totales).			
* El reciclaje del agua de lavado puede afectar la velocidad de endurecimiento, la resistencia y otras características debido a la presencia de cloruros y otras substancias químicas.			
3. CONTROL DE OPERACIÓN DE PLANTAS.			
Obténgase una lista de verificación de certificación de las instalaciones de producción de concreto premezclado del Centro Técnico del Concreto, del Grupo Tolteca y revise sistemáticamente los conceptos que sean aplicables en su operación.			
3.1 Recepción de Materiales:			
-- Los materiales serán verificados para ver que cumplen con las notas de remisión (procedencia, volumen, etc.).			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
— Inspección visual de contaminaciones, materiales deletereos (arcilla, carbón, lignito y basura; color de la arena), excesivos contenidos de infratamaño o supratamaño en los agregados.			
3.2 Almacenamiento y manejo de materiales:			
3.2.1 Cemento:			
— Almacenamiento a prueba de filtraciones y humedad.			
— Verificar que tan hermética es la separación en silos de comportamiento múltiple para determinar la acumulación de cemento en el compartimiento dejado en condición de "vacío".			
* La contaminación de los cementos con cementos de otro tipo o con aditivos minerales manejados por la planta puede causar una operación errática, particularmente si se tiene cemento Tipo III, de alta resistencia temprana.			
— Verifique que se alimenten correctamente los silos.			
3.2.2 Puzolanas (incluyendo ceniza volante):			
Almacenamiento a prueba de humedad y separación física entre el almacenamiento de cemento por medio de paredes o por silos separados.			
* Esto es particularmente necesario por la alta fluidez de las puzolanas, la cual puede fluir a través de un pequeño agujero o grieta, y penetrar a los compartimientos del almacenamiento de cemento, a menos que la separación sea asegurada.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
3.2.3 Agregados:			
— Tipos de agregados separados físicamente.			
— Los procedimientos de almacenamiento evitando la segregación dañina y la desintegración del agregado y facilitando la uniformidad de la humedad al ser usado.			
— Las pilas de almacenamiento de agregado grueso deberán mojarse en clima caliente.			
— Los agregados de peso ligero para ser usados en concreto bombeado se mojarán suficientemente con anticipación para lograr la adecuada saturación.			
— Evitar derramamientos en los transportadores de banda; no sobrellenar dentro de los compartimientos adyacentes; dispositivos de control del manejo, eléctricos o electrónicos que funcionen correctamente.			
* Se requiere extrema precaución en el manejo de agregados especiales para concreto: ligero, de agregado expuesto, de alta resistencia, refractario, u otros concretos que no sean estándar; la contaminación de estos materiales puede resultar en el rechazo de concretos; en el alto costo de demolición y la reposición del concreto endurecido.			
— Vacíense los compartimientos multi-usos completamente antes de llenarlos con diferentes tipos de agregados.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
3.2.4 Aditivos Químicos:			
-- Los recipientes de almacenamiento con la identificación de los aditivos.			
-- Protección contra la congelación si es necesario.			
* El congelamiento de los agentes inclusores de aire pueden causar la fijación de sólidos. Amplias variaciones en el contenido de aire puede resultar por el uso de este material.			
-- Dispositivos de agitación cuando sean necesarios para mantener uniforme la densidad de la solución (v.g. soluciones estándar de cloruro de calcio).			
-- Aditivos protegidos contra la contaminación y dilución (agua de lluvia; agua rociada del lavado de los camiones,etc.). Y rayos solares.			
3.3 Pesado y Dosificado:			
3.3.1 Precisión en la medida:			
-- Chequeo diario de la escala incluyendo el ajuste a cero de la carátula de la báscula o balancear a cero por medio de las taras y pesos de las barras de la báscula.			
-- Verificaciones periódicas de los equipos de medida por agencias externas registradas o por el propio personal con equipo de prueba certificado. Estas verificaciones deben realizarse sobre todo el rango de una pesada normal.			
-- Básculas en cumplimiento con las tolerancias aplicables a ellas.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
* La rigidez de las conexiones del cemento endurecido es una causa frecuente de sobre pesado y pérdida en inventarios del cemento.			
— La báscula de cemento debe de estar adecuadamente ventilada. No debe haber presión sobre el sistema bascular proveniente del transporte neumático del cemento (o descarga neumática de las unidades de transporte).			
— Para mejorar la precisión del pesado, véase la conveniencia o necesidad de instalar tambores rotatorios o dispositivos para regular la entrada de cemento a la báscula.			
— Los medidores de humendad calibrados periodicamente; o las determinaciones de la humedad ejecutadas a intervalos semanales o como lo dicte la variación de la humedad de los materiales (NOM C-166; NOM C-245).			
— Los dosificadores de aditivo funcionando correctamente; los vasos limpios y provistos con una graduación legible; la unidad debe estar visible en la báscula para la detección inmediata de un mal funcionamiento.			
— La báscula debe estar provista de instrucciones de dosificación claras y que no sean ambiguas, para el manejo de los distintos aditivos que se usen.			
* Las equivocaciones en los aditivos usados y dosificados es probable que causen serios problemas en el concreto.			
— El operador de la planta y el operador substituto deben estar ampliamente familiarizados con la operación de dosificación, incluyendo el significado de las unidades empleadas en la medición ----			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
como la granulometría del agregado, humedad, cantidad del agua en la mezcla, características de la mezcla, etc. son conocidos.			
4.1.5 Pruebas:			
— Véase la lista de los métodos de prueba en la norma NOM C-155, en el párrafo Métodos de Muestreo y Prueba. Revenimiento; contenido de aire, peso unitario y rendimiento, temperaturas ambiente y del concreto, moldeo de especímenes cilíndricos para pruebas a 3, 7, 28 y 90 días. Moldes rectangulares de vigas para concreto que tiene que cumplir especificaciones de resistencia a la flexión.			
* Las pruebas a tres días permiten conocer a tempranas edades variaciones en la resistencia. La prueba a 90 días es muy útil como una historia de la resistencia o su correlación con resultados bajos a 28 días.			
4.2 Control en la obra:			
4.2.1 Observaciones generales:			
Requerimiento de agua, velocidad de pérdida de revenimiento, trabajabilidad, velocidad de sangrado, características de acabado, tiempos de fraguado.			
4.2.2 Control del Rendimiento Volumétrico de Concretos Ligeros:			
Realícense pruebas del peso unitario en la primera carga y cada 30 M3 subsecuentes. Ajústense los pesos de las bachadas de agregados ligeros para corregir y tener un rendimiento adecuado. Háganse pruebas de verificación para determinar la precisión de los ajustes al rendimiento.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
* La frecuencia de las pruebas dependerá de la variabilidad de los pesos unitarios. Mantenga un récord de la información del rendimiento.			
4.2.3 Resistencia a la Flexión del Concreto:			
Asegure usted el cumplimiento con las tolerancias mínimas en el revenimiento del concreto para pavimentos que generalmente se especifican con muy bajo revenimiento. Asegure un estricto apego a los procedimientos de ensaye de los métodos de prueba para elaboración, curado y prueba de especímenes de vigas, para conocer la resistencia a la flexión.			
* La prueba de resistencia a la flexión del concreto es altamente sensitiva a los errores en su realización. La verificación subsecuente a la resistencia usando vigas aserradas en el sitio, involucra un alto riesgo de falla. Deberá hacerse el mejor esfuerzo para obtener resultados satisfactorios en especímenes moldeados con concreto fresco. Un procedimiento adecuado es desarrollar una correlación en el laboratorio entre la resistencia a la compresión y la resistencia a la flexión y utilizar entonces la resistencia a la compresión en especímenes de campo como prueba de control de calidad y aplicar la correlación obtenida.			
4.2.4 Concreto de muy alta resistencia (más de 350 Kg/cm2):			
Asegure la producción de concreto de un revenimiento dentro del rango especificado; utilice moldes metálicos para los cilindros de prueba y apresure la descarga.			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
* Se supone que otros factores de la producción y prueba de concretos de alta resistencia se mantienen bajo control (por ejemplo, el uso de materiales de comportamiento uniforme y predecible y precauciones especiales en las pruebas a la compresión).			
4.2.5 Pruebas de laboratorios externos:			
Evaluaciones del personal que elabora las pruebas; mantenimiento de un registro de los errores efectuados por el laboratorio en la prueba, así como los esfuerzos para corregir los errores es una manera efectiva.			
Esta información es necesaria para establecer las responsabilidades en caso de que se obtengan resultados de resistencias bajas.			
4.2.6 Prácticas de Colocación:			
La verificación y la observación de buenas prácticas de colocación de concreto; elaborar registros de las fallas en la colocación; intentos para persuadir al cliente para adoptar buenos métodos de colocación.			
El llevar un registro diario, tomar fotografías y enviar memoránda y correspondencia, manteniendo copias de éstos en un expediente, es información muy útil para establecer responsabilidades en el caso del comportamiento insatisfactorio del concreto.			
4.2.7 Reportes de los choferes:			
Anotaciones en las notas de remisión o en cualquier otro lugar, son información relevante que puede ayudar al control de calidad; se debe anotar: si se le adicionó agua al			

Función del Control de Calidad	Acción	Reporte	Comentario
concreto solicitado y firmado por el cliente; cualquier otro material que sea agregado a la mezcla por el cliente, muestreo y pruebas de la entrega, revenimiento, fallas en las pruebas, tiempo de descarga.			
4.2.8 Rechazo del concreto:			
Si es posible, deberán verificarse por el departamento de Control de Calidad las pruebas en los puntos que no cumplió las normas.			
Los despachadores y los choferes deberán tener cuidado de que el rechazo de una carga por fallas en el rango del revenimiento o contenido de aire es una contingencia, por lo que deberá repetirse la prueba para confirmar las condiciones de falla de la norma.			
4.3 Procesamiento de los Reportes de Prueba:			
4.3.1 Reportes por Laboratorios Externos:			
Asegurar la pronta recepción de todos los reportes de las pruebas efectuadas por estos laboratorios a la producción de la compañía. Información periódica del departamento de Ventas al iniciarse una obra, de los resultados de pruebas que están siendo realizadas por terceros. Obténgase la entrega de reportes de laboratorio que no cooperan, haciendo referencia a la aceptación en cuanto a la resistencia y uniformidad que se requiere según el punto 10.3 de las Normas Técnicas Complementarias para construcciones y estructuras de concreto, del Reglamento de Construcciones del D.F.			
* Esto es importante para agilizar las investigaciones del departamento de Control de Calidad de las causas en las reclamaciones que pudieran tenerse.			

6. VERIFICACIÓN DE LA INSPECCIÓN Y SOLICITUD DEL CERTIFICADO.
7. ACUERDOS SOBRE CALIBRACIONES POSTERIORES.
8. REFERENCIAS.
9. INFORMACIÓN PERSONAL DEL INGENIERO INSPECTOR.
10. TARJETA DE CALIFICACIÓN DE LA PLANTA DE CONCRETO PREMEZCLADO.

INTRODUCCION

El concreto es un producto en el que la calidad y uniformidad dependen del control que se tenga sobre su manufactura, y el que deberá de estar compuesto de ingredientes adecuados, cuidadosamente combinados según proporciones especificadas. Estos ingredientes deberán ser mezclados perfectamente y el producto final entregado sin daño alguno. A pesar de que el éxito depende de varios factores, es requisito vital la disponibilidad de un equipo apropiado conservado adecuadamente.

Esta Sección describe un sistema para establecer cuándo las instalaciones y equipo de las plantas de concreto premezclado son satisfactorias. El sistema permite a una planta calificada usar y mostrar un Certificado de Conformidad que asegure a nuestro cliente que el equipo e instalaciones cuentan con capacidad física para una buena elaboración del concreto.

Para conseguir este Certificado, la planta y el equipo deben ser inspeccionados por un profesional ingeniero, registrando su conformidad con la Lista de Verificación contenida en esta Sección. El Certificado además de tener que conseguir la firma y sello del Ingeniero Inspector, deberá ser también firmado por el responsable de la operación de la compañía, que confirma su intención de vigilar que todo el equipo sea mantenido según los requisitos de la Lista de Verificación.

El sistema de Certificación ha sido desarrollado y es asesorado por diferentes organismos en E.U.A. (National Ready Mixed Concrete Association [NRMCA]; Truck Mixer Manufacturers Bureau [TMMB]; Concrete Plant Manufacturers Bureau [CPMB]); el Centro Técnico del Concreto, del Grupo Tolteca, tomando en cuenta la experiencia de las compañías a través de consultas a su personal especializado, ha hecho una revisión y adecuación del sistema para nuestras condiciones de trabajo. El Comité Técnico de la División lo revisó para su aprobación, en Diciembre de 1984; la certificación puede ser obtenida por cualquier planta de nuestras compañías, de acuerdo con los procedimientos descritos en esta Sección.

La compañía operadora de esta planta deberá informar al Centro Técnico del Concreto para que un Ingeniero miembro del Comité Técnico realice la inspección. En la selección del Ingeniero Inspector del Comité Técnico, se tomará en cuenta su prestigio y experiencia para obtener una inspección completa y objetiva. En cualquier momento nuestro cliente podrá comparar el estado de la planta con la Lista de Verificación, para corroborar que el Certificado suministra una evidencia válida de la eficiencia de la planta. La misma prerrogativa existe para los jefes o supervisores de la compañía, comprometidos con el mantenimiento apropiado del equipo.

Esta Sección está elaborada con dos propósitos: primero, para orientar tanto al productor como al Ingeniero Inspector, con la mecánica que asegure la conformidad del equipo con el Certificado y suminis-

trar las formas consecuentes; y, segundo, para familiarizar a nuestros clientes y especificadores del concreto con el sistema y su significado. La Lista de Verificación y formas que se publican en esta Sección son las que se pretende usar en la actual certificación; se requieren 3 copias por cada planta certificada, una de las cuales debe ser enviada al Centro Técnico del Concreto para su aprobación, y las otras 2 deberán conservarlas el Ingeniero Inspector y el responsable de la operación de la planta, respectivamente.

Esta Certificación de las instalaciones y equipo no aseguran la entrega de concreto de alta calidad. Como se indicó arriba, el equipo apropiado es solamente uno de los varios factores necesarios para el control del concreto, aunque si bien uno de los más importantes. La obtención del Certificado debe por lo tanto ser entendida precisamente para lo que es: evidencia de que ciertas capacidades existen. La existencia de estas capacidades reducirán la probabilidad de deficiencias en la calidad, cuando una inspección razonable ha sido ejecutada en cumplimiento de los requisitos expresados en los acuerdos tenidos con el cliente.

CENTRO TECNICO DEL CONCRETO
G R U P O - T O L T E C A

FyT 257

G R U P O T O L T E C A

CERTIFICADO DE CONFORMIDAD
P A R A
INSTALACIONES Y EQUIPO DE PRODUCCIÓN

P A R A C E R T I F I C A R Q U E

P R E C O L A D O S H E R C U L E S

Km. 4 Carretera a Tijuana, Mexicali, B. C. N.

han sido inspeccionados por el Ingeniero que suscribe, con el objeto de examinar la conformidad con los requisitos de la "Lista de Verificación de las Instalaciones de Producción de Concreto Premezclado". A la fecha de la Inspección las instalaciones cumplen con los requisitos para la producción, mediante los siguientes sistemas:

MEZCLADO EN TRANSITO Y PESADO SEMI-AUTOMATICO

ING. ALEJANDRO GRAF
PERITO RESPONSABLE DE OBRA
1680 PRIMER GRUPO

A. GRAF
Por el Comité Técnico

6 de Octubre de 1984.
Fecha de Inspección

6 de Octubre de 1986.
Fecha de Vencimiento

Esta Compañía mantendrá estas instalaciones en cumplimiento con los requerimientos de la Lista de Verificación y corregirá inmediatamente cualquier deficiencia que surja.

ING. HUMBERTO ROMERO, DIRECTOR REG.
(firma y cargo ejecutivo principal de la compañía)

" MANUAL DE CONTROL DE CALIDAD "

SECCIÓN 3

LISTA DE VERIFICACIÓN DE LAS INSTALACIONES DE PRODUCCIÓN DE CONCRETO PREMEZCLADO.

GENERAL.

Esta Lista relaciona los requisitos para el equipo e instalaciones usados en la producción del Concreto Premezclado. Una copia de esta lista deberá ser completada por el Ingeniero Inspector para cada planta inspeccionada. Se deberán sacar tres copias de la Inspección de cada planta. Cada concepto de la Lista de Verificación deberá ser checada por o bajo la supervisión del Ingeniero Inspector, el cual en cada caso marcará con el símbolo apropiado en el espacio previsto como sigue:

"✓" (Satisfactorio), si el requisito es alcanzado.

"NS" (No satisfactorio), si el requisito no es alcanzado. (Un número puede ser usado como referencia a una explicación en un Apéndice cuando se considere deseable. Sin embargo no se puede expedir un certificado a una planta que no alcance todos los conceptos aplicables. Si es posible, las deficiencias deben ser corregidas antes que la inspección se termine).

"NA" (No aplicable), si el concepto particular no es aplicable para el tipo de planta que es inspeccionada.

Las iniciales del Ingeniero Inspector deben aparecer en cada página o en la que las marcas han sido hechas, y la fecha de la terminación de la Inspección debe anotarse en la Verificación de la Inspección-solicitud del certificado (Sección 6 de esta Lista). Un jefe de la Compañía productora deberá completar el arreglo sobre la calibración sistemática de básculas e instrumentos de medición volumétrica y dosificadores de aditivos (Sección 7).

La copia original de la Lista de Verificación y del acuerdo de Verificación, presentarla al Centro Técnico del Concreto (CTC), del Grupo Tolteca, en Grutas No. 6, Col. San Pedro de los Pinos, Delegación Alvaro Obregón, 01180, México, D. F. Una segunda copia deberá ser entregada al responsable de la operación de esas instalaciones para su registro y para los usos como referencias que él juzgue apropiadas. La tercera copia debe ser conservada por el Ingeniero Inspector en sus expedientes. El Ingeniero Inspector deberá enviar al CTC una copia completa de su informe, según el formato de la Sección 9 de esta Lista de Verificación.

La conformidad con los requisitos relevantes de la Tarjeta de Calificación de la Planta de Concreto Premezclado (Sección 10), harán a la planta elegible para otorgársele el Certificado de Conformidad preparado por el CTC, para ser avalado por las firmas y sello del Ingeniero Inspector y el Ejecutivo responsable de la Compañía. El Certificado tendrá una fecha de vencimiento de 2 años después de la fecha de Inspección.

Las listas de referencia de la Sección 8, pueden ser de ayuda para el Ingeniero Inspector y el Productor.

1. ALMACENAMIENTO Y MANEJO DE MATERIALES.

1.1 Cemento.

1.1.1 Silos y tolvas herméticos de cemento con sus compuertas con movimiento libre de obstrucciones. ( )

Cuando se almacena 2 o más tipos de cementos o materiales cementantes a granel, se deberá tener divisiones dentro de los silos que garanticen que los materiales no se mezclen y contaminen mutuamente. ( )

1.2 Agregados.

1.2.1 Procedimientos de descarga de agregados tales que impidan la segregación perjudicial y rotura del agregado. ( )

1.2.2 Procedimientos para el apilamiento tales que eviten la segregación perjudicial y rotura de los agregados. ( )

1.2.3 Pilas localizadas para evitar la contaminación; arregladas para garantizar que cuando se tome agregado de ellas es distinto y no está mezclado con otros. ( )

1.2.4 Manejo interno de los agregados y transporte que evite segregación perjudicial de los agregados. ( )

1.2.5 Tolvas, silos o compartimientos para cada tamaño y tipo de agregado adecuadamente construidos para evitar la mezcla de diferentes tipos y tamaños. ( )

1.3 Agua.

1.3.1 Suministro adecuado con presiones suficientemente constantes y regulares para evitar interferencia con la precisión de la medida. ( )

1.3.2 Se dispondrá, cuando sea necesario, de equipos para calentar el agua. Se considera necesario calentar el agua cuando pasa de 5 días consecutivos en que la temperatura ambiente sea inferior de 0° C. ( )

1.4 Aditivos.

1.4.1 Los tanques de almacenamiento y el sistema de manejo de aditivos líquidos deberán estar suficientemente protegidos para evitar el daño por la contaminación tanto de polvos como de elementos atmosféricos. ( )

1.4.2 Los tanques deberán estar provistos de agitadores cuando los aditivos líquidos almacenados en ellos no sean soluciones estables. ( )

1.4.3 En zonas frías los tanques y tuberías deberán estar lo suficientemente protegidas para evitar congelamientos durante las heladas. ( )

2. EQUIPO DE DOSIFICACIÓN.

2.1 Básculas.

2.1.1 Cada báscula deberá estar compuesta de un sistema adecuado de palancas o celdas de carga que pesen consistentemente con las tolerancias dadas más adelante. Las cargas se pueden leer en barras con indicadores, en carátulas para la lectura directa y en lecturas de sistemas digitales. Para todos los tipos de sistemas de pesado, desde manuales hasta automáticos, el pesador debe

rá ser capaz de leer la carga indicada en las unidades desde su posición normal dentro de la caseta, excepto donde los controles son localizados en casetas de control remoto, los monitores y los dispositivos transmisores de balanza pueden ser usados si repiten la indicación en la báscula central con una aproximación de ± .2% de la capacidad de la báscula. ( )

2.1.2 Cada báscula durante su calibración deberá reproducir el peso con una aproximación de ± .20% de la capacidad de la báscula en todo el rango de su uso. Una persona que realice una inspección a las básculas, puede aceptar las calibraciones realizadas por organismos ya sea oficiales o privados, cuyo trabajo sea confiable. Para lecturas digitales directas, la tolerancia puede ser aumentada a ± 0.25%. La razón de este incremento en la tolerancia es debido al hecho que las lecturas digitales están limitadas a números que no pueden reproducir las indicaciones de peso con un ± 0.05% de la capacidad de la báscula. ( )

2.1.3 Dispositivos para la calibración de las básculas hasta por 250 kg, calibrados con una precisión de ± 0.01% del valor indicado, son muy convenientes para la calibración interna de una báscula en una planta. En algunos países ésta calibración interna no debe tener una frecuencia menor de cada 6 meses; registros adecuados de estos chequeos son necesarios en muchos países para presentarse al organismo oficial de calibración. ( )

2.1.4 El sistema de barras de la báscula deberá estar diseñado de tal manera que el centro de gravedad de la carga siempre caiga dentro del área que describen los pivotes de la báscula. ( )

2.1.5 Indicadores de básculas de barra.

2.1.5.1 Deberán estar provistos con un ajustador a "ceros" y deberán ser una barra separada para cada ingrediente que sea pesado en una misma báscula. ( )

2.1.5.2 Los contrapesos indicadores sobre la barra deberán ser resistentes a la corrosión, equipados con mecanismos lo suficientemente precisos y capaces de ser colocados firmemente sobre la barra graduada a un intervalo que no deberá ser mayor del 0.1% de la capacidad total de la escala y a una distancia no menor que 1 mm. ( )

2.1.5.3 Los indicadores de la báscula deben ser lo suficientemente sensitivos para mostrar movimientos cuando un peso correspondiente al 0.1% de la capacidad de la báscula es colocado en la tolva cuando ésta tiene una carga mayor o igual al 50% de la capacidad de carga. Deberán estar provistos con un método de oscilación del indicador sumergido en aceite para minimizar los movimientos de la aguja indicadora. ( )

2.1.6 Indicadores de carátula.

2.1.6.1 Los mecanismos y la cabeza de la carátula deberán estar cerrados, a prueba de polvo. ( )

2.1.6.2 Las carátulas deben indicar la carga contínuamente desde cero hasta el peso total de la capacidad de la báscula. ( )

2.1.6.3 Las carátulas deberán tener un mínimo de 1,000 graduaciones en líneas de lectura circular a intervalos no menores de 1 mm. ( )

2.1.7 Indicadores digitales.

Los indicadores digitales o pantallas deberán estar protegidos del polvo y deberán mostrar los números suficientemente grandes para lograr una buena lectura. El incremento numérico deberá ser igual o menor a 0.1% de la capacidad de la báscula. ( )

2.1.8 Básculas con celdas de carga.

Deben estar arregladas para transmitir la carga a una o más celdas directamente o a través de un sistema de barras, de tal manera que el sistema de celda registre la carga entera con la precisión del mecanismo indicador de la carga. Los fabricantes de las celdas de carga deberán indicar las temperaturas en que operan y las correcciones correspondientes. ( )

2.2 Tolvas para el pesado.

2.2.1 Las básculas para pesar cemento, agregados y también agua y aditivos (si son medidos por peso), consisten en recipientes adecuados libremente suspendidos de la báscula, equipados con mecanismos necesarios para la carga y descarga. ( )

2.3.2.2 Deberán tener su equipo medidor visible y con divisiones de por lo menos 5 lt; tanque equipado con un tubo de alivio hasta el nivel de capacidad de la báscula, si ésta es menor que la capacidad del tanque. ( )

2.3.2.3 Deberán estar equipados con una válvula para eliminar sobrecargas. ( )

2.4 Dosificadores de aditivos.

Son mecanismos para la medida de los aditivos líquidos por peso o volumen que deben ser instalados adecuadamente a la planta. Medidas de colocación que incluyan recipientes cargados a mano para la medida y descarga de aditivos no es posible certificarlos. Los requisitos para los medidores volumétricos se describen en esta sección, los medidores mediante peso deberán cumplir con los requisitos expresados para las tolvas y compartimientos de pesado anteriormente mencionados en 2.2.

2.4.1 Se deberá tener un dosificador separado para cada aditivo líquido de uso regular utilizado; en los casos en que dos, pero no más de dos, aditivos sean químicamente compatibles y el medidor sea lavado con agua después de cada ciclo. Si más de un aditivo se usa a través de un dosificador sin haberlo lavado después de cada ciclo, el ingeniero deberá asegurarse de que el aditivo en uso es compatible con cualquier otro y que la mezcla de aditivo anterior a la introducción en el concreto no es perjudicial. Deberá existir evidencia escrita de que esta combinación no es perjudicial. ( )

2.4.2 Tubería libre de fugas con válvulas que eviten el regreso o sifonéo para asegurar la descarga total. ( )

2.4.3 Cada dosificador deberá estar provisto con un recipiente debidamente calibrado en el cual el aditivo pueda ser recogido cuando es necesario checar la precisión de la medida tal como se indicará en 2.5.4. ( )

2.4.4 El pesador deberá tener la posibilidad de checar visualmente la cantidad colocada del aditivo durante cada ciclo, con una aproximación de ± 20%. ( )

Este chequeo visual es conveniente para ayudar al pesador a evitar grandes sobredosificaciones o grandes deficiencias de aditivos debidas a un desperfecto en el dosificador que pueda causar grandes cambios en las propiedades del concreto fresco o endurecido. Los siguientes ejemplos muestran cómo esta verificación burda puede ser suministrada: (a) Recolectando la cantidad medida de un aditivo en un recipiente calibrado, durante cada ciclo y deteniéndola por un periodo pequeño para permitir la verificación visual; (b) Midiendo la cantidad

2.2.2 El cemento y otros materiales cementantes deberán ser pesados en básculas y tolvas que son independientes de las básculas y tolvas usadas para ingredientes no cementantes. ( )

2.2.3 Las tolvas deberán ser capaces de recibir el material cargado sin tener contacto con los mecanismos de carga. ( )

2.2.4 Deberán contar con medios para retirar cualquier sobrecarga. ( )

2.2.5 Las tolvas pesadoras de cemento provistas con sello para el polvo entre el mecanismo de carga y la tolva deberán estar instalados de tal manera que el sello no afecte la precisión de la carga. Deberán tener ventilación que permita el escape del aire y equipadas con medios que aseguren la descarga completa. ( )

2.2.6 Los mecanismos de freno del flujo de material deberán cumplir con las tolerancias que se especifican en 2.5, y deberán evitar la pérdida material cuando cierran. ( )

2.2.7 Los vibradores y otros mecanismos instalados para la descarga completa deberán ser tales que no afecten la precisión de la pesada. ( )

2.2.8 Las básculas deberán ser protegidas del viento para evitar la interferencia con la precisión del pesado. ( )

2.3 Mecanismos para la medición volumétrica del agua.

2.3.1 Medidores.

2.3.1.1 Equipados con un mecanismo de corte capaz de detener el flujo dentro de las tolerancias especificadas en 2.5.3. Válvulas siempre libres de fugas cuando están cerradas. ( )

2.3.1.2 Deberán estar equipados con un mecanismo capaz de registrar incrementos tan pequeños como 5 lt o con una escala con divisiones de cada 5 lt, o ambas. ( )

2.3.1.3 Deben estar provistos de un indicador visible al pesador en cualquier punto de la caseta de operación. ( )

2.3.2 Tanques.

2.3.2.1 Deberán estar equipados con las válvulas necesarias de carga y descarga, libres de fugas cuando estén cerradas. La válvula de llenado deberá ser capaz de detener el flujo del agua con la tolerancia especificada en la sección 2.5.3. ( )

surtida a través del uso de un flexómetro independiente para tener una verificación burda de la cantidad medida del indicador volumétrico del dosificador.

2.5 Precisión del pesado.

Para los ingredientes pesados, la precisión es determinada por la comparación entre el peso mercado en la escala de lectura y el peso real. Para medidores de volumen de agua y aditivos, la precisión es determinada mediante la comparación de la cantidad descargada ya sea por peso en báscula o por volumen en un recipiente calibrado con precisión.

2.5.1 El cemento y otros materiales cementantes deben de ser medidos por peso, con una tolerancia de ± 1% del peso individual tanto en báscula individuales como en básculas acumulativas. En ambos casos se puede especificar una tolerancia menor, pero no menor de ± 0.3% de la capacidad de la escala para cargas pequeñas; se entiende por cargas pequeñas a la carga menor del 30% de la capacidad de la báscula. ( )

2.5.2 Los agregados deberán ser medidos con una tolerancia de ± 2% del peso deseado en báscula individuales o de ± 1% de los pesos intermedios y finales acumulativos deseados en básculas acumulativas de agregados. En ambos casos se puede especificar para cargas menores una tolerancia menor, pero no menor del 0.3% de la capacidad de la escala, entendiéndose por cargas pequeñas del 15 y 30% de la capacidad de la escala respectivamente. En esas tolerancias se incluye la compensación a los pesos por humedad de los agregados. ( )

En algún momento el control preciso del concreto que contiene agregados ligeros es más factible si el agregado ligero es medido por volumen en vez de por peso. Si se juzga que éste es el caso el proceso en 2.5.2 puede ser ignorado para agregado grueso ligero.

2.5.3 La medida del agua, ya sea por peso o por volumen se hará dentro de una tolerancia de ± 1% de la cantidad deseada o de 5 lt cualquier que sea mayor. Es generalmente aceptado que la verificación de la precisión de estos pesos debe ser por lo menos cada 90 días. ( )

2.5.4 La medida de los aditivos debe ser dentro de una tolerancia de ± 3% de la cantidad deseada. Al igual que el agua la verificación de los dosificadores será por lo menos cada 90 días. ( )

Los aditivos líquidos pueden ser medidos por peso o volumen y los aditivos en polvo son medidos por peso. - Cuando no se puede determinar qué aditivo líquido será usado normalmente en un dosificador volumétrico, suponga que la dosificación será en la proporción de por lo menos 2 cm3 por kilo de cemento; aditivos con proporciones más bajas pueden ser modificados con la adición de agua para ser usados en esta misma proporción.

2.5.5 La compensación de agua debida a la humedad de los agregados, afecta a los pesos de los mismos y al control - del revenimiento.

2.5.5.1 Por medio de la combinación de agregados de diferentes contenidos de humedad, en el almacenamiento previo a su uso se puede uniformizar este contenido. En la báscula los proporcionamientos deberán estar listos para hacer ajustes por cada un 1% en el cambio de contenido de humedad del agregado fino. ( )

2.5.5.2 Asimismo existen métodos para medir el revenimiento del concreto durante el mezclado y por - lo tanto pueden calcularse los consecuentes - ajustes al agua. Estos aparatos mediante la medida de la energía tomada durante la operación de la revolvedora, ya sea central o del camión, permite estimaciones del revenimiento y por lo tanto ajustes a la cantidad de agua añadida del pesador o chofer; como una alternativa el revenimiento puede ser controlado por medios basados en la determinación del contenido de agua - del agregado, con una aproximación de ± 8 lt - por M3 de concreto, de tal manera que la cantidad correcta de agua puede ser medida para obtener el revenimiento deseado.

2.6 Sistemas de pesado.

2.6.1 Definiciones y requisitos de los controles componentes de básculas individuales.

Un sistema de pesado es la combinación de mecanismos de pesado y los mecanismos de control del mismo, necesarios para un pesado preciso y consistente de los ingredientes del concreto en las cantidades deseadas. Los controles de la báscula son la parte del equipo que permite operar las compuertas de cada material; pueden ser mecanismos hidráulicos, neumáticos, eléctricos, etc., o una combinación de ellos. Normalmente un sistema de - pesado incluye mecanismos de medida y control para el -

cemento, agregado, agua y aditivos, aunque si bien algunos no incluyen los aditivos si no son usados en la planta, o no tienen equipo de medición del agua, si ésta es medida a través del sistema de inyección de agua del camión.

2.6.1.1 Control de Tolvas.

Cemento y agregados deben ser medidos por peso, el agua y los aditivos pueden ser medidos en una tolva pesadora o por volumen en un mecanismo de medición volumétrica cubierta en la sección 2.6.1.2. Para agregados ligeros véase 2.5.2.

(1) Control Manual. Los controles manuales de medición en las básculas existen cuando los mecanismos son operados manualmente con la precisión en la operación de medida dependiendo de las observaciones del pesador en las básculas. Los mecanismos de pesado pueden ser operados mediante la mano o mediante sistemas auxiliares hidráulicos, neumáticos o mediante energía eléctrica.

(2) Controles semi-automáticos. Cuando es operado por un mecanismo de arranque, un control semi-automático de una báscula empezará la operación de pesar el material y detendrá el flujo del material automáticamente cuando el peso deseado haya sido alcanzado; no tiene sello.

(3) Control semi-automático con sello. Cuando operado por un mecanismo de arranque un control semi-automático con sello de una báscula empezará la operación de pesado del material y detendrá el flujo automáticamente cuando el peso deseado haya sido alcanzado. Deberá estar sellado para asegurar que el mecanismo de descarga no puede ser abierto hasta que el peso cumpla con las tolerancias especificadas en 2.5.

(4) Control automático. Cuando operado por una señal de arranque, un control automático de báscula empezará la operación de pesado del cemento,

de los agregados, del agua o del aditivo y detendrá el flujo automáticamente cuando los pesos deseados hayan sido alcanzados. Estará sellado para asegurar que:

a) La compuerta de una carga o válvula no puede ser abierta hasta que la báscula haya regresado a "ceros", con una aproximación de ± 0.3% de la capacidad de la báscula.

b) La compuerta de carga no puede ser abierta si el mecanismo de descarga está abierto.

c) El mecanismo de descarga no puede ser operado si la válvula de carga está abierta; y

d) El mecanismo de descarga no puede ser operado hasta que el peso del material esté dentro de las tolerancias especificadas en 2.5.

2.6.1.2 Controles para los mecanismos de medición volumétrica.

Estos pertenecen a los controles usados para la medida de los aditivos en un dosificador volumétrico o la medida de agua con un contador o un tanque de medida volumétrica.

(1) Control Manual. El control manual volumétrico del agua o aditivos existe cuando el mecanismo de medición es operado manualmente con la precisión de la medida depende de la observación visual del pesador del indicador volumétrico (tal como pantalla de medición digital o dispositivo de medida visible), y su corte de flujo al volumen deseado. El flujo del líquido puede ser controlado mediante la mano o por un mecanismo auxiliar hidráulico, neumático o de energía eléctrica.

(2) Control automático. Cuando está operado por una sola señal de arranque, un control automático del volumen iniciará la operación de medida y detendrá el flujo automáticamente cuando el volumen haya sido alcanzado.

2.6.2 Requisitos para los sistemas.

2.6.2.1 Sistema Manual.

Una combinación de tolvas individuales necesarias y mecanismos de medidas volumétricas (si el agua o el aditivo son medidos volumétricamente) para proporcionar las cantidades de los materiales apropiadamente, los controles de ellos serán todos manuales con la posible excepción de controles semi-automáticos o automáticos para el aditivo o el agua. ( )

2.6.2.2 Sistema parcialmente automático.

Una combinación de tolvas individuales necesarias y mecanismos de medidas volumétricas (si el agua o el aditivo son medidos volumétricamente) los controles que son una combinación de manual, semi-automático, semi-automático sellado y automático que no cumplen con los requisitos para los sistemas semi-automáticos o automáticos descritos más adelante; por lo menos una de las controles que no sea manual deberá ser para controlar la medida del cemento o los agregados. ( )

2.6.2.3 Controles semi-automáticos.

Una combinación de tolvas individuales necesarias y mecanismos de medidas volumétricas (si el agua o el aditivo son medidos volumétricamente), los controles son todos semi-automáticos sellados, una combinación de semi-automáticos sellados y automáticos, o todos automáticos (de acuerdo con lo descrito en 2.6.1.1 [3 y 4] o 2.6.1.2 [2]), pero que no cumplen con los requisitos para el sistema automático mencionado más adelante. ( )

2.6.2.4 Sistema automático.

Una combinación de tolvas individuales necesarias y mecanismos de medida volumétrica (si el agua o el aditivo son medidos volumétricamente en la planta), los controles son todos automáticos (de acuerdo con lo descrito en 2.6.1.1 [4] o 2.6.1.2 [2]) y cumplen con los siguientes requisitos para sistemas automáticos: ( )

a) Todo el sistema de pesado es activado por un mecanismo solo de arranque, excepto que se permita un mecanismo de arranque separado para la medida volumétrica del agua y/o aditivo, no pesado en el mismo momento que se pesan los otros ingredientes.

b) La descarga de cualquier ingrediente ya pesado en el sistema no debe iniciarse hasta que los demás controles de todas las tolvas han sido descargadas totalmente de la carga previa con las escalas, habiendo regresado a la tolerancia de "ceros" y hasta que todos los ingredientes hayan sido pesados dentro de las tolerancias requeridas.

c) Controles de dosificadores volumétricos de aditivos (si los hay) sellados con los controles de medida volumétrica del agua o los controles de por lo menos una de las tolvas pesadoras para evitar la descarga del aditivo y del ingrediente (s), sellados hasta que ambos, el dosificador del aditivo y el dispositivo de medida sellado, hayan sido liberados de la carga previa.

2.7 Registradoras.

Mecanismos que proporcionan un registro permanente de la cantidad de cemento, agregados o agua medidos en una carga particular del concreto, deberán:

		Cem.	Agreg.	Agua
2.7.1	Estar protegidas apropiadamente y capaces de ser cerradas bajo llave.	( )	( )	( )
2.7.2	Provistas para identificar una carga particular con la correspondiente nota de remisión.	( )	( )	( )
2.7.3	Registrar la báscula vacía.	( )	( )	( )
2.7.4	Registrar la cantidad de ingrediente o ingredientes pesados.	( )	( )	( )
2.7.5	En el caso del registro gráfico, las lecturas registradas con un ± 2% del total de la capacidad de la báscula.	( )	( )	( )
2.7.6	En el caso de registradoras fotográficas o digitales, reproducir las lecturas de la báscula con una aproximación de ± 0.1% de la capacidad de la báscula.	( )	( )	( )

3. MEZCLADORA CENTRAL.

Es una revolvedora estacionaria instalada en la planta que puede hacer una mezcla parcial o total de los ingredientes del concreto. En el primer caso la operación recibe el nombre de "mezclado parcial" y en el segundo de "mezclado central".

3.1 Para operaciones de "mezclado central", la revolvedora deberá:

3.1.1 El concreto es considerado uniforme si las muestras tomadas después de la descarga de aproximadamente el 15% y el 85% de la carga no difieren en más de los siguientes requisitos: ( )

(1) En revenimiento. En 2.5 cm si el revenimiento promedio es de 10 o menos cm; en 3.5 cm si el revenimiento promedio es mayor de 10 cm; y

(2) En el contenido del agregado grueso. 6% en peso del concreto. Procedimientos para medir la uniformidad del concreto mezclado están especificados en las referencias 1, 6 y 7 de la sección 8 de esta Lista.

El tiempo designado para el mezclado en la NOM C - 155-84 es de 1 min. para mezcladoras con capacidad de 1 M3 o menos, más 15 segundos por cada M3 o fracción de capacidad adicional.

3.1.2 Debe estar equipada con un "timer" que no permita que descargue la mezcla antes que el tiempo de mezclado determinado haya transcurrido. ( )

3.2 Para operaciones de "mezclado parcial" la revolvedora de la planta deberá ser capaz de mezclar los ingredientes del concreto para reducir el volumen total aparente hasta el volumen absoluto deseado antes de descargar en el camión revolvedora. ( )

4. SISTEMAS DE NOTAS DE REMISIÓN.

Preveer que en la nota de remisión se estipule lo siguiente: ( )

4.1 Nombre de la compañía productora de concreto premezclado.

4.2 Designación de la planta donde se realizó la carga, si la compañía opera más de una planta.

4.3 Número de serie.

4.4 Número o designación del camión.

4.5 Nombre del contratista u otro comprador.

4.6 Designación específica de la obra (nombre y localización).

4.7 Clase específica o designación del concreto identificable con la terminología empleada con las especificaciones de la obra.

4.8 Cantidad de concreto en M3.

4.9 Fecha.

4.10 Hora en que la carga fué realizada.

4.11 Agua adicional agregada a petición del recibidor del concreto con su firma o iniciales.

4.12 Tipo y nombre del aditivo y cantidad colocada en concreto - "más aditivo".

5. FLOTILLA DE ENTREGA.

El Ingeniero Inspector examine y evalúe todos los camiones revolvedora activos o unidades no agitadoras usadas para la entrega del concreto de la planta con los requerimientos dados en 5.1, 5.2 y 5.3 respectivamente. Cada unidad deberá ser puesta en la lista de cada categoría de Satisfactorio o No Satisfactorio en el lugar apropiado del Resumen de las condiciones de la Flotilla (5.4). Las unidades agitadoras o no agitadoras están permitidas solamente para operaciones de "mezclado central". La certificación no será concedida si:

(1) Para un camión revolvedor en una operación de "mezclado parcial", si el 10% o más de los camiones están en la lista de No Satisfactorio; o

(2) Para una operación de "mezclado central" si el 10% o más del total de las unidades agitadoras o no agitadoras están en la lista de No Satisfactorio.

Se supone que los compradores de concreto pueden prohibir la entrega en unidades que se permite que permanezcan defectuosas, pero permitirá el uso de nuevas unidades añadidas a la flotilla o unidades reparadas a la condición de Satisfactorio, posteriores a la ejecución de la Inspección de la Lista de Verificación. Se supone que las unidades calificadas como camiones revolvedora, también califican como agitadoras.

5.1 Camiones revolvedora.

Son revolvedoras montadas sobre camiones u otros vehículos usados para completar la mezcla de los ingredientes del concreto, después de que hayan sido pesados en la planta.

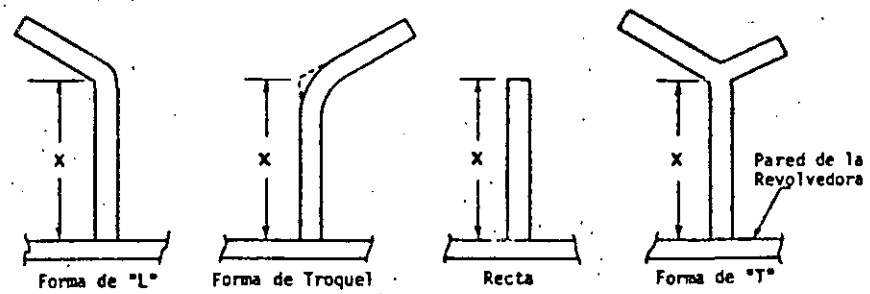
Los requisitos para que un camión sea aceptable son los siguientes:

5.1.1 Condiciones interiores satisfactorias:

- Sin apreciable acumulación de concreto endurecido;

- Libre de aspas excesivamente desgastadas. En general estas aspas no deben medir menos del 90% de la altura original cuando nuevas.

TIPOS DE ASPAS DE MEZCLA



5.1.2 - Abertura de carga y descarga y canales en buenas condiciones, libres de cantidades apreciables pegadas de cemento o concreto;

- Las superficies de las canales y tolvas deberán estar limpias y lisas.

5.1.3 El recipiente de la revolvedora deberá tener un volumen (en volumen de concreto mezclado) tal que el volumen mezclado de concreto no exceda el 63% de su volumen total. (Este requisito es alcanzado por todas las revolvedoras que traen colocada la placa que especifica su capacidad de mezclado).

5.1.4 En esta misma placa el fabricante de la revolvedora recomienda la velocidad de mezclado para usar la revolvedora de mezcladora central, que deberá estar en el rango de no menos de 4 y no más de 18 rpm, demostrando la capacidad para mezclar satisfactoriamente a la velocidad recomendada.

5.1.5 Para satisfacer las especificaciones de algunas obras, las revolvedoras deberán de contar con un contador de vueltas.

Las unidades equipadas con tanques de agua para medir su inclusión dentro de la mezcla, deberán tener medidores de agua claros, visibles y limpios y con graduaciones legibles, bombas de inyección en buenas condiciones de trabajo y con aspersores colocados en la salida de la tubería, libre de obstrucciones y fugas dentro de la mezcladora. Los medidores de agua deberán tener una aproximación de ± el 1% de la cantidad de agua de mezclado o ± 5 lt, cualquiera que sea mayor.

5.2 Camiones agitadores.

Son revolvedoras o recipientes montados en camiones u otros vehículos en los cuales el concreto preparado por el sistema de "mezclado central" es mantenido en movimiento tal durante la entrega, que evita la segregación. Un agitador aceptable deberá cumplir con los siguientes requisitos:

5.2.1 Condiciones interiores satisfactorias:

- Sin acumulación excesiva de concreto endurecido pegado.

5.2.2 - Abertura de carga y descarga y canales en buenas condiciones, sin apreciable acumulación de cemento y concreto pegados;

- Superficie de canales y tolvas limpias y lisas.

5.2.3 La revolvedora o el recipiente del camión agitador deberá tener un volumen (en volumen de concreto mezclado) tal que el volumen mezclado de concreto no exceda el 80% de su volumen total. (Este requisito es alcanzado por todos los camiones agitadores que traen colocada la placa que especifica su capacidad de agitación).

5.2.4 En esta misma placa el fabricante del camión agitador recomienda que la máxima velocidad de agitación no exceda las 6 rpm, demostrando la capacidad de operar satisfactoriamente a la velocidad recomendada.

5.2.5 Para satisfacer las especificaciones de algunas obras, los camiones agitadores deberán de contar con un contador de vueltas.

Las unidades equipadas con tanques de agua para medir su inclusión dentro de la mezcla, deberán tener medidores de agua claros, visibles y limpios y con graduacio-

nes legibles, bombas de inyección en buenas condiciones de trabajo y con aspersores colocados en la salida de la tubería, libre de obstrucciones y fugas dentro de la mezcladora. Los medidores de agua deberán tener una aproximación de ± el 1% de la cantidad de agua de mezclado o ± 5 lt, cualquiera que sea mayor.

5.3 Unidades no agitadoras.

Son recipientes montados en camiones u otros vehículos para la entrega del concreto preparado por el sistema de "mezclado central", sin mecanismos para mantener en movimiento la masa del concreto.

Una unidad no agitadora aceptable debe cumplir con los siguientes requisitos:

5.3.1 Superficie interior suave y a prueba de fugas, con esquinas redondeadas.

5.3.2 Compuertas u otros medios para controlar la descarga del concreto.

5.3.3 Interiores libres de acumulación excesiva de concreto endurecido y otros obstrucciones o deterioros que interfieran con la descarga apropiada del concreto.

5.4 Resumen de las condiciones de la Flotilla.

Todas las unidades deberán ser inspeccionadas; más del 90% deben ser satisfactorias para calificar para la Certificación.

Número total de las unidades disponibles activas _____

Número de unidades inspeccionadas y encontradas Satisfactorias _____

Número de unidades inspeccionadas y encontradas No Satisfactorias _____

7. ACUERDOS SOBRE LAS CALIBRACIONES SISTEMÁTICAS DE BÁSCULAS Y DISPOSITIVOS DE MEDIDA VOLUMÉTRICA Y DOSIFICADORES.

(Deberá ser llenada por el Responsable de la Operación de la Compañía de Concreto Premezclado.)

El que suscribe está de acuerdo que todas las básculas en la planta descritas abajo serán calibradas a intervalos que no excedan a 6 meses, para cumplir con el inciso 2.1.2 de la "Lista de Verificación de las Instalaciones de Producción de Concreto Premezclado". Cualquier falla en el alcance de la tolerancia de la báscula (± 20% de la capacidad de la báscula en todo su rango de uso) será corregida inmediatamente. Si la corrección se retarda por cualquier razón, los pesos de las cargas de cualquier concreto entregado, serán corregidas para crear un margen de seguridad contra las deficiencias en el contenido de cemento o en un exceso en la relación agua-cemento. El que suscribe también está de acuerdo en que la precisión de todos los dosificadores volumétricos de aditivos y todos los dispositivos de medidores de agua volumétricos (incluyendo los contadores de agua) en la planta, serán verificados a intervalos no mayores de 90 días para observar su conformidad con los requisitos de precisión para aditivos líquidos y agua contenidos en los incisos 2.5.3 y 2.5.4, de la Lista de Verificación. Cualquier falla para alcanzar la precisión requerida será corregida inmediatamente. (Las calibraciones se harán mediante personal calificado de la compañía o mediante organismos externos, o compañías especializadas en calibraciones).

_____ _____
(Firma del responsable de la operación de la compañía) Fecha

_____
(Nombre y cargo)

_____
(Designación y localización de la Planta)

_____

_____

_____
(Nombre de la Compañía y dirección)

_____
(Código Postal)

8. REFERENCIAS.

1. NOM C - 155, Concreto Premezclado.

2. Normas para las Plantas de Concreto, 8a. Revisión, Enero 1984, Concrete Plant Manufacturers Bureau (CPMB).

3. Normas para Camiones Revolvedoras y Agitadores, 11a. Revisión, Enero 1982, Truck Mixer Manufacturers Bureau (TMMB).

4. Práctica Recomendada para la Medición, Mezclado, Transporte y Colocación del Concreto (ACI 304), traducción del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C. (IMCYC), publicación No. NS 3.

5. Factores que afectan la homogenidad del Concreto Premezclado, Reporte No. 1 (Fase 1, 1969), D.L. Bloem y Richard D. Gaynor, disponible en la National Ready Mixed Concrete Association - (NRMCA). También aparece un artículo resumen en la Revista del American Concrete Institute (ACI), de Julio de 1971.

6. El Mezclado del Concreto en un Camión Revolvedora, por Richard D. Gaynor y Jon I. Mullarky, publicación de la NRMCA No. 148, Enero 1975.

7. El Concreto Premezclado, por Richard D. Gaynor, capítulo 29 - del libro "Significado de las Pruebas y Propiedades del Concreto y de los Materiales". Publicación Técnica Especial No. - 69B de la American Society for Testing and Materials (ASTM; - también publicación No. 157 de la NRMCA).

8. Producción de Grandes Volúmenes de Concreto, publicación del - IMCYC No. PGV-1.

9. INFORMACIÓN PERSONAL DEL INGENIERO INSPECTOR.

(Esta forma solamente se presenta al Centro Técnico del Concreto).

Para ser presentada al Centro Técnico del Concreto, del Grupo Tolteca en Grutas No. 6, Col. San Pedro de los Pinos, Delegación Alvaro Obregón, 01180, México, D. F., con una copia completa de la "Lista de Verificación de las Instalaciones de Producción de Concreto Premezclado". Una vez que la copia de esta forma exista en el CTC, el Ingeniero Inspector no necesitará presentar otra para la inspección de otras plantas que él realice.

Nombre _____

Dirección _____

_____

Registro No. _____ Estado _____
(si tiene)

Profesión _____
(civil, químico, mecánico, etc., según Cédula Profesional)

Resumen de su experiencia (Marque la relevante para su calificación como Inspector de Instalaciones y Equipo de Producción de Concreto Premezclado):

_____

_____

_____

_____

_____

_____

_____

_____

_____

_____ Firma

(Sello)

_____ Fecha

10. TARJETA DE CALIFICACIÓN DE LA PLANTA DE CONCRETO PREMEZCLADO.

Basado en la ejecución apropiada de la "Lista de Verificación de las Instalaciones de Producción de Concreto Premezclado", el Certificado será preparado por el Centro Técnico del Concreto para ser firmado por el Ingeniero Inspector y el Ejecutivo responsable de la operación, indicando:

(1) Método general de operación para el "Mezclado en Tránsito", "Mezclado Central" o "Mezclado Parcial".

(2) El sistema de pesado: "Manual", "Parcialmente Automático", "Semi-automático" o "Automático".

(3) Si posee registradoras, para los registros que haga.

La Certificación para una clasificación dada requiere una "✓" para las secciones de la Lista de Verificación designadas en la Tarjeta siguiente mediante una "X", excepto que se ponga una "NA" para los que no son aplicables, está permitido en ciertos casos cuando esa permisibilidad está implícita en el inciso mismo, (ejemplo: "NA" será apropiada para 1.3.2 en un clima semi-tropical, puesto que el concreto nunca será entregado a temperaturas abajo del punto de congelación. Similarmente los requisitos para la barra indicadora de la báscula en 2.1.5, no se aplicarán en una planta que tenga solamente básculas de carátula).

	Mezclado en Tránsito				Mezclado Parcial				Mezclado Central			
Sección	M	P.A.	S.A.	A	M	P.A.	S.A.	P	M	P.A.	S.A.	A
1.	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
2.1	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
2.2	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
2.3	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
2.4	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
2.5	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
2.6.2.1	X				X				X			
2.6.2.2		X				X				X		
2.6.2.3			X				X				X	
2.6.2.4				X				X				X
2.7	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)
3.1									X	X	X	X
3.2					X	X	X	X				
4.	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
5.1	X	X	X	X	X	X	X	X				
5.2 y/o 5.3									X	X	X	X

(1) Descripción del alcance de los registros que existan en la planta, para indicar en el Certificado.

M = Manual P.A. = Parcialmente Automática S.A. = Semi-automática
A = Automática.

COMUNICACION DURANTE EL AVANCE DE UNA OBRA

Etapa de la Obra	Información	De	Para	Acción requerida o solicitada
Planeación (dueño o director de la obra).	Tipo de proyecto; magnitud de la obra.	Ventas.	Control de Calidad.	Entrega de especificaciones propias de la obra (ver 8.3 sobre la objetividad de las especificaciones). Presentar información del comportamiento histórico de los agregados y el concreto en la zona de trabajo a directores de Obra Foránea. Enviar información al dueño de la obra sobre los beneficios del uso del concreto a largo plazo.
Solicitud de cotizaciones.	Disponibilidad de las especificaciones.	a) Ventas.	Control de Calidad.	Revisión de las especificaciones y aclaraciones de las mismas de parte del director de la obra.
		b) Control de Cal.	Ventas.	Analizar alternativas de diversos proporcionamientos.
		c) Control de Cal.	Oficina de materia prima.	Determinar la disponibilidad y costos de materiales especiales.
		d) Control de Cal.	Operación.	Considerar los requerimientos de entregas y equipos especiales para estimar los costos.
Pláticas previas a la cotización.	Dónde y cuándo.	Ventas.	Control de Calidad.	Resolución de requerimientos de especificaciones conflictivas o exageradamente restrictivas. Aclarar la responsabilidad en los puntos especiales (por ejemplo: adición de aditivos en la obra) y tomar providencias para costos de pruebas extras si el concreto es especificado de alta resistencia o especial.

Etapa de la Obra	Información	De	Para	Acción requerida o solicitada
Asignación de la Obra.	Nombre del Contratista (cliente).	Ventas.	Control de Calidad.	Información técnica para el contratista, incluyendo la historia del comportamiento del concreto de la compañía en trabajos anteriores similares. Información disponible de concretos especiales que reduzcan el costo de la mano de obra y optimicen el uso de las cimbras.
Selección del proveedor de concreto.	Venta lograda.	a) Ventas.	Control de Calidad.	Si es el caso presentar el diseño del proporcionamiento.
		b) Control de Cal.	Oficina de materia prima.	Orden de materiales especiales para el concreto.
		c) Control de Cal.	Operación.	Tablas de proporcionamiento para los pesadores.
		d) Control de Cal.	Despachador.	Lista de mezclas de trabajo con las mezclas especiales subrayadas de rojo; propiedades especiales del concreto y requerimientos de entrega.
		e) Control de Cal.	Administración	Identificación de las mezclas y cantidad de materiales.
Plática antes de la construcción.	Dónde y cuándo.	Ventas.	Control de Calidad.	Utilizar la lista de verificación de control de calidad (sección 2 del Manual de Control de Calidad y Apéndice C de esta Sección).
Inicio de la obra.	Aviso de los esfuerzos realizados antes de la primera entrega.	Ventas.	Control de Calidad.	Pruebas previas para materiales especiales en el cumplimiento de la especificación. Revisión del manejo de materiales (ejemplo: saturación del agregado ligero que va a ser colocado por bomba) y correcciones pertinentes de la información al pesador.

Etapa de la Obra	Información	De	Para	Acción requerida o solicitada
Durante la obra.	Programa de colocación.	Despachador.	Control de Calidad.	Representante de Control de Calidad revisará las órdenes del próximo día para que se utilice la correcta mezcla y se asigne personal de Control de Calidad de campo sobre la base del trabajo prioritario y el tipo de concreto ordenado.
	Reportes de la resistencia a compresión elaboradas por un laboratorio independiente; comentarios del cliente sobre el cumplimiento del producto.	a) Gerente Técnico.	Personal de Control de Calidad.	Registro con los datos de prueba; investigación de las causas de las fluctuaciones en la resistencia, y otros problemas de la obra.
		b) Gerente Técnico.	Gerencia	Revisión semanal del comportamiento del producto; acciones requeridas según se necesite para el cumplimiento de las especificaciones, uniformidad del producto y la satisfacción del cliente.
Terminación de la obra.	Resumen de los datos de prueba; evaluación estadística.	Control de Calidad.	Gerencia de Operaciones	Revisar el nivel del cumplimiento de las plantas. Recomendaciones para mejorar los proporcionamientos en proyectos futuros, dejando registro de ello.
		Control de Calidad.	Ventas.	Sugerencias para uso promocional de los datos de la obra.

A P E N D I C E B - 1

TEMAS PARA LA CAPACITACION DEL PERSONAL

Personal de Control de Calidad:

Muestreo y prueba de los materiales del concreto.

Preparación de las tablas de báscula.

Observaciones de los diseños de mezclas.

Inspección a la dosificadora y mezcladora.

Límites de calidad y procedimientos en caso de no cumplir.

Investigación de resultados de prueba anormales (datos del control de calidad y pruebas del laboratorio de verificación).

Evaluación estadística de los datos de resistencia a compresión.

Comunicaciones internas de la compañía.

Comunicación con el cliente.

Procedimientos para el control de revenimiento.

Proporcionamientos básicos, mezclas de prueba.

Procedimientos de laboratorio.

Laboratorio de Control de Calidad.

Atención a problemas de bajas resistencias y generación y registro de los mismos.

Programa de pruebas y consideración a las prioridades de la obra.

Procesado y archivo de los reportes de las pruebas.

Innovaciones en la tecnología del concreto.

Procedimientos de seguridad.

Pesadores de Planta:

Tecnología básica del concreto.

Tipos de concreto y materiales para el concreto.

Pruebas de humedad en los agregados y correcciones.

Efectos en los cambios de los materiales (granulometría, peso específico).

Procedimientos para el control del revenimiento.

Operadores de Unidad Motorevolvedora:

Tecnología básica del concreto.

Tipos de concreto y materiales para el concreto.

Requisitos de mezclado inicial y posterior a las adiciones de agua.

Procedimientos para el control de revenimiento.

Política de la compañía con respecto a las adiciones de agua en la obra

Continúa sig. página

Pesadores de planta: (continuación)	Operadores de Unidad Motorevolvedora (continuación)
Inspección de la planta (Lista de Verificación CTC). Política de la compañía sobre el manejo del concreto rechazado. Arreglo de concretos mal pesados. Toma de inventario y causas potenciales de pérdidas de inventario. Entrenamiento en la mecánica de las básculas mecánicas u otro equipo de pesado. Ajustes en el rendimiento del concreto ligero. Procedimientos de control de calidad en el manejo de materiales. Decisión sobre el concreto rechazado.	Mantenimiento del mezclador de la unidad (Lista de Verificación del CTC). Procedimientos de prueba: correctos e incorrectos. Política de la compañía sobre el manejo del concreto rechazado y del concreto aparentemente mal pesado. Prácticas correctas en el manejo y acabado del concreto. Manejo inicial de las reclamaciones del cliente acerca de la calidad del producto. Decisión sobre el concreto rechazado en la obra.
Despachador/Personal de Oficina:	**Representantes de Ventas:**
Tecnología básica del concreto. Tipos de concretos y materiales para concreto. Procedimientos para el control del revenimiento. Sistema de identificación de mezclas. Manejo de las quejas y reclamaciones del cliente acerca de la calidad del producto. Decisiones al rechazo del concreto en la obra. Política de la compañía sobre el manejo del concreto rechazado.	Tecnología básica del concreto. Tipos de concreto y materiales para concreto. Sistema de identificación de mezclas. Revisión de las especificaciones. Manejo de las quejas y reclamaciones del cliente acerca de la calidad del producto. Decisiones al rechazo del concreto en la obra. Procedimientos para el control del revenimiento.

Continúa sig. página

Despachador/Personal de Oficina: (continuación)	Representantes de Ventas: (continuación)
Comunicaciones internas de la compañía.	Reportes de resistencia y su uso promocional. Innovaciones en la tecnología del concreto.

APENDICE A

LISTA DE REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

NORMAS OFICIALES MEXICANAS (NOM)

NOM C - 1	Cemento Portland.
NOM C - 2	Calidad para Cemento Portland Puzolana.
NOM C - 30	Muestreo de Agregados.
NOM C - 49	Método de prueba para la determinación de la finura de cementantes hidráulicos mediante la Malla No. 325.
NOM C - 55	Método de prueba para determinar la finura de los cementantes hidráulicos (Método Turbidimétrico).
NOM C - 56	Determinación de la finura de los cementantes hidráulicos (Método de Permeabilidad al aire).
NOM C - 57	Método de prueba para determinar la consistencia normal de cementantes hidráulicos.
NOM C - 58	Método de prueba para determinar el tiempo de fraguado en cementantes hidráulicos (Método de Gillmore).
NOM C - 59	Determinación del tiempo de fraguado de cementantes hidráulicos (Método de Vicat).
NOM C - 61	Determinación de la resistencia a la compresión de cementantes hidráulicos.
NOM C - 71	Método de prueba para determinar terrones de arcilla en agregados finos y gruesos.
NOM C - 73	Determinación del peso unitario de los agregados.
NOM C - 77	Método de prueba para análisis granulométrico de agregados finos y gruesos.
NOM C - 83	Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto.
NOM C - 84	Método de prueba para determinar por medio de lavado de materiales que pasan la malla No. 200 en los agregados minerales.
NOM C - 88	Determinación de impurezas orgánicas en el agregado fino.
NOM C - 111	Agregados para concreto.
NOM C - 131	Determinación del análisis químico de cementantes hidráulicos.
NOM C - 132	Método de prueba para la determinación de fraguado falso de cemento portland por el método de pasta.
NOM C - 155	Concreto Premezclado.
NOM C - 162	Determinación del contenido de aire, peso unitario y rendimiento del concreto.
NOM C - 164	Determinación del peso específico y de la absorción del agregado grueso.
NOM C - 166	Determinación del contenido total de humedad de los agregados mediante secado.
NOM C - 170	Reducción de las muestras de agregados obtenidas en el campo, al tamaño requerido para las pruebas.
NOM C - 175	Calidad para cemento portland de escoria de alto horno.
NOM C - 179	Muestreo y Ensaye de ceniza volante o puzolana natural para usarse como aditivo mineral en el concreto (ASTM C-311).

NOM C - 196	Resistencia a la abrasión del agregado grueso de tamaño grande usando la máquina de Los Angeles.
NOM C - 199	Nomenclatura de aditivos químicos para concreto.
NOM C - 200	Calidad para aditivos inclusores de aire para concreto.
NOM C - 219	Resistencia a la abrasión de agregado grueso de tamaño pequeño usando la máquina de Los Angeles.
NOM C - 245	Determinación de la humendad superficial del agregado fino.
NOM C - 255	Aditivos químicos que reducen la cantidad de agua y/o modifican el tiempo de fraguado del concreto.
NOM C - 299	Industria de la Construcción - Concreto Estructural - Agregados Ligeros. Especificaciones.
NOM C - 917	Evaluación de la uniformidad de la resistencia del cemento.
ASTM C - 989	Escoria de alto horno para usarse en concreto y mortero.
ASTM D - 98	Cloruro de Calcio.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI)

Manual ACI del Concreto:

Parte 1	Materiales y propiedades generales del concreto.
Parte 2	Prácticas de construcción e inspección de pavimentos.
Parte 3	Uso del concreto en edificación - Diseño, especificaciones y temas afines.
Parte 4	Puentes, subestructuras, uso sanitario y otras estructuras especiales.
Parte 5	Albañilería, concreto precolado y procedimientos especiales.
ACI 116-R-78	Terminología de Cemento y Concreto.
ACI 201.1-R-68	Guía para inspección de concreto en servicio.
ACI 211.1-81	Práctica para dosificar concreto normal, concreto pesado y concreto masivo.
ACI 212.2-R-81	Aditivos para concreto.
ACI 213-R-79	Guía para concreto ligero estructural.
ACI 221-R-61	Selección y uso de agregados para concreto.
ACI 301-81	Especificaciones para concreto estructural en edificios.
ACI 318-77	Reglamento de Construcciones de concreto reforzado.

NATIONAL READY MIXED CONCRETE ASSOCIATION (NRMCA)

NRMCA 53	Efecto de las condiciones de curado sobre la resistencia a la compresión de especímenes de prueba.
NRMCA 133-79	Práctica recomendada para la evaluación de la resistencia del concreto en el lugar.

NRMCA 154	Guía y consejos para proporcionar concreto normal.
NRMCA 157	Concreto premezclado.
NRMCA 159	Manual del Operador de la planta dosificadora de concreto.
NRMCA 166	Manual del Chofer.
NRMCA	Certificación de las instalaciones de producción de concreto premezclado.
NRMCA/TMMB	Normas para el camión mezclador y agitador.
NRMCA/CPMB	Normas para plantas de concreto.
NRMCA/	Certificación de Técnico de campo.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA)

EB 001.11T	Diseño y Control de Mezclas de Concreto (traducción Editorial Limusa).
PA 122.02H	Guía para morteros de cemento.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM)

Libro anual de Normas ASTM:

* Volumen 04.02	Concreto y Agregados Minerales.
* Volumen 04.01	Cemento, Cal y Yeso.
STP 169-B	Importancia de las pruebas y propiedades del concreto y materias primas.

* Nota : Estos volúmenes eran anteriormente las partes 13 y 14.

INSTITUTO MEXICANO DEL CEMENTO Y DEL CONCRETO (IMCYC)

PGV-	Producción de grandes volúmenes de concreto (NRMCA 159)
RC - 1	Reglamento de las construcciones de concreto reforzado (ACI 318-77)

Serie "Concrete in Practice" de la NRMCA, traducidas en las revistas IMCYC Nos.:

97 pág. 41	Superficies de concreto polvorientos (CIP 1).
98 pág. 55	Descascaramiento de las superficies de concreto (CIP 2)
99 pág. 53	Agrietamiento en las superficies de concreto (CIP 3).
101 pág. 54	Agrietamiento de las superficies de concreto (CIP 4).
103 pág. 50	Agrietamiento por contracción del concreto (CIP 5.

105 pág. 54	Juntas en losas de concreto (CIP 6).
109 pág. 52	Grietas en los muros de cimentación de concreto (CIP 7)
107 pág. 60	Diferencias en el rendimiento del concreto (CIP 8).
146 pág. 56	Resistencias bajas de los cilindros de concreto (CIP 9)
148 pág. 64	Resistencia del concreto en el sitio (CIP 10).
150 pág. 60	Curado del concreto en obra (CIP 11).
152 pág. 52	Colado del concreto en clima caliente (CIP 12).
154 pág. 50	Burbujas en la superficie de concreto (CIP 13).
NS 2	Práctica para dosificar concreto normal, concreto pesado y concreto masivo (ACI 211.1-81).
NS 7	Aditivos para concreto (ACI 212).

CENTRO TÉCNICO DEL CONCRETO (CTC)

—	Manual del Chofer (NRMCA 166)
—	Certificación de las instalaciones de producción de concreto premezclado (NRMCA)
—	Tip No. 4: Práctica recomendada para la evaluación de la resistencia del concreto en el lugar (NRMCA 133).

PUBLICACIONES PERIÓDICAS :

Revista	Concrete International del ACI (gratuita para los miembros del ACI).
Revista	Concrete (Editorial Pit & Quarry).
Revista	Concrete Products (Editorial McLean Hunter).
Revista	Concrete Construction (Editorial Concrete Construction)
Revista	IMCYC (publicada por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.)

APÉNDICE B

REVISIÓN DE ESPECIFICACIONES.

Nombre y Dirección: _____ Cliente: _____

_____ Distancia a la obra: _____

Fecha de iniciación: _____

Tiempo estimado de traslado (ida y vuelta): _____ Tipo de construcción _____

	Mezcla 1	Mezcla 2	Mezcla 3	Mezcla 4
1. Resistencia requerida (Kg/cm2) (TIPO)				
2. Volumen estimado (M3)				
3. Consumo mínimo de cemento				
4. Relación agua-cemento máxima				
5. Tipo de cemento				
6. Edad a la que se garantiza la resistencia				
7. Contenido de aire y su tolerancia.				
8. Revenimiento requerido				
9. Tamaño máximo del agregado grueso.				
10. Aditivos -- inclusor de aire				
-- retardante				
-- impermeabilizante				
-- cloruro de calcio o acelerante				
-- Superfluidificante				
-- Otros				

11. Especificaciones o Normas vigentes en la Obra:

_____

12. Requisitos de prueba y quién y con qué criterio los establece:

_____

13. Diseños de mezcla -- Aprobado en campo_____ Laboratorio_____

14. ¿Se requiere un plan de control de calidad?

    Si_____ No_____

15. Posibles procedimientos de colocación:

    -- Descarga directa del camión _____

    -- Malacate con bote (tamaño) _____

    -- Bomba, marca y tamaño _____

    -- Transportador de banda _____

    -- Otros _____

16. Comentarios a las especificaciones _____

    _____

17. Curado en obra:

    -- Del concreto en los elementos constructivos _____

    -- De los especímenes de prueba _____

APÉNDICE C - 1

EJEMPLO DE CITATORIO PARA LOS PARTICIPANTES EN LA REUNIÓN PREVIA A LOS COLADOS.

fecha

Para:

Asunto: Reunión previa a los colados.

Propósito: Definir y asignar responsabilidades.

Personal que debe asistir: Representante del Contratista,
Director responsable de obra o su representante,
Ingeniero Estructurista,
Laboratorio de Verificación,
Gerente Técnico del Productor de Concreto,
Otros, según sea el caso.

Fecha de la reunión _____

Hora de la reunión _____

Lugar de la reunión _____

ORDEN DEL DIA PROPUESTO

A. Ubicación y nombre de la obra.

B. Asistentes.

C. Distribución del tiempo de la reunión.

D. Materiales para el concreto y diseños de las mezclas.

E. Responsabilidades de Inspección.

F. Requisitos de Muestreo y Prueba. Normas.

G. Almacenamiento y transporte de especímenes. Normas.

H. Responsabilidades y Autoridad para aceptar o rechazar el concreto fresco.

I. Distribución de los reportes de prueba.

J. Pruebas del concreto endurecido en el sitio.

K. Asuntos varios.

APÉNDICE C - 2

EJEMPLO DE LA INFORMACIÓN QUE DEBE SOLICITARSE EN LA REUNIÓN PREVIA A LOS COLADOS.

Fecha :

Asunto : Orden del Día de la Reunión previa a los colados:

- Lugar en la obra para el muestreo;
- Inspección del concreto estructural;
- Prueba.

Propósito : Definir y asignar responsabilidades.

Personal que debe asistir : Superintendente o representante del Contratista, Director responsable de obra o su representante, Ingeniero estructurista, Laboratorio de Verificación, Gerente Técnico del Productor de Concreto, Otros, según sea el caso (es recomendable que el personal técnico de la Compañía Productora de Concreto maneje la Orden del Día y el control de tiempo).

A. Ubicación y nombre de la obra : _____

_____

B. Participantes de la obra :

1. Propietario o su representante _____
2. Director responsable de obra _____
3. Ingeniero estructurista _____
4. Contratista o Gerente de contratista _____
5. Productor de Concreto _____
6. Laboratorio de Verificación _____
7. Inspector de la obra _____

C. Distribución del tiempo de la Reunión :

_____ _____
_____ _____
_____ _____
_____ _____
_____ _____

D. Materiales para el concreto y diseño de la mezcla:

1. ¿Ha sido aprobado el diseño de la mezcla?

_____

2. El personal del contratista deberá estar familiarizado con la identificación de las mezclas para hacer los pedidos. Información suplementaria para hacer el pedido (revenimiento, tamaño máximo del agregado, edad a la que se garantiza la resistencia, otras). Indicaciones del tipo de colocación cuando se pida el concreto (grúa, bomba, canal, otros).

_____

E. Responsabilidades de la Inspección:

1. Requisitos de Inspección de la planta.

a) ¿Tiempo completo? _____

b) ¿Tiempo parcial? _____

c) ¿No se requiere? _____

2. Quién es el responsable de la inspección y/o aprobación de:

a) ¿Cimbrado y armado? _____

b) ¿Colocación y consolidación del concreto? _____

c) ¿Acabado? _____

d) ¿Curado? Métodos requeridos: _____

_____

Periodos de curado: _____

_____

e) ¿Descimbrado? _____

— ¿Cuál es la mínima resistencia que se necesita para descimbrar? _____ Kg/cm2. ¿Qué reporte formal se necesita para descimbrar? _____

_____

_____

- ¿Qué tipo de pruebas de campo o resistencia en el lugar, si son usadas? _____

_____

- Nombre (s) de personal autorizado que aprueba el descimbrado: _____

_____

F. Muestreo de concreto y requisitos de las pruebas especificadas:

1. ¿Cuál es la frecuencia de muestreo? _____

_____

2. ¿Qué pruebas se realizan a cada muestra? _____

_____

3. ¿Número de cilindros/muestra? _____

4. ¿Cómo se van a curar los cilindros? ¿En el campo? ¿En el laboratorio? _____

_____

5. ¿A qué edades se van a probar los cilindros? _____

_____

6. ¿Es necesario reservarse cilindros? _____ Si así es, ¿cuántos? _____

G. Almacenamiento y transporte de cilindros:

1. ¿Quién proporcionará la caja o el lugar protegido para almacenar los cilindros en la obra? (Nota: Referencia ACI 301)

_____

2. ¿Quién es responsable de mantener la temperatura en la caja o lugar protegido de almacenamiento entre 16 y 27° C, durante las primeras 24 horas después de que los cilindros fueron elaborados?

_____

3. Describa de qué manera la temperatura de la caja o lugar protegido de almacenamiento será mantenida.

_____

_____

4. ¿Cuando los cilindros de prueba se hagan en el día anterior a días feriados, se transportarán al laboratorio en este día?

_____

_____

5. Describa los arreglos para entrar al lugar de la obra en días feriados:

_____

_____

_____

H. Autoridad y responsabilidad de la aceptación o rechazo del concreto fresco.

1. ¿Qué personal del contratista tiene la autoridad para agregar agua al concreto en la obra?

2. ¿Quién tiene la autoridad de rechazar un concreto entregado?

3. ¿Por qué razones pueden los concretos entregados ser rechazados y cuando? Revise las tolerancias de aceptación.

a) ¿Revenimiento?

b) ¿Contenido de aire?

c) ¿Peso unitario?

d) ¿Demasiado caliente?

e) ¿Demasiado frio?

f) ¿Tiempo?

g) ¿Otros?

4. ¿Se permite la repetición de pruebas antes del rechazo?

5. ¿Rendimiento especificado? (Generalmente basado en el promedio de tres entregas del Peso Unitario).

I. Distribución de reportes y criterio de aceptación:

1. ¿Cuál será la distribución de los reportes de las pruebas? (Sugiera a todos los participantes en la obra --véase el párrafo B anterior--, sin embargo el productor de concreto premezclado debe recibir una copia directamente del laboratorio para permitir una acción oportuna ante cualquier deficiencia).

2. ¿Cuál es el criterio de aceptación?

a) NOM C - 155

b) Reglamento del D.D.F. Sección 10.3

c) ACI 318, Sección 4

e) Otros

J. Pruebas de concreto endurecido en el lugar:

1. ¿En qué situaciones serán necesarias pruebas adicionales?

_____

_____

¿Cómo se manejan en las especificaciones del proyecto las pruebas adicionales?

_____

_____

2. Si se necesitan pruebas adicionales, el Sr._____ _____notificará a los siguientes participantes:

_____

_____

3. ¿Qué procedimiento de investigación se usará?

_____

4. ¿Quién selecciona a los que realizarán las pruebas?

_____

_____

5. ¿Cómo serán evaluados los resultados de las pruebas?

_____

_____

6. ¿Quién pagará el costo de las pruebas adicionales?

_____

K. Programa de las entregas de concreto:

1. a) Programa de colados_____

_____

b) Aviso anticipado de 2 días necesarios para los colados principales; o para uso de concreto especial (ligero, bombeado, alta resistencia, arquitectónico, de temperatura controlada, concreto superplastificado).

c) Aviso anticipado de 1 día o 24 horas requeridas para entregas regulares.

d) El número telefónico del productor de concreto para cancelaciones de último minuto (debido al tiempo u otra contingencia).

_____

e) Aviso anticipado de 1 día o 24 horas requeridas para que el Laboratorio de Verificación de pruebas programe su personal.

2. ¿Duración esperada de la obra?

_____

3. Otros asuntos:

_____

_____

_____

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

C U R S O S A B I E R T O S

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

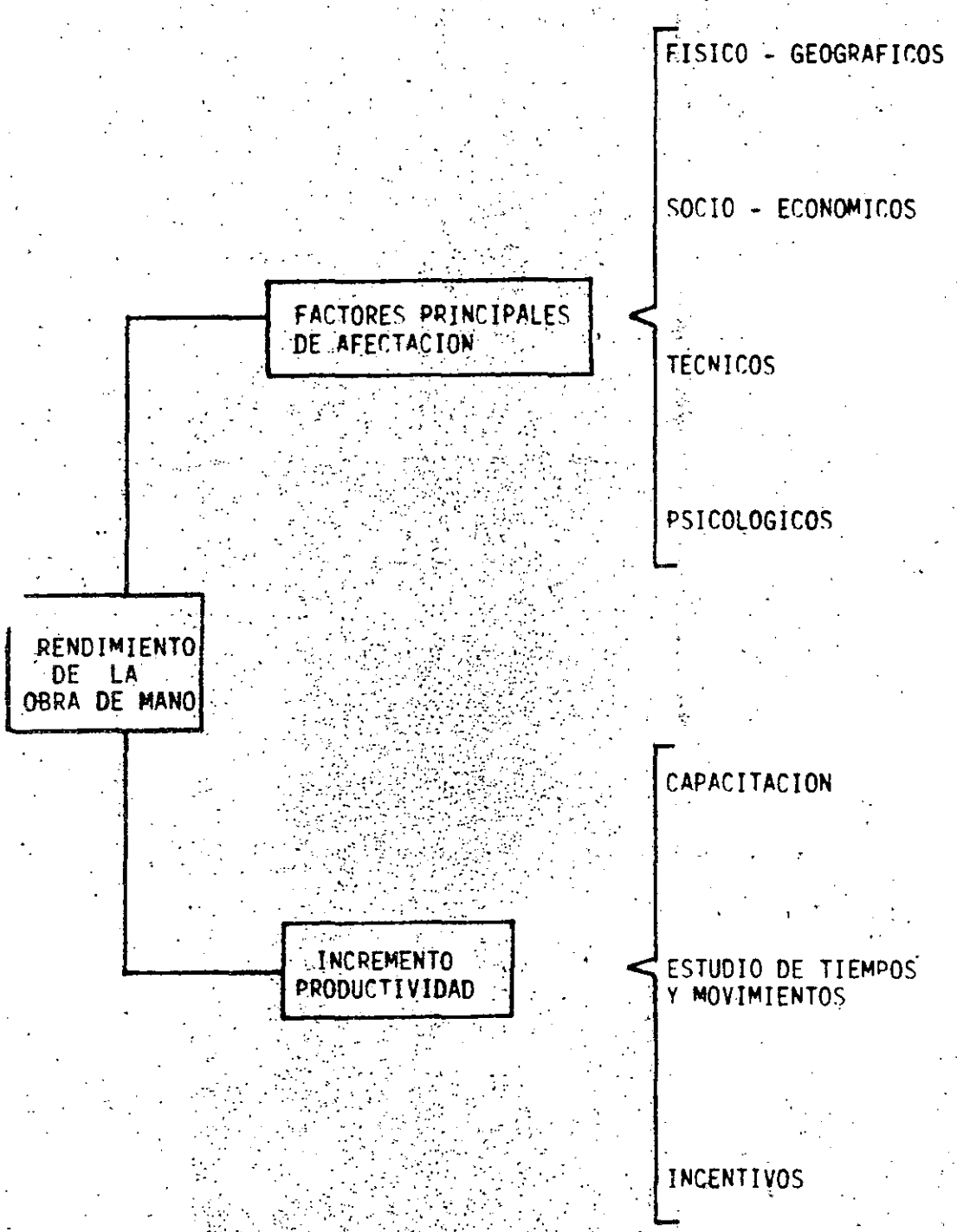
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992.

R E S U M E N :
ELEMENTOS DE COSTOS Y PRECIOS UNITARIOS

ING. RAFAEL ABURTO VALDES

JUNIO - JULIO 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285


FISICO - GEOGRAFICOS
SOCIO - ECONOMICOS
FACTORES PRINCIPALES DE AFECTACION
TECNICOS
PSICOLOGICOS
RENDIMIENTO DE LA OBRA DE MANO
CAPACITACION
INCREMENTO PRODUCTIVIDAD
ESTUDIO DE TIEMPOS Y MOVIMIENTOS
INCENTIVOS

CLAVE : E0001130 DESCRIPCION : EXCAVACION A MANO EN ROCA

UNIDAD : M3

FRENTE : EDIFICACION

CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
	MANO DE OBRA		
J0000100	PEON	J0	1.1100

CLAVE : E0001270 DESCRIPCION : RELLENO EN CEPAS O MESETAS CON MATERIAL I Y II

UNIDAD : M3

FRENTE : EDIFICACION

CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
	MANO DE OBRA		
J0000100	PEON	J0	0.4606
J0000700	CHOFER DE CAMION	J0	0.2940

CLAVE : E0001470 DESCRIPCION : MAMPOSTERIA DE TERCERA DE PIEDRA BRAZA

UNIDAD : M3

FRENTE : EDIFICACION

CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
	MANO DE OBRA		
J0000100	PEON	J0	0.5797
J0000300	ALBANIL	J0	0.2857
J0000700	CHOFER DE CAMION	J0	0.2940

CLAVE : E0001510 DESCRIPCION : CIMBRA COMUN Y DESCIMBRA EN CIMENTACION

UNIDAD : M2

FRENTE : EDIFICACION

CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
	MANO DE OBRA		
J0000100	PEON	J0	0.0333
J0000200	AYUDANTE	J0	0.08
J0000400	CARPINTERO DE OBRA NEGRA	J0	0.08

CLAVE : E0001550 DESCRIPCION : ACERO DE REFUERZO No. 3 (3/8") FY=4000 KG/CM2 EN CIMENTACION

UNIDAD : TN

FRENTE : EDIFICACION

CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
	MANO DE OBRA		
J0000100	PEON	J0	0.4762
J0000200	AYUDANTE	J0	4.7619
J0001000	FIERRERO	J0	4.7619

CLAVE : E0001570 DESCRIPCION : ACERO No. 5 (5/8") FY=4000 KG/CM2 EN CIMENTACION Y P.B.

UNIDAD : TN

FRENTE : EDIFICACION

CLAVE	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
	MANO DE OBRA		
J0000100	PEON	J0	0.4762
J0000200	AYUDANTE	J0	4
J0001000	FIERRERO	J0	4

- COSTO DIRECTO DE MATERIALES
  - PRECIO DE ADQUISICION
    - ABUNDANCIA Y ESCASEZ
    - FLUCTUACIONES DE PRECIOS
    - TRASLADO DEL I.V.A.
  - TRANSPORTE, CARGA Y DESCARGA DE MATERIAL
    - DISTANCIA
    - PROCEDIMIENTOS DE CARGA Y DESCARGA
    - TRANSBORDOS
  - DERECHOS Y REGALIAS
    - DERECHOS DE IMPORTACION
    - REGALIAS DE EXPORTACION
  - ALMACENAMIENTO DE MATERIALES
    - ALMACENES TEMPORALES
    - ALMACENES DEFINITIVOS
    - EQUIPAMIENTO DE ALMACENES
  - ANALISIS DE RIESGOS
    - NORMALES
    - EXTRAORDINARIOS

COSTO HORARIO DE OPERACION DE MAQUINARIA

- CARGOS FIJOS
  - Cargo por depreciación
  - Cargo por inversión
  - Cargo por seguros
  - Cargo por mantenimiento mayor
- CARGOS DE CONSUMO
  - Combustibles
  - Otras fuentes de energía
  - Lubricantes, filtros, grasa
  - Llantas
  - Tren de rodaje
  - Elementos especiales de desgaste
- CARGOS POR OPERACION
  - Pago de salarios (Persona encargada de la operación de la máquina, por hora efectiva de la misma)

COSTOS INDIRECTOS

1.- ADMINISTRACION CENTRAL

2.- ADMINISTRACION Y GASTOS GENERALES DE OBRA

3.- FINANCIAMIENTO

4.- FINANZAS Y SEGUROS

5.- IMPREVISTOS

1) ADMINISTRACION CENTRAL

- HONORARIOS DE DIRECTIVOS Y EJECUTIVOS
- HONORARIOS Y SUELDOS DE PERSONAL TECNICO
- HONORARIOS Y SUELDOS DE PERSONAL TECNICO
- SALARIO DEL PERSONAL DE SERVICIO
- SEGURO SOCIAL E IMPUESTOS SOBRE REMUNERACIONES PAGADAS DEL PERSONAL, EJECUTIVO, TECNICO Y ADMINISTRATIVO
- PRESTACIONES QUE OBLIGA LA LEY FEDERAL DEL TRABAJO
- PASAJES Y VIATICOS DEL PERSONAL ADMINISTRATIVO CENTRAL
- GASTOS DE REPRESENTACION
- CONSULTORIAS Y ASESORIAS
- ESTUDIO E INVESTIGACION
- IGUALA EN ASUNTOS JURIDICOS Y FISCALES
- DEPRECIACION, RENTAS Y MANTENIMIENTO DE EDIFICIOS, TALLERES, BODEGAS, ETC.
- DEPRECIACION DE MUEBLES Y ENSERES
- AMORTIZACION DE GASTOS DE ORGANIZACION
- PREVISION PARA CUENTAS DE COBRO DUDOSO
- PREVISION PARA PERIODOS DE INACTIVIDAD
- DEPRECIACION, RENTA Y OPERACION DE VEHICULOS
- SERVICIOS MEDICOS DE EMERGENCIA
- INDEMNIZACIONES
- GASTOS DE OFICINA
- PREPARACION DE CONCURSOS
- PUBLICIDAD Y PROMOCION
- DONATIVOS

2) ADMINISTRACION Y GASTOS GENERALES DE OBRA

- HONORARIOS SUELDOS Y PRESTACIONES
  - HONORARIOS SUPERINTENDENTES E INGENIEROS AUXILIARES
  - HONORARIOS Y SUELDOS DE PERSONAL ADMINISTRATIVO Y DE SERVICIOS
  - SUELDOS Y SALARIOS DE PERSONAL OBRERO
  - SEGURO SOCIAL E IMPUESTOS SOBRE REMUNERACIONES PAGADAS DE PERSONAL TECNICO Y ADMINISTRATIVO
  - PASAJES Y VIATICOS
  - SUELDOS DE TRANSITO
  - COMPENSACIONES Y GRATIFICACIONES
- INSTALACIONES Y OBRAS PROVISIONALES
  - CAMPAMENTO (OFICINAS DE OBRA, TALLERES, BODEGAS, ALMACENES, COMEDORES, DORMITORIOS, LABORATORIOS DE CAMPO Y PATIOS DE ALMACENAMIENTO)
  - CONSERVACION Y MANTENIMIENTO DE LA ESTRUCTURAS ANTERIORES
  - CONSERVACION DE INSTALACIONES ELECTRICAS, HIDRAULICAS, SANITARIAS Y GAS
  - MUELLES
  - SEÑALAMIENTOS
  - CASETAS DE VIGILANCIA
  - INSTALACIONES DEPORTIVAS Y RECREATIVAS
  - ESCUELAS
  - IGLESIAS
  - INSTALACIONES PARA SERVICIOS MEDICOS
- TRANSPORTES FLETES Y ACARREOS
  - CONSUMO DE AMORTIZACION DE VEHICULOS DEL SERVICIO GENERAL DE LA OBRA
  - FLETES DE MATERIALES Y EQUIPO NO INCLUIDOS EN EL COSTO DIRECTO
- GASTOS DE OFICINA
  - PAPELERIA Y UTILES DE ESCRITORIO, CORREOS, TELEGRAFOS, TELEFONO, RADIO, SITUACION BANCARIA, COPIAS, DUPLICADOS DE PLANOS Y DOCUMENTOS, CONSUMO DE LUZ, GAS, ETC.
  - RELACIONES PUBLICAS, DONATIVOS, ATENCIONES, SUSCRIPCIONES Y CUOTAS
  - PASAJES Y TRANSPORTES LOCALES
  - AMORTIZACION DE EQUIPO DE INGENIERIA
- VARIOS
  - AMORTIZACION Y CONSUMO DE EQUIPO Y HERRAMIENTA DE TALLER
  - CONTROL DE CALIDAD
  - RIEGO DE OBRAS TERMINADAS (RECLAMACIONES POSTERIORES) CONSERVACION DE LA OBRA HASTA LA ENTREGA
  - DERECHOS DE PASOS
  - LETREROS EN GENERAL
  - SERVICIOS MEDICOS DE EMERGENCIA
  - INTERCOMUNICACION
  - LIMPIEZA DE OBRA EN PROCESO Y PARA ENTREGA
  - DESMANTELAMIENTOS
  - RUPTURA Y REPOSICION

3) FINANCIAMIENTO

- RELACION ENTRE PROGRAMA DE EROGACIONES - INGRESOS

4) FIANZAS Y SEGUROS

- FIANZAS
- SEGUROS
- MULTAS
- RECARGOS
- REGALIAS POR USO DE PATENTES

5) IMPREVISTOS

- DEMORAS Y SUSPENSIONES DE TRABAJO (CONFLICTOS OBRERO - PATRONALES)
- ATRASO EN SUMINISTRO DE MATERIA PRIMA
- ESCASEZ DE MATERIA PRIMA
- ROBOS; PERDIDAS Y OMISIONES

OSTO UNITARIO DIRECTO

COSTO DIRECTO POR MAQUINARIA

$$\frac{\text{COSTO HORARIO DE LA MAQUINARIA}}{\text{RENDIMIENTO}}$$

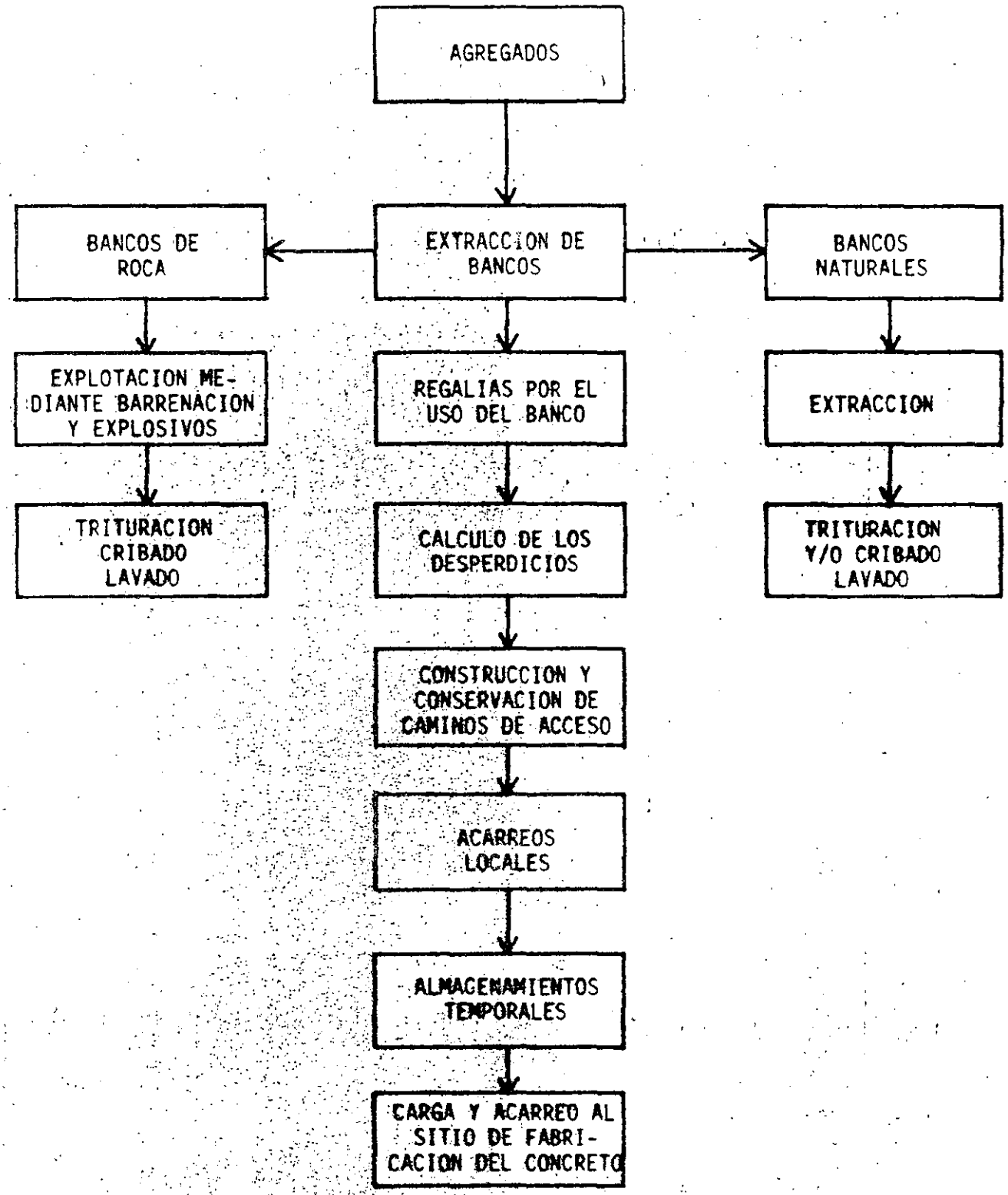
COSTO TOTAL POR MANO DE OBRA

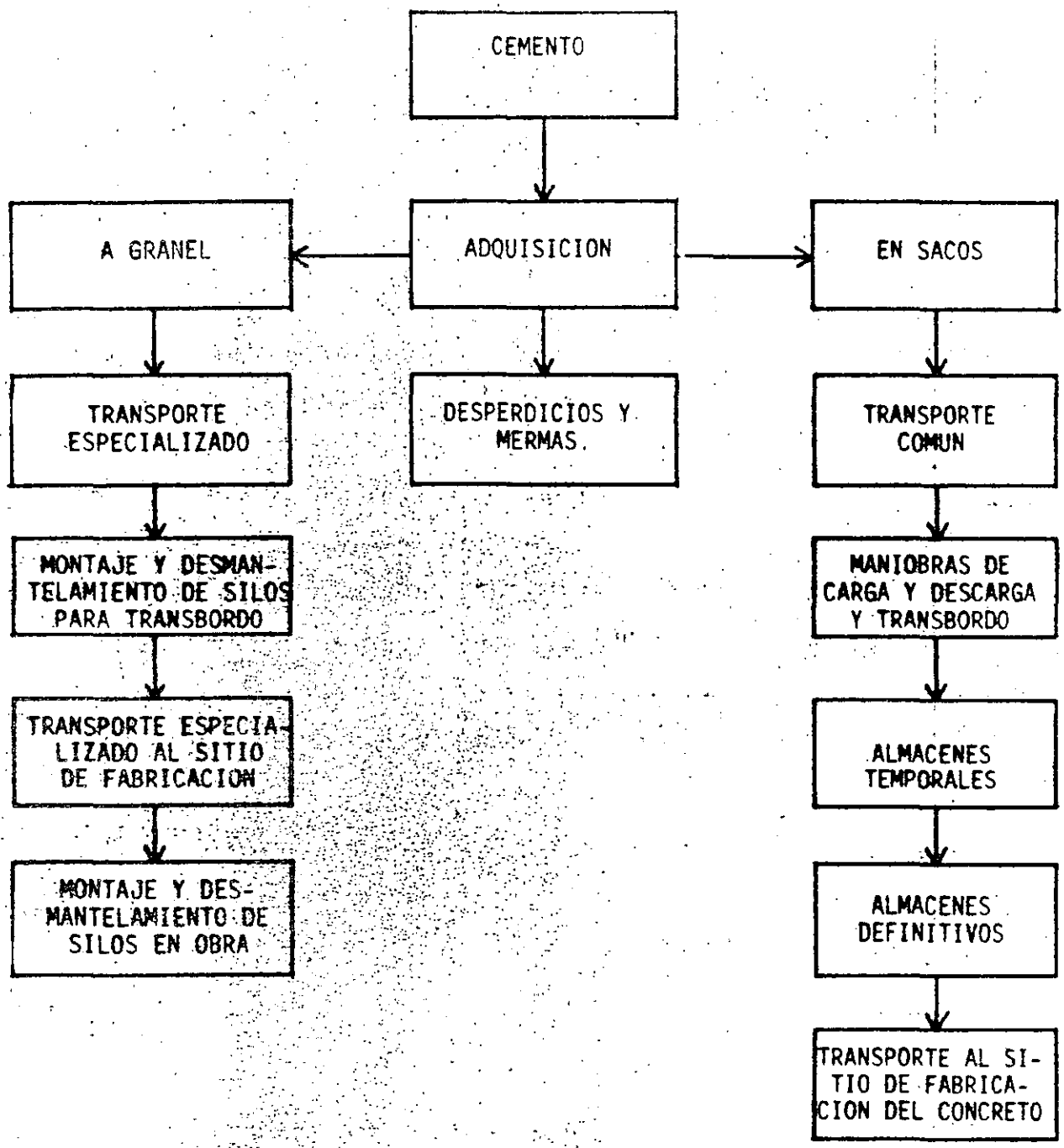
$$\frac{\text{COSTO DIRECTO POR MANO DE OBRA}}{\text{RENDIMIENTO}}$$

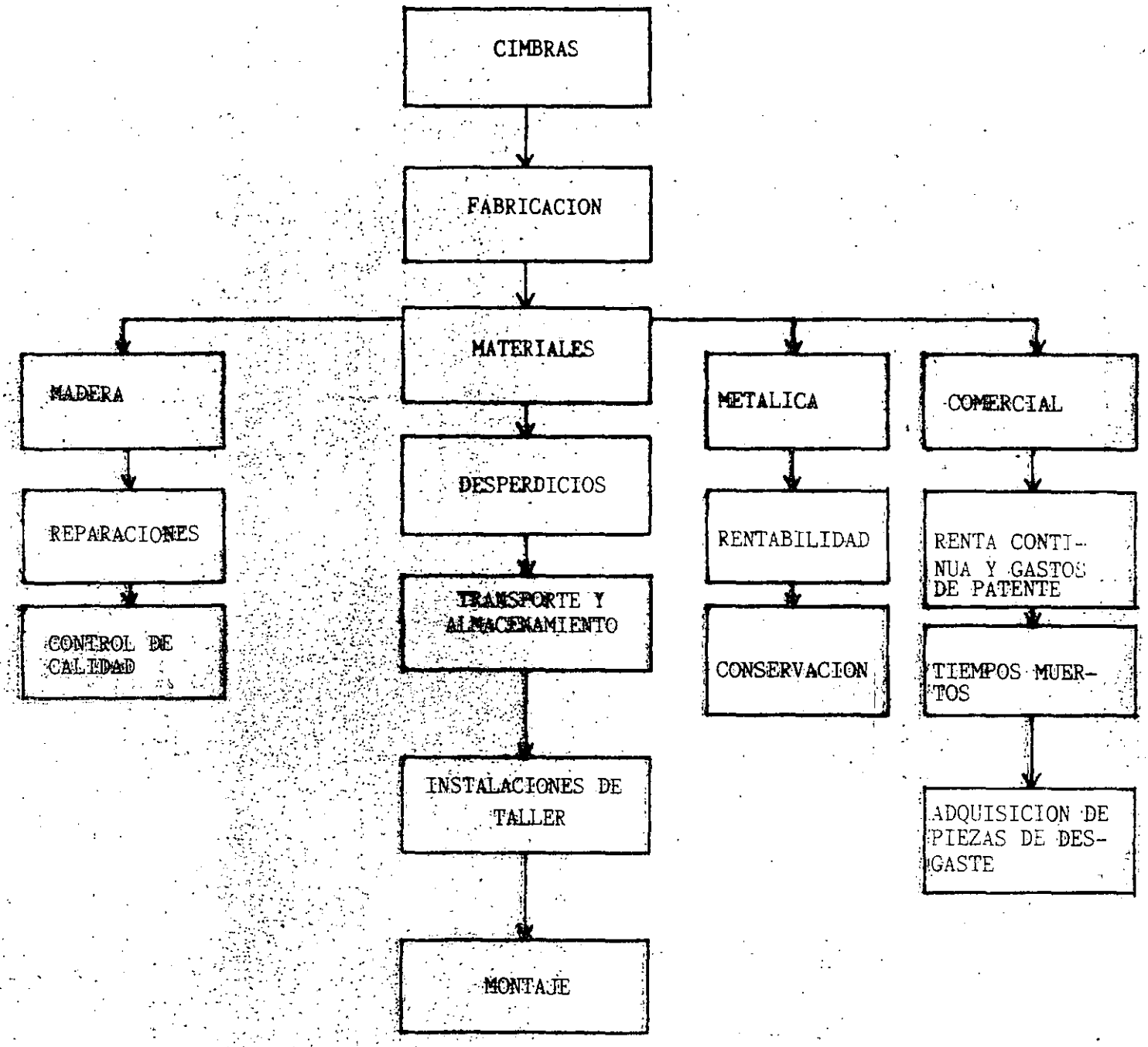
COSTO DIRECTO POR MATERIALES

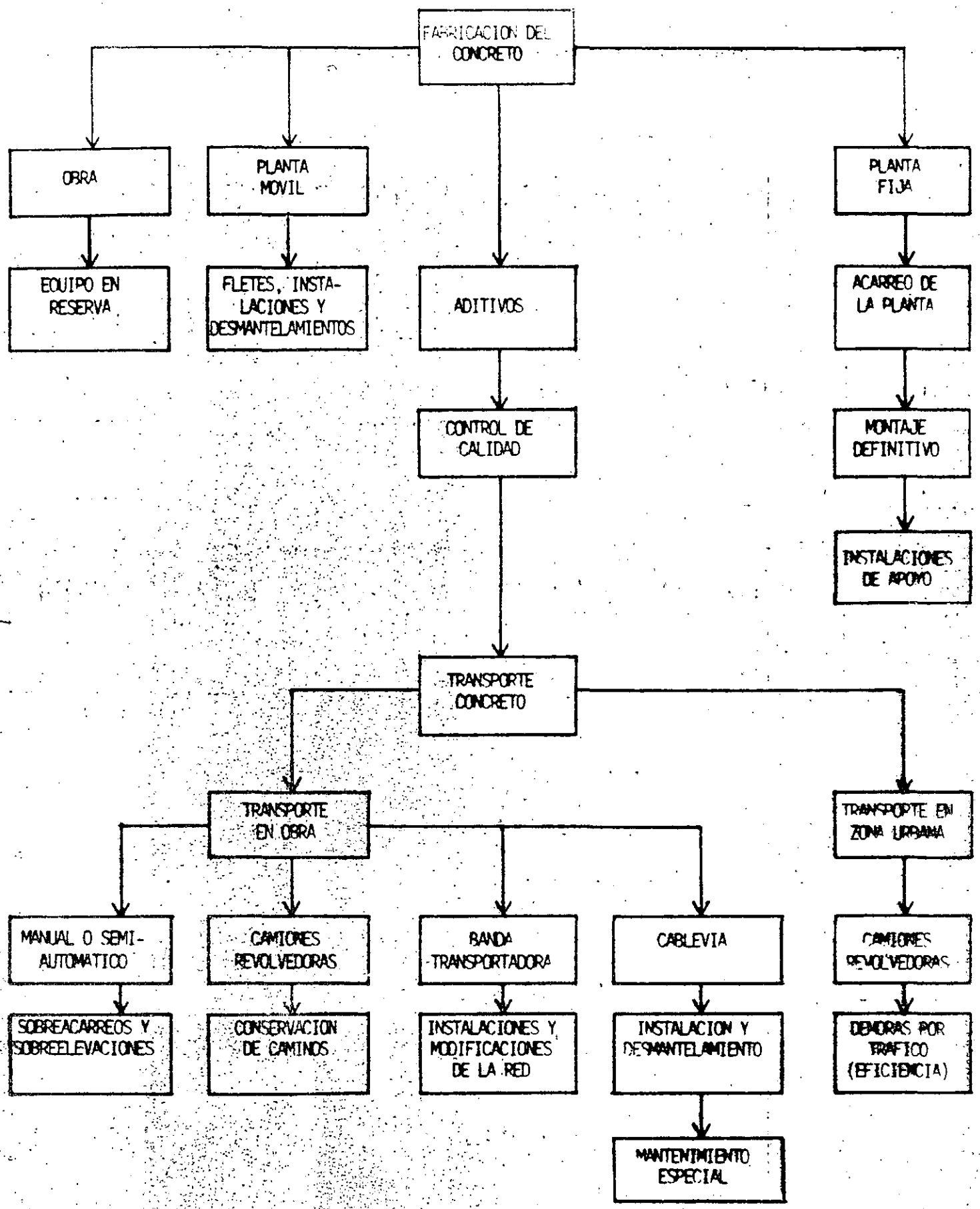
COSTOS INDIRECTOS

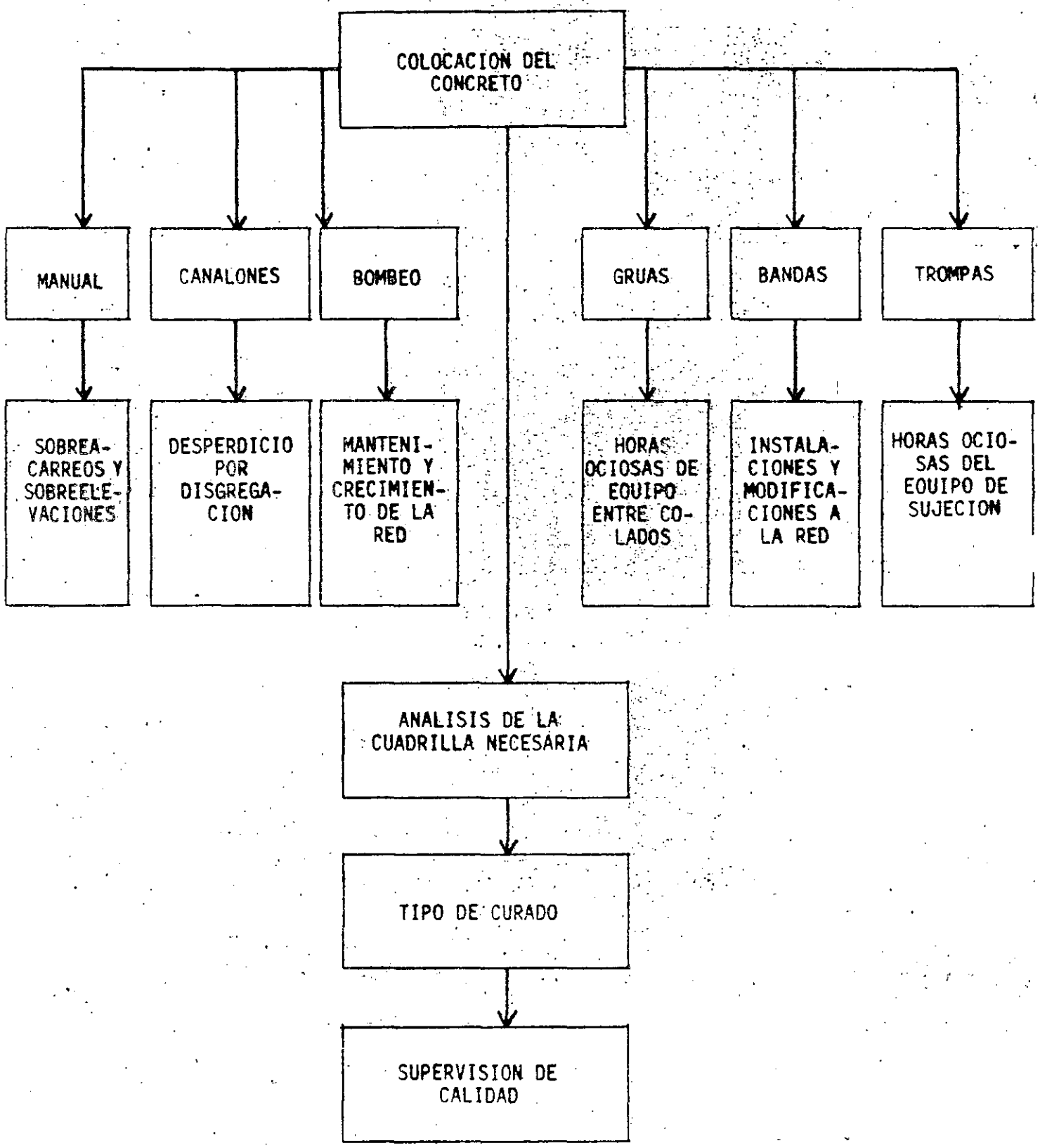
PRECIO UNITARIO= COSTO UNITARIO DIRECTO + UTILIDAD


AGREGADOS
BANCOS DE ROCA
EXTRACCION DE BANCOS
BANCOS NATURALES
EXPLOTACION MEDIANTE BARRENACION Y EXPLOSIVOS
REGALIAS POR EL USO DEL BANCO
EXTRACCION
TRITURACION CRIBADO LAVADO
CALCULO DE LOS DESPERDICIOS
TRITURACION Y/O CRIBADO LAVADO
CONSTRUCCION Y CONSERVACION DE CAMINOS DE ACCESO
ACARREOS LOCALES
ALMACENAMIENTOS TEMPORALES
CARGA Y ACARREO AL SITIO DE FABRICACION DEL CONCRETO


CEMENTO
ADQUISICION
A GRANEL
EN SACOS
DESPERDICIOS Y MERMAS.
TRANSPORTE ESPECIALIZADO
MONTAJE Y DESMANTELAMIENTO DE SILOS PARA TRANSBORDO
TRANSPORTE ESPECIALIZADO AL SITIO DE FABRICACION
MONTAJE Y DESMANTELAMIENTO DE SILOS EN OBRA
TRANSPORTE COMUN
MANIOBRAS DE CARGA Y DESCARGA Y TRANSBORDO
ALMACENES TEMPORALES
ALMACENES DEFINITIVOS
TRANSPORTE AL SITIO DE FABRICACION DEL CONCRETO


CIMBRAS
FABRICACION
MATERIALES
MADERA
REPARACIONES
CONTROL DE CALIDAD
DESPERDICIOS
TRANSPORTE Y ALMACENAMIENTO
INSTALACIONES DE TALLER
MONTAJE
METALICA
RENTABILIDAD
CONSERVACION
COMERCIAL
RENTA CONTI- NUA Y GASTOS DE PATENTE
TIEMPOS MUER- TOS
ADQUISICION DE PIEZAS DE DES- GASTE


FABRICACION DEL CONCRETO
OBRA
PLANTA MOVIL
PLANTA FIJA
EQUIPO EN RESERVA
FLETES, INSTALACIONES Y DESMANTELAMIENTOS
ADITIVOS
ACARREO DE LA PLANTA
CONTROL DE CALIDAD
MONTAJE DEFINITIVO
INSTALACIONES DE APOYO
TRANSPORTE CONCRETO
TRANSPORTE EN OBRA
TRANSPORTE EN ZONA URBANA
MANUAL O SEMI-AUTOMATICO
CAMIONES REVOLVEDORAS
BANDA TRANSPORTADORA
CABLEVIA
CAMIONES REVOLVEDORAS
SOBREACARREOS Y SOBREELEVACIONES
CONSERVACION DE CAMINOS
INSTALACIONES Y MODIFICACIONES DE LA RED
INSTALACION Y DESMANTELAMIENTO
DEMORAS POR TRAFICO (EFICIENCIA)
MANTENIMIENTO ESPECIAL


COLOCACION DEL CONCRETO
MANUAL
CANALONES
BOMBEO
GRUAS
BANDAS
TROMPAS
SOBREA-CARREOS Y SOBREELE-VACIONES
DESPERDICIO POR DISGREGA-CION
MANTENI-MIENTO Y CRECIMIEN-TO DE LA RED
HORAS OCIOSAS DE EQUIPO ENTRE CO-LADOS
INSTALA-CIONES Y MODIFICA-CIONES A LA RED
HORAS OCIO-SAS DEL EQUIPO DE SUJECION
ANALISIS DE LA CUADRILLA NECESARIA
TIPO DE CURADO
SUPERVISION DE CALIDAD

P R E S U P U E S T O

El presupuesto de una obra se obtiene de múltiplicar el volúmen de proyecto de cada concepto por su precio unitario y efectuando la suma de todos. Este debe llenar las siguientes condiciones:

- Que cada parte de la obra corresponda a un concepto o grupo de conceptos de trabajo bien definidos.

- La descripción de estos conceptos debe permitir obtener una idea clara y precisa del trabajo a que se refiere.

- Los análisis de precios unitarios deben ser claros y sencillos.

Los presupuestos varían durante el desarrollo de la obra, debido a las siguientes causas:

- Trabajos extraordinarios

- Modificación de los procesos de construcción

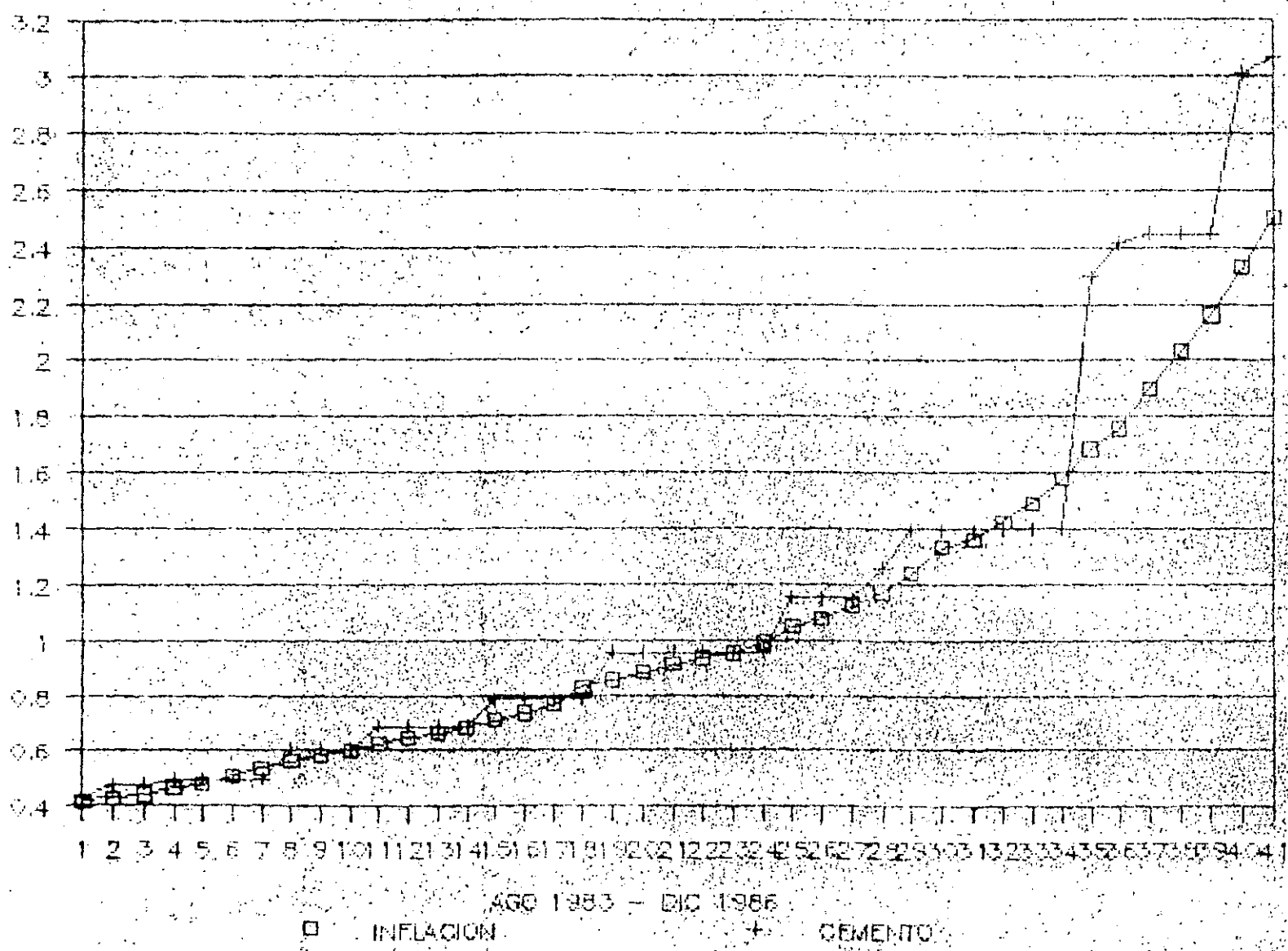
- Variación de los volúmenes de proyecto

- Actualización de precios unitarios

URBANIZACION

CLAVE	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P. U. SEP/85	IMPORTE
	PRELIMINARES				
	LIMPIEZA A MANO	M2	9,155.88	24.71	226,241.79
	TRAZO Y NIVELACION DE OBRAS EXT.	M2	9,155.88	26.94	246,659.41
	DESPALME EN CUALQUIER TIPO DE MAT.	M3	1,831.17	213.52	390,991.42
	CARGA MECANICA Y ACARREO EN CAMION	M3	1,831.17	228.57	418,550.53
	EXCAV. CON TRACTOR SIN USO DE EXPLOSIVOS PARA AFLOJE DE MAT. TIPO III CON ACARREO LIBRE A 40M.	M3	2,197.41	1,724.09	3,788,532.61
	EXCAVACION A CIELO ABIERTO, CON USO DE EXPLOSIVOS, (BARRENACION, POBLADO, PROTECCION, TRONADO, AFINE Y EXTRACION DE REZAGA POR MEDIOS MECANICOS), PARA RETIRO DEL MATERIAL TIPO III	M3	2,197.41	1,631.93	3,586,019.30
	ACARREO EN CAMION KM.SUBSECUENTES	M3	18,311.70	52.28	957,335.68
				SUBTOTAL PRELIMINARES	9,614,330.73
	PLATAFORMAS				
	EXC.POR MEDIOS MEC.MATERIAL II	M3	2,079.57	337.37	701,584.53
	EXCAV. CON TRACTOR SIN USO DE EXPLOSIVOS PARA AFLOJE DE MAT. TIPO III CON ACARREO LIBRE A 40M.	M3	4,852.33	3,354.92	16,279,178.96
	EXCAVACION A CIELO ABIERTO, CON USO DE EXPLOSIVOS, (BARRENACION, POBLADO, PROTECCION, TRONADO, AFINE Y EXTRACION DE REZAGA POR MEDIOS MECANICOS), PARA RETIRO DEL MATERIAL TIPO III	M3	4,852.33	1,631.93	7,918,662.90
	CARGA MECANICA Y ACARREO	M3	11,244.23	228.57	2,570,093.65
	ACARREO EN CAMION KM.SUBSECUENTES	M3	112,442.30	52.28	5,878,483.44
	RELLENO EN CEPAS C/MAT.DE BANCO	M3	330.63	3,677.75	1,215,974.48
	MALLA 6x6-10/10 P/CONCRETO LANZADO	M2	1,096.79	816.09	895,079.35
	CONCRETO LANZADO P/PROTEJER TALUD	M3	131.67	80,637.93	10,617,596.24
	DREN PLUVIAL POSTERIOR EDIFICIOS	ML	378.00	1,774.40	670,723.20
	EXCAVACION A MANO EN MAT.III	M3	205.06	1,974.65	404,921.73
	CARGA MAN.Y ACARREO EN CARRETILLA	M3	205.06	235.02	48,193.20
	ACARREO EN CARRETILLA EST.SUBSEC.	M3	410.12	62.12	25,476.65
	CARGA MANUAL Y ACARREO CAMION	M3	205.06	627.53	128,681.30
	ACARREO EN CAMION KM.SUBSECUENTES	M3	2,050.60	52.28	107,205.37
	PLANTILLA DE CONCRETO DE 5 cm.	M2	277.00	668.08	185,058.16
	MAMPOSTERIA DE PIEDRA BRAZA	M3	351.95	7,216.40	2,539,811.98
	BONIFICACION POR CARA APARENTE	M2	537.99	362.09	194,800.80
	LLORADEROS CON TUBO DE CONC.15 cm.	ML	114.00	795.79	90,720.06
	FILTRO EN MUROS DE MAMPOSTERIA	M3	741.52	2,095.99	1,554,218.50
	RELLENO EN CEPAS C/MAT.DE BANCO	M3	34.00	3,677.75	125,043.50
				SUB-TOTAL	52,151,508.02

INFLACION Y CEMENTO



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Del 29 de junio al 3 de julio de 1992.

ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD

ING. CARLOS GOMEZ TOLEDO

JUNIO - JULIO 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

Problemas característicos de calidad del concreto

Analizar la calidad del concreto en las estructuras requiere que sean tomados en cuenta no sólo el revenimiento y la resistencia del concreto a compresión, sino también aspectos relacionados con diseño, fabricación, transporte, distribución, colocación y compactación, curado, reparaciones, y pruebas tanto en laboratorio como en campo.

En México y en diferentes partes del mundo es frecuente que el concreto manifieste problemas o defectos: sin importancia estructural o estética en algunos casos; geométricos o de apariencia en muchos otros; ocasionalmente defectos importantes que pueden poner en peligro al elemento o estructura de concreto o causar incertidumbre de seguridad en la gente. Algunos ejemplos bien conocidos permiten percibir esta problemática.

Resistencia del concreto. Es sin duda la propiedad sobre la cual la mayoría de la gente juzga la calidad del concreto. Por lo general, se determina a los 28 días, en cilindros elaborados, curados, cabeceados y ensayados en forma estándar, de acuerdo con métodos de prueba reconocidos. En las obras, en las plantas premezcladoras, en los laboratorios de servicio, el tema de bajas resistenicas en el concreto - léase en los cilindros - es una preocupación constante; también lo es para el propietario de la obra y su asesor estructural.

Revenimiento del concreto. La lucha cotidiana del premezclador, del contratista, y de los supervisores, es lograr que el concreto tenga el revenimiento deseado. Con frecuencia el problema radica en la falta de entendimiento entre las partes. Para el que va a transportar, distribuir y compactar el concreto, el revenimiento deseado es "aguado"; para el supervisor es lo indicado en la especificación, que normalmente es menor que el que quiere manejar el contratista; y el premezclador, que surte el revenimiento solicitado pero que en obra suelen modificarlo.

Agrietamientos no estructurales. Sobre las superficies de las losas, cuando el concreto apenas está fraguando, suelen aparecer fisuras. También hay fisuras que se manifiestan en muros de concreto, tanto en la superficie horizontal como en las verticales. En losas, postes, columnas, se presentan agrietamientos en el concreto después de varios meses de estar en servicio la estructura. Las fisuras del concreto tienden a extenderse y agrandarse conforme el tiempo transcurre.

Taponamiento de líneas de bombeo. Para la transportación del concreto hoy en día es muy utilizado el bombeo. Y con frecuencia ocurren taponamientos que se traducen en interrupciones prolongadas en colados y, en consecuencia, en la formación de juntas frías en la estructura.

Botaduras de cimbra, desalineamiento, escurrimientos de mortero. Ocurren con frecuencia; en general, son deficiencias de carácter estético, y a menudo dejan de corregirse... inclusive en concreto aparente.

Cacarizos en columnas y muros. Al descimbrar estos elementos, es frecuente observar que en las partes bajas y en las esquinas el concreto no está denso, sólido, sino que presenta oquedades comúnmente conocidas como cacarizos.

Reparaciones agrietadas o botadas. Observando las reparaciones hechas en elementos de concreto, p.ej., en los cacarizos, se notan fisuradas o no existentes; si uno las golpea con fuerza, con frecuencia se romperán.

Corrosión del acero de refuerzo. En estructuras de concreto que están cerca de la costa, en las losas de puentes en países con climas extremosos, en estructuras en contacto con el agua de mar, y en estructuras de cimentación de plantas geotermoeléctricas, el problema que plantea la corrosión del acero de refuerzo en lo que se refiere a durabilidad del concreto, es permanente.

"Verificación de calidad" del concreto. Suele referirse así al trabajo que efectúan los laboratorios que dan servicio al propietario de una obra, y que consiste en determinar el revenimiento y elaborar especímenes cilíndricos para ensayarlos posteriormente la edad de prueba. El problema radica en la confianza que se puede dar a los resultados emitidos por estos laboratorios. Cuando se reportan resultados bajos de resistencia, es común decidir proceder a la extracción de núcleos de concreto; el método para muestrear el concreto de calidad dudosa, la extracción en sí de los núcleos, el ensaye de los especímenes y la interpretación de los resultados correspondientes plantean un problema serio que ocurre a menudo.

Eflorescencia del concreto. Sobre la superficie del concreto endurecido, ya en servicio, a menudo se observan manchas de color blanco en zonas donde hay escurrimiento o condensación de agua y también donde ocurren ciclos de humedecimiento y secado, en tanques de almacenamiento, losas de techo, puentes, etc.

Hay otro tipo de problemas, a los que se hace menos referencia, que pueden tener efectos importantes en la calidad de las estructuras de concreto. La siguiente selección ilustra diferentes áreas de responsabilidad de donde pueden originarse dificultades.

- Insuficientes o falta de estudios de mecánica de suelos o de mecánica de rocas, en donde se construirá el proyecto

- Falta de cumplimiento con reglamentos de diseño o con reglamentos de construcción reconocidos

- Especificaciones de construcción deficientes

- Mala calidad de los agregados pétreos para concreto. Bien pudieran ser potencialmente reactivos con los álcalis del cemento o con exceso de partículas finas que planteen problemas de contracción en el concreto, o con deficiencias granulométricas que demanden mayor cantidad de agua por metro cúbico, etc.

- Mezclas de concreto inadecuadas por presentar dificultades en su manejo, dificultad de acabado, segregación excesiva, acentuada pérdida de revenimiento, altos consumos de cemento, etc. Planta de concreto con básculas descalibradas, contaminación entre agregados, falta de protección contra lluvia.

- Preparación inadecuada de tramos de colado, supervisión deficiente y prácticas de construcción tendientes a lograr avance en la obra mas que calidad

- Intrínsecamente deficientes en cuanto a módulo de elasticidad, resistencia al impacto o a la abrasión, impermeabilidad.

Lograr concretos de buena calidad plantea problemas sencillos y complejos, que en conjunto se pueden apreciar en la figura[1] No. 1. Allí se destacan los aspectos de durabilidad, resistencia y economía del concreto, asociados a su calidad y uniformidad, a través del control sobre: los materiales, el diseño de mezclas, la fabricación, el transporte, colocación y curado del concreto.

Causas Principales de los Problemas y Areas de Responsabilidad

Son muchas las razones por las cuales se pueden obtener bajas resistencias en los cilindros de concreto. Mencionaremos algunas de las más frecuentes. Una es que al concreto se le haya añadido más agua que la correspondiente al diseño, en la planta premezcladora o previo a la descarga. Otra es que las muestras del concreto no sean representativas del concreto surtido o que los cilindros hayan sido mal elaborados o la falta de protección o descuido durante el almacenamiento de los especímenes en obra. Otras causas de baja resistencia pueden ser curado deficiente por falta de control en la temperatura y humedad, el utilizar mortero de azufre de calidad deficiente, o ensayar el concreto con una máquina descalibrada. Los responsables de los problemas planteados en este párrafo son: el productor de concreto, la supervisión, el contratista, el laboratorio de servicio, el laboratorio de la obra, el diseño.

Con el propósito de estar hablando un mismo idioma en cuanto a la resistencia del concreto, el ingeniero estructural debe especificar el valor considerado en el proyecto (f'_c), la edad de prueba a la cual debe alcanzarse la resistencia, y el procentaje admisible de resultados de resistencia inferiores a la especificada, lo que en nuestro medio se conoce como "grado de calidad". Estos conceptos están claramente definidos en el Reglamento de Construcciones para el D.F. y en la Norma Oficial Mexicana C 155 (sobre concreto premezclado). Es recomendable promover reuniones previas al inicio de la construcción de estructuras, en las que participen la ingeniería de proyecto, el fabricante de concreto, la supervisión y el constructor, con el propósito de esclarecer dudas sobre la resistencia y grado de calidad de los concretos que se suministrarán a la obra, además de otros puntos de las especificaciones.

---

[1] "Concrete Manual", Eighth Ed., U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1979

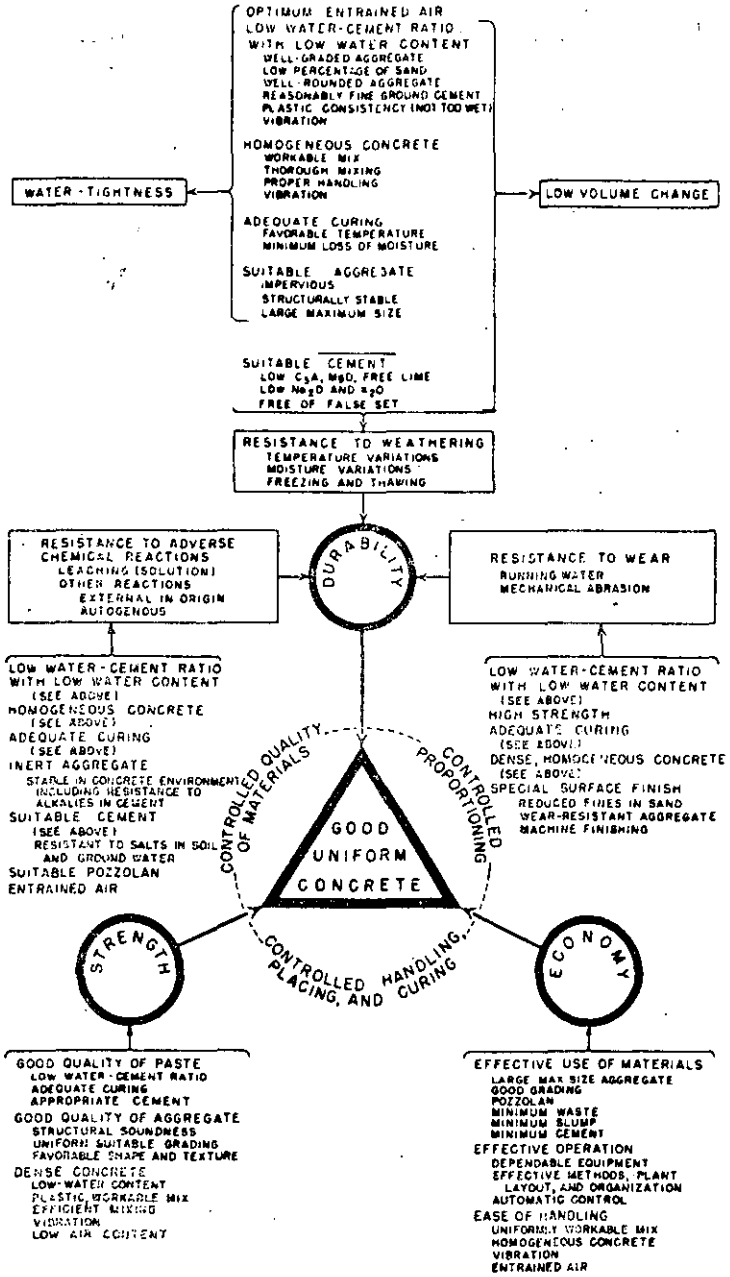


Figure 1.—Chart showing the principal properties of good concrete, their relationship, and the elements which control them. Many factors are involved in the production of good, uniform concrete. 288–D–795.

En nuestro medio es raro que el productor de concreto haga entregas en las que el revenimiento sea menor que el nominal especificado, aun cuando esté dentro de la tolerancia señalada por la Norma. Más frecuente es el caso de descargar concretos fluidos, que dan velocidad al desarrollo del trabajo, lo que es deseable para el constructor y para el dueño. La experiencia propia me indica que muchas entregas de concreto (aguado), cuyos revenimientos exceden la tolerancia máxima, son aceptadas. La supervisión/ingeniería de proyecto y el laboratorio de servicio son quienes deben determinar el revenimiento y comparar el resultado con la especificación con fines de aceptación o rechazo del concreto ensayado.

Muchas son las causas por las cuales el concreto se fisura, tanto a edades tempranas como a edades avanzadas[2]. Grietas por contracción plástica y por asentamiento del concreto, debidas al exceso de agua en el concreto, la baja humedad relativa del ambiente, la poca cohesión de la mezcla de concreto, la presencia del acero de refuerzo como obstrucción al asentamiento y el procedimiento seguido para compactar el concreto, principalmente. Durante el colado también se pueden presentar agrietamientos en el concreto por desplazamiento de la cimbra, asentamiento del piso y por la circulación del personal cuando hay falta de pasillos, barandales, etc. Al descimbrar muros y columnas suele verse un fisuramiento en toda la superficie del concreto; asimismo, en losas donde para dar el acabado se sobretrabajó el uso de plana o cuchara metálica. Esto se debe al tipo de cimbra - impermeable - utilizada, al elevado contenido de cemento (y de pasta) en la mezcla y a un curado deficiente de la superficie de concreto. Hay un tipo de agrietamiento que se presenta en elementos estructurales cuya dimensión mínima es tal, que el calor de hidratación que se genera durante la reacción cemento-agua, hace que en el interior del concreto la temperatura se eleve; si la disipación del calor es lenta y el gradiente térmico entre la masa y la superficie es excesivo, lo cual puede ocurrir al enfriarse el ambiente que lo rodea, entonces se fisura el concreto. Otro tipo de agrietamiento común en estructuras de concreto es el de contracción por secado, debida al exceso de agua en la mezcla de concreto, a las condiciones ambientales de elevadas temperaturas, viento y baja humedad reltiva y al procedimiento de curado del concreto. Los agrietamientos por corrosión del acero de refuerzo se producen, principalmente, por la falta de suficiente recubrimiento que lo proteja, por la baja calidad inicial o degradación del concreto con el transcurrir del tiempo, y por la presencia de cloruros. Hay agrietamientos que se presentan en los cambios de sección de los elementos estructurales. Las variaciones de temperatura ambiental, diaria y estacional, provocan cambios de volumen en el concreto, que tienden a fisurarlo. En los diferentes casos de agrietamiento mencionados en este párrafo están involucradas las siguientes partes:

Ingeniería de Proyecto	detallado del acero de refuerzo, para facilitar el acceso del concreto; rigidez estructural de la cimbra y material para fabricarla; localización de juntas de contracción o de expansión; especificación de recubrimientos mínimos; etc.

[2] "Non-structural Cracks in Concrete", Concrete Society Technical Report No 22, London 1982

Tecnología de Concreto	diseño de mezclas, para reducir consumos de agua y de cemento; para dar al concreto cohesión, facilidad de acabado; desarrollo de especificaciones para la colocación, compactación, curado del concreto, etc.
Constructor	planeación de procedimientos constructivos; estudio de las especificaciones del proyecto; acopio de materiales; capacitación; construcción del proyecto
Laboratorio de Servicio	verificación de calidad de concreto fresco y endurecido; determinación de condiciones ambientales de temperatura, humedad, viento, presencia de cloruros; determinación de temperatura por calor de hidratación; etc.
Supervisión	Verificación de cuantía y posicionamiento del acero de refuerzo; inspección de tramos por colar, aceptación o rechazo de concretos surtidos; desarrollo de colados; detección de agrietamientos; elaboración de informes; cumplimiento o no con especificaciones.
Propietario	Aportación de recursos para estudios, laboratorio, diseño, construcción, supervisión, administración. Aprobación de procedimientos generales de operación y de especificaciones del proyecto
Productor de Concreto	producción de concreto, conforme a los diseños, bacha tras bacha, día tras día; calibración de básculas; suministro oportuno

Actualmente, por la evolución tecnológica de los equipos para bombeo y de los aditivos superfluidizantes, se recurre con mucha frecuencia a la transportación del concreto por medio de bombas. La versatilidad de colocación que esto proporciona, además de la velocidad con que puede desarrollarse el colado, reduciendo el número de gente y la capacidad o fatiga del equipo que se utiliza, son ventajas económicas atractivas para el propietario y el constructor. Sin embargo, en nuestro país ocurre una situación que debe ser característica de países en desarrollo. El equipo de bombeo existente, incluyendo las líneas, no refleja el avance tecnológico mencionado; suele ser un equipo muy trabajado que tiende a provocar taponamientos, particularmente en colados de varias horas de duración. En cuanto a los aditivos, apenas está empezando a ser introducido en México un aditivo capaz de hacer mezclas muy fluidas, cohesivas, con gran poder de reducción de agua y con retardo de fraguado para poderlo dosificar en planta. Por ahora, es común encontrar que los concretos bombeables en nuestro medio, se obtengan utilizando en su elaboración un aditivo "medio superfluidizante", con exceso de pasta

de cemento, y revenimientos mínimos de 14 cm; esto tiene repercusiones importantes en la contracción por secado, los cambios volumétricos, el módulo de elasticidad, la resistencia a la abrasión etc. del concreto. La formación de juntas frías se puede deber a descomposturas del equipo de bombeo, mala planeación de los colados, falta de personal, descompostura de la planta, etc. El conocimiento de los aditivos comercialmente disponibles, el diseño de mezclas adecuadas para bombeo, la capacidad y condición del equipo de bombeo disponible y la planeación detallada del desarrollo de los colados influyen de manera decisiva en la calidad del concreto que se va a colocar en la estructura.

Corresponde a Supervisión, entre otras, hacer una revisión general del tramo de colado, antes de autorizar su inicio. Uno de los aspectos incluidos en esa revisión es el relacionado con cimbras. El posicionamiento, la rigidez y la estanqueidad, además de la superficie en cuanto a acabado y tratamiento para desmoldeo, debieran estar en la lista de revisión previa. Por negligencia o por falta de especificaciones detalladas en lo que a cimbras y requisitos para autorizar colados se refiere, no es raro toparse en las obras con estos defectos del concreto. En algunos casos, la responsabilidad en cuanto a cimbra está compartida entre un supervisor de concretos y un residente de frente; no es conveniente que esté indefinida la asignación, sino determinar un responsble.

Cuando los procedimientos de inspección previa a los colados no están bien definidos y cuando Supervisión está "presente" pero sin hacer un seguimiento real del desarrollo de colados, se producen fácilmente los cacarizos o panales de abeja. Fundamentalmente se deben a la altura del elemento que se cuela; la dificultad de acceso por dimensiones, geometría, y/o cantidad de refuerzo; colocar concreto en exceso de altura, sin coordinar la descarga y la compactación; por falta de vibradores adecuados en diámetro de cabezal, longitud de chicote y frecuencia de vibración; falta de ventanas para facilitar el colado y la supervisión. La experiencia del contratista y de los supervisores debe ser valiosa en la eliminación de este tipo de defectos. Aunado a estos problemas, viene el de las reparaciones hechas con mortero al ser descubiertos los cacarizos y otros defectos que han de cubrirse, normalmente, sobre un área de espesor delgado. Es común observar allí un trabajo más bien estético que estructural; suele repellarse la superficie defectuosa, en lugar de asegurarse de preparar una reparación que desarrolle adherencia y que tenga resistencia similar a la del concreto denso con el cual se va a integrar en la estructura. La ocurrencia de defectos debe estar prevista en la etapa de planeación del proyecto; asimismo, su detección, evaluación del problema, su corrección y verificación.

En la etapa de concepción y análisis del proyecto se manifiestan los problemas potenciales de la corrosión del acero de refuerzo. Los estudios de laboratorio relacionados con el medio ambiente en donde estará localizada la obra y los análisis de suelos y aguas con los que estarán en contacto las estructuras de concreto reforzado, confirmarán el riesgo de corrosión. Habrán casos evidentes de ataque de sales como el de columnas soporte de un muelle marino, el de taludes perimetrales o estructuras que formen el apoyo del vertedor de un tanque de evaporación solar

en una geotermoeléctrica. La ingeniería de proyecto debe reconocer las posibilidades de ocurrencia de la corrosión, apoyarse con la opinión del tecnólogo de concreto y concluir con especificaciones orientadas a evitar el problema corrosivo. Durante la vida de servicio de la estructura, personal de Operación y de Mantenimiento de obras debe revisar periódicamente las estructuras para determinar si hay o no señales de corrosión del acero de refuerzo en el concreto, e informar de los resultados; esto permite evaluar parte del comportamiento de la estructura de concreto y documentarlo para referencia.

Muchas de las determinaciones de la calidad del concreto son efectuadas por los laboratorios; en la etapa de estudios, es el laboratorio que contrata el diseño - algunas veces es parte propia - y durante la construcción del proyecto interviene el laboratorio de servicio, con verificaciones ocasionales por parte del laboratorio del cliente. Con fines de aceptación final de una estructura o partes de ella pueden requerirse estudios especiales con más pruebas de laboratorio. Y para determinar el comportamiento real de las estructuras en condiciones de servicio, también se requiere efectuar pruebas y mediciones confiables; la retroalimentación de los resultados y la revisión de los análisis previos contribuirán al mejor entendimiento del proyecto. El dominio de la tecnología de concreto, los recursos de instalaciones, equipo y personal, además de los procedimientos generales de operación y control del laboratorio, aportan, en la etapa de estudios, la información fundamental de confianza sobre la cual habrán de basarse las especificaciones del proyecto. Ya en construcción, la obtención de resultados confiables en las pruebas de verificación de calidad que cotidianamente se hagan al concreto, se vuelve necesaria para el avance gradual del proyecto. En las diferentes etapas en donde itervengan los laboratorios que efectúan ensayes y mediciones, se requiere confiabilidad en la información obtenida. En México, como en muchos otros países del mundo, desde hace varios años se cuenta con una metodología específica para determinar si un laboratorio de pruebas - y mediciones - cuenta o no con lo suficiente para obtener resultados confiables. Oficialmente a este mecanismo se le conoce con el nombre de Acreditamiento o Autorización* y en nuestro país el reconocimiento correspondiente lo otorga la Dirección General de Normas. Actualmente contamos con pocos laboratorios acreditados (unos 15) para efectuar pruebas al concreto y cada día que pasa es mayor la necesidad de contar con este tipo de laboratorios. El mismo Reglamento para las Construcciones de Concreto del Distrito Federal indica que las pruebas a los materiales y al concreto deben efectuarla laboratorios acreditados. La DGN, apoyada por ingenieros de la industria privada, de instituciones gubernamentales y educativas, etc., están haciendo un esfuerzo importante para incrementar el número de laboratorios acreditados y para promover la difusión del acreditamiento en México. En mi opinión, los criterios y la metodología involucrados en los sistemas de acreditamiento, proporcionan una herramienta muy económica y accesible, para el mejoramiento notable de la calidad de los laboratorios, del equipo, del personal, de los procedimientos de operación y control, etc.

---

*Aplicable a los laboratorios de metrología, que determinan el estado de calibración del equipo e instrumentos que utilizan los laboratorios.

Diseñar una mezcla de concreto no es tan sencillo como en general se juzga. No se trata sólo de obtener un revenimiento y alcanzar una resistencia a compresión. Debe entenderse cuál es el uso que se le va a dar al concreto, cómo va a ser transportado y compactado, etc. Hablando de concretos arquitectónicos, la apariencia será fundamental; en caso de manifestarse eflorescencia sobre la superficie, habrá fallado el proyecto. Las columnas y muros exteriores de un hotel en la costa pueden ser resistentes estructuralmente al concluir la construcción del proyecto, pero irse degradando gradualmente con el tiempo por no haber considerado aspectos de durabilidad del concreto. La comunicación entre la ingeniería de proyecto, el tecnólogo de concreto, el propietario del proyecto, el productor de concreto y el constructor, es básica para lograr estructuras de concreto resistentes, durables, adecuadas para el uso previsto.

Hemos visto que para obtener una cierta calidad en las estructuras de concreto, deben participar las diferentes partes que intervienen en el proyecto, desde su concepción hasta concluida su construcción y, aún más, durante su vida de servicio. La ingeniería de proyecto, los laboratorios de pruebas, el tecnólogo de concreto, los reglamentos para diseño y construcción, la supervisión, el constructor, el dueño, el usuario, el personal de operación y mantenimiento. Para materiales y equipos especiales que vayan a formar parte de la estructura, la participación del área de Abastecimientos es fundamental. En estructuras sencillas, el constructor realiza esta tarea; en proyectos complejos el dueño designa un Departamento de Abastecimientos.

Aspectos Fundamentales del Control de Calidad

Un punto obligado de partida para poder hablar de control de calidad, es definir el concepto de CALIDAD. Aplicado a las estructuras de concreto, calidad tiene significados diferentes dependiendo de quien emita la opinión. Gente relacionada con la ingeniería del proyecto pudiera expresar algo como: "las estructuras de concreto tendrán calidad satisfactoria cuando bajo las solicitaciones previstas: cargas, viento, sismo, etc., las deformaciones de los elementos estructurales, individualmente o en conjunto, se encuentran dentro de las tolerancias estimadas en la fase de diseño". Por su parte, el dueño podría pensar que "La calidad del proyecto construido es excelente, pues se logró concluir la construcción en menos tiempo que el programado, a un costo real equivalente al 80% del estimado inicialmente". Y el productor quizás consideraría que suministró calidad al cliente por el buen servicio brindado, por haber tenido 13% de fallas (resultados inferiores a f'_c), por el reducido número de de ollas regresadas y por haber atendido con éxito el 97% de las reclamaciones". Pueden mencionarse expresiones de calidad relativas a estructuras de concreto como:

- Que sea adecuada para el uso previsto

- Que haya sido construida conforme a Reglamentos Oficiales y prácticas de construcción reconocidas

- Que su comportamiento estructural sea satisfactorio y que el mantenimiento requerido para su conservación sea mínimo

- Que satisfaga los requisitos estructurales, arquitectónicos y de servicio, al menor costo posible

Al analizar las definiciones de calidad mencionadas arriba, observamos que con frecuencia resulta un tanto vaga la forma de describirla.

Dado que la calidad de la estructura de concreto depende de la ingeniería de proyecto, del propietario, del tecnólogo de concreto, de los laboratorios, etc., la definición de calidad debe involucrar, necesariamente, la descripción de la calidad, expresada por cada una de las partes. Sin embargo, son diferentes áreas de responsabilidad y cada una debe limitarse a su campo de acción. Así, al tecnólogo de concreto le corresponde describir la calidad del CONCRETO, pero no de la estructura; el comportamiento estructural de la obra ya terminada corresponde evaluarlo no al constructor ni al propietario, sino a la ingeniería de proyecto, y ésta es quien debe describir su calidad; etc. De lo anterior, resulta que la calidad de una estructura de concreto debe ser evaluada de acuerdo con la calidad alcanzada por cada una de las áreas de responsabilidad del proyecto.

Bueno, pero ¿cómo se describe la calidad? Respetando lo expresado en este párrafo, y siendo tecnólogo de concreto, me limitaré a describir la calidad del concreto, como parte de la estructura.

La calidad del concreto reforzado en estructuras "normales" se describe haciendo referencia a la calidad de:

- los materiales que se utilizan en su fabricación
- las proporciones en que se dosifican, para satisfacer los requisitos de resistencia, revenimiento, durabilidad, etc.
- las cimbras empleadas para lograr la forma, el acabado, etc.
- el acero de refuerzo: cuantía, posicionamiento, recubrimiento, etc.
- las juntas y los embebidos en la estructura
- la producción del concreto
- la colocación del concreto, incluyendo supervisión antes, durante y después del colado
- los acabados de las superficies de concreto
- el curado y la protección del concreto
- los ensayes; incluye calidad de los laboratorios
- las reparaciones efectuadas
- el personal responsable en cada aspecto arriba mencionado
- la confiabilidad de la información que respalda los trabajos ejecutados

En el caso de estructuras "especiales" se describe la calidad de las particularidades que lo distinguen de las "normales", p.ej.

- la calidad del concreto presforzado
- la calidad del concreto lanzado
- la calidad del concreto compactado con rodillos
- la calidad del concreto masivo
- etc.

Al documento que describe la calidad del concreto deseada en el proyecto, se le llama Especificación de los Concretos. Parte del contenido de este documento debe hacer referencia a métodos de prueba, prácticas de construcción, calibración de equipos e instrumentos de medición, etc.

Una vez definida la calidad del concreto, el siguiente paso es controlarla. Para saber qué es lo que hay que controlar, debe hacerse un análisis detallado de las Especificaciones de Concreto. Como resultado de este trabajo quedarán determinadas:

- las características de los materiales; la frecuencia con que deben ser muestreados y ensayados; los métodos de prueba; los criterios para aceptación o rechazo; las formas aceptables para almacenarlos y transportarlos; etc.
- las mezclas de concreto que requerirá el proyecto; resistencias, grados de calidad, revenimientos y tolerancias; consumos mínimos de cemento, etc.
- la frecuencia de calibración de básculas en la planta de concreto, y tolerancias; las pruebas de uniformidad de mezclado a las ollas mezcladoras; los requisitos de información que deben tener los "tickets" a la salida de la planta; etc.
- los requisitos que deben satisfacerse para autorizar colados de concreto
- el tratamiento de juntas en superficies de concreto que vayan a recibir segundos colados
- el periodo de curado de elementos ya colados; formas de curado
- las responsabilidades de los encargados de controlar la calidad del concreto
- el contenido que deben tener los informes parciales de calidad del concreto
- la forma de evaluación de reparaciones en concretos defectuosos
- los diferentes tipos de acabado de las superficies de concreto moldeadas y sin moldear
- etc.

Del análisis de las especificaciones se deducen las actividades del Departamento de Control de Calidad; y del análisis de cada actividad se determinarán los recursos necesarios para llevarlas a cabo, p.ej.

- un laboratorio equipado, que incluya cuarto de curado, prensa para ensaye de cilindros, juegos de mallas para granulometría, balanzas,

mezcladora de concreto, moldes cilíndricos, conos de revenimiento con placa y varilla, etc.

- verificar calidad de aditivos, por lotes
- hacer ajustes de mezclas de concreto, por contaminación y humedad, una vez por turno de trabajo
- supervisar la calibración de básculas de agregados, cemento y agua una vez por mes; calibrar dosificadores de aditivo una vez cada tres meses; verificar que satisfagan las tolerancias especificadas
- se requerirán formas preimpresas para controlar las remisiones de los concretos que surta la planta; en el sitio deberá recibir el concreto un representante del laboratorio de servicio y la descarga sólo podrá ser autorizada por personal de Supervisión
- deberá llevarse una carta de control de resistencias, para cada tipo de concreto descrito en el capítulo de Mezclas de Concreto
- de cada colado deberá llevarse un historial detallado que incluya la revisión para autorización de colado, el registro de los revenimientos y horas en que llegó cada olla a descargar, la temperatura ambiente cada hora, una descripción del desarrollo del colado y del equipo utilizado para transportarlo, distribuirlo y compactarlo; asimismo, describir el acabado y el curado
- el tratamiento de juntas para segundos colados deberá efectuarse, en superficies horizontales, cuando esté ocurriendo el fraguado final del concreto; se utilizará chiflón de agua-aire, hasta dejar expuesto el agregado grueso 0.6 a 1.2 cm
- las superficies de concreto deberán mantenerse continuamente húmedas, desde la ocurrencia del fraguado final, hasta cumplir siete días de edad; sobre muros y columnas, deberá aplicarse membrana de curado, color blanco; después de descimbrar estos elementos deberán humedecerse, antes de aplicar el curado. Sobre superficies horizontales, el curado deberá efectuarse aplicando doble espesor de capa, dejando transcurrir de dos a cuatro horas entre capa y capa.
- el encargado de control de calidad de los concretos deberá elaborar informes catorcenales sobre volúmenes y calidad de los concretos colados en el periodo; en cuanto a resistencias, deben estimarse estadísticamente los valores que se obtendrán a los 28 días. Los informes deberán entregarse a la Superintendencia General del proyecto.

Y así se podrían seguir mencionando más actividadaes/obligaciones. La conclusión de este trabajo conduce a la Planeación para cumplir la Calidad. A su vez, la planeación de las actividades de control nos llevan a: un organigrama, y la definición de funciones y responsabilidades; desarrollar un programa de capacitación inicial y otro posterior; sistematizar la recopilación de la información relacionada con el proyecto, lo que también implica el diseño de formas que se utilizarán durante la construcción del proyecto, incluyendo la estandarización de informes de calidad; definir los canales de comunicación adecuados con el propietario, el constructor, la ingeniería de proyecto, ya sean informes, bitácoras, minutas, memoranda, cartas de control; etc. La siguiente actividad es ejercer el Control de Calidad.

Control de calidad del concreto. Debe iniciarse con suficiente anticipación al comienzo de la construcción, para efectuar los estudios previos, desarrollar especificaciones, capacitar personal, instalar laboratorio, establecer procedimientos, etc.. A manera de ejemplo, para el Tecnólogo de Concreto el control de calidad en una obra puede lograrlo cuidando el cumplimiento de los aspectos que se mencionan a continuación:

Estudios. Primero, reunirse con el propietario y con ingeniería de proyecto para entender cuál es el uso que se le pretende dar a la estructura o a partes de la estructura; para discutir con los proyectistas los requisitos de resistencia, módulo de elasticidad y grado de calidad de los diferentes concretos, los revenimientos, los requisitos especiales previstos para algunos concretos, los conceptos estructurales relacionados con juntas de control, juntas de expansión, juntas frías, etc.; determinar volúmenes de concreto del proyecto, calendario de obra, etc. Después se procede a la determinación de los materiales que habrán de utilizarse en la construcción: cementos, agregados, agua, aditivos, membranas de curado, bandas de PVC, resinas, morteros especiales, etc. Y luego a efectuar pruebas de verificación de calidad de materiales y a diseñar las mezclas de concreto para el proyecto. Dependiendo del tipo de obra y de los antecedentes disponibles en cuanto a los agregados, el tiempo requerido para los estudios previos puede variar desde unos cuantos días hasta un año. Durante este periodo se puede desarrollar la mayor parte de las especificaciones de construcción relacionadas con el concreto. Asimismo, establecer los procedimientos de control que habrán de seguirse en la construcción. Determinar las necesidades del laboratorio en cuanto a instalaciones, equipo y mobiliario, personal, capacitación. Hacer los ajustes necesarios a los diseños de mezclas, para verificar su comportamiento bajo las condiciones específicas de la obra. Acordar la forma de sistematización de recopilación de la información, y archivo de la misma, para respaldar la calidad de los trabajos realizados.

Construcción. Los elementos fundamentales para el control de calidad en esta etapa son: el conocimiento detallado de las especificaciones de construcción, y su relación con los planos de cada parte de obra; la definición de las responsabilidades del personal del laboratorio de control, de los supervisores, de los residentes de frente, del constructor, de la ingeniería de proyecto, del departamento de abastecimientos, del productor de concreto, de los laboratorios que efectúan pruebas, del dueño, etc.; la forma de comunicación interna y entre áreas; la documentación de las actividades tanto en el laboratorio como en campo; la capacitación continua del personal; la anticipación oportuna a las necesidades de colados, de acuerdo con el programa de obra y a través de la comunicación frecuente con los contratistas, con el productor de concreto y con el propietario; la revisión contidiana de los cambios al proyecto; la verificación continua de la confiabilidad de los resultados obtenidos por el laboratorio, tanto en sus instalaciones como en el campo; toma de muestras de los materiales que se utilizan, con fines de verificación de calidad, con la frecuencia señalada en las especificaciones; ejecución de ensayes; la inspección de la planta de concreto, en

particular el funcionamiento de básculas; la inspección de preparativos generales en los diferentes tramos próximos a colar; la inspección del equipo utilizado para mezclado y para transportación y distribución del concreto; la verificación de funcionamiento de los vibradores y equipo auxiliar para efectuar la compactación del concreto; la supervisión del descimbrado de los elementos colados; el levantamiento de los defectos observados en el concreto después del descimbrado; la verificación de curado de losas, muros, columnas, etc., por el periodo especificado; la supervisión y evaluación de reparaciones en los concretos defectuosos; la verificación de calidad del concreto surtido por el productor; la supervisión del desarrollo de los colados; la inspección visual de los concretos ya colados, para detectar la aparición de agrietamientos; el asentar en bitácora las comunicaciones necesarias; tomar fotografías para mostrar el avance y la calidad visual; analizar los resultados de las diferentes actividades, y compararlos con las especificaciones. Elaborar cartas de control; asimismo, informes de control de calidad que incluyan comparación con las especificaciones y las conclusiones sobre cumplimiento o no con las mismas y las recomendaciones sobre actividades fuera de control que requieren corrección. Una forma ilustrada de lo que es el control de calidad se puede percibir cuando uno busca la respuesta adecuada a las siguientes preguntas: Si alguien deseara averiguar la calidad del concreto de cualquiera de los colados efectuados a la fecha en la obra, ¿QUE DEBERIAMOS HACER?; Si hubiera dudas sobre la calidad del concreto en la estructura, ¿COMO SE PODRIA DEMOSTRAR QUE ES SATISFACTORIA? La planeación del control de calidad, el control ejercido y la documentación correspondiente nos dan las respuestas.

El nivel deseado de control de calidad suele alcanzarse no al inicio de la construcción, sino un tiempo después, a través del éxito alcanzado en los proyectos de mejoría de la calidad; el diagrama de Pareto es una herramienta muy útil para la selección más conveniente de los proyectos de mejoría.

Dentro del paquete de especificaciones, podrá incluirse un capítulo que describa las características que debe satisfacer el concreto durante la etapa de servicio. En cuanto al concreto propiamente dicho, convendría incluir la recomendación de efectuar una revisión general cada cierto tiempo, digamos un año, y una revisión a los cuatro meses, de partes de la estructura de concreto que se consideran especiales. Elaborar informes de las revisiones efectuadas, con recomendaciones, y enviárselos al propietario.

Para referirse al control de calidad en estructuras de concreto, se requiere primero describir su calidad, o sea, contar con un documento que se llame algo así como Especificaciones para la Construcción y el Comportamiento de Estructuras de Concreto. Colaboran en el desarrollo de estas especificaciones, el propietario, la ingeniería de proyecto, el tecnólogo de concreto, el constructor; y se consideran, por supuesto, los reglamentos de construcción, normas o métodos de prueba, etc.

El Aseguramiento de Calidad

Como bien señala Lewis H. Tuthill[3], y expicaremos adelante, el control de calidad y la garantía resultante no son diferentes en los trabajos de construcción de concreto. Más bien se requiere sólo adoptar una política de apoyo total hacia la calidad. Los ingenieros, los arquitectos y el propietario deben apoyar con firmeza sus propias especificaciones; no hacer concesiones. Cuando se desee asegurar la calidad en toda la obra, debe ser reconocida por las autoridades esta necesidad, ser confirmada y registrada con suficiente frecuencia durante la construcción, de manera que en todos los casos en que no esté como debe ser, se tome acción correctiva inmediata y efectiva, y se documente.

En lo que sigue presentaré los criterios para diseñar un Programa de Aseguramiento de Calidad, e iré comentando las particularidades que sean aplicables a un aseguramiento de calidad, en comparación con un control de calidad. Los criterios provienen de la Norma ANSI N.45.2 "Quality Assurance Program Requirement for Nuclear Power plants".

CIRTERIOS:

1. Organización

   Debe integrarse un grupo multidisciplinario, encargado de administrar y dirigir el Programa de Garantía de Calidad (PGC). Se debe designar a la persona u organización responsable del PGC. Asimismo, deben manifestarse las responsabilidades y la autoridad de cada una de las personas u organizaciones involucradas.

2. Programa de Garantía de Calidad

   Un PGC describe las políticas de la organización, las prácticas y procedimientos a seguir para cumplir lo estipulado en el contrato. Cada organización responsable dentro del PGC debe desarrollar su propio PGC, en donde detalle los métodos y procedimientos que utilizará para satisfacer los objetivos de calidad que señala el propietario en el Plan de Garantía de Calidad del Proyecto.

   Para cumplir con este criterio es necesario desarrollar un Manual de Procedimientos, que es un documento que describe cómo están organizados los encargados de garantía de calidad del concreto, para cumplir con las especificaciones; cómo certifican que el personal con que cuentan: inspectores, laboratoristas, etc., son competentes; cómo verifican la calidad de los materiales, equipos y servicios que se requieren; cómo controlan los documentos que emiten o que reciben; cómo controlan los materiales y muestras que manejan; cómo garantizan la calidad de los procesos especiales señalados en las especificaciones; cómo se ejerce la supervisión de las actividades de control; cómo se ejecutan las pruebas; cómo se verifica el equipo e instrumentos que se utilizan en pruebas y mediciones; cómo se determina-

---

[3] "Cómo lograr calidad en las construcciones de concreto", Lewis H. Tuthill, Revista IMCYC, Vol. 24, No. 187, diciembre 1986, México.

rá cuáles son los materiales o partes de la obra que no satisfacen las especificaciones y cómo se corregirán para cumplir con la calidad; cómo se documentarán todas las actividades relacionadas con la garantía de calidad del concreto y cómo serán archivadas para referencia o consulta; cómo se asegurará de que los procedimientos expresados para garantizar la calidad del concreto, realmente se seguirán durante la construcción del proyecto.

Desarrollar el Manual de Calidad es una tarea compleja, que consume mucho tiempo, pero de extraordinaria utilidad.

Cuando se trabaja bajo un control de calidad, normalmente no se tiene un manual de procedimientos; o se tiene, pero no con el contenido expresado en el párrafo anterior. El trabajo es el mismo, excepto que la planeación y documentación varían considerablemente.

3. Control de Diseño

La organización encargada del diseño debe establecer procedimientos y documentar los diseños con el detalle necesario para que esos diseños puedan desarrollarse correctamente y que permitan, a otra persona calificada, entender y verificar los documentos del diseño final.

La organización encargada del control de calidad del concreto debe ser notificada de cambios en el diseño, incluyendo cambios indicados directamente en la obra. Y deben determinar, Concreto y Diseño, qué hacer en casos de inconformidad - de concreto - con especificaciones: reparar, rehacer, aceptar como está o rechazar.

4. Control de Documentos de Compra

El programa de calidad debe asegurar que los documentos con los cuales se hagan las solicitudes de materiales, equipos y servicios, incluyan información suficiente y clara para: identificar su aplicación; los requisitos técnicos, incluyendo su relación con normas, códigos, planos, estándares; y la documentación necesaria para aprobación.

Este criterio obliga a ser cuidadoso en la descripción de las adquisiciones y a escribir el criterio para su aceptación o rechazo.

5. Instructivos, Procedimientos y Planos

Las actividades que afecten a la calidad, deberán ser documentadas con instrucciones, procedimientos, planos u otros escritos análogos; estos documentos deben incluir criterios de aceptación cuantitativos y/o cualitativos, para determinar si las mencionadas actividades se han realizado satisfactoriamente.

Es una sana costumbre que debiera adoptarse para todo trabajo de construcción.

6. Control de Documentos

Se deben establecer medidas para asegurar que la emisión de documentos que afecten a la calidad sean emitidos y verificados por personal autorizado. Se refiere a instructivos, procedimientos, normas, especificaciones, comunicaciones, bitácoras, planos.

Que el destino de los documentos sea la persona o sección a la cual van dirigidos. Que las modificaciones a dichos documentos sean realizadas bien por la misma organización que los emitió originalmente o por personal debidamente autorizado.

Cuando se ejerce control de calidad del concreto se generan menos documentos y se tiene limitado control sobre su emisión, distribución, modificación. Y con frecuencia no se cuenta con evidencia escrita para demostrar la calidad alcanzada en el concreto.

7. Control de Materiales, Equipos y Servicios Comprados

Se deben establecer medidas para asegurar que la calidad de los materiales, equipos y servicios adquiridos, ya sea directamente o a través de contratistas, cumple con los requerimientos especificados en los documentos de compra. Anticipadamente debe hacerse una evaluación de proveedores y de subcontratistas. Y deben hacerse las pruebas de veirficación de calidad a los materiales y a los equipos.

Aun cuando los encargados de control de calidad de concreto sí exigen calidad en cuanto a materiales y equipo, no suelen hacer evaluación de proveedores y subcontratistas.

8. Identificación y Control de Materiales, Partes y Componentes

Deben establecerse procedimientos para asegurar la identificación de materiales, partes y componentes, incluyendo conjuntos parcialmente fabricados.

En mi opinión, es un poco más documentado en aseguramiento de calidad, comparado con el control de calidad.

9. Control de Procesos Especiales

Prescribe se tomen las medidas necesarias para asegurar que los procesos especiales, como soldadura, tratamientos térmicos, pruebas no destructivas, etc. se controlen y efectúen mediante procedimientos y personal calificado, de acuerdo con instituciones reconocidas, normas, procedimientos, códigos, especificaciones. Dichos procedimientos deben estar aprobados.

Cuando se trabaja bajo control de calidad es raro documentar las calificaciones que "reconocen" la capacidad del personal especializado. Asimismo, hay carencia o escasez de documentación de los procedimientos, normas, etc., seguidos en la aplicación de los procesos especiales.

de materiales, partes y componentes. En ocasiones, sí se cuenta con información parcial de la falta de cumplimiento; dependiendo del caso de que se trate, se describe o no por escrito el tipo de revisión que se efectúe y el procedimiento de evaluación subsecuente.

16. Acciones Correctivas

Habrán de establecerse procedimientos para asegurar que las condiciones adversas a la calidad, tales como fallas, malfuncionamiento, materiales y equipo defectuoso, desviaciones, se identifiquen y corrijan con prontitud; que se determinen las causas que originaron la falta de calidad y se adopten las medidas adecuadas para evitar se repita. Dichas acciones correctivas deberán ser transmitidas por escrito al personal que las aplique. Y la información relacionada con el incumplimiento de calidad y la correspondiente acción correctiva efectuada, deberán documentarse.

En el control de calidad no siempre se determinan las causas que dieron origen a los incumplimientos. Y la documentación de estos casos suele ser parcial; por lo mismo, no hay seguridad de que no se repita la falla. Cuando las fallas son de cierta importancia, regularmente se documenta el caso, incluyendo la acción correctiva; en incumplimientos "menores", es común carecer de documentación de la falla y de cómo fue subsanada.

17. Registros de Garantía de Calidad

Se deberá establecer un sistema de archivo, de fácil acceso y protegido contra deterioro o pérdida, en el cual se mantengan los registros que proporcionen evidencia de las actividades que afecten la calidad. También, un sistema de control de archivo y la designación de las personas responsables del mismo.

Se requieren registros de ensayes, inspecciones, calibración de equipos, capacitación y certificación de personal, incumplimientos con especificaciones, bitácoras, etc.

La carencia de registros suficientes es una característica distintiva entre control de calidad y aseguramiento de calidad. En nuestro país cada día hay más difusión de conceptos tales como certificación de plantas de concreto, certificación de inspectores y de laboratoristas, acreditamiento de laboratorios de pruebas, autorización de laboratorios de calibración de equipos e instrumentos, etc. Este tipo de actividades conducen a una sistematización de procedimientos de trabajo que necesariamente conduce a la documentación de información, como base para evaluación de desempeño por parte de terceros. Con el tiempo, adoptada la política de documentación, se podrán comparar el control de calidad y el aseguramiento de calidad.

18. Auditorías Técnicas

Se deberá realizar un sistema de intervenciones planeadas y periódicas, para verificar el cumplimiento y el seguimiento de todos los

aspectos que cubre el Programa de Aseguramiento de Calidad. Se efectuarán las auditorías de acuerdo con procedimientos escritos, utilizando listas de verificación; el personal que las realice deberá estar capacitado y no tener responsabilidad directa en las áreas auditadas. Los resultados de las intervenciones deberán documentarse y ser revisados por la Dirección del área responsable. Toda desviación que sea encontrada durante una intervención dará origen a una acción correctiva; se deberá verificar el cumplimiento de las acciones correctivas, realizando cuantas intervenciones sean necesarias.

En mi experiencia, no me he encontrado con organizaciones que llevando un control de calidad en obra, realicen auditorías técnicas planeadas y periódicas, para verificar el seguimiento y cumplimiento de todos los aspectos de calidad expresados en su Manual de Procedimientos y documentos conexos.

De los 18 criterios de aseguramiento de calidad expresados, con los breves comentarios hechos en cada uno de ellos, y recordando los aspectos fundamentales de control de calidad, se puede confirmar lo expresado por Tuthill:

El control de calidad y la garantía resultante no son diferentes en los trabajos de construcción del concreto. Se requiere adoptar una política de apoyo total hacia la calidad y ser reconocida por las autoridades. Ser confirmada y registrada con suficiente frecuencia durante la construcción; en los casos en que no esté la calidad como debiera ser, tomar acción correctiva inmediata y efectiva, y documentar las actividades efectuadas.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION 1992

MODULO II:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Del 29 de junio al 3 de julio

CONCRETOS DE RESISTENCIA SUPERIOR

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

Concreto de resistencia superior

Dr. Jorge Gómez Domínguez*

Este artículo presenta algunas experiencias obtenidas en el IMCYC acerca de la elaboración de Concretos de Resistencia Superior (CRS). El artículo ubica, las experiencias derivadas de la búsqueda del concreto de más alta resistencia, producido con agregados accesibles a la zona metropolitana del Distrito Federal, tomando en cuentalas investigaciones sobre el tema que se han realizado en otros países.

Las ventajas estructurales y económicas por el uso de este material logran cada día una mayor aceptación mundial, dando como resultado que se le utilice en la construcción de edificios muy altos en un buen número de países.

Nuestro propósito es proporcionar información técnica básica, que pudiera ser de utilidad tanto para el diseñador como para el constructor que emplea rutinariamente el concreto en las obras arquitectónicas o de ingeniería. El empleo tan diversificado del concreto en las obras tiene mucho que ver con sus ventajas, no sólo estructurales sino también económicas, y está llamado a ser por mucho tiempo el material número uno en la construcción.

No debemos olvidar que el concreto es un material que consume muy poca energía (pero menor y no comparable con la necesaria para producir acero), por lo cual es necesario hacer óptimo uso de cada cantidad de cemento que se emplee, con el objeto de sacar de él todo el provecho estructural posible.

EL CONCRETO NORMAL

Desde que el concreto ha sido empleado estructuralmente las resistencias consideradas como comunes han variado entre 150 y 300 kg/cm^2, hasta que aparece el concreto presforzado donde el promedio de resistencia utilizada varía entre 350 y 400 kg/cm^2. No es nada raro que algunos diseñadores y constructores aún piensen en el concreto como un material muy pesado, y con límites de resistencia del orden de los 300 kg/cm^2, quedando fuera de su concepción estructural el uso del Concreto Ligero y del Concreto de Resistencia Superior (CRS).

EL CONCRETO DE RESISTENCIA SUPERIOR

Cuando se habla de concreto de resistencia superior, ya no es extraño pensar en resistencias del orden de los 1000 kg/cm^2, aunque las palabras *resistencia superior* pudieran ser utilizadas para identificar aquellos concretos que tienen mayor resistencia que la que se considera como normal en la industria de la construcción. Aún no se ha establecido un límite superior para las resistencias alcanzables con concreto, ya que día tras día su tecnología cambia, no tanto en sus fundamentos como en la práctica, ya sea empleando mejores materiales o teniendo más cuidado en el empleo de los mismos.

Prácticamente los concretos de resistencia superior se han podido elaborar desde los años sesenta, sin embargo es hasta nuestros días y en muy pocos lugares del mundo donde se han podido comercializar.

En los laboratorios del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto (IMCYC), se han llegado a obtener concretos con resistencias ligeramente superiores a los 1,000 kg/cm^2, utilizando materiales al alcance del área metropolitana de la ciudad de México. Esto demuestra que al menos a nivel de laboratorio es posible producir este tipo de concreto, aunque la comercialización del material requiere, antes que nada, de la imaginación creativa del diseñador y del constructor.

CONCRETO		
Microsílice (%)	0	15.00
Cemento (kg/m^3)	495.00	407.00
Agua-cemento	0.33	0.33

Tabla 1. Diferencias entre concretos con y sin microsílice.

* Investigador y Profesor, Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey Campus Toluca, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.

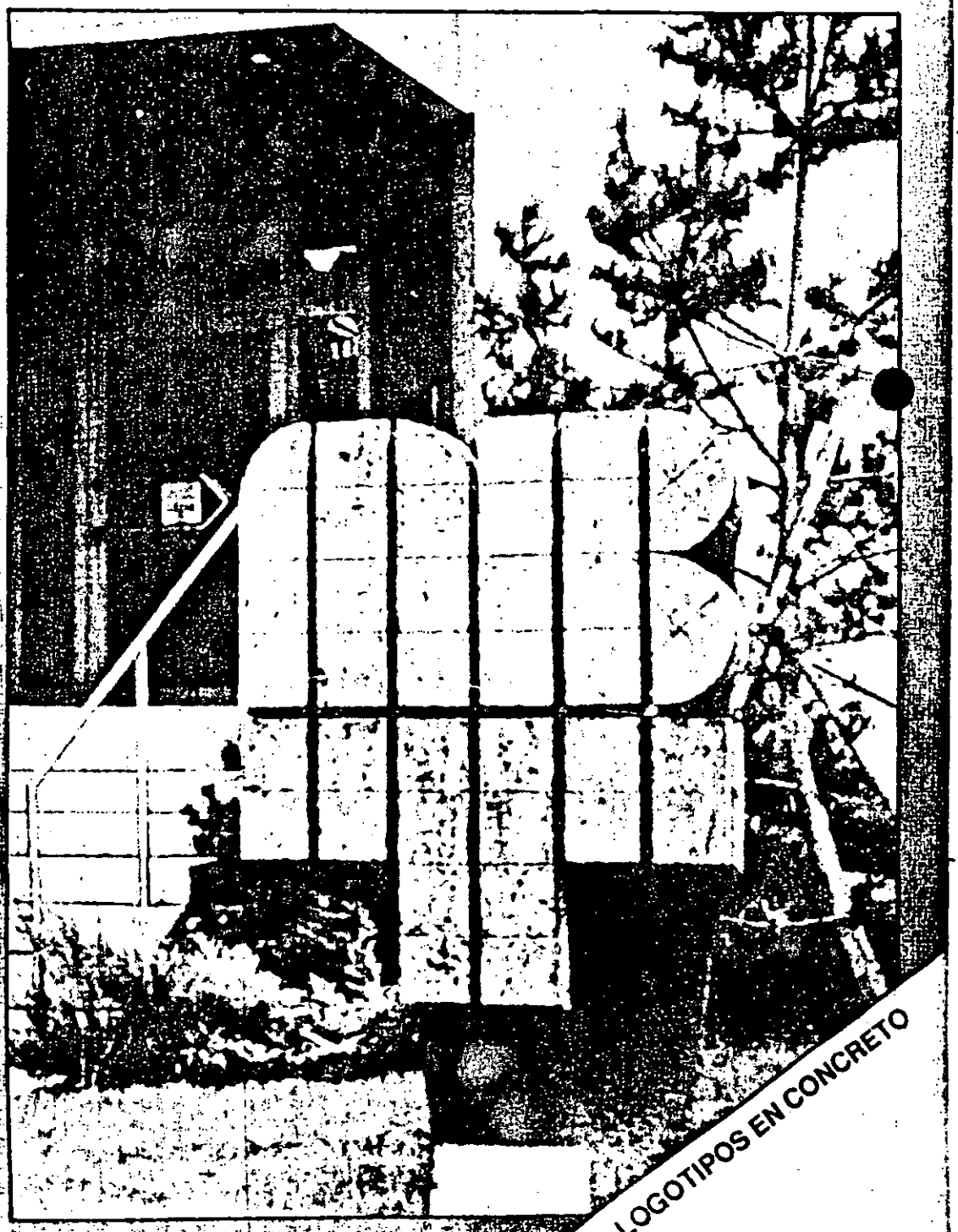
IL.IV No 43 DICIEMBRE 1991.
SN 0187-7895
0.00 P E.E. $ 9,700.00.

Construcción y Tecnología

Concretos de resistencia superior

Concreto coloreado

Protección contra fuego



LOGOTIPOS EN CONCRETO

C[illegible]O SE HACE UN CONCRETO DE RESISTENCIA SUPERIOR

La técnica para producir un concreto de muy alta resistencia no se basa exclusivamente en usar mucho cemento, sino más bien en la correcta combinación de aquellos elementos y factores que favorecen el aumento de resistencia. Para ser más específicos habría que mencionar las experiencias de aquellos que ya han podido elaborar éste tipo de concreto, haciendo referencia a cantidades y valores derivados del uso de materiales y condiciones muy particulares en algunos experimentos, así como de algunas experiencias constructivas o de diseño.

	Resistencia, kg/cm^2	
1 día	420	430
3 días	545	665
7 días	615	775
28 días	770	910
56 días	800	985
[illegible]as	870	1045
[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]

*Cantidad de aditivo inicial.
**Cantidad de aditivo después de la redosificación.
Tabla 2. Efecto de la redosificación con el uso de un reductor de agua de alto rango.

En el IMCYC se llevó a cabo un programa de ensayes de laboratorio, con la finalidad de obtener la más alta resistencia a la compresión, utilizando agregados accesibles a la zona metropolitana del Distrito Federal. El programa visualizó exclusivamente la elaboración de mezclas de ensaye iniciales, las cuales pudieran ser la base de posteriores refinamientos.

Se elaboraron 29 mezclas con diversas proporciones, las resistencias individuales variaron desde 500 kg/cm^2 a los 7 días, hasta 1030 kg/cm^2 a 56 días y 1050 kg/cm^2 a 90 días en diferentes mezclas ensayadas. Por otro lado, los con[illegible] de cemento variaron de 447 a 590 [illegible]^3. Los detalles de éstas experiencias se comentarán más adelante.

Cemento. A lo largo del proyecto se empleó cemento Portland tipos I y II, haciendo notar que no se planteó desde un principio ninguna búsqueda por el mejor cemento para el propósito, y es indudable que el factor cemento es muy importante en un proyecto definitivo. De hecho debe pugnarse por emplear el cemento que proporcione las mejores resistencias en las pruebas físicas respectivas, es bien sabido que la resistencia está directamente relacionada con la finura y/o la composición química del cemento. En algunos países es común el uso de cementos clasificados como de resistencia rápida (tipo III) para elaborar el concreto de muy alta resistencia.

Por lo que respecta al consumo del cemento necesario para alcanzar altas resistencias, se puede decir que depende en gran parte de la técnica que se utilizará para consolidar el concreto. Por ejemplo existen los llamados concretos compactados con rodillos, o los concretos utilizados en la fabricación de durmientes de ferrocarril, donde con dosis de aproximadamente 300 kg/m^3 de concreto se pueden alcanza resistencias del orden de 700 kg/cm^2. Si el concreto debe ser fluido y apto para ser colocado en secciones de cimbrado estrechas, como sucede en el caso del concreto reforzado, el consumo de cemento puede variar de 400 hasta quizas 600 kg/m^3 de concreto.

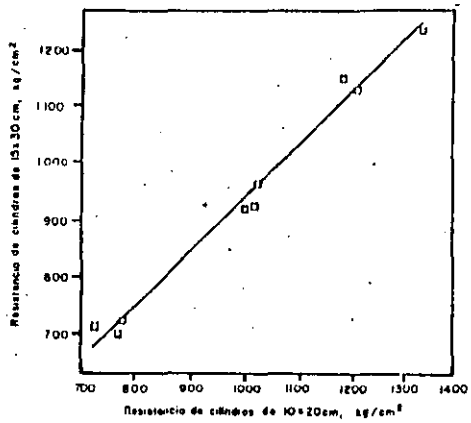


Figura 1. Influencia del tamaño de los cilindros en la resistencia.

esto reduce finalmente la resistencia del concreto debido a la creación de fisuras y microfisuras producidas por los gradientes térmicos que se presentan. Según lo anterior, es aconsejable que cuando se produzcan concretos de muy alta resistencia, se adicione algún mineral que reduzca el calor de hidratación, como la ceniza volante (fly ash), o se reduzca el consumo de cemento al mínimo compatible con las necesidades de resistencia.

Ceniza volante. En los ensayes se empleó ceniza volante clasificada como tipo "F", elaborándose además algunas mezclas sin este aditivo mineral. La ceniza

F'c PROMEDIO DE CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA, CONSUMO DE CEMENTO 455 KG/M3

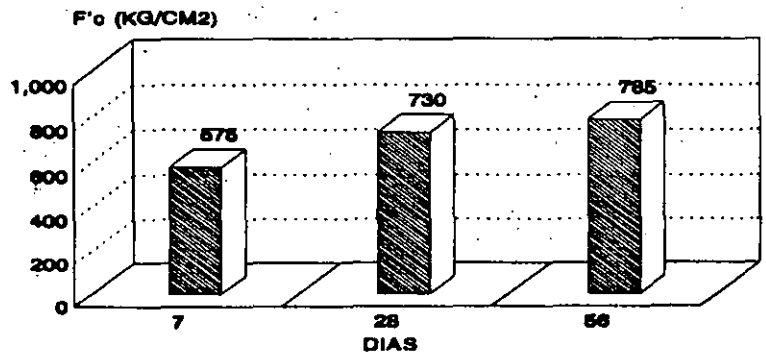


Figura 2.

No necesariamente debe pensarse que el empleo de altas cantidades de cemento es benéfico para este tipo de concreto, pues la experiencia señala que un exceso de cemento ocasiona una liberación muy rápida de calor durante la hidratación, empleada proviene de una planta de energía eléctrica localizada en el estado de Coahuila, el residuo mineral es resultado de la quema de carbón. Es bien sabido que ésta ceniza no es lo que pudiera llamarse una buena ceniza, sin embargo se le empleó de dos maneras,

F'c PROMEDIO DE CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA, CONSUMO DE CEMENTO 479 KG/M3

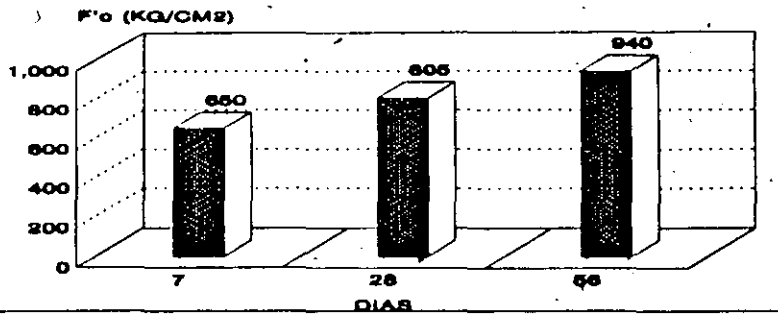


Figura 3.

una, tal y como se le obtuvo en muestra, y la otra después de una molienda en el laboratorio. Como se observará en algunos resultados, la ceniza resultó benéfica pues ayudó a aumentar la resistencia a edades tardias, aunque en otros casos su efecto no fue muy notorio.

Cabe destacar que los beneficios derivados del uso de las cenizas volantes, dependen en gran medida de la calidad de la ceniza, según se mide ésta por su reactividad al combinársele con la cal libre. En otros países cuando es posible se emplea preferentemente la ceniza clasificada como tipo "C", la cual tiene en su composición química óxido de calcio, ésta contribuye directa y rápidamente a proporcionar un elemento de dureza al hidratarse junto con el cemento, además reacciona a edades tardías como lo hace la ceniza tipo "F". En general se puede encontrar que los concretos elaborados con ceniza tipo "C" requieren menos cemento, tal vez del orden de los 350 kg/m^3 para resistencias de 700 kg/cm^2 (usan aproximadamente un tercio de ceniza por cemento conumido, en peso).

Microsílice o humo de sílice. En otros países ahora es práctica común el uso del humo de sílice o microsílice (sílica fume o microsílica), para elaborar el concreto de muy alta resistencia. Este material consiste principalmente de bióxido de sílice ($S_1 O_2$), y es un subproducto que se obtiene durante la fabricación del silicio y ferrosilicio al capturar los humos que se producen en los hornos. La microsílice es un material muy peligroso de manejar en estado suelto, debido a su finura, por lo que se le prefiere usar en forma de suspensión a base de agua y algunos aditivos reductores de agua, de los llamados de alto rango.

La finura de la microsílice medida por el método de la Porosimetría Intrusiva de Mercurio, es según Olek y otros, del orden de 20.76 m^2/g en su estado denso, burdamente la superficie específica de la microsílice es 100 veces mayor que la del cemento. Howard y otros investigadores afirman que la superficie específica de la microsílice es de 20,000 m^2/kg en comparación con 500 m^2/kg para la ceniza volante, además señala que la microsílice presenta un contenido de sílice amorfa en un 93 a 98%, aproximadamente el doble de lo que se puede tener en una buena ceniza volante.

una ganancia en resistencia en los concretos hechos con microsílice, en comparación con aquellos sin microsílice pero con la misma relación agua-cemento.

Estos aspectos nada claros son explicados por Scrivener, Bentur y Pratt, por medio de una serie de experimentos basados en la elaboración de concretos de muy alta resistencia y la observación de fragmentos del concreto bajo el microscopio de barrido electrónico . Estos investigadores consideran que el punto 1 citado en párrafos anteriores, no es tan significativo, sin embargo, si lo es el punto 2 (efecto inherente), éste efecto se puede visualizar en la Tabla 1, en la misma tabla se puede apreciar que la porosidad no es muy diferente entre los concretos con microsílice y los concretos sin microsílice, por lo tanto no se puede atribuir a este factor el efecto inherente.

Los investigadores sostienen que los beneficios de la microsílice se presentan al nivel de interfase entre la pasta y el agregado, según las observaciones realizadas en cuerpos maduros de concreto, el contenido de material no hidratado reduce significativamente, ésta reduce llega a ser de casi cero a una distancia de 30 microdeformaciones (30 x 10^{-6} m/m) en la zona adyacente al agregado.

Este efecto pudiera ser, según los autores,

F'c PROMEDIO DE CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA, CONSUMO DE CEMENTO 590 KG/M3

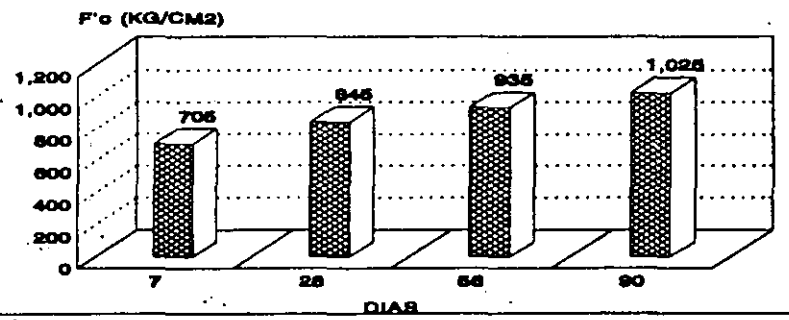


Figura 4.

Algunos investigadores han llegado a coincidir en que la microsílice tiene dos efectos principales en el concreto:

1. El efecto de un reductor de agua que se refleja en una disminución de la relación agua-cemento, cuando el mineral se adiciona en combinación con un superfluidificante.

2. "El efecto inherente", que se refleja en resultado de la densificación de la microestructura en la zona de transición del agregado, originando una mejor adherencia entre la pasta y el agregado y por lo tanto una mayor resistencia del concreto.

Aditivos. El programa contempló el de aditivos fluidificantes de alto rango, con el objeto de lograr consistencias

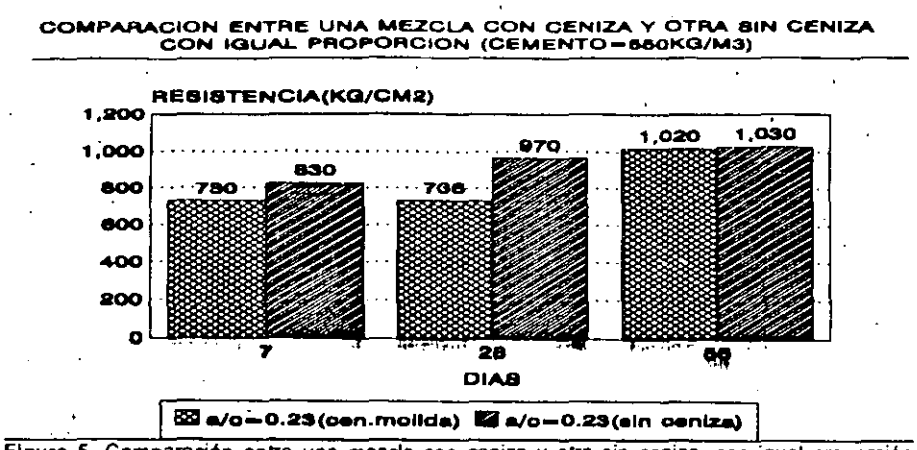


Figura 5. Comparación entre una mezcla con ceniza y otra sin ceniza, con igual proporción (cemento = 550 kg/m^3).

adecuadas parra poder bombear el concreto durante su colocación. El uso de este tipo de aditivos permite por un lado dar trabajabilidad a la mezcla y por otro lado reducir la relación agua-cemento utilizando menos agua. Las relaciones agua-cemento oscilaron entre 0.21 y 0.31. En relación con los problemas de colocación debe tomarse en cuenta que el concreto de muy alta resistencia es pesado, principalmente por los altos con- dos de cemento, por lo que si la la es muy seca, muy difícilmente puede ser colocado.

En este estudio se obtuvieron pesos volumétricos del orden de 2.375 kg/m^3 en promedio para 25 mediciones, el valor más alto fué de 2,440 kg/m^3 y el más bajo de 2,290 kg/m^3. Por otro lado el contenido de aire medido según el método de la olla de presión dio un promedio de 2.4%, el valor más alto fue de 3.2% y el más bajo de 1.9%. El aditivo usado en la mayoría de las mezclas, y que mejor se comportó, fue uno de la familia de los lignosulfonatos, empleándose en dosis que variaron de 3.34 a 6.0% del peso del cemento, siendo más frecuentemente el uso de porcentajes entre 4 y 5%.

Se observó que valores cercanos y mayores al 6% retardan excesivamente el fraguado del concreto (disminuyendo además el revenimiento), por lo que debe tenerse mucho cuidado en la dosificación de este tipo de aditivos.

La rutina en cuanto a la adición del aditivo, consistió en agregarlo al final del mezclado normal de los ingredientes, es, después de que se midió el imiento de la mezcla sin el aditivo. El revenimiento promedio para dosis de aditivo menores al 6% fue de 15 cm, el valor más alto fue de 21 cm, el más bajo fue de 2 cm y la desviación estándar fue de 4.8 cm en un total de 24 mediciones. La razón por la cual se debe agregar el aditivo después del mezclado principal, es la de lograr un beneficio más prolongado en el uso del aditivo, guardando toda proporción en cuanto a la secuencia y tiempo empleados en la industria premezcladora. Rosenberg y Gaidis han encontrado que un retraso en la incorporación del aditivo de alto rango mejora su efectividad en cuanto a la fluidez y la resistencia final.

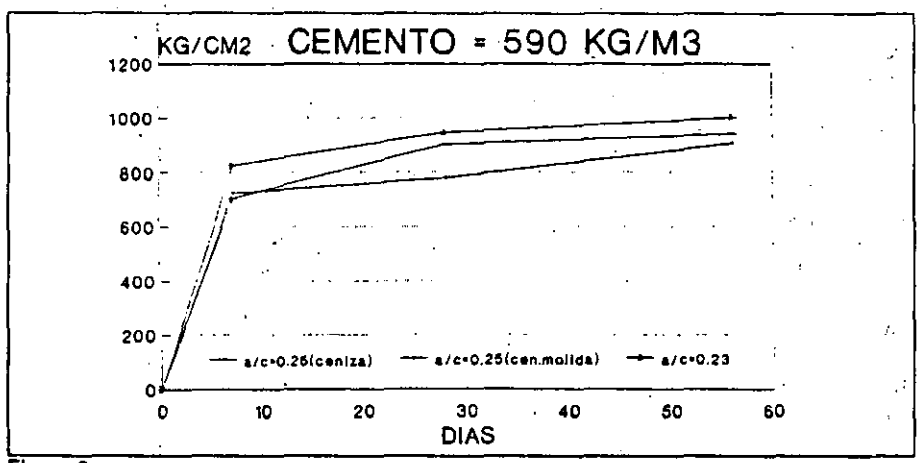


Figura 6.

Por otro lado, Cook considera que aun cuando se presente una pérdida de revenimiento, éste se puede restablecer con una redosificación (más aditivo a la cantidad inicial) del aditivo reductor de agua, observándose además una ganancia de resistencia a todas las edades, véase la Tabla 2.

Agregados. Para producir concreto de resistencia superior se requiere de buenos agregados, lo suficientemente duros, rugosos y limpios como para poder desarrollar una gran adherencia con la pasta de cemento.

Arena. Se utilizó arena de mina (Sta. Fe) en un 35% en peso, ésta arena requirió de un cribado por la malla No. 50, para disminuir un poco los finos y aumentar el módulo de finura al valor promedio de 3.36, éste valor resulta más apropiado para elaborar concretos de muy alta resistencia.

Grava. Se utilizó un basalto triturado en un 65% en peso, el cual permitió obtener las altas resistencias que se reportan. La grava empleada en las mezclas fue lavada y cribada por la malla de 3/4 de pulgada. La estructura del basalto es ligeramente porosa con una masa específica de 2.71. Al principio de los ensayos se utilizó una caliza triturada sin lograr resistencias muy elevadas (660 kg/cm^2 a los 56 días), por lo cual se descartó su uso, no indicando esto que no se puede encontrar un agregado de este tipo que dé buenos resultados.

También fue descartada, de antemano, la grava de mina tipo andesita que se encuentra en abundancia en los alrededores de la ciudad de México, debido a la mala calidad de éste material para elaborar concretos de muy alta resistencia.

En otros países los tipos de gravas que se usan son todos derivados de un proceso de trituración, entre ellos se pueden encontrar basaltos densos o ligeramente vesiculares, caliza de alta densidad y calizas dolomíticas. No se aconseja

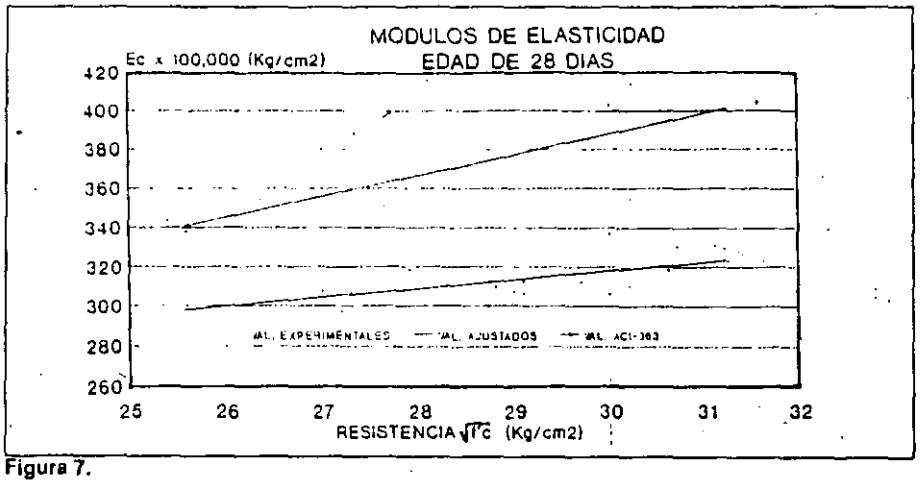


Figura 7.

utilizar gravas redondeadas (de río), ni granitos, pues las primeras desarrollan una baja adherencia por la falta de rugosidad en la superficie, y los segundos adolecen de un problema semejante, debido a los cristales de mica que tiene este tipo de rocas.

Por lo que respecta a la granulometría de las gravas, ésta debe ser contínua, el tamaño máximo puede llegar a ser 3/4 de pulgada, aunque la mayoría de los concretos de muy alta resistencia se elaboran con agregados que pueden variar en tamaño máximo entre 3/8, 1/2 y 5/8 de pulgada. Entre más pequeño sea el tamaño máximo del agregado, la grava en conjunto presentará mayor superficie específica y aceptará consumos de cemento más elevados.

RESISTENCIA Y CARACTERISTICAS ELASTICAS

El concreto elaborado en el IMCYC fue ensayado a los 7, 28 y 56 días, aunque algunos cilindros llegaron a probarse hasta los 90 días. En general el tamaño de los cilindros empleados para obtener la rsistencia a los 28 días fue de 15 cm (6 pulg) de diámetro, y de 10 cm (4 pulgadas) para otras edades. Nathan y Leatham realizaron pruebas que muestran resultados de resistencias similares para concretos de muy alta resistencia, fabricado unos cilindros con moldes metálicos de 10 x 20 cm (4 x 8 pulgadas) y otros cilindros con moldes de 15 x 30 cm (6 x 12 pulgadas), según se puede observar en la Figura 1.

Tomando en cuenta lo anterior, se presentan a continuación algunos resultados promedio de la experiencia del IMCYC, se consideraron al menos dos cilindros para el cálculo de los promedios. Las Figuras 2, 3 y 4 muestran dichos resultados, en las presentaciones se considera como parámetro de referencia al consumo de cemento para rangos bajo, intermedio y alto. En todas las mezclas se empleó ceniza volante en porcentajes que variaron entre 6.5 y 15% del peso del cemento empleado.

El efecto de la ceniza procesada se puede apreciar en la Figura 5, donde se comparan resultados individuales de dos mezclas con el mismo consumo de cemento, como se puede observar en las resistencias finales a los 56 días, son prácticamente iguales.

La Figura 6 permite aclarar un poco más el posible beneficio de la ceniza volante, los resultados que se presentan son individuales y pertenecen a tres diferentes mezclas cuyas proporciones y d: relevantes son:

Mezcla sin ceniza. Contiene 65% de grava, 35% de arena, 135.7 lts. de agua y 5.6% de aditivo. Para ésta mezcla se midieron 4 cm de revenimiento, un peso volumétrico de 2450 kg/m^3 y 2.7% de contenido de aire.

Mezcla con ceniza sin moler. Contiene 7% de ceniza, 65% de grava, 35% de arena, 147 lts. de agua y 4.5% de aditivo. En ésta mezcla se midieron 18 cm de revenimiento, un peso volumétrico de 2400 kg/m^3 y 2.6% de aire.

Mezcla con ceniza molida. Contiene 6.5% de ceniza (85% pasa la malla 325), 65% de grava, 35% de arena, 147 lts. de agua y 3.7% de aditivo. Se obtuvieron de la mezcla 15 cm de revenimiento, un peso volumétrico de 2400 kg/m^3 y 2.3% de aire.

Como se puede observar en la figura 6 las resistencias a edades tempranas de las mezclas con ceniza son más bajas, presentándose una tendencia a alcanzar el nivel de resistencia final de la mezcla sin ceniza.

Obviamente, éste tratamiento de m da es incosteable en un concreto co cial, y solamente se llevó a cabo en los experimentos para tratar de mejorar el comportamiento de la ceniza. Quizás el mayor beneficio aportado por ésta ceniza es el aumento logrado en el revenimiento, de manera tal que las mezclas elaboradas con ceniza pudieran ser calificadas como bombeables, no así la mezcla sin a.

Por otro lado, no debe perderse a que el empleo de cualquier aditivo

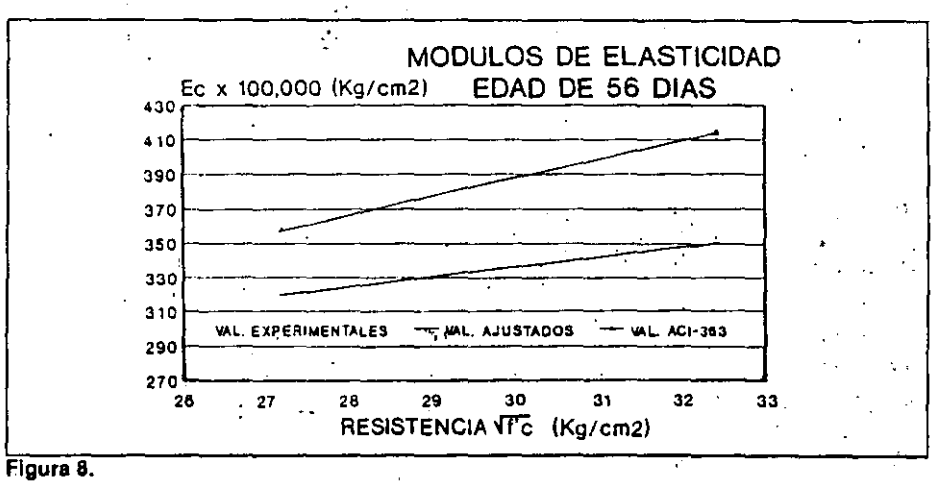


Figura 8.

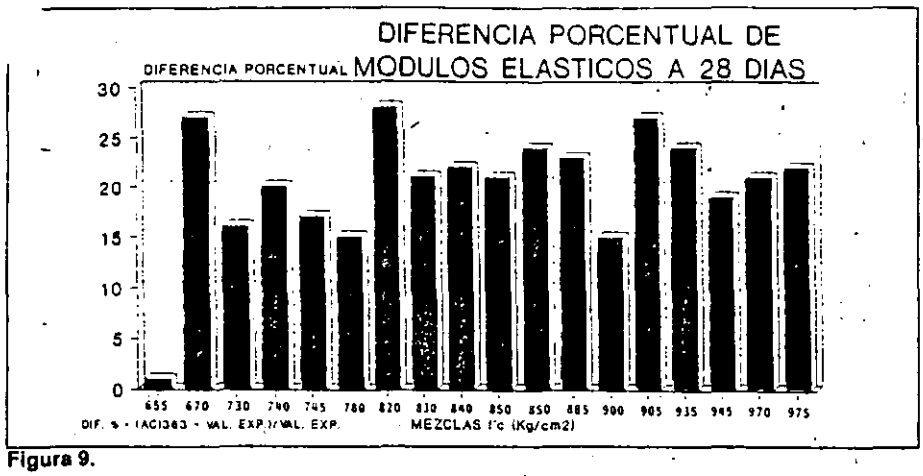


Figura 9.

mineral puzolánico abate el consumo de cemento y en consecuencia baja el costo del producto final.

En cuanto al Módulo de Elasticidad (E_c), se llegaron a obtener valores experimentales de hasta 367,570 kg/cm^2 a los 56 días, teniéndose evidencias aisladas de valores mayores. Debe considerarse que la evaluación de éste parámetro es muy susceptiblle a un buen número de factores, entre ellos el tipo y tamaño de grava, la granulometría y el tipo de arena, así como las proporciones de estos ingredientes.

Los resultados de E_c obtenidos en el laboratorio IMCYC están resumidos en las Figuras 7 y 8, donde para efectos de comparación se grafican los resultados experimentales a diferentes edades, así como las correspondientes predicciones del módulo elástico obtenido de sustituir las resistencias experimentales en la fórmula $E_c = 40{,}000\sqrt{f'_c} + 1.0 \times 10^6$ lbs/pulg^2, sugerida por el Comité ACI-363 para concretos de alta resistencia, la fórmula está restringida al intervalo de resistencias $3{,}000 < f'_c < 12{,}000$ lbs/pulg^2 [$210 < f'_c < 840$ kg/cm^2].

Como puede observarse en las Figuras 7 y 8, los resultados experimentales generaron valores de E_c inferiores a los que predice la ecuación del Comité ACI-363, esto no significa que los valores experimentales estén mal, sino que para los materiales, proporciones, rangos de resistencia y condiciones de prueba que predominaron en el experimento la curva de ajuste resultó desfasada. La curva de predicción obtenida de los datos experimentales es por lo tanto aplicable sólo para las condiciones citadas en el experimento. La dispersión observada en los resultados no es nada extraordinario si se le compara con las gráficas que reporta el mismo Comité ACI-363 en la publicación El Estado del Arte en Concreto de Muy Alta Resistencia.

Las Figuras 9 y 10 muestran las diferencias porcentuales entre las predicciones según el ACI-363 y los valores experimentales. En promedio el ACI-363 sobreestima el valor del módulo de elasticidad a los 28 días en un 20%, y en un 16% el módulo a los 56 días. Por otro lado, según el propio comité ACI, otros investigadores han reportado valores experimentales de E_c mayores que los que predice la ecuación antes citada, esto sugiere la imperiosa necesidad de obrar con cautela al emplear dicha ecuación.

POSIBLES APLICACIONES DEL CRS

Prácticamente no hay límites para las aplicaciones del Concreto de Resistencia Superior, siempre y cuando se desee resistir cargas mayores, salvar claros más grandes, disminuir las secciones de concreto o crear una estructura más durable y resistente, ya sea al efecto de los agentes atmosféricos o al desgaste provocado por acciones mecánicas. Quizá el área de la tecnología del concreto que presenta algunas incógnitas, es aquella que atiende la durabilidad del material en climas fríos, aún no se ha definido claramente si un concreto de muy alta resistencia expuesto a la intemperie requiere o no de aire incluido para resistir el congelamiento y el deshielo periódicos.

Edificios

Una aplicación que está cobrando auge en otros países es el empleo del CRS para construir edificios altos. El edificio ubicado en el 311 de la calle South Wacker Drive, en Chicago, quizá es el más representativo de este tipo de obras. El edificio es considerado el más alto del mundo, hecho de concreto reforzado, tiene 79 pisos y una altura de 295 m, según Page en el se consumieron 84,000 m^3 de concreto con resistencias de diseño de hasta 840 kg/cm^2 especificadas a los 56 días.

Algunos de los objetivos que se persiguen con el CRS en la edificación son: disminuir la sección transversal de las columnas, reduciendo al mismo tiempo el volumen de cimentación necesario para soportar el edificio, proporcionar mayor rigidez al edificio, reducir la cantidad de acero evitándose más fácilmente la congestión de acero en las uniones de los elementos, aumentar el área rentable por piso al disminuir el tamaño de las colum-

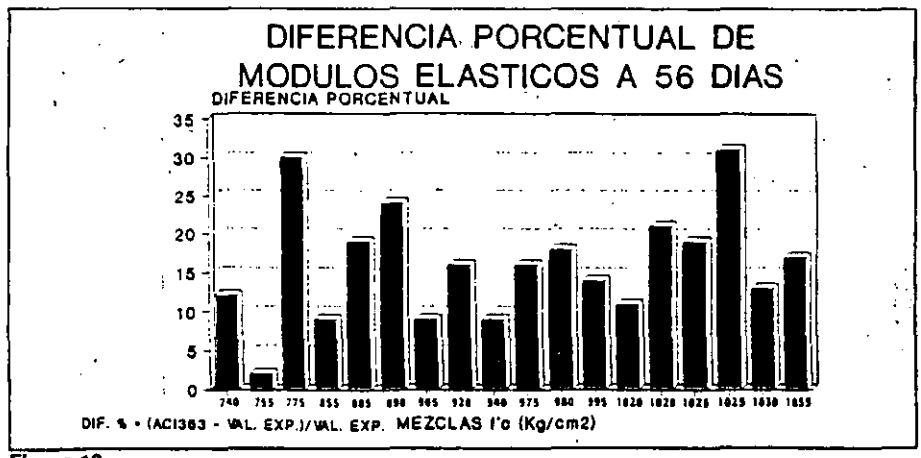


Figura 10.

nas, y la posibilidad de construir en menos tiempo el edificio gracias al descimbrado rápido.

Smith y Rad señalan en un estudio acerca de las ventajas económicas de utilizar columnas de concreto reforzado, que resulta evidente que se puede obtener mayor economía con el concreto de resistencia superior que con el concreto normal. Los autores indican además que en el futuro se usarán comúnmente concretos con resistencias entre 700 y 840 kg/cm^2, y que con el avance progresivo en los ingredientes del CRS se creé que a principios del siglo veintiuno se estarán usando concretos de 1400 kg/cm^2.

Puentes

El concreto de resistencia superior se ha empleado también en la construcción de puentes, con beneficios tan importantes como el de poder salvar claros más grandes gracias a la mayor capacidad portante del material y a la reducción del peso propio de la superestructura, ésta reducción se traduce también en una cimentación menos voluminosa.

Las resistencias del concreto empleado en los puentes aún no alcanza los niveles del concreto para edificios, sin embargo el cambio se está dando. Entre algunos de los ejemplos que se pueden citar en este campo tenemos el puente carretero Pasco-Kennewick en Washington, construido en 1978 con un claro máximo de 299 m y donde se utilizó un concreto de 420 kg/cm^2.

En México se han construido dos puentes carreteros muy importantes, el puente Coatzacoalcos con un claro máximo de 280 m y recientemente el puente Tampico con un claro máximo de 360 m, en ambos puentos se emplearon para su construcción concretos con resistencias hasta de 400 kg/cm^2. La resistencia máxima considerada en las anteriores aplicaciones es más bien moderada y típica del concreto presforzado, aunque seguramente las resistencias finales obtenidas en el campo tuvieron que ser mayores. En Japón se ha llegado a utilizar concretos con 800 kg/cm^2 como lo demuestra el puente ferrocarrilero Akkagawa, construido en 1976 con un claro máximo de 46 m.

Pavimentos

El concreto de muy alta resistencia aún no se utilizña en forma común en la construcción de pavimentos, aunque en algunas ayudas de diseño se llegan a citar concretos hasta de 500 kg/cm^2 a la compresión, se menciona la cifra anterior como referencia, ya que en realidad el parámetro que se especifica rutinariamente, es el equivalente módulo de ruptura a la flexión. Debido a la relación que existe entre los parámetros anteriores es de esperarse que entre más alta sea la resistencia a la compresión, mayor será el módulo de ruptura del material. Por lo tanto el CRS puede ser la mejor opción para construir aquellos pavimentos que sean sometidos a cargas muy elevadas y constantes, como las que se presentan en pisos industriales y aeropuertos.

Otras apliaciones

La posibilidad de crear elementos más resistentes, más rígidos y más ligeros hacen del CRS un material excelente para la prefabricación en general, ya sea de elementos presforzados o elementos aislados utilizables en la construcción. Hwee y Rangan muestran en un interesante artículo acerca del concreto de alta resistencia en Australia, algunos resultados de mediciones de contracciones y flujo plástico o deformación diferida (creep) en concreto comercial. Los resultados hacen pensar que ese tipo de concreto debiera usarse en la fabricación de aquellos elementos estructurales de los cuales se requiere un mínimo de acortamiento axial y/o pérdida del presfuerzo debido a los fenómenos de contracción por secado o de deformación diferida.

Los mencionados fenómenos afectan especialmente al concreto pretensado, donde las pérdidas pueden ser muy grandes debido a que el concreto es muy joven cuando se le somete a esfuerzos. El concreto empleado por los investigadores en las mediciones, se muestreó del producido por una premezcladora que abastecía concreto para la construcción de un edificio en aquel país. El concreto se especificó con una resistencia nominal de 610 kg/cm^2 a los 56 días.

Los resultados de las mediciones de la contracción por secado se pueden observar en la Figura 11 de la gráfica. Considerando 90 días se tendría una contracción de aproximadamente 430 m/m (microdeformaciones). El Comité ACI-209 sugiere la siguiente ecuación para predecir la contracción por secado en concretos normales:

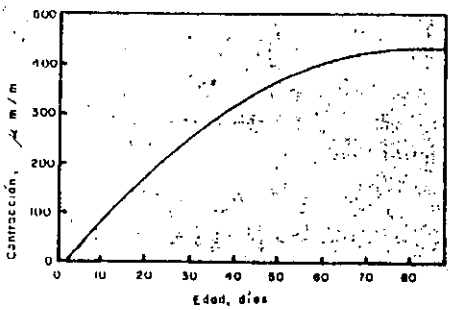


Figura 11. Relación entre contracción por secado y edad para un concreto comercial de resistencia superior.

$$(E_{sh})t = \frac{t}{35+t}(E_{sh})ult$$

donde, (E_{sh}) ult es la contracción última para la humedad relativa del 40%, t es el tiempo en días después del curado inicial de 7 días y $(E_{sh})t$ es la contracción en el tiempo t. Para los concretos normales $(E_{sh})ult$ puede variar desde 415 hasta 1070 x 10^{-6}, el comité sugiere el valor de 730 x 10^{-6} cuando no se tienen datos. Considerando éste último valor y t = 90 días, la deformación por contracción sería $(E_{sh})90$ = 0.00053 o sean 530 microdeformaciones.

Comparando las deformaciones experimentales y las supuestas en un concreto de baja resistencia, se tendría que éste último tiene una contracción por secado 23% mayor, y si el parámetro $(e_{sh})ult$ toma un valor más grande que el supuesto en el ejemplo, el porcentaje crece aún más.

Por lo que respecta a la contracción diferida, los resultados se resumen en la Figura 12, donde se ha dibujado la relación entre el coeficiente de contracción diferida y el tiempo después de aplicar la carga de prueba. Es conveniente señalar que el coeficiente contracción diferida (C_t) se obtiene según la fórmula:

$$C_t = \frac{E_{cr}}{E_e}$$

donde:

E_{cr} es la deformación diferida.

E_e es la deformación instantánea al aplicarse la carga de prueba.

Los autores indican que para una edad de 50 días, la Figura 12 predice un valor de C_t igual a 1.08. Nuevamente conviene hacer una comparación entre éste valor y el correspondiente a un concreto de baja resistencia. Para el propósito considérese la fórmula recomendada por el Comité ACI-209:

$$C_t = \frac{t^{0.6}}{B + t^{0.6}} C_{ult}$$

donde:

C_t es el coeficiente de contracción diferida.

t es la edad en días.

B es un coeficiente que puede tomarse como 10, si el concreto tiene al menos 7 días de edad.

C_{ult} es el coeficiente de deformación diferida última. C_{ult} puede variar entre 1.30 y 4.15.

El comité ACI recomienda para C_{ult} el valor de 2.35 cuando no se tienen datos experimentales. Para esta condición al aplicar la fórmula para una edad de 50 días, se obtiene $C_t = 1.20$, que resulta ser un 11% mayor que el valor experimental obtenido por los autores. Si se considerara el valor $C_{ult} = 4.15$, la diferencia crecería hasta un 96%. Los resultados finales que generan éstas cifras se pueden visualizar al calcular la deformación diferida con la fórmula:

$$E_{cr} = E_e C_t$$

Puesto que la deformación inicial E_e siempre es mayor para un concreto de baja resistencia, E_{cr}, o sea la deformación diferida final será significativamente menor en un concreto de muy alta resistencia.

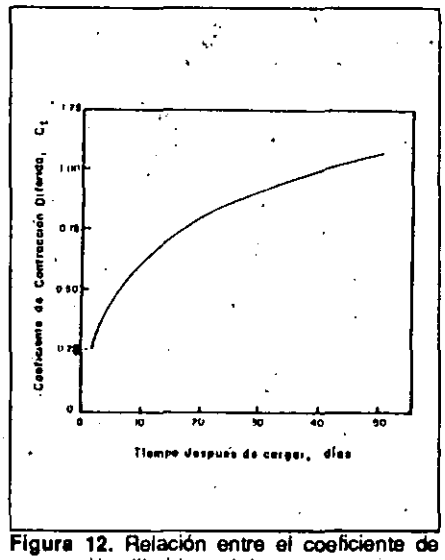


Figura 12. Relación entre el coeficiente de contracción diferida y el tiempo para un concreto comercial de resistencia superior.

CONCLUSIONES

Los resultados iniciales obtenidos en los laboratorios del IMCYC, permiten afirmar que es posible hacer Concretos de Resistencia Superior utilizando materiales al alcance de la zona metropolitana del Distrito Federal. Las características observadas en el CRS indican que el concreto puede ser bombeable, además, la resistencia requerida dentro de los límites de la presente investigación puede ser alcanzada aceptando que debe especificarse una edad de 56 días o similar, ya que en realidad la estructura difícilmente estará sometida a su carga máxima de servicio antes de esa edad.

De acuerdo con los avances en investigación a nivel mundial, el CRS presenta muchas ventajas estructurales, aún bajo situaciones sísmicas, debido principalmente a su gran rigidez. Siendo quizá las ventajas económicas reconocidas en otros países un aliciente, para que el constructor mexicano junto con el estructurista se compenetren en las posibilidades de aplicación del CRS, y descubran los beneficios que se pueden tener en pesos, al construir estructuras esbeltas más rápidamente.

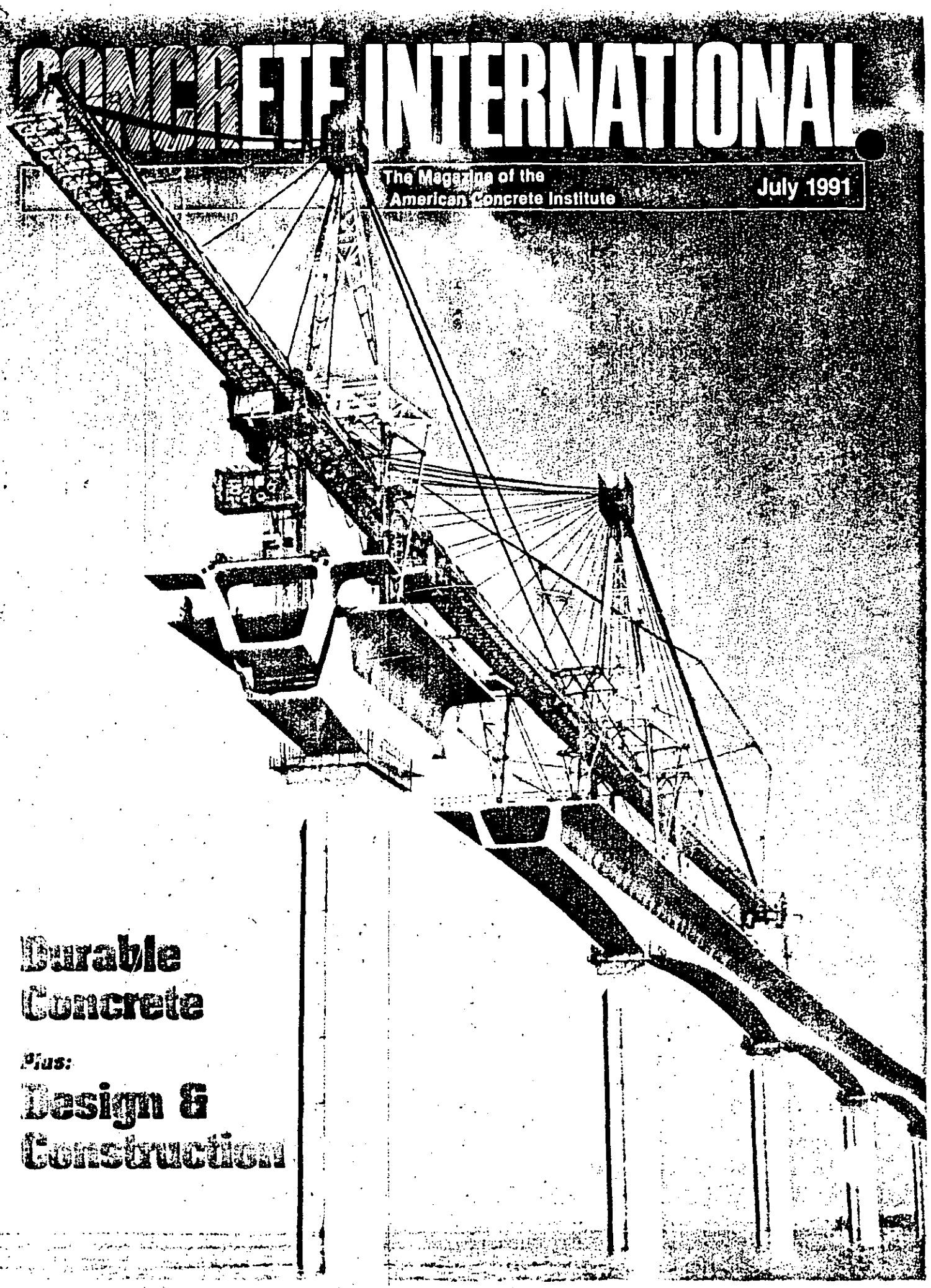
REFERENCIAS

- Olek, J., Cohen, M.D., and Lobo, C., "Determination of surface Area of Portland Cement and Silica Fume by Mercury Intrusion Porosimetry," ACI Materials Journal, Vol. 87, No. 5, September-October 1990.
- Howard, N.L., and Leatham, D.M., "The Production and Delivery of High-Strength Concrete," Concrete International, April 1989.
- Scrivener, K.L., Bentur, A. and Pratt, P.L., "Quantitative characterization of the transition zone in high strength concretes," Advances in Cement Research, Vol. 1, No. 4, October 1989.
- Rosenberg, A.M. and Gaidis, J.M., "A New Mineral Admixture for High-Strength Concrete," Concrete International, April 1989.
- Cook, J.E., "Research and Application of High Strength Concrete, 10,000 psi Concrete." Concrete International, October 1989.
- ACI-363, "State the Art Report on High-Strength Concrete," (ACI 363R-84), American Concrete Institute, ACI Manual of Concrete Practice, Par 1, 1990.
- Page, K.M., "Pumping High-Strength Concrete on World's Tallest Concrete Building," Concrete International, January 1990.
- Smith, G.J., and Rad, F.N., "Economic Advantages of High-Strength Concretes in Columns," Concrete International, April 1989.
- "Prestressed Concrete Cable Stayed Bridge over the Coatzacoalcos River in Mexico," L'industria Italiana del Cemento, Noviembre de 1989.
- "Puente Tampico, La Importancia de los Concretos de la Obra," Ing. Fernando Saldaña C., Construcción y Tecnología, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. (IMCYC), Vol. I, No. 6, Noviembre de 1988.
- Hwee, Y.S. and Rangan, B.V., "Studies on Commercial High-Stength Concretes," ACI Materials Journal, Vol. 87, No. 5, September-October 1990.

CONCRETE INTERNATIONAL

The Magazine of the American Concrete Institute

July 1991



Durable Concrete

Plus:

Design & Construction

July 1991
Volume 13
Number 7

CONCRETE INTERNATIONAL

Departments

Cover

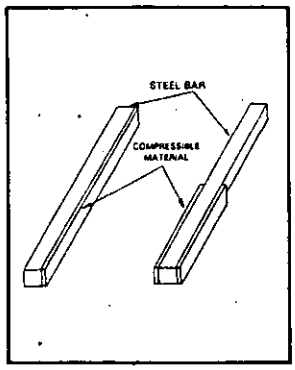
Improvement in qualities other than compressive strength can be an important factor in justifying the cost of building concrete structures. A system of high performance concrete is being used in France on a project-by-project basis to obtain important improved concrete properties. However, there is a need to resort to new structural design methods to achieve necessary interactions through the selection of appropriate concrete. (See article starting on p. 28.)

Discussion is welcomed for all material published in this issue. To facilitate expeditious handling of committee reports and standards, observe dates found with those items. Discussion of other items will appear in the February 1992 issue if received by October 1, 1991. Discussion of all material received after specified dates will be considered individually for publication or private response.

Features

18

28



40

DURABLE CONCRETE

DESIGN & CONSTRUCTION

Annual Index is published in each February issue.

High Performance Means More Than High Strength

The French Approach to Using HPC

by Yves Malier

From the beginning, traditional concrete has been characterized essentially by its compressive strength. But as concrete strengths have climbed as high as 140 MPa (20,000 psi), many other concrete properties have improved as well. Many of the methods for obtaining high-strength concrete also improve such qualities as durability, workability, shear strength, and abrasion and impact resistance.

For some projects, improvement in qualities other than compressive strength can be an important factor in justifying the cost of building with what the French have come to call high-performance concrete (HPC). A review of about 100 HPC structures built throughout the world reveals that the use of high-performance concrete would be economically justifiable in only 15 to 25 percent of them if high compressive strength were the only criterion. Some examples of structures and crucial improved concrete qualities are shown in Table 1.

How we got where we are today

Smeaton (1756), Vicat (1818), and Apsdin (1825) all contributed to inventing modern concrete. Monier and Lambot (1848), Coignet (1852), and Hennebique (1880) put it to use in the first reinforced concrete buildings.

Then, for a century, concrete remained a mixture of aggregate, cement and water. This third ingredient played two essential roles: ensuring hydration of cement, and participating actively in the workability of fresh concrete by giving the material satisfactory rheological properties.

During the last 10 years, numerous scientific investigations have shown the detrimental effects of excess nonhydrated water on the strength and durability of concrete.[1,2] Nevertheless, for a long time, water was essential to obtaining effective rheological properties for placing, a requirement that pointed to the need to explore ways of reducing water content to improve the engineering properties of concrete.[3]

At the same time, other research scientists have been focusing on reconstituting a monolithic or solid, rock-like material from a very compact mix, placing emphasis on mix design.[4,5]

Very quickly, two approaches stood out as ways to obtain high performance concrete (HPC). They differ in their physical and chemical natures.

Deflocculation of cement grains — Deflocculation is accomplished by using organic products (condensates of formaldehyde and melamine sulfonate, and formaldehyde and naphthalene sulfonate). This is the process by which the cement grains in suspension in water can recover their initial grain size, which is generally between 5 and 50 μm. This first approach leads to an appreciable reduction in the necessary quantity of water, since much of this water is no longer trapped in the cement grain flakes as it would be in traditional concrete, so its contribution to workability becomes negligible.[6]

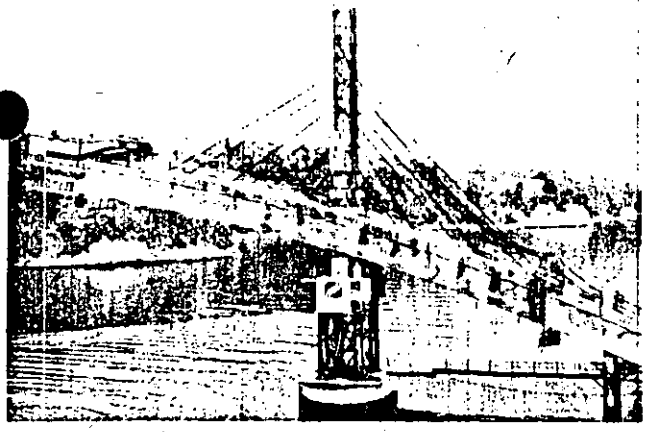
Widening the range of grain size — Extending the grain-size range is accomplished by adding extremely fine elements (e.g., silica fume,[4] calcareous fillers, and even black carbon[7]), chemically reactive or not, to fill the microvoids in grain [illegible]ing, thus improving the co[illegible]ness of the material while in[illegible]ing the rheological properties of the fresh mix. It follows that the quantity of water necessary for placing the concrete can be further reduced.[4]

The first approach can be used alone and leads to gains in engineering properties, workability, and durability. Obviously, the second approach implies simultaneous use of the first, since it is useless to extend the grain-size range with very fine elements if priority has not been given to reducing flocculation.

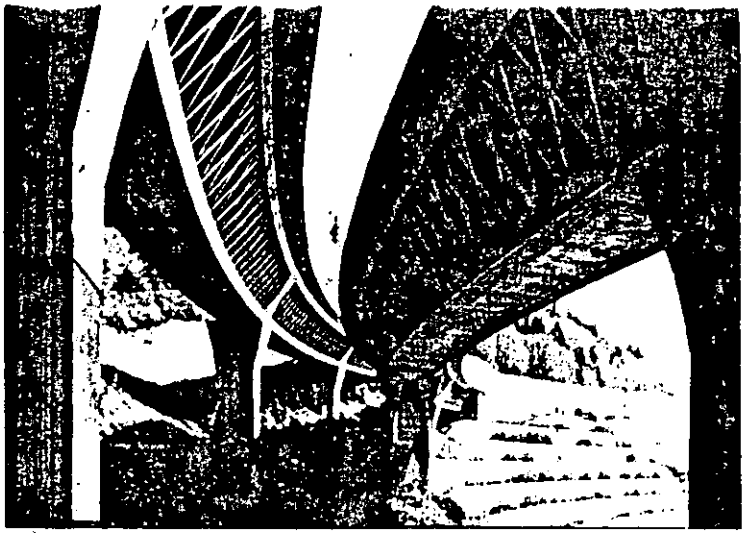
Different experimental programs involving large-scale projects using locally available materials have confirmed that high-performance concrete, defined in terms of compressive strength values of between 60 and 80 MPa (8700 and 11,600 psi), can be obtained if these simple principles are respected.[8-11] And these values can be obtained without any real increase in the basic cost of the concrete.

Furthermore, a more precis[illegible] proach, a stricter choice of m[illegible]als, accepting a more noticeable cost increase, and absolute obligation to

(1) 1 MPa = 10 kg/cm² ∴ 140 MPa = 1400 kg/cm²



Compression, short-term strength, and workability were major considerations in designing Rance Bridge in France.



France's Sylans Bridge required high strength, deferred deformation, short-term strength, and workability.

using the two approaches described make it possible, using industrial production methods, to obtain strengths between 90 and 140 MPa (13,000 and 20,000 psi), which the designer may consider essential for a particular project.[12]

A different approach, calling upon carefully selected materials (cements and aggregates of exceptional quality, polymers, etc.); new production processes (compaction, autoclaving, etc.); and new structural design (constraint, etc.), can ensure mechanical strengths of several hundred MPa for projects in which the designer is allowed to exceed the usual costs.[4]

This is the way to open the field to new applications of hyperperpormance concretes, especially in other industrial sectors where their relative low cost will often be very competitive with that of the materials usually chosen.

Characteristics of high-performance concretes

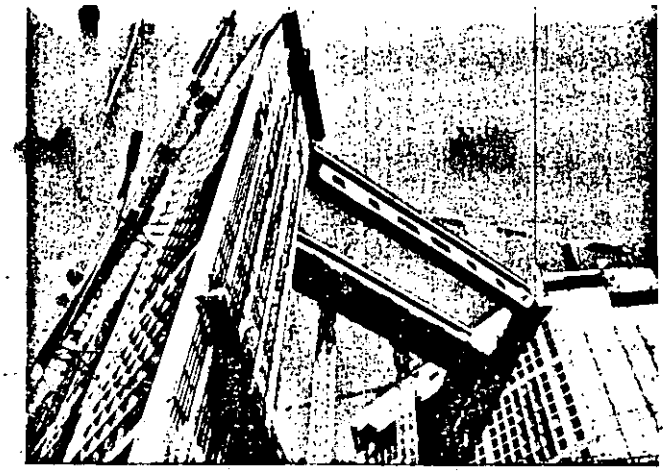
Microstructure

Research undertaken within the framework of the French National Project and by others has clearly defined the links between improving concrete performance and densifying the matrix and the cement paste-aggregate interface.[13-15] Observation of microstructure has confirmed two points:

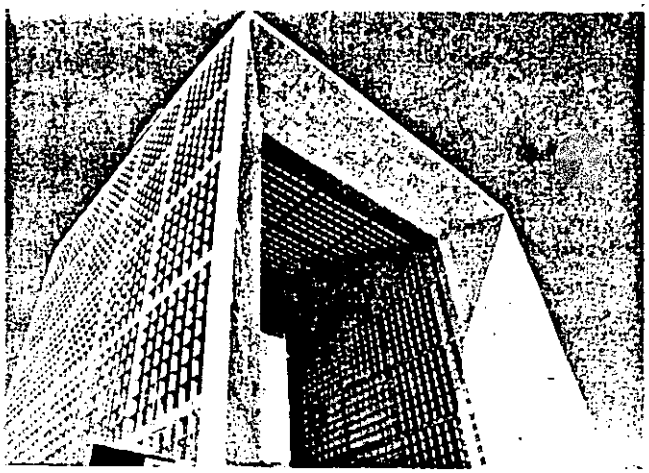
- In the 65-MPa (9400-psi) concrete with no silica fume in Joigny Bridge, the capillary porosity is lower than that of an ordinary con-

Table 1 — Types of HPC structures and important improved concrete properties

Structure type	Improved concrete properties	Practical examples
Bridges	Short-term strength Workability Durability Deferred deformation Strength	Joigny Bridge, France Rance Bridge, France Perthuiset Bridge, France Champs du Comte Bridge, France Sylans Bridge, France
Offshore structures	Durability Compression & shear Workability Abrasion & impact resistance	Gullfaks B & C, Norway Terre Nueve, Canada Terre Adelie, France
High-rise buildings	Compression & shear Workability Short-term strength Constraint	Scotia Plaza, Toronto, Canada 311 South Wacker Tower, Chicago 2 Union Square, Seattle, U.S. Grande Arche, Paris, France
Tunnels	Durability Compression Short-term strength	Villejust Tunnel, France English Channel Tunnel La Baume Tunnel, France
Highways	Abrasion & impact resistance Freeze-thaw durability Shear Durability Workability	Valerenga, Oslo, Norway Highway E18-E6, Norway Highway 86, Paris, France Paris Airport, France
Precast structural members	Short-term compression Compression Shear Workability Lightness	Precast joists, France Precast floor slabs, France
Steel-concrete composite construction	Shear Compression Workability Constraint	La Roize, France 2 Union Square, Seattle, U.S.
Drainage	Durability Abrasion resistance Compression Workability	Paris, France
Special foundation underpinnings	Compression Workability Short-term strength Deferred deformation	Hassan Mosque, Morrocco
Nuclear	Durability Strength Tightness	Civeaux (research), France



The roof of the Grande Arche in Paris required lightness, high strength, and workability.



HPC also provided the workability and quality of surface required in building the Grande Arche.

Consideration of all of these parameters and their interactions is necessary in selecting the appropriate concrete for a project.

References

1. Mehta, P. Kumar, *Concrete: Structure, Properties and Materials*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1986, 450 pp.

2. Neville, A. M., and Brooks J. J., *Concrete Technology*, Longman Scientific and Technical, New York, 1987, 438 pp.

3. Aitcin, P.C., "Les Fluidifiants dans les BHP," *Les Betons a Hautes Performances: du Materiau a l'Ouvrage*, Y. Malier, efitor, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, 1990, pp. 21-31.

4. Bache, H. H., "Densified Cement/Ultra-Fine Particule-Based Materials," *Second International Conference on Superplasticizers in Concrete*, Ottawa, 1991, pp. 1-35.

5. De Larrard, F., "Mix-Design and Properties of Very-High-Strength Concretes," PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, Paris, *Rapport de Recherche des LPC* No. 149, 1988, 339 pp. (in French)

6. Kreijger, P. C., *Plasticizers and Dispersing Admixtures*, The Construction Press, Londres, 1980, pp. 1-16.

7. Detwiler, R. J., and Mehta, P. K., "Chemical and Physical Effects of Condensed Silica Fume in Concrete," *Proceedings*, Third CANMET/ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete (Supplemental Papers), Trondheim, 1989, pp. 295-307.

8. Mehta, P. Kumar, and Aitcin, Pierre Claude, "Principles Underlying Production of High-Performance Concrete," *Cement, Concrete and Aggregates*, V. 12, No. 2, Winter 1990, pp. 70-78.

9. De Larrard, F.; Ithurralde, G.; Acker, P.; and Chauvel; D., "High-Performance Concrete for a Nuclear Containment," *High-Strength Concrete—Second International Symposium*, SP-121, American Concrete Institute, Detroit, 1990, pp. 549-576.

10. Cadoret, G., "Utilisation Industrielle des Betons a Hautes Performances dans le Batiment et les Travaux Publics," *Les Betons a Hautes Performances: du Materiau a l'Ouvrage*, Yves Malier, ed., Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, 1990, pp. 403-433.

11. De Larrard, Francois, "Method for Proportioning High-Strength Concrete Mixtures," *Cement, Concrete and Aggregates*, V. 12, No. 1, Summer 1990, pp. 47-52.

12. Godfrey, K. A. Jr., "Concrete Strength Record Jumps 36%," *Civil Engineering*, Oct. 1987, pp. 84-88.

13. Regourd, M., "Microstructure des Betons a Hautes Performances," *Les Betons a Hautes Performances: du Materiau a l'Ouvrage*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussees, 1990, pp. 21-31.

14. Aitcin, Pierre Claude; Sarkar, Shondeep L.; Regourd, Micheline; and Hornain, Hugues, "Microstructure of a Two-Year-Old Very High Strength (100 MPa) Field Concrete," *Proceedings*, Symposium in Utilization of High Strength Concrete, Tapir Publishers, Trondheim, 1987, pp. 99-109.

15. Bentur, A., "Microstructure, Interfacial Effects and Micromechanics of Cementitious Composites," *Conference on Advances in Cementitious Materials*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland, 1990, 39 pp.

16. Sellevold, E. J., "Condensed Silica Fume in Concrete: A World Review," *International Workshop on Condensed Silica Fume in Concrete*, Montreal, 1987, pp. 1-77.

17. Page, Kelly M., "Pumping High-Strength Concrete on World's Tallest Concrete Building," *Concrete International: Design & Construction*, V. 12, No. 1, Jan. 1991, pp. 26-28.

18. Richard, P., "Re Island Bridge," *Congress on Prestressed Concrete*, Hamburg, June 1990, pp. 186-192.

19. De Larrard, F., and Malier, Y., "Proprietes Constructives des Betons a Tres Hautes Performances," *Annales ITBTP* No. 479, pp. 79-111.

20. De Larrard, F., "Creep and Shrinkage of High-Strength Field Concretes," *High Strength Concrete—Second International Symposium*, SP-121, American Concrete Institute, Detroit, 1990, pp. 577-598.

21. Gagne, Richard; Pigeon, Michel; and Aitcin, Pierre Claude, "Durabilite au Gel des Betons de Hautes Performances Mecaniques," *Materials and Structures, Research and Testing* RILEM, Paris), V. 23, No. 134, Mar. 1990, pp. 103-109.

22. Pigeon, Michel; Aitcin, Pierre Claude; and Laplante, Pierre, "Comparative Study of the Air-Void Stability in Normal and Condensed Silica Fume Field Concrete," *ACI Materials Journal*, V. 84, No. 3, May-June 1987, pp. 194-200.

23. Gagne, R.; Pigeon, M.; Aitcin, P. C., "Deicer Salt Scaling Resistance of High Performance Concrete," *Paul Klieger Symposium on Performance of Concrete*, SP-122, American Concrete Institute, Detr[illegible] 1990, pp. 29-37.

24. Malhotra, V. M.; Ramach[illegible]uran, V. S.; Feldman, R. F.; and Aitcin, P. C., *Condensed Silica Fume in Concrete*, CRC Press, Boca Raton, 1987, 221 pp.

25. Malier, Yves; Brazillier, Didier; and Roi, Stephane, "The Bridge of Joigny," *Concrete International*, V. 13, No. 5, May 1991, pp. 40-42.

26. Richard, P., "Qualite et Enonce," *IABSE Symposium: Concrete Structures for the Future*, V. 55, Aug. 1987, pp. 41-46.

27. Malier, Yves, "Les bétons à haute performances—du matériau á l'ouvrage," Presses de l'ENPC, Paris, 1990, 550 pp. Also published in English by Chapman and Hall, London, 1991.

Selected for reader interest by the editors.

Yves Malier, a professor of civil engineering at "Ecole Nationale des Ponts et Chaussées," Paris, France, is the head of the French national applied research project on high-performance concrete, which involves 30 different organizations from the public and private sectors. He has super[illegible] the construction of many expe[illegible]ntal structures made of high-performance concrete.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION 1992

MODULO II:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Del 29 de junio al 3 de julio

ESPECIALIZACIONES DE CONCRETO PRECOLADO

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

VOL. 88, NO. 6
NOVEMBER-DECEMBER 1991

MATERIALS JOURNAL

A JOURNAL OF THE AMERICAN CONCRETE INSTITUTE

ACI MATERIALS JOURNAL COMMITTEE REPORT

Title no. 88-M67 ACI 304.1R

Guide for the Use of Preplaced Aggregate Concrete for Structural and Mass Concrete Applications

reported by ACI Committee 304

Paul R. Stodola*
Chairman

David J. Akers
James E. Bennett, Jr.
Arthur C. Cheff
Thomas R. Clapp
James L. Cope
Henri Jean deCarbonel
Robert M. Eshbach
James R. Florey
Clifford Gordon
Donald E. Graham
Daniel J. Green
Neil R. Guptill*
Terence C. Holland*
James Hubbard
Thomas A Johnson
Robert A. Kelsey
John C. King*
William C. Krell†
Gary R. Mass
Richard W. Narva
Dipak T. Parekh
James S. Pierce
Kenneth L. Saucier
Donald L. Schlegel
William X. Sypher
Robert E. Tobin

*Members of the Subcommittee who prepared this guide.
†Subcommittee Chairman.

Committee 304 expresses its appreciation to John C. King for his work as the Principal Author of this document. Beginning in 1947 he evaluated data, prepared specifications, and guided the conversion of repair procedures into those more suitable for new construction with preplaced-aggregate concrete.

The preplaced-aggregate (PA) method for concrete construction is explained, special properties described, and materials requirements are given where they differ from those used in normal concrete. A brief history of the development of the procedure is covered. Short descriptions of several typical applications are included.

Keywords: fluidizing; grout; **heavyweight concretes**; inserts; **preplaced-aggregate concrete**; underwater construction.

CONTENTS

ACI Materials Journal, V. 88, No. 6, November-December 1991.
This report replaces ACI 304.1R-69, which was removed from the *ACI Manual of Concrete Practice* in 1982. The report was submitted to letter ballot of the committee and approved according to Institute procedures. Pertinent discussion will be published in the July-August 1992 *ACI Materials Journal* if received by Mar. 1, 1992.

1—INTRODUCTION

This report on preplaced aggregate (PA) concrete for structural and mass concrete applications describes practices as developed over many years by engineers and contractors in the successful use of the method; defines the reasons for material requirements that are different from those usually specified for ordinary concrete; and provides information on equipment, forms, aggregate handling, and grouting procedures. A brief history of the development of the method is given. Photographs with short descriptions for a few major applications are used to illustrate techniques.

Preplaced-aggregate concrete, the finished product, is defined in ACI 116R as "Concrete produced by placing coarse aggregate in a form and later injecting a portland cement-sand grout, usually with admixtures, to fill the voids." Other terms describing the method, used both in America and internationally, include grouted-aggregate, injected-aggregate, Prepakt, Colcrete, Naturbeton, and Arbeton. PA concrete is particularly useful for underwater construction, placement in areas with closely spaced reinforcement and in cavities where overhead contact is necessary, repairs to concrete and masonry where the replacement is to participate in stress distribution, heavyweight (high-density) concrete, high-lift monolithic sections and, in general, where concrete of low volume change is required.

1.1—History

The preplaced-aggregate method of producing concrete was conceived circa 1937 by Lee Turzillo and Louis S. Wertz during rehabilitation work in a Santa Fe railroad tunnel near Martinez, California. When grouting voids in the concrete at crown areas, the grouting crew began filling larger spaces with coarse aggregate prior to grouting to reduce the consumption of grout. The next logical step was to form over the areas where concrete was to be replaced, place a graded aggregate into the forms, and grout the aggregate. The resulting "concrete" showed such promise that Professor Raymond E. Davis was engaged to develop grout mixtures and basic procedures to make the method viable. In the course of this work, Davis also determined most of the unique properties of preplaced-aggregate concrete, which are cited elsewhere in this guide. A series of patents on the method (trade-named Prepakt) and admixtures, mainly grout fluidifier, were applied for and granted about 1940. All patents have expired, with the possible exception of some on admixture refinements.

Initially, in view of the lack of any performance history, the use of PA concrete was limited to the repair of bridges and tunnel linings to extend their usefulness. After extensive laboratory testing, the Bureau of Reclamation backfilled a large eroded area in the spillway at Hoover Dam.[1,2] The replacement was 112 ft (34 m) long by 33 ft (10 m) wide and up to 36 ft (11 m) deep, shown in Fig. 1. The next major project was the addition to the upstream face to Barker Dam[3] at Nederland, Colorado, in 1946. This resurfacing of the 170 ft (52 m) high dam involved anchoring precast concrete slabs some 6 ft (1.8 m) in front of the dam, as shown in Fig. 2, and backfilling the space with coarse aggregate during the winter when the reservoir was empty. The aggregate was grouted in late spring in a 10-day continuous pumping operation with the reservoir full. This work proved the method usable for major construction. In 1951, the U. S. Army Corps of Engineers began to permit its use for the embedment of turbine scroll cases, as illustrated in Fig. 3, and other structures. During 1954 and 1955, approximately 500,000

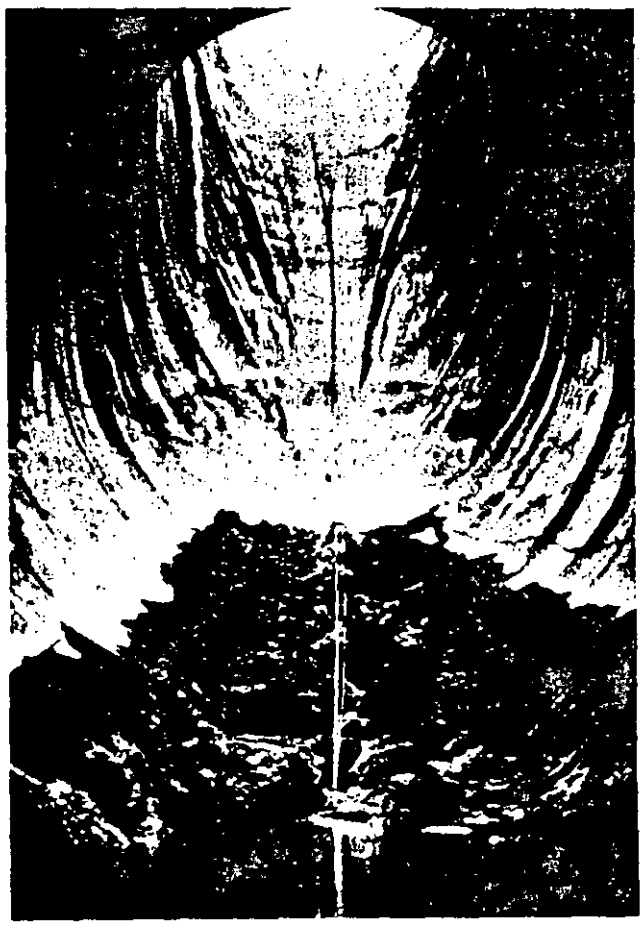


Fig. 1—Eroded area in spillway tunnel at Hoover Dam, 500 ft below crest, before repair with PA concrete

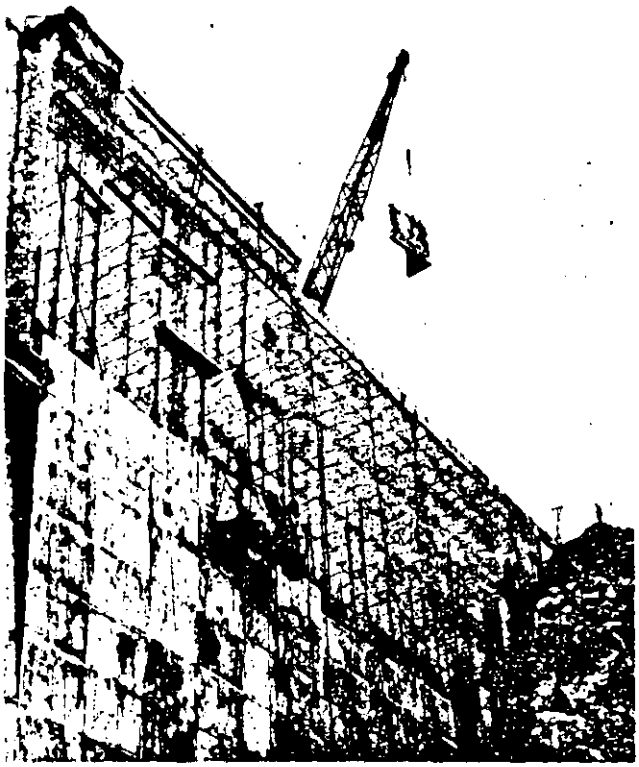


Fig. 2—Barker Dam, Colorado, during refacing in 1946. Coarse aggregate placed behind precast concrete slab forms over the entire upstream face of the dam (170 ft high by 1300 ft long at crest). Grout was placed in one continuous, 10-day pumping operation after the reservoir had been refilled to load the dam and cool the aggregate. Behind the form concrete, the new face has no joints of any kind

yd³ (380,000 m³) of PA concrete were used in construction of the 34 piers of the Mackinac Bridge.[4] In 1950, construction companies in Japan bought rights to the method and built several bridge piers. During the 1970s, the Honshu-Shikoku Bridge Authority engaged in extensive research culminating in the construction of a large bridge complex. The Snowy Mountains Authority, Australia, used PA concrete for embedding turbine scroll cases and draft tubes in their hydroelectric power projects. The method also found wide use in placing biological shields around nuclear reactors and x-ray equipment. B. A. Lamberton and H. L. Davis were largely responsible for the development of heavyweight (high-density) PA concrete.

1.2—General considerations

The design of structures using PA concrete should follow the same requirements as conventionally placed concrete. The designer may take advantage of certain favorable physical properties and placement procedures summarized in the following sections.

1.3—Special properties

PA concrete differs from conventional concrete in that it contains a higher percentage of coarse aggregate because coarse aggregate is deposited directly into the forms with point-to-point contact rather than being contained in a flowable plastic mixture. Therefore the properties of PA concrete are more dependent upon coarse aggregate. The modulus of elasticity has

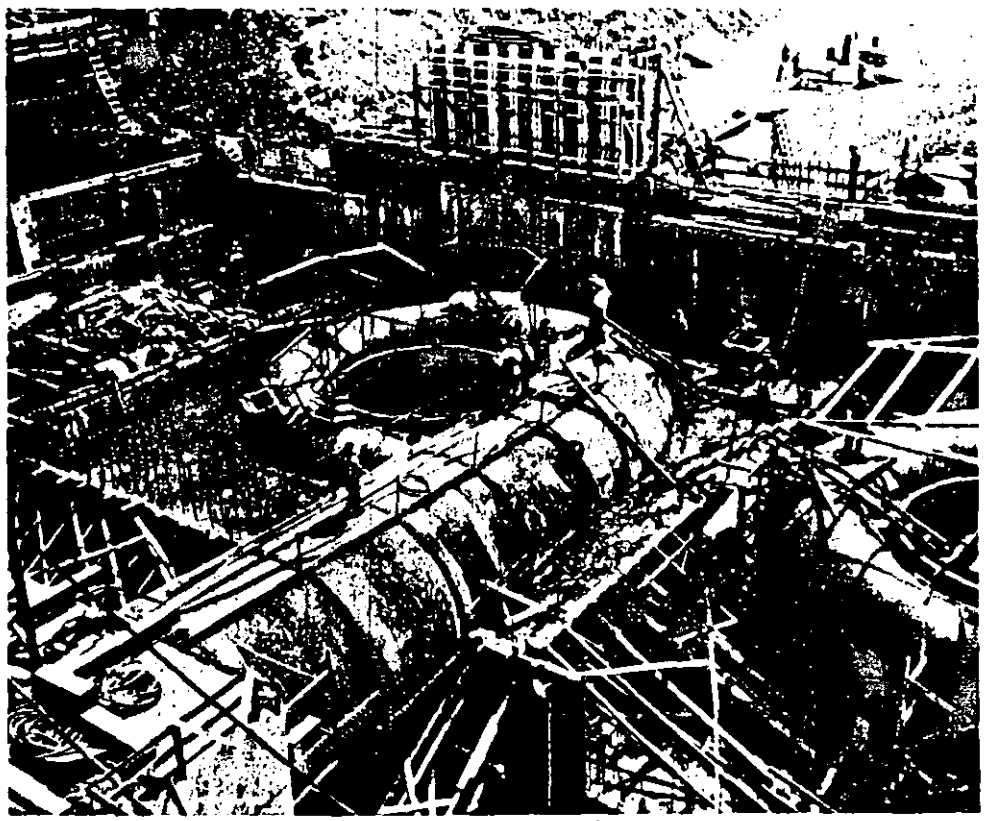


Fig. 3—Turbine scroll case at Bull Shoals Dam powerhouse at completion of the first (10 ft) lift of PA concrete. A second lift completed the embedment

found to be slightly higher and the drying shrinkage less than half that of conventional concrete.[5,6,7]

1.4—Strength

The strength of PA concrete depends on the quality, proportioning, and handling of the materials as discussed throughout this report. Compressive strengths up to 6000 lb/in.^{2} (41 MPa) at 28 or 90 days, depending on water-cementitious material ratio, are readily attainable. Strengths of 9000 lb/in.^{2} (62 MPa) at 90 days and 13,000 lb/in.^{2} (90 MPa) at 1 year have been reported.[3,8] It would appear that strength could be increased through the use of high-range water-reducing admixtures, silica fume, and/or other admixtures, but neither research nor performance data are available.

1.5—Bond

The bond of PA concrete added to existing roughened concrete is excellent.[7] There are two reasons for this: (1) the grout used to consolidate the preplaced aggregate penetrates surface irregularities and pores to establish initial bond, and (2) the low drying shrinkage of PA concrete, where drying can occur, minimizes stress at the interface. Unpublished test data on beams in which PA concrete was placed against conventional concrete showed a modulus of rupture of over 80 percent of that of a monolithic beam of the older concrete, and numerous cores taken from one concrete bonded to another and tested in bending nearly always break on one side of the interface or the other, but not the bonded surface.

1.6—Durability

PA concrete was produced for many years without air entrainment other than that contributed by the lignin and the grout fluidifier. Nevertheless, PA concrete used for repairs which are normally exposed to severe weathering has shown excellent durability. A typical example is illustrated in Fig. 4, which shows the condition of a column in the West 6th Street Viaduct, Erie, Pennsylvania, before repair and of the same column 26 years after repair. Another example is noted in Reference 9. In this instance, the PA concrete refacing of a lock wall on the Monongahela River above Pittsburgh, Pennsylvania, from far below low pool level to the top of the lock walls, was found to be in visibly sound condition at age 35 years. However, a series of tests conducted at the U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station laboratory[10] on PA concrete shows that air entrainment is necessary to provide durability comparable to that of air-entrained conventional concrete. Currently, Corps of Engineers Specifications for PA Concrete[11] require that PA concrete contain 9 ± 1 percent air entrainment measured in accordance with ASTM C 231 15 min after completion of mixing of the grout.

1.7—Heat of hydration control

Where heat of hydration must be considered, the PA concrete method makes it feasible to cool the aggregate

Fig. 4—Viaduct column and beams (a) before repair and (b) 26 years after repair with PA concrete

in the forms. Then, by intruding chilled grout, in-place initial temperatures as low as 40 to 45 F (4.5 to 7 C) are readily obtainable. Temperature control procedures are given in this report in Chapter 5.

1.8—Closely spaced reinforcement

The PA procedure is particularly applicable where reinforcement is too closely spaced to permit the use of vibrators, which would be necessary even when high-range water-reducing admixtures are used with conventional concrete. Because the coarse aggregate is inert, it may be placed as forms are erected around the reinforcement while access is still possible. When the preceding is in place, the member may be grouted into a monolithic unit of PA concrete.

1.9—Heavyweight (high-density) concrete

By preplacing heavyweight coarse aggregate the hazard of segregation can be avoided. An example is shown in Fig. 5. Heavyweight fine aggregate can also be used in the grout. Work and materials in this field are described by Tirpak,[12] Davis,[6] and Narrow.[13] See also ACI 304.3R.

mixtures must meet the requirements of ASTM C 260 to provide freezing and thawing resistance.[10] The user must remember, however, that the total air in the hardened grout will be the sum of that contributed by the air-entraining admixture and by the hydrogen generated by the aluminum powder in the grout fluidifier. If the total is sufficient to affect strength adversely, mixture proportions may have to be adjusted, but the air content must be adequate to insure durability.

2.5.3 *Calcium chloride*—Calcium chloride must meet the requirements of ASTM D 98 and has been used occasionally to promote early strength development. When used in excess of 1 percent, however, this admixture depresses the expansive action of grout fluidifier. Pretesting of the grout for expansion, bleeding, and rate of hardening (ASTM C 953) and testing of the grout in PA concrete at job placing temperatures is advisable.

Where reinforcement is present, the limitations on amounts of calcium chloride and other materials that promote corrosion of steel shall be limited, as advised in ACI 201.2R and 318.

2.5.4 *Chemical admixtures*—Chemical admixtures (ASTM C 494), may be considered for special situations. A Type D, water-reducing and retarding admixture (calcium lignosulfonate) has been used successfully, for example, with a factory-blended "non-shrink" grout to increase fluid stiffening time from 15 min to nearly 60 min. Thorough pretesting of materials to be used in the work is advisable.

2.5.5 *High-range water-reducing admixtures*—High-range water-reducing admixtures (superplasticizers), ASTM C 494 Types F and G, appear to be potentially useful, but no data are available on their use in grout for PA concrete.

2.6—Prepackaged grout products

Prepackaged "non-shrink" grouts of the type used under machine base plates may be used, provided:

1. They can be mixed to the consistency and perform as called for in Section 2.8 of this guide, Grout Mixture Proportioning.
2. The grout remains at suitable consistency for a sufficient period of time to permit proper intrusion into the preplaced aggregate.
3. The maximum size of fine aggregate in the preblended material meets the requirements of Table 1.

Some machine base grouts tend to stiffen rapidly. Others are amenable to retardation. Because little data are available on the compatibility of retarders with the ingredients in premixed grouts, premixed grouts not formulated for PA concrete should be used with caution.

2.7—Resinous grout

Two-component epoxy resin grout may be used where high early strength is needed, and where, if cast against concrete, bond strength equal to the strength of the concrete is desired. The optimum formula should be one having a low exothermal potential, low viscosity, and a pot life of at least 30 min. Epoxies produce large amounts of heat as they harden. To prevent steam generation, the preplaced aggregate must be completely dry. Other thermal effects may be alleviated to a greater or lesser extent by limiting thickness, as in surface patches, to approximately 2 in. (50 mm) or by installing piping in massive sections through which water can be circulated to remove heat as it is generated. Cooling the aggregate in place with a compressed or liquid gas, such as nitrogen, may also be helpful.

2.8—Grout mixture proportioning

Grout mixture proportions should be determined in accordance with ASTM C 938 and specified by weight. All weighing and measuring equipment should be calibrated for accuracy and operated within tolerances allowable for conventional practice (ACI 304R).

A partial exception to complete weight proportioning has become accepted trade practice for small and geographically isolated projects. When the size and location of the work preclude the use of on site weigh-batching equipment, volumetric batching has been used. On such projects, mixture proportions are rounded off to whole bags of cement and pozzolan, cubic feet of sand (damp and loose) measured in cubic foot boxes, and gallons of water. A typical mixture for a small routine bridge pier repair job, for example, would be 2:1:3, signifying a mixture containing 2 sacks at 94 lb (43 kg) of cement, 1 bag [70 lb (32 kg)] of fly ash (pozzolan), and 3 ft³ (0.085 m³) of damp sand. An initial mixture is made using 5 gal. (0.019 m³) of water per sack of cementitious material. The mixture is checked by flow cone, and the water in later batches is adjusted to obtain the desired flow consistency, usually 22 ± 2 sec. As the work continues, the flow cone is used to monitor the mixture and control the water-cementitious materials ratio, which may vary with changing moisture content of the sand. Where bag weights differ from those commonly used in the United States, a similar procedure is followed, after making appropriate adjustments to accommodate whole bags of cementing materials.

2.8.1 *Proportioning requirements*—Materials should be proportioned in accordance with ASTM C 938 to produce a grout of required consistency, as indicated elsewhere in this report, which will provide specified strength after injection into PA concrete cylinders (ASTM C 943). For optimal results, bleeding should be less than 0.5 percent, but, in any event, expansion should exceed bleeding at the in-place temperatures. Testing of the grout alone in cubes or cylinders for prediction of strength in PA concrete is not recommended because such testing does not reveal the weakening effect of bleeding. Such testing, however, may provide useful information on the potential of grout mixtures.

2.8.2 *Fine aggregate*—Compressive strength, [illegible]ability,[5,15] and void penetrability requirements l[illegible]e amount of fine aggregate (sand) that can be used in the grout. For PA concrete for use in beams, columns, and thin sections, the ratio of cementitious material to sand

will usually be in the ratio of 1:1 by weight (Grading 1). For massive placements where the minimum nominal size of coarse aggregate is ¾ in. (19 mm), the cement-sand ratio may be increased to 1:1.5. With Grading 3 aggregates and appropriate equipment for pumping the grout, the ratio of cementitious materials to sand may be increased to approximately 1:3.

2.8.3 *Cementitious material*—The proportion of pozzolan to portland cement is usually in the range of 20 to 30 percent by weight. The richer mixtures provide strengths of PA concrete comparable to those obtained with conventional concrete of the same proportions of cementitious materials. The leaner mixtures usually provide strengths in 60 to 90 days equal to those obtained at 28 days for conventional concrete[14] with the same proportions of cementitious materials. Pozzolan-to-portland cement ratios have been used which are as high as 40 percent for lean mass concrete and low heat of hydration, and as low as 10 percent for extra high strength concrete. Occasionally, the pozzolan has been omitted entirely.

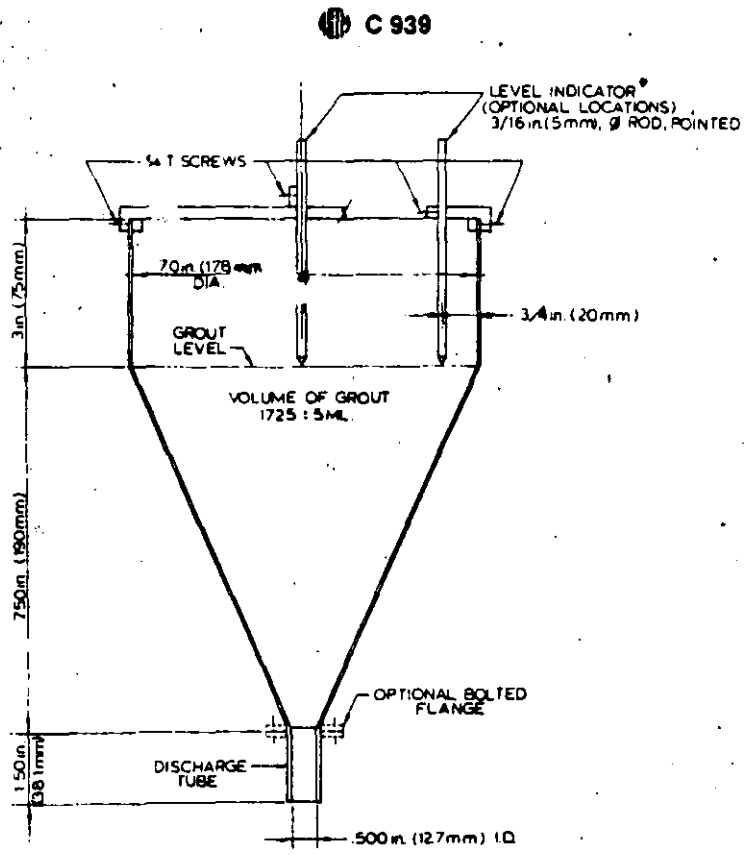
2.8.4 *Consistency of grout*—The flow cone, shown in Fig. 7, is used to determine grout consistency when using fine aggregate with 100 percent passing the No. 8 (2.36 mm) sieve, such as Grading 1 or 2, Table 1. The method of test is given in ASTM C 939. This test consists of pouring 1725 ml of grout into a funnel having a ½ in. (12.7 mm) discharge tube and observing the time of efflux of the grout. The time of efflux for water is 8.0 ± 0.2 sec. For most work, such as walls and structural repairs, grout with a time of efflux of 22 ± 2 sec is usually satisfactory. For massive sections and underwater work where the top size of coarse aggregate is larger, it is practical to use consistencies with a time of efflux ranging from 18 to 26 sec. Where special care was taken in the execution of the work (see Chapter 4, Construction Procedure) and higher strengths were required, grout with times of efflux as high as 35 to 40 sec have been used.

When Grading 3 fine aggregate is used, the flow cone must be replaced by the flow table or some other device to determine a suitable consistency at which the grout will flow adequately through the voids in the coarse aggregate. If the flow table as described in ASTM C 230 is used, a flow of approximately 150 percent, measured after 5 drops in 3 sec, should be suitable to produce a grout which will flow through the voids in the PA.

CHAPTER 3—EQUIPMENT

3.1—Aggregate handling

Coarse aggregate may be handled and placed by any type of equipment that will not cause the aggregate to degrade or segregate excessively as it is moved and deposited. Means that have been used successfully in various situations are described in Section 4.5, Coarse Aggregate Placement.



NOTE—Other means of indicating grout level may be used as long as accurate indication of grout level or volume is obtained.

Fig. 7—Cross section of flow cone (as given in ASTM C 939)

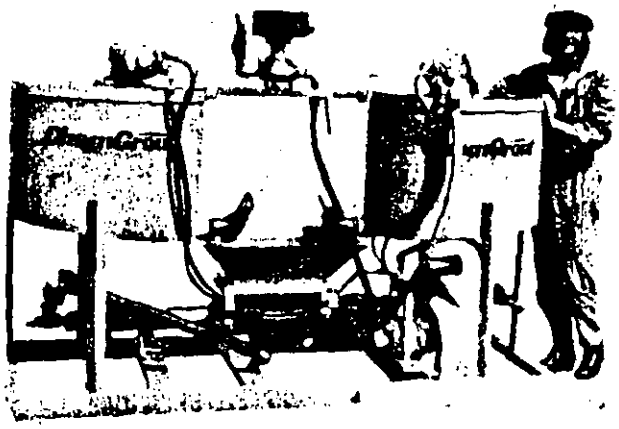


Fig. 8—Double-tub grout mixer and progressive cavity pump, compressed air driven

Fig. 9—Double-tub mixer and Simplex pump in operation. Inspector, left, holds flow cone for checking fluidity of grout

3.2—Grout mixers and pumps

3.2.1 *Mixers*—Vertical-shaft paddle-type, double-tub mixers are commonly used for preparing grout on small jobs. Mixer tubs range in capacity from 6 to 12 ft^3 (0.2 to 0.4 m^3) or more, and operate at 60 to 120 rpm. One tub serves as a mixer while the other acts as an agitator to feed the grout pump until its load is consumed. Although both mixers can be driven from a common shaft using gasoline, electricity, or compressed-air as the power source, individual air motors for each tub are preferable, because this type of power offers simple, separate speed control for each mixer. Commercially available double-tub mixers are shown in Fig. 8 and 9. These combinations have a rated maximum grout output of 2.7 ft^3/min (0.077 m^3/min). For large-volume grout output, horizontal-shaft mixers discharging by gravity into a third agitating mixer have been found suitable. One such plant is shown in Fig. 10. In this instance, cement, fly ash, and fine aggregate were batched at the project's concrete plant and fed to the hoppers over the mixers. Mixer power requirements range from ¼ to ½ hp per ft^3 (0.03 m^3) of capacity.

The pan or turbine-type concrete mixers are well suited for mixing grout, although maintenance of a sufficiently tight seal at the discharge gate can cause problems. Conventional revolving-drum concrete mixers are also useable if the mixing is sufficiently prolonged to assure thorough mixing. The so-called colloidal, or shear mixer, provides extremely high speed first stage mixing of cement and water in a close-tolerance centrifugal pump followed by mixing of the cement slurry with sand with an open impeller pump. This type of mixer provides a relatively bleed-free mixture, but because of the high energy input, mixing time must be very short to avoid heating up the grout.

Ready-mixed concrete plants are another source of grout, especially where large quantities are needed, provided that transit time to the work site is less than 30 min for a grout mixture that has an acceptable pot life of over 2 hr. Upon arrival, the grout is discharged into an agitator and the transit-mix truck released to return for another batch.

Mixed grout must be passed through a screen before it enters the pump(s). This removes lumps and other objectionable material which can cause pumping difficulty and line blockage and interfere with proper grout flow in the voids in the preplaced aggregate. Screen openings should be approximately ¼ to ⅜ in. (6 to 10 mm). A screen is normally laid over the pump hopper. Retained lumps are raked off frequently. In Fig. 10, mixed grout is fed to the agitator through a rotary screen which automatically drops tramp (oversized) material over the end of the agitator. Power-driven shaker screens have also been used.

3.2.2 *Pumps*—Grout pumps must be of the pos displacement type such as piston, progressive cavity, diaphragm. Centrifugal pumps have been found unsatisfactory except for rapid, low-pressure discharge, as from a high-speed "colloidal" mixer. The pump outlet should be equipped with a bypass connecting the discharge with the pump hopper or agitator to permit continuous or, at least, frequent pump operation during interruptions in grouting. By throttling the bypass, it is also possible to exercise a measure of control on the quantity of grout going to the work. A pressure gage on the grout line in full view of the pump operator is necessary to indicate grouting resistance and possible line blockage.

3.3—Grouting systems

The most reliable grout delivery system consists of a single line from the grout pump directly to an insert (grout) pipe extending into the preplaced aggregate. To provide for continuous grout flow while a connection is changed from one insert to another, a wye fitting may be used in the immediate vicinity of the inserts. The wye should be provided with valves at the inlet and at the two outlets. Grout should be injected through only one leg of the wye at a time. Manifold systems, intended to supply two or more inserts simultaneously, are not advisable, because flow of grout with e coarse aggregate will vary appreciably from in ɔ insert, resulting in uncertain grout distribution and plugged inserts.

It is a good practice to keep the length of the deliv-

ery line from the grout pump to the insert area as short as practicable. The line should be of sufficient diameter to maintain grout velocity in the range of 2 to 4 ft/sec (0.6 to 1.2 m/sec). Velocities that are too low may result in segregation or stiffening of grout, and in line blockage. Velocities that are too high will raise pumping pressure unnecessarily, increase wear, and waste energy.

High-pressure grout hose, having a capacity of 400 lb/in.^{2} (2.8 MPa) or higher, is commonly used for transmission lines from the pump to the point of use. For small work, a 1 in. (25 mm) inside diameter line is sometimes used, but 1¼ or 1½ in. (30 or 40 mm) diameter lines are preferred for distances up to 500 ft (150 m). For longer distances, up to approximately 1000 ft (300 m), a 2 in. (50 mm) diameter line is preferred. Relay agitator-pump combinations are required for longer distances. It is essential that all pipe and hose connections be completely watertight, because any loss of water from grout will cause thickening and probably blockage at the point of leakage. Quick-disconnect couplings are preferred to facilitate rapid pipe clean out. Pipes should be cleaned out at 1 to 4 hr intervals, depending upon the temperature and continuity of the operation.

All valves in the system should be of the type that provide for straight-through, undisturbed flow when open. It is also desirable that they be quick to open and

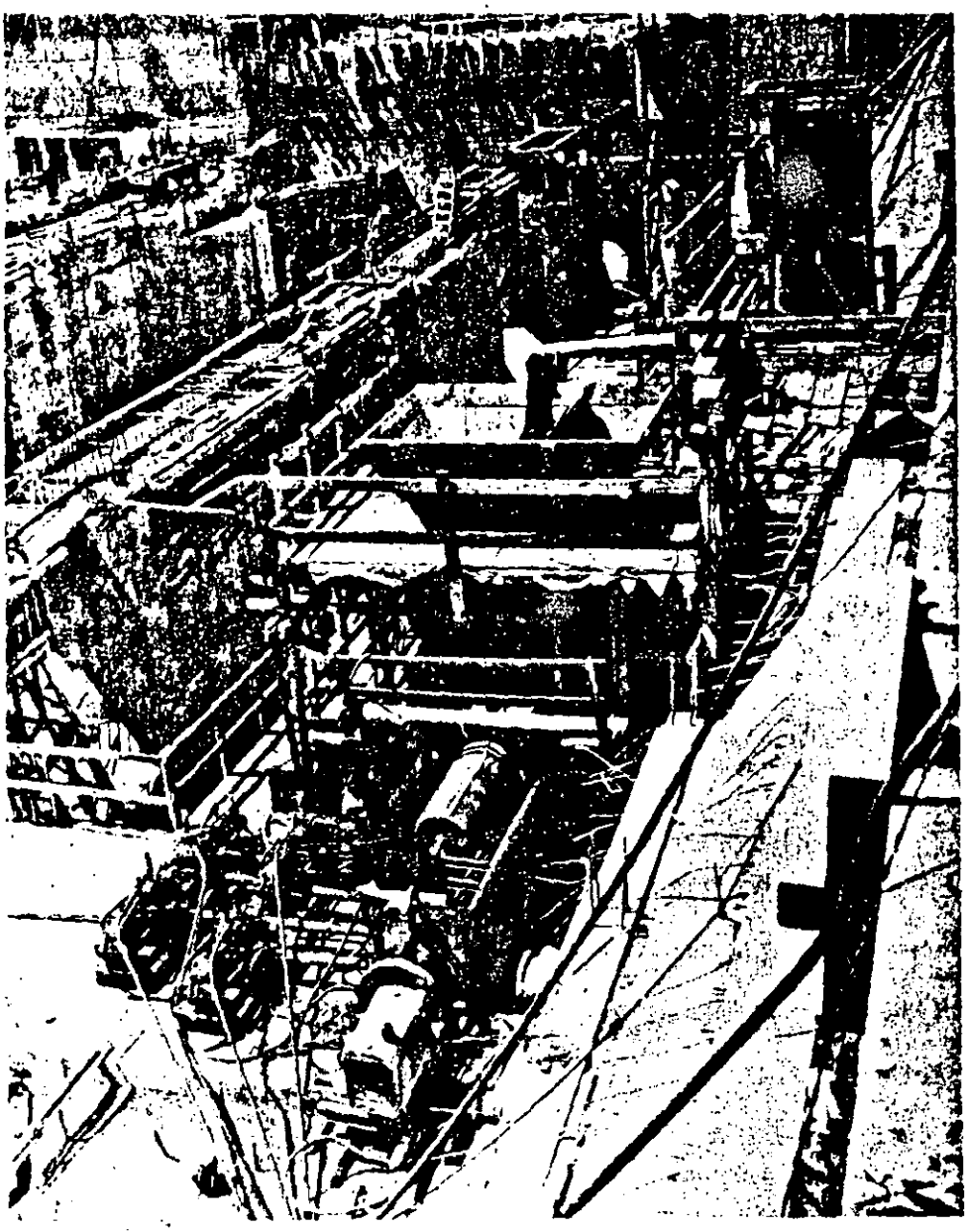


Fig. 10—Mixing and pumping plant at Bull Shoals Dam. Grout materials were dry batched into 4 yd^3 concrete buckets at the conventional concrete plant for transfer to this mixing plant located at rear of powerhouse substructure. Water batcher is above and to the right. Note rotary grout screen and agitator (in lower foreground) from which the battery of four pumps draws the grout

Fig. 11—After damaged concrete has been removed, coarse aggregate is placed as timber forms are erected

Fig. 12—Concrete preparation of an arch rib before removal of deteriorated concrete, McArthur Bridge, Detroit, Michigan

easily disassembled for cleaning. Plug or ball valves, stem-lubricated when over 1 in. (25 mm) diameter, are preferred. Gate valves have been used in emergencies, but their service life is short because grout soon fills and hardens in the lower portion of the gate slot. Globe valves are not recommended in grout lines.

CHAPTER 4—CONSTRUCTION PROCEDURE

4.1—General considerations

Steps to be taken, in the order of execution, for placing PA concrete are as follows:

1. Prepare existing surfaces against which the PA concrete is to be placed.
2. Place reinforcement and install grout (insert) pipes as required.
3. Erect forms.
4. Place coarse aggregate. This step may be coincident with the preceding Steps 2 and 3. Where reinforcement is closely spaced, or placing conditions are difficult for other reasons, or where high lifts of joint-free in-place concrete are desired, it may be advantageous to place the aggregate while access is available.
5. Mix and pump grout into the voids of the preplaced aggregate.
6. Finish and cure as required.

Fig. 13—Concrete of an arch rib ready for erection of forms and placement of coarse aggregate, McArthur Bridge, Detroit, Michigan

4.2—Preparation of concrete surfaces

Existing concrete surfaces to which PA concrete is to establish good bond must be thoroughly cleaned and all deteriorated or honeycombed concrete removed. Fig. 11 shows a properly prepared surface after removal of honeycomb from a newly placed column in a turbine stand. Note that coarse aggregate is being placed as the forms are erected.

To repair surface defects, the concrete should be removed to reach sound concrete. In addition, a space not less than four times the maximum size aggregate should be provided behind any existing reinforcin steel, or where new reinforcing is to be added. Fig. and 13 show concrete removed from an arch rib of the McArthur Bridge in Detroit, meeting all three of these conditions.

4.3—Grout inserts, sounding wells, and vent pipes

4.3.1 *Grout insert pipes*—For the usual structural concrete, pipes used for injecting grout into the preplaced aggregate are normally ¾ to 1¼ in. (20 to 30 mm) diameter, Schedule 40 pipe. For mass concrete, up to 1½ in. (40 mm) diameter, Schedule 40 pipe is used. The grout insert pipes should extend vertically to within 6 in. (150 mm) of the bottom of the preplaced aggregate or they may extend horizontally through the formwork at different elevations. Occasionally they are set at an angle to permit injection of grout around embedded items or into restricted areas. Insert pipes should be withdrawn during injection in such a way that the end remains at all times a minimum of 1 ft (0.3 m) below the grout surface. Where inserts are required for use in depths of aggregate exceeding approximately 50 ft (15 m), flush-coupled Schedule 120 pipe or flush-coupled casing is recommended. For very deep placements, such as caissons in deep water, additional pipe inserts may be required. For example, a 1 in. (25 mm) pipe may placed within a 2 in. (50 mm) pipe to grout eleva 100 to 50 ft (30 to 15 m) and 50 to 0 ft (15 to 0 m), spectively. A pipe extending to a depth of 100 ft or more in preplaced aggregate may be difficult to with-

draw because of the friction. To alleviate this on the Mackinac Straits Bridge piers, a 1 in. pipe was placed to the full depth, then a larger pipe was slipped over it to about half the depth.

The spacing of insert pipes will range from 4 to 12 ft (1.2 to 3.7 m) with 5 or 6 ft (1.5 or 1.8 m) spacing commonly used. As a conservative guide for the layout of insert pipes, it can be assumed that the grout surface will take a 1:4 slope in dry locations and 1:6 under water. On work being served by several pumps, inserts should be tagged with a number or other code to identify the insert being served by each pump.

Insert pipes are normally located and supported to permit withdrawal during grout injection and extraction from the aggregate after injection is complete. Straight pipes are preferable since they may be cleaned by rodding if they become obstructed. If it is necessary to place nonremovable grout pipes such as those curved beneath an embedment, extra pipes should be placed in the event that some become obstructed. These pipes may also serve as vent pipes (see Section 4.3.3).

The grouting of surface repairs and thin walls up to about 18 in. (460 mm) thick may also be accomplished through pipe nipples screwed into holes in the forms or into flanges attached to the forms over the holes. Spacing of these injection points will vary from as little as 2 to 3 ft (0.5 to 0.9 m) for sections as thin as 4 in. (100 mm) to 3 to 4 ft (0.9 to 1.5 m) for thicker sections.

4.3.2 *Sounding wells*—When grout is to be injected through vertical insert pipes, sounding wells are installed to provide a means to locate the grout surface. The ratio of sounding wells to insert pipes normally ranges from 1:4 up to 1:10. Sounding wells usually consist of 2 in. (50 mm) thin-wall steel pipe provided with milled (not burned) ½ in. (12 mm) open slots 6 in. long with 12 in. between slots at frequent intervals. Partially rolled, unwelded steel tubing providing a continuous slot has also been used successfully.

4.3.3 *Vent pipes*—Vent pipes must reach areas that are likely to trap air and water as the grout rises in the coarse aggregate. These may be placed before or concurrently with the reinforcement.

4.4—Forms

Forms should be designed and erected in accordance with ACI 347R, keeping in mind that the pressure exerted by the grout is the static head of the grout, which weighs approximately 130 lb/ft³ (2080 kg/m³). Grout pumping pressure is not a factor provided that forms are open at the top, because grout moves through the in-place coarse aggregate so freely that pressure in grout pipes is dissipated within a few pipe diameters of the end of the insert.

For most projects, it has been found conservative to use standard form design tables and assume 10 lb/in.² (0.07 MPa) minimum static grout pressure, approximately equivalent to a 10 ft (3 m) head of grout. For deep, massive placements, such as bridge piers, additional allowance is made for lateral load from the superimposed, ungrouted coarse aggregate. When placing heavyweight concrete, the constant 150 lb/ft³ (2410 kg/m³) in the formulas in ACI 347R should be replaced with the actual anticipated unit weight of the PA concrete.

Form workmanship must be of high quality to prevent leakage. Grout can stop water seepage but cannot be depended upon to stop flow through openings wider than 1/16 in. (1.5 mm). Joints between form panels that do not match perfectly are usually sealed on the inside with self-adhesive tape. Anchor bolts and other penetrations may be tightly fitted through the sheathing or sealed with a ring of mortar applied inside. Where forms lap over concrete or other surfaces, sealing has been effected by placing a strip of compressible plastic or triple-folded cloth, or a strip of mortar in the joint. The use of mastics that do not harden has been found inadvisable because they tend to blow out as the grout rises behind the forms.

Forms constructed of tongue and groove boards are shown in Fig. 11. Plywood cut to fit at the job site is frequently employed on small jobs and wherever tailoring is necessary. Preassembled steel angle and plywood systems have been used successfully on large projects. Precast forms of air-entrained concrete with prepositioned steel anchor dowels tied or welded to the slab reinforcement have been used successfully for refacing large concrete dams.[7] Steel forms, either permanent or temporary, have been used on projects involving nuclear shields.

For underwater pier construction, including the encasement of existing pier bases, steel sheet piling is most frequently used. For deep-water piers where placement of coarse aggregate may be by the intermittent boat load while grout mixing and pumping is continuous, care must be taken to provide adequate internal anchorage for the sheet piling. The reason for this is that after a day or more of pumping, fresh grout is being injected into aggregate well above hardened concrete lower down in the structure. Without sufficient anchorage, the static pressure of the fresh grout may cause deflection of the sheeting. This will permit grout to flow down between the piling and hardened concrete, resulting in further deflection and, possibly, bulging or breaching of the forms.

4.5—Coarse aggregate placement

4.5.1 *Preparation for placement*—Coarse aggregate should be washed and screened to remove dust and dirt, and to eliminate coatings and undersized particles immediately before placement. Washing in the forms should never be attempted because fines will accumulate at the bottom. No amount of flushing will remove such fines which, if present, will produce honeycombed concrete, an unbonded joint, or a poor bottom surface[15]; see ACI 309.2R. If more than one size of aggregate is being used, the sizes may be batched and mixed before final washing and screening, or they may be discharged at proportional rates onto vibrating decks or revolving wash screens.

4.5.2 *Aggregate placement*—Coarse aggregate is

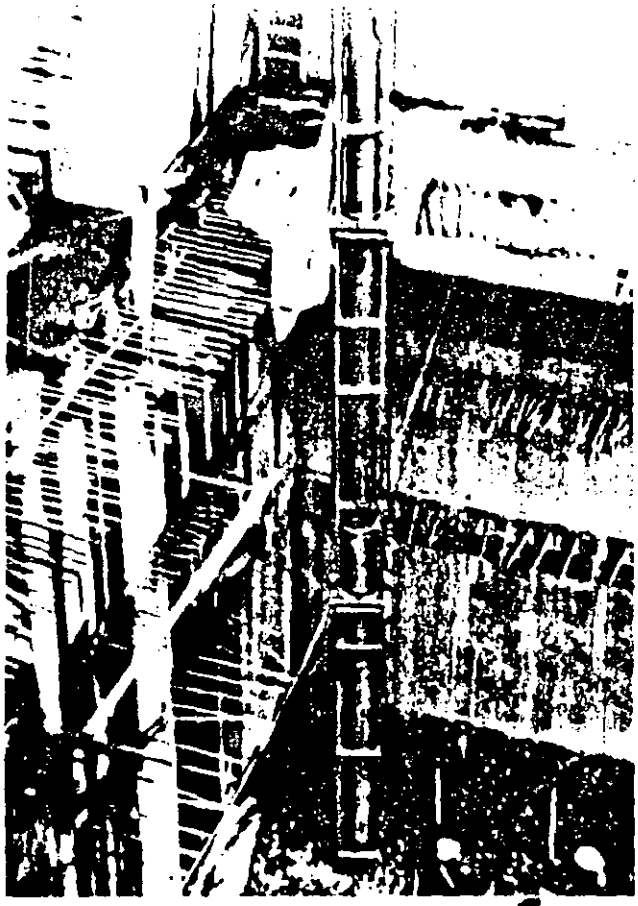


Fig. 14—Flow of coarse aggregate through [illegible] ie pipe for embedment of draft tubes was controlled by keeping lower end slightly below surface of stone already deposited. Placing was controlled by cables attached to the pipe. Washed aggregate was delivered by 10-ton dump trucks into a hopper attached to a pipe at an accessible deck level 50 ft (15 m) above deposition level, Tumut III Pumped Storage Hydro Plant, Snowy Mountains Project, Australia

commonly conveyed to the forms in concrete buckets, dump trucks, and/or conveyors. Where the drop is over 5 ft, tremies or other means should be used to minimize segregation and breakage. A steel pipe having a diameter at least four times the maximum aggregate size has been used for lowering aggregate from 50 ft (15 m), as shown in Fig. 14, to 1000 ft (300 m) at the Kemano penstock.[16] In Fig. 14, with the bottom end on the floor, the pipe was filled with aggregate, then maintained full as it was slowly raised. The rate of aggregate flow was controlled by keeping the lower end slightly into the mound of discharged material. Horizontal movement of the pipe was effected by ropes attached to the pipe. Where it is impractical to withdraw the pipe, as at Kemano, sections may be burned off as needed to permit the aggregate to flow. Aggregate has also been blown into place. Aggregate for tunnel liners has been blown into place with large volumes of air in a pipe 6 in. (150 mm) or larger. A turbine blower provided air at approximately 3 psi (0.02 MPa).

Where coarse aggregate is being placed through water, as in bridge piers, it may be dropped directly into the water from self-unloading ships or clamshell buckets, as shown in Fig. 15 and 16, or from bottom dump barges. The terminal velocity of aggregate falling through water is low enough to avoid particle breakage, and segregation from differential falling rates is negligible for the size ranges used.

There is little to be gained from attempts to consolidate the coarse aggregate in place by rodding or vibration. However, rodding and compressed air lances are frequently used to place aggregate in congested reinforcement and in overhead repair areas (as in Fig. 17). Lances are typically ½ in. (13 mm) pipes attached to air lines, as illustrated in Fig. 18. Expanded metal lath can be used to retain aggregate some 3 in. (75 mm) from the face; the remaining space is filled with aggregate as the

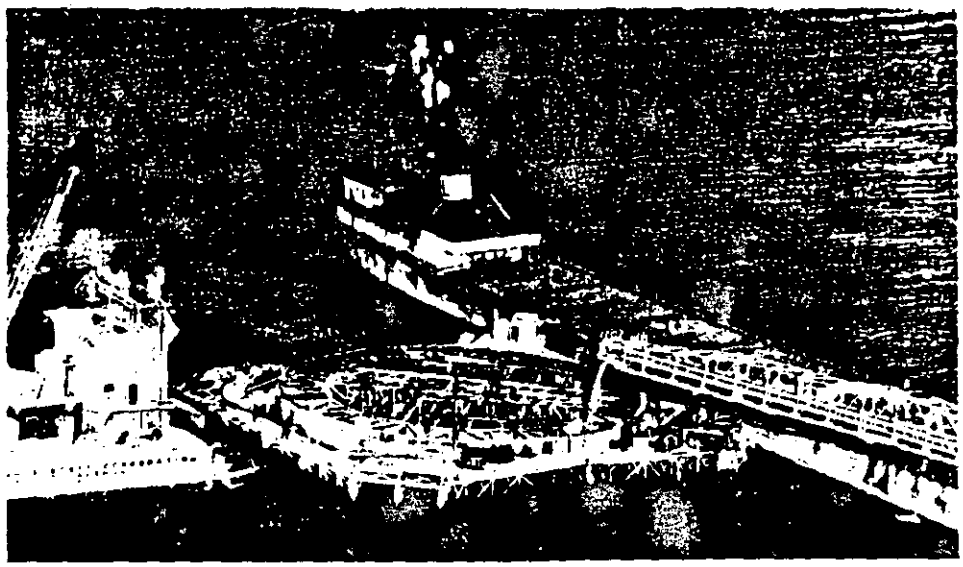


Fig. 15—Most of the coarse aggregate for 500,000 yd³ (383,000 m³) of PA concrete in 34 piers of the Mackinac Bridge was placed from self-unloading boats at approximately 2000 t/hr (1815 Mg/hr). Water as much as 200 ft (60 m) deep in the forms cushioned the fall and chilled the stone to 40 to 45 F (4.4 to 7.2 C). Grout was mixed and pumped from semi-automatic plant on left

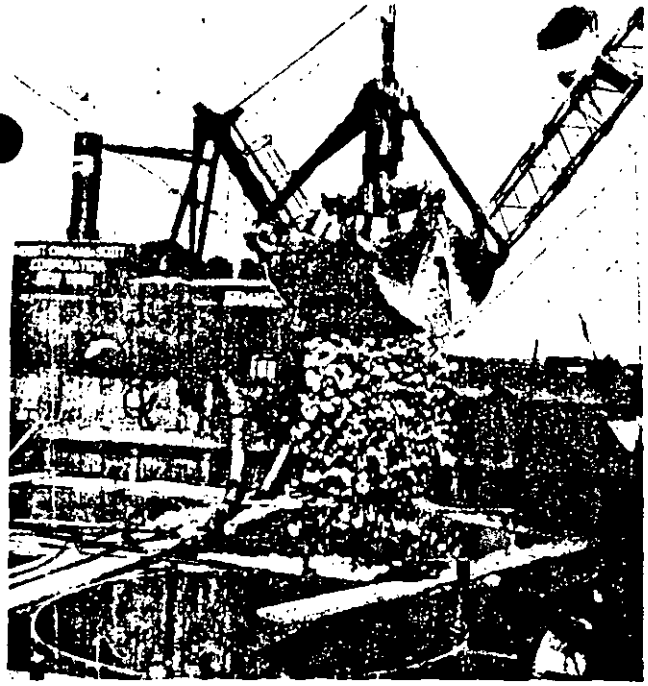


Fig. 16—Coarse aggregate being deposited by clamshell from barge for Mackinac Bridge pier located in shallow water. Grout pipes with upper ends protected are supported by short sleeves welded to the caisson shells

forms are erected. Around closely spaced piping, reinforcement, and penetrations, as in some nuclear shielding situations,[12,13] hand placement of coarse aggregate be required (Fig. 5).

—Contamination

In underwater construction where organic contamination is known or suspected to exist, the water should be sampled and tested to determine the rate of sludge buildup on immersed aggregate and its possible influence on the quality of the concrete. Normally, where unexpected pollution is present, the aggregate may be safely grouted within a day or two after placement. If contaminants are present in such quantity or of such character that the harmful effects cannot be eliminated or controlled, or if the construction schedule imposes a long delay between aggregate placement and grout injection, the PA concrete process should not be used. In clean water, coarse aggregate has been allowed to remain in situ for approximately 6 months before the grouting operation without apparent adverse results.[17]

4.7—Grout injection

4.7.1 *Mixing procedure*—The standard batching order of grout materials into the mixer is water, grout fluidifier, cementitious materials, and fine aggregate as stated in the Standard Practice for Concrete, Department of the Army.[3] The fluidifier should be added with the water to help achieve good distribution of the grout ingredients. If additional retardation is desired, as in hot weather situations, the fluidifier may be after the cementitious materials have been mixing for a few minutes.

4.7.2 *Preparation*—At the time the coarse aggregate is grouted, it and any existing concrete surfaces must be

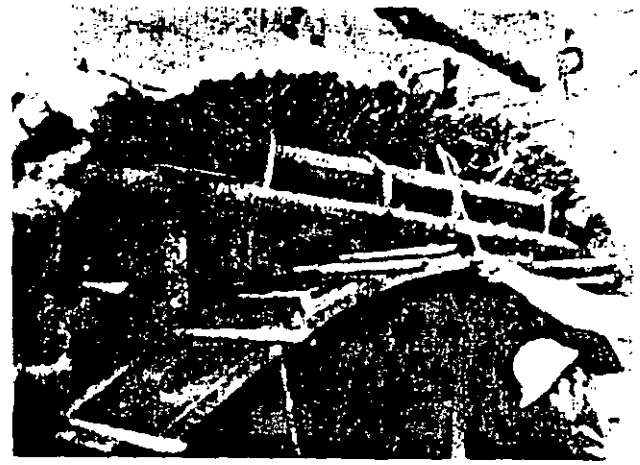


Fig. 17—Space over an equipment hatch in a nuclear containment structure. Cable ducts are shown at left. Additional reinforcement will be added

Fig. 18—Using air lance to place aggregate at rear of cavity and behind cable ducts

in a saturated condition. If the placement is not under water, it is a good practice to insure saturation of the aggregate, as well as to check the forms for excessive leakage, by filling the forms with water. Injection should be through the insert pipes so that the water rises gently through the aggregate. If the aggregate or concrete is internally dry, it is advisable to maintain the ponding for at least 12 hr. After saturation, the water may be drained by pumping from inserts of through holes near the bottom of the forms. If the aggregate was saturated and surface wet at time of placement and only the upper 12 in. (300 mm) or so have dried out, this area may be dampened by application of a gentle fog spray. Before starting to mix and pump grout, it is advisable to disconnect grout hoses from inserts or from inlet points and flush the grout lines with water. Grout pumped through a dry hose or pipe will often clog as mixture water is absorbed from the grout by a dry surface. Excess water should be cleared from the pumps and lines to the extent feasible.

At the start of grouting, with the grout lines disconnected at the insert ends, grout should be pumped and

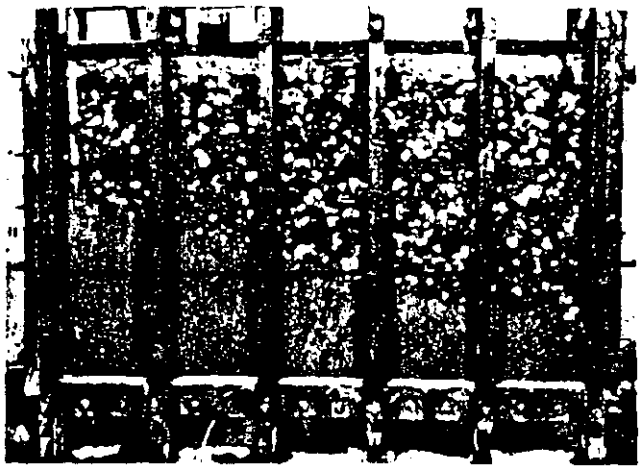


Fig. 19—Grout displaces water cleanly in glass-faced form and takes natural slope of approximately 1:5 in ½ in. (13 mm) minimum size aggregate

wasted until grout exiting the line is the same uniform consistency as that being discharged from the mixer. Connection may then be made to the insert and injection into the preplaced aggregate started. The rate of pumping should be slow for the first few minutes to allow buildup of a mound of grout at the discharge point in the aggregate.

4.7.3 *Grouting procedure*—There are essentially two basic patterns for grout injection, the horizontal layer and the advancing slope. With both systems, grouting should start from the lowest point in the form.

In the horizontal layer method, grout is injected through an insert pipe to raise the grout until it flows from the next insert hole 3 to 4 ft (0.9 to 1.25 m) above the point of injection. Grout is then introduced into the next horizontally adjacent hole, 4 to 5 ft (1.25 to 1.5 m) away, and the procedure repeated sequentially until a layer of coarse aggregate is grouted. This procedure is repeated in successive layers of aggregate until all of the aggregate in the form has been grouted. After each injection, the insert is withdrawn until the lower end of the insert is a minimum of 1 ft (0.3 m) below the grout surface. When injecting through ports in the forms or through horizontal inserts, grouting should be continuous through the injection point until grout flows from the second higher injection point above. For the next lift of grout, injection should be into the next injection point above that just completed, i.e., well below the actual grout surface.

When the layer procedure is not practical, as in the construction of a thick slab having plan dimensions relatively large compared to depth, the advancing slope method of grout injection is used. In this procedure, intrusion is started at one end of the form and pumping continued through the first row of inserts until grout appears at the surface or is at least 1 ft (0.3 m) deep at the next row of inserts. The slope is advanced by pumping successive rows of inserts until the entire slab has been grouted. The natural slope of 22 sec (flow cone) grout in ¾ in. (19 mm) nominal *minimum* size coarse aggregate will be approximately 1:10 in a submerged slab and may be as steep as 1:5 in a "dry" slab. The grout displaces water cleanly. Fig. 19 shows a glass-faced form filled with ½ in. (13 mm) nominal *minimum* size aggregate.

When the grout contains pozzolan, the stiffening time of the grout will usually be long enough to allow insert pipes to stand full between injections for one to several hours, depending on mixture proportions and temperatures. It has been found desirable to rod out pipes that have been idle for some time before restarting grout injection. Insert pipes must not be cleaned by flushing water through them, especially when the lower end of the pipe is below the grout surface, since this will cause severe segregation of sand and an increased water-cementitious material ratio in the vicinity of the end of the pipe.

It is important that the rate of grout rise within the aggregate be controlled to eliminate cascading of grout and to avoid form pressures greater than those for which the forms were designed. Normally, a rate of grout rise of 2 ft/min (0.6 m/min) or less will assure against cascading. As noted in Section 4.4, Form Design, pressure from grout is that of the fluid head of grout above the point under consideration. An arbitrary rule used by some field engineers is that at 70 F (21 C), grout in preplaced aggregate stiffens sufficiently in 4 hr to resist superimposed pressures of up to 5 lb/in.^{2} (0.03 MPa), which is approximately equivalent to 5 ft (1.5 m) of fluid grout.

Normal injection rates through a given insert va from less than 1 ft^3/min (0.03 m^3/min) to over ft^3/min (0.11 m^3/min). For a particular application, the injection rate will depend on form configuration, aggregate grading, and grout fluidity. When grouting around embedded items, particularly under large, flat surfaces or under recessed areas, it is essential that provision be made for venting entrapped air and water. Grouting should be continued until good quality grout is returned from the vent pipes, thereby indicating completeness of grout injection. Low-frequency, high-amplitude external vibration of forms at or just below the grout surface will permit grout to cover aggregate-to-form contacts, thereby providing an excellent, smooth surface appearance. Excessive form vibration will encourage bleeding, and usually causes sand-streaking from the upward movement of bleed water. Internal vibration serves no useful purpose and should be avoided except for short bursts to level the grout between inserts for topping out purposes.

4.7.4 *Grout surface determination*—The grout surface within a mass of preplaced aggregate may be located by observing seepage of milky-appearing water or grout from cracks, joints, small drilled holes, or injection points in forms.

Where the aggregate is being grouted through vertical insert pipes, sounding wells (described in Se 4.3.2) are used. The sounding line is usually equi with a 1 in. (25 mm) diameter float so weighted as to sink through water yet float on the grout. An electronic system, replacing the sounding line and register-

ing grout locations continuously on graphs at the pumping plant, was devised for the Honshu-Shikoku bridge piers in Japan. Details for this system are not available.

4.8—Joint construction

Cold joints are formed within the mass of preplaced aggregate when pumping is stopped for longer than the time it takes the grout to harden. When delays occur, the insert pipes should be pulled just above the grout surface before the grout stiffens, and then rodded clear. To resume pumping, the pipes should be worked back to near contact with the hardened grout surface and then the pumping resumed slowly for a few minutes to create a mound of grout around the end of the pipe. Because the coarse aggregate pieces cross this joint, bond and shear strengths in most cases will be unaffected. However, if the grout bleeds excessively, some laitance may collect on the grout surface portion of the joint and weaken tensile bond.

Construction joints may be formed in the same manner by stopping the grout rise approximately 12 in. (300 mm) below the aggregate surface. Dirt and debris must be prevented from collecting on the exposed aggregate surface or filtering down to the grout surface.

If construction joints are made by bringing the grout up to the surface of the coarse aggregate, the surface should be green-cut (i.e., water- or sandblasted after the grout has set but not appreciably hardened) to provide a [illegible], rough surface for the grout in the next lift.

4.9—Finishing

The grout injection rate is usually slowed down when topping out to avoid lifting or dislodging the surface aggregate.[5] Coarse aggregate at or near the surface that tends to float on the upward moving grout may be restrained by a wire screen held in place with a few light beams or weights. The screen is removed before finishing.

When a screened or trowelled finish is required, grout should be brought up to flood the aggregate surface. Diluted grout should be removed. A thin layer of pea gravel or ⅜ to ½ in. (9 to 13 mm) crushed aggregate is then worked into the surface by raking and tamping. When the surface has stiffened sufficiently, it may be screened, floated, and/or trowelled as required. Occasionally, a PA concrete surface has been left 3 to 6 in. (7.5 to 15 cm) below grade and later topped off with conventional concrete.

4.10—Curing

PA concrete should be cured in the same manner as conventional concrete, i.e., in accordance with ACI 308. Where the cementitious material includes pozzolan, impermeability and strength will be improved if cu[illegible]ne is extended.

CHAPTER 5—TEMPERATURE CONTROL

Temperature rise in PA concrete resulting from the heat of hydration, and the peak temperature attained by the concrete in place may be limited by one or more of the procedures described in the following sections. Some information on temperature control measures can also be found in ACI 207.4R.

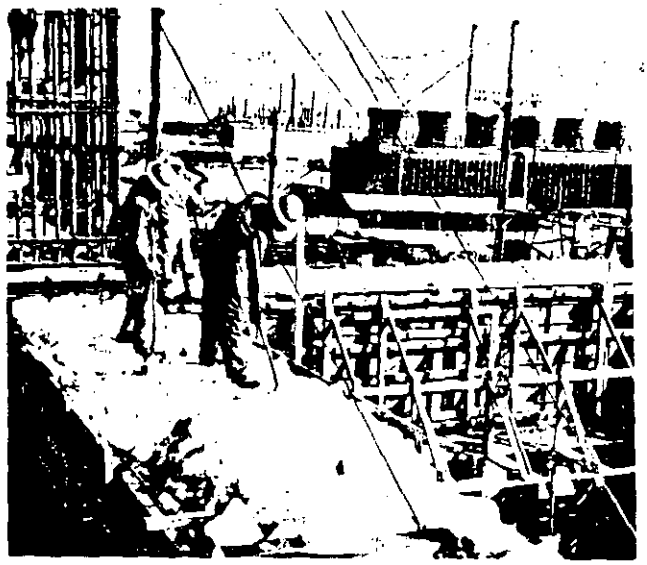


Fig. 20—Cooling of in-place coarse aggregate with shaved ice prior to grouting

5.1—Grout mixture proportioning

As with conventional concrete, heat of hydration is related to the type and amount of portland cement and other cementitious materials in the mixture. The temperature rise depends upon the amount and rate of heat released. The amount of heat can obviously be minimized by using a moderate or low heat of hydration cement and a mixture as lean as possible consistent with design requirements. If early strengths are not required, as in many massive structures where 90 day strength results are acceptable, high proportions of fly ash or pozzolan may be considered. The slower rate of strength gain results in slower heat release and additional time for heat dissipation.

5.2—Chilling coarse aggregate in place

Chilling occurs whenever the aggregate is deposited in cold water, as in bridge piers and other marine installations. For structures above water, the in-place aggregate may be cooled by circulating chilled water, introduced at the bottom of the forms and drawn off at the top, until the desired aggregate temperature is obtained. In-place aggregate may also be cooled by spreading crushed or shaved ice on top, as shown in Fig. 20. This procedure, which allows cold air to settle through the voids in the aggregate mass and cold water to trickle down from the melting ice, has been found effective but time consuming.[16] Cooling the aggregate with liquid nitrogen has been reported to have been successful, but no details of such use are available.

5.3—Chilling aggregate before placement

Because of the time delay between aggregate place-

ment and grout injection, cooling of the aggregate before placement in the forms is not recommended.

5.4—Chilling the grout

Cold mixing water may be used to reduce the temperature of grout, but this method is relatively ineffective unless the dry materials have also been cooled by low temperature storage.

An effective procedure, especially during warm weather, is the substitution of shaved ice for a portion of the mix water. It takes 1 BTU to raise 1 lb of water 1 F (1 cal/g/C), while 143 BTU are absorbed by 1 lb of ice (80 cal/g) in melting. Using shaved ice, grout temperatures of 40 F (4.5 C) have been obtained. Precaution should be exercised when using ice to insure that mixing continues until all ice particles are melted before the grout is pumped. This is important when minimum grout temperatures are being sought and especially so if crushed ice is substituted for shaved ice. Trial mixtures to determine the amount of ice substitution and the extension of mixing time, if any, are advisable. Chilling may also increase the fluidity of the grout sufficiently to permit some reduction in total mixing water.

5.5—Cold weather placement

The precautions and limiting conditions stated in ACI 306R should be observed. There are a few additional precautions peculiar to PA concrete. For the grout fluidifier to expand properly, the temperature of the grout should not fall below 40 F (4.4 C). If the coarse aggregate or concrete substrate is cold but not below 32 F (0 C), the grout may be heated by using warmed ingredients. Grout temperatures above 50 F (10 C) in monolithic PA concrete, or 60 F (15 C) in patches where cold base concrete will act as a heat sink, may be used to provide a suitable in-place temperature without causing an undue rise in temperature from the heat of hydration. Occasionally, where repair work had to proceed in severely cold weather, entire piers or structures have been enclosed and heated to insure that base concrete temperatures were above the freezing point. This practice also protects the new PA concrete after placement.

CHAPTER 6—QUALITY ASSURANCE AND CONTROL

6.1—Quality assurance

To assure quality work:

1. Determine that the contractor has had experience in making PA concrete. If not, he should demonstrate capability by making two or three small test sections or blocks. The laboratory should practice their procedures at the same time.

2. Check materials reports for acceptability as is done for conventional concrete.

3. Check mixing and pumping equipment. Outlet gates should be watertight to prevent leakage of batch water during the batching process. It is advisable to insure that both mixers and pumps are in good working condition before starting the first batch. Where cold joints must be avoided, standby equipment in proven working condition should be provided at the work site, ready for hook up within 15 to 30 min. Although a skilled operator can usually tell when pumping pressures are rising, a pressure gage at the pump outlet is recommended.

4. See that quality control is being exercised during the course of the work.

6.2—Quality control

Quality control of both materials and workmanship should be exercised in accordance with appropriate ACI and ASTM standards.

6.2.1 *Prior to placement*—Selection of materials meeting specification requirements should be done in advance of the start of placement. It is advisable to prepare and test grout mixtures for consistency, bleeding, and expansion. When time permits, strength tests of cubes (ASTM C 942) may be made for a preliminary indication of performance. However, it should be noted that the strength of grout determined from testing cubes may bear little relationship to the strength of PA concrete made with the same grout. The reason for this is that cube or cylinder testing does not reveal the weakening effect of excessive bleeding of the grout within the preplaced aggregate, nor does it account for the restraining effect on the expansion of the gas bubbles. The next step is the preparation of PA concrete cylinders (ASTM C 943). Usually six test specimens are made for testing, three each at 7 and 28 days age. F work where materials savings are a factor or where leanest practicable mixture is desired to minimize temperature rise, a series of mixtures may be prepared and tested simultaneously.

6.2.2 *During placement*—Particular attention should be given to the following items:

6.2.2.1 *Coarse aggregates*—This material should be checked frequently as it is being placed in the forms to assure that it is free of undersize particles and coatings. The use of dirty aggregate to which grout cannot bond will result in weakened concrete.

6.2.2.2 *Fine aggregate*—Fine aggregate that is not graded as specified in Table 1 may cause excessive bleeding which, in turn, will reduce strength. Oversize particles can cause problems with the valving systems of most piston pumps as well as clog the void spaces to be filled in the preplaced aggregate. Occasional pieces of tramp material will be retained on the grout screen, but excessive quantities lead to wasted material.

The free moisture content of the fine aggregate should be determined before the start and during the work and adjustments made to the amount of batching water required to satisfy the specified water-cementitious material ratio.

6.2.2.3 *Grout mixture control*—The accuracy of job-site batching of grout materials is most easily checked by use of the flow cone described in ASTM C 939. Flow cone measurements should be made on successive batches of grout from each mixer until fluidity is consistent within allowable limits, usually plus

or minus 2 sec. Thereafter, random flow testing at 5 to 10 batch intervals is generally considered adequate. Consistency adjustments, when necessary, are made in two steps; first, by varying the amount of mixture water within allowable water-cementitious material ratios, then by adjusting the cementitious materials.

6.2.2.4 *Strength tests*—Strengths should be determined from PA concrete cylinders made at the work site, preferably in the vicinity of the grout mixing and pumping plant, using grout diverted from the pump(s). The procedure is similar to that description in ASTM C 943 (a laboratory practice), except for the following: (1) casting temperatures are those at the work site, and (2) the cylinders are protected and left undisturbed where cast for at least 24 hr before stripping (longer where strength gain is retarded by low temperatures or the pozzolan content of the grout). After stripping, the cylinders are carefully transported to a laboratory for completion of curing and testing, or protected and cured in situ if the effects of job-curing conditions are to be measured. On occasion, grout has been withdrawn from the mixer or agitator as it is being fed to the pumps and taken in containers to a field laboratory for the preparation of cylinders. In such cases, the grout should be pumped into the cylinders within about 15 min of the time when it is withdrawn.

If cores are desired for strength testing, they should be taken and tested in accordance with ASTM C 42. It has been shown that properly made PA cylinders bear close relationship to cores taken from the PA concrete in place, as indicated in Fig. 7.11 of ACI 304R.

CHAPTER 7—CONCLUSION

7.1—Economics

Whether PA concrete construction costs more or less than concrete that is conventionally mixed and placed depends on each situation; however, some general comments can be made. For PA concrete, some 60 percent of the material—the coarse aggregate—is placed directly in the forms. Only 40 percent—the cementitious material, fine aggregate, admixtures, and water—goes through a mixing and pumping procedure. Therefore, PA concrete has or may have a cost advantage where coarse aggregate is readily placeable in the forms. Favorable situations include open-water structures accessible to self-unloading craft, clamshell unloading from barges, or bottom-dump barges. The same applies to land-based structures into which the aggregate may be deposited by bulk handling equipment.

Since coarse aggregate grading is not critical, except for the minimum particle size, it is occasionally feasible to process aggregate as it is being excavated, and place it in the forms immediately. Then the grout can be mixed and pumped from a convenient location. In deep [illegible] in South Africa, for example, forms for lining chambers were filled with hand selected rock from a nearby heading. Grout was mixed at the top of a nearby shaft, dropped 2500 to 3000 ft (760 to 915 m) through a 1½ in. (38 mm) pipe into an agitator, and then pumped varying distances to the forms. This method was an economical solution which did not interfere with the elevators that were needed for normal mine operations. In bridge pier encasements, it is often difficult and/or expensive to dewater or maintain a dewatered condition within the form or cofferdam when dewatering is required for inspection and preparation. Inward water leakage during concrete placement, whether from the bottom or through the forms, will damage the concrete. When the PA concrete method is employed, the forms may be flooded on completion of the preparatory work and filled with coarse aggregate. Then, when the grout is pumped, any water leakage that does occur will be outward.

For column, beam, and surface repairs, the PA concrete method is commonly more expensive than conventionally or pneumatically placed concrete because forms must be tighter and because PA concrete placement requires two operations. It is up to the engineer and the owner to decide whether the bond, durability, or other properties of the PA concrete in place are worth the added cost.

With respect to heavyweight concrete for nuclear biological shielding, the Oak Ridge National Laboratory[12] has stated that wherever there is adequate space for placing low-slump concrete, conventionally mixed and placed concrete should generally be used, but where embedded items require higher slump which may result in segregation, the PA method should be considered. The reader should refer to ACI 304.3R when attempting to compare costs.

In the case of large monolithic placements, the economics will depend largely on the location of the work with respect to the supply of concrete and on design considerations. Where large, thick slabs are required and an adequate supply of conventional concrete is available, standard placement will normally be used. If ready-mixed concrete is not available, the PA method may be less costly than constructing a plant for concrete on site. Moreover, if the slab is heavily reinforced top and bottom, positioning the reinforcing bars on the coarse aggregate as it is placed may be more economical than supporting the bars above the ground. Vertical placements of PA concrete such as those at Barker Dam (mentioned earlier in this report) may also be relatively economical and the only practical method for accomplishing the work.

There are placement situations where factors other than cost may dictate the PA construction method. One such situation was where the steel reinforcing bars were so closely spaced that vibrators could not be inserted or withdrawn. This precluded the use of high-slump concrete. PA concrete or non-shrink grout were the only alternatives. In addition, the non-shrink grout posed a heat of hydration problem that was unacceptable, so PA concrete was selected as the method used.

7.2—Closure

The PA method of placing concrete has been used in a wide variety of applications over the past 45 years. In

some places, the method was by far the most economical. In others, favorable properties were the principal reasons for its use.

CHAPTER 8—REFERENCES

8.1—Specified and/or recommended references

The documents of the various standards-producing organizations referred to in this document are listed with their serial designation.

American Concrete Institute

116R Cement and Concrete Terminology
201.2R Guide to Durable Concrete
207.4R Cooling and Insulating Systems for Mass Concrete
304R Guide for Measuring, Mixing, Transporting and Placing Concrete
304.3R Heavyweight Concrete: Measuring, Mixing, Transporting and Placing
306R Cold Weather Concreting
308 Standard Practice for Curing Concrete
309.2R Identification and Control of Consolidation-Related Defects in Formed Concrete
318 Building Code Requirements for Reinforced Concrete
347R Guide for Formwork for Concrete

ASTM

C 33 Specification for Concrete Aggregate
C 42 Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete
C 150 Specification for Portland Cement
C 230 Specification for Flow Table for Use in Tests of Hydraulic Cement
C 260 Specification for Air-Entraining Admixtures for Concrete
C 494 Specification for Chemical Admixtures for Concrete
C 595 Specification for Blended Hydraulic Cements
C 618 Specification for Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use as a Mineral Admixture in Portland Cement Concrete
C 937 Specification for Grout Fluidifier for Preplaced-Aggregate Concrete
C 938 Practice for Proportioning Grout Mixtures for Preplaced-Aggregate Concrete
C 939 Test Method for Flow of Grout for Preplaced-Aggregate Concrete (Flow Cone Method)
C 940 Test Method for Expansion and Bleeding of Freshly Mixed Grouts for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory
C 942 Test Method for Compressive Strength of Grouts for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory
C 943 Practice for Making Test Cylinders and Prisms for Determining Strength and Density of Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory
C 953 Test Method for Time of Setting of Grouts for Preplaced-Aggregate Concrete in the Laboratory
D 98 Specification for Calcium Chloride

These publications may be obtained from the following organizations:

American Concrete Institute
P.O. Box 19150
Detroit, MI 48219

ASTM
1916 Race Street
Philadelphia, PA 19103

8.2—Cited references

1. *Concrete Manual*, Eight Edition, U. S. Bureau of Reclamation, Denver, Revised 1981.

2. Keener, Kenneth B., "Erosion Causes Invert Break in Boulder Dam Spillway Tunnel," *Engineering News-Record*, Nov. 18, 1943.

3. "Standard Practice for Concrete (EM 1110-2-2000)," Department of the Army, Office of Chief of Engineers, Washington, D.C., November 1971.

4. Davis, R. E., Jr., and Haltenhoff, C. E., "Mackinac Bridge Pier Construction," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 53, No. 6, Dec. 1956, pp. 581-595.

5. "Investigation of the Suitability of Prepakt for Mass and Reinforced Concrete Structures," *Technical Memorandum* No. 6-330, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Aug. 1954.

6. Davis, Harold E., "High-Density Concrete for Shielding Atomic Energy Plants," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 54, No. 11, May 1958, pp. 965-977.

7. Davis, Raymond E., "Prepakt Method of Concrete Repair," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 57, No. 2, Aug. 1960, pp. 155-17

8. Klein, Alden M., and Crockett, J. H. A., "Design and struction of a Fully Vibration-Controlled Forging Hammer Fou tion," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 49, No. 29, Jan. 1953, pp. 421-444.

9. "Evaluation and Repair of Concrete Structures," EM 1110-2-2002, 25 July 1986, Office, Chief of Engineers, U.S. Army, Washington, D.C.

10. Tynes, W. O., and McDonald, J. E., "Investigation of Resistance of Preplaced-Aggregate Concrete to Freezing and Thawing," *Miscellaneous Paper* C-68-6, U.S. Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, 1968.

11. Civil Works Construction Guide Specification CW-03362, July 1983, "Preplaced Aggregate Concrete," Department of the Army Corps of Engineers, Office of the Chief of Engineers.

12. Tirpak, Edward G., "ORNL-1739, Report on Design and Placement Techniques of Barite Concrete for Reactor Biological Shields," United States Atomic Energy Commission, Technical Information Service, Oak Ridge, May 1954.

13. Narrow, Lewis, "Barite Aggregate and Grout Intrusion Method Used in Shield for Materials Testing Reactor," *Civil Engineering*, May 1954.

14. Tuthill, L. H., "Mineral Admixtures," *Significance of Tests and Properties of Concrete and Concrete-Making Materials*, STP-169B, ASTM, Philadelphia, 1978, Chapter 46.

15. King, John C., "Special Concretes and Mortars," *Handbook of Heavy Construction*, Second Edition, McGraw-Hill Book Company, New York, 1971, Section 22, pp. 22-1- 22-30.

16. Davis, R. E., Jr.; Johnson, G. D.; and Wendell, G. E., "Kemano Penstock Tunnel Liner Backfilled With Prepacked Concrete," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 52, No. 3, Nov. 1955, pp. 287-308.

17. Ciccolella, LCDR J. A., and Gault, Ralph D., "Swe int Light Established," *Engineer's Digest*, United States Coas d, Jan.-Feb. 1949.

18. "Shrinkage Control for Massive Beams, Crushed Ice Melts Through Preplaced Aggregate," *Engineering News-Record*, Dec. 1955.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION 1992

MODULO II:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Del 29 de junio al 3 de julio

CONCRETO RODILLADO

EMPRESAS

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

(Continued from page 5)

required; in the dry season it will be necessary two or three times a month. Large volumes of abrasive siliceous alluvium will pass through the dam's central spillway, and a high strength concrete lining is therefore being provided.

An additional complication for the project has been access to the remote site. About 130 km of roads and tracks have been excavated in the steep and weathered banks of the river. The region is prone to frequent landslides, and roads to the site have often been blocked for several days, causing difficulties for both personnel and equipment.

Despite these problems the project is almost on schedule, with completion scheduled for July 1994.

A full description of the scheme, including an update on progress at the site, will be published in our October issue.

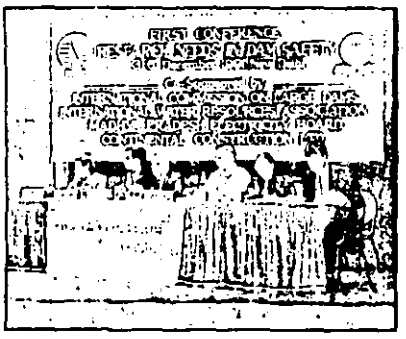
Research needs in dam safety

Thirteen recommendations were made following four days of discussions at the First Conference on Research Needs in Dam Safety, which took place in New Delhi, India, in December 1991. The conference was organized by the Central Board of Irrigation and Power (CBIP) and the Indian National Committee of ICOLD, and was co-sponsored by ICOLD, the International Water Resources Association, the Madhya Pradesh Electricity Board, and Continental Construction Ltd.

Approximately 220 delegates representing Indian State Irrigation Departments and Electricity Boards, central organizations, research institutes and consultancies, and 30 participants representing 18 other countries met from 3 to 6 December.

The conference was opened by C.V.J. Varma, Member Secretary of the CBIP and Vice President of ICOLD (Asia Region), and a keynote address was given in the introductory session by Dr H.C. Visvesvaraya, Vice-Chancellor of the University of Roorkee. Discussions focused on seven main themes: Foundation problems, seepage and grouting; Fill dams; Concrete and masonry dams; Hydraulics and control structures; Earthquake considerations; Instrumentation; and, Special problems and rehabilitation.

There were also three special lectures: Dr. J-M Crepel, a Manager from Coyne et Bellier, France, gave a paper on new developments in the seismic analysis of dams (written by B. Tardieu, A. Carrère and himself); P. Reiter, Director of Reiter Ltd, Finland, discussed dam break flood hazard analysis; and, Prof. R. Lafitte, Chairman of ICOLD's Committee on Dam Safety, Consulting Engineer and Professor at the Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Switzerland, gave a lecture entitled "Some reflections on dam safety", which covered dam monitoring, emergency concepts, and dam safety in relation to floods.



The panel for the technical session on hydraulics and control structures.

General recommendations which were summarized in the concluding session of the conference, relating to India's dam safety programme, were as follows:

- All relevant agencies should maintain a register of dams under their control, which should record all salient features of the structures.
- Complete records of design, construction and operational behaviour of a dam and reservoir should be maintained during the service life of the scheme; these should include any incident which could have affected the safety of the dam.
- A team comprising representatives of the relevant agencies/departments, the central agency, engineering geologists and user agencies should undertake comprehensive inspections of existing structures every five years.
- Periodic inspections of dams should be made mandatory, with appropriate legislation based on world practice.
- Those responsible for dam surveillance should be kept up to date with regulations and technological advances in dam engineering (in particular in specialized areas).
- Emphasis should be placed on the provision of an adequate training programme for operating personnel.
- Dam safety guidelines/manuals should be prepared, so that the highest degree of safety can be achieved economically.

C.V.J. Varma opening the conference.

- Standards should be prepared for the identification of active faults and for the rationalisation of foundation treatment.
- Design and engineering aspects for the safety assessment of existing dams should be rationalized.
- Encouragement should be given to the development of new materials and repair techniques.
- A nationwide network should be established to identify and correlate the behaviour of dams of similar type. The data should be in a suitable format for comparison with information in other countries.
- In view of the fact that most earth dams in the country are instrumented, programmes for seismic monitoring and research should be co-ordinated by a central agency. It was suggested that a national dam safety agency should be established for this purpose.
- Finally, it was agreed that a conference on research needs in relation to dam safety should take place at least once every three years, to provide for an exchange of experience in this field.

A full report of the technical sessions will appear in our next issue (dam safety (June).

Skoda and Siemens form joint venture

The Power Generation Group (KWU) of Siemens AG, Berlin and Munich, Skoda Koncern Plzen AS, and Skoda Praha AS, have agreed to form a joint venture to serve the powerplant industry.

The agreement, signed in November 1991 in Plzen, is subject to review and authorization by the Czechoslovakian Government.

Tentatively known as Skoda Energy, the joint venture will produce hydroelectric generators, as well as equipment for thermal plants. The company will perform the complete spectrum of services of a power generation supplier, including product development, project engineering, turnkey systems, marketing and service.

Skoda will contribute 33 per cent towards the new company, and Siemens 67 per cent.

Framatome SA, of Paris, France, with whom Siemens formed a nuclear powerplant venture in 1989, will contribute to the Siemens' side of the Skoda Energy joint venture.

Geotechnical equipment companies merge

From 1 January 1992, the operations of Slope Indicator Co. Limited and Longyear UK Limited, both Longyear group companies, have been combined, and the companies continue to trade under the new name of Brainard-Kilman (UK) Limited. This reflects Longyear's commitment to expand its services, as a manufacturer and supplier of equipment for field testing, laboratory testing, exploratory drilling and environmental monitoring to the international geotechnical market, led by its US subsidiary Brainard-Kilman which is based in Atlanta, Georgia, USA.

Brainard Kilman (UK) Limited, will continue to offer Slope Indicator's range of geotechnical instrumentation, installation and drilling services, together with the complete Longyear product line of diamond drilling equipment.

Segredo power pre-purchased

Inpacel, a pulp and paper company, is the first private-sector Brazilian company to pre-purchase energy from Segredo, the hydroelectric plant under construction on the Iguaçu river in Paraná, Brazil. A US$38.8 million contract securing supply for the next 10 years was signed by Inpacel and Copel, the state's power utility.

Iran prepares hydro tenders

Tenders are being prepared for a series of major Iranian hydroelectric schemes. Lahmeyer International of Germany and the local company Moshanir are working on tender documents for the 1000 MW, estimated $1.5 billion, Godar-e-Landar run-of-river station, and for a project to double the capacity of the 1000 MW Shahid Abbaspour plant, which was built by Alsthom of France in 1978. Bids will be invited early next year for the Shahid Abbaspour scheme, and in late 1992 for Godar-e-Landar.

PAKISTAN

Bid invitations are in prospect for contracts relating to the **Kotri barrage rehabilitation project.** The scheme will involve: the replacement of the main barrage gates, the refurbishment of regulator and sub-regulator gates, and the rehabilitation of the barrage road bridge; the fabrication and commissioning of bulkhead gates, and a pontoon for gate installation; concrete remedial work on the main barrage; the replacement of the main barrage gate bridge decking, the raising of head regulator hoist platforms, the repair of sub-regulators, and other related civil works; the raising of dividing walls and the armoring of guide banks; and, the provision of office and residential accommodation, roads and water and electricity supplies at site. Also required will be the supply of vehicles and equipment and the provision of consultancy services for the design and supervision of the works. The scheme will be funded by the Asian Development Bank.

For further details, contact: *Irrigation and Power Department, Government of Sindh, Karachi, Pakistan (Telex: 23738 CSGS PK).*

NORTH YEMEN

Companies have been invited to bid for the **construction of the Hizr water weir** at lower Yafaa.

For further details, contact: *Ministry of Agriculture and Water Resources, 45 Kuwait Street, PO Box 11805, Sana'a, North Yemen (Tlx: 2427 LIVPRO YE).*

SUDAN

Bids have been invited for **renovation works to the Sennar dam** on the Blue Nile in Sudan. The contract will comprise: the provision of temporary isolating gates, the renovation of the dam's masonry work, the refurbishment of the 80 sluice gates, repairs to ancillary works on the dam crest, work for the inspection of the two canal head regulator structures; and, drilling on the dam and the installation of instrumentation.

The project is being funded by the IDA.

The bid deadline is 4 May 1992.

For further details, contact: *The Director of Dams & Nile Control, the Ministry of Irrigation and Water Resources, PO Box 878, Khartoum, Sudan. Telex: 22224 RPMU SD.* Or: *(the Consultant) Coode Blizard Ltd, Royal Oak House, Brighton Road, Purley, Surrey CR8 2BG, UK. Fax: +44 81 668 4216. Telex: 947020.*

TUNISIA

Companies have been invited to bid for a contract to **prepare studies for 140 dam projects.**

For further details, contact: *Etudes et Travaux, Direction Générale, Bureau No 43, 30 Rue Alain Savary, 1002 Tunis, Tunisia.*

ADB asks Thailand to support projects in Laos

The Asian Development Bank (ADB) has called for Thailand to help support the construction of three new hydroelectric power stations in Laos, from which Laos would sell about 80 per cent of electricity output to Thailand at low prices.

The ADB Programme Department Director, N. Morita, said that the Bank had drawn up a comprehensive programme to develop the three plants, with the primary aim of supplying 20 per cent of the power output towards Laos's domestic consumption and the remaining 80 per cent to Thailand. Morita said that the three proposed sites for construction were based on extensive surveys conducted by the United Nations Mekong Committee. They would be on the Nam Song, Nam Buok and Nam Man rivers, just south of the Laotian capital Vientiane.

The new power stations would not include large reservoirs. They would cost about US$200 to 300 million and have a combined capacity of 150 MW, with an output equal to that of Laos's existing Nam Ngum hydropower station, which has been selling electricity to Thailand for the past 20 years and has earned Laos about US$6 million annually.

Morita said it was important for Thailand to recognize and fulfill its role as a major supporter of hydropower development in Laos. He added that the Nam Ngum powerplant was an example of successful Thai-Lao co-operation.

IDB funds rehabilitation in Jamaica

Financing is to come from loans from the Inter-American Development Bank for an electricity system improvement programme in Jamaica. Five hydroelectric stations, most of which were built about 25 years ago, are to be rehabilitated to restore their capacities. They are the Maggoty, Upper and Lower White River, Roaring River and Rio Bueno plants.

Meanwhile, the El Cuchillo dam is being built to regulate the flow of the San Juan river in Mexico, as part of the Monterrey water supply and sewerage project in Mexico, financed by $325 million from the Inter-American Development Bank. The dam will ensure a maximum flow of 10 m^3/s.

Roller Compacted Concrete III will take place from 2 to 5 February 1992 in San Diego, California, USA. It will be sponsored by the Construction, Geotechnical and Materials Engineering Divisions of the American Society of Engineers in co-operation with the Portland Cement Association.

The objective of the conference is to foster an exchange of ideas concerning the design and construction of RCC dams, and more than 20 dam and rehabilitation projects on six continents will be discussed in the six technical sessions.

A keynote address will be given by the conference chairman, K.D. Hansen, in the opening session; this will give an overview of the use of RCC for dam rehabilitation projects in the USA.

The technical sessions will be as follows:

1 — International RCC Activities
2 — RCC Design and Performance
3 — RCC Construction Operations
4 — RCC Properties, Testing and Quality Control
5 — Thermal Analyses
6 — RCC for the Rehabilitation of Dams

For further information, contact:

- ASCE Speciality Conference Department, 345 East 47th St, New York, NY 10017-2398, USA; Tel: +1 212 705 7139.
- K. Hansen, PCA Affiliate, 241 W. 56th Ave, Denver, Colorado 80216, USA; Tel: +1 303 296 6500; Fax: +1 303 297 0007.
- C. Schexnayder, PO Box 1131, Durham, NC 27702, USA. Tel: +1 919 682 6191.

Kotri refurbishment loan extended

A loan of SDR 14.958 million (US$20 million) for the Kotri barrage rehabilitation project in Pakistan has been approved recently by the Asian Development Bank. The barrage will serve the populations of the rural areas of Sindh and urban areas in Karachi and Hyderabad.

The ADB loan, drawn from the Bank's concessional Asian Development Fund, will be interest-free with a term of 35 years, including a grace period of 10 years, and a service charge of one per cent per annum.

Kotri barrage, on the Indus river near Hyderabad, was commissioned in 1955. It is the main source of irrigation water for the lower Sindh agricultural area, and the only expandable water source for Karachi. More than 35 years of continuous operation have caused significant wear, the most severe of which has led to a rapidly increasing rate of metal corrosion of the main gates; an accelerated rehabilitation programme is thus necessary.

The main aims of the project are to replace the main barrage gates, to rehabilitate the barrage structure, and to ensure the continued provision of essential irrigation and domestic water supply. Secondary objectives are to repair important components of the barrage structure, including the roadway bridge deck, and to remove operational limitations to enable the full working head to be maintained across the barrage. The working head of the barrage pond will also be increased to improve offtake into Karachi's water supply feeder canal, to meet projected demand by 1996, and to improve the overall water management of the left bank irrigation canal systems.

The executing agency for the project will be the Government of Sindh through its Irrigation and Power Department. Co-financing is expected from the Overseas Development Administration of the UK.

EIB loan for Akosombo

The European Investment Bank has made a loan of 4 million ECUs (US$5.2 million) to the Volta River Authority in Ghana for the modernisation and renovation of the 880 MW Akosombo hydroelectric power station on the Volta river.

International Symposium on RCC dams

Beijing, China, 6-9 November 1991

The first International Symposium on RCC dams was held in Beijing, China, from 6 to 9 November 1991. The Symposium was sponsored by the Chinese Society of Hydroelectric Engineering and co-sponsored by ICOLD and the Chinese Electricity Council; it was attended by more than 150 delegates from 13 countries. The Proceedings contain 67 papers, covering experience from almost all countries where RCC dams have been built.

The opening ceremony was held on the morning of Wednesday 6 November, when speeches were given by: Li Eding, President of the Chinese Society of Hydroelectric Engineering, who was Chairman of the Advisory Committee of the Symposium; by Mr. Liu, Vice Minister of the Ministry of Energy, and by Mr. Liu, Deputy Director of the Internal Co-operation Bureau. These were followed by short speeches by D. Webber, Assistant Commissioner of the US Bureau of Reclamation and by M. Dunstan of the UK.

Li said that the main purpose of the Symposium was the exchange of information. RCC dam construction had developed extremely rapidly and very high dams were now being planned. In addition, an RCC arch dam (Puding) was now under construction in China. He believed that the exchange of experience and knowledge of RCC dams could accelerate still further the pace of the new technology.

Liu said that 73 per cent of the 137 GW of installed capacity in China was generated by thermal power stations and only 27 per cent by hydro. It was hoped that the total installed capacity could be increased to 240 GW by the end of the century. To limit pollution from fossil burning, China had to develop more of its hydroelectric reserves, he explained. Only 8 per cent of the potential 370 GW of hydropower had been developed. To exploit the remaining potential, dams had to be built fast. He hoped that RCC dams could be one of the means by which this potential could be developed.

Special lectures

The opening ceremony was followed by a series of special lectures in the latter half of Wednesday morning and during the afternoon. The first special lecture was by Wang Shengpei, who outlined the development of RCC dams in China. He said that there were now 25 RCC dams; of these, eight were complete, a further six were under construction and the remaining ones were being designed, including the 217 m-high Longtan dam. In general, Chinese RCC dams used high proportions of flyash within the cementitious content, although in areas where flyash was not available, other forms of pozzolan were being investigated, such as tuff. Various forms of upstream watertight membrane had been tried, including a richer RCC mix placed behind pre-cast concrete panels at Rongdi dam, so that the dam body itself was the watertight membrane. A [illegible]ber of RCC dams in China had been built without joi[illegible] but the larger dams had joints formed through the RCC. Nevertheless, Puding arch dam contained no joints, although two crack inducers had been added at the upstream face, so that if any cracks did occur, they would be at fixed locations.

The second special lecture was delivered by M. Dunstan of the UK, who described the expansion of RCC dam construction throughout the world. He said that, whereas up to the end of 1985 only seven large (over 15 m high) RCC dams had been completed, by the end of 1991, only six years later, there were 75 complete and a further 17 under construction and scheduled for completion in 1992. He pointed out that, initially, a significant proportion of RCC dams contained a relatively low cementitious content; however, there was now a trend towards higher cementitious contents (usually with high proportions of pozzolan). For example, nearly 60 per cent of RCC dams built in the last few years contained more than 150 kg/m^3 of cementitious material, whereas less than 10 per cent contained the lean RCC (with less than 100 kg/m^3) of the initial RCC dams. Although there would continue to be developments in the method of construction and all the various forms of RCC would continue to be used, it seemed that a consensus was appearing; it was of interest to note that all Chinese RCC dams contained relatively high contents of cementitious material.

The next special lecture was by A. F. Chraibi of Morocco, who described the lessons learnt from the construction of Aoulouz dam. He said that there had been a number of problems with the dam. In particular: the upstream face had been rather complicated; the tracking of trucks on the surface of the RCC had caused some damage; and, the construction of the spillway integrally with the dam had caused delays with the placement of the RCC. He recommended that: the transportation of RCC should be by conveyor to the point of placement; that the upstream face should be made very much more simple and with more joints (these were relatively cheap); and, that an effective, inexpensive method of sealing those joints should be developed. In addition, the spillway should be constructed on the face of the dam after completion of the RCC.

During the afternoon session of the first day, a number of further special lectures were delivered. D. Webber of the USA gave a paper called "Back to the future" in which he postulated that RCC dams were reverting back to the early construction methods of dams with horizontal placement and few, if any, joints. He surmised that there was potential for the construction of very large RCC arch dams if a number of problems could be overcome, in particular with the joints.

B. A. Forbes of Australia read a paper by J. and F. Buchas of Argentina, describing the lessons learnt from Urugua-i dam. These lessons seem to be quite similar to those described by A. F. Chraibi.

N. Suzuki of Japan then described the RCD method of construction as used in Japan. He explained the very detailed study that had been carried out on the concrete, in particular the differences in strength found between the bottom and top of thick layers of RCC. With high-

workability RCC, the strength was greater at the bottom of the layer, but with lower workability RCC, the strength was higher at the top.

B. A. Forbes of Australia delivered a paper entitled "Future RCC dams: by precedent or innovation?", in which he described the multitude of choices that were available for RCC dam construction. He suggested that one of the future methods of placing RCC may be the use of dozers to compact the concrete rather than vibratory rollers. He described some trials for Pangue dam in Chile, where little difference in density had been found between high-workability high-paste content RCC when compacted by dozers or by vibratory rollers. The former had the advantage that they could continue to work during periods of relatively high rainfall.

W. A. Price of the World Bank then described the Bank's approach to RCC dam construction. He felt that the most essential requirement was experienced designers. RCC dams might seem to be quite simple, but they still required experience. In addition, although the dam itself could be constructed quite rapidly, he explained the need for a long lead-in time, to be able to assess the materials available. He also stressed the need for good supervision, with a panel of experts, and for the owner to provide long-term monitoring.

J. Delorme of France described the BaCaRa (Barrages en beton Compacté au Rouleau) research and development programme. He described the three RCC dams completed in France; Les Olivettes, Riou and Choldocogaina. He particularly described the method of measuring the optimum "exposure time" between layers of RCC to achieve a satisfactory bond between the layers.

F. Schrader of the USA then described a series of RCC dams including: Ferris Ditch and Kerville (both protection/reinforcement of fill dams); Willow Creek; Copperfield; Galesville; Middle Fork; Saco; Monksville; Stagecoach; Winchester; Urugua-i; Concepción; and, Miel II. The latter is a 140 m-high RCC dam to be constructed in Colombia, which was to go to bid within the next month. The contractor was to be given three different options for the forming of the watertight upstream face.

The last special lecture was by Feng Dabin of China, who described the construction of the cofferdams for Yantan dam. The upstream dam is 52 m-high and more than 300 m long (with no joints) and is subjected to a 40 m variation in water level. Soon after construction was completed, a flood of 19 000 m^3/s (which exceeded the design flood of 15 100 m^3/s) had overtopped the cofferdam by more than 3 m. No serious damage had been caused and the cofferdams had continued to operate satisfactorily.

Technical sessions

The technical sessions of the Symposium were divided into two groups. Four sessions were held for each group, during which the majority of the papers published in the Proceedings were presented and discussed. In addition, an afternoon visit was made to the Institute of Water and Hydraulics Research in Beijing. During these sessions, two new words were added to the vocabulary of RCC dam technology: *Jinbaoyin* (meaning in Chinese "silver wrapped in gold", that is RCC surrounded by facing concrete); and, *traditional concrete* (rather than conventional concrete) for immersion-vibrated concrete, as RCC was now conventional concrete.

Analysis of planned dams

For the final session of Saturday afternoon, papers were given on three RCC dams planned for construction in the near future in China. A panel of experts comprising M. Dunstan of the UK, E. Schrader of the USA and F. Delorme of France, chaired by P. N. Gupta of the World Bank, gave their views on the potential of RCC for each dam.

The first dam discussed was Longtan dam, which is to be built in two stages. The first stage is to be 192 m high, and the second 217 m. The total volume of concrete is 7.6×10^6 m^3, of which 5.8×10^6 m^3 would be in the first stage; this would include 3.5×10^6 m^3 of RCC. It would be by far the largest RCC dam in the world. The installed capacity would be 4200 MW (first stage) increasing to 5400 MW (second stage). The design flood (1 in 50 000 year flood) is 42 600 m^3/s. The general consensus of the panel was that the dam could be feasible, but some simplification of the design would probably be necessary (at present it seemed to be a traditional concrete gravity dam with RCC being used in areas where there was sufficient room for efficient placement). Considerable investigation of the local materials would be needed, together with an extensive trial mix programme to optimize the mixture proportions of the RCC. There was a difference of opinion regarding the best method of creating an impermeable structure: Dunstan suggested that the RCC dam body itself should be the main membrane (particularly as the dam would be subjected to significant seismic loading), while Schrader suggested a geomembrane on the upstream face and Delorme a reinforced concrete wall.

The second dam to be reviewed was Dachaoshan. This gravity dam will be approximately 120 m high with a crest length of 535 m. It will have an installed capacity of 1260 MW. The peculiarity of this dam was the lack of a suitable flyash and the use of a tuff as a pozzolan. In addition, the watertight membrane of the dam is proposed to be a richer RCC near the upstream face. The tuff had already been used in traditional concrete, so there was a precedent. The panel suggested that if the pozzolan could be extensively proven during trial mixes (including the testing of autogenous volume change) there should be no insuperable problems. If the tuff created difficulties, it was suggested that basalt fines might be investigated as a further possible manufactured pozzolan.

The last structure to be considered was the Gaotang arch dam. This dam is to be 110 m high; the initial design has a 5 m-wide crest, a bottom width of 36 m and a length of 355 m. A two-bay ski-jump spillway would be provided on the left abutment. After a preliminary review of the suggested design, the panel concluded that the dam had no precedent, and they felt the design was probably too much of a "step in the dark" at this stage of the development of RCC technology. This was reiterated during discussion from the floor, in particular by W. A. Price of the World Bank.

Conclusion

The closing ceremony of the Symposium, under the Chairmanship of Shen Chonggang, was held on Saturday evening, during which there were speeches by Mr Chen, Secretary-General of the Chinese Electricity Council, by Mr. Yen, Vice Minister of the Ministry of Water Resources, and three short addresses by P.N. Gupta of the World Bank, by N. Udaysen of Thailand and by R.D. Soni of India.

The general consensus of the participants attending the Symposium was that it had been extremely successful and that the exchange of information was as good as any that had been held on RCC dams to date.

(A report of the study tour to Fujian Province, held after the Symposium, follows on p12).

Post-symposium study tour to Fujian Province

Two study tours were arranged after the Symposium, one to Guangxi Province to see Yantan dam (one of the larger RCC dams at present under construction in China), and the other to Fujian Province to see three RCC dams (including Kenkou and Longmentan, the two earliest RCC dams in China). Seventeen people from ten countries on five continents (only North America was missing), attended the study tour to Fujian Province, including two hosts from China, Professor Zhang, Chief Engineer of the Fujian Province Department of Water Conservancy and Hydropower, and Mr. Liu, a senior engineer from the China Fujian Institute of Investigation.

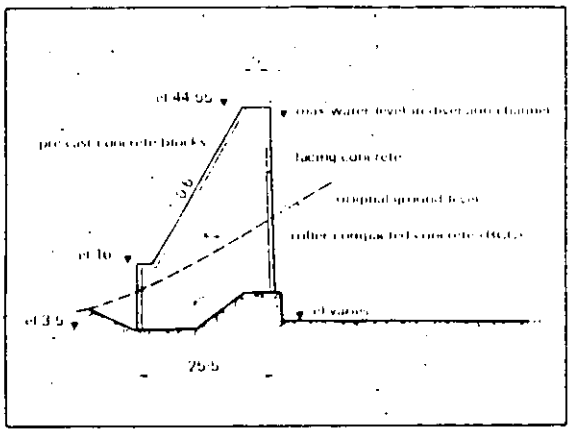
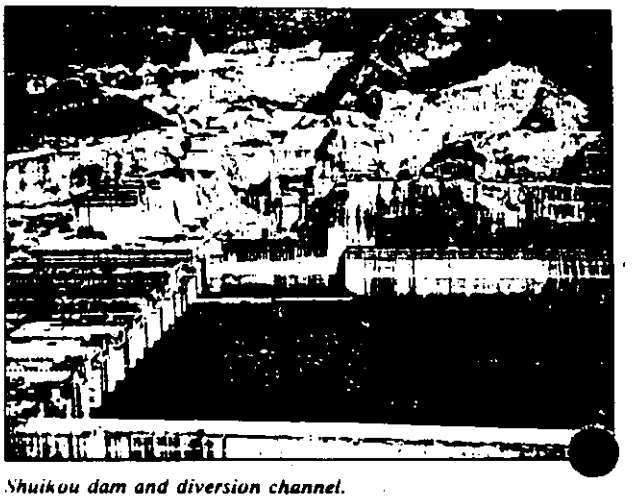


Fig. 1. Cross section of Shuikou diversion channel wall.

Shuikou dam

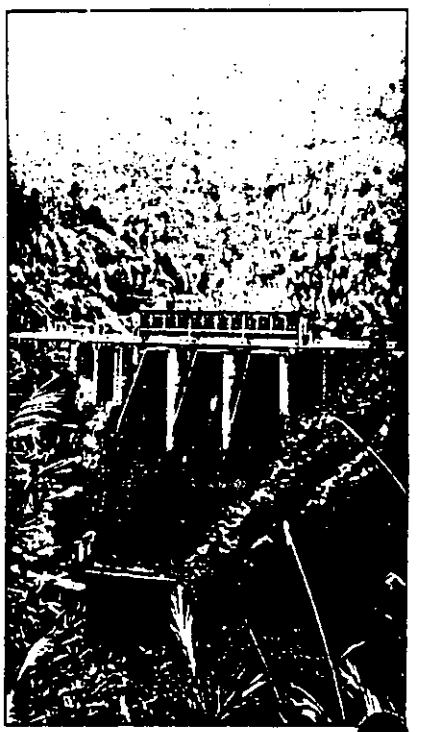
The first dam visited was Shuikou on the Minjiang river, the largest in the Province (see Table). Initially, the wall of the diversion channel had been the only structure in which RCC was to be used; this in itself is a reasonably large dam, containing more than 0.25 × 10^6 m^3 of RCC (see Fig. 1). However, following the success of the RCC in the diversion channel wall and after a number of delays at the start of the main dam construction, it was decided to use RCC in as many areas of the main dam as possible. Essentially, the dam was not designed for the use of RCC; it was only used



Shuikou dam and diversion channel.

Details of the dams visited in Fujian Province

	Shuikou diversion channel	Shuikou main dam	Longmentan	Kenkou
Purpose	—	Hydro (1400 MW) and river control	Hydro (20 MW) irrigation and water supply	Hydro (15 MW) and water supply
River	Minjiang	Minjiang	Dachangxi	Junxi Creek
Start on site	—	Mar 87	Dec 85	Nov 84
Start of RCC	Sept 88	Oct 90	Dec 87	Nov 85
Completion of RCC	Mar 90	1992	Aug 89	Apr 86
Completion on site	—	May 95	Sept 89	Nov 86
Height (m)	41	101	58	57
Length (m)	580	783	157	123
Volume of concrete (10^3 m^3)				
RCC	256	330	71	43
Total	322	1710	93	62
Reservoir capacity (10^6 m^3)	—	2600	53	27
Design flood (m^3/s)	25 000	51 800	1 850	1 520
Mix proportions of RCC:				
Type of aggregate	River gravel	River gravel	Crushed granite	Crushed tuff
Type of pozzolan	Low-lime flyash	Low-lime flyash	Low-lime flyash	Low-lime flyash
Portland cement (kg/m^3)	50	65	54-72	60
Pozzolan (kg/m^3)	110	105	82-86	80 and 120
Water (kg/m^3)	81	90	98	88



Kenkou dam.

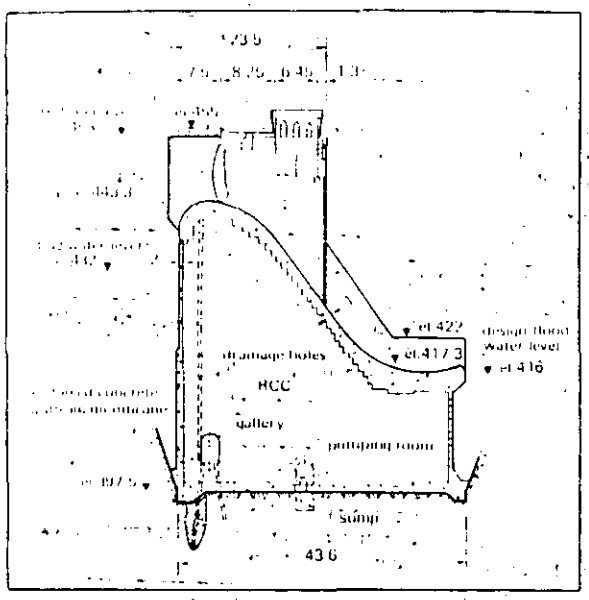


Fig. 2. Cross section of spillway of Longmentan dam.

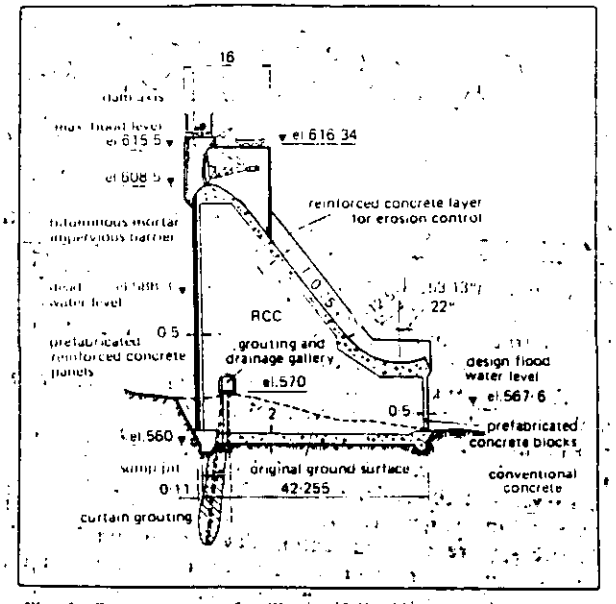


Fig. 3. Cross section of spillway of Kenkou dam.

where there was sufficient space for the plant to operate efficiently.

The diversion channel wall was constructed with facing concrete against vertical steel formwork for part of the wall, and with pre-cast concrete panels in other parts. On the downstream side of the structure, pre-cast concrete blocks were used, initially as left-in-place; however, towards the top of the dam, the blocks were re-used. The diversion channel has been subjected to a flow of more than [illegible] m³/s, with a head of 26 m against the wall, with no noticeable leakage or seepage.

Longmentan dam

The second dam visited was Longmentan, the second RCC dam to be constructed in China (see cover). It is used to transfer water from the Minjiang catchment to the Jinjiang catchment. At the end of the diversion tunnel is the powerhouse. A cross section of the dam is shown in Fig. 2. It was constructed with local labour and the RCC has no joints. A watertight upstream membrane, consisting of a reinforced concrete wall using expansive cement, was constructed in 3 m lifts after placement of the RCC. On the downstream side of the dam, precast concrete blocks have been used. To date there seem to be no cracks in the RCC, although there is some very minor seepage along some of the horizontal joints. The dam was constructed over two winter seasons with no placement in the intervening summer of 1988.

Kenkou dam

The third and last dam visited was Kenkou (see Fig. 3), the first RCC dam to be completed in China. In a similar fashion to Longmentan, the dam was constructed without joints in the RCC. The watertight upstream membrane was created by use of a hot-poured bituminous mortar. The RCC was initially compacted against vertical formwork. After drying of the face of the RCC, pre-cast concrete panels were fixed approximately 60 mm from the face, and the bituminous mortar poured into the annular space. This system, although moderately expensive, seemed to have worked well and the dam shows little signs of any leakage or seepage.

Conclusion

The Study Tour was a great success, mainly because of the very free exchange of information by the Chinese, who were willing to discuss any of the successful (and not so successful) aspects of their RCC dams.

In his final summing up, Professor Zhang said that they had reached the conclusion that the optimum form of RCC dam for conditions in China, was one in which the RCC body of the dam was the watertight membrane and in which there was no need for complicated upstream membranes.

cracks at intervals (in metres) ten times the acceptable tensile force expressed in MPa (that is, every 15 m for 1.5 MPa), which is close to what actually occurred. The temperature rise taken into account in the model was 25 J m⁻³ s for 96 h.

Effect of setting time

The importance of the actual setting time of the RCC can be seen in the results mentioned above. It was therefore important to attempt to define a means of measuring this parameter, which could be used to characterize the very wide variety of RCC types. An approach using ultrasonic measurement correlated with studies on samples taken at different ages, and examined under an electron microscope, was put into motion, and is close to achieving results. The type of curve obtained (see Fig. 3) makes it possible to determine accurately the moment when the material becomes rigid, and therefore to define the types of treatment it can be exposed to at different ages. This procedure is called the ETP method. It should make it possible to appreciate the behaviour of RCC after tests lasting only two or three days, and thus guide choices for development of the construction procedure best suited to each project.

For the Riou project, the ETP estimate was greater than 24 h. The difference between this figure and the minimum of 14 h referred to previously can be explained by variations in the characteristics of the non-standardized cementitious material or by the variations in grading already mentioned, which affect the time it takes for crystallization of the cementitious material to bind the aggregate and gradually stiffen the RCC.

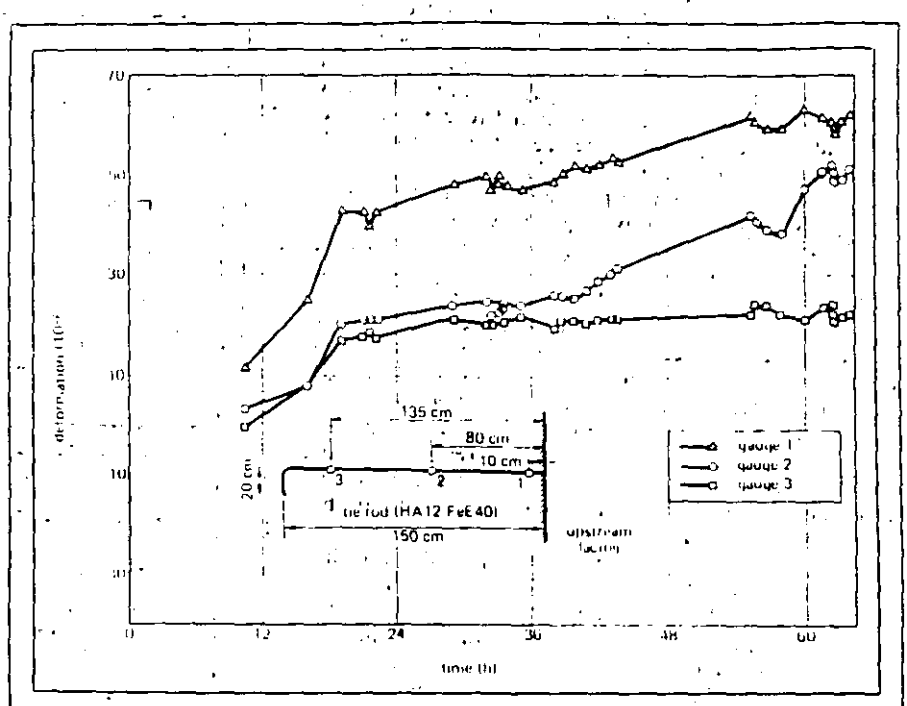


Fig. 4. Strain on the rods versus time.

Formwork on the dam faces

The dam incorporated a stepped spillway on the downstream face. The slipformed spillway steps were extended to the banks on both sides. Slipforming produced a 0.9 m-high section every day, which corresponded to three layers of RCC. Each step was extruded on the previous one, and the forces resulting from compaction of the adjacent RCC were transmitted through each section, at an angle of 45°, to the previously formed strips, the strength of which was by then sufficient to take the load.

Development of the concrete most suitable for slipforming required some testing with different sands; the system operated quite satisfactorily. The slipformed concrete was not reinforced. The fresh concrete was cut to half its thickness in vertical alignments every 10 m, to initiate cracks and provide an outlet for seepage.

One of the interesting points of the slip-forming is that it benefits from short sections at the start of the works, when the working method can be learnt and perfected so that, despite increasing amounts of work as the dam height increases, work time does not increase to any great extent.

On the upstream side, where the dam face is vertical, another solution was tested. The watertight geomembrane required vertical tensioning sections every 1.85 m. Advantage was taken of these uprights as supports for once-only steel formwork, providing a structure of sufficient strength to remain in place during compaction. Loads were taken by 1.5 m-long T12 tie rods, the bent ends of which were driven into fresh RCC before concrete was placed over them. The rods were set into each layer of RCC (that is, on a 1.85 × 0.3 m grid).

This solution led to a lot of movement of the upstream face, which required a great deal of intermediate dressing and shaping. There was a monitoring system for the tie rods, so explanations can be given for this problem (see Fig. 4). First, rapid loading took place in the first 12 h, and tensile stress was greatest near the attachment to the steel uprights. Then, additional tension increased the active length of the tie rods over the first 50 h following the start of monitoring. Tensile stress at the gooseneck end of the rods increased only very slightly. Forces tended to increase even when the RCC had set, and were still increasing after 50 h. There was therefore a phenomenon of far-reaching movement along the flexible formwork system, which disturbed the setting of the RCC to some distance within the dam, an effect which could probably have been largely countered by increasing the length and diameter of the tie rods.

The principle of flexible support for formwork is not an ideal solution when combined with rapid construction. It seems preferable to use rigid support, such as that used on the downstream face, as it appears that it was not vibration itself which was critical, but the effect of heavy compacting (dynamic centrifugal effect of 245 kN applied to 0.3 m² at the surface) which disturbed the RCC at depth. This effect would have been reduced if the upstream facing had been sloped, an interesting solution which, to the authors' knowledge, has not yet been investigated.

Measurement of particle velocities by geophones showed the damping of vibratory effects inside the dam, some 0.6 m below the roller, with sensitivities varying in relation to the type of RCC confinement.

Special displacement sensors were developed measuring displacement at the lift joints. They confirm aggravated displacement near the flexible formwork. The

standard displacement in the dam body reached about 1.5 mm, with movement occurring throughout the RCC setting time which sometimes took as long as 24 h.

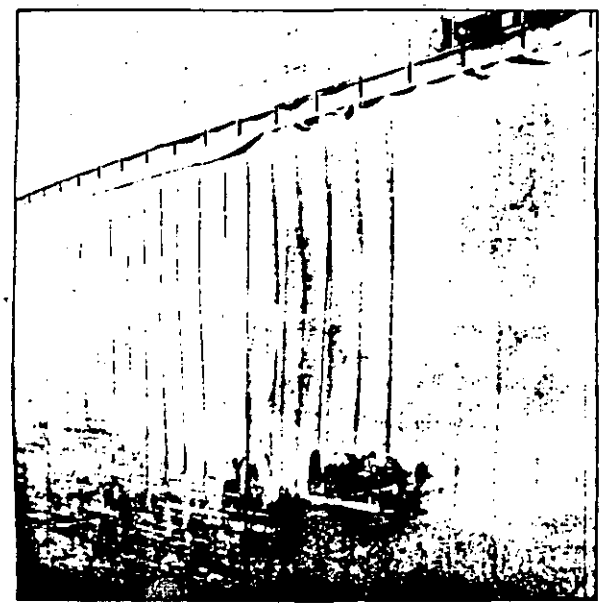
To give the visible part of the upstream facing of the dam a pleasant appearance, a precast reinforced-concrete wall was built. Although the quality of its appearance was exactly what was expected, its construction time was rather long (it was laid on mortar) and it slowed down RCC placement. The best solution for a vertical upstream facing, in the light of this experience, would appear to be a reinforced-concrete facing installed ahead of the RCC, with few lift joints so as to provide good watertightness, and with waterstops on the vertical joints. This would provide rigid lateral confinement for the RCC to be compacted. It could allow for the re-use of formwork; but it would also require cutting of joints in the RCC, although international experience shows that this operation is not costly. It is this principle that is to be used for the Petit Saut RCC dam to be built by EdF in 1992 (see p30).

Construction of galleries and chambers

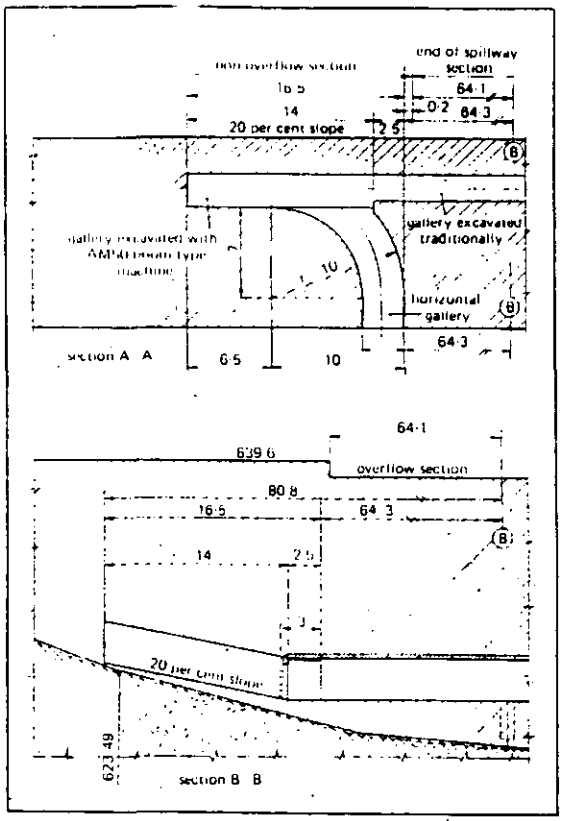
The construction of galleries is a hindrance to RCC construction. Methods based on the filling of voids with aggregate interrupt placement rates. Methods using precast parts hinder the movement of plant by dividing the RCC placement area into sections.

It is therefore preferable to use methods which avoid these two disadvantages. Two very different approaches were used at Riou: trenching of green RCC, and excavation with a boom-type machine once the RCC had hardened.

This experience showed that, on condition that slow-setting cementitious materials are used, trenching is a good solution, although it does call for intermediary working of the RCC and set intervals, depending on the setting time of the cementitious material which must, therefore, be accurately known. The RCC "loose fill" is dug out when the lift surface reaches the soffit level of the gallery, and shuttering slabs are laid across the gallery, with sufficient bearing on each side (50 cm in this case). The shuttering slabs are the thickness of an RCC lift and are designed to withstand the weight of construction plant so that they do not cause appreciable delays in RCC placement. Shoring should be



Upstream facing: the once-only steel formwork and membrane.



Details of excavations for the galleries.

provided at the top of the gallery to hold back the fresh RCC supporting the shuttering slabs. The bearing lift should be closely examined to ensure that incorporation of the slabs does not reduce the service strength of the dam.

The other method creates even less disturbance to RCC placement and has less potential effect on dam operation, for it involves driving galleries once the RCC has set. The fact that the RCC used for the Riou dam had a compressive strength of about 10 MPa, and used aggregate scalped at 63 mm, meant an Alpine Miner AM 50 boom-type machine could be used for trial excavation. This trial proved entirely satisfactory, and gave an opportunity to determine the design conditions required for machine access:

- 3 m wide and 3.3 m high in curved sections (radius $R = 10$ m along the outside wall of the gallery) to allow the machine to enter the dam and then follow the left bank/right bank alignment of the main part of the gallery;
- 2.5 m wide and 3.3 m high in the straight inclined section, with a maximum gradient of 20 per cent (see Fig. 5).

These dimensions can be quite advantageously compared with those required for the drain and grout hole drilling machine (2 m × 3.3 m).

The final appearance of the galleries is quite acceptable. This test therefore demonstrated that it is possible to have galleries in an RCC dam without disturbing placement. It should also encourage designers to reduce the number of galleries to the absolute minimum, in the knowledge that additional galleries can always be driven later, if necessary. It also provides an interesting option for dams with a large number of galleries and chambers which could thus be made of RCC by separating placement and excavation into two phases.

The downstream face of slip-formed concrete.

Conclusion

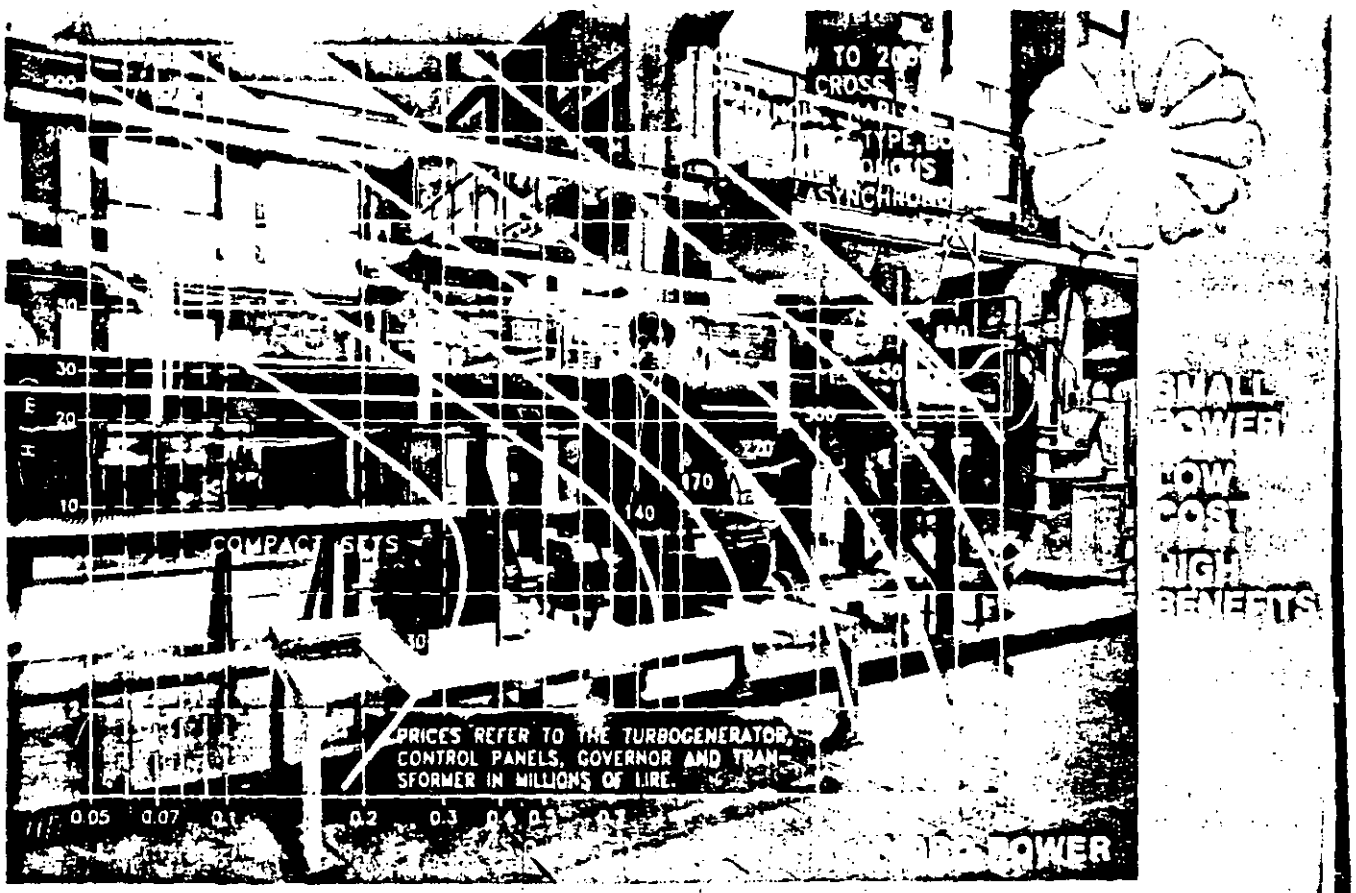
Riou dam was also the testing ground for other research conducted by BaCaRa. Observation of inconsistent VeBe test results with this particular RCC mix led to thorough studies of the conditions for application and the scope of this testing method. This study has almost been completed.

Other tests investigated the possibility of doing away with trial embankments for small RCC dams, at least with respect to testing the strength of the mix. The potential of the "compactibilimeter", an instrument developed by the Laboratoire Central des Ponts et Chaussees, is currently under study. It could well provide a solution to the problem, for it simulates RCC placement and compaction with a small vibrating roller, the behaviour of which is monitored and analysed by computer to indicate the probable results in practice at full scale. It does not prevent test embankments being built, with or without cementitious materials, to train the workforce, although it does mea that such tests can be carried out just before the start o placement of RCC for the dam itself.

Last, grouting from immediately upstream of the dam seems to be a suitable option for dams where the sealing function is achieved by the upstream face. This can give greater flexibility to the work schedule and put the curtain and the facing in the same vertical plane, something that cannot be obtained from a gallery. This option complements the possibility of not designing a gallery, that is, of resorting to subsequent boom-type excavation only if necessary.

All the tests developed and carried out during the construction of Riou dam point to the advantages of dams with slightly inclined upstream faces, a minimum number of galleries, and the separation of the functions of mechanical strength and watertightness. This approach deserves full scale investigation, if there is a suitable project; this is quite probable in France where the number of moderate-sized dams built each year is constantly increasing. As a forerunner to this, studies of energy-dissipating spillways on faces steepened to 1 h in 3 v have already begun, to check the maximum acceptable slope for such projects.

All the studies carried out by BaCaRa will be completed by the end of 1992, and will be outlined in a report which will give the principal French conclusions on the use of RCC, determined from the construction of several RCC dams such as Riou.



The faced symmetrical hardfill dam: a new concept for RCC

By P. Londe and M. Lino, Honorary President of ICOLD* and Partner**

A new design is proposed for RCC dams to take full advantage of the characteristics of this material. The basic features of the new design are: a symmetrical cross section; a watertight upstream facing; no internal drainage of the dam body; and the use of a lean RCC, known as hardfill. The main advantages of this design are: low stresses in the dam body and the foundation; low cost of the hardfill; and, greater safety than gravity dams, particularly for earthquake conditions. This article presents a parameter study of this type of dam, including stability analysis and a structural and economic comparison with the conventional RCC gravity dam.

RCC, a relatively new material, calls for new dam shapes. Over the centuries, history has shown that technical progress results from the adaptation of the shape of structures to new materials, rather than the other way round.

RCC is concrete, as is indicated by its name, because it uses cement; however, it is placed like an embankment (roller compacted). It is the roller compaction that constitutes the innovation. For the first time engineers have at their disposal an embankment material which has very high cohesion and high resistance to erosion. Rather than RCC, it can be called a hardfill.

If current RCC specifications were relaxed to aim at obtaining not a "concrete" but rather a "hard fill", it would result in a much cheaper material. However, RCC today is mainly used for building conventional gravity dams requiring high materials performance, such as good tensile and shear strengths, together with watertightness. An alternative using low strength and pervious hard fill is discussed here. It consists of a new dam shape, the Faced Symmetrical Hardfill Dam (FSHD) which offers cost savings and, above all, a high level of safety.

*[illegible], 92210 Saint-Cloud, France; and, **ISL Consulting Engineers, 75 [illegible] Macdonald, 75019 Paris, France.

Some of what is presented here results from the findings of BaCaRa, a working committee appointed by the French Government (Projet National) for the development of RCC, and follows the ideas introduced in the discussion of Question 62 at the 16th ICOLD Congress in San Francisco (1988)[1].

History of the gravity dam

Originally, the gravity dam was a vertical masonry wall. It was soon evident that for enhanced stability and to reduce volumes, a downstream batter was required. High gravity dams failed despite this, however, leading to the discovery at the end of 19th century of the effect of uplift forces. Two design criteria were then proposed. They are still used today:

Maurice Lévy condition: $\sigma_u - \gamma_w H > \sigma_t$; and,
Oscar Hoffman condition: $d\sigma_u/da > 0$

where, σ_u = total vertical upstream stress; γ_w = specific weight of water; H = height of reservoir; σ_t = uniaxial tensile strength of concrete; a = length of crack measured from the upstream face.

These conditions led to the usual optimum gravity dam profile with a vertical (or almost vertical) upstream face and a downstream batter close to 0.8 h/1 v.

Fig. 1 shows the stresses at the base of a typical 100 m-high gravity dam (note that all stresses mentioned from now on are proportional to height). Point A shows that a compressive stress of only 0.84 MPa develops at the heel of the dam, calling for a tensile strength of 0.16 MPa to satisfy Lévy's condition. The Hoffman condition is just satisfied with no safety margin.

However, much greater tensile strength is required in the event of an earthquake, should cracking be considered detrimental to safety. For example, assuming an earthquake acceleration of 0.2 g, tensile stresses in the range 1 to 2 MPa (depending on the rigidity of the foundation, the recording interval of the time history, and so on) would occur at the heel, giving rise to a serious risk of cracking.

As far as shear strength is concerned, a mean shear stress t = 0.63 MPa is obtained. However, the most significant criterion is the angle ϕ, measuring the inclination of the resultant to the vertical. This inclination depends on the uplift assumption. Fig. 1 gives ϕ in terms of u (u = 0 meaning no uplift, u = 1 full triangular uplift, u = 0.4 reduction to 40 per cent of full triangular uplift). The values of ϕ indicate that a reasonably good

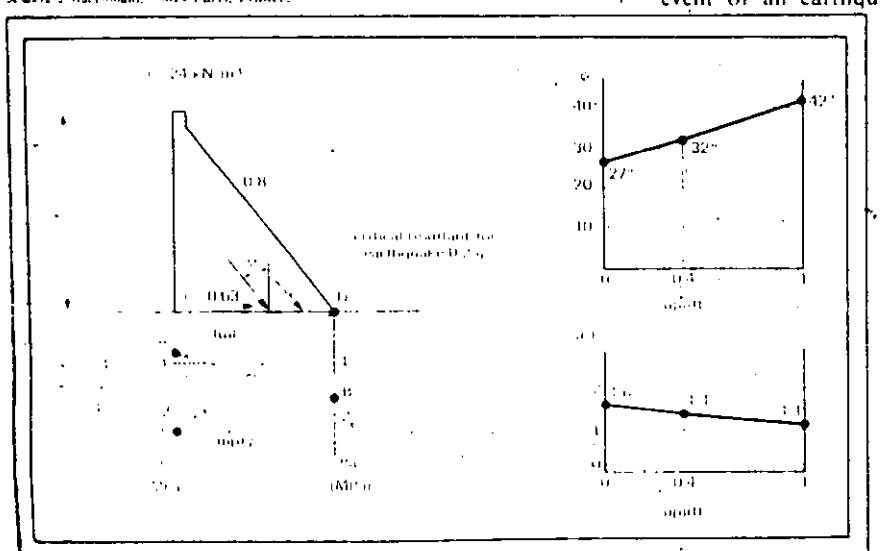


Fig. 1. Gravity dam stability.

rock foundation is necessary, particularly when considering that u = 0 (no uplift) is not realistic because of the impossibility of controlling completely the seepage flow under the dam. Conversely, even with the usual assumption that u = 0.4, it may happen that, with time, the grout and drainage curtains deteriorate to the point that u = 1 would apply. For years, gravity dams were designed with a resultant at 37° (tan ϕ = 0.75), requiring extensive drainage.

Another criterion which has been widely used, although it is questionable, is the Shear Friction Factor (SFF), for which an assumption is made for the friction angle and the cohesion of the foundation rock. In Fig. 1, the set ϕ = 30° and c = 0.3 MPa was chosen. It corresponds to a rock mass of moderate strength, as shown in Fig. 3. This figure illustrates the fact that a Coulomb envelope of ϕ = 30°, c = 0.3 MPa is a fair approximation of the intrinsic curve given by the Hoek criterion for m = 0.5, s = 0.0001 and σ_c = 20 MPa, which would describe[2] "a gneiss of granite rock mass with moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1 m". For u = 0.4, one obtains SFF = 1.4 which could hardly be considered as adequate; in the event of u = 1, the value would be as low as SFF = 1.1.

Of interest is the fact that the gravity dam develops stresses at its foundation that vary considerably between empty and full reservoir conditions, that is, during impounding or drawdown operations. The comparison of line AB with line CD in Fig. 1 illustrates this behaviour.

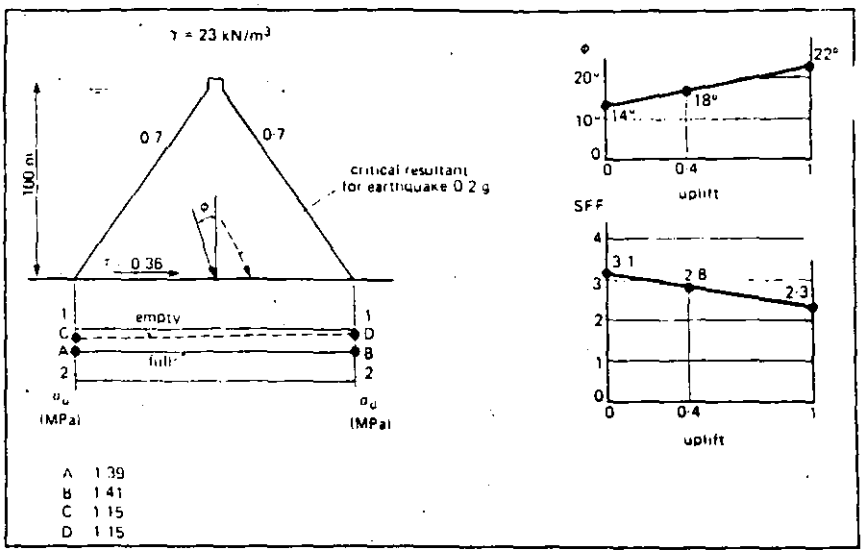


Fig. 2. FSHD stability.

Symmetrical profile

The first proposal for a symmetrical profile was made by J.M. Raphael. The basic ideas was to design a dam section somewhere between the gravity dam and the embankment dam, using a material with characteristics between concrete and soil. J.M. Raphael wrote (in 1976)[3]:

> "There is a middle ground available when one considers the large discrepancy in cohesion between earth materials and concrete of the same material. If we consider how much stability has been imparted in soil by the addition of cement, and how little cement is needed to greatly improve the cohesion of soil, we can perceive that there is a place for a dam of intermediate volume made of relatively inexpensive soil with its cohesion improved by a judicious addition of cement, using earth moving techniques for construction."

J.M. Raphael proposed an optimum dam with symmetrical slopes in the vicinity of 1 h/1 v, using soil-cement. Unfortunately the problem of uplift control was not addressed.

Fig. 2 gives the stresses prevailing at the base of a 100 m-high FSHD with 0.7 h/1 v batter. It is to be compared directly with Fig. 1 (the unit weight of the hardfill being slightly less than the RCC unit weight for a gravity dam to account for its overall lower quality). The comparison is striking.

Point A is well above Lévy's condition, represented here by the line at 1 MPa. The Hoffman condition is also adequately covered. The material requires no tensile strength and there is an ample margin (0.4 MPa) for resisting the nominal tensile stress resulting from an earthquake. In fact, an earthquake of acceleration 0.2 g would not develop tensile stresses at all. This is vital at many dam sites in the world, where a conventional gravity profile is exposed to severe cracking at the heel. The maximum compression at the base is substantially less than in the gravity dam: 1.4 MPa, instead of 2.4 MPa.

Another significant difference between the gravity dam and the FSHD concerns shear stresses. The mean s[illegible] reduced from 0.63 MPa to 0.36 MPa. The angle ϕ for different uplift assumptions varies from 14° to 22° instead of 28° to 43°. Low strength rock foundations are therefore acceptable, even when they contain tectonic shear planes. The shear friction factor is always higher than 2, even for the low cohesion rock mass assumed here (ϕ = 30°, c = 0.3 MPa). Fig. 4 gives the variation of ϕ versus the slope of the faces. The gravity dam values are for reference.

It is to be noted that the vertical loading of the foundation is practically uniform and unchanged for all reservoir levels. This is a basic difference from the gravity dam, and

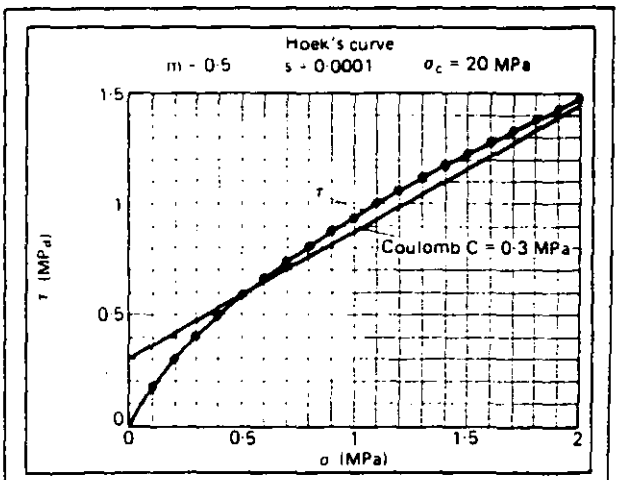


Fig. 3. Reference intrinsic curve for jointed and weathered rock mass according to the Hoek criterion.

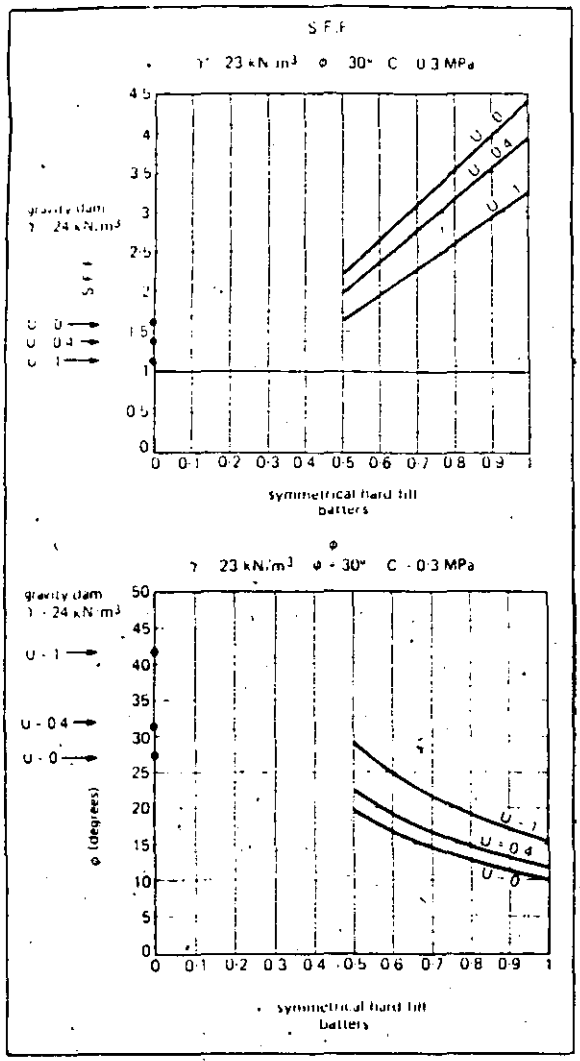


Fig. 4. Shear friction factor (SFF) and angle φ for the FSHD.

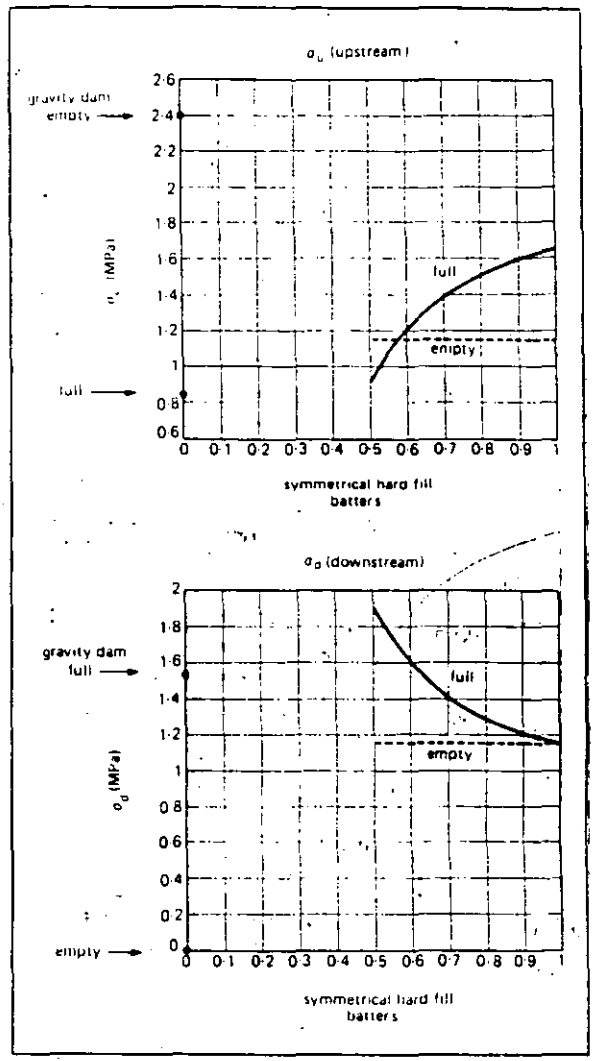


Fig. 5. Total vertical stresses at the base of a 100 m-high FSHD.

is particularly significant for low modulus rock foundations. Fig. 5 shows the downstream and upstream stresses versus hardfill dam slopes for empty and full reservoir conditions. The gravity dam stresses are shown for reference.

As a whole, the FSHD with a 0.7 batter is far better in terms of safety than the gravity dam. Where the foundation rock is weak, it allows a "concrete" dam to be built when a gravity dam would not be acceptable.

In addition, what has been said above shows that the engineering properties of hardfill could be much lower than those of RCC. The φ value gives an indication of the friction angle required for horizontal joints between lifts; it does not have to exceed 22° even with an extreme uplift assumption of u = 1, which could not actually prevail downstream of a facing.

An alternative FSHD section is shown in Fig. 6. It consists of parabolic instead of straight faces, so as to keep the volume increase as small as possible. The stresses given in Fig. 6 are still very moderate. It is assumed here that the upstream facing fully controls seepage (u = 0) in the body of the dam, but that some seepage is present in the lower part of the dam because of imperfections in the foundation cut and drainage curtains (u = 0.4). The toes of the profile are cut vertically to reduce the area of excavation. This detail does not significantly affect the magnitude of the critical stresses.

Hardfill: a new material

Hardfill is a new material derived from the current RCC by relaxing the severe specifications which tend to make RCC performance as high as that of conventional concrete. These relaxations lead to a material which is perfectly suitable for the low stresses prevailing in the FSHD. In fact, the FSHD is the dam shape which makes the best use of hardfill.

As far as normal stresses are concerned, maximum compressive stress in a 100 m-high dam is lower than 1.5 MPa, which does not require unconfined compressive strength in excess of 4 or 6 MPa (for a safety factor in the range 3 to 4). No tensile strength is required at all, because even in the case of severe earthquake, there would be no tensile stresses in the symmetrical profile. As far as shear stresses are concerned, these are very low and not at all critical.

This has two consequences:

- unconfined compressive strength is the only requirement for hardfill;
- no costly treatment of the lift surface is required, even in the case of a "cold" lift, after an interruption in placement.

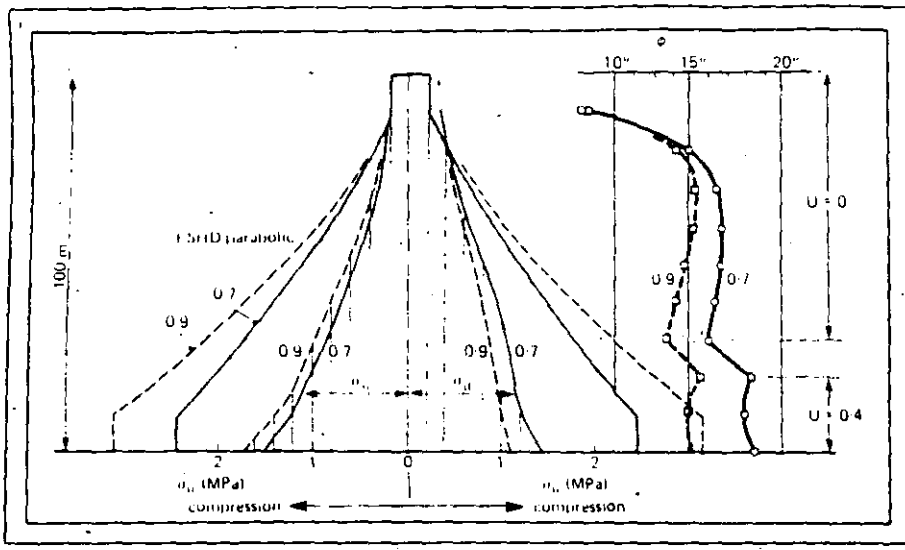


Fig. 6. Total vertical stresses and angle φ in a 100 m-high parabolic FSHD.

The other two significant properties for a dam material are permeability and deformability.

Low permeability is difficult and costly to achieve for an RCC dam body, mainly because of the high anisotropy resulting from placement. As far as FSHD is concerned, watertightness is provided by the upstream facing, and the more pervious the fill is, the better the dam will behave. In fact, high permeability will usually be achieved as a consequence of the other properties. This also means that segregation can be tolerated.

Deformability of concrete or RCC is generally lower than that of the rock mass on which it is placed. The dam body behaves as a stiff solid supported by a more deformable medium. This may generate structural stresses and cause cracking. Creating a low stiffness material is therefore favourable from a structural point of view. As was the case for high permeability, low stiffness will be a consequence of the limited unconfined strength of hardfill. In fact, the Young's modulus of hardfill greatly depends on the stiffness of the aggregates, their gradation curves, and the nature and content of fines. Hardfill stiffness can be expected to be significantly below 10 GPa.

To sum up, the only requirement for hardfill is an unconfined compressive strength in the range of 4 to 6 MPa (for a dam 100 m high). It has proved feasible to obtain this at low cost.

Aggregate can be random alluvium or weak quarry rock with minimum processing, since broad curves are acceptable, thus dispensing with costly grading corrections. Local segregation in the fill is not detrimental to the global strength requirements. High fines content (up to 3 cent, according to BaCaRa findings) is acceptable.

Low cement content is a basic characteristic of hardfill. Various studies[4,5] have shown that it is possible to achieve a 5 MPa (90 days) unconfined compressive strength with a cement content of around 50 kg/m³.

As far as thermal behaviour is concerned, a low cement content means only a small temperature rise. One can expect an adiabatic temperature rise of about half the temperature rise of conventional RCC. Thermal stresses are roughly proportional to the adiabatic temperature rise and to the Young's modulus. Thus, thermal stresses will be much lower than in typical RCC dams, making contraction joints unnecessary.

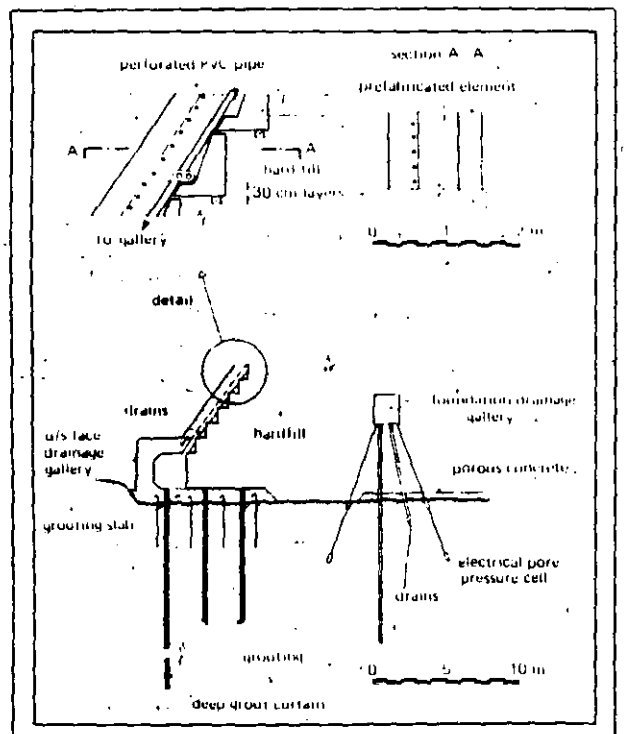


Fig. 7. Upstream facing and galleries for the FSHD.

Design details for the FSHD

The upstream facing is an essential component of the FSHD. The concept is similar to that applied to the concrete-faced rockfill dam (CFRD): an impervious facing on a pervious embankment.

The upstream facing is placed on the hardfill after completion of fill placement, that is, when cracking, if there is any, has had time to occur. Placement of the facing uses the technology developed for the CFRD, that is, using slipforms. Reinforcement, however, could be lighter, as the expected deformations are much smaller (ratio of 1 to 10 or 100). This favourable condition also makes the treatment of the perimetral joints much easier. Fig. 7 gives an example of the arrangements used for an FSHD upstream facing. The upstream base gallery is dimensioned to allow for easy inspection and maintenance of the drains located behind the upstream facing, as well as drilling, grouting and maintenance of the foundation grout curtain.

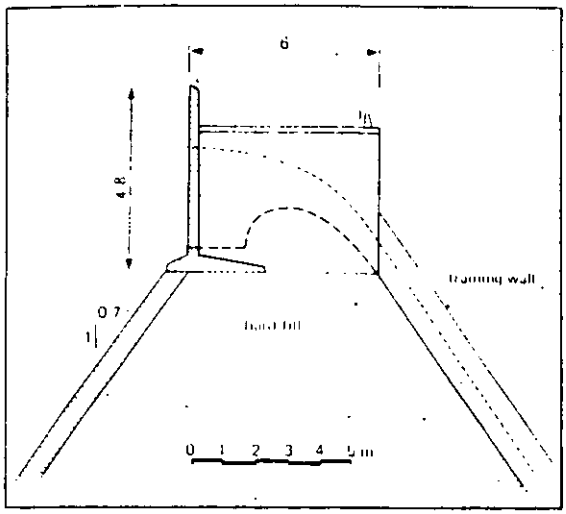


Fig. 8. Typical FSHD crest, showing a free-flow spillway arrangement.

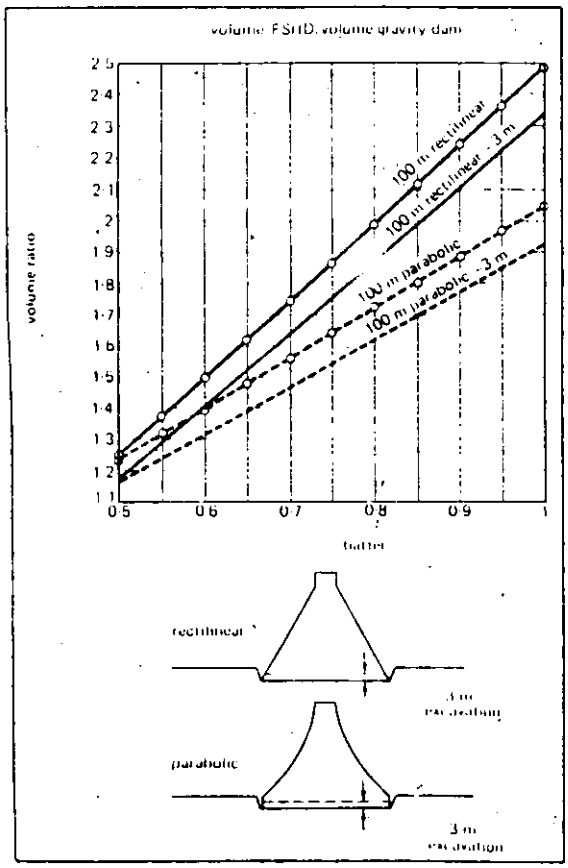


Fig. 9. Volume ratio between an FSHD and 0.8 gravity dam.

According to the results described above, complete failure of the upstream facing would not result in dam failure (u = 1 is acceptable).

No shuttering is required for the FSHD body, as contraction joints are unnecessary, and the slopes of upstream and downstream faces are compatible with placement without forms. However, when a parabolic profile is adopted, and also to provide greater safety for the workforce, one might choose to use precast or extruded concrete on the faces.

Several different approaches may be implemented for drainage of the underface of the upstream facing. Imperfect compaction of the hardfill at its contact with the facing is not detrimental. Fig. 7 gives a possible arrangement using precast elements.

The downstream face can support a spillway chute in a similar way to the common RCC design, either with a reinforced-concrete slab and ski-jump bucket, or with free flow on steps.

The arrangement proposed for the crest is given in Fig. 8. It is similar to the most recent crests of CRFDs. It was verified by several dynamic analyses that this shape has excellent resistance to earthquake.

Safety and cost

The volume of a FSHD is greater than that of a gravity dam. Fig. 9 shows the volume increase versus batter of the FSHD, the depth of excavation (3 m depth saved because of low stress) and the profile (straight or parabolic faces).

The first question one might ask about cost is whether relaxing the RCC specifications is sufficient to pay for the increased volume of the hardfill dam and for the dam facing. The FSHD approach proves to be an economical design for dams on weak foundations and where cheap aggregates can be obtained from nearby borrow pits or quarries.

BaCaRa carried out a comparative study to estimate costs for various RCC specifications ranging from high-cement-content RCC to hardfill: with hardfill as the reference, the unit cost ratio was found to be 1.7 for typical RCC (three classes of aggregate, 100 kg/m³ cement, 50 kg/m³ flyash, construction joints and lift treatment). Compared with the volume ratio for a 0.7 FSHD, in the range 1.45 to 1.75 (Fig. 9), it is clear that there might be something left over to pay for the upstream facing. The higher the dam is, the lower the relative cost of its facing. For a 100 m-high FSHD, the cost of the concrete facing is less than 10 per cent of the total cost. Whatever the heigh , the facing cost is equivalent to an additional hardfill thickness of 5 m.

Detailed comparisons of several projects in different parts of the world (Europe and Latin America) have generally concluded that the FSHD is an economical solution.

However, cost should not be the only criterion for selecting hardfill, since FSHD is a safer solution for the same cost at a number of sites.

Although in this paper FSHD design has been compared with RCC gravity dam design, it is in fact an intermediate solution between the gravity dam and the concrete-faced rockfill alternative.

From a geotechnical point of view, a site where a rockfill dam is feasible will most probably be a site where an FSHD is also feasible. In this comparison, the FSHD would be a better solution whenever hydraulic structures are large. On many sites, the FSHD approach is likely to be the only feasible "concrete" solution, resulting in time and cost savings, because hydraulic structures can more easily be incorporated into the dam itself.

Conclusion

The new dam type presented here, the Faced Symmetrical Hardfill Dam, makes the best use of low cost RCC. This low cost is obtained by a substantial relaxation of the current requirements regarding strength, watertightness and contraction joints. These changes are so significant that the authors contend that the material deserves a new name: hardfill.

A fundamental advantage of the CSHD, as compared with the conventional RCC gravity dam, is its greatly improved stability, which means it can be built safely on weak foundations and in strong earthquake areas.

To date, ten CSHDs have been designed, with heights ranging from 20 to 150 m. One is under construction (25 m) and another (100 m) is to be built shortly.

References

1. Londe, P., Discussion of Q62, Volume V, 16th ICOLD Congress, San Francisco, USA; June 1988.
2. Hoek, E., "Strength of Jointed Rock Mass", Rankine Lecture, *Geotechnique*, Vol. 33, No. 3, 1983.
3. Raphael, J.M., "The Soil-Cement Dam", University of California – Berkeley, USA; June 1976 (unpublished).
4. "Roller Compacted Mass Concrete", reported by ACI Committee 207, *ACI Materials Journal*; September/October 1988.
5. BaCaRa, Project National: reports prepared by the Ta. Committee BaCaRa, Paris, France; 1990-1991.

Bibliography

ICOLD, "Influence of Costs upon Evolution of Future Dams", Committee on Technology of Dam Construction, to be published in 1992.

Design and construction aspects of New Victoria dam

By R.J. Wark and G.B. Mann, Principal Engineer Dams* and Project Engineer**

The New Victoria dam is the largest roller compacted concrete dam constructed so far in Australia. Constructed as a water supply dam for Perth, the project has taken slightly more than two years to complete from the start of detailed design to impounding. This paper outlines the design process, including the effect of some unusual flyash properties on the concrete mix design, compares the available post-construction performance with design assumptions, and discussses some of the features of the construction.

Project description

New Victoria is a water supply dam about 25 km southeast of Perth, the capital of Western Australia (Fig. 1).

The dam replaces the original concrete "barrel-arch" Victoria dam, which was completed in 1891 and formed the source of Perth's first permanent city water supply. Safety reviews concluded in 1988 that the original dam did not have acceptable levels of safety under modern design criteria for flood and earthquake loadings. The concrete in the original dam could not be adequately rehabilitated and a new dam was therefore necessary.

Site geology and the shape of the valley indicated that the most economical location for the new, higher dam was about 300 m upstream of the original dam. The new reservoir has about 16 times the storage capacity of the original reservoir. To allow free passage of flood overflow from the upstream new dam, a portion of the original wall was demolished using explosives. The remainder (and majority) of the original dam has been preserved as a historic relic of Perth's first water supply system.

The New Victoria dam is a high-paste-content roller compacted concrete (RCC) gravity dam. It rises about 35 m above the stream bed level and has a height of 52 m above foundation level at its maximum section (Fig. 2). The crest length is 285 m, which includes a 130 m-long central overflow spillway section. The total volume of concrete in the dam is 134 500 m³, of which 121 000 m³ is RCC and 13 500 m³ (equivalent to a length of 25 km) is slip-formed facing concrete.

The New Victoria dam is the first RCC dam in Western Australia; it is also the fifth and largest RCC dam to be completed in Australia.

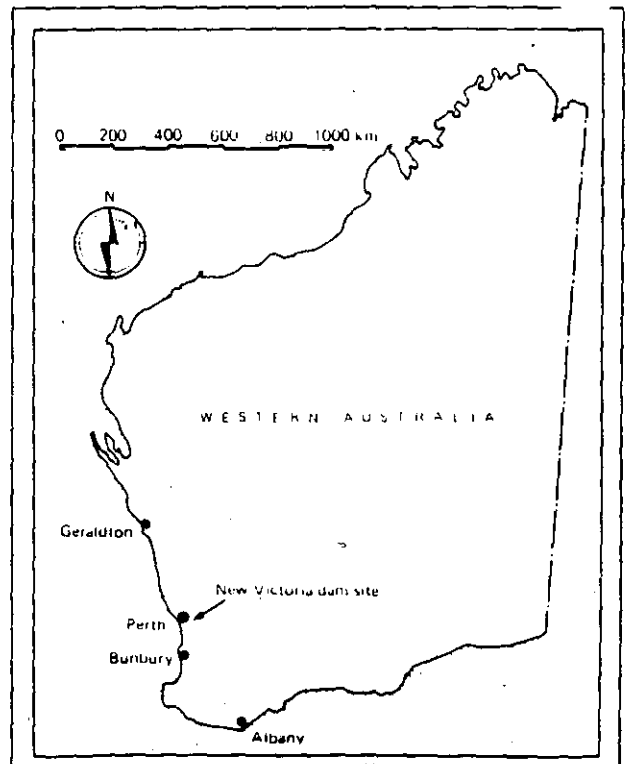


Fig. 1. Location map of the New Victoria dam in Western Australia.

*Water Authority of Western Australia, P.O. Box 100, Leederville, Western Australia 6007, Australia

**Snowy Mountains Engineering Corporation Ltd, P.O. Box 356, Cooma, New South Wales 2630, Australia

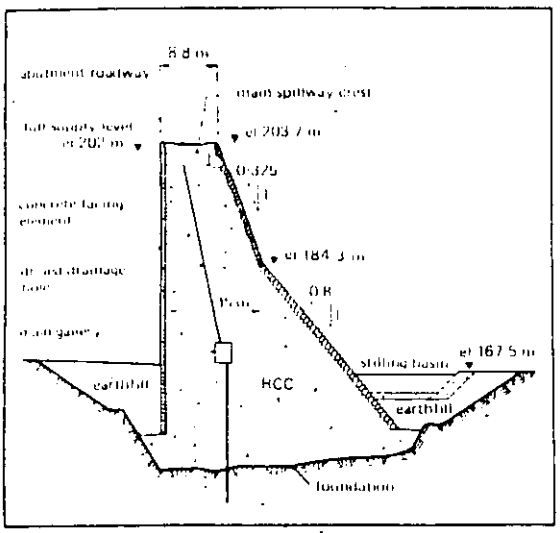


Fig. 2. Typical cross section of the New Victoria dam.

Dam type selection

Cost comparisons showed that a high-paste-content RCC dam was the most economical dam type when estimates for either a traditional concrete dam or an earthfill dam at the site were compared. The RCC technique enabled the dam to be completed one year earlier than a traditional concrete or earthfill dam. The shortened timescale also meant that water could be stored during the spring of 1991. Completing the dam in one construction season minimized diversion requirements and reduced the period of time during which alternative water supplies had to be found for the neighbouring suburbs.

The Water Authority of Western Australia determined that the RCC concept and techniques used to design and construct the New Victoria dam should result in a structure that could be considered monolithic and impermeable (with a permeability similar to that of traditional dam concrete). The layers thus needed to bond together without either a bedding mix or excessive treatment of the surface of each layer. The performance of dams constructed of high-paste-content RCC, and the testing of specimens taken from those dams, had shown that an RCC mix could be designed to meet these requirements.

Dam details

Forming of the face. In a high-paste-content RCC dam, the RCC is considered to be the waterproofing medium. To provide a durable, relatively aesthetic external face, and to provide construction support for the RCC placement, the upstream and downstream faces of the New Victoria dam were constructed using slip-formed interlocking facing elements. The facing elements are similar to those used at Upper Still-water dam in the USA[1].

Spillway. The stepped downstream face of the dam will dissipate as much as 70 to 80 per cent of the energy of the flow passing over the spillway crest.

Crest width. In the non-overflow sections of the dam, the crest width was set at 8.8 m. This width provided sufficient room between the inside faces of the facing elements for the construction plant to work relatively efficiently.

RCC layer details. The RCC layers were 300 mm thick after compaction. Each layer had a 1 in 15 crossfall gradient, falling from downstream to upstream. The crossfall helped to drain the surface of each layer during construction; it also provides additional sliding resistance along the potential plane of sliding between layers of RCC in the completed structure.

Galleries. Galleries have been provided for inspection, drainage and instrumentation purposes. These are located 8 m from the upstream face to provide an adequate working space between the gallery and the face. The walls of the galleries were formed either by using slip-formed facing elements, or by erecting conventional forms and placing facing concrete against the forms as each layer of RCC was placed. Flat pre-cast panels were used to construct the roofs of the galleries.

Drilled drainage holes. Drains were drilled from the galleries into the foundation (Fig. 3) before the gallery roofs were installed. The air-track drill rig fitted between the gallery walls. Further drain holes were drilled from the dam crest to intersect the gallery roofs.

Outlet works. The intake tower is D-shaped and was slip-formed in advance of the RCC placement. The 750 mm-thick back wall of the tower lies within the body of the dam and is attached to the dam by eight post-tensioned anchors. The outlet conduit is in a trench in the dam foundation and was installed and encased in concrete before RCC placement began, to minimize the disruption to RCC placing operations.

Programme

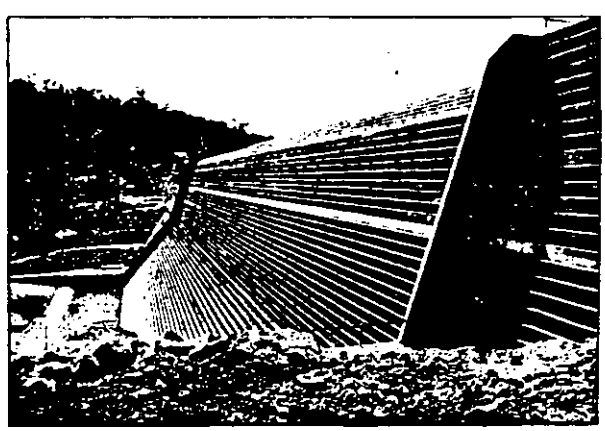
The decision to proceed with a new dam was made in February 1989. Detailed design and the laboratory trial mix programme for the RCC began in July 1989. Tenders were called in March 1990 and the contract was awarded in August 1990.

By February 1991, excavation and grouting for the dam foundation had been completed. The first of 170 layers of RCC was placed on 11 March 1991. The final layer of RCC was placed 160 days later on 18 August 1991. Storage of water in the reservoir began on 16 September 1991, a little more than one year after work had commenced on site.

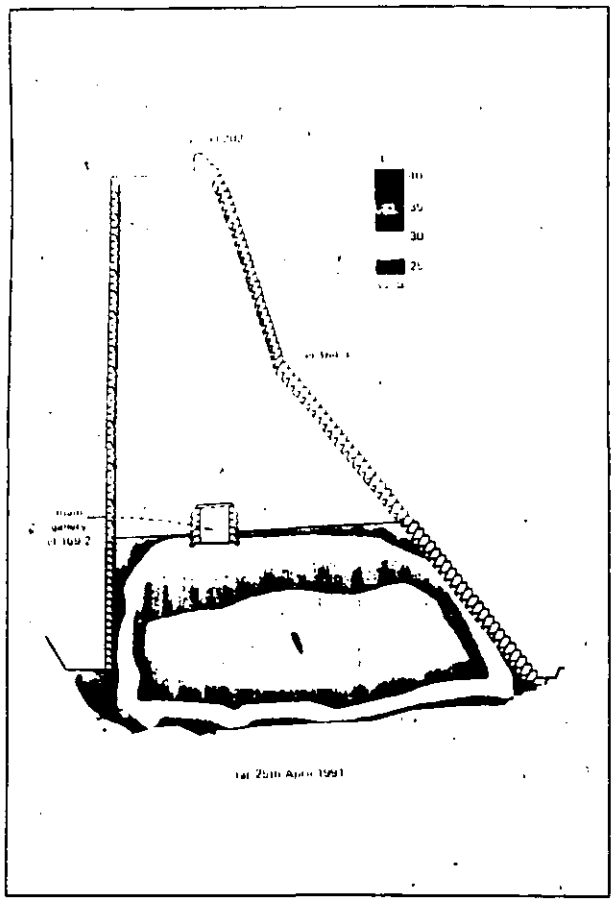
RCC mix

Seismic analyses of the dam determined the critical design requirement for the RCC to be an in-situ static vertical tensile strength at the joints of 0.92 MPa. This led to a design characteristic cylinder compressive strength of 20 MPa for the RCC[2].

The cementitious content of the RCC consisted of one



Stepped downstream face of the dam and spillway section.



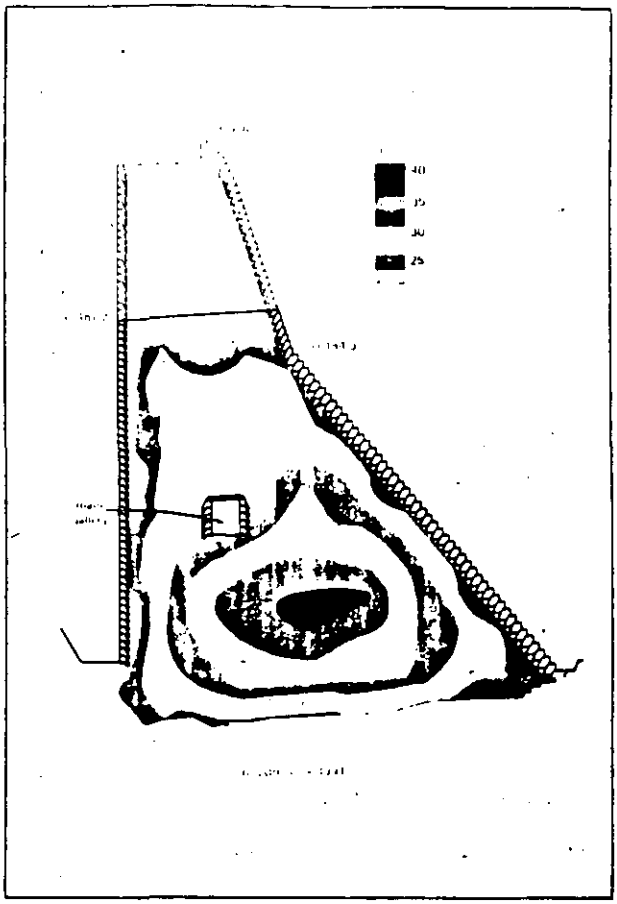


Fig. 3. Development of temperatures in the dam body: (a) 25 April 1991; (b) 20 June 1991; and, (c) 24 September 1991.

third Ordinary Portland Cement and two-thirds flyash. Apart from the economy made by using flyash, replacement of cement with flyash minimized the heat generated as the concrete hardened. The flyash was obtained from the Muja power station, some 220 km from the site.

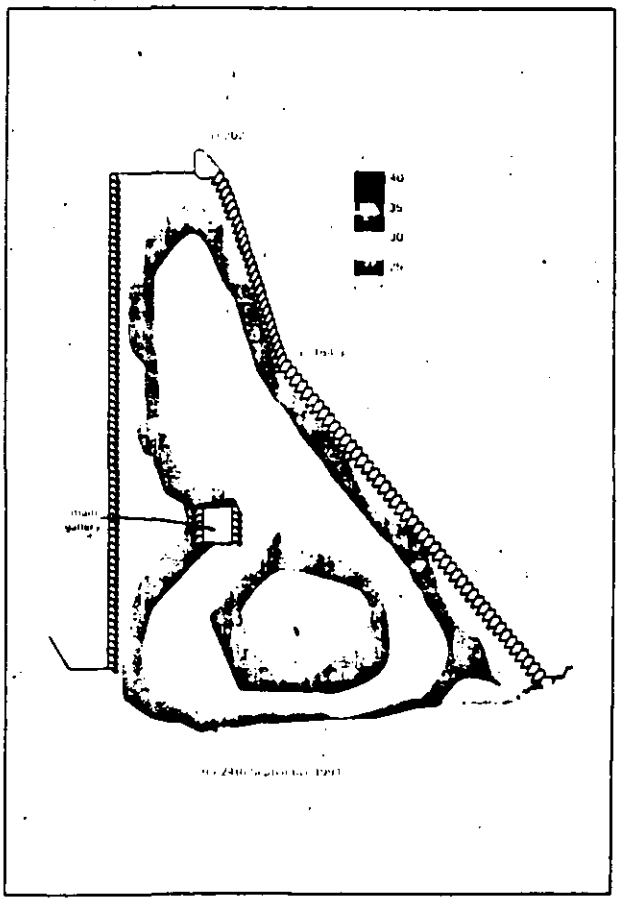
During the trial mix programme, it was found that concretes using the Muja flyash develop strength much slower than concretes containing normal low-lime flyash[3]. Up to the age of 91 days, the strengths of mixes containing Muja flyash are much lower than mixes containing a normal flyash. However, beyond 91 days, the mixes containing Muja flyash develop strength rapidly and, at an age of one year, the strengths of the mixes containing the two flyashes are similar. To take account of this unusual development of strength, the design age was changed from 91 to 180 days.

Typical mixture proportions of the RCC used to construct the dam are shown in Table I. The specified aggregate grading was achieved by using three crushed aggregates and a blended sand. The maximum aggregate size was 40 mm. As construction of the dam proceeded, a number of changes were made to the relative proportions of the individual aggregates in the RCC mix. Initially, the changes were

Table I — Typical RCC mix proportions (kg/m³)

Coarse aggregate	1415
Fine aggregate*	740
Portland cement	80
Flyash	160
Free water	105

**Fine aggregate is aggregate passing the 4.75 mm sieve.*



made to reduce the potential for segregation and to improve the handling of the concrete. Later, as more experience was gained with the handling and placement of the RCC, changes were made to make the mix more economical[4].

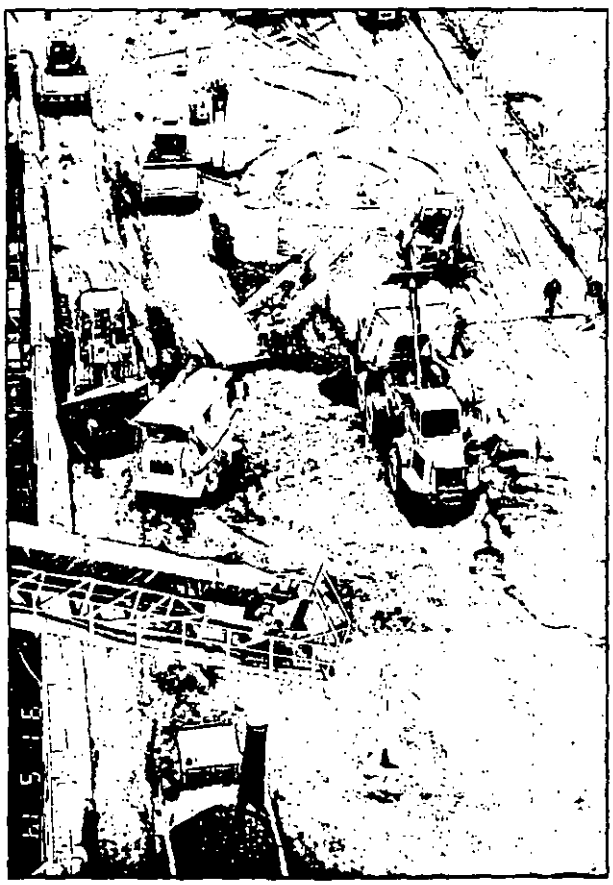
The workability of a high-paste-content concrete suitable for roller compaction can be measured using the loaded VeBe test with a 10 kg surcharge weight[5]. For the New Victoria dam it was found that the optimum loaded VeBe time was between 10 and 15 s. RCC with a loaded VeBe time approaching 20 s showed a greater tendency to segregate.

Thermal analysis

Thermal analyses predicted that, for a maximum placing temperature of 18°C, the maximum temperature rise in the dam would be about 18°C, occurring five weeks after placement. The maximum temperature measured by thermocouples placed in the RCC was 40°C, a temperature rise of 22°C. This maximum temperature occurred 8 to 10 weeks after placement. The development of temperatures within the body of the dam are shown in Fig. 3.

The greater than predicted temperature rise may have been caused by the placing programme being slower than assumed in the thermal analysis. The cooling effects of rapidly placed "cold" (18°C) layers of RCC would not have been fully achieved. It is also thought that, because of the unusual properties of the Muja flyash, the adiabatic temperature rise may have continued for longer than was assumed in the thermal analysis.

Five contraction joints, with a maximum spacing of 74 m, have been provided in the dam. The joint positions correspond to sharp changes in longitudinal foundation shape and changes in dam section. The thermal stress analysis indicated that a reduction in the spacing of the contraction joints would not result in a significant reduction in thermal stresses.



Typical RCC placement operation in May 1991.

Table II — Progress of RCC placement and rainfall data

Month	Volume of RCC placed (m^3)	Rainfall: Days with > 5 mm rain	Rainfall: Days with > 10 mm rain	Rainfall: Total (mm)
April	25 000	2	2	63
May	26 000	8	4	114
June	28 000	12	11	284
July	28 000	16	9	210

Table III — Densities of RCC

Method of measurement	Density (kg/m^3)	per cent TAFD*
Nuclear densiometer	2447	97.9
Loaded Vebe	2457	98.3
Cylinders	2454	98.2
Cored specimens	2481	99.2

*TAFD = Theoretical Air-free Density = 2500 kg/m^3

Construction aspects

Plant and equipment. The RCC was batched in an Aran ASR 250 XC continuous mixing plant, of the pugmill type, with a capacity of 180 m^3/h. The concrete was delivered on to the dam by a series of four conveyors, with a total length of 110 m. The RCC was transferred from the end of the conveyor to the point of placement in Volvo BM A25 six-wheel drive articulated dump trucks (see photo). As construction proceeded, spreader boxes were developed to spread the RCC in layers with minimal segregation. The RCC was compacted using single-drum 10 t vibratory rollers.

Cooling of the concrete. A number of methods were considered[6] to cool the RCC and facing concrete to the specified 18°C. The following methods were adopted:

- shading of the aggregate stockpiles;
- spraying the 20 mm and 40 mm aggregate stockpiles with water;
- using chilled mix water at 4°C;
- developing a 40 mm aggregate cooling feeder in which the 40 mm aggregate was sprayed with chilled water as it was fed by conveyor into the pugmill;
- injecting liquid nitrogen into the cement and flyash during pneumatic transfer from the delivery tankers into the on-site silos; and,
- injecting liquid nitrogen into the concrete as it was being transferred on to the dam.

Placing programme. Placement of the RCC and facing concrete was planned to take place in two shifts per day, 24 h per day and seven days per week.

Although construction of the dam extended into the wetter months of the year, and the number of stoppages caused by rain increased, the overall rate of construction was similar for all months of construction (Table II). Possible explanations for there being no overall reduction in the volumes placed during the wetter months (June and

July) are: fewer unscheduled stoppages because of plant breakdown; the contractor's increased experience in batching and placing the RCC; and, the fact that there were no restrictions from gallery construction.

Density control. The specified in-situ density for the RCC was 98.5 per cent of the theoretical air-free density (TAFD). The TAFD was calculated using recorded batch weights from the pugmill.

The wet density of the RCC was measured with a single-probe nuclear densiometer. Core drilling was carried out to measure the in-situ density of the hardened RCC. The wet density of the RCC at the time of placement averaged about 34 kg/m³ less than the density of the cored specimens.

Densities measured in the loaded VeBe test provided an indication of any variations of the material properties or proportions in the RCC. Visual variations in the mix were generally reflected in varied loaded VeBe densities and nuclear densiometer wet densities. Average densities measured by the various methods are shown in Table III.

Contraction joints. The five transverse contraction joints in the dam body were induced using 200 mm-deep galvanized steel plates inserted into each layer of RCC. The successive segments of steel plates form a plane of weakness through the entire section.

The contraction joints at the upstream face are sealed using a system comprising membranes and stainless steel retaining plates (Fig. 4). The bedding membranes assist in sealing around the bolt holes through the Polymer sealing membrane and take up any irregularities in the mating surfaces. A full size joint was constructed in the laboratory and tested at a head of 94 m for 50 full cycles of the design joint opening and closing of 20 mm.

A 100 mm-diameter void was formed behind the seal to induce the joint through the facing elements. At two of the contraction joints, the void is connected to the galleries by a drain pipe to allow for visual monitoring of the seal performance. Seepage to date (November 1991) has been negligible.

The most difficult part of installing the joint seal was the cutting back/building up of the surface of the facing elements, to remove abrupt changes in line between successive facing elements. Once the surface preparation had been completed, installation of the joint seal was relatively straightforward.

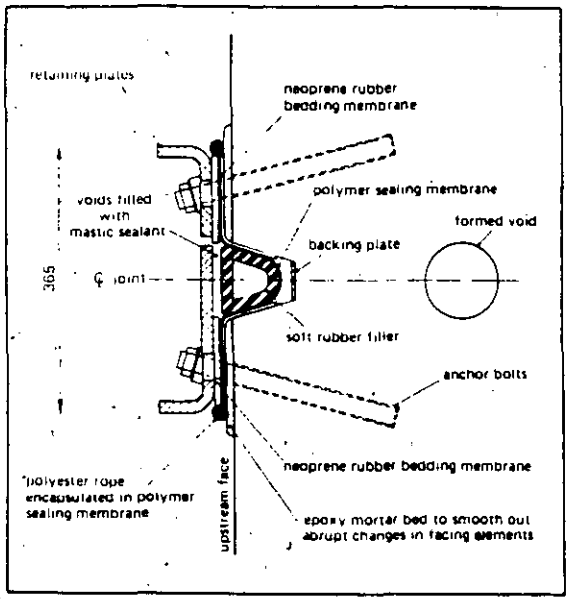


Fig. 4. Plan of contraction joint seal at upstream face.

Seepage

As of November 1991, with the reservoir level at el.182, seepage had been minimal. Water is seeping out of most of the foundation drainage holes drilled from the galleries, with the total seepage from all drains being 20 l/min. Under the present (November 1991) reservoir head of about 10 m, no water is seeping from any of the drilled drainage holes which exit through the main gallery roof.

Acknowledgements

The authors wish to thank the Water Authority of Western Australia, the owner of the New Victoria dam, for giving permission to publish this paper. The dam was designed and developed by the Water Authority. Consultants who assisted on the project included a Kinhill Engineers/Sir William Halcrow/Malcolm Dunstan and Associates Joint Venture, and the Snowy Mountains Engineering Corporation (SMEC). SMEC also assisted in the construction supervision. Dr Malcolm Dunstan designed the RCC mix proportions. The contractor was Baulderstone Hornibrook Engineering Pty Ltd.

References

1. DOLEN, T.P. AND RICHARDSON, A.T., "Slipformed Concrete Facing for Roller Compacted Concrete Dams", Q62/R22, 16th ICOLD Congress Volume III, San Francisco, USA; 1988.

2. WARK, R.J., KERBY, N.E. AND MANN, G.B., "New Victoria Dam Project", *Australian National Committee on Large Dams Bulletin*, Issue No. 88, Melbourne, Australia; August 1991.

3. DUNSTAN, M.R.H., WARK, R.J. AND MANN, G.B., "New Victoria Dam, Western Australia", *Proceedings*, International Symposium on Roller Compacted Concrete, Beijing, China; November 1991.

4. WARK, R.J., DART, W.T., MANN, G.B. AND GILLON, B.R., "The Construction of New Victoria Dam, Australia", *Papers*, Speciality Conference "RCC 92", "Roller-Compacted Concrete III" (Editors K.D. Hansen and F.G. McLean) American Society of Civil Engineering, San Deigo, USA; February 1992.

5. British Standards Institution, "Method for Determination of Vebe Time", Designation BS1881: Part 104; 1983.

6. FORBES, B.A., GILLON, B.R. AND DUNSTAN, T.G., "Cooling of RCC and Construction Techniques adopted for New Victoria Dam, Australia", *Proceedings*, International Symposium on Roller Compacted Concrete, Beijing, China; November 1991.

Petit Saut: an RCC dam in a wet tropical climate

By J. Dussart, B. Deschard and F. Penel, Head of Hydraulic Engineering Branch, Manager of Civil Engineering Department and Civil Engineer*

This article describes the Petit Saut dam, under construction on the Sinnamary river in French Guiana, about 30 km south of the towns of Kourou and Sinnamary (Fig. 1). The RCC dam is to be built in a tropical region.

The Petit Saut hydroelectric scheme involves construction of a dam just upstream of the confluence of the Coeur Maroni creek and the Sinnamary river. The dam will create a 310 km² man-made lake with a total volume of 3500 × 10⁶ m³. It will be fed by a 6000 km² catchment area with an average annual rainfall of 3000 mm.

The gravity type dam is to be built from roller compacted concrete (RCC). It will be approximately 740 m long, with a straight crest at el. 37. It includes standard cross-sections, integrating special individual sections for the intake, surface flap gate, bottom drainage structure and spillway. The dam is founded on a granite massif, the outcrops of which on the river banks and bed form a natural neck suitable for construction.

Despite these natural features, ancillary dams, no more than 10 m above the ordinary ground level, are necessary on both river banks. They are constructed from laterites, protected by riprap, and have a total length of about 900 m with the crests at el. 38.

*National Hydraulic Engineering Centre, Electricité de France, 140 ave. Vitou, BP560, kF-13401 Marseilles Cedex 9, France.

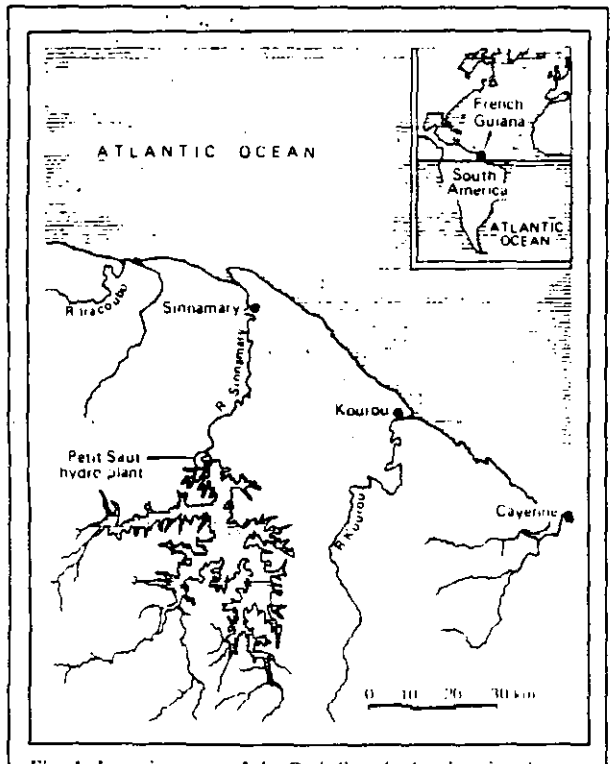


Fig. 1. Location map of the Petit Saut hydroelectric scheme

Design of the main RCC dam

The RCC gravity dam (Fig. 2) is designed to have a maximum height of 47 m above the existing Sinnamary river bed, and it will contain the spillway (Fig. 3). The dam's standard cross-section is triangular up to el. 27, with a vertical upstream face and the downstream face sloped at 0.8. Above el. 27 the downstream face is vertical.

Three bottom drainage outlets are capable of discharging 3000 m³/s, that is, most of the plant's estimated probable 10 000-year flood of 3900 m³/s. During dam construction, the bottom outlets are used for temporary diversion. A surface flap gate will also help to discharge flow and, in addition, will be used to remove any objects floating downstream. These special sections were designed as far as possible to preserve the continuity of the RCC and its standard cross section.

Roller compacted concrete (RCC) was selected for the following main reasons:

- an added safety margin will be provided by a concrete structure, allowing for any underestimate of the probable flow at the plant;
- the RCC technique will allow for rapid construction, resulting in compliance with the schedule, from the river diversion and cut-off in mid-1992 up to filling in early 1994; and,
- compared with a laterite embankment dam, the RCC dam results in fewer problems in the wet tropical climate, where the long rainy period extends from December to July, interrupted only in February or March by a short dry season.

RCC construction data

Laterites and deteriorated granite have been removed to allow the body of the dam to rest directly on the sound granite. Local deterioration on fracture lines was considered acceptable. Irregular ground features were smoothed off by a hydraulic rock hammer, and significant hollows were filled with concrete. This will result in a 20 to 40 cm-thick initial RCC layer, and a thickness of 30 cm for the subsequent layers.

The reinforced concrete toe gallery and the upstream face have been built prior to placing the RCC, to make the two construction sites independent. The 1.2 m-thick upstream face was fabricated with 20 m-long blocks to inhibit any cracks. The blocks were separated by joints fitted with waterstops and were cast in concrete lifts of 4.8 m to limit the number of concrete joints.

Any RCC-induced contraction cracks between the concrete and RCC are minimized by steel bars running between the upstream face and the RCC. A second function of these bars is to limit upstream facing deformation during construction of the body of the RCC dam. As these steel bars are not required in the final phase, no special corrosion protection measures are needed.

The drainage system is designed to prevent, as far as possible, any water from flowing in the body of the structure. It is located at the boundary of the upstream facing with the RCC. The system consists of a series of vertical drains, 4 m apart, embedded in the upstream face and flowing out into the toe gallery for collection a

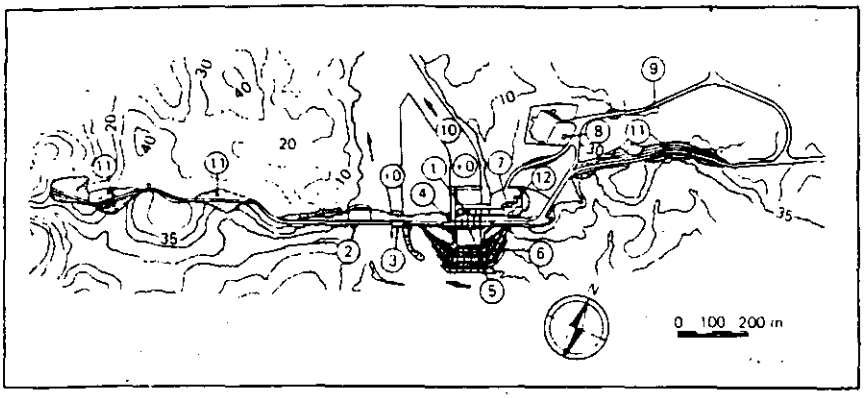


Fig. 2. Overall plan view of the scheme, where: 1 = power station; 2 = spillway; 3 = bottom outlet; 4 = flap; 5 = intake; 6 = embankment for ecological purposes; 7 = maintenance building; 8 = surveillance building; 9 = access road; 10 = tailrace; 11 = earth dams; and, 12 = switchyard.

discharge by pumping. On account of the 2 per cent transverse slope required for the foundation and for each RCC layer, the drainage system is also able to handle run-off water during construction.

The downstream face has a gradient of 0.8 to el. 27. The inclined face is machine-compacted. Above el. 27, the downstream face is constructed of pre-fabricated, reinforced concrete in self-stabilizing panels (3 m long and 1.8 m high). Each panel weighs 4 t; but is joined to the RCC by steel bars used solely for construction. The purpose of the bars is to minimize the effects of any excavating vehicles hitting the structure overhead.

RCC mix

The RCC mix is required to have the following properties:

- specific gravity: ≥ 2.3
  compressive strength after 90 days: ≥ 10 MPa
  tensile strength after 90 days: ≥ 1 MPa
- permeability: < 10^{-7} m/s (at 0.3MPa pressure)

In addition, the binder must have the following special properties:

- slow setting (incipient setting in paste form > 11 h);
- low hydration heat (< 200 J/g at 120 h); and,
- high resistance to attack by water.

The following materials were tested in the laboratory.

- gravel derived from the granite excavated on site or from a quarry near the aggregate plant;
- crushed sand produced by the aggregate plant, plus natural sand quarried 30 km from the site; and,
- RCC binder (supplied by CEDEST).

The following mix proportions were adopted:

- binder 120 kg;
- natural sand 400 kg (18 per cent);
- unwashed crushed sand 400 kg (18 per cent);
- 5/25 720 kg (34 per cent);
- 25/50 655 kg (30 per cent); and,
- water 130 l.

Trial embankments

Acceptance tests, involving trial embankments, were carried out in November 1991 to verify that the laboratory-defined RCC, when produced in the conditions existing on site, would meet the contract specifications.

The trial embankments were constructed with the same machines that will be used for dam construction; these are:

- a crushing plant, in operation since mid-1989;
- a concrete plant, including a continuous mixing plant with a capacity of 180 m³/h. This has already been used in the construction of the RCC dam at Aoulouz in Morocco;
- two Terex 23 t dumpers;
- Bull DS-type grading machines;
- one V4 compactor;
- construction joint spraying with sprinkler system;
- testing and inspection equipment including: a laser to control layer thickness; a gamma density analyser for embankments; and, core sampling for strength measurements.

These tests allowed for a number of dam construction criteria to be defined:

- The levelling concrete layer on the embankment foundations enabled both the principle for continuous operation of the concrete plant to be defined (in particular, the minimum material production to be eliminated on startup for uniform production) and the production

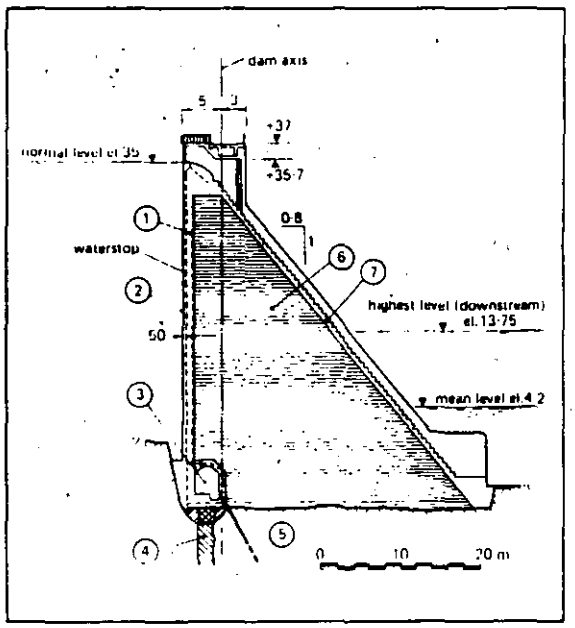


Fig. 3. Spillway cross section, where: 1 = vertical drain holes; 2 = conventional concrete upstream face; 3 = grouting and drainage gallery; 4 = grout curtain; 5 = drains; 6 = RCC; and, 7 = conventional concrete spillway lining.

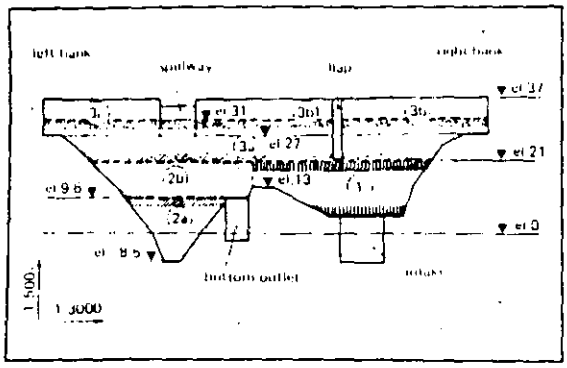


Fig. 4. The RCC dam, showing the RCC layers.

organization (cycle time) to be specified.

- compacting variations (number of passes with or without vibration);
- treatment of reclaim surfaces, that is, scrubbing, brushing, change in next layer overlay time (4, 8, 12 and 24 h without mortar, and 2 and 4 days with and without bonding mortar);
- installation and stability check of prefabricated units for front wall;
- checking of the procedures adopted for:
  - — implementation in a narrow area;
  - — shuttering of drains (perforated Everit panels);
  - — construction of a gallery (opened layer-by-layer using a mechanical shovel, followed by removal of RCC and laying of the roof pre-slab);
  - — installation of reinforcement joining up with the surface flap gate chute, or the spillway downstream lining;
  - — installation of monitoring instrumentation; and,
  - — construction of a "dashed line" of RCC joints.
- concreting with RCC of the bottom of the previously treated excavation (using hydraulic rock hammer and dental concrete), including a trial join of the layer with the rocky slopes.

During construction of the embankments, laboratory tests were conducted on fresh concrete from the concrete plant. Measurements taken included the strength and modulus after 28 and 90 days, as well as the speed of sound, specific gravity and porosity on test specimens. Other measur parameters were the Proctor Modified Optimum moist content and workability (VeBe tests) and the workability times at 30°C. The moisture content and the particle size distribution were also evaluated.

These tests were made every 50 m³ on the trial embankments, as the materials were being implemented. (The moisture content and specific gravity were measured with a gamma density analyser.)

Core samples will be further tested for specific gravity, porosity, water permeability, mechanical strength, and construction joint strength.

Methodology for placing RCC

Trucks and conveyors will place the required 230 × 10³ m³ of RCC in three phases (Fig. 4):

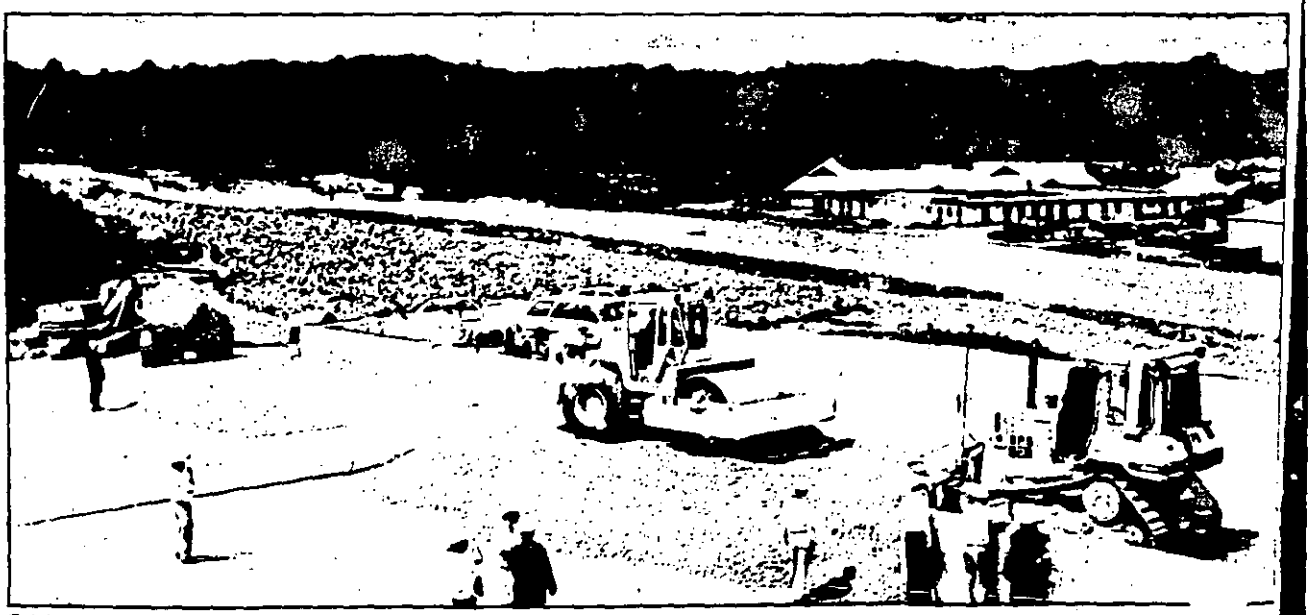
- Phase I: 50 000 m³ of RCC will be placed on the right bank, half up to level 2, and spread from the right to the left bank.
- Phase II: 85 000 m³ of RCC will be placed in the Sinnamary river bed area. This phase will be broken down into two steps: the first will complete up to el. 9.6 (the level of the diversion works), and the second will continue up to el. 21.

Conveyors will carry the RCC from the upstream side over the upstream face.

For the Phase II works, the Sinnamary river must be diverted and two cofferdams will be built to protect the excavation. Furthermore, to ensure the face stability in the event of a construction flow passing over the cofferdams, the face must be no more than 7 m higher than the ll.

Phase III will be divided into three sub-phases:

- Phase IIIa, in which the RCC fill will be completed up to el. 31 over the entire dam, with a temporary bridge over the concrete flap structures;
- Phase IIIb, with completion up to el. 37 from the right bank to the spillway; and,
- Phase IIIc, covering the remainder of the left bank up to el. 37.



Trial embankments under construction at the site in November 1991.

Cracking and leakage in RCC dams

By F. Hollingworth and J.J. Geringer,
Specialist Consultant* and Principal Engineer: Concrete Dams**

Cracking and associated leakage are two inescapable and intractable problems which feature to a varied extent in all RCC dams. The Department of Water Affairs and Forestry (DWA), South Africa, has completed six RCC dams: four gravity dams and two arch/gravity dams; two of these have filled and spilled, and four are storing water. This article deals with the observation of three of these dams. In particular the significance of cracking and leakage is discussed, and methods of controlling and reducing these conditions in both design and construction are considered.

From 1979 to date, DWA has completed six RCC dams, four of which are gravity dams: De Mistkraal, Zaaihoek, Wriggleswade, and Glen Melville[1]; and two are arch/gravity dams: Knellpoort and Wolwedans[2,3]. De Mistkraal, which is a diversion dam, stays full for most of the time, and Zaaihoek dam filled and spilled for the first time in July 1991 and has remained practically full ever since. Knellpoort dam at present has a head of 30 m of water, Wolwedans dam 54 m, and Wriggleswade and Glen Melville have started to store water. This article will be confined to the two arch/gravity dams, Knellpoort and Wolwedans, and to Zaaihoek, a gravity structure.

Instrumentation

The two arch/gravity dams are extensively instrumented. Every crack inducing joint contains crackmeters at various levels, so that a representative picture of the cracking in the joint can be obtained. These crackmeters are in effect vibrating wire strain gauges, with a base length of 1 m, and were specially designed for use in roller compacted concrete. Apart from measuring the crack width, they also measure temperature. There are also supplementary temperature meters, piezometers, pressure cells, and moisture meters. Absolute displacements are measured using a geodetic survey network, and suspended and inverted pendulums. Three-dimensional crackmeters are used to monitor the surface cracks. An IBM compatible (XT) personal computer is used for data management on site. The XT takes readings of the instruments each day, and stores the data on hard disk; it also communicates with another XT at the head office[4].

The gravity dams do not have elaborate instrumentation. Absolute displacements are measured using a geodetic survey network, and suspended and inverted pendulums, and three-dimensional crackmeters are used to monitor the surface cracks. A sliding micrometer is also being used to monitor the major crack at Zaaihoek dam. The instrumentation does not, however, monitor the cracking within the body of the dam.

Zaaihoek dam

Zaaihoek dam was completed in 1987. It has a maximum height of 47 m, a crest length of 527 m, and contains 134 × 10^3 m^3 of concrete. The RCC mix contained 120 kg/m^3 of cementitious material, with the proportions of ordinary Portland cement (OPC) to milled granulated blastfurnace slag (MGBS) being 30:70 respectively. The central section of the dam was built without any means of crack control. On the flanks, crack inducers were installed at 10 m centres as an experimental measure.

On 31 July 1991, that is, at the height of the South African winter, the leakage into the gallery from the left flank amounted to a total of 15 l/s, of which 9 l/s was coming from a single crack, and the rest mainly from two other cracks; the leakage from the right flank was 6 l/s, mainly from two cracks (more from one than the other). It was particularly noticeable that the unshuttered section of the low part of the gallery in the river section had practically sealed itself. This section had been formed with uncemented gravel, which was later mined out. It had been initially an area of general leakage which could be likened to a form of light rain in the gallery.

On the downstream face there were wet patches corresponding to the major cracks in the gallery. The total leakage through to the downstream face was approximately 2 l/s, bringing the total leakage through the dam to 23 l/s, with the water in the dam at reservoir full supply level and the concrete in the dam at about its lowest yearly temperature, conditions which should produce the greatest leakage. In the summer time, the leakage drops considerably to a total of approximately 6 l/s.

On the non-overspill crest, the major crack on the right flank appeared to have opened to a maximum of about 5 mm. There was minor leakage between the conventional concrete at the base of the spillway crest and the roller compacted concrete.

The total leakage is higher than would normally be tolerated, but it is concentrated at the major cracks. The major crack on the left flank is producing a strong flow and will certainly never seal itself; this may cause some internal erosion, and it is being carefully monitored.

Knellpoort dam

Knellpoort dam was completed in 1989. It has a maximum height of 50 m, a crest length of 200 m, and contains 59 × 10^3 m^3 of concrete. The RCC mix contained 203 kg/m^3 of cementitious material, the proportion of OPC to pulverised fuel ash (PFA) being 30:70.

Knellpoort shows a very satisfactory pattern of cracking, and this can be attributed to the generally low temperatures at which the RCC was placed. In the lower part of the dam, with the exception of one joint where the crack goes up to 0.5 mm, the cracks are less than 0.2 mm and in parts are closed. The placement temperature was around 10°C, and the concrete temperature peaked at about 25°C. In the middle section of the dam (again with the exception of the same joint as in the lower part of the dam where the crack goes up to 0.6 mm, and another joint in the gravity section of the left flank where the crack goes up to 0.8 mm) the cracks are less than 0.1 mm and in parts are still closed. The placing temperature was around 15°C and the concrete temperature peaked at 30-32°C. In the upper section of the dam the cracks are less than 0.2 mm and in parts are still closed, except for a joint near the middle of the gravity section on the left flank where the crack was 2 to 3 mm; this

*61 Ingersol Road, Lynnwood Glen, Pretoria, 0081, South Africa, and,
**Department of Water Affairs and Forestry, P/Bag X313, Pretoria 0001, South Africa

The 47 m-high Zaaihoek gravity dam, completed in 1987.

joint was grouted. The placing temperature was around 15°C and the temperature peaked at around 30°C.

The concrete in the dam is stabilizing at a mean annual temperature of around 15°C, varying annually between 10°C and 20°C. With the cracking pattern as observed, it seems unlikely that structural grouting will be required.

The leakage into the gallery increased when the dam began impounding. Generally the right flank was dry and it became wetter towards the river section and the left flank. Water issued from the grout pipes in the crack joints on to the downstream steps. There was also leakage through the gallery floor and a lot of water came through the joints in the gallery roof sections. The internal drainage holes through the RCC also issued water, but much less than other places, indicating that most of the water was probably coming through the foundation and the rock/concrete contact. The leakage into the gallery reduced from approximately 7 l/s before foundation grouting to less than 2 l/s afterwards; leakage through the crack joints on to the steps as reduced but did not stop completely.

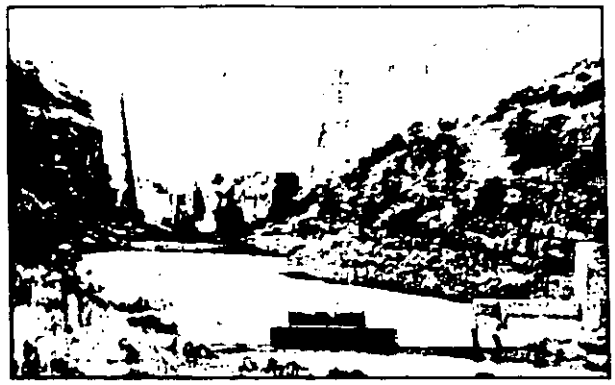
Wolwedans dam

Wolwedans dam was completed in 1990. It has a maximum height of 70 m, a crest length of 268 m, and contains 210 × 10^3 m^3 of concrete. The RCC mix contained 194 kg/m^3 of cementitious material, the OPC:PFA proportion being 30:70.

At Wolwedans it was necessary to continue with the placement of the RCC beyond the colder months of the year, to meet the required completion date. RCC was therefore placed at much higher temperatures than had originally been designed and specified. This resulted in a less satisfactory cracking pattern than at Knellpoort.

At the base of the dam, which was placed at the beginning of a summer season, the joints are mainly open throughout, with a maximum opening of approximately 2.5 mm. The RCC placing temperature was just above 20°C and the concrete temperature went up to 35°C. In the lower part of the dam, which was placed at the start of the next winter season, parts of the joints are closed and the maximum crack opening is generally less than 1 mm. The RCC was placed at a temperature of around 16°C with the concrete temperature rising to just above 30°C. In the middle and upper parts of the dam, the joints are for the most part still closed, and the maximum crack width is 1 mm. The RCC was generally placed at about 15°C or less, and the concrete temperature rose to around 25°C. It appears that the mean annual temperature of the concrete will stabilize at around 15°C.

As at Knellpoort dam, the leakage can be considered as two types: leakage into the gallery and leakage through the



The 50 m-high arch gravity Knellpoort dam, completed in 1989.

crack joints to the downstream face of the dam. The leakage into the gallery came mainly from two crack joints and from a pendulum hole. After selective grouting of these crack joints and the pendulum hole, this leakage was reduced to 3.4 l/s, which is quite acceptable for a dam of this size. The leakage through to the downstream face was estimated at 3.5 l/s with a depth of 42 m of water behind the dam.

With the present crack pattern, the dam is assessed to be structurally competent, and grouting for structural reasons is not being contemplated at this stage.

Conclusions

Initially we thought that it would be possible to build RCC dams without provision for cracking. Now, whereas we think that it is still possible, we do not think that it is practical, economical, or even desirable. By strictly controlling RCC placement temperatures by cooling aggregates, restricting the placing time to the cooler periods of the year, and taking further precautions and measures which would severely restrict the construction of the dam, it is possible to eliminate significant cracking. This, however, could leave parts of the dam in a state of tension, which is not desirable, especially under seismic loading. It is therefore better to design for cracking, and to control it.

The cracking in our dams, even the arch/gravity dams, is not, in our opinion, of structural significance. This is because the cracks are narrow, irregular and of a rugosity that will permit the transmission of thrust and shear forces with minor deflections of the structure.

Leakage, however, is a problem, not so much because of the quantity of the leakage, which has not been abnormal for the size of the dams, but because it is unsightly and in some cases could cause internal erosion. It is also very difficult to avoid. By improving the design of the crack inducers and directors, stressing quality control in construction, and care especially in the installation of waterstops, leakage can be reduced. It is, however, unlikely to be entirely eliminated, because it is usual for cracking to occur between the skin concrete and the RCC, and in the skin concrete itself, which can lead to leakage paths around the waterstops. The induced joints then tend to form drainage systems within the body of the dam, conveying the water to the downstream face. Such drainage systems, although structurally desirable, detract from the appearance of the dam and give a false impression of lack of structural competency to the uninformed. It is likely, therefore, that grouting systems will be installed and used not so much for structural reasons, but for the control of leakage.

Acknowledgement

The Director-General of the Department of Water Affairs and Forestry of the Republic of South Africa is thanked for permission to publish this article.

References

1. HOLLINGWORTH, F., DRUYTS, F.H.W.M., MAARTENS, W.W., "Some South African experiences in the design and construction of rollcrete dams", Q62-R3, *Transactions*, 16th International Congress on Large Dams, San Francisco, USA; 1988.
2. HOLLINGWORTH, F., HOOPER, D.J., AND GERINGER, J.J., "Roller compacted concrete arched dams", *Water Power and Dam Construction*; November 1989.
3. HOLLINGWORTH, F., AND GERINGER, J.J., "Roller compacted concrete arch/gravity dams — South African experience", Roller Compacted Concrete III, ASCE speciality conference, San Diego, USA; February 1992.
4. OOSTHUIZEN, C., "The use of field instrumentation as an aid to determine the behaviour of roller compacted concrete in an arch gravity dam", *Proceedings*, 3rd International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Oslo, Norway; September 1991.

The RCC technique: a perfect integration in the field of gravity dams

By J. Sterenberg, Expert*

New materials often lead to innovative types of structure which fulfil new functions or provide cost savings for at least the same degree of safety. Roller compacted concrete (RCC) is an example of a new material and technique which provides savings for new dam types[1]. As RCC (or RCD, Roller Compacted Dam method) has practically replaced conventional vibrated concrete (CVC) in the construction of concrete gravity dams, gravity dams are now almost exclusively within the realm of earthmoving and compaction plant.

RCC versus traditional materials

Fig. 1 summarizes the essential characteristics of the various materials that are used to build gravity dams. At one extreme, there is conventional vibrated concrete (CVC). It has about 200 kg of cement per cubic metre, with four classes of aggregates, and a water content of around 130 l/m³. With a slump of about 3 cm, it is compacted with poker vibrators. Its properties are well defined:

- mean compressive strength of about 30 MPa;
- permeability of less than 10^{-9} m/s; and,
- internal friction angle of about 55°.

At the other extreme there is pit-run or quarry-run material used as it is. It contains no cement and is compacted with heavy vibrating rollers, with a water content of between 90 and 120 l/m³. Its main properties, for a fines content of at least 10 per cent, are roughly:

- density = 2.3
- permeability = 10^{-7} m/s
- internal friction angle = 40°

Note that these values do not differ very greatly from the CVC values.

For the last ten years or so, roller compacted concrete has existed as a material between these two extremes. It has the following characteristics:

- wide variation in cementitious content, that is, cement (C) and possibly pozzolans or flyash (P); C varies from as little as 35 to as much as 120, and P can reach 200 kg/m³;
- highly variable aggregate grading, sometimes with only one class, sometimes up to four classes; in all cases the total fines content (cementitious materials included) is at least 10 per cent, to guarantee sufficient compactibility and impermeability;
- depending on the cementitious materials content or the quantity of fines, the RCC water content will be between 90 and 130 l/m³: this allows for placement with earthmoving equipment and compaction with heavy vibrating rollers.

A material such as this has the characteristics shown in Fig. 1 when placed on the dam. It can be seen that density, permeability and friction angle do not vary a great deal, and remain quite close to the values for conventional concrete. On the other hand, compressive strength is highly dependent on the mix, primarily on the cementitious materials content, which clearly makes mechanical strength a distinctive feature.

The characteristics of RCC provide obvious and now well known advantages with respect to both cost and construction time. Fig. 1 shows that a clear intermediate zone encompasses all the different types of RCC construction used throughout the world to date. That is:

- RCD, the Japanese approach, which has been very precisely mastered down to fine details of its characteristics and in this respect is quite comparable with CVC;
- the different RCC types distinguished by their total cementitious content (C + P), namely:

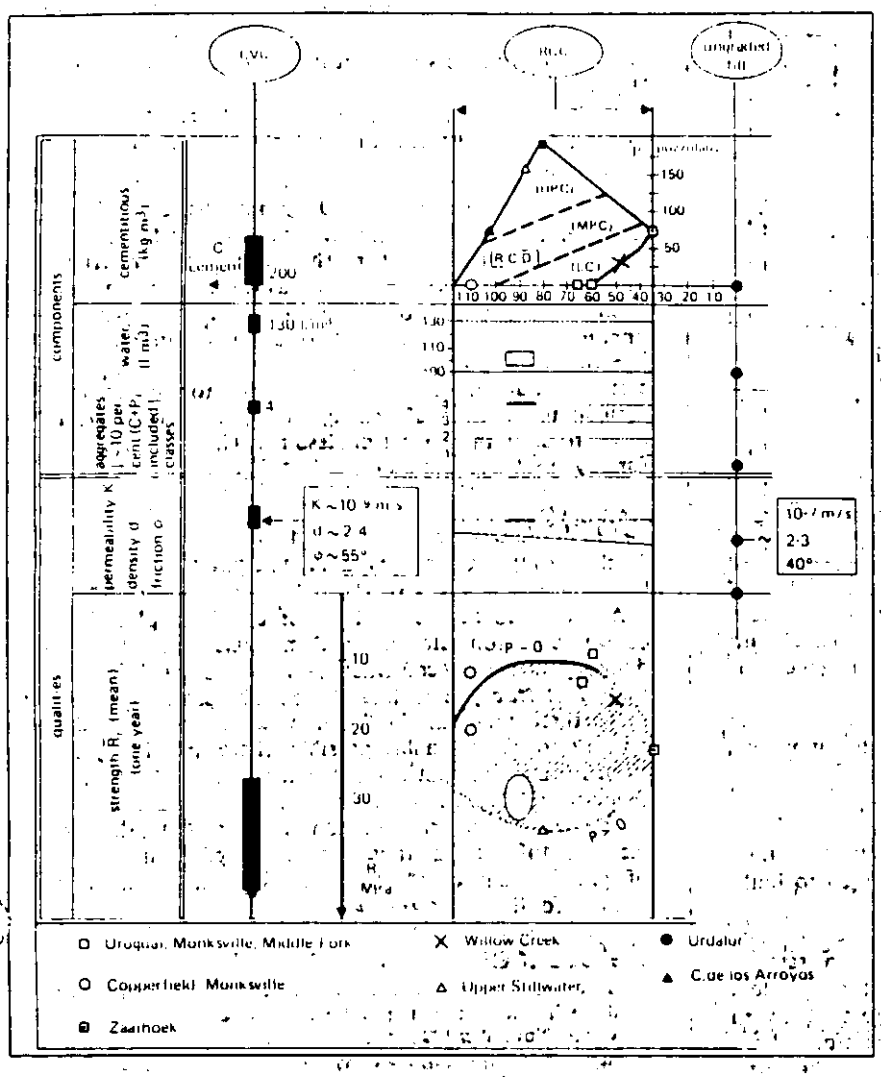
lean concrete (LCC):	$C + P < 100$ kg/m³
medium paste content RCC (MPC RCC)	$100 < C + P < 150$ kg/m³
high paste content RCC (HPC RCC)	$C + P > 150$ kg/m³

The graph also shows the sometimes considerable increase in strength that the use of pozzolans develops over a period of time, which adds interest to the use of HPC RCC if it is feasible and economically justified.

Mixing RCC

No material used in dam construction is completely uniform, and this is particularly applicable in the case of

*Coyne et Bellier Consulting Engineers, 3 rue d'Heliopolis, 75017 Paris, France.



◀ *Fig. 1. The RCC material.*

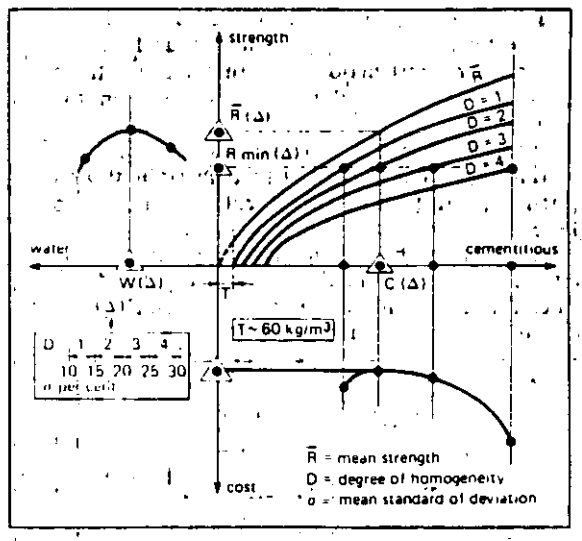


Fig. 2. The influence of mean strength and degree of homogeneity on the RCC behaviour. ▼

RCC. This lack of homogeneity can be assessed from the scatter of the main characteristics of RCC. For this reason, it is useful to introduce what is called here the degree D of homogeneity, together with the mean standard value σ of the essential features of the RCC in situ, that is, principally the mechanical strength R. To illustrate this, Fig. 2 proposes four degrees linked to four ranges of mean standard values. D is a representative measure of the homogeneity of RCC. Of course, the degree of homogeneity depends directly on the entire process of mixing and placing the RCC on the dam, and particularly on the severity of segregation this process creates. This means that D is also a representative value of the level of quality that the works should achieve.

The four examples of D values given here correspond to the mean standard deviations obtained from strength measurements on cores from completed dams:

	σ (per cent)	D
Conventional CVC dam	10-15	1
Upper Stillwater	20	2
Calesville	22	3
Aoulouz	22	3
Willow Creek	28	4

From the above, mean strength and the degree of homogeneity appear to be two distinctive features of RCC. Fig. 2 shows the influence of each on the RCC behaviour. From the graph it can be seen that for a given mean strength (and aggregates) there are several minimum strengths as a function of D. From that it can

Drift deposits overlying the bedrock were 1 to 3 m of clayey head on the flanks and about 1.5 m of gravelly alluvium in the valley bottom.

Water pressure tests in the boreholes measured the permeability in the bedrock to be within the range 70 to 270 Lugeons. Artesian groundwater conditions, up to 2 m above the existing ground level, were encountered in some boreholes.

The New Mill dam section shown in Fig. 2b has a striking similarity to Holbeam Wood. There are, however, some differences, mainly as a result of the foundation conditions:

- the weak rock required a wider base than Holbeam Wood to limit foundation pressures;
- a scour protection slab has been provided to resist erosion damage to the foundation under overtopping conditions;
- an upstream clay blanket has been provided to control under-seepage pressures and water flows through the rock; and,
- a drainage system was incorporated in the downstream works to control water pressure downstream of the dam.

Settlement calculations using an estimate of the deformation modulus based on the SPT values and observation of rock cores gave a maximum settlement prediction of approximately 40 mm. Differential settlements caused by the variations in foundation quality and reducing bearing pressures with reducing height of dam were calculated using a simplified finite-element analysis. These calculations predicted differential settlements of 8 mm over the 133 m-long RCC central core.

The design strength of the RCC mix enabled a stepped profile to be adopted. This profile dissipates about 60 per cent of the excess hydraulic energy under PMF overtopping, reducing the extent of scour protection slabs required.

The use of standard concrete pipes for the release culvert, as opposed to the reinforced concrete structure at Holbeam Wood, reduced the construction period for New Mill by three months and off-set much of the cost for the

Table I — Principal information

	Holbeam Wood	New Mill
Catchment area (km²)	29	19
PMF (m³/s)	290	170
Release culvert		
— design flow (m³/s)	15	15
— form	2 × 4 m in situ RCC	2.1 m-dia. Class H Concrete pipe
Length of dam (m)	80	133
Height of dam above foundation level (m)	12.2	9.7
Storage capacity to spillway level (10³ m³)	401	181
Area of reservoir at spillway level (ha)	13.6	7.5
Spillway length at PMF level (m)	55	85
Spillway height above valley floor (m)	8	6
Spillway height above foundation level (m)	10.7	8.2
Foundation bedrock	Dolerite	Slate/Sandstone
Volume of RCC core (m³)	4000	9400
RCC type	Lean	High paste content
Cost of dam structure	£400 000	£950 000
At tender date	May 1981	May 1990
Commencement of construction	July 1981	July 1990
Completion date	March 1982	December 1990
Contractor	Devon Contractors, Exeter	E Thomas, Truro
Engineer	Director of Operations, South West Water	Chief Engineer, NRA South West
Panel Engineer under Reservoirs Act	D D Fraser, Babtie Shaw & Morton	J P Millmore, Babtie Shaw & Morton

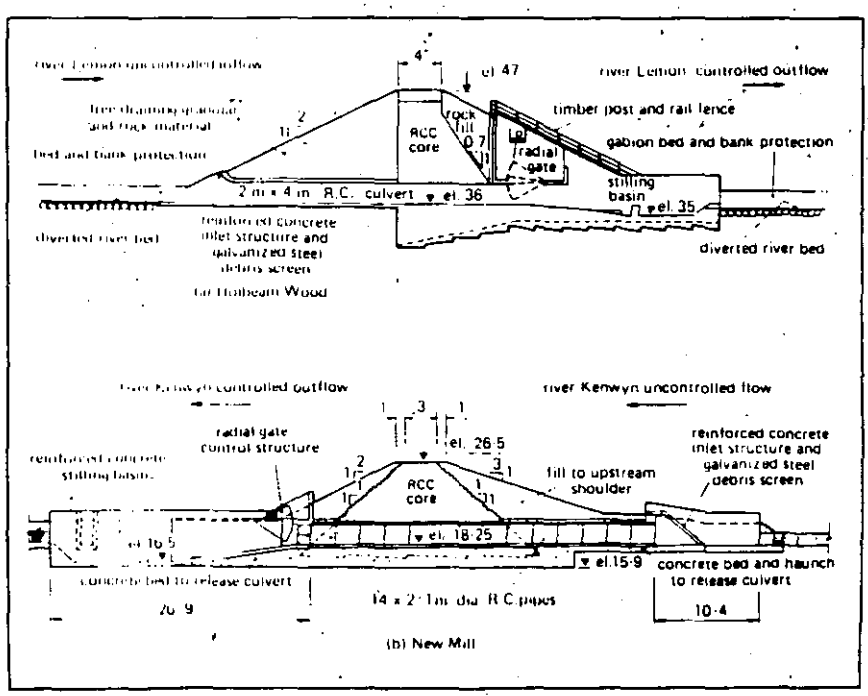


Fig. 2. Schematic cross section through the RCC core and release culverts for: (a) Holbeam Wood; and, (b) New Mill dams.

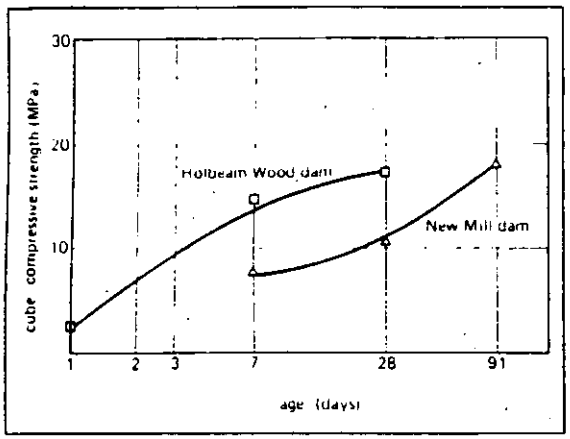


Fig. 3. Development of cube compressive strength with age for RCC from New Mill and Holbeam Wood dams.

additional volume of the RCC core and the concrete scour protection slab.

Design of roller compacted concrete

Both dams impound water for only short periods of time, and their central cores are protected by their upstream shoulder fill materials. Consequently, total impermeability, although desirable, was not an essential design requirement for the RCC. More important characteristics were the ease of transportation and the ability to compact the concrete to provide dense structures.

Analysis showed that at neither dam was it necessary to allow for tensile stresses within the concrete. Sliding resistance within both dams was improved by sloping the RCC layers down towards the upstream face (see Figs. 2a and 2b).

The concrete at Holbeam Wood was produced at a batching plant close to the site and was transported in ready-mix trucks (see Fig. 3). At New Mill, however, there was no ready-mix plant near the site; therefore, the concrete was required to have a retained workability over a long period of time. Transportation was to be in open trucks covered with tarpaulins by roads, and thus subject to delay because of heavy traffic. The RCC for New Mill was therefore designed so that workability would be satisfactory for transportation periods of between 20 and 60 min.

Holbeam Wood was one of the first examples of the use of RCC in dams (only Shimajigawa in Japan[1] had been completed earlier). To keep the design simple, it was decided to use dry-lean concrete, as this had been used in road bases in the UK for many years.

A modification of the Department of Transport Specification[2] was used to achieve the mixture proportion shown in Table II.

At New Mill, advantage was taken of the development in the design of RCC mixture proportions during the intervening nine years between construction of the two dams[3]. An RCC was designed with about twice the cementitious content of Holbeam Wood, but with a high proportion of flyash. This increase in flyash meant that the workability of the concrete was unchanged during transportation to the site, and the concrete could be handled a number of times without segregation. The mixture proportions chosen following laboratory and plant trials are shown in Table II.

Allowing for inflation, the costs of the two concretes were very similar.

Construction

Holbeam Wood dam was founded on sound dolerite, which required excavation about 0.3 m into rock. The foundation was prepared by removing all loose or unsound material before placing the concrete. The release culvert under the dam was constructed before RCC placement began.

The specified layer thickness at Holbeam Wood was 250 mm, which reduced to approximately 225 mm after compaction. Initially it was expected that there would be a delay between each layer, so that the concrete could gain sufficient strength to avoid damage by the plant spreading and compacting the successive layers. Trials showed that if the spreading plant worked on top of the fresh layer, rather than on the previous layer, it was possible to place up to three layers per day without damage to the concrete.

No formwork was used at Holbeam Wood. Instead, the earthfill shoulders were placed ahead of the core and the RCC was compacted against this fill (see Fig. 3). Separate plant was used for the placement of the fill and the concrete, and care was taken to avoid contamination of the RCC. Although the fill was an aesthetic requirement; it was found to have benefits to construction. The cost of placing the fill material, which had been won from the foundation excavations, was no more expensive than the use of formwork for the RCC. In addition, the earthfill was used as a ramp by the ready mix trucks to gain access to the RCC core.

The compaction of the RCC was carried out using a 10 t self-propelled single-drum vibratory roller (Stothert and Pitt SP200). Near the junction with the earthfill, a small pedestrian roller and rammer were used for compaction. Near the top of the dam, the width prevented the large plant from working effectively, so the last few layers were compacted in 150 mm layers using a pedestrian roller.

New Mill dam was founded a minimum of 0.5 m into the slate/sandstone rock. Because of the nature of the rock, the surfaces were prepared for blinding on a 1:20 (V:H) gradient by flat bucket swing shovel excavators and swept by hand where necessary. Only one shear zone was encountered in the foundation, which was large enough to require excavation and infilling. This required approximately 80 m³ of concrete.

The RCC was placed in three stages: the northern flank to the top of the culvert; the southern flank to a similar level; and, then above this level along the whole length of the dam. The maximum daily placement of concrete was 300 m³. The rate of placement was restricted by the supply of concrete and the congested area of the layer available for construction plant.

Table II — Mix proportions of RCC used at Holbeam Wood and New Mill

Dam	MSA* (mm)	Coarse aggregate (kg/m³)	Fine aggregate (kg/m³)	Portland cement (kg/m³)	Flyash (kg/m³)	Free water (kg/m³)	TAFD** (kg/m³)
Holbeam Wood	40	1260	1025	105	0	115	2505
New Mill	40	1400	750	50	150	145	2425

*Maximum size of aggregate; **theoretical-air-free density

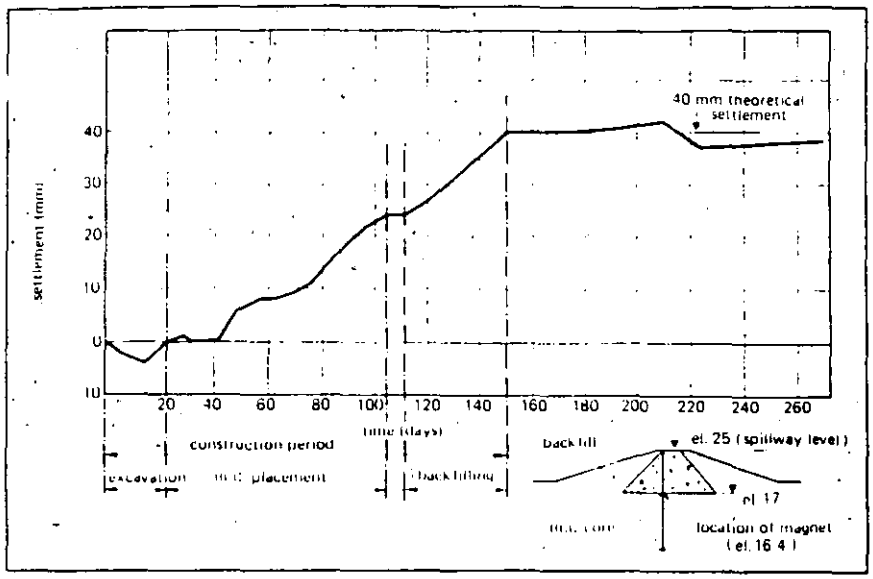


Fig. 4. Typical settlement versus time graph for the extensometer magnet located 0.6 m below the dam formation.

The RCC was transported from the ready-mix plant in covered 24 t trucks and placed directly on to the dam surface. The concrete was loaded into a dumper which transported it to its final location, where it was spread in 300 mm layers using a swing shovel excavator.

Compaction was achieved with a 10 t self-propelled single-drum vibratory roller (generally using a Dynapac CA 25D SPR) and a pedestrian vibratory plate in areas inaccessible to the roller. The increased cementitious content of the RCC at New Mill enabled the concrete to be compacted against roadforms, to create the steps to provide the desired profile for energy dissipation of floods overtopping the dam. After compaction, the concrete felt like stiff jelly, as essentially the aggregates were suspended in a matrix of paste; at Holbeam Wood, the concrete felt very stiff because of aggregate-to-aggregate interlock.

Concrete testing

The control of concrete at Holbeam Wood was by measurement of in-situ density (by sand replacement test and nuclear densiometer) and by testing cubes for compressive strength and density. Because of the low workability of the concrete, the cubes had to be compacted using a Kango Hammer.

At New Mill, the control of concrete was by measurement of workability (using a modified VeBe Test[4]) as well as in-situ density (by nuclear densiometer only) and compressive strength. The improved workability enabled the cubes to be manufactured on a vibratory table.

All tests of workability at New Mill produced results within the specified range of a loaded VeBe time of 15 to 30 s. The workability at Holbeam Wood was not measured.

The mean density of the concrete at Holbeam Wood was found to be 2385 kg/m^3 from the cube results, while the mean in-situ density was 2390 kg/m^3 measured using the sand replacement test and 2355 kg/m^3 using the nuclear densiometer. The New Mill concrete had a similar theoretical-air-free density (see Table II). A mean density of 2465 kg/m^3 was found from cube results, while the nuclear densiometer produced a mean of 2460 kg/m^3. This higher density could be attributed to the higher paste content of the mix[5].

The development of cube compressive strength of the [illegible] Fig. 3. The two curves reflect the typical and rather different development of strength of the two types of RCC:

- the lean all Portland Cement concrete at Holbeam Wood with its early development of strength; and,
- the high-paste-content concrete with a high proportion of flyash used at New Mill with its longer term development of strength.

Both concretes conform to the characteristics of strength of 10 MPa at an age of 28 days at Holbeam Wood and 91 days at New Mill.

Behaviour of the dams

At Holbeam Wood, the levelling of stations installed on the crest of the dam has demonstrated that no observable settlement has occurred.

At New Mill, a comprehensive arrangement for measurement was required in view of the anticipated deformations. Before the excavation of the dam, magnetic plate settlement gauges were installed below the foundations in boreholes to depths of approximately 15 m. Further magnetic plates were installed in the base of the RCC core. These instruments were read from an access tube which was extended through the structure as its height was increased.

The settlement measurements are presented in Fig. 4 which shows settlement with time. The readings, compared with the estimated settlement, are in line with expectations.

Piezometers were installed in the foundation to monitor uplift pressures both beneath the dam and immediately downstream. These instruments demonstrate that the drainage system appears to be controlling water pressures at the site in line with expectations.

Conclusions

The flood alleviation dams at Holbeam Wood and New Mill allow for overtopping in extreme flood events. Since the length of spillway required was almost the full length of the dam at both sites, RCC gravity sections were the most appropriate choice for the design.

Holbeam Wood was designed when RCC dams were at an early stage of development, and it proved to be very successful. This design for a strong foundation was modified to suit the weaker rocks at New Mill. Monitoring of the structures has shown that both dams have behaved well and

in line with predictions. New Mill benefited from the significant developments in the RCC materials over the nine years between construction of the two dams. Despite the greater cementitious content of the concrete at New Mill, the unit cost of the RCC at both dams was very similar, allowing for inflation.

The use of RCC in the dams' construction provided a cost-effective means of protecting the towns of Newton Abbot and Truro from flooding. Significant degrees of impounding have occurred at Holbeam Wood since completion.

Acknowledgements

This article is published with the permission of the Southwest Region of the National Rivers Authority. The authors wish to thank the staff of the NRA who assisted with the design and construction of both dams; Malcolm Dunstan & Associates designed the RCC at New Mill. They also wish to thank Mr. D.D. Fraser of Babtie Shaw & Morton who was the Panel Engineer responsible for supervising the design and construction of Holbeam Wood under the Reservoir (Safety Provisions) Act 1930 also the staff of Babtie Shaw & Morton who assisted Mr. Millmore with his similar duties under the Reservoirs Act 1975 at New Mill.

References

1. NAGAYAKI, S., YASUDA, T. AND OKUMURA, T., "Construction of recent RCD concrete dam projects in Japan" in Roller-compacted concrete, ASCE, New York, USA; 1985.
2. "Specification for road and bridge works", UK Department of Transport, Her Majesty's Stationery Office (5th Edition), London, UK; 1980.
3. DUNSTAN, M.R.H., "The 1980s — the decade during which RCC dams came of age", Keynote address to 1990 ANCOLD Annual Conference, Perth, Western Australia, ANCOLD Bulletin No. 87; April 1991.
4. "Methods of testing concrete: Part 104: Methods of testing fresh concrete", British Standards Institution BS1881: 1983.
5. DUNSTAN, M.R.H., "Design and construction considerations for roller-compacted concrete dams" Q62 R25, 16th ICOLD Congress, San Francisco, USA; 1988.

The Capanda RCC dam in Angola

By F.R. Andriolo and M.T. Schmidt, Consultant* and Manager**

Construction of the Capanda hydro plant, on the Kwanza river, in the middle of the northern region of Angola is described. The scheme is about 450 km from the capital, Luanda, and incorporates the country's first RCC dam.

The plant is being constructed for the Angolan Government, represented by Gabinete de Aproveitamento do Médio Kwanza (GAMEK). The work is being carried out by a Brazilian-Soviet consortium comprising Construtora Norberto Odebrecht S/A (the Brazilian contractor for the civil works) and V/O Technopromexport (the Russian designers and supplier of the electrical and mechanical equipment).

The main structures are as follows:

- an RCC gravity dam, with a spillway and flip bucket incorporated in the central part of the dam, and a bottom outlet;
- a water intake structure;
- four water intake tunnels;
- a powerhouse to accommodate four Francis turbines of 130 MW capacity each, and an annexed erection bay building;
- a switchyard with 220 kV transmission lines connecting Capanda to the national grid; and,
- cofferdams and a diversion tunnel with a cross section of 180 m² and the capacity to allow for a maximum discharge of 3600 m³/s, which corresponds to a flood with a 25 year return period.

*Andriolo Engenharia, Av. dos Semaneiros, 505, CEP 05463 São Paulo, Brazil, and
**Construtora Norberto Odebrecht S/A, Salvador, Brazil.

Table I — Main features of Capanda dam

Maximum height (m)	110
Crest length (m)	1200
Total concrete volume ($10^3 m^3$)	1154
RCC ($10^3 m^3$)	757
Conventional concrete in the dam ($10^3 m^3$)	104
Total dam volume ($10^3 m^3$)	861
Conventional concrete in other structures, including intake and powerhouse ($10^3 m^3$)	293

The Capanda dam and all appurtenant works are on the Malange plateau at an elevation ranging from 950 to 1000 m. The Kwanza river flows through a canyon at an elevation of 850 m.

The Kwanza is one of the largest and most important rivers in Angola, flowing 1160 km across the country (from east to west) to the Atlantic Ocean. Its basin covers an area of 147 940 km².

The Capanda project area is underlain by a massive expanse of meta-sandstone and sandstone schist (quartzo-feldspathic schist) from the Cambrian period; it is slightly inclined.

The main permanent structures of the Capanda project are arranged in a compact layout, which takes maximum advantage of the geological and topographical characteristics of the area.

The main features of the dam are shown in Table I. The design concept can be summarized as follows:

- a downstream slope of 0.74:1.00 (h:v) and a vertical upstream face;
- the upstream face is impermeable and consists of a concrete facing and a PVC membrane fixed to the inside of concrete precast panels with a concrete bedding mix covering the concrete construction joint surfaces;
- the central and downstream zones were built to

withstand mechanical (shear, friction and compressive) forces. There is a systematic form of drainage to reduce pore pressure action;

- the roller compacted concrete has a minimum required strength of 80 kgf/cm² at 180 days.

In an attempt to achieve the required strength for the RCC for the dam structure, it was originally planned to use an RCC mix with a cement content of 60-80 kg/m³ with an additional use of 80-100 kg/m³ of a filler material (known as Po de Pedra in Portuguese), from the meta-sandstone crushed rock. This has some pozzolanic properties, as has been indicated in recent studies developed by A. Ossipov at the Hydroprojekt Institute in Moscow.

The stability analysis relating to shear displacement between layers (taking into account the construction joints) led to the decision to use a bedding mix between the joints. This bedding mix was mainly used in an area of the upstream part of the dam, but it was also used in the downstream zone, if the time between successives layers exceeded 8 h.

The overturning stability analysis led to the adoption of a downstream slope of 0.74:1 (h:v), with a minimum RCC density of 2400 kg/m³.

The preliminary studies on materials and concretes for the Capanda project were carried out at the Itaipu Binacional Concrete Laboratory in Brazil. The basic studies were planned and began in 1987, and aimed to meet the following basic objectives:

- to optimise and reduce the cement content in the concrete mixes to a minimum, within the required safety values;
- to conduct extensive research on the characteristics of the available meta-sandstone rock to be used as concrete aggregate, to test for the possibility of the alkali-silica reaction, and to assess the real need for pozzolanic materials;
- to maximise the use of crushed sand from the meta-sandstone rock;
- to research the benefits of the filler (Po de Pedra), as a reducing agent against the alkali-silica reaction, and to increase the strength and watertightness of the RCC-mix;
- to test the concrete mixes;
- to test the materials and manufactured products (rebars, water-stops, admixtures, and so on) before shipping them to Angola.

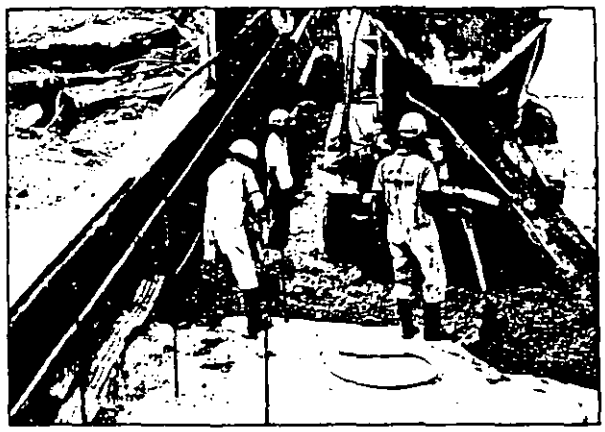
The studies and research[1,2] indicated the following:

- the cement (Cimangola) available in Luanda, is useful for mass concrete, and has the following characteristics:

C3S	45.1 per cent
C2S	24.9 per cent
C3A	9 per cent
C4AF	11.7 per cent
Compressive strength (28 days)	339 kgf/cm²

- the crushed rock material, when checked with standard tests, was found to be sound and suitable for use as aggregate.
- the Po de Pedra (finer than 0.15 mm) proved to be a satisfactory agent to reduce the expansion effect of alkali-silica reaction, with a moderate pozzolanic-activity, and also to reduce the concrete permeability.

The upstream impermeable zone of the dam is composed of conventional concrete (a mix considered to be watertight) and, as an additional safety measure, a geomembrane, fixed to precast concrete panels, developed by Odebrecht.



Pouring the concrete facing, close to the geomembrane.

The main reasons for the selection of a PVC membrane were:

- previous experience with PVC in other civil engineering projects, and in particular as the impermeable element in other RCC dams;
- the fact that PVC is used as the water-stop for contraction joints in dams up to 200 m high, and has been found to perform well for a long time; and,
- PVC is a thermo-plastic material and can thus be easily welded and handled.

The characteristics of the 2 mm-thick geomembrane installed at Capanda are shown in Table II.

RCC placement

The handling and batching system is a conventional concrete batching plant, which also produced the RCC in the initial period of the construction (from September 1989 to May 1990); it has been in operation from that time until the present, along with a pug-mill continuous mixing plant.

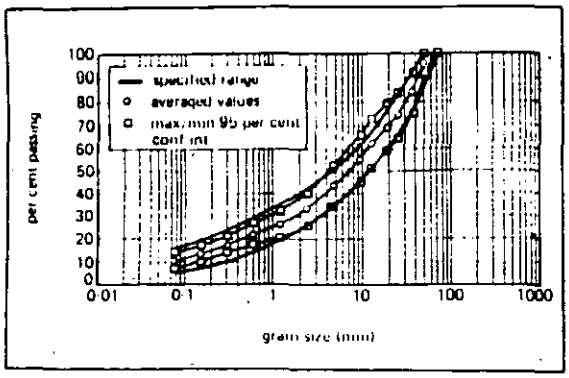
The conventional batching plant with tilting mixers and individual batch systems for each mix, are normally used for concretes with a cement content of more than 100 kg/m³.

The pug-mill mixer type is normally used for soil-cement mixtures with specified volumetric proportions. The dimensions, volume and quality control for the Capanda project required some improvements to be made to the plant such as installing a continuous weighing system.

This enabled the contractor to start construction with a cement content of 80 kg/m³ for the RCC mix, although preliminary studies had shown that it was possible to use a 60 kg/m³ mix.

Table II — Characteristics of the Capanda geomembrane

Specific weight (g/cm³)		1.25 ± 0.05
Tensile strength (kg/mm width)	minimum	2.14
Tensile strength (kgf/cm²)	minimum	120
Ultimate elongation (per cent)	minimum	300
Tear strength (kgf)	minimum	6.4
Dimensional changes (per cent)	maximum	± 5
Volatile loss (kgf/cm²)	maximum	0.5
Hydrostatic strength		15 to 20
Hardness		90 ± 10
Effect of alkalis		
change in weight	maximum	+ 0.25 −0.10
change in hardness		±5
Accelerated extraction		
minimum tensile strength	minimum	120
ultimate minimum elongation (per cent)		200



Grain size analysis for the RCC (pug mill mixers).

The continuous mixer plant is assembled with two continuous weighing conveyors and load cells, which lead to three pug-mill mixers. This layout permits a constant flow, with the minimum capacity of two mixers, even if one of the mixers is undergoing maintenance.

The RCC transporting system was based on the use of the 20 t capacity dump trucks which had been used during the excavation phase.

These trucks are used in two different ways:

- to transport the RCC from the mixing plants to the site; and,
- to transport the RCC from the vertical supply chute, located at the same level as the dumping site, to the dumping point.

The chute (or vertical transportation system) was anchored to the rock slope on the right side of the Kwanza river, and the RCC was discharged directly into the dump trucks. For safety reasons, flow control, and to minimize concrete segregation, it was necessary to install energy dissipators at regular points down the chute.

The trucks were loaded by another dissipator at the same level as the layer that was being worked on, to avoid them having to leave the work area.

The RCC is spread in layers of 0.45 m (uncompacted) and reduced to 0.4 m when compacted. A bulldozer (type CAT D6) is used to spread the material.

During the spreading and compaction of the RCC, the whole area is kept saturated with water (with a fog-spray system), to reduce the effects of evaporation and to avoid any section of the RCC drying.

The compaction is done by eight passes of a vibratory roller. Two types of roller are used; a VAP-70 (12 t), or a CC-43 (10 t).

Some difficulties occurred in obtaining an average density higher than 2400 kg/m³, with RCC that had a theoretical density of 2447 kg/m³; this required a greater effort on the part of the contractor and the quality control teams. Density has been checked using a nuclear densiometer.

A fog-spray (air-water jet), is used to control the hydration and thermal effects on the RCC during the curing cycle.

Treatment of the construction joints between RCC layers is used to improve the bond between the old and new layers.

To achieve this, the surface of RCC construction joints are treated to eliminate some carbonation or dirty material, and a thin layer of bedding-mix (conventional concrete — max. agg. size = 19 mm, 220 kg/m³ of cement) is used. Cleaning is done with a wet-air jet (at 7 kg/m² pressure).

Table III — Compressive strength results of RCC mixes

Use		Batch plant		Pug-mill plant	
Required strength (kgf/cm²)		80		80	
Control age (days)		90	180	90	180
RCC mix identification		F-76-BT	G-76-BT	F-64-PM	G-64-PM
Contents (kg/m³)					
Cement		80	70	80	70
Water		102	102	102	102
Aggregates		2265	2275	2262	2248
Cement content (kg/m³)	Tests	115	25	28	237
	Average	77.6	68.4	82	70.2
	St. dev.*	4.9	3.8	8.4	10.1
	Covar.	6.3	5.6	10.3	14.4
Strength 28 days (kgf/cm²)	Tests	53	16	9	57
	Average	86	78	93	78
	St. dev.	14.8	10.2	—	14.1
	Covar.	17.2	13.1	—	18.1
Strength 90 days (kgf/cm²)	Tests	141	51	26	152
	Average	100	93	115	95
	St. dev.	15.9	8.7	17.1	13.3
	Covar.	15.9	9.3	14.9	14
Strength 180 days	Tests	—	18	—	13
	Average	—	95	—	101
	St. dev.	—	8	—	16
	Covariant	—	8.4	—	15.8

* Standard deviation

Table IV — Density values from the RCC layers

Number of tests	= 2252
Average (kg/m³)	= 2.412
Coefficient of variation (per cent)	= 0.33

Table V — Compressive strength values from drilled core specimens

RCC cement content-mix (kg/m³)	80	70
Number of tests	64	86
Average values-compressive strength (kgf/cm²)	138	114
Coefficient of variation (per cent)	19.4	20.6
Age of tests	120 to 230 days	360 days

Progress and control

By October 1991, 450 × 10³ m³ of RCC and 54 × 10³ m³ of conventional concrete had been laid in the dam body.

Quality control is carried out at the aggregate crusher system, and during mixing, to check the water content, of the 19 mm wet-screened portion.

To check the homogeneity of the RCC mix, the cement content and the performance of the mixer [illegible] the RCC is tested daily (samples of the wet [illegible] The cement content is obtained by chemical analysis, to check the calcium content and (indirectly) the cement content.

The proportioning of the RCC mixes was done with aggregates with a specific weight of 2.65 t/m³ (SSD

Aerial view of the aggregates and concrete facilities and the dam.

condition), and combined to reach a maximum density (or the minimum void index). A combined grain size curve of the type $p = (d/D_{max})^{1/3} \times 100$ per cent, for a $D_{max} = 76$ mm was used.

To minimize or eliminate some of the segregation, and to reduce maintenance of the pug-mill, it is normal to adjust the coarse fraction of the curve, thus reducing slightly the content of $D_{max} = 76$ mm aggregate. In an alternative procedure, it is normal to reduce the maximum size aggregate to a lower level. For the RCC for Capanda, it was decided to reduce the D_{max} to 63 mm.

Grain size analysis

The grain size analysis is done on the same sample that is tested for the cement content, in the wet screened fraction).

Each shift, or every 1000 m³ of RCC, a set of cylinder specimens size 25 × 50 cm (d × h) are cast, with the full RCC mix. The compaction of these specimens is done using a pneumatic hammer in four layers, each layer being compacted for about 25 s.

The minimum required strength of the RCC mix is 80 kgf/cm² at half a year, the criterion being that 80 per cent of this strength should be above the design strength. As a safety precaution in the initial stages of compressive testing, the tests were carried out at 90 days.

Conclusion

The RCC technique shows the convenience of the use of some complementary control during the placing, spreading and compaction of the RCC, through density tests on the compacted layer, and through the compressive tests on specimens of drilled cores taken from the dam.

The main advantage of the RCC technique for Capanda has been its simplicity.

References

1. ANDRIOLO, F.R., AND BRAGA J.A. "Udo Concreto Rolado; Projeto Capanda — Angola; Ensaios Especiais" — XIX Seminário Nacional de Grandes Barragens-Aracaju, Brazil; 1991.
2. ANDRIOLO, F.R. "Desenvolvimento de Mantas de PVC: Opcao Tecnica e Economica Para Impermeabilizaçao de Barragens" — XIX Seminário Nacional de Grandes Garragens, Aracaju, Brazil; 1991.
3. RESENDE, F.D. "Controle de Qualidade do Concreto Compactado a Rolo (CCR) Empregado no Aproveitamento Hidroeletrico de Capanda — Angola" — XXV Jornada Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Porto Alegre, Brazil; 1991.

Concepcion dam: a practical solution to RCC problems

By M. Giovagnoli, E. Schrader and F. Ercoli, Project Manager for Design*, RCC Consultant** and Site Manager***

The Concepcion dam, on a section of the Rio Grande river 12 km upstream from Tegucigalpa, supplies water to the capital Honduras. The dam is a 68 m-high, 695 m-long, roller compacted concrete gravity structure which contains 290 000 m³ of concrete; it was completed in 1990. The reservoir has a live storage capacity of 33 × 10 m³, and will satisfy water demand up to the year 2005. The dam was built in seven months, RCC peak production being around 4000 m³/day. Challenges in construction were successfully overcome with practical solutions which were evolved as a result of good co-operation between the designer, contractor and owner; this was helped by flexible design criteria.

Concepcion dam is part of a water supply project which was implemented to cope with the emergency caused by a major increase in water demand and the inadequacy of the present water supply system of Tegucigalpa.

The project called for a medium-term solution to be implemented in the shortest possible time, and this target has been achieved as a result of the advantages of the RCC technique, and of the excellent co-ordination between the various organizations and financing agencies involved.

The contract was issued on the basis of an advanced preliminary design, and the contractor was mobilized and began excavations in December 1988. The design was substantially completed by the end of 1989.

Despite this approach, and various design and construction problems, the work schedule was largely met. The final cost was only slightly more than the initial estimate and the dam was completed by the end of 1990.

* Also, Chief Consultant for Supervision of Works, ITS-Servizi Tecnici Internazionali, Via Pinciana 33, Rome, Italy.
** Rt. 4 Box 264 B, Walla Walla, Wa. 99362, USA.
*** ASTALDI S.p.A., Via Po 13-15, Rome, Italy.

Dam design

The 290 × 10³ m³ dam body was concreted in seven months, with a daily peak production of about 4000 m³, as a result of the use of the RCC technique and to a design solution calling for a heavy duty non-bonded PVC geomembrane, which provides almost complete watertightness without the need for extensive jointing, high paste mixes and different concreting operations, that could have resulted in a longer construction time and higher costs.

The choice of a completely external watertight system allowed a functional separation between the statics and watertightness of the dam and was helpful in simplifying site organization and the construction method, in particular because it was only necessary to deal with one type of material, that is, RCC. It was also very important for the final quality of RCC actually placed in the dam, since the whole concreting cycle, from production to placing and compaction, was a continuous, smooth and co-ordinated operation, without any of the disturbances which could have occurred if different concrete mixes had been used, as normally required by an RCC dam with a conventional concrete upstream face.

RCC transportation

As a consequence of this design, it was possible to adopt an efficient concrete transport system, consisting of high speed conveyor belts specially designed for RCC. These belts were raised as the concrete placing level increased; the terminal element consisted of a conveyor element mounted on a stable crawler chassis.

The crawler could drive while the belt delivered the RCC mix, and could simultaneously reach out or retract, raise or lower, swivel or rotate over and around the chassis.

This system avoided not only excessive aging of the RCC during transportation, but also avoided contamination of the lift surface which would have been caused by the use of trucks. When trucks were used, they were always kept inside the work area, moving only between the crawler placer and the RCC final placing location.

Experience indicated that an all-conveyor system was definitely preferable, since it avoids both surface damage, which requires extensive cleaning, and segregation which occurs when [illegible] mix is dumped f[illegible]

Mo[illegible] carri[illegible] [illegible]ractor, it appears e[illegible] that an all-conveyor system is also more convenient. (see Fig. 1).

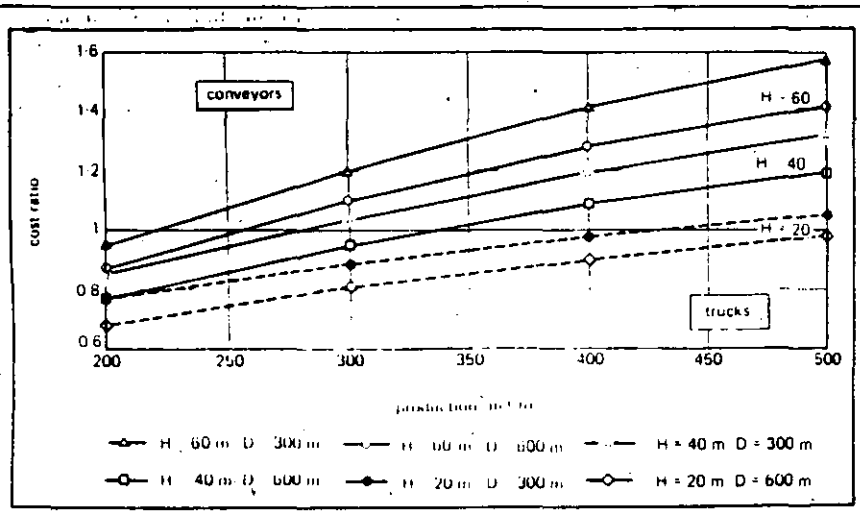


Fig. 1. Trucks/conveyors cost ratio versus RCC production.

Main characteristics of the scheme

The project will be able to meet the Tegucigalpa water demand up to the year 2005, by collecting and regulating the yearly flows of the Rio Grande, some 12 km southwest and upstream of the capital of Honduras.

The reservoir has a total live volume of 33 × 10^6 m^3, while the dead volume is around 1.5 × 10^6 m^3. The reservoir is sized to guarantee a minimum continuous discharge of 1200 l/s throughout the year, with a 95 per cent reliability.

In addition to the dam and its appurtenant structures, the project also includes a 9 km-long, 1000 mm-internal diameter steel conduit and a water treatment plant with a capacity of 1500 l/s.

Concepcion dam

The maximum height of the dam is 68 m, and its length is almost 700 m, The crest width is 8 m. The upstream face slope is 0.075/1, while the downstream face slope is 0.17/1 for the top 13 m and 0.8/1 below that. The downstream face is stepped, the steps having a height of 0.8 m, that is, equal to two standard RCC lifts. This was necessary to allow for the use of manually movable formwork (Fig. 2). The dam axis has a significant curve towards the right shoulder, to suit the morphology of the valley better.

Transversal joints have been designed only at points of geological or morphological change in the foundation. Other joints have been added by the contractor for construction convenience. An inspection and drainage gallery (see Fig. 3) runs nearly the whole length of the dam at no less than 5 m from the foundation elevation. Another short gallery is located in the central portion of the dam, where it reaches its maximum height and where some additional foundation treatment (to be done from this gallery) was expected. Vertical inspection shafts have been provided along seven of the nine transversal joints.

It is important to mention that a considerable reduction in the concreting efficiency in the vicinity of such structures was recorded. This was because of the interference with the RCC placing and compacting operation, the necessary use of lighter compaction equipment, and the reduction of the work area. A 20 per cent reduction in the concreting rate in the cases described above was recorded during construction.

Intake and valves

To simplify the construction and to minimize any interference with the RCC placement, the intake and bottom outlet were combined as one structure. This structure (see Fig. 4) was designed within the body of the dam and consisted of a 5 × 5 m reinforced concrete box culvert, cast into the lower foundation level in the central portion of the dam. The box culvert was used for river diversion until the 1100 mm internal diameter steel conduit was installed in the box culvert and embedded into a conventional concrete fill. This conduit serves both the bottom outlet Howell-Bunger valve and the water supply conduit. Operating valves and bypasses are provided at the downstream toe of the dam, while a mechanically driven sliding steel gate is [illegible] the inlet of the conduit, and can [illegible] the crest of the dam.

[illegible] accommodating the gate, the [illegible] stoplogs, is truncated for economic reas[illegible] on several metres above the minimum operation level. Since this level is reached almost every year, this does not affect the usual maintenance.

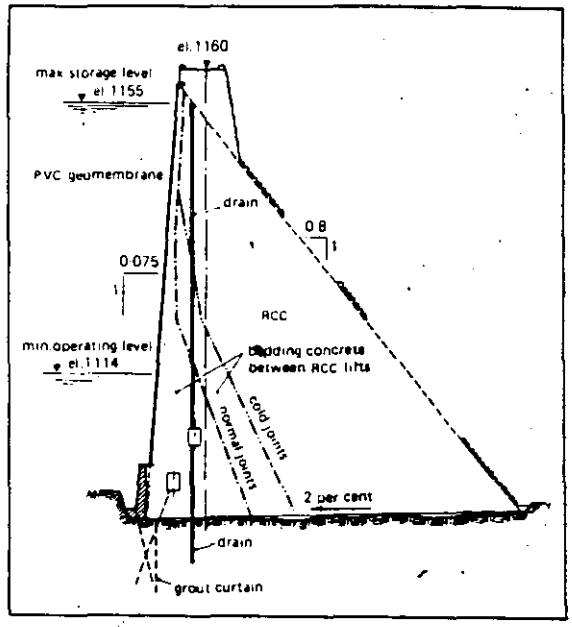


Fig. 2. Typical non-overflow cross section of Concepcion dam.

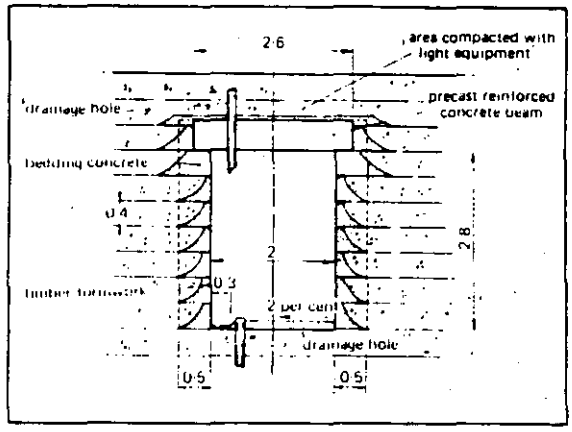


Fig. 3. Detail of the inspection gallery.

Foundation conditions

The left shoulder of the dam is over a foundation which was found to be a poor marly arenaceous sedimentary formation, locally defined as "capa roja" (red layer). This gives way to a cemented, compact and continuous sandstone at a depth of a few metres.

Extensive laboratory tests indicated a reduction of cohesion and friction when the foundation material was kept in a continuous state of saturation. Moreover, in-situ pressure and direct-load tests showed a reduction of the modulus of elasticity and an increase of deformability.

On account of this situation, the width of the crest was increased by up to 3 m along the last 50 m of the dam, to keep the safety factor against sliding to the same values as in the rest of the dam.

Spillway

The spillway (see Fig. 5) is 80 m long and has a standard crest shape. A concrete-lined chute, ending with a double flip lip returns the overflow to the deep valley some 150 m downstream of the dam.

The spillway section downstream face is stepped similarly to the rest of the dam. In this case, the standard 0.8-high, 0.64 m-wide steps are conventional reinforced concrete placed after the RCC was completed and anchored to it.

At maximum reservoir level, the spillway can discharge a flow of 923 m³/s, which corresponds to a 1000-year return period flood, taking into account the routing effect of the reservoir. The maximum probable flood, corresponding to a routed flow of 1600 m³/s, can be handled, with a significant reduction of the freeboard.

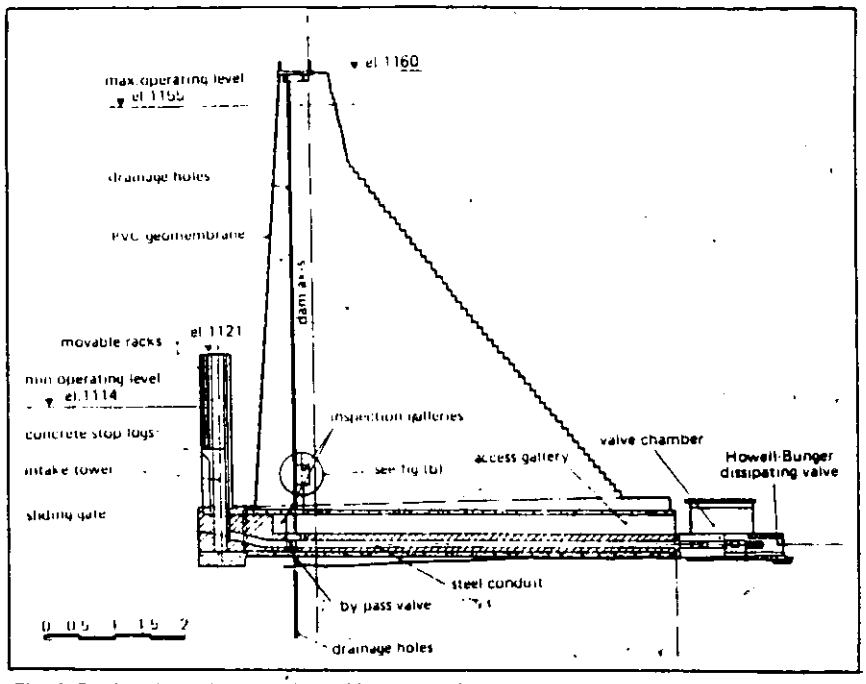


Fig. 4. Section through the intake and bottom outlet.

Geomembrane

The watertightness of the dam has been assured by a PVC geomembrane (Fig. 2), 3.2 mm thick, with a geotextile attached to the back of it. The geotextile was provided both as support for the geomembrane against the RCC surface, and for drainage. The 4 m-wide PVC sheets were attached vertically to the face of the dam by special steel profiles embedded in the RCC face, at 4 m intervals. These profiles also provide drainage downstream of the geomembrane. At the top of the dam, the membrane is anchored to a horizontal steel element embedded into the RCC, while at the bottom it is clamped to a concrete beam bolted to the foundation rock. The vertical joints of the membrane are heat-welded, clamped to the steel profiles and covered by a heat-welded strip of PVC.

RCC mix characteristics

The RCC mix design procedure was known as "full mix multiple trial"; the method attempted to find the least cost proportioning of cement and aggregate able to meet a defined value of strength.

Test cylinders were made of the standard 15 × 80 cm size, to evaluate the role of admixtures and the influence of the pozzolan and of the water content above saturated sample density (SSD).

Many series of the tests were made by varying the parameters mentioned above in the following way:

- admixtures, with WRA/retardant and without;
- cement + pozzolan content (kg/m³): 55-65-75-85-105;
- pozzolan content (as per centage of cement + pozzolan content): 0-30-50 per cent;
- water content above SSD : 4.1-4.5-4.9-5.3-5.7 per cent.

All the test cylinders were compacted by tamping, and eight ages were tested, from 3 to 365 days. Both compressive (two samples) and tensile (one sample) strength were determined at each age and for each mix. Also, the density and modulus of elasticity were measured for each cylinder. Tests were carried out at the site laboratory. As the data became available, an indication of the probable ultimate strength for each mix was determined as a function of the various parameters.

The final results of the tests performed on the various trial mixes can be summarized as follows:

- the moisture content had to be kept at the driest

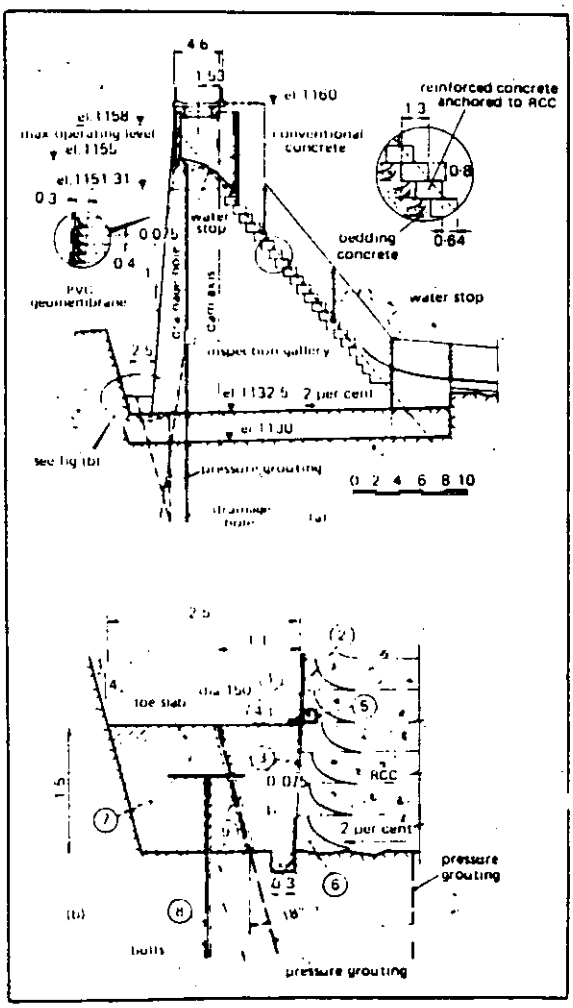


Fig. 5. (Above) Section through the spillway; and, (below) detail of the toe slab for anchoring the PVC membrane.

consistency of the mix, which still allowed total compaction and avoided segregation. This was because of the need to keep the cement content at a minimum for thermal reasons (the pozzolan proved ineffective because of its bad quality), and still having the required minimum for the final compressive strength. For the trial mixes with no pozzolan, a decrease of 40 per cent of the compressive strength was associated to an increase of the SSD moisture from 4.5 to 6 per cent.

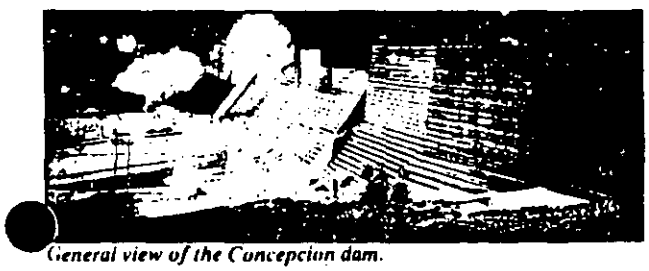
- Both the retardant and water reducer admixtures were proved not to be effective on workability and on "cold joint" formation time.
- Density of the mix after compaction averaged 2.2 kg/m³ even with the minimum values of air content, because of bad quality of the aggregate.
- Air content typically ranged from 0.5 to 2 per cent.
- Pozzolan available on the local market was of very poor quality, and tests showed that there was no strength increase by adding pozzolan to the mix.
- Obviously compressive strength increased with the cement content, but the addition of cement showed a well defined level of strength, above which adding more cement produced only a minor increase in the final strength. The maximum increase of strength was for a cement content increasing from 55 to 85 kg/m³.

A reference mix was finally selected for more laboratory tests. This mix included 90 kg/m³ of Portland type II cement without pozzolan; it was used for more specific tests to be run at a Corps of Engineers laboratory in the USA.

The compression, tension, modulus of elasticity, Poisson ratio, density, air content, coefficient of thermal expansion, specific heat, diffusivity, conductivity, creep, slow load strain capacity, autogeneous volume change and joint shear strength were tested and defined for the reference mix.

The RCC mix actually being used is composed of 55 to 60 per cent of quarry material and 40 to 45 per cent of river bed alluvium; the cement content ranges from 80 to 95 kg/m³ and the water content was 5 to 5.3 per cent. The aggregate gradation had a maximum size of 76 mm, with 82 per cent being smaller than 25 mm. The remaining 8 per cent passed the no.200 sieve.

The cement content varied from 95 kg/m³ in the lower part of the dam, to 90 and 80 kg/m³ in the medium and upper parts, respectively. The quality and variability of the locally produced cement was a major problem: the supplier provided a cement containing 15 per cent ineffective pozzolan; soon, at the beginning of the work, it was evident that the heat of hydration was very high as well as erratic. This obliged the designers to undertake a continuous adjustment of the mix and imposed some serious limitations on the concreting operations. For example, in the whole lower part of the dam where, to comply with the strength requirements a cement content of 95 kg/m³ was adopted, placing of RCC was not allowed during the day. It was proved that, by this measure, the temperature of the RCC actually placed was 6 to 8°C less than had it been



General view of the Concepcion dam.

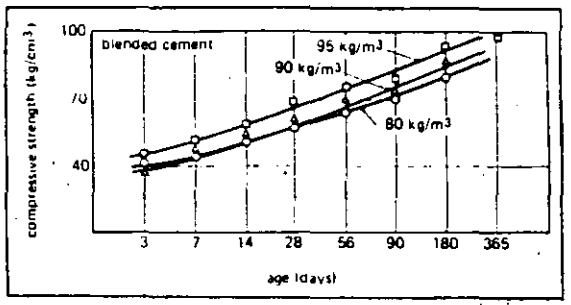


Fig. 6. Average construction test results.

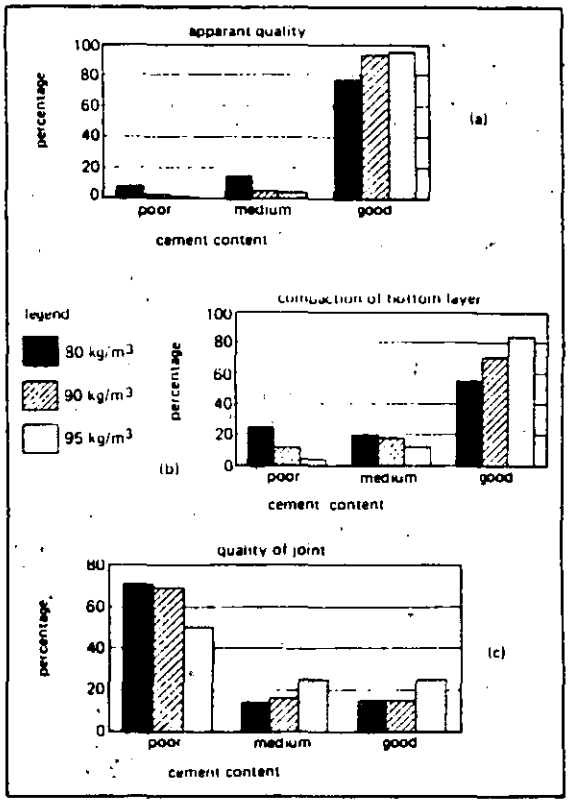


Fig. 7. Quality evaluation of RCC cores.

placed during the day. The RCC placed in the dam was routinely tested to measure the density and moisture after compaction, the variability of the fresh mix delivered to the dam, and the compression, tensile strength and modulus of elasticity.

More than 1500 compressive cylinder tests were carried out, and the results are shown in Fig. 6 as a function of the cement content of the mix.

In the summer of 1991, almost one year after completion of the dam, several 100 mm-diameter boreholes were drilled in the central portion of the dam. The 96 mm cores extracted have been examined and classified, with the aim of testing them in the laboratory. The compressive and tensile strengths, modulus, creep and the coefficient of thermal expansion will be tested. The quality of the RCC cores has been statistically evaluated as shown in Fig. 7.

As expected, the bond strength between layers appears to be weak: the majority of the cores are separated at 40 cm intervals, corresponding to the RCC layers, probably as a result of the core drilling and handling. The appearance of the RCC was generally good and the compaction of the bottom of the layer was also acceptable.

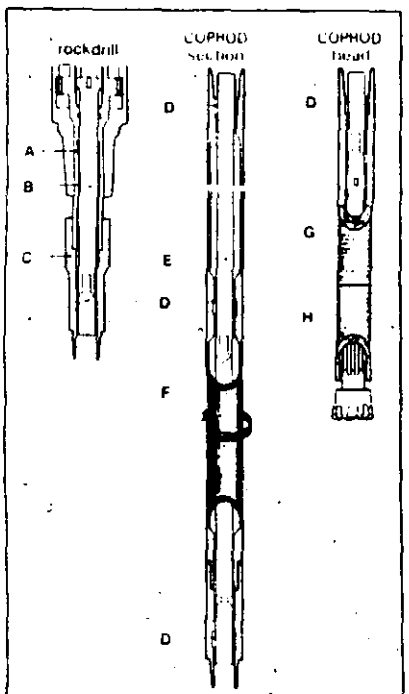
New method for energy transmission for tophammer drilling

Atlas Copco has developed a new tophammer drilling system, designated COPROD, with separate functions for percussion and rotation. The system opens the way for more powerful rock drills to be used, while retaining hole straightness. At the same time, COPROD has been found to increase drillstring life to lengths not achieved before in tophammer drilling. The concept is simple: it uses threadless rods for impact energy transmission and tubes to transmit rotation.

The development is the result of more than 10 years' of research and development work and extensive field testing, to find a new drilling system that combines the speed of tophammer drilling with the accuracy, equipment longevity, and hole dimensions of down-the-hole (DTH) drilling.

The drillstring

Hydraulic rock drilling gives almost unlimited possibilities to increase impact power. The technical solutions available with conventional drillstrings have therefore become a limiting factor, the main problems being excessive drillstring wear and unsatisfactory hole quality. The problem with hole quality can be overcome with DTH drilling but at the cost of speed.



The COPROD drilling system, where: A = rotation chuck; B = anvil; C = tube driver; D = rod guide; E = percussive rod; F = rotating tube; G = bit tube; and H = bit chuck.

Another way of solving the problem with hole quality is to use tophammer tube drilling, but this is normally at the cost of the drillstring life.

The COPROD drilling system is based on a new drillstring concept in which the centre rods, stacked one on top of the other inside tubes, transmit the impact energy to the rock, and the outer tubes provide the rotation. The outer tubes are connected by conical, threaded joints, while the inner rods are held together by the rock drill's feed and hydraulic reflection damper, which has been specially developed. With this arrangement, there is no impact energy loss between the rock drill and the bit.

Another important feature is that the air flushing of the drill hole is highly efficient, because the dimension of the tube gives a small clearance between the tube and the hole wall, thus creating optimum flushing air velocity.

The COPROD drillstring, covering hole diameter areas of 115 to 140 mm, has an outer tube diameter of 102 mm. The drill bits are similar to DTH-bits.

The rock drill and rig

Within the COPROD drilling system, Atlas Copco has developed the COP 4050Cr, based on the new COP 4050 series of hydraulic rock drills. The COP 4050CR version is equipped with an anvil that transmits percussion and a tube chuck that transmits rotation. Maximum impact power output is 40 kW, with a corresponding frequency of 3000 blows/min. The available torque is 2500 Nm.

The drill's special reflection damper provides contact between the rods as well as the drill bit and the rock, thus giving optimum drilling efficiency and equipment life.

The new ROC 942 series of crawler rigs has been developed along with the COPROD drilling system; a special version, the ROC 942CR, has been designed for this. It is equipped with a mechanized tube handling system with a capacity of four 6.1 m-long COPROD sections.

Productivity

The COPROD drilling system is claimed to have the following features to improve productivity:

- High drilling power: it is possible to use much more powerful rock drills while retaining accuracy because of the separated percussion and rotation functions.

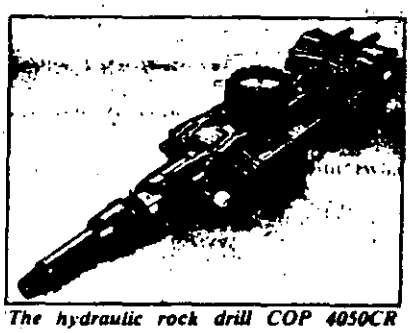
The ROC 942 crawler, which is suitable for use with the COPROD drilling system.

- High penetration rate, about twice the speed of DTH-drilling.
- High drilling accuracy, equal to tube or DTH-drilling.
- Long drillstring service-life: superior to conventional tophammer rod or tube strings, and equal or superior to DTH strings.
- A light, flexible carrier in relation to the hole dimensions. Compared with, for example, rotary drill rigs, the ROC 942CR is a light rig with high mobility even on difficult benches.

Economic aspects

As well as improving the drilling operation itself, the COPROD system can also help to improve the economics of the whole construction site. The quality of the holes produced enables the spacing to be optimized, resulting in a reduction in the number of holes required. Also better fragmentation will be obtained, which means less secondary blasting, a lower cost for explosives, and easier transportation and handling of the blasted material.

All the components in the drillstring, the rock drill and the rig have been designed, developed and tested to be fully compatible. — *Atlas Copco Tunnelling and Mining AB, S-10523 Stockholm, Sweden.*



The hydraulic rock drill COP 4050CR developed for the COPROD system.

PROFESSIONAL DIRECTORY

PROFESSIONAL DIRECTORY

EDITORIAL PROGRAMME 1992

MARCH
Soil mechanics
Instruments

APRIL
Concrete-faced rockfill dams

MAY
Uprating and refurbishment including Directory to supplies and services

JUNE
Hydro and dams in Scandinavia
Dam safety

JULY
Materials for dams
Gates and valves

AUGUST
The world's hydro resources
Large hydro machinery

SEPTEMBER
(Special ICOLD issue)
Large dams and spillways
Dams in Spain
Flood prediction and management

OCTOBER
Shared waterways
Hydro and dams in Asia
Environment

NOVEMBER
Small hydro
including Buyers' Guide
(Special issue for Small Hydro 1992, Delhi)

DECEMBER
Dam construction in Turkey
Pumped storage

ORENGINE s.r.l.
Via Greto di Cornigliano, 6R
16152 Genova, Italy
Tel: 010 6520066
Tlx: 271035 HYSH
Fax: 010 6520066
Contact: Mr. Narder

VOEST-ALPINE
Machinery, Construction & Engineering
Gesellschaft mbH, A 4031 Linz,
Lunzerstraße 78,
PO Box 36, Austria.
Contact: G. Stock
Vice President
Tel: + 43 (732) 5987-8803
Fax: + 43 (732) 5980-8826

VOEST-ALPINE
Machinery, Construction & Engineering
Gesellschaft mbH, A 4031 Linz,
Lunzerstraße 78,
PO Box 36, Austria.
Contact: F. Strohmer
Vice President
Tel: + 43 (732) 5987-3450
Fax: + 43 (732) 5980-2554

PENSTOCKS

BUSS AG, BASEL.
Hohenrainstrasse 10,
CH-4133 Pratteln 1 Switzerland
Tel: 061/8256-111
Fax: 061/8256-811
Telex: 968080

GIOVANOLA FRERES S.A.
Steel and Mechanical Constructions,
P.O. Box 271
CH-1870 Monthey
Switzerland
Tel: (004125) 73 21 11
Telex: 456251 GIOV CH

MITSUBISHI HEAVY INDUSTRIES LTD
Steel Structure Equipment Department, 5-1,
Marunouchi2-Chome, Chiyoda-Ku, Tokyo 100,
Japan.
Telex: J 22282.

NEYRPIC
75 rue General Mangin
B.P. 75X 38041 Grenoble Cedex 9
France
Tel: (33) 76.39.30.00. Telex: 320750 F
Fax: (33) 76.39.30.01.

NOELL
an enterprise of the Preussag-Group
NOELL GmbH, Dept.V 14, P.O. Box 62 60
W-8700 Würzburg 1, Germany
Phone: 09 31/9 03-12 15, Telex 68 822
Fax: 09 31/9 03-10 09

SOREFAME
Sociedades Reunidas de Fabricações Metalicas, S.A.
Rua Vice-Almirante Azevedo Coutinho,
Apartado 5, 2701 Amadora Codex (Portugal).
Tel: (351-1) 490 0051/2073. Telex: 16101 SORFAM P.
Fax: (351-1) 490 2345

STEEL TECHNOLOGIES
Route de Toulouse, 31260 Mazeres-sur-Salat
France
Tel: (33) 6197 4600 Telex: 521 132
Fax: (33) 6197 4560

ESCHER WYSS HYDRAULICS
Sulzer-Escher Wyss Ltd
CH-8023 Zurich/Switzerland
Contact: Mr. Hans-Peter Binggeli
Phone (1) 278 22 11
Fax: (1) 278 2261

POWER HOUSE CRANES

NOELL
an enterprise of the Preussag-Group
NOELL GmbH, Dept.V 14, P.O. Box 62 60
W-8700 Würzburg 1, Germany
Phone: 09 31/9 03-12 15, Telex 68 822
Fax: 09 31/9 03-10 09

PUMPS

RIVA HYDROART S.P.A.
Via Stendhal 34, 20144 Milano, Italy
Tel: 02/48951.104 — 4229746
Fax: 02/48951.398 Telex: 353498 HY ART I
PO Box No 1739

VOITH
J.M. VOITH GmbH
Postfach 1940, St. Poltener Str. 43,
D 7920 Heidenheim, West Germany
Tel: (07321) 37 0. Telex: 7147 9920 VHD
Fax: (07321) 37 7000

PUMP TURBINES

American Hydro Corporation
135 Stonewood Road, York,
PA 17402 U.S.A.
Tel: (717) 755-5300
Fax: (717) 755-5522

NEYRPIC
75 rue General Mangin
B.P. 75X 38041 Grenoble Cedex 9
France
Tel: (33) 76.39.30.00. Telex: 320750 F
Fax: (33) 76.39.30.01.

RIVA HYDROART S.P.A.
Via Stendhal 34, 20144 Milano, Italy
Tel: 02/48951.104 — 4229746
Fax: 02/48951.398 Telex: 353498 HY ART I
PO Box No 1739

ESCHER WYSS HYDRAULICS
Sulzer-Escher Wyss Ltd
CH-8023 Zurich/Switzerland
Contact: Mr. Hans-Peter Binggeli
Phone (1) 278 22 11
Fax: (1) 278 2261

VOITH
J.M. VOITH GmbH
Postfach 1940, St. Poltener Str. 43,
D 7920 Heidenheim, West Germany
Tel: (07321) 37 0. Telex: 7147 9920 VHD
Fax: (07321) 37 7000

REHABILITATION

American Hydro Corporation
135 Stonewood Road, York,
PA 17402 U.S.A.
Tel: (717) 755-5300
Fax: (717) 755-5522

HYDRO WEST GROUP, INC.
1422 130th Avenue N.E.
Bellevue, Washington 98005
Tel: (206) 455-0234. Fax: (206) 451-9457

NEYRPIC
75 rue Général Mangin
B.P. 75X 38041 Grenoble Cedex 9
Tel: (33) 76.39.30.00. Telex: 320750 F
Fax: (33) 76.39.30.01.

SIEMENS AG—POWER GENERATION GROUP
Regenerative Power Systems
P.O. Box 3220, D-8520 Erlangen,
West Germany.
Tel: (09131) 7-24110. Fax: (09131) 7-22203.

SOREFAME
Sociedades Reunidas de Fabricações Metalicas, S
Rua Vice-Almirante Azevedo Coutinho,
Apartado 5, 2701 Amadora Codex (Portugal).
Tel: (351-1) 490 0051/2073. Telex: 16101 SORFAM P.
Fax: (351-1) 490 2345

STEEL TECHNOLOGIES
Route de Toulouse, 31260 Mazeres sur Salat
France
Tel. (33) 6197 4600 Telex: 521 132
Fax: (33) 6197 4560

ESCHER WYSS HYDRAULICS
Sulzer-Escher Wyss Ltd
CH-8023 Zurich/Switzerland
Contact: Mr. Hans-Peter Binggeli
Phone (1) 278 22 11
Fax. (1) 278 2261

TAMTURBINE
Member of Tampella Corporation
P.O. Box 616, 33101 Tampere, Finland
Tel. + 358 31 2412111
Fax. + 358 31 134511
Tlx. 22577 TATUR SF
Contact: Antti Koivaari

VOITH
J.M. VOITH GmbH
Postfach 1940, St. Poltener Str. 43,
D 7920 Heidenheim, West Germany
Tel: (07321) 37 0. Telex: 7147 9920 VHD
Fax: (07321) 37 7000

VOEST-ALPINE
Machinery, Construction & Engineering
Gesellschaft mbH, A 4031 Linz,
Lunzerstraße 78,
PO Box 36, Austria.
Contact: F. Strohmer
Vice President
Tel: +43 (732) 5987-3450
Fax: +43 (732) 5980-2554

SMALL HYDROELECTRIC POWER SETS

BIWATER HYDRO POWER
Millers Road, Warwick, CV34 5AN, England
Tel: 0926 411740 Telex: 317473.
Fax: 0926 410740
Contact: Dr. Tom Jardine

CANYON INDUSTRIES, INC
5346 Mosquito Lake Road,
Deming, WA 98244, USA.
Tel. (206) 592 5552
Contact: Daniel A. New.

DUMONT MINIHYDRO NEYRPIC
Pont de St-Uze, 26240 Saint-Vallier
France
Tel: (33) 75.23.09.22. Telex: 345501 F
Fax: (33) 75.03.94.82.

HYDRO WEST GROUP, INC.
1422 130th Avenue N.E.
Bellevue, Washington 98005
(206) 455-0234 (206) 451-9457 (Fax)

NEYRPIC
75 rue General Mangin
B.P. 75X 38041 Grenoble Cedex 9
France
Tel: (33) 76.39.30.00. Telex: 320750 F
Fax: (33) 76.39.30.01.

OSSBERGER-TURBINENFABRIK GMBH & CO
Otto-Rieder-Strasse 7, P.O. Box 425, D-8832
Weissenburg/Bayern, West Germany.
Tel: 09141/977-0
Fax: 09141/97720

RIVA HYDROART S.P.A.
Via Stendhal 34, 20144 Milano, Italy
Tel: 02/48951.104 — 4229746
Fax: 02/48951.398 Telex: 353498 HY ART I
PO Box No 1739

SIEMENS AG—POWER GENERATION GROUP
Regenerative Power Systems
P.O. Box 3220, D-8520 Erlangen, West Germany.
Tel: (09131)7-24110. Fax: (09131)7-22203.

SOREFAME
Sociedades Reunidas de Fabricações Metálicas, S.A.
Rua Vice-Almirante Azevedo Coutinho,
Apartado 5, 2701 Amadora Codex (Portugal).
Tel: (351-1) 490 0051/2073. Telex: 16101 SOREAM P.
Fax: (351-1) 490 2345

STEEL TECHNOLOGIES
Route de Toulouse, 31200 Muret,
France
Tel: (33) 6197 4600 Telex:
Fax: (33) 6197 4500

ESCHER WYSS HYDRAULICS
Sulzer Escher Wyss Ltd
CH 8023 Zurich Switzerland
Contact: Mr. Hans-Peter Binggeli
Phone (1) 278 22 11
Fax: (1) 278 2261

TAMTURBINE
Member of Tampella Corporation
P.O. Box 616, 33101 Tampere, Finland
Tel: +358 31 2412111
Fax: +358 31 2134511
Telex: 22577 TATURSF
Contact: Antti Koivisto

VOEST-ALPINE
Machinery, Construction & Engineering
Gesellschaft mbH, A 4031 Linz,
Lunzerstraße 78,
PO Box 36, Austria.
Contact: F. Strohmer
Vice President
Tel: +43 (732) 5987-3450
Fax: +43 (732) 5980-2554

VOITH
J.M. VOITH GmbH
Postfach 1940, St. Poeltener Str. 43,
D-7920 Heidenheim, West Germany
Tel: (07321) 37-0 Telex: 7147 9920 VHD.
Fax: (07321) 37 7000

STORAGE PUMPS

American Hydro Corporation
135 Stonewood Road, York,
PA 17402 U.S.A.
Tel: (717) 755-5300
Fax: (717) 755-5522

RIVA HYDROART S.P.A.
Via Stendhal 34, 20144 Milano, Italy
Tel: 02/48951.104 — 4229746
Fax: 02/48951.398 Telex: 353498 HY ART I
PO Box No 1739

ESCHER WYSS HYDRAULICS
Sulzer Escher Wyss Ltd
CH-8023 Zurich Switzerland
Contact: Mr. Hans-Peter Binggeli
Phone (1) 278 22 11
Fax: (1) 278 2261

VOITH
J.M. VOITH GmbH
Postfach 1940, St. Poeltener Str. 43,
D-7920 Heidenheim, West Germany
Tel: (07321) 37-0 Telex: 7147 9920 VHD.
Fax: (07321) 37 7000

TRASHRACKS

AG. BASEL
Basse 10,
CH-4019 Basel Switzerland
Tel: 061 82 6 8
Telex: 960080

GIOVANOLA FRERES S.A.
Steel and Mechanical Constructions,
P.O. Box 271
CH-1870 Monthey
Switzerland
Tel: (004125) 73 21 11
Telex: 456251 GIOV CH

NOELL
an enterprise of the Preussag-Group
NOELL GmbH, Dept.V 14, P.O. Box 62 60
W-8700 Würzburg 1, Germany
Phone: 09 31/9 03-12 15, Telex 68 822
Fax: 09 31/9 03-10 09

RIVA CALZONI S.p.A.
Divisione Energia e Ambiente
Via Emilia Ponente, 72
40133 Bologna, Italy.
Tel: (051) 527511 Telex: 510156 CALZON I
Fax: (051) 6574650

SOREFAME
Sociedades Reunidas de Fabricações Metálicas, S.A.
Rua Vice-Almirante Azevedo Coutinho,
Apartado 5, 2701 Amadora Codex (Portugal).
Tel: (351-1) 490 0051/2073. Telex: 16101 SORFAM P.
Fax: (351-1) 490 2345

VOEST-ALPINE
Machinery, Construction & Engineering
Gesellschaft mbH, A 4031 Linz,
Lunzerstraße 78,
PO Box 36, Austria.
Contact: G. Stock
Vice President
Tel: +43 (732) 5987-8803
Fax: +43 (732) 5980-8826

VOITH
J.M. VOITH GmbH
Postfach 1940, St. Poeltener Str. 43,
D-7920 Heidenheim, West Germany
Tel: (07321) 37-0. Telex. 7147 9920 VHD.
Fax: (07321) 37 7000

VALVES

American Hydro Corporation
135 Stonewood Road, York,
PA 17402 U.S.A.
Tel: (717) 755-5300
Fax: (717) 755-5522

MITSUBISHI HEAVY INDUSTRIES LTD
Steel Structure Equipment Department, 5-1,
Marunouchi2-Chome, Chiyoda-Ku, Tokyo 100,
Japan.
Telex: J 22282.

NEYRPIC
75 rue General Mangin
B.P. 75X 38041 Grenoble Cedex 9
France
Tel: (33) 76.39.30.00. Telex: 320750 F
Fax: (33) 76.39.30.01.

NOELL
an enterprise of the Preussag-Group
NOELL GmbH, Dept.V 14, P.O. Box 62 60
W-8700 Würzburg 1, Germany
Phone: 09 31/9 03-12 15, Telex 68 822
Fax: 09 31/9 03-10 09

ISSN 0306-400X Volume 43 Number 11 November 1991

INTERNATIONAL Water Power & DAM CONSTRUCTION

For subscription details, see card facing p60.

US Subscriptions
Our US mailing agent is Mercury Airfreight Int Ltd, 2323 Randolph Ave, Avenel, NJ 07001 USA, to whom US address corrections should be sent. Second class postage is paid at Rahway, NJ and additional mailing offices. US subscription price (1 year) is $226

COVER: The Ryumon roller compacted dam in Japan, where bridges of adjustable height are being used to give access to the dam work surface (see p21).

NEXT MONTH: Hydro and dams in Latin America

Printed in Great Britain by Williams Press Ltd, Maidenhead, Berkshire for the Proprietors, Reed Business Publishing Group, Quadrant House, The Quadrant, Sutton, Surrey, SM2 5AS, UK. Reed Business Publishing Group, 1991.

Reed Enterprise: a division of REED BUSINESS PUBLISHING GROUP

The gradient of the faces is 1:2, to ensure a safety factor of 1.3 for the slopes against sliding. The dam has a transition zone at the bottom of the upstream facing (width 3 m, class CH porphyrite), a riprap zone on the downstream slope (hard rigid porphyrite) and three rock zones in between (class CH porphyrite, class CM or higher porphyrite, and class CM or higher tuff). The spreading thickness was 1.2 m and 0.6 m for the rock zones and transition zone respectively, and both were compacted six times using a 13.5 t vibratory roller to minimize deformation of the facing.

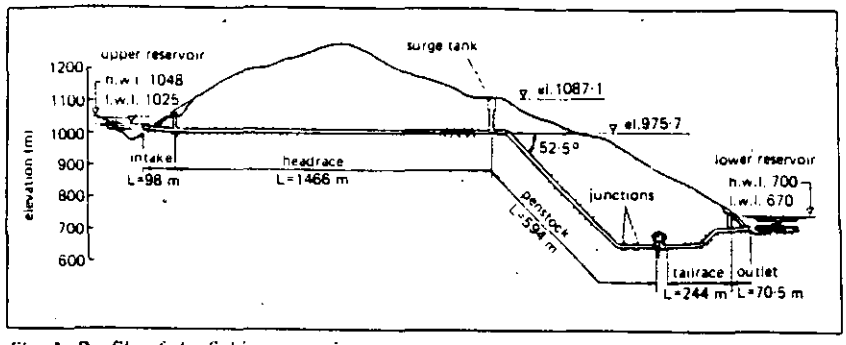


Fig. 2. Profile of the Sabigawa project waterways.

The foundation of the dam has been treated as follows:

- around the cutoff, consolidation grouting has been carried out with an improvement depth of 10 m, with the patterns dependent on the geological and joint conditions.
- curtain grouting has been carried out up to a maximum depth of 60 m in the natural bedrock, where the permeability was 2 Lugeon or more, with changing patterns depending on the local conditions.
- since fracture and other anomalous zones appearing in the cutoff foundation level are all small, such zones have been treated by concrete replacement or by grouting.

Because the facing will be subjected to very high hydraulic pressures, it has been designed to comprise upper and lower impervious layers, with an intermediate drainage layer to monitor leakage (see Fig. 5). The facing was designed to have as large a yield strain as possible, in view of difficulties in execution of the work; as a result of tests, the amount (ratio) of asphalt was determined as 8.5 per cent for the impervious layer. To ensure smooth connection of the facing and surrounding bedrock, a cutoff has been provided, while an internal gallery has been provided for grouting, drainage, monitoring and other purposes.

The asphaltic dam facing, with an area of 37 000 m², is now being placed, consisting of seven layers of asphaltic concrete, with a total thickness of 37 cm. The third layer from the rock zone and upper three layers are of very low permeability. Placement of the first layer began in May 1991, and by September the third layer was under way. The asphaltic concrete facing is scheduled to be completed in September 1992.

Two finishing machines are being used, which have a high vibration ratio. The Japanese contractor purchased the machines from Vogele of Germany. The asphaltic concrete membrane is, being implemented from the bottom to the top of the dam, and from the centre of the dam towards the abutments, using the two laying machines. Work is suspended during rainfall and when the air temperature falls below 5°C.

The owner and consultant for the whole scheme is TEPCO. The design of the dam has been analysed carefully with respect to earthquake resistance, and the durability of the facing, in view of its height. Compaction of the transition zone

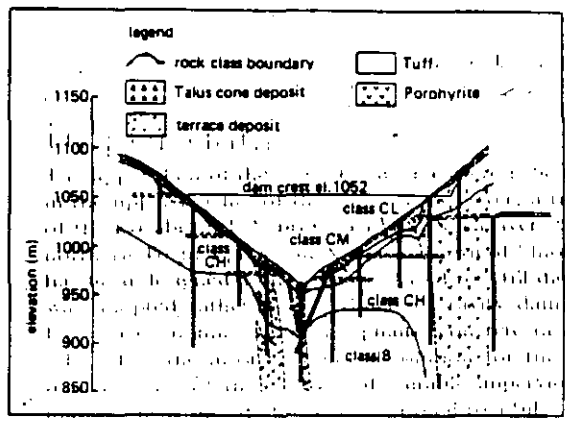


Fig. 3. Geological cross section of Yashio dam site.

of the water barrier foundation was carefully carried out during construction.

Work on the upper dam commenced in October 1986 under a joint venture between Maeda Construction Co. Ltd, Taisei Corporation and Obayashi-Gumi.

A 10 km-long access road to the dam had to be constructed, with an average gradient of 6 per cent and a maximum gradient of 12 per cent.

A free overflow spillway with a design discharge of 110 m³/s has been constructed at the left bank, while an outlet with a maximum discharge of 27 m³/s will use part of the diversion tunnel.

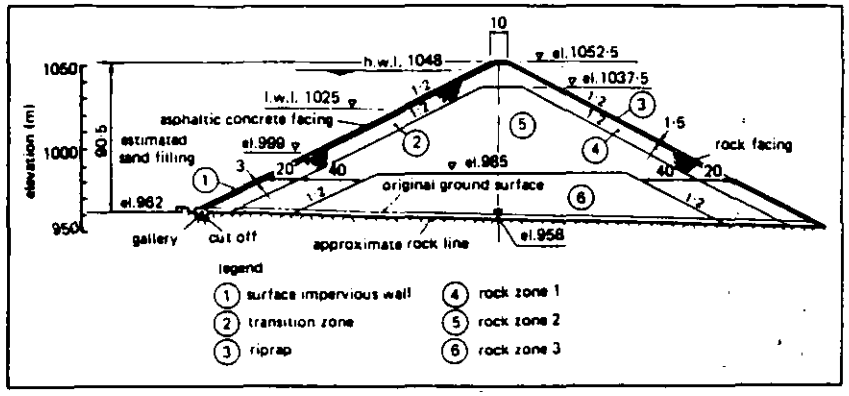


Fig. 4. Typical cross section of the Yashio dam.

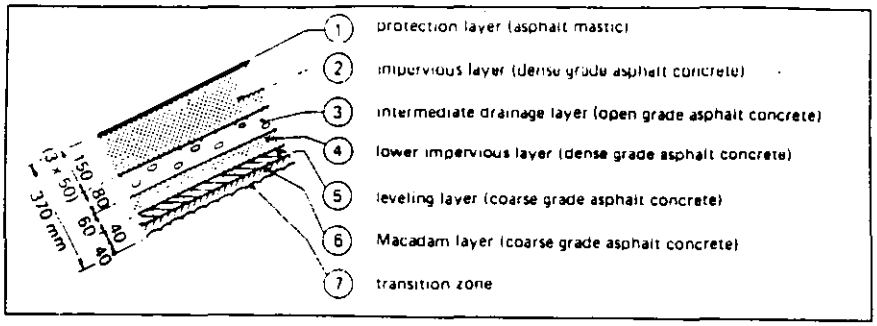
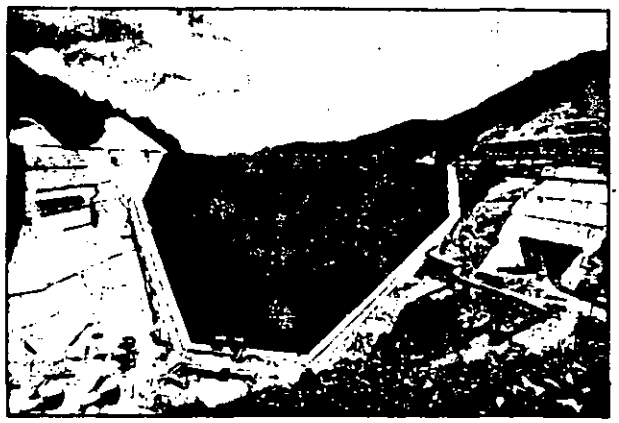


Fig. 5. Section showing construction of the Yashio dam impervious membrane.



Yashio dam (September 1991).

Lower dam

The lower dam, called Sabigawa, is being constructed immediately downstream of the confluence of the Nabearisawa and Kosabi rivers (catchment area 24.2 km²), see Fig. 1, in a V-shaped valley, where both banks have a slope angle of between 40 and 45°. The site comprises rhyolite and rhyolite breccia. Porphyrite is found occasionally on the left bank. All materials are tightly compacted into an integrated form, and there is no significant fracture zone. In the upper part of the left bank is a talus deposit up to 20 m thick (see Fig. 6).

A concrete gravity dam type was selected on the basis of comparative studies, which included the positioning of the spillway. The RCD concrete method, which has been used frequently in Japan, is being used for the first time by TEPCO; this is also the first time any of the Japan electric power companies have used this technique.

The dam will be 104 m high, between els. 599 and 703 m, with upstream and downstream slopes (V:H) of 1:0.1 and 1:0.8 respectively, based on considerations of stability against sliding and bearing stress (Fig. 7). By August 1991 the dam had been completed to a height of about 57 m, with 370 000 m³ concrete having been placed out of the total volume of 590 000 m³. Concrete aggregates are being quarried from within the reservoir area, and use is being made of the excavated material from the underground powerhouse and tunnel sites. To attain a maximum concrete placing rate of 120 m³/h, one unit of 2.25 m³ × 2 type batcher plant is being used. A 400 t/h aggregate plant provides four to five days' portions of aggregates. Concrete placement began in March 1990 and is expected to be completed in September 1992. The surface area of [illegible] dam has been divided into three sections of approxim[illegible] he same area, and these areas are being built up in 75 [illegible] eep lifts, with a thin mortar layer between. The placement work is on a 24 h/day basis. For each of the three areas, a lift is taking about 20 h to complete, so the three areas are being built up on consecutive days. A water-cooling plant and ice-making plant have been installed.

The top 34 m-high section of the dam will not use the RCD technique, because the surface area will be too small. A vibrating stick bi-pack will be used, and the concrete will have a wetter composition.

Construction of the dam began in April 1987 under a joint venture led by Hazama Corporation, with Sato Kogyo, Nishimatsu Construction Co. Ltd, Tobishima Construction Co. Ltd and Nihon Kokudo Kaihatsu.

Two 13.5 t tower cranes, two 4.5 m³ concrete shuttlers and two 120 m-long bunker lines are being used for the concrete transportation. Fully automated concrete supply to the buckets is achieved with the computer-controlled shuttlers. Safety is ensured by remote control of the concrete release from the buckets. For the concrete place-

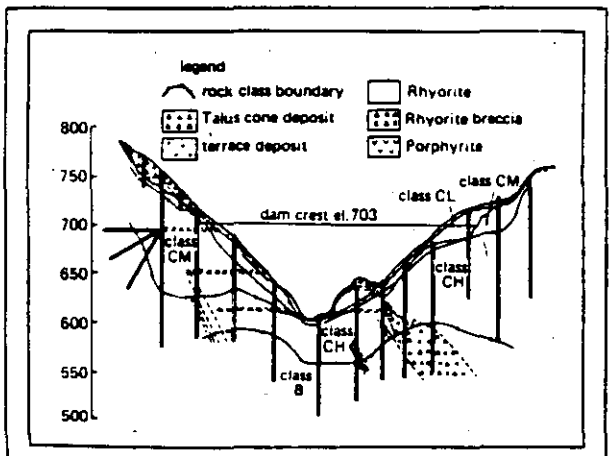
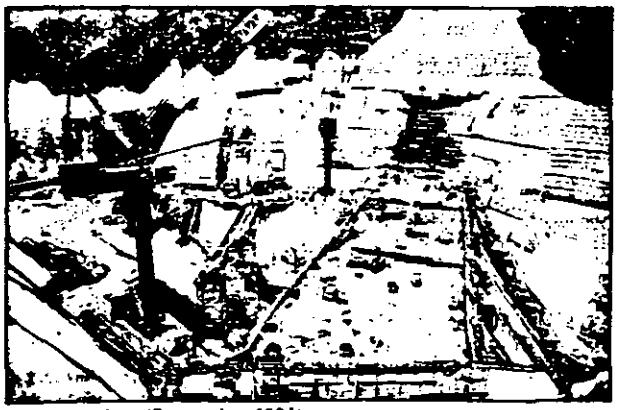


Fig. 6. Geological cross section of Sabigawa dam.



Sabigawa dam (September 1991).

ment on the dam surface. 11 t dump trucks are used for transporting the concrete. It is then spread by bulldozers, compacted by vibration rollers and finish-compacted by tyre-rollers. Concrete is being placed at a rate of between 22 000 m³ and 38 000 m³/month.

In the design and analysis of the dam body, thermal stress analysis by the finite element method was applied. Based on the results, the criteria for regulating the temperature were determined and are being reflected in the construction procedures.

For the foundation treatment work, a grout injection robot was developed and the work was performed under centralized control, to ensure the quality of the grouting; an effort was made to minimize the number of workers and to analyse construction data in as short a time as possible. In addition to the conventional Lugeon test, in-hole load testing and hole-to-hole seismic prospecting have been carried out to try to verify the evaluation of the bedrock.

The spillway is of the front overflow chute type, with a design discharge capacity of 730 m³/s. The stilling basin was designed to curve at a bend angle of 51° (in plan) because of topographical restrictions. The stilling effect is provided by a chute block and sill. To allow for the discharge of water of the required quality downstream, a selective intake is being provided with a maximum capacity of 2 m³/s, and an outlet with a capacity of 35 m³/s is provided in the dam body.

Waterways

The intake is upstream of Yashio dam on the right bank; its mouth section is 10.2 m high by 30.1 m wide.

The headrace circular pressure tunnel, 1466 m long, has been excavated, and the concrete lining (60 or 80 cm thick) and grouting behind it is almost completed. The grout has been injected at 20 to 25 kgf/cm². The headrace has a diameter of 8 m, which is the largest diameter for a high pressure headrace in Japan. The tunnel (area 79 to 86 m²) was excavated in mostly poor rock by the conventional New Austrian Tunnelling Method. The headrace is steel lined for a length of 400 m upstream of the surge tank.

The surge tank has also been excavated. It is of the restricted orifice type, having an inside diameter of 13 m and a height of 108 m, with a concrete lining thickness of 100 to 130 cm; its top protrudes above ground level.

The penstock tunnel has been excavated, and installation of the 6 m-diameter steel pipe is now under way. The penstock length includes 460 m inclined at a gradient of 52.5° to the horizontal. The penstock trifurcates upstream of the powerhouse; the steel liners for the three penstock branches have been completed. The inside diameter of the penstock is 8 m to 6.3 m for the upper horizontal part, 6.3 m for the inclined part, and 6.3 m to 2.8 m for the three lower horizontal branches. The total penstock length ranges from 593 m (unit 1) to 636 m (unit 3).

There are three tailrace circular pressure tunnels, of 4.8 m inside diameter and about 240 m long, which have almost been completed. They have a 50 cm-thick concrete lining. Their outlets/inlets (with mouths 7.5 m high by 12.5 m wide) are upstream of the lower dam on the right bank.

Excavation of the inclined penstock tunnel was done by a 2.3 m-diameter TBM upwards to bore a pilot tunnel, and conventional expansion cutting from the top down, using the pilot tunnel as a muck chute. A TBM was used to ensure the most economic execution of the work, without excavating any service tunnel for the intermediate stage, and to promote safety.

The rock quality was very high, with rhyolite for 90 per cent of the length and rhyolite breccia for the remaining 10 per cent. The rock had elastic wave velocities of 2.3 to 5 km/s.

Because of the steep slope, new techniques and methods were required, including the development of a reaction structure to prevent backsliding of the TBM, development of new shotcrete materials and the performance of safety control by the Process Decision Program Chart (PDPC) method.

The TBM used was one adapted for all types of ground, with an outside shell structure and shield jacks as the excavation reaction structure. The excavation diameter of 2.3 m was determined by several factors, including: the pilot tunnel's function as a muck chute during tunnel enlargement, structural restrictions of the machine, the efficiency of the support-placing operation and future re-use of the machine. The machine was in three sections, with flexible joints, with an average unconfined compressive strength of 850 kgf/cm² on a rising slope of 52.5° at an average net speed advance of 3 cm/min. Following directly behind the TBM was a train of ten cars, with a work

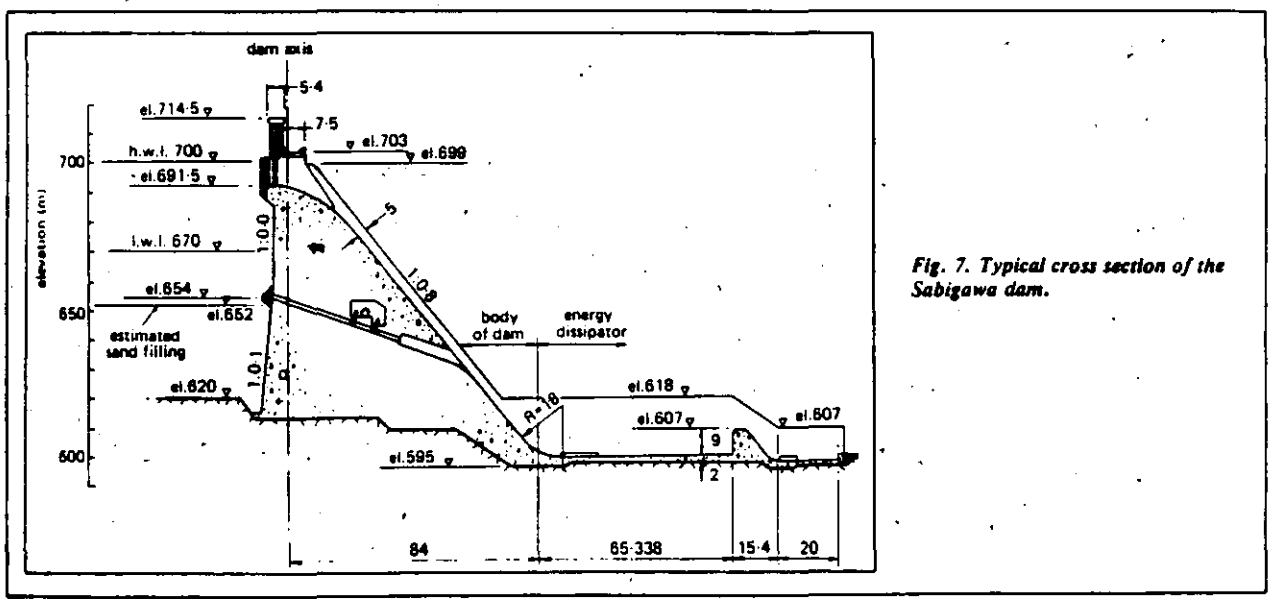


Fig. 7. Typical cross section of the Sabigawa dam.

[illegible] and other [illegible] have been developed. Data are passed to the TEPCO construction office and processed automatically by the finite element method, making 3D drawings available as output.

The powerhouse cavern is designed as a long thin shape, with the transformers housed at one end, along the same axis as the units. This is because of stability considerations. The powerhouse excavation and tailrace work was carried

platform car for applying support to the wall directly after excavation and cars for erecting reaction members to prevent backsliding of the TBM. Other cars carried control equipment, electrical and water supply equipment, personnel, winches, and so on.

To prevent backsliding of the TBM, reactions of the machine body were borne by shield jacks in addition to main grippers. The excavation was performed with the shield jacks at all times pressed against the reaction steel members; the reaction structure consisted of a reaction transmission section and a reaction anchor section to bear the thrust of the shield jacks by the shear strength of rock bolts.

Wall support was based on a thin layer of shotcrete (4 cm or less) which could be applied efficiently and, for this, polyacryl fibre-reinforced shotcrete which develops a shear strength of 15 kgf/cm^2 in one hour was developed and used.

The steel penstock sections, now being assembled and placed, have a thickness of 22 to 78 mm; HT80 material was adopted for the lower section.

Because of possible unknown dangers associated with the unprecedented technique used, the PDPC method was used to: discover potential forms of accidents at each stage; determine the causes; and, to effect countermeasures. Fail-safe and foolproof safeguards against accidental falling of the machine, or rolling or improper manipulation of the machine, were provided by fitting various interlocking mechanisms.

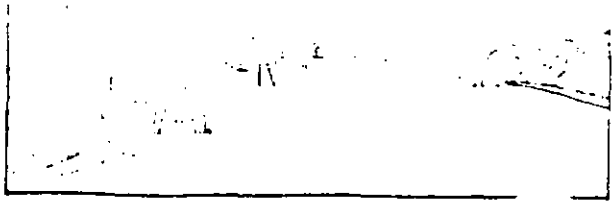
The penstock tunnel excavation work was carried out by Okumura-Gumi, and began in October 1987. The TBM penstock excavation commenced in December 1988 and was completed on time in June 1989. The average daily advance was 3.5 m. The error of excavation was of the order 20 to 40 mm in the lateral direction and 10 to 20 mm in the vertical. The holing-through point was reached with an accuracy of less than 10 mm error in all directions.

Powerhouse

The powerhouse cavern was excavated from the top down, and has been completed. The cavern is about 250 m below the surface and is 165 m long by 29 m wide by 51 m high. The rock quality was poor, comprising rhyolitic rocks called the Kosabi rhyolite mass. The river side of the powerhouse is in a rhyolite zone, while the mountain side has rhyolite breccia and tuff breccia within the rhyolite in a layer form. Four quite large fracture zones exist in the area. The excavation required the installation of about 2600 prestressed anchors.

A constant thickness concrete arch was determined as the best solution for the ceiling, in view of the existing fracture zones, and seams and joints that have developed. About 1500 measuring instruments have been placed in the powerhouse cavern (including rock displacement gauges and prestressing load meters in the surrounding bedrock, and reinforcing bar stress gauges and other instruments in the arch concrete). To allow for automatic data processing and to feed output data back for use in the design and execution of the work, an information system for selecting optimum timbering and other systems has been developed. Data are passed to the TEPCO construction office and processed automatically by the finite element method, making 3D drawings available as output.

The powerhouse cavern is designed as a long thin shape, with the transformers housed at one end, along the same axis as the units. This is because of stability considerations. The powerhouse excavation and tailrace work was carried out by a joint venture of Kajima Corporation, Shimizu



The portal at the entrance of the headrace tunnel, in [illegible] lake

Construction Co. Ltd and Mitsui Construction Co. Ltd; work began in September 1987. Concreting for the base of the pump-turbine units is now under way.

Three Francis units, of 308 MW maximum capacity, will be installed. The first two units are to be commissioned in 1994 and the third in 1995. The first two pump-turbines are being supplied by Hitachi, and the first two generators by Toshiba. The third generator is planned to have a variable speed pumping system to control automatically the frequency of the power grid during off-peak times. The manufacturer of the third generator and pump-turbine have not yet been selected.

Transmission from the project will be by 500 kV lines. The project is unusual in that it is being constructed very close to the consumption area.

Operation

When the maximum storage volume is available, the turbining operation will last for a maximum of 6.6 h, with a total discharge of 324 m^3/s. Pumping will take about 9 h to replenish the upper reservoir completely. The effective storage capacity of both reservoirs is the same, 7 600 000 m^3. The upper reservoir level will fluctuate between els. 1048 and 1025; the lower reservoir will fluctuate between els. 700 and 670. When the scheme is complete, the lower reservoir is expected to fill in one year, with inflow from the Kosabi river.

Bibliography

ISHII, K. (Manager, Sabigawa Project, General C[illegible]uction Office, TEPCO), "Outline of Sabigawa Pumped-St[illegible] Power Plant Project", from "Mechanization of Construction" ("Kensetsu No Kikaika"); 1988.

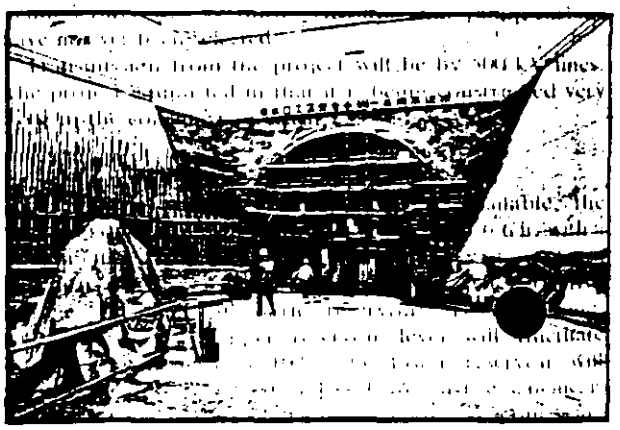
ISHII, K., "Outline of Sabigawa Pumped-Storage Power Plant Project", from "Electric Power Civil Engineering" (Denryoku Doboku"); 1988.

ISHII, K., "Design for Asphaltic Concrete Facing of Sabigawa Upper Dam", *Papers*, ICOLD 16th Congress in San Francisco, USA; 1988.

HAYASHI, S., "TBM for 52.5° penstock shaft", from "Tunnelling Activities in Japan 1990", published by the Japan Tunnelling Association.

Acknowledgement

Water Power & Dam Construction wishes to thank H. Shimokawa (TEPCO), H. Takatsu (Site Vice-Chief, Sabigawa Project, TEPCO), TEPCO engineers and others for help received while visiting the Sabigawa project during September.



The portal at the entrance of the headrace tunnel, in the intake structure adjacent to Yashio dam.

Miyagase dam to employ innovative RCD methods

Miyagase dam, sited 50 km from Tokyo (Fig. 1), will be the highest roller compacted dam (RCD) in the world, with a height of 155 m. It is now at the end of the excavation stage, with RCD concrete placement beginning and expected to take about three years. An inclined rail system for transporting dump trucks to the dam surface, involving counterweighted railcars, will be an innovative and economic solution for the concrete transportation and placement.

Miyagase dam, owned by the Japan Ministry of Construction (MOC), is one of the three highest dams currently under construction in Japan. It will be the seventh highest dam in the country when complete. Like most of the dams owned by the MOC, it will be a multipurpose dam, with the major purpose being flood control. The history of project planning is shown in Table I.

Outline of the Sagami basin

Miyagase dam is being constructed on the Nakatsu river, which flows north from the Tanzawa mountain range, west of Tokyo, and joins several tributaries from the left side and the Hayoto river. It then flows east and southeast to join the Sagami river, just upstream of Atsugi city (see Fig. 1). The Nakatsu river has a basin area of 143.5 km² and a main river length of 30.2 km. The river flows for almost 90 per cent of its length through the mountains, and the water course gradient is steep (1/300 to 1/100), through deep gorges.

The Sagami river has its source at Mt. Fuji, and flows east through Yamanashi prefecture into Kanagawa prefecture. The river then runs through Lake Sagami to join several tributaries, including the Doshi river, and discharges into Lake Tsukui. It then flows down into a plain. After being joined by the Nakatsu and Koayu rivers, it flows south into the Bay of Sagami. The river is 109 km long, including a 53 km section (Katsura river) in Yamanashi and 56 km in Kanagawa.

Purposes of Miyagase dam

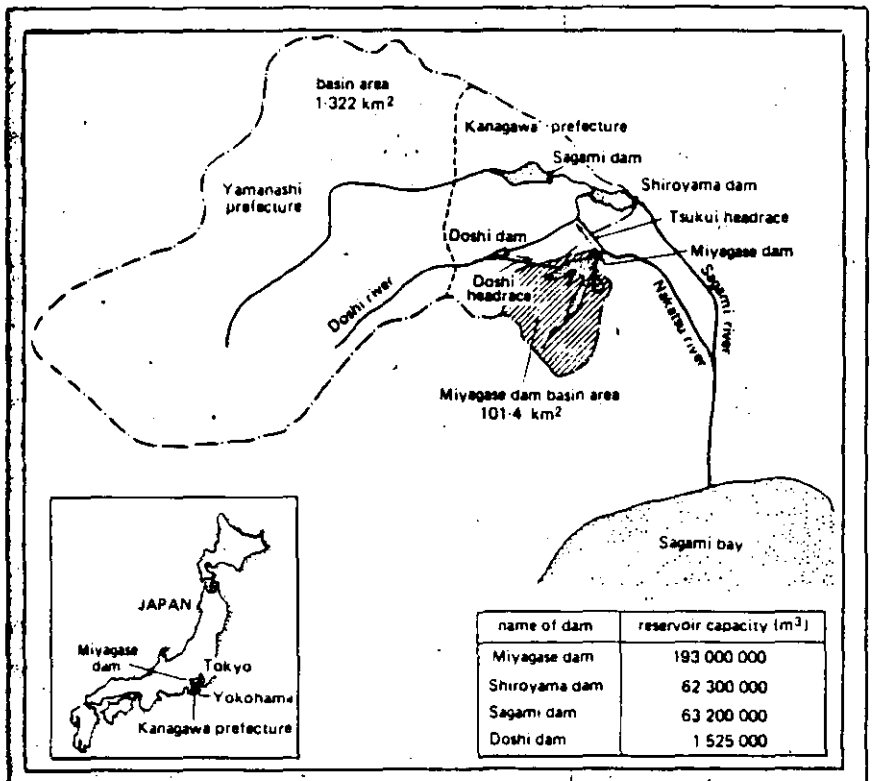
As a result of the short and steep profiles of rivers in the region, flood control is a major concern. Miyagase dam has been planned as an upstream flood control structure in the Sagami river system. It will control 1600 m³/s of the 1700 m³/s design flood discharge of the Nakatsu river at the dam site (Fig. 2b), as well as reducing floods in the downstream areas of the Sagami river basin, by reducing the peak flow (basic design flood discharge) of 10 100 m³/s to 7300 m³/s at Atsugi in combination with the flood control provided by other upstream dams (see Fig. 2c). The total reservoir capacity of Miyagase dam will be 193 × 10⁶ m³ (see Table II and Fig. 2a).

To maintain and promote the normal functions of the river water, such as replenishment of existing irrigation in the main streams of the Sagami and Nakatsu rivers, the dam will ensure the storage of 19.8 × 10⁶ m³ in the flood season and 22.2 × 10⁶ m³ in the non-flood season (see Fig. 2a). The dam will also regulate the flow to improve the environment.

The dam will provide up to 1.3 × 10⁶ m³ per day drinking water for Kanagawa prefecture. It will also provide for the storage of 118.2 × 10⁶ m³ in the flood season and 160.8 × 10⁶ m³ in the non-flood season for drinking water supply (Fig. 2a).

Miyagase dam will allow for the installation of two powerplants, with a maximum capacity of 24.2 MW and 1.2 MW. Power generation, being of low priority, will take place according to the discharges for other purposes.

In view of the efficient utilization of the water resources of the Sagami river system that has already been achieved, Miyagase dam will become part of an integrated system, and will be operated in conjunction with the Sagami and Shiroyama dams (see Fig. 1). Headrace tunnels will be built to connect the three-dam system: Doshi headrace will connect the Doshi and Miyagase dams (about 8000 m long, maximum flowrate 20 m³/s) and the Tsukui headrace will connect the Miyagase dam and the Doshi river (about 5000 m long, maximum flowrate 40 m³/s).



name of dam	reservoir capacity (m³)
Miyagase dam	193 000 000
Shiroyama dam	62 300 000
Sagami dam	63 200 000
Doshi dam	1 525 000

Fig. 1. Location of the Miyagase dam within the Sagami river basin.

Resettlement

Kanagawa prefecture has about

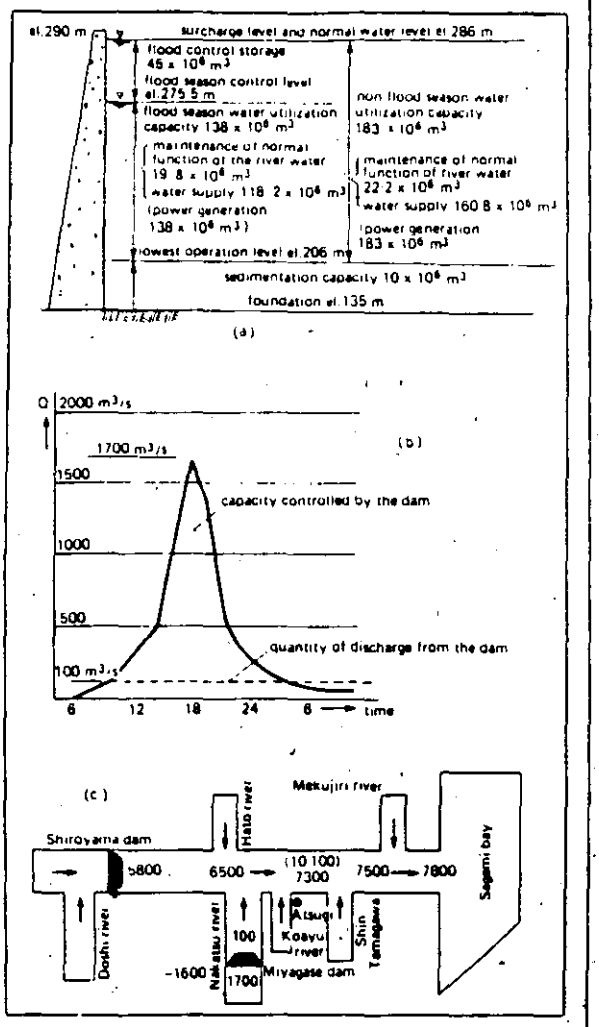


Fig. 2. Functions of the reservoir: (a) reservoir capacity distribution; (b) flood control graph; and, (c) design flood discharges in the basin, before and after the construction of dams (bracketed figure gives design flood peak with no dams).

8 million inhabitants. In the 4.6 km² area to be flooded by the Miyagase reservoir, there are some 281 houses (for about 1000 people). Many roads have had to be relocated to higher elevations and two new settlements have been constructed for the relocation of 48 houses. In Miyanosato, 198 new houses are being built. About 100 new bridges and tunnels have had to be built in total. These are now mostly complete. Many shrines have also had to be relocated to

Table I — History of the project

April 1971:	Opening of the Miyagase dam survey office
November 1972:	Conditional approval for on-the-spot survey by Kiyokawa village
May 1978:	Ishigoya point chosen as the dam site
December 1978:	Establishment of the Miyagase dam basic plan
August 1981:	Signing of general loss compensation standard for the submerged areas (Kiyokawa village, Tsukui town)
September 1982:	Preliminary preparation of relocation Site A.
March 1983:	Full scale construction of substitute road started
March 1984:	Preliminary preparation of relocation Site B
June 1984:	Signing of the general loss compensation agreement for the dam site land (Aikawa town)
March 1986:	Conclusion of the agreement concerning the survey for Doshi and Tsukui headrace project
November 1986:	Decision on change in the basic Miyagase dam plan
November 1987:	Order issued for the main body work
February 1988:	River diversion to the diversion tunnel
May 1988:	Inauguration of Miyagase dam Surroundings Improvement Promotion Conference
August 1988:	Construction start of the RCD test
October 1989:	Start of excavation of the main bo[illegible] the dam

Table II — Technical data for Miyagase dam and reservoir

Location	Kanagawa prefecture
Type	Gravity concrete dam
Dam height (m)	155
Dam length (m)	about 400
Volume of dam ($10^6 m^3$)	about 2
Elevation of non-overflow section (m):	290
Catchment area (km^2)	213.9 (including the water conveyance basin of 112.5 km^2)
Reservoir area (km^2)	4.6
Reservoir capacity ($10^6 m^3$)	193
Effective capacity ($10^6 m^3$)	183
Normal water level (m)	el. 286
Surcharge level: (m)	el. 286
Design flood level (m)	el. 288.5
River design flood discharge (m^3/s)	1700
Dam design flood discharge (m^3/s)	1900

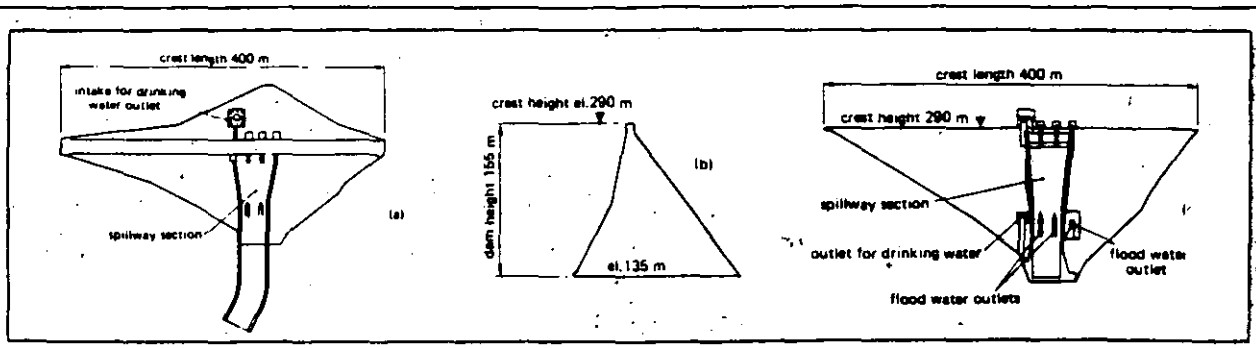
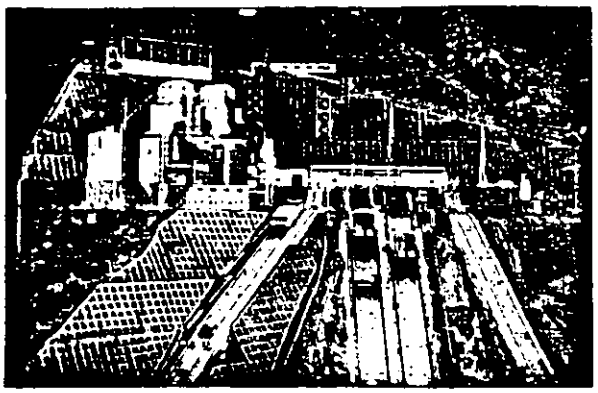
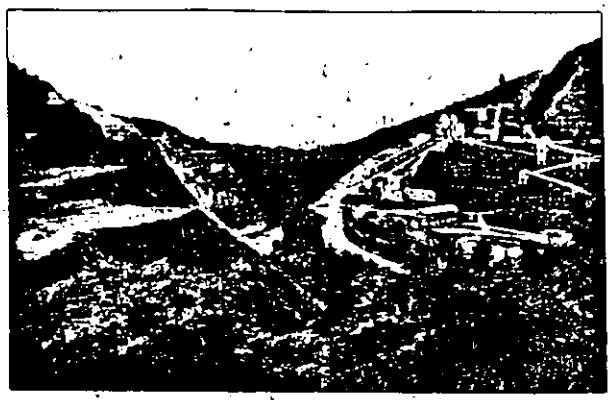


Fig. 3. Profiles of Miyagase dam: (a) plan view from above; (b) standard section; and (c) profile of downstream side.



The right abutment, showing the railcar system adjacent to the batching plant.



Upstream view of the Miyagase dam site, showing the steep sided gorge.

higher elevations. This has involved considerable time and care, as strict procedures have had to be observed.

The RCD method for Miyagase dam

The RCD method is expected to demonstrate its merits clearly at Miyagase, because the dam will involve such a large volume of concrete (about 2×10^6 m^3).

The RCD method to be used at Miyagase is characterized by the use of an inclined lift system on the right abutment to lower and raise dump trucks to the dam surface. Concrete will be loaded from the batching plant directly into the dump trucks at the top of the incline. The 20 t trucks will then drive on to the incline system railcars, which will be lowered to the working surface. There are two incline systems side by side, which are already in place. The trucks are counterbalanced by weighted cars, which move in the opposite direction to the railcars carrying the lorries, being connected to them by cables. The method allows for the use of ordinary dump trucks. Because of the short time between the mixing and placement of the concrete, the method should improve quality control of the concrete. Although construction of the incline system has been expensive, it was economical in the case of Miyagase because of the large volume of concrete to be placed.

Because of the steepness of the abutments at the dam site, installation of a conveyor system would have been very difficult. A small cable-crane system has been installed at the dam site to facilitate movement of equipment other than the dump trucks, so as not to interfere with the use of the incline system. This is the first time in Japan that this type of incline system for moving dump trucks will have been used. Similar incline systems have been used only to transport buckets of concrete in the past.

The quarry site is on the left side of the Nakatsu river, only about 200 to 500 m upstream of the dam site. The work consists of screening and quarrying the necessary aggregates, production of the necessary sizes for the mix, and transportation of the aggregates to the batching plant at the dam site. Now that the river has been diverted, a road along the river bed is used to transport the aggregates from the aggregate crushing and cleaning plant to the dam site.

The gravel excavation and transport method for the quarrying mountain uses the glory hole method, because use of the open cut method would have been too dangerous, in view of the proximity to the dam site. Three 6 m-diameter vertical shafts and a horizontal tunnel

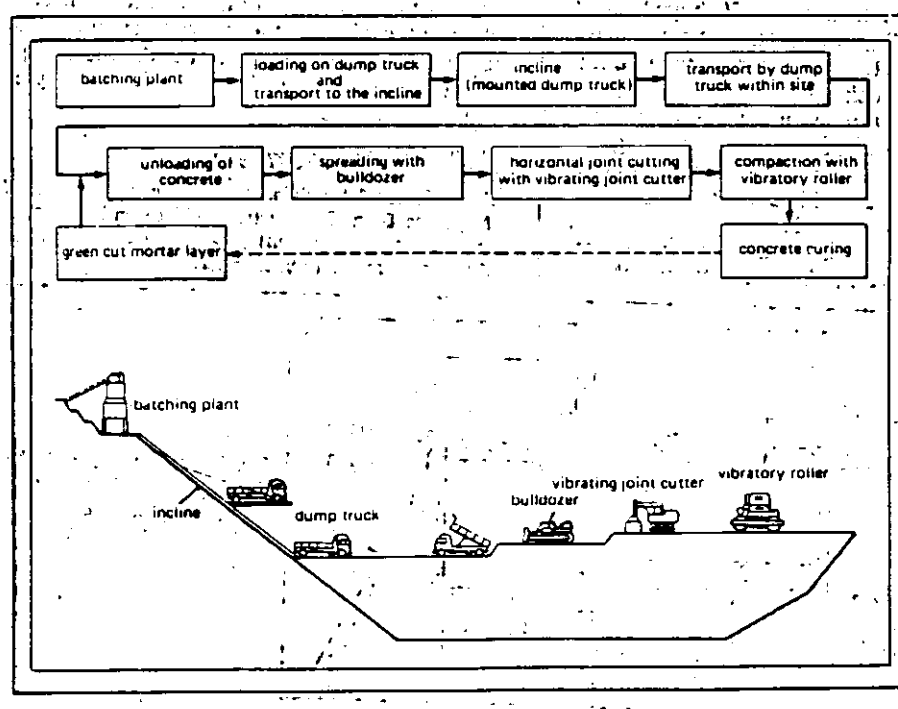


Fig. 4. Flow diagram showing RCD construction method.

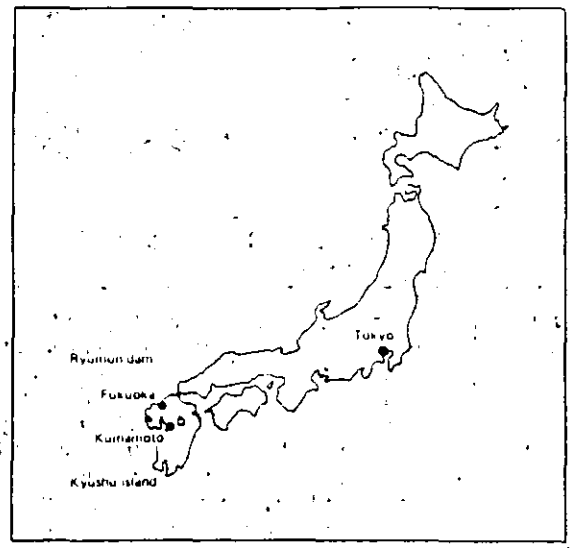


Fig. 1. Map showing the location of Ryumon dam in Kyushu island, Japan.

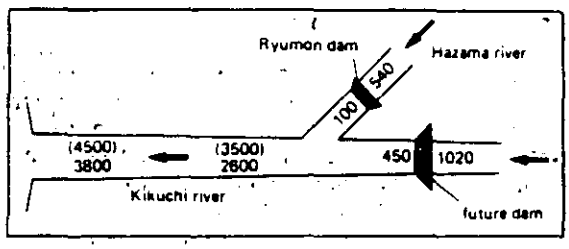


Fig. 2. Flood control in the Kikuchi river system. Figures show basic high water discharge after construction of the dams. Bracketed figures show present basic high water discharge.

dam and rockfill embankment will meet. The side abutting the RCD dam has a slope of 1V:0.14 H, and the side abutting the embankment section has a slope of 1V:1.07H. This wall is now under construction and is completed up to el.248. It includes 1.5 m of bedding concrete, compressed by the conventional method.

Purposes of Ryumon dam

The dam is on the Hazama river, a tributary of the Kikuchi river which confluents from the right side in the Kikuchi upstream basin, in the northeast of Kumamoto prefecture on Kyushu island (see Fig. 1). It will have the following functions:

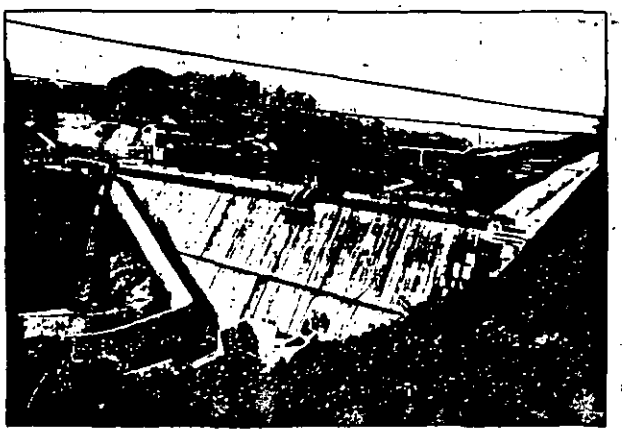
- *Flood control.* The dam is planned to help reduce the present high water discharge of 4500 m^3/s at Tamana city downstream on the Kikuchi river to 3800 m^3/s in conjunction with another dam to be built upstream on the main stream of the Kikuchi river. It will accommodate 440 m^3/s of the estimated high water discharge of 540 m^3/s at the dam, and allow a continuous release of the remaining 100 m^3/s.
- *Maintenance of minimum flow for normal river functions.* The dam will maintain a normal water flow to the downstream region during the dry part of the year, as well as supplementing the existing water flow in the downstream areas when required for navigation, and so on.
- *Irrigation.* The dam will irrigate the Tamana Plain Agricultural Development Project, which extends over both banks of the Kikuchi river downstream and which is funded by the national prefectural governments, and also the existing Kikuchi Height Irrigation Project, which extends upstream around the Kikuchi river.
- *Industrial water supply.* Ryumon dam will supply 55 000 m^3/day of industrial water to Nagasu and Arao districts, which will become a central part of the proposed new Omuta Industrial Park city in the future, and 45 000 m^3/day to Omuta city in Fukuoka prefecture.

The effective storage capacity of the dam will be 41.5 × 10^6 m^3. The Hazama watershed alone will not suffice to supply this volume. Therefore, the inflow will be supplemented by taking water through two proposed channels: the Tsue transmission channel (12.22 km long) connected to the Shimouke dam; and, the planned Tatekado channel (4.2 km long) extending from the Kikuchi main river.

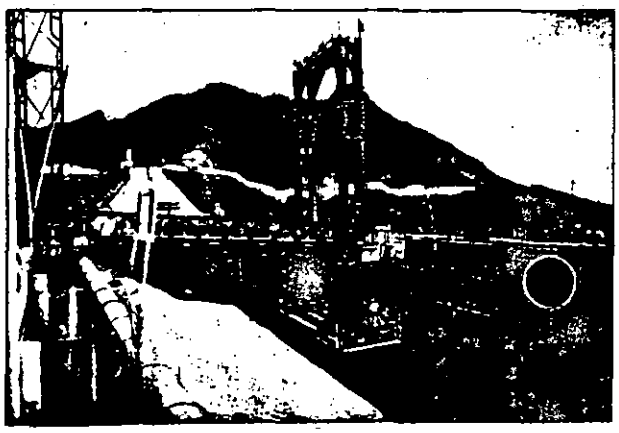
Ryumon dam RCD method

The layout of the dam site is shown in Fig. 3 and sections through the dam are shown in Figs. 4 and 5. The Dam Engineering Centre was in charge of concrete design and preparatory works.

The concrete gravity dam section of the dam will have a volume of 844 000 m^3. The RCD method has been adopted for the first time in Kyushu to rationalize the concrete placement. At the start of RCD placement, only 75 cm-deep lifts were placed. Now the RCD is being placed in 25 cm-thick layers, with four layers being placed to provide a 1 m-high lift. The maximum amount of concrete placed



Downstream view of Ryumon dam, built to height of about 60 m.



Lifting bridge being positioned at the right side of the dam.

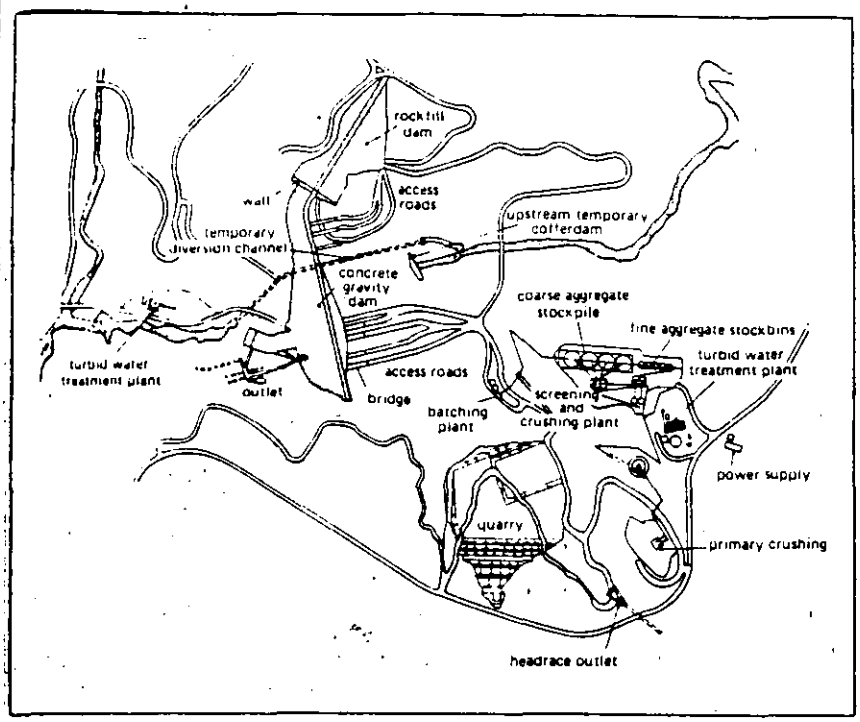


Fig. 3. Layout of the dam construction site.

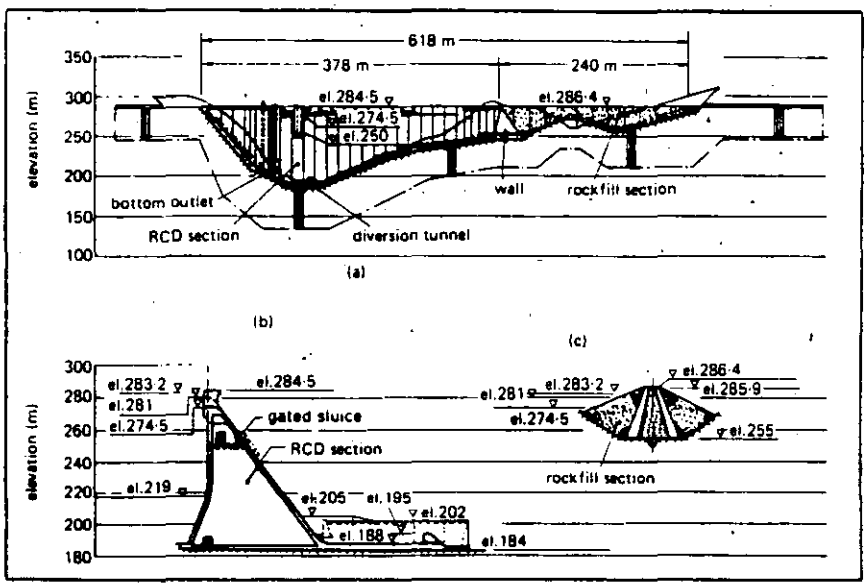


Fig. 4. Sections through the Ryumon dam: (a) profile of upstream face of whole dam; (b) RCD transverse section; and, (c) rockfill dam transverse section.

in a day is 2500 m³. The dumped concrete is spread by bulldozers and compacted using vibratory rollers. It has been found that the top 25 cm-thick layer is compacted best. The vibratory rollers used are designated SD450 (Japanese). Thin mortar layers, 1.5 cm-thick, are being placed between the 1 m-deep lifts. A vibratory joint cutter is being used to cut the transverse joints; a thin steel sheet is then inserted in the cuts.

Because of the favourable weather at the dam site, RCD can be placed all year round and on a 24 h/day basis. However, ice for cooling the mix is required for a substantial part of the year. At present, it is taking 3 to 4 days to complete a 1 m-high lift over the whole area of the dam. However, the dam surface has been divided into three sections, enabling a 1 m lift to be achieved in a day over one section.

The sequence of work for a concrete lift is as follows:

- concrete mixing (batching plant 3 m³ × 2);
- hauling and dumping of mix (15 t dump trucks);
- spreading (17 t bulldozers/swampdozers);
- construction of transverse joints (11 t vibratory joint cutters);
- compaction (7 t vibratory rollers);
- green-cut (using motor sweeper, polisher and water jet);
- water sprinkling and curing; and,
- next lift.

The RCD method at Ryumon includes several interesting features:

- *Access ramps and bridges.* Several road access ramps are being used (four at the left bank and three at the right

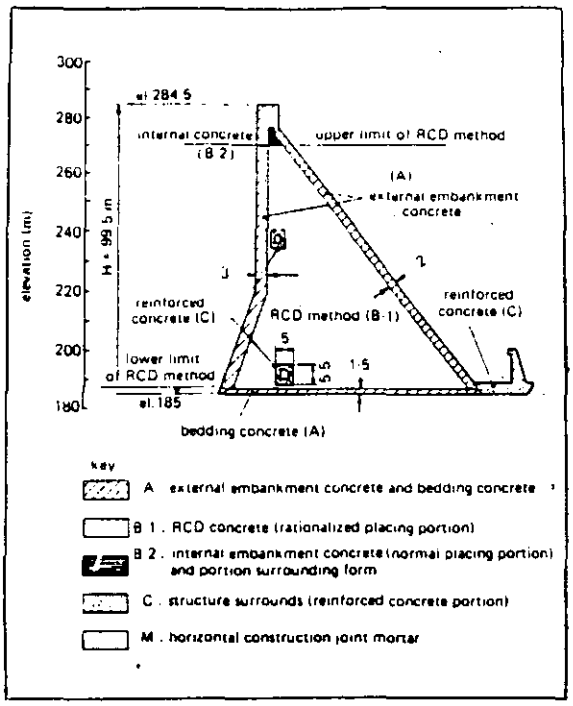


Fig. 5. Detail of RCD dam section, showing the types of concrete being used.

bank) to give access for dump trucks from the concrete batching plant to the dam working surface at intermediate heights. Trucks could reach the base levels of the dam directly, and a temporary road will be used for the top section. The road ramps are connected to the dam with temporary bridges equipped with hydraulic lift mechanisms (using oil pressure), see Fig. 6. They each weigh 200 t and have a vertical range of 12 m (maximum slope 11.7° up or down). The ends of the bridges do not rest on the dam, because of their large weight. One end is anchored at the end of the road and the end with variable height rests on a pier, anchored to the ground, adjacent to the dam on the upstream side. The two bridges are being used alternately for between one and three months each. While one is in use, the other is moved up to the next access road ramp.

● *Several concrete transfer methods.* The wide profile of the valley at the dam site meant that the use of trucks for transferring concrete was the best option in general, also giving flexibility. Installation of a cable crane would have been expensive, given the wide valley, and the use of tower cranes or jib cranes was not economical because at least four cranes would have been needed. For the areas not directly accessible by dump trucks, concrete will be transported by a combination of trucks, a mobile-type transfer conveyor and a spreader conveyor. This is the first application of such a combined method in Japan.

● *Automatic recording of heavy equipment operations.* Each item of plant used for spreading and compacting the concrete is equipped with auto-sensors which transmit the working data of the equipment to an IC card-set recording system, mounted at the side of the operator's seat. The IC card is sent to the site office for data processing by a personal computer, which can print out the necessary data in the required format at any time. Thus, labour-intensive data collecting and processing work has been replaced by a simple and reliable operation, and the data can be easily accessed to improve subsequent operation of the equipment on site.

● *Robotized green-cutter.* The green cut operation has been automated using a robotized green-cutter.

Spillway and outlets

About half of the width of the top of the RCD section of the dam will be used for ungated emergency overflow spillways (el. 281 m). The spillway top will be concreted using belt conveyors.

There will also be a service spillway overflow spillway (el. 284.5) adjacent to the emergency spillways, for use in the flood control scheme as well as for emergency use.

A sluice outlet consisting of two gated sluices will also be installed at el. 250 for the release of 100 m³/s of flood discharge for flood control. The conduit pipes through the dam are now being installed (see cover photo).

A bottom outlet with a capacity of 25 m³/s has also been installed. The type of valve for this has not yet been determined. □

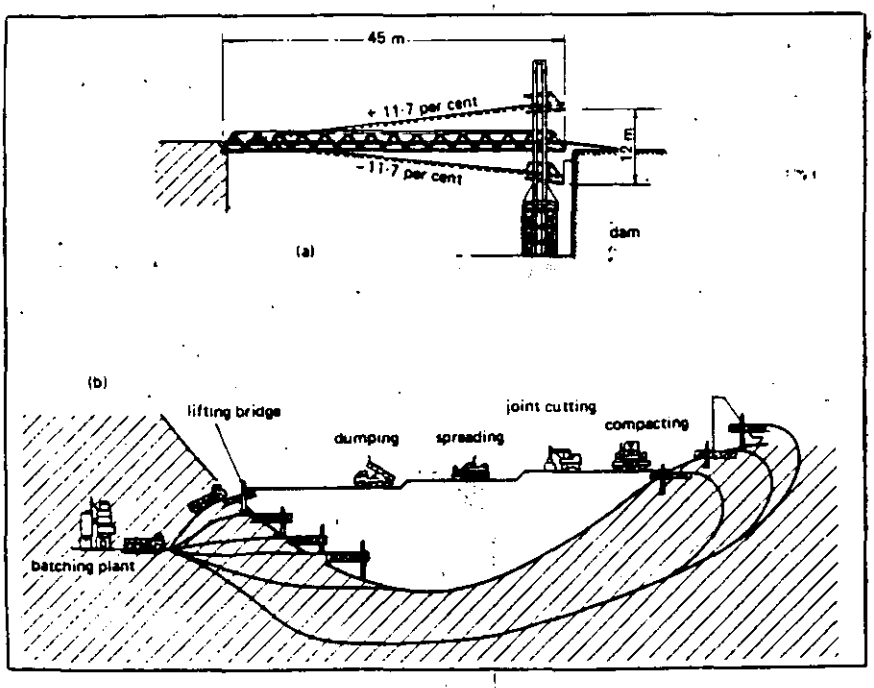


Fig. 6. (a) View of one of the two access bridges, showing the variation in height which is possible; and (b) schematic drawing of the use of the bridges for RCD placement.

Acknowledgement

Water Power & Dam Construction wishes to thank M. Tsuji (Project Manager, Ryumon Dam Project Office) and K. Yajima (Japan Dam Foundation) for help received while visiting the Ryumon dam project in September.

Roller compacted concrete dams in China

By Shen Chonggang, Vice President of ICOLD and Senior Engineer*

An international symposium on RCC dams, taking place in Beijing, China, this month, will provide an opportunity for the exchange of experiences in the field of RCC dams. Progress in this field has been rapid and extensive in China, as is demonstrated by the overview of RCC dam construction presented in this article. Particular aspects highlighted for further research (and discussion at the symposium) are outlined.

The development of RCC dams in China has been very rapid. There are already at least 23 RCC dams, including eight in operation, six under construction and a further nine at the design stage. The first RCC gravity dam, Kengkou, was completed in 1986, and the first RCC arched gravity dam will be completed in 1992. Some high RCC gravity dams and arched dams are now under design.

History of RCC development in China

RCC dam research in China was initiated in 1979, following visits by groups of Chinese engineers to Japan and the USA. Most engineers of hydraulic structures considered that this method could save material (cement), manpower and construction time, and consequently reduce the total investment in the dams. Between 1981 and 1986, several construction bureaux undertook the development of this technology in China.

Test blocks

Twelve blocks were tested on various dams and other structures (see Table I). Research work was undertaken by a number of organizations, including the Institute of Water Conservancy & Hydroelectric Power Research (IWHR), the Research Institute of the Yangtze River Basin Planning Committee, Laboratories in Chengdu and Changsha, as well as universities in Wuhan and other cities. These experiments produced valuable experience in the following areas:

- optimum RCC mix;
- depth of each lift, with individual compacting machines;
- treatment of surface between lifts, and the necessity of using mortar;
- treatment of the upstream and downstream facings;
- time interval between successive lifts; and,
- determination of the strength of RCC.

First Chinese RCC dam

This preliminary research work was followed by the construction of the Kengkou dam, in Fujian Province, a region where the weather is wet. The dam was completed in six months. Its characteristics and the experiences gained during its construction, are described in the Transactions of the 16th ICOLD Congress Vol. 3, Q62, R39. They can be summarized as follows:

- It had a high flyash content (50-60 per cent) and a low

Table I — RCC test blocks in China

Name of project	Province	Date (month)	Volume RCC (m^3)	Dimensions (m) Length × Width × Depth
Gongzui	Sichuan	1981 (6)	200	42 × 3.6 × 1.1-1.5
Airport of Shamen	Fujian	1983 (7)	376	36 × 6.2 × 1.5
Tongjiezi (foundation of cement silo)	Sichuan	1983 (11-12)	597	36 × 18 × 1.1
Shaxikou cofferdam	Fujian	1984 (10-11)	3132	68 × 7 × 6
Gezhouba lock	Hubei	1984 (12)	891	60 × 10 × 1.8
Shaxikou Switch yard	Fujian	1985 (1-5)	23 000	287 × 11.5 × 6-8
Yantan cofferdam	Guangxi	1987 (4-5)	10 550	63.6 × 17.2 × 20.8
Tianshengqiao No. 2	Guangxi	1986 (12)	4316	
Dongjiang	Hunan	1988 (2)	1068	17.8 × 7.4 × 0.9
Guxian highway	Henan	1988 (9)	473	30 × 10 × 1
Shuikou	Fujian	1988 (9-10)	4000	25 × 16.7 × 1.8
Diversion wall				40 × 16.7 × 2.1
Guanyinge				65 × 16.7 × 1.8
Diversion wall	Liaoning	1989 (6)	1260	61 × 10.25 × 2.0

*Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Power Research, Beijing, China.

The 88 m-high Tongjiezi dam, under construction on the Daduhe river.

cement content (50-60 kg/m³). The compressive strength was 16.8 MPa for 90 days. The artificial sand with 10-15 per cent stone powder did not influence the strength; on the contrary, it enhanced workability.

- The average annual temperature is 17.8°C at the dam site. There was no major drop in temperature during the cold season. No cracking has been observed, in spite of the absence of transverse joints.
- To avoid seepage, a 0.6 m-thick bituminous concrete facing membrane was used on the upstream face.
- The construction period was reduced by about one year, and the investment costs by about 17 per cent.
- After impounding, seepage through the dam was found to be 4.8 l/s. It was attributed to some defects in the asphalt concrete joints and across the abutments of the dam.

Scale of RCC dam construction in China

As well as the 23 RCC dams in China listed in Table II, six temporary cofferdams and diversion walls have also been built (see Table III). Much experience has been gained about the cofferdams which were overtopped.

The highest RCC gravity dam under construction at present is Yantan (111 m) and the highest ones being designed are Mianhuatan (113 m) and Longtan (150 m). As regards large volume structures, the RCC volume at the Guanyinge dam (82 m, which is under construction, is 1.24 × 10⁶ m³. Longtan will contain 2.99 × 10⁶ m³ of RCC. The highest arched gravity RCC dam under construction is Puding (at 75 m), and Gaotang will be 111 m high.

Cross sections of RCC dams

Fig. 1 gives the cross sections of some of the main RCC dams. The downstream slopes depend on the rock foundation conditions and the spillway arrangements, especially in the case of low dams. Chinese designers never adopt wide crests, because of concern about seismic loading, and there are no major construction problems. There are only a few stepped downstream spillway slopes, owing to the generally high flow velocities and large discharge volumes.

Precast reinforced concrete blocks were used at some dams as forms and to create steps, but only for non-overflow structures. Conventional concrete, with a thickness of 1.5 to 3 m, has usually been used for the treatment of foundations and to ensure sound contact with rock, and also in preparing the area to compact the concrete. Two methods are used to construct the galleries: in cases where the gallery is to be near the foundation on the upstream side, conventional concrete will be used. If the gallery is in RCC, precast reinforced arch form as its crown will be used. Some RCC dams in China incorporate drainage systems.

The main features of RCC dams in China are as follow

Table II — Main features of RCC dams in China

Name of projects	River	Dam height (m)	Crest length (m)	Width of base (m)	Width of crest (m)	Concrete (10³ m³)	Conv. RCC	Year of completion
Tongjiezi								
Niurixigou	Daduhe	27	57	24	7	1	4	1984
Saddle dam								
Main dam		88	1029	82	4	407	446	1989
Kengkou	Junxi	57	123	42	5	19	43	1986
Longmentan	Dachangxi	58	157	48	6	28	73	1989
Tianshengqiao No.2 (Basuo)	Nanpanjiang	61	470	43	4	143	131	1989
Mahui	Jialingjiang	23	141	26	14	260	150	1989
Panjiakou								
Storage pumping Station lower Reservoir	Luanhe	25	277	15	6	6	17	1989
Rongdi	Doulanghe	53	136	44	5	16	60	1991
Yantan	Hongshuihe	111	525	73	20	241	400	1991
Shuidong	Youxi	57	203	41	6	41	80	uc
Daguangba	Changhua	55	820	47	9	286	518	uc
Puding*	Sanchahe	75	171	34	6	92	107	uc
Guanyinge	Taizihe	82	1040	66	10	730	1240	uc
Wan'an	Gongjiang	68	1104	41	22	156	55	uc
Guangzhou								
Storage pumping Lower reservoir	Liuxihe	42	153			26	42	uc
Lingjiang	Yaluijiang	104	531	70	8	576	850	
Sitan	Cenxi	33	280	33	5	23	72	
Mianhuatan	Dingjiang	113	304	90	7	26	579	
Taolinkou	Tailinhe	82	524	62	7	900	600	
Shanze	Aojiang	64	320	44	6	63	267	
Zhouning	Moujiangxi	71	222	62	6	72	152	
Wenquanbao*	Tanghe	45	176	16	4		60	
Gaotang*	Baishuihe	111	370	42	5	112	321	

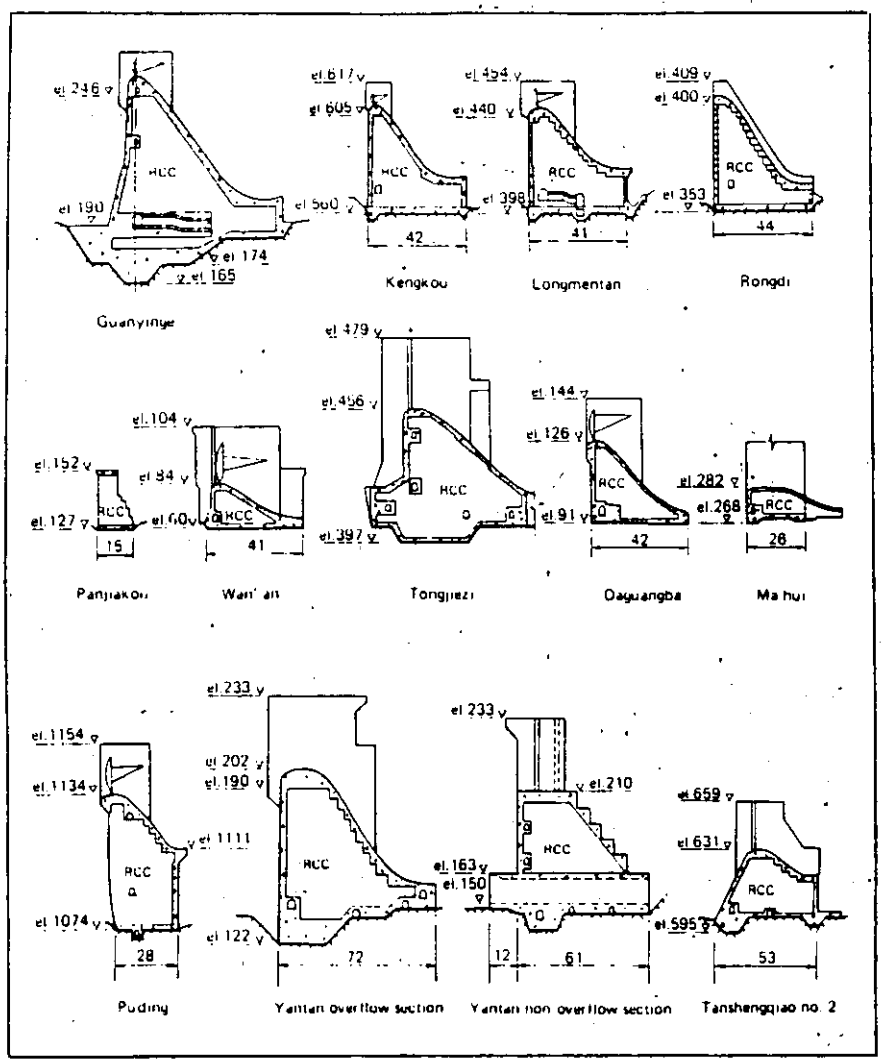
*Arched gravity structures

Table III — Temporary hydraulic structures of RCC

Name of project	Province	River	Height (m)	Length (m)	Crest width (m)	Base width (m)	RCC vol. (10³ m³)	Date of completion
Shaxikou Cofferdam	Fujian	Xixi	8	68	8.7	18.1	3	1985
Yantan, upper Cofferdam	Guangxi	Hongshuihe	54.3	341.8	7	45.3	178	1988
Yantan down Cofferdam			40.2	314.6	7	27.4	119	1988
Geheyan upper Cofferdam	Hubei	Qingjiang	37	170	5	32	100	1988
Shuikou Diversion wall	Fujian	Minjiang	48	517.5	5	25.5	150	1990
Wan'an, upper Cofferdam	Jianxi	Ganjiang	23.6	234	5	19.4	48.2	1990

Upstream and downstream facings

The upstream facings, as well as being the impermeable elements of the dams, are also used as vertical forms. In general, there are two systems for seepage control: conven-



Cross sections of some of the major RCC dams in China.

tional concrete with a thickness of 2-3 m was used for the high RCC gravity dams such as Yantan, Tianshenqiao, Tongjiezi and Guanyinge. The reason was that there were some uncertainties about the RCC, principally concerning seepage along the surface of lifts and ageing of the RCC. If constructors maintained a high standard of work, the conventional concrete could be avoided. Bituminous concrete, plastic/reinforced cement mortar, and 3-5 m-thick rich cement RCC are the other options for seepage control. These methods have been applied successfully, particularly at medium-sized RCC dams such as Kengkou, Longmentan, Rongdi and Shuidong.

For the downstream slopes, a number of methods are used: conventional concrete can be used for the spillway with precast concrete blocks in various shapes as forms. For high spillways, the conventional concrete facing incorporates an ogee curve to prevent cavitation and erosion. Although some designers consider the steps on downstream slopes as energy dissipators, most Chinese engineers have not used them because it was considered that there would be a risk of producing negative pressure and cavitation, in view of the difficulty of providing areators on each step.

In fact, the strength of the RCC is adequate to resist erosion caused by the flow. Flood waters overtopped the Yantan and Geheyan dams, with maximum discharges of 19 000 m^3/s and 7300 m^3/s respectively, within 118 and 60 days of their completion. No erosion or cavitation were observed.

The RCC mix

Much research work has been done on the mix proportions. Chinese RCC characteristically comprises a low cement content and a high proportion of flyash to reduce heat of hydration and the cost of RCC. In Tables IV and V it can be seen that the proportions do not differ considerably. The water-cementitious material ratio has been 0.46 to 0.73. In most cases, less than 100 kg/m^3 of water was used, and about 620-790 kg/m^3 of sand (either natural or artificial).

The finest sand (fineness modulus 0.71, and average size 0.24 mm) was used at the Mahui project. The sand/aggregate ratio has a notable influence on the density, the cementitious content and the construction properties of the finest-sand RCC, but little impact on strength.

Aggregates of three sizes have generally been used: 5-20, 20-40, and 40-80 mm diameter. Sizes larger than 80 mm have not been used in RCC, because of the capacity limit of the vibratory roller and the thickness of each lift. At the Rongdi project, to ensure impermeability of the upstream facing, only the two smaller aggregate sizes were used (and not the 40-80 mm), because the constructors believed that

the segregation process would not be easy. The same measure will be taken for the first arched gravity RCC dam, Puding. Two aggregate sizes of RCC will be used, in thicknesses of 6.4-1.4 m without any additional measures for seepage control.

If fine rock powder is available at the dam site for preparing artificial sand, it could be added to the RCC to improve workability without any influence on its strength.

Various additives were used, for example, retardants for increasing the interval between lifts, additives to improve workability and air-entraining agents for frost resistance.

Treatment of surface of lifts

As mentioned, the weak point in RCC dams is the surface of the lifts. The control of shear strength is very important for each project. Experience has proved that good contact between lifts depends on the level of construction technology and quality of the surfaces. Japanese practice is to use a 2-3 cm-thick layer of cement mortar as an effective measure, but controlling the thickness can be a major task which has an impact on the subsequent layer and can decrease the rate of construction. To enable the RCC to be placed continuously, it is obviously necessary to reduce the interval between layers as much as possible, and controlling this interval is the main problem associated with surface treatment. In China, an indicator system was developed to determine the time of the initial setting on the surface of the RCC. If a needle on the device extends for less than 25 cm into the RCC, mortar should be used to maintain the shearing strength.

In China many tests have been carried out on the shear strength of RCC and very different results have been obtained in the range f' = 1-1.38, C' = 0.6-1.92 MPa. The methods used for different projects have varied considerably, and it is therefore very difficult to make a comparison for high gravity RCC dam.

Thermal control

For a long gravity dam with a long axis, transverse joints are necessary. In general, the distance between transverse joints is about 15-30 m, as is the case at Yantan, Tongjiezi and Guanyinge. But for Tianshengqiao and Daguangha, the joint spacings are 60-90 m.

Sometimes, in the middle of joints, constructors have used induced joints, which are made by drilling several holes in the RCC and connecting them by wooden pieces. For medium sized dams, which have short crest lengths (less than 160 m), no transverse joints were used and no cracks have been found in their operation.

Table IV — RCC mixes used in China for dams*

Name	Year of completion	W	C	F	W/(C+F)	S (per cent)	S	Aggregate (sizes in mm) 5-20	20-40	40-80	Total	Additive
Tongjiezi												
Niurixigou saddle dam	1984	108	82	83	0.65	32	678	457	457	669	1523	0.25
Main dam	1989	93	79	79	0.59	28	646	499	499	665	1663	0.4
Kengkou	1986	94	65	85	0.63	36	782	423	423	564	1410	0.3
Longmentan	1989	98	84	86	0.7	38	806	461	461	396	1319	0.28
Tianshenqiao No. 2 (Basuo)	1989	83	55	85	0.59	35	785	440	586	440	1461	0.5
Mahui	1989	102	95	40	0.73	21	465	576	494	576	1648	
		117	115	25	0.67	22	468	617	528	617	1762	
Panjiakou pumped storage Station, lower reservoir	1989	102	102	44	0.61		579				1594	0.25
Rongdi	1991	110	90	140	0.48		759	636	636		1272	
		99	69	111	0.58		729	429	572	429	1430	
Yantan	1991	90	55	104	0.57	34		464	619	464	1547	0.25
Daguangba		96	55	96	0.69	27	595				1511	0.25
		87	47	94	0.62	32	709				1507	
Guangyingge		70	112	48	0.46	28	639				1650	0.25
Puding		81	73	48	0.7	29	651	490	654	490	1634	0.25
Lingjiang		86	143	715	0.6	28	631				1647	

*Unit: Kg/m³; W = water; C = cement; F = flyash; S = fine aggregate.

Table V — Mixes used for RCC cofferdams in China*

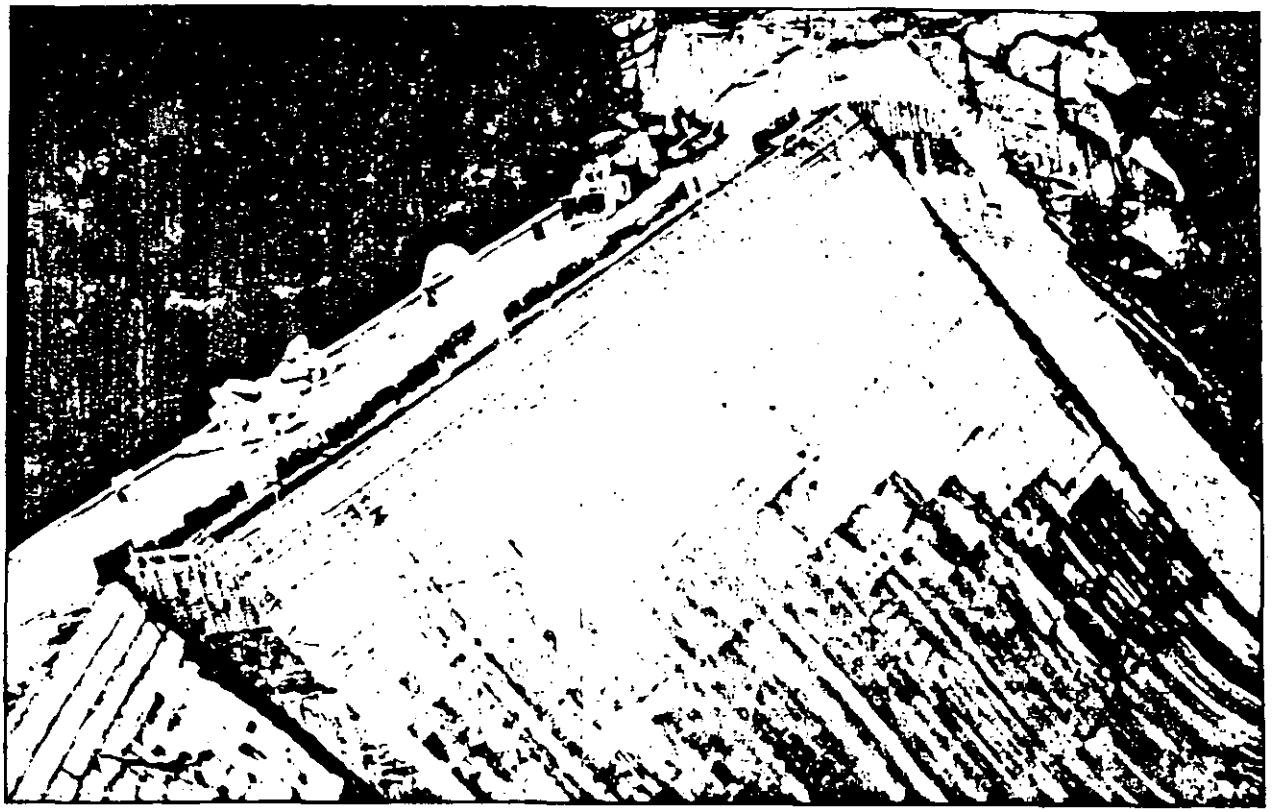
Name	Year of completion	W	C	F	W/(C+F)	S (per cent)	S	Aggregate (sizes in mm) 5-20	20-40	40-80	Total	Additive	V_c
Shaxikou	1985	80	70	90	0.5	28	636	491	491	654	1636	0.25	17
		77	68	107	0.44	29	636	478	478	637	1593	0.25	22
Yantan upper	1988	95	50	105	0.59	34	756	446	596	447	1490	0.2	15
Yantan lower	1988	85	45	121	0.51	34	735	451	451	561	1463	0.25	14
		86	45	105	0.57		739	464	618	564	1646	0.25	12
Geheyan upper	1988	125	120	140	0.48	38	796	716	530		1241	0.5	12
		95	95	85	0.53	29	640	489	265	478	1232	0.3	11
Shuikou diversion wall	1989	85	73	48	0.7	29	651	490	654	490	1634	0.25	
		84	60	60	0.7	29	651	490	653	490	1633	0.25	
		82	50	76	0.65	29	649	489	652	489	1630	0.25	
Wanan upper	1989	96	72	88	0.6	29	633	468	390	703	1561	0.32	13
		96	96	79	0.55	28	608	472	349	709	1575	0.35	9

*Unit: Kg/m³; W = water; C = cement; F = flyash; S = fine aggregate.

Usually, transverse joints were made with a vibrating cutter; the process will be more complex for arched dam. Grouting of the joints is carried out after cooling of RCC, which can delay the construction schedule.

If the RCC is placed on the foundation during the cold season, with the temperature lower than the average annual of 10°C, no problems of cracking are likely to occur.

Thermal diffusion on the surface of the lifts is generally



The 53 m-high Rongdi dam on the Doulanghe river.

not sufficient, owing to the short placement time based on computation results. Therefore, in the hot season and in tropical regions, precooling of the aggregates and the addition of ice to the water are sometimes necessary. For overflow dams and dams with outlets, there is a risk of rapid concrete cooling (either conventional or RCC), and cracks can appear just after cooling. Discharge, even in the short time during construction, has to be monitored carefully. Some cracks were found on the surfaces of the Yantan and Geheyan cofferdams just after first spilling. Problems associated with the thermal control of RCC have not yet been fully mastered, but it has certainly been demonstrated that RCC will be better than conventional concrete in many respects. The various main areas for research concerning the design and construction of RCC dams in China are:

Durability

It has been found that a high content of flyash will give higher strength after 90 days, but there is a lot of uncertainty about long-term performance. In laboratory tests on resistance to freezing, RCC gives a much better result than conventional concrete, but for shrinkage, swelling and leakage there is only limited experience so far, so the monitoring of completed RCC dams will be very important to collect more data.

Upstream face

Questions are arising about whether or not to use conventional concrete on the upstream face. If a 2 to 3 m thick layer of conventional concrete is used, the technology will be more complex and the seepage resistance will not necessarily be better than using RCC. To prevent water from seeping along the surface of lifts, a special watertight element could be used. Experience has shown that dams without conventional concrete but with watertight membranes, such as Kengkou and Longmentan, behave satisfactorily. Leakage at Longmentan has only been 3 l/s, including percolation through the abutments and foundation.

Thermal control

As mentioned above, the thermal control of RCC is still a problem, because the dam body as a whole diffuses the heat very slowly. Some cracks have been observed in RCC dams. Low cost, simple technology, and short construction time are the basic advantages of RCC dams. If pre-cooling systems are added, the cost and construction time will be naturally increased. Avoiding the risk of cracking and ensuring the safety of RCC dams, especially for arched structures requires more research work.

High RCC dams

It will be possible to build very high (> 150 m) dams (straight gravity or arched dams) with RCC, but more research work is first necessary on a number of aspects: high strength RCC; very long base widths for gravity dams; thin layers without joints; the arrangement of galleries, outlets and steel pipes in RCC; appropriate spacing for transverse joints; simple technology for RCC placement; and, quality control on site, including instrumentation.

Monitoring

Progress is also required in analysing data which are collected on RCC dams already in operation. Instrumentation systems for RCC dams are common, but very few data are available yet because the dams have only been in operation for a relatively short time.

Beijing symposium

The International Symposium on RCC Dams to be held in Beijing from 6 to 9 November 1991 will address these various questions. The organizing Committee has received about 70 papers (including 28 papers from 14 countries). More than 150 specialists in the field of RCC dams will attend the meeting and the presentations and discussions will assist in the further development of RCC dams. □

REPORT OF THE 17TH ICOLD CONGRESS

Q66: Dams on difficult foundations

The third question of the 17th Congress, Question 66, dealt with recent developments in solutions for difficult foundation conditions. The Technical Board for the Question comprised: Chairman, G. Lombardi of Switzerland; General Reporter, G.S. Larocque of Canada; Vice-Chairman, R. Akarun of Turkey; Secretary, H. Lauffer of Austria; and, the Panel of Experts: R. Aris of France, W. Demmer of Austria, J.S. Dodd of the USA, and Zhang Wenzheng of China.

The Chairman began the first session by emphasizing the popularity of the question, which had attracted 99 reports from 44 countries, and possibly a record number of written contributions for discussion in the two technical sessions.

The General Reporter reminded the audience that the Question had been divided into four areas, which were: effects of difficult foundations on dam design and construction; unusual treatment of foundations; foundation behaviour on first filling and during operation; and, remedial measures and their results in the case of unsatisfactory foundation behaviour.

Larocque defined the characteristics which were typical of weak foundations composed of both soil and rock. He then discussed the various normal treatment methods which had been successfully used. With reference to the impact of difficult foundation conditions on the design and construction of dams, Larocque described the techniques which had been used to deal with problems of impermeability, stability and liquefaction. About 39 to 50 per cent of the reports which had been submitted for the Question were considered by the General Reporter as cases of special foundation treatment works. Larocque had compiled a list of methods which were considered to be special treatments:

- prestressing to consolidate soils;
- impermeable blankets covering overburden and rocks;
- compaction, consolidation or confinement of loose and saturated material;
- drainage mechanisms for the consolidation of clays;
- re-profiling the rock surface by the application of concrete;
- protection of the rock surface to prevent degradation;
- the use of non-cement based grout mixes;
- consolidation of the rock to increase its bearing capacity;
- anchorage to secure the contact between the dam and its foundation;
- rock support by prestressed cables;
- reinforcement of weak rock planes by shear keys or anchors;
- inclusion of a joint in a concrete dam to accommodate future movement of a fault;
- installation of an impermeable membrane;
- provision of an earth mattress for erosion protection; and,
- inclusion of a pulvino joint in arch dams.

With regard to the behaviour of foundations, Larocque said that about 25 per cent of dam failures could be attributed to foundation problems; he added that 30 per cent of these problems occurred during the first filling of the reservoir. He said that the statistics also implied that fill dams were more vulnerable to foundation problems, however, it was important to remember that fill dams were often selected in cases where there was concern about the foundation conditions.

Larocque identified four topics to be discussed during the two sessions of Question 66. He said that discussion should focus on the advantages and disadvantages of the following solutions for the improvement of foundation conditions:

- increase in the modulus of deformation;
- installation of shear keys in weak rock horizons and shear joints in dams above a fault;
- implementation of a grout curtain or a concrete cutoff; and,
- installation of columns and walls in liquefiable soil

Larocque concluded by saying that the Question ... attracted a great amount of data concerning foundation behaviour, including the analysis of remedial measures, and that the profession should make the maximum use of this experience.

J.S. Dodd presented a review of the categories of foundation improvement works. His classification included ten main categories of ground improvement methods, and he indicated the applicability of each method to dam foundations of both soil and rock. Dodd said that a specific treatment would affect, to some degree, all three of the important foundation properties: the modulus of deformation, the strength, and the permeability.

Ground improvement methods classified by J.S. Dodd

Categories of ground improvement works	Applicable to dam foundations	
	rock	soil
1. Removal	yes	yes
2. Void filling		
a. Large voids and surface hollows	yes	no
b. Small voids	yes	yes
3. Void reduction	no	yes
4. Adjunct reinforcement		
a. Compression	no	yes
b. Tension	yes	no
c. Shear	yes	no
5. Replacement		
a. Supplantations	yes	no
b. Walls and diaphragms	yes	yes
6. Protection	yes	yes
7. Drainage	yes	yes
8. Chemical change	no	no
9. Thermal change	no	no
10. External stabilization	yes	yes

"Fortunately, a given treatment usually improves all three properties in the direction we desire", he said.

Dodd then discussed each category of ground improvement and concluded that the following methods could be used to increase the modulus of deformation:

- removal;
- void filling;
- void reduction;
- compressional reinforcement;
- replacement; and,
- protection.

L.J. Cornish of Canada discussed the use of the Hoek-Brown failure criteria to assess the shear strength of gravity dam foundations. He said that for foundations which had no obvious continuous weak features, there could nevertheless be interconnected, pervasive systems of joints which could control the shear strength. "Generally, current design practices do not explicitly consider the potential for shearing through such jointed rock masses", he said.

Cornish explained that the Hoek-Brown method, originally developed for underground excavation design, had been used for seven B.C. Hydro dams, including the 75 m-high Seven Mile dam. He said that this method had indicated that fair and lower quality rock may well be weaker than strengths typically assumed for the concrete/rock contact. He concluded that the criteria had indicated substantial frictional resistance to sliding and relatively low values of cohesive strength in most of the cases studied, and that these results had allowed for the use of relatively low factors of safety in the final design.

L. Belloni of Italy discussed the design of the Esaro dam. He said that the dam, to be constructed in southern Italy, had a difficult foundation in that the steep abutments contained rock joints which were parallel to their slope. He explained that the dam had been designed as a curved gravity dam. The design had been tested against a geomechanical model, and he gave the results of a limit equilibrium analysis. He said that even though the dam had been excessively loaded, the model had not reached a failure state. This, he concluded, had been because of the development of the internal arch, transferring all, or most, of the excess load to the abutment.

A. Carrère said that, in his experience, the methods used to investigate deformation modulus had proved to be inefficient. He said that geophysical methods tended to give more consistent results, but they were still difficult to calibrate. The calibration of such methods as the "petite sismique" test could be established at existing dams where appropriate instrumentation had been installed. He said that the most useful data would be produced from the monitoring of selectively orientated and located extensometers. He exemplified his comments by using the case study of the Gomal Zam dam project studies. He concluded by describing the proposed specialized monitoring system (incorporating multi-point extensometers) for the curved gravity structure.

E. Luca of Romania described tests which were being carried out at the site of the Hoghiz-Olt development in Romania. Luca said that there were difficult foundation conditions for the lateral dams at the site. He said that the foundations included peat layers up to 6 m thick. The peat layers had unusual characteristics in that they had an extremely high moisture content (>400 per cent) and deformability (50 per cent under a 2 kg/cm² load), a very low permeability (10^{-7} cm/s under the deformed state described above), and very low shear resistance.

Luca said that removal of the peat layer was considered to be too expensive, so other solutions had been considered and tested. The most favourable solution had proved to be the installation of ballast pillars. It had been found that this method improved the deformation modulus, increased the permeability, and consequently reduced the consolidation time.

G. Oberti of Italy presented the case for the inclusion of a pulvino joint in arch dams to improve the conditions caused by difficult foundations. He said that the joint prevented irregular behaviour in the foundation being transferred to the arch structure, and vice versa.

J.W. Hatton of New Zealand described the inclusion of a vertical joint in the Clyde dam to accommodate movement of the river channel fault which crosses the dam site. He said that the estimated movement of the fault was 200 mm. The joint had been designed to accommodate reverse and normal movement of the fault, and as a result, it was an open joint. At the upstream face, the joint had been sealed with a wedge plug capable of accommodating movement. First filling of the reservoir was now under way, Hatton concluded.

S. Buchegger of Austria described the difficult foundation conditions at the Cheurfas II dam in Algeria. He said that the gravity dam was currently under construction and nearing completion. The 80 m-high dam had been sited 65 m upstream of the original dam which had collapsed in 1886, five years after its completion. Buchegger said that the original dam had failed because of a misinterpretation of the geological conditions.

The foundation rock in the area comprised Helvetian soft compact marls and Tortonian limestones and sandstones, alternating to form some 20 different strata. The valley was formed in an asymmetrical syncline; at the left side of the valley, in the core of the fold, a very soft clayey material had been identified. As a result, Buchegger explained, the properties of the foundation rock varied widely, and this had to be taken into account in the design of the new dam. Special works had involved the removal of the weakest rock down to a depth of some 55 m; the upstream toe of the dam was designed to increase the vertical loads, therefore increasing the resistance to sliding; up to three rows of grout curtains were to be incorporated; and, up to six 25 m-long drainage holes per block have been included to form a drainage curtain behind the grout curtains.

M. Fernandez-Bollo from Spain discussed the geophysical investigation of the foundation rock at the José Torán dam. He said that seismic geophysical testing to evaluate the elastic modulus of the foundation material had allowed for the evaluation of the foundation condition before and after injection treatment. The foundation rock at the site comprised schists and quartzites of various ages, and included weak, fractured and permeable zones.

Fernandez-Bollo explained that the seismic investigation had involved taking 60 measurements (conducted at depths of 5 and 15 m into the foundation rock) every 24 m along the foundation profile. The measured transverse and longitudinal propagation of the seismic wave had then been used to establish the dynamic elastic modulus. The survey could be used prior to grouting to confirm the need to improve the quality of the foundation, and after grouting to check the effectiveness of the injection treatment, he explained. In the case of the José Torán dam, he confirmed that the investigation had demonstrated the benefits

obtained by the grouting works.

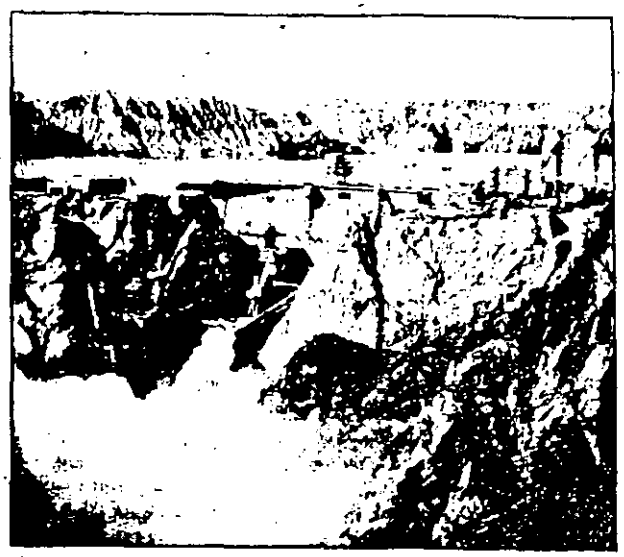
Zhang Jinsheng described the complex geology which existed at the site of the 178 m-high Longyangxia dam. The main structures were founded on granodiorite, he said; however the dam foundation contained eight faults which passed through both abutments and the valley floor. A very large fault zone, up to 100 m wide, existed just downstream of the dam. The fault zone intersected the faults of the dam foundation creating potentially unstable blocks in both abutments. Zhang described the extensive foundation improvement works which had been carried out at the site during construction. He added that a series of landslides had occurred on the right bank of the plunge pool following the initial operation of the spillway. Concern was now focused on the potential blockage of the river channel downstream of the dam, and the possibility of the 1280 MW powerhouse becoming submerged. The situation was further complicated by the occurrence of some 200 weak earthquakes since the filling of the reservoir in 1988, and one major earthquake which had occurred in May 1990 with an intensity of 5.9 (Mercalli scale).

Zhang concluded by describing the instrumentation and monitoring systems which had been introduced at Longyangxia, and the development of numerical models to predict the future behaviour of the dam under various extreme load scenarios.

P. Schöberl of Austria described the major excavation works which had been carried out at the 186 m-high Zillergrundl arch dam as a result of the difficult geological conditions at the site. He said that the ratio of excavation volume to concrete volume was 1.2 at Zillergründl. The main reasons for the increase in excavation required had been the decision to rotate the arch upstream at the left abutment so as to avoid a fault. At the toe of the arch on the left abutment, a concrete structure had been placed, Schöberl explained. The purpose of this structure was to avoid erosion in the fault zone and to transfer part of the horizontal forces from the arch into the rock mass downstream of the fault. Further excavation had been required to incorporate an upstream apron from which the grout curtain had been installed.

R.W. Chalmers of the UK described the works which had been carried out at the Carsington dam reconstruction. The length over which the original embankment had slipped had had to be removed and reconstructed to the new design profile, he explained. The works had included the identification and removal of a slip surface in the dam's foundation. It had been postulated that the failure surface had passed into the foundation where the foundation had been formed of mudstone. The pattern of the remaining basal drainage blanket had been used to identify the position of the foundation slip surface. Static cone penetrometer probes were used to locate the drainage blanket, Chalmers said. After this had been carried out, exploratory trenches were used to confirm the position of the slip surface. The method of excavation, using face shovel and backhoe, also assisted the identification of the extent of the foundation failure, because the slip face could be continuously mapped throughout the excavation. Finally, Chalmers concluded, some 70 trial pits had been sunk to check that no other slip surfaces existed beneath the level of excavation.

K. Kropf of Austria discussed the occurrence of a crack in the right abutment thrust block of the Ginau arch dam. He said that the reinforced concrete block and downstream slab had been incorporated in the design of the dam when excavation had uncovered an unfavourable arrangement of



Spillway operation at the Longyangxia dam.

schist and marl bands. In 1989, about one year after the first filling of the reservoir, a diagonal crack had formed in the downstream protection slab. The crack had been monitored continuously since then, Kropf explained, but no further movement had taken place, except for some seasonal opening and closing action. In addition, no water had ever discharged from the crack. It was thought that the crack had either been caused by the shrinkage of the concrete, or accommodation of the load distribution created by the initial filling of the reservoir, Kropf concluded.

B. Goguel of France re-examined the difficult foundation conditions which had been discovered during the construction of the Kariba arch dam which had been completed in 1960. A continuous zone of weak gneiss had been identified, which required strengthening. Because it had not been possible to solve the problem by grouting, Goguel explained, the difficult task of the construction of a gravity thrust block within the foundation had been carried out. If the problem had occurred today, Goguel said that modern numerical methods could allow for the rapid analysis of new designs for the shape of the arch dam to cater for weak areas in the foundation. Assuming that the foundation problem had been identified before construction of the main dam, Goguel said that the revision of the shape of the arch could then allow for a considerable reduction in the volume of foundation improvement work required.

R.J. Termaat of the Netherlands presented a new model to predict piping. He said that the method had been developed in the Netherlands and was to be incorporated in the national guidelines for the design of dikes. He explained that the model had been verified by large scale model testing. The model combined the erosion process in the granular subsoil, the groundwater movement underneath the dam, and the transport of grains in a pipe. The mode had been compared with the results obtained from Bligh's formulae, and a good correlation had been found.

W. Demmer (from the Panel of Experts) said that, in the context of rock foundations for concrete dams, the discussions so far had concentrated on the topics of foundation sealing and the estimation of rock mechanics

PUBLICATION ORDER FORM PROCEEDINGS

INTERNATIONAL Water Power & DAM CONSTRUCTION

Small hydro

Proceedings

First International Conference on Small Hydro, Singapore, 1984, 225pp (1986)
Transcript of 33 full-length oral presentations, extra session with short presentations, and discussions

Second International Conference on Small Hydro, Hangzhou, China, 1986, 707pp (1988)
Section I – Oral presentations and discussions, informal workshop, short presentations
Section II – 37 written papers

Hydro '88 – Third International Conference on Small Hydro (Conference Papers), Cancun, Mexico, 1988, 584pp (1988) 40 written conference papers

As a subscriber, you qualify for a 10 per cent discount on the above publications. To become a subscriber, simply fill in the subscription order form in this issue.

Please send me details of forthcoming conferences. ☐

Name: _____

Job Title: _____

Company/Organisation: _____

Address: _____

_____

Country: _____ Telephone: _____

Please send me ☐ copy(ies) of the *Proceedings of the First International Conference on Small Hydro* at a cost of (subscriber): £72/$126; (non-subscriber): £80/$140

Please send me ☐ copy(ies) of the *Proceedings of the Second International Conference on Small Hydro* at a cost of (subscriber): £81/$144; (non-subscriber): £90/$160

Please send me ☐ copy(ies) of the Conference Papers *Hydro '88 – Third International Conference on Small Hydro* at a cost of (subscriber): £90/$160; (non-subscriber): £100/$175

SPECIAL PRICE: Three volumes for the price of two: £195/$340

Please send me ☐ 3-volume set(s)

☐ Please invoice me

☐ I enclose payment of _____ by cheque/money order payable to Reed Business Publishing

☐ Please charge my Access/Visa/Amex/Diners card. My card expiry date is _____

Enter Number ☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐☐

Signature _____

Affix
stamp
here

International Water Power & Dam Construction
Room 923
Reed Business Publishing
Quadrant House
The Quadrant
Sutton
Surrey
SM2 5AS
ENGLAND

ameters. He said that great progress had been made in field of foundation sealing. However, the improvement he bearing resistance of an abutment for a concrete dam not progressed to the same extent. "We still have to mainly on results obtained from relatively small rock imens", he said. New possibilities were now being red by the use of three dimensional finite element hods, which allowed for the interaction of forces veen the dam and foundation. He added that he was rised that so little attention had been given, in this ext, to the influence of the irreversible deformations in foundation zone. These deformations were not unted for in the usual static analyses. He concluded by mmending that the design of the dam should always be sted to the foundation conditions, and not vice versa: do not possess any means of substantially improving bearing resistance of the rock by engineering sures".

. Aris (also on the panel) discussed the use of cutoff s. He said that cutoff walls rather than grouting ications were more suitable for sandstone foundations. vever, grouting could be used effectively to complement ff walls, to consolidate the ground prior to the wall's llation, and below the wall to seal less permeable rock. ddition, Aris proposed the use of a hydrofraise (hydro to cut through completed RCC dams to allow for the ltaneous insertion of a cutoff wall and a diaphragm. aid that the most recent equipment could cut trenches o 200 m deep, and that the work could take place ng the construction phase or as a remedial measure.

Takimoto of Japan described the installation of a ic cutoff at the Tadami embankment dam in Japan. is described in detail on p35.)

Orhon of Turkey described the substantial founda- improvement works which were being carried out at Koçkopru dam after two attempts at reservoir undment had failed as a result of the collapse of the sion tunnel. The embankment dam's foundation sted of an upper basalt layer, a pillow lava layer, a one bed, and a lower basalt layer. Orhon said that the sion tunnel, at the left abutment, had been cut through illow lava horizon, with its invert resting on the clay- She said that the final solution involved a concrete- repair tunnel driven into the abutment through the lava along the axis of the dam, and the relocation of ottom outlet and diversion works to the right ent.

ion said that the sealing of the left abutment included m-long cutoff, formed by a system of intersecting which cut through the claystone from the base of the tunnel. Below the cutoff wall, the lower basalt had sealed by grouting, and a further system of grouting be driven from the top of the repair tunnel, sealing per basalt. The reason for the tunnel collapse had ally been thought to be because of weaknesses in the lava, she explained, but the excavation of the repair had shown the claystone to contain sand and silt which had played a major role in the failure mech- on both occasions.

Sahuquillo of Spain described quantitative hydrogeo- techniques for the investigation of groundwater which could be of great help in dam studies. He said echniques could be used for the prediction of reser- akage, the evolution of uplift pressure, and could in the design of piezometric monitoring networks. rrent trend in geohydrology and contaminant trans- port was the use of numerical models, geostatistical analysis and stochastic simulations, he explained. Sahuquillo suggested that these methods could also be adopted to assist in the analysis of grout and drainage curtains.

J.T. Armendariz of Spain described remedial work which had been carried out at the Arbon dam. He said that the original core had been replaced by a bentonite cement diaphragm wall in 1976, however considerable leakage had occurred between the wall and the abutments after this work had been completed. In 1987, Armendariz explained, this problem had been treated by grouting at the conact zone and downstream of the wall. This treatment had sealed all the existing seepage paths and the dam had performed well since this work had been completed, he concluded.

J. Levallois of France described the installation of a diaphragm wall through the cla ore of the Mud Mountain dam in the USA. He said tha e work had involved the diaphragm wall with a maximum depth of 120 m, and that this had included the anchorage of the wall, to a depth of 4.5 m, to the andesitic bed rock. He said that the excavation of the wall panels had been carried out by Hydrofraise (hydro mill) plant. During the excavation of panels at the right abutment the dam had suddenly fractured along its core. Levallois explained that the longitudinal fracture reached along the entire length of the dam and was some 50 m deep. The solution adopted for the problem had been the recompression of the core by bentonite cement grouting. He said that the grouting had been performed upstream and downstream of the axis of the diaphragm wall. The drilling of the upstream grout holes had been carefully monitored for the following parameters:

- the drilling rate;
- the torque;
- the thrust on the drilling (tricone) bit; and
- the drilling fluid pressure.

Levallois explained that the first three parameters had been used to investigate the condition of the core at depth. A clear horizon had been identified between competent and weak areas of the core. From the crest to a depth of 45 m the core had proved to be very decompressed, there was a band of loose core material for another 15m, and below this the core seemed to be in good condition, he said. In addition, the investigation had indicated a void in the core at the left abutment which had explained sudden losses of bentonite slurry during panel excavation in this area.

Following the recompression of the core the excavation and installation of the diaphragm wall had continued without further problems.

C. Comte of Switzerland drew attention to the definition of hydraulic fracture which had been used by previous speakers to describe the phenomenum of fracturing resulting from the injection of material into the core of a dam. He said that he agreed with the classification of hydraulic fracture presented by Dr Charles during the discussion of Question 65 (see WP&DC, October 1991). The fracturing caused by injection of material required a different terminology, Comte said. The French term for this phenomenum was claquage, he explained, but this term had often been translated as hydraulic fracture in English. As the fracturing in this case tended to occur very quickly, Comte suggested the use of the term bursting point to be the equivalent of the French term: claquage.

(The remainder of Q66 and Q67 will be covered by our report next month).

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

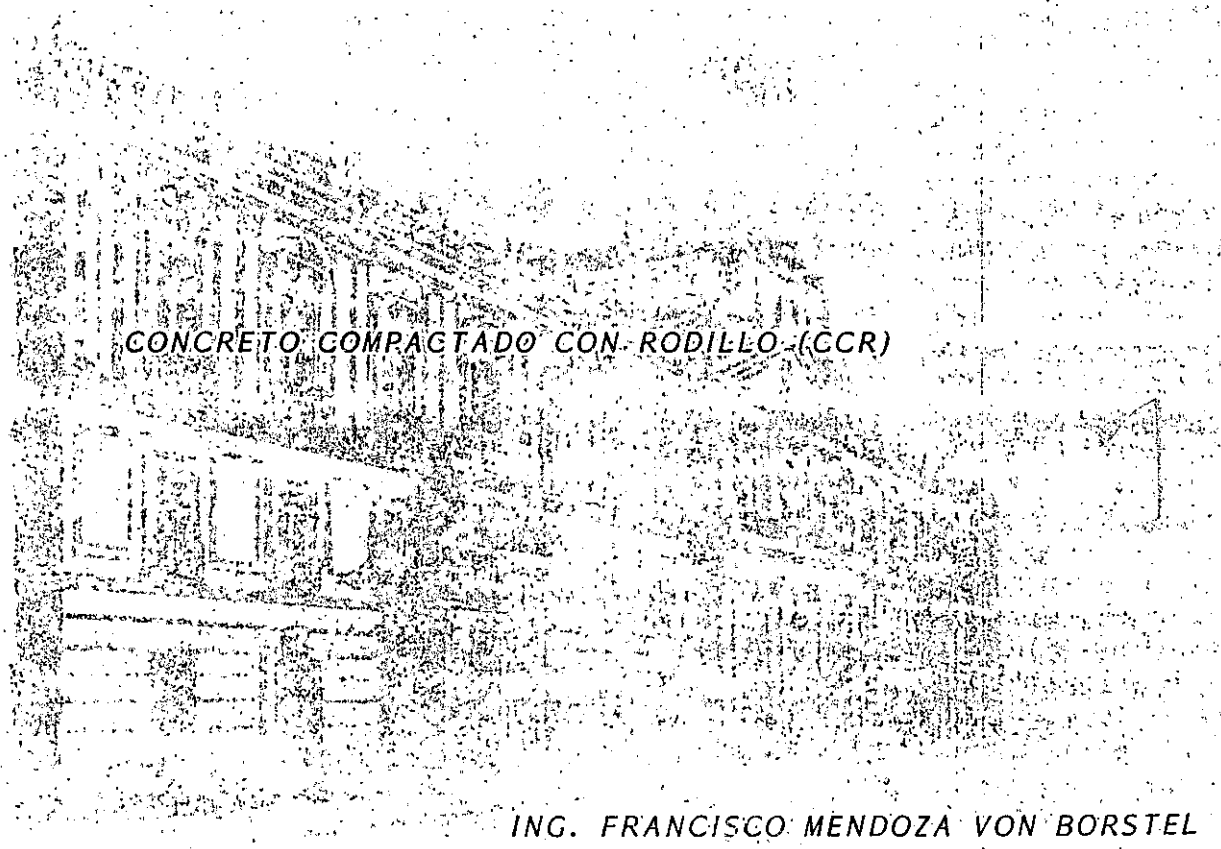
CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO

Del 29 de junio al 3 de julio de 1992.



CONCRETO COMPACTADO CON RODILLO (CCR)

ING. FRANCISCO MENDOZA VON BORSTEL

JUNIO - JULIO 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

FACULTAD DE INGENIERIA. U. N. A. M.

CURSO: CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS

TEMA: CONCRETO COMPACTADO CON RODILLOS (CCR).

PROF. ING. FRANCISCO MENDOZA von BORSTEL.

A partir de los años sesenta se empezó a utilizar el llamado concreto compactado con rodillos, que se caracteriza porque la mezcla para fines prácticos no tiene revenimiento y el consumo de cementante oscila entre los 100 y 150 kilogramos por metro cúbico, de los cuales hasta un 30% puede ser de ceniza voladora (Fly Ash).

Originalmente se inició el empleo de este tipo de concreto para sustituír lo que hasta entonces se conocía como concreto pobre que para su colocación en moldes requería algo de revenimiento y de vibración por inmersión convencional, lo cual demandaba consumos de cemento superiores a los que antes se han anotado. Esta reducción en el cementante se logró al introducir el empleo de rodillos lisos vibratorios como los que se usan en la compactación de los materiales de presas de tierra. Esto permitió el uso de mezclas muy secas que podían transportarse en los equipos de acarreo de terracerías para ser extendido con tractores de orugas antes de proceder a su compactación con rodillo.

El primer uso importante que se dió a este procedimiento fué en la presa de Tarbela, en Pakistán, en donde se colocaron alre

dedor de 300 000 m^3 en 44 días del año de 1975. Sobre este material se hicieron pasar cantidades enormes de agua durante el proceso del manejo de las avenidas del río Indus, sin que se hubieran tenido problemas originados por las altas velocidades de la corriente.

En vista del éxito obtenido, a partir de 1976, se han construído tanto en Estadoso Unidos, como en Japón, Gran Bretaña, Italia y en México, varias cortinas de sección gravedad con alturas del orden de los 100 metros y en donde en forma sistemática se ha utilizado el equipo de construcción usual en presas de tierra.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos construyó la presa La Manzanilla, entre León y Silao, Gto., y está a punto de iniciar la presa Trigomil, en Jalisco, en la que se emplearán aproximadamente 340 000 m^3 de CCR en una cortina de 100 metros de altura. Se tienen noticias también de que el Consorcio Minero Benito Juárez "Peña Colorada", Col., tiene en proyecto una presa de CCR, con un volumen del orden de 500 000 m^3, que por este concepto será la mayor de este tipo en México.

Al final de estas notas se consigna una bibliografía relativa al CCR y como anexos de las mismas, se adjuntan copias de dos artículos aparecidos en revistas mexicanas: Avances Recientes en obras de concreto compactado con rodillos 4/, traducción del artículo original del autor Sr. Malcolm R.H. -

4/ Ver punto 4 de la Bibliografía anexa.

Dunstan, publicado en la Revista IMCYC, Vol. 21, Núm. 147, de julio de 1983 y El concreto compactado con rodillos (CCR) y su control de calidad, del señor Ing. Donato Figueroa Gallo, Investigador de Tiempo Completo del IMCYC, publicado en la Revista Mexicana de la Construcción, Enero de 1988.

En las dos publicaciones antes mencionadas se consignan más detalles del CCR y cabe hacer notar que en estos artículos se dan dos listas muy amplias de referencias bibliográficas que pueden servir de apoyo a los interesados en la aplicación de este procedimiento de construcción.

BIBLIOGRAFIA PARA EL TEMA CONCRETO RODILLADO (CCR).

1. Construction of Shimagigawa Dam, with roller compacted Dam Concrete. Embajada de Japón.

2. R.C.C. A dam rehability solution unearthed. Revista Civil Engineering de ASCE. Septiembre, 1986. págs. 61 a 63.

3. Concrete Report. Wilow Creek. World's first all roller compacted concrete Dam. Julio, 1983. U.S. Army Corps of Engineers. Walla Walla District. Autor: Ernest K. Schrader Revista Civil Engineering, ASCE. Vol. 521. Abril, 1982.

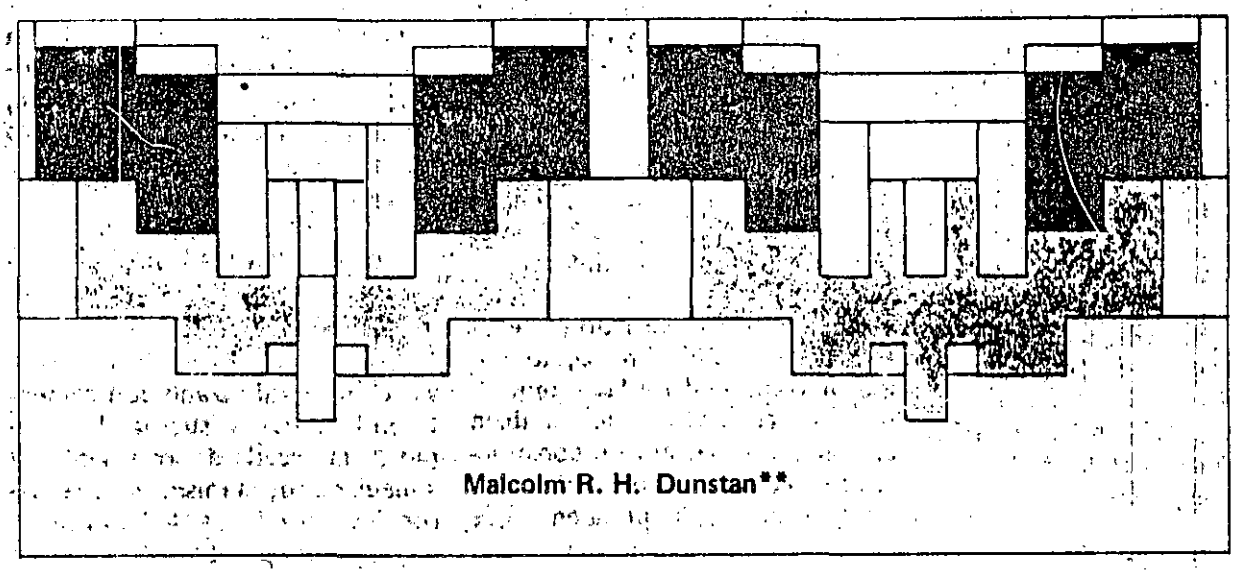
4. Avances recientes en obras de concreto con rodillos. Traducción que se publicó en la revista IMCYC. N° 47. Autor: Malcolm R.H .Dustan. Publicado originalmente en la Revista Concrete International, Vol. N°3, Maarzo de 1983. E.U.A.

5. El concreto compactado con rodillos (CCR) y su control de calidad. Ing. Donato Figueroa Gallo. Pág. 36. Revista Mexicana de Construcción, enero de 1988.

6. Roller Compacted Concrete. Proceedings of Symposium Sponsored by the Colorado Section and Construction Division of the American Society of Civil Engineers. Denver, Colo., May 1-2, New York. ASCE, 1985.

7. Concreto compactado con rodillo. Informe de la Empresa México, Cía. Constructora, S.A. del trabajo que ejecutó en la Planta Hidroeléctrica de Peñitas, Chis., bajo la dirección y supervisión de la C.F.E.

AVANCES RECIENTES EN OBRAS DE CONCRETO COMPACTADO CON RODILLOS*



Malcolm R. H. Dunstan**

RESUMEN

El desarrollo de las presas de concreto compactado con rodillos se ha observado durante los últimos 20 años y sugiere que una presa de concreto con elevado contenido de ceniza volante, compactado con rodillos vibratorios y retenido horizontalmente con cimbras deslizantes, tiene varias ventajas técnicas y económicas sobre otros tipos de presas de concreto. A continuación se describe un proyecto que consiste en una extensa investigación de laboratorio y en una serie de pruebas a escala natural. Se espera que una presa prototipo, la presa Milton Brook, se construya al finalizar el proyecto.

SUMMARY

The development of the rolled concrete dam is traced over the past 20 years, and it is suggested that a dam with a high fly ash content hearting (interior) concrete compacted by a vibratory roller, and retained between horizontally slipformed facings, has a number of technical, and economic, advantages over other types of concrete dams. A research project is described consisting of an extensive laboratory investigation and a series of full-scale trials. It is hoped that a prototype dam, Milton Brook Dam, will be constructed at the end of the project.

*...nte en la revista **Concrete International**, vol. 5, No. 3, marzo de 1983, EUA.

** ...outh Interim Water Supply Project para la Southwest Water Authority y director de Malcolm Dunstan & ...laterra

INTRODUCCION

El método de construcción de presas de concreto ha cambiado poco desde la era de las presas Hoover y Grand Coulee. Sin embargo, la eficacia de la construcción de presas de tierra ha mejorado a tal grado, que la proporción de presas construidas con concreto ha disminuido desde más del 35 % en 1960, hasta menos del 20 % durante los últimos 5 años.[1] Las presas de concreto tienen ciertas ventajas inherentes sobre las de tierra, por lo que, desde 1960, se ha llevado a cabo en todo el mundo gran cantidad de trabajos que estudian el desarrollo de un nuevo método de construcción para presas de concreto, con el objeto de combinar la pequeña sección transversal del material resistente a la erosión de las presas de concreto con los eficientes métodos de construcción de planta intensiva de las presas construidas a base de tierra.

DESARROLLO DE METODOS DE CONSTRUCCION OPCIONALES

Aunque se han hecho muchas sugerencias, los únicos cambios reales en el método de construcción, realizados desde la edificación de la presa Hoover, han sido la aplicación del colado horizontal y, recientemente, la introducción de la compactación con rodillos para el concreto interior, en vez de la vibración por inmersión. El colado horizontal se introdujo en la presa Alpe Gera, en Italia, a principios de los años sesenta,[2] y la compactación con rodillos se sugirió a principios de la década de los setenta.[3,4]

En la actualidad se están considerando esencialmente tres materiales diferentes para la compactación con rodillos en las presas:

1. Material de "excavaciones" estabilizado con cemento.
2. Mezclas de concreto pobre* con un contenido cementante** aproximado de 100 a 150 kg / m³, de los cuales puede reemplazarse una cantidad hasta de un 30 % (por peso) por ceniza volante.
3. Mezclas mejoradas de concreto con un contenido cementante de 180 a 270 kg / m³ y elevado contenido de ceniza volante (del 60 al 80 % del contenido cementante), diseñadas para un mínimo de cavidades de aire y una adecuada adherencia entre las capas de concreto.

Existe traslape de cada tipo de material; cada uno está diseñado para un fin ligeramente diferente y tiene propiedades distintas.

Para poder emplear un material en el cuerpo de una presa, no sólo deben comprenderse las propiedades del concreto, sino también aplicarse un método de construcción en el que se consideren todos los requisitos de la presa en la que va a utilizarse dicho material.

Durante las diversas investigaciones se han desarrollado cuatro diseños diferentes de presas:

1. La "presa de gravedad óptima" empleando material de "excavaciones" estabilizado con cemento con o sin membrana impermeable aguas arriba, dependiendo de los requisitos de la presa.
2. Una presa de concreto pobre con el paramento aguas arriba impermeable, y sin juntas interiores.
3. Una presa de concreto pobre con juntas de contracción verticales, cortadas a través de cada capa de concreto interior poco después del colado, a fin de controlar el agrietamiento.
4. Una presa de concreto mejorado, sin juntas interiores y con concreto compactado con rodillos, retenido mediante unidades de paramento cimbradas en sentido horizontal con cimbras deslizantes y pavimentadoras.

Se sabe que las presas que están actualmente en las etapas de construcción, diseño o contratación, están aplicando tres de estos cuatro métodos. La excepción es el diseño número 2.

Presas de gravedad óptima con material de "excavaciones" estabilizado con cemento

El empleo de material de "excavaciones" estabilizado con cemento en las presas se sugirió al principio de la década de los sesenta[5] y a mediados de la misma se efectuaron investigaciones de laboratorio y pequeñas pruebas.[6] El primer colado importante de este tipo de material se hizo en la presa Tarbela, en Paquistán. Desde 1975 hasta la fecha se ha colado un gran volumen de concreto compactado con rodillos como sustitución de la roca, después de la erosión del material original.[7,8] Al principio, debido a la necesidad urgente del material, el concreto compactado con rodillos se producía pasando el material de "excavaciones" a través de una criba de 230mm hacia una banda transportadora, añadiendo cemento de otra banda y trasladando el concreto hasta la parte superior de la torre de mezclado, donde se le agregaba agua. La torre consistía en una serie de deflectores y el material caía a través de éstos.

Al mezcla

* Una mezcla de concreto pobre se clasifica como aquélla cuyo volumen de pasta (es decir, cemento, ceniza volante y agua) es menos del 20 % de su volumen total.

** Contenido cementante se define como el volumen de material con propiedades cementantes (es decir, cemento y ceniza volante en este contexto).

..., se observó que el material era extremadamente variable y, en consecuencia, se ha empleado desde entonces una serie de tanques mezcladores.[8] El contenido de cemento ha variado entre 110 y 140 kg/m³.

A mediados de los años setenta se propuso la primera presa de gravedad, óptima[9,10] Zintel Canyon, en el estado de Washington.[11] Se trataba de un vertedor de alivio que por lo general no retendría agua, llenándose únicamente en tiempo de inundaciones. Los requisitos para la presa eran, por lo tanto, ligeramente inferiores a los de una presa continuamente sujeta a una carga completa de agua. En la presa se emplearían dos materiales diferentes: una cubierta exterior de 2.5 m de ancho con un contenido de cemento de 1[illegible] kg/m³ y el material interior [illegible]ilizado con cemento, con un contenido de éste de 60 kg/m³. En ese momento se consideraron tres perfiles[11] (figura 1), y fue sugerido un perfil más (también ilustrado en la figura 1), empleando la técnica de tierra armada posteriormente.[12] Algunas dificultades con el financiamiento de la presa impidieron su construcción; no obstante, se ha propuesto otra con vertedores de demasías empleando el mismo método,[13] esta vez para Willow Creek, en Oregon. En agosto de 1980, en Troutdale, laboratorios de la División Pacífico Norte del Grupo de Ingenieros del Ejército de E.U. llevaron a cabo pruebas a escala natural para la presa.

Otro colado de material similar tuvo lugar en mayo de 1979. El bordo provisional para la presa Revelstoke, en Canadá, se concluyó con el colado de un paramento [illegible]nte a la erosión.[14]

Se emplearon dos mezclas, una de adherencia con un contenido de cemento de 200 kg/m³ y una normal con un contenido de cemento de 165 kg/m³. El material se mezcló en una planta de suelo-cemento (amasadero), agregándose el cemento por volumen, directamente sobre la banda que transportaba el agregado.

El concreto compactado con rodillos es un material barato, que puede colarse con gran rapidez. Sin embargo, las variaciones en las propiedades de todas las estructuras terminadas hasta la fecha, indican que es un material adecuado para presas de roca estabilizada con cemento. No obstante, es posible que la presa requiera una membrana impermeable adicional de alguna conformación, si es que se la va a emplear como estructura para almacenar agua, ya que la variabilidad del material puede no garantizar una baja permeabilidad.

Presas de concreto pobre sin juntas interiores

La primera sugerencia de que un concreto pobre compactado con rodillo podía emplearse en una presa, se presentó en 1970,[3] y la primera prueba a escala natural se llevó a cabo en Estados Unidos, en 1971, en la presa Tims Ford[4], a cargo de la Tennessee Valley Authority (TVA).

Posteriormente, la serie de pruebas a escala natural, que también incluyó una pequeña investigación de laboratorio, se efectuó en la Waterways Experiment Station, en Vicksburg, Mississippi, por el Cuerpo de ingenieros durante 1972/73. A continuación, se llevó a cabo para este estudio una extensa serie de pruebas a escala natural en la ubicación de la presa Lost Creek, por la División Pacífico Norte del Cuerpo de ingenieros,[16] en mayo de 1973. Esta serie de pruebas generó la mayor parte de los trabajos sobre concreto compactado con rodillos.

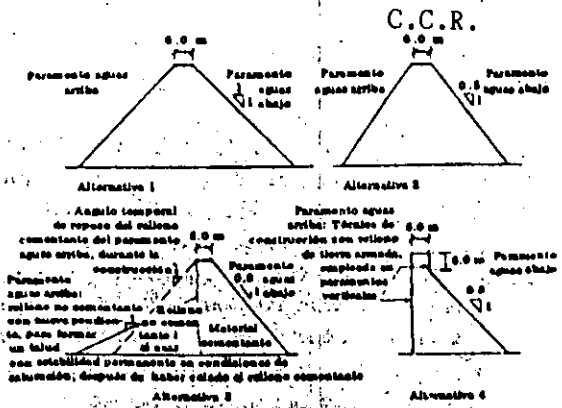


Fig. 1. Perfiles de la presa de gravedad óptima propuesta para Zintel Canyon.

En 1965, la Hydro-Quebec, en Canadá, construyó una presa prototipo (Manicouagan 1), mediante colado horizontal.[17] El concepto que regía este método particular de construcción, era que una presa de gravedad hecha de concreto podría considerarse como tres secciones separadas: una barrera impermeable aguas arriba de concreto mejorado, un paramento de grandes bloques prefabricados de concreto aguas abajo y un núcleo central de concreto pobre. En 1973,[18] este concepto se combinó con el de concreto pobre compactado con rodillos sugeridos anteriormente, y con un diseño para una presa propuesta.

Una exhaustiva investigación de laboratorio sobre el concreto pobre, llevada a cabo en la Universidad de Newcastle-upon-Tyne,[19] demostró que la adherencia entre las capas horizontales no podía garantizarse. Después de esta investigación se propuso una sección transversal para presa, que consistía en un muro separado aguas arriba, de aproximadamente un metro de espesor, respaldado por una zona de drenaje sin finos y un núcleo de concreto pobre compactado con rodillos (figura 2). Esta sección era muy similar a una sección transversal que se había propuesto en 1972.[20]

Se tienen noticias de otros tres colados de concreto pobre en

5-8

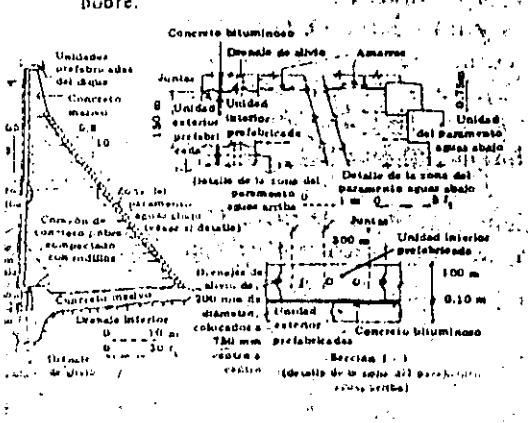
presas en construcción, aunque en ninguno de los tres casos se usó el concreto para una estructura impermeable: una esclusa de alivio colada en la presa Moose Creek, en Alaska, en 1976;[21] un revestimiento protector para una superficie de roca expuesta en la presa Bonneville, en Washington en 1978;[22] y una gran rampa de acceso a la presa Itaipú, en la frontera entre Paraguay y Brasil, también en 1978.[23]

Presas de concreto pobre con juntas de construcción

El diseño de este tipo de presa se originó con la construcción de la presa Alpe Gèra, en Italia, entre 1961 y 1964.[2] En vez de la construcción normal de tipo monolítico, esta presa se construyó en capas de 70 cm, de un lado a otro del valle.

El concreto se transportó a lo largo de la presa en camiones de volteo, se extendió por medio de motoescrepas y se compactó mediante numerosos grupos de vibradores de inmersión, colocados en la parte posterior de tractores. Inmediatamente después de colarse el concreto, se cortaron juntas a través de cada capa mediante una cuchilla vibratoria. Los paramentos aguas arriba y aguas abajo se colaron contra cimbras convencionales, empleando concreto mejorado. La presa se hizo impermeable cubriendo completamente con placas de acero el paramento aguas arriba. La estructura resultó muy similar a una presa monolítica, ya que consistía en innumerables bloques, aunque en este caso los bloques se habían formado después de colarse el concreto, en vez de mediante moldes. Esta presa y su sucesora (Quaira Della Miniera, también en Italia) se han comportado de modo totalmente satisfactorio.[24]

Fig. 2. Sugerencia para una presa de concreto pobre.



En 1974, el Ministerio Japonés de Construcción inició un programa de investigación, cuyo objetivo era reducir el costo de las presas de concreto. Un estudio de gabinete[25] concluyó que el método de construcción de la Alpe Gera, combinado con el concreto pobre compactado con rodillos probado en la presa Lost Creek, en Oregon,[16] era la pauta de investigación a seguir, por ser la más redituable.

En 1976,[26] se utilizó como prueba a escala natural el bordo provisional aguas arriba de la presa Okawa, en Japón. El concreto interior era concreto pobre, y enseguida de su compactación con rodillos, los paramentos aguas arriba y aguas abajo se formaron contra las cimbras, utilizando concreto compactado con vibradores de inmersión convencionales. Las juntas en el concreto interior se cortaron con cuchillas vibratorias y se introdujeron en ellas hojas de plástico para impedir que dichas juntas se cerraran.

Estas pruebas fueron seguidas por otra serie de pruebas, también a escala natural, con concretos compactados con rodillos[27] y, en la actualidad, se está empleando el mismo método de construcción en la presa Shimajigawa y en la construcción de la gran losa de base para la presa Okawa, ambas localizadas en Japón.[29]

Presas de concreto mejorado sin juntas

En 1974[30] se introdujo un método especial de construcción para presas de concreto sin juntas. El colado horizontal de la Alpe Gera se combinó con la compactación interior mediante rodillos.

Una característica adicional de esta obra fue que los paramentos de la presa debían cimbrarse con una pavimentadora de cimbra deslizante, que se deslizaba sobre los paramentos (figura 3). Este método de construcción, y el cimbrado del paramento de la presa mediante cimbras deslizantes, han sido recomendados recientemente (1980) por el Comité ACI 207.[31]

En 1976,[32] se coló concreto compactado con rodillos en la cimentación del área de un transformador/generador en la Tamar Treatment Works, en Cornwall, Gran Bretaña. Se probaron varias muestras con contenidos de ceniza volante hasta del 75 % del contenido cementante. Durante este mismo período, la TVA llevaba a cabo una prueba a escala natural en Singleton Laboratories,[33,34] antes de proceder al colado de 6780 m³ de concreto compactado con rodillos, en la cimentación de un edificio para turbinas en la Bellefonte Power Station, en Alabama.[35,36] Se probaron diversas mezclas, hasta con un 80 % de ceniza volante en el contenido de material cementante.

En 1977,[37] el Cuerpo de ingenieros de la Waterways Experiment Station llevó a cabo una prueba a escala natural del método de cimbrado para paramento de presas, empleando unidades horizontales de cimbra deslizante. El paramento se coló empleando concreto convencional compactado con vibradores de inmersión entre las cimbras, pero la forma de las unidades se investigó, efectuándose compactación con rodillos contra las unidades a edad temprana.

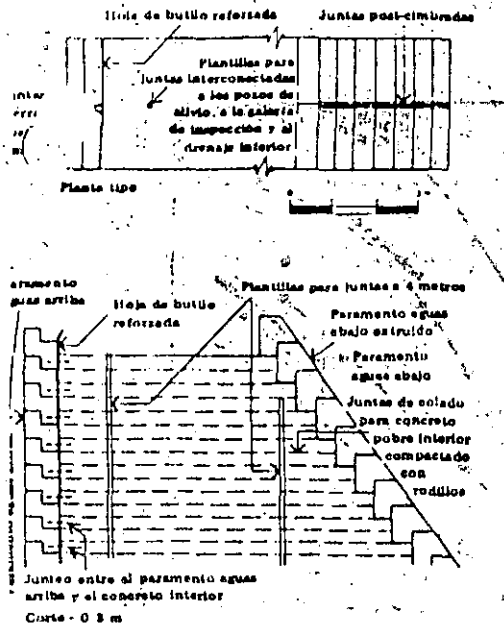


Fig. 3. Proposición original para un cimbrado deslizante horizontal para los paramentos de una presa de concreto compactado con rodillos.

En 1977,[38] utilizando los datos de estas pruebas y de muchas otras, se propuso un método de construcción con unidades de paramento cimbradas en sentido horizontal con cimbras deslizantes, elevado contenido de ceniza volante en el concreto interno y sin juntas. Este concreto fue diseñado con baja generación de calor y, por lo tanto, bajo movimiento térmico, así como una capacidad de esfuerzo de tensión relativamente elevada. El concreto interno se consideró como el elemento impermeable de la presa.

PRESA MILTON BROOK

Desde la concepción de la presa de concreto compactado con rodillos y con concreto interior de elevado contenido de ceniza volante, se estuvo buscando el sitio adecuado para la construcción de una presa prototipo. Este sitio fue localizado a fines de 1977 en Milton Brook, en las cercanías de Plymouth, Devon, Gran Bretaña. Se trata de una presa pequeña y forma parte del Plymouth Inter-n Water Supply Scheme para la Southwest Water Authority. El proyecto consiste en una toma del río, una estación subterránea de bombeo, un depósito de almacenamiento lateral (Milton Brook) y una conducción principal que se eleva hasta Plymouth, con extensión hasta una planta existente para tratamiento del agua. La figura 4 muestra el extremo fluvial del proyecto.

Los consultores del proyecto, Babtie Shaw & Morton, de Glasgow, Escocia, eran partidarios del concepto del concreto compactado con rodillos como alternativa de diseño convencional, pero opinaban que, para poder tomarlo en consideración, se requería una gran labor de investigación que definiera las propiedades del concreto con elevado contenido de ceniza volante, adecuado para la compactación con rodillos, y que probara también el método de construcción a escala natural.

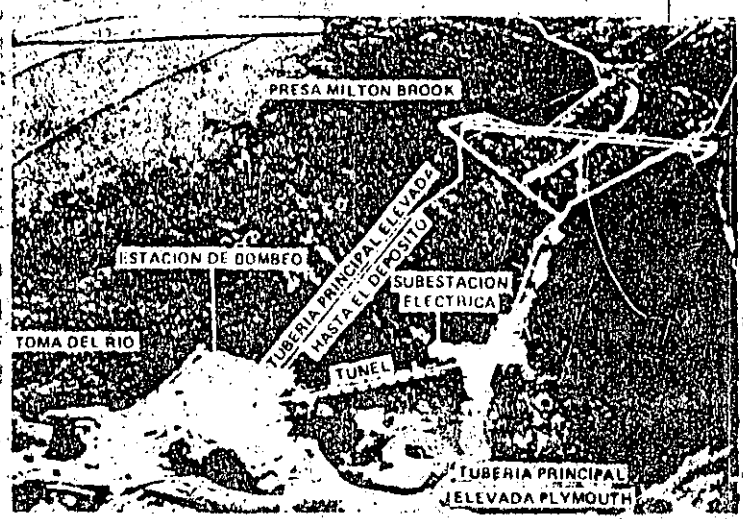
En consecuencia, en abril de 1978, se inició un proyecto de investigación bajo la dirección de la Asociación de Información e Investigación de la Industria de la Construcción (CIRIA), que consistía en investigaciones de laboratorio que conduciría la Cement and Concrete Association (C & CA) y una serie de pruebas a escala natural que efectuaría la Southwest Water Authority. Se disponía de poco tiempo para el proyecto, ya que las especificaciones para la presa debían enviarse a los contratistas en septiembre de 1979, a fin de iniciar la construcción de la presa en enero de 1980. Por lo tanto, los resultados del proyecto debían estar disponibles en abril o mayo de 1979.

El proyecto Milton Brook se retrasó un año; no obstante, el programa se mantuvo y todas las mezclas de laboratorio (aproximadamente 120) y las pruebas a escala natural (dos grandes y tres pequeñas), se llevaron a cabo a fines de 1978.

RELACION PASTA/MORTERO

Por lo general, se ha observado que la falta de adherencia entre capas sucesivas de concreto es el principal problema durante las pruebas a escala natural de concreto compactado con rodillos, que se llevaron a cabo a principios de los años setenta. Se descubrió, además, que la adherencia mejora con un mayor contenido de cemento y ciertas restricciones en cuanto al tamaño máximo de agregado. En opinión del autor,[38] esto se debe al incremento de pasta dentro de la fracción mortero del concreto. Al definir la relación entre el volumen de pasta y el volumen de mortero (relación pasta/mortero: p) en relación con la densidad relativa (figura 5) puede verse con claridad que con un valor de p inferior a 0.35 - 0.40, la densidad relativa cae considerablemente. El sistema de vacíos del concreto convencional de agrega-

Fig. 4. Vista aérea de la estación de bombeo Lopwell; en mayo de 1980, que muestra el desmonte en el lugar donde se ubica la presa Milton Brook.



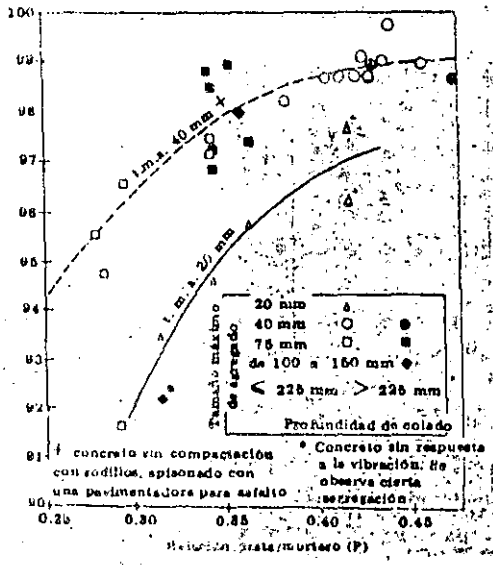
do fino, es de alrededor de 35 a 40 %. La pérdida de densidad se debe, por lo tanto, a que la pasta no llena los vacíos entre el agregado fino. Los resultados de las pruebas de densidad practicadas en corazones tomados de las muestras a escala natural durante el proyecto CIRIA en 1978,[39] también están incluidos en la figura 5 y sirvieron para confirmar que la relación es firme.

Se supuso una relación adicional entre la relación pasta/mortero y la adherencia entre capas sucesivas de concreto compactado con rodillos (en términos de la resistencia de las juntas como porcentaje de la matriz). Los resultados de la prueba de corazones del proyecto CIRIA[39] también se emplearon para confirmar esta relación. (Se ilustra en la figura 6.)

En las figuras 5 y 6 puede observarse que una p mínima de 0.40 aproximadamente, será necesaria para obtener una densidad relativamente elevada y lograr una buena adherencia entre capas, con un tiempo de exposición (tiempo transcurrido entre el colado de las capas) de un día o menos.

Si se aumenta el tiempo de exposición, la relación pasta/mortero tendrá que incrementarse para mantener propiedades buenas en las juntas. Puesto que la dosificación de la mezcla se basa en la optimización del llenado de los vacíos, todos los factores aplicados al análisis de la mezcla de concreto compactado con rodillos se dan en base volumétrica (no en cantidades por peso).

Fig. 5. Relación entre la densidad relativa y la relación pasta/mortero.



LA INVESTIGACION DE LABORATORIO DE CIRIA

El principal propósito de la investigación de laboratorio de CIRIA[40] en la C & CA era medir las propiedades del concreto con elevado contenido de ceniza volante, diseñado para lograr la alta densidad relativa y la buena adherencia entre capas sucesivas deseadas para una presa de concreto compactado con rodillos.

Limitaciones en el proporcionamiento de la mezcla

Existen ciertas limitaciones en el proporcionamiento de concreto con elevado contenido de ceniza volante; existe un contenido máximo de agregado grueso (y un tamaño de agregado) dictados por la necesidad de evitar la segregación durante el transporte y la extensión del concreto, se requiere también un volumen mínimo de pasta dentro de la fracción de mortero, y una trabajabilidad que sea proporcional a la compactación con rodillos. Combinando todos estos factores con el costo de los materiales y las propiedades requeridas en un concreto para presas, se observó que la proporción óptima de ceniza volante es del 60 al 80 % del contenido cementante, lo que depende del tipo de agregado (es decir que la relación ceniza volante/cementante, C_f sería entre 0.6 y 0.8). Para la piedra caliza triturada, que se utilizó como agregado tipo en el proyecto CIRIA, lo óptimo fue un C_f de 0.75 ± 0.05.

Pruebas de compresión

La resistencia a la compresión de cubos hechos de mezclas con tres relaciones diferentes ceniza volante/cementante se estudió con detalle; $C_f = 0$ (concreto sencillo), 0.6 y 0.8. Se probó gran variedad de mezclas y se derivaron relaciones entre la resistencia a la compresión de los cubos y la relación agua/cementante (C_w) (figura 7). A pesar de que el concreto tenía un elevado contenido de pasta, se consideró que era posible compactar las muestras de laboratorio en la mesa vibratoria, aunque el concreto sin revenimiento tenía la trabajabilidad adecuada para la compactación con rodillos. La resistencia a la compresión de cubos de concreto sencillos fue similar a la obtenida con cubos de concreto convencionales con la misma relación agua/cemento. Se observó que podía obtenerse concreto satisfactorio con una relación ceniza volante/material cementante de 0.8.

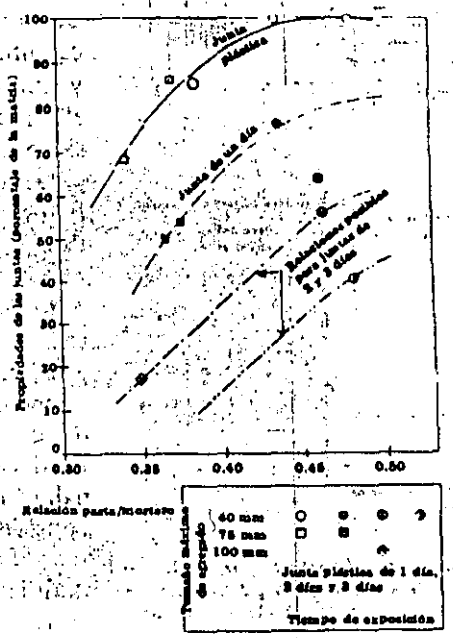


Fig. 6. Relación entre la adherencia de las capas y la relación pasta/mortero.

Pruebas de tensión

Durante todo el proyecto se practicó la prueba de tensión directa. Esto permitió medir el esfuerzo

5-11

tensión, así como determinar la stencia a la tensión a través las juntas en los corazones.

Se derivaron relaciones entre la resistencia a la tensión directa y la resistencia a la compresión de los cubos (figura 8), así como entre la resistencia a la tensión y la relación agua/cementante (figura 9).

La primera fue similar a la derivada por otros investigadores para concretos sencillos.

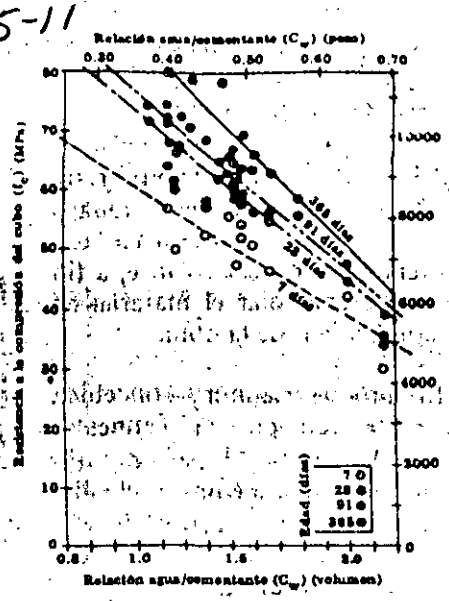
Uno de los objetivos de las pruebas de tensión fue precisar la capacidad de esfuerzo de tensión del concreto, ya que se consideró que ésta era la medida de la resistencia del concreto para soportar el agrietamiento térmico. A una edad de 91 días se observó que la capacidad de esfuerzo de los concretos con elevado contenido de ceniza volante era igual a la de los concretos sencillos con el mismo contenido total de cementante (figura 9). Por lo tanto, la inclusión de ceniza volante en la pasta parece tener poco, o ningún efecto sobre la capacidad de esfuerzo a largo plazo, cuando se compara con la de concretos sin ceniza volante.

Propiedades térmicas

Se midieron las propiedades térmicas de concretos con elevado contenido de ceniza volante, y se observó que todas eran similares a las del concreto convencional. El calor generado por el concreto con elevado contenido de ceniza volante fue aproximadamente la mitad del generado por el concreto pobre con el mismo contenido total de cementante.

Durabilidad

Se estudiaron a fondo la permeabilidad, la contracción por secado y la resistencia a la congelación-deshielo de concretos con elevado contenido de ceniza volante. Las mediciones de permeabilidad se hicieron en corazones de prueba a



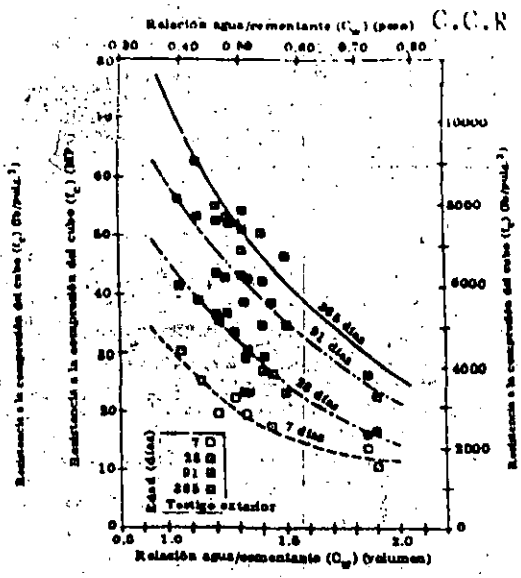


Fig. 7. Relación entre la resistencia a la compresión del cubo, a edades de hasta 365 días, y la relación agua/cementante.

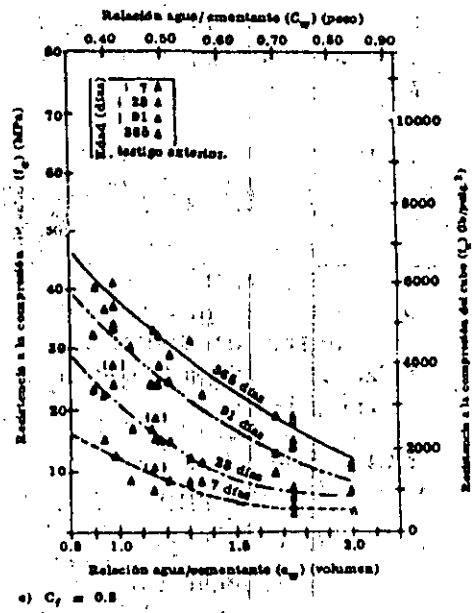
escala natural, y sus resultados se analizan más adelante.

Durante las pruebas se observó muy poca contracción por secado, del orden de 130 a 190 microesfuerzos después de un año de secado. Es probable que esto se deba al bajo contenido de agua que puede lograrse en concretos con elevado contenido de ceniza volante, adecuados para la compactación con rodillos.

Se aplicaron pocos ciclos congelación-deshielo en muestras de concreto de elevado contenido de ceniza volante, porque por lo general, el concreto interior está protegido contra los cambios severos de temperatura gracias al concreto de los paramentos de la presa. Las escasas pruebas practicadas parecen indicar que la resistencia a la congelación-deshielo puede relacionarse con la resistencia a la compresión de los cubos de concreto, en el momento de la prueba.

COMPARACION CON OTROS CONCRETOS ADECUADOS PARA LA CONSTRUCCION DE PRESAS

De los tres tipos de material consi-



derados adecuados para la compactación con rodillos en la construcción de presas, el material de "excavaciones" estabilizado con cemento es el más difícil de reproducir en el laboratorio, debido a su variabilidad en el campo. No obstante, se compararon dos muestras de concreto pobre y dos de concreto con elevado contenido de ceniza volante, con concreto común para presas, vibrado internamente en la forma convencional, las cuales contenían el mismo agregado, el mismo cemento y la misma ceniza volante.

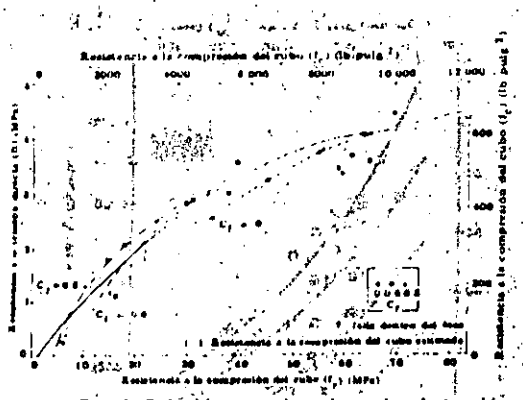


Fig. 8. Relación entre la resistencia a la tensión directa y la resistencia a la compresión del cubo, a los 28 días y para distintas relaciones ceniza volante/cementante.

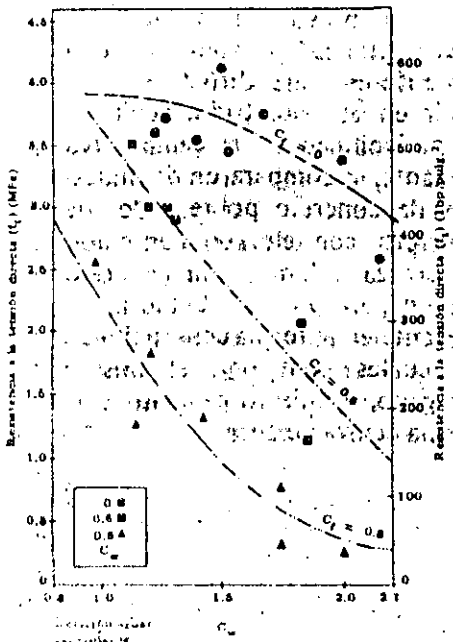
Los resultados de esta comparación indican que, en el caso de una estructura para retener agua, no sólo la capacidad de esfuerzo de tensión del concreto con elevado contenido de ceniza volante (es decir, su resistencia al agrietamiento térmico) será mayor que la de otros concretos (figura 11), sino que el esfuerzo de tensión inducido en cualquier estructura será menor, y la permeabilidad (en especial en las juntas) será superior. Además, si la ceniza volante no es excesivamente cara, el costo por tonelada de concreto será similar, si no menor, que el de otros materiales.

PRUEBAS A ESCALA NATURAL DE CIRIA

Prueba inicial

Al iniciarse el proyecto CIRIA,[39] se practicó una pequeña prueba a escala natural para encontrar un método de medición de la trabajabilidad de concretos con elevado contenido de ceniza volante, a fin de poder controlar el material en las condiciones de la obra.

Fig. 9. Relación entre la resistencia a la tensión directa y la relación agua/cementante a los 28 días.



La prueba Cannon, concebida en su origen por la Tennessee Valley Authority,[41] pero modificada después para emplear el cilindro y la tabla vibratorios Vebe[42] convencionales, fue la que se consideró más adecuada.

Prueba de término medio

En junio de 1978 se practicó una prueba a escala natural en la obra de la presa de Wimbleball, que también se encuentra en el suroeste de Inglaterra. Los materiales que probablemente se emplearían en la presa Milton Brook fueron transportados al sitio de la Wimbleball, donde había una mezcladora con suficiente capacidad para simular la construcción de una presa a escala natural.

El objetivo de la prueba era ensayar el método de cimbrado del paramento de la presa, empleando cimbras deslizantes. Se cimbraron con cimbra deslizante dos largos del paramento aguas arriba (en sentido vertical), a 5.8 m de distancia uno del otro y con una longitud aproximada de 25 m.

Al día siguiente por la mañana, el concreto interior se descargó de las tolvas transportadas por camiones; se extendió entre los paramentos y se compactó con rodillos dobles de 7 toneladas. Inmediatamente después de terminada la compactación, se colocó sobre el concreto una pavimentadora deslizante y se cimbró, mediante el procedimiento de cimbra deslizante, un segundo colado de unidades del paramento.

Debido a los problemas de acceso, la pavimentadora deslizante se alimentó mediante palas mecánicas, lo cual puso de relieve un requisito esencial: el suministro continuo de concreto para la pavimentadora. Se observaron dificultades adicionales, como la conducción de la pavimentadora y el diseño del concreto del paramento. La pavimentadora, conducida por lo general por medio de un cable, se había modificado para emplear rastras en el paramento anterior; esto no fue satisfactorio (no se pretendía aplicar este método en la construcción real), y confirmó que el mecanismo de conducción de la pavimentadora debía estar en condiciones óptimas y a buena distancia de la presa.

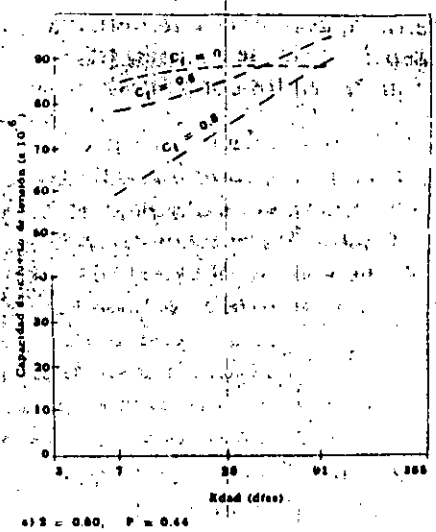


Fig. 10. Incremento estimado de la capacidad de esfuerzo de tensión alcanzada con la edad en mezclas apropiadas para la compactación con rodillos, con diferentes relaciones ceniza volante/cementante.

Se requirió un contenido de cemento relativamente bajo en el concreto del paramento, con el objeto de evitar problemas de generación de calor. Esto, junto con el requisito de los paramentos verticales exteriores, causó dificultades porque existían dos requisitos contradictorios:

1. El concreto debía ser lo bastante rígido como para que no tuviera revenimiento al salir del molde después de la vibración.

2. El concreto debía ser lo sufi-

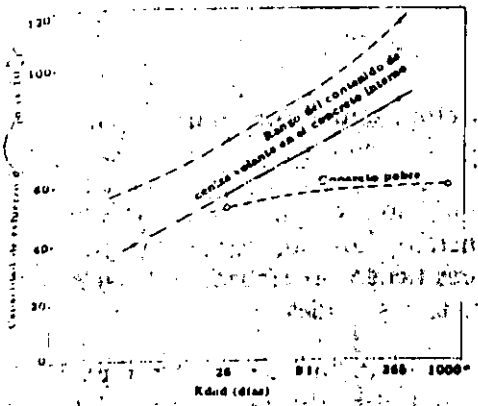


Fig. 11. Incremento de la capacidad de esfuerzo de tensión alcanzada con la edad en diversos concretos internos apropiados para la compactación con rodillos.

cientemente trabajable para producir un acabado cerrado y denso.

Durante la prueba, el concreto interior se controló mediante la aplicación de la prueba Cannon y resultó muy apropiado.

Al final de la prueba de término medio, se concluyó que el método de construcción había demostrado ser práctico, pero que aún existían algunos problemas menores que abrían de superarse.

Pruebas intermedias

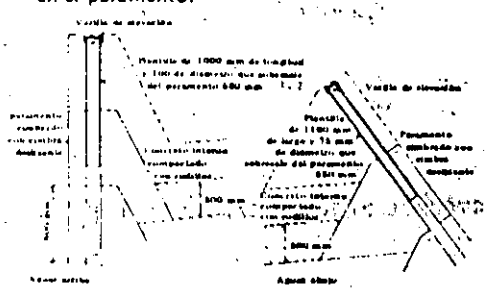
Después de la prueba de término medio se efectuó un programa de pruebas sencillas a escala natural, a fin de resolver las dificultades encontradas. En dicho programa se incluían:

a) Una serie de pruebas para encontrar el mejor método para guiar la pavimentadora deslizante; se descubrió que era satisfactorio un sistema de plano-laser.[43]

b) El desarrollo de un transportador montado en el frente, adecuado para alimentar la elevada tolva/cimbra de la pavimentadora.

c) El desarrollo de un método para inducir grietas en los paramentos; el empleo de tubos de acero (figura 12) para crear una sección debilitada en los paramentos fue satisfactorio y no interrumpió el cimbrado deslizante de los paramentos mencionados.

Fig. 12. Método propuesto para inducir grietas en el paramento.



d) Un estudio del contenido máximo de agregado grueso que podría obtenerse sin segregación durante el transporte, extensión y compactación, utilizando piedra caliza triturada, probable agregado para la presa Milton Brook.

En el laboratorio, se realizaron también series de mezclas para probarlas, a fin de encontrar un concreto adecuado para paramentos, que satisficiera los requisitos de mantenerse firme en un paramento vertical inmediatamente después de la vibración y, al mismo tiempo, suficientemente trabajable, para producir una superficie densa. Esto se logró por extensión del método de dosificación de la mezcla empleada para el concreto interior, dentro del campo de trabajabilidad de la vibración interna. Para finalizar, se eligió una mezcla con un C_f de 0.5 (el 50% del contenido cementante era ceniza volante).

Prueba final

Al término del proyecto, en noviembre/diciembre de 1978, se construyó una sección de la presa a escala natural (también en el sitio de la presa Wimbleball).[39]

Esta prueba tenía dos objetivos: primero, ensayar el método de construcción a base de concreto con elevado contenido de ceniza volante y, segundo, demostrar dicho método de construcción a los contratistas que concursarían para obtener las obras de la presa Milton Brook.

El talud de prueba (figura 13) incluía todas las condiciones eventuales que podrían surgir durante la construcción de una presa de concreto compactado con rodillos; se incluyeron también exposiciones de un día (situación normal), de tres días (interrupción de fin de semana) y de seis días (simulando un período feriado más prolongado o interrupción de la obra por otras causas). El talud de prueba medía aproximadamente 30 metros de largo. En el lado aguas arriba del talud se construyeron cimbras en los paramentos, para probar si podían inducirse grietas.

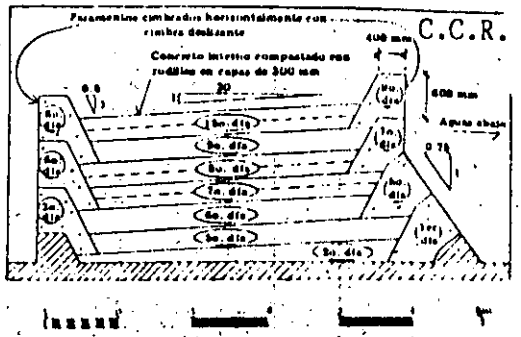


Fig. 13. Sección transversal del talud de prueba final.

Se emplearon dos concretos interiores diferentes: un concreto interior normal y una mezcla con más contenido de pasta, para extenderla en las capas que tuvieran más de un día de edad. Las dosificaciones promedio de la mezcla de los dos concretos interiores, así como la del concreto del paramento se proporcionan en los datos de la tabla 1.

Se utilizaron dos rodillos diferentes: un rodillo vibratorio de dos tambores y una máquina de un solo tambor impulsada por llantas neumáticas traseras. Ambos rodillos tenían la ventaja de contar con dos niveles de vibración, y ambos podían rodar justo hasta el paramento (figura 14). La figura 14 muestra también la capacidad del paramento para soportar la acción del rodillo vibratorio a cualquier edad. Este paramento en particular, se había cimbrado con cimbra deslizante la tarde anterior, apenas 16 horas antes de que la temperatura ambiente baja-

ra a 4°C, durante la noche había descendido a -6°C, y la temperatura ambiente en el momento de la compactación del concreto interior era de − 1°C.

El concreto se extendió, de la misma manera que en la prueba de término medio, mediante un cargador frontal (único implemento adecuado disponible en la obra) (figura 15). En la figura 15 se aprecian con claridad las plantillas sobresalientes de los paramentos aguas arriba.

La superficie del concreto interior quedó completamente cerrada después de la compactación, proporcionando buen apoyo al rodillo.

Con la pavimentadora deslizante se emplearon dos cimbras diferentes: una para el paramento aguas arriba con cara vertical exterior, y otra para el paramento aguas abajo con cara exterior inclinada. La primera cimbra tenía un corte en el frente para que la pavimentadora pudiera cimbrar deslizándose sobre las plantillas (figura 16). El concreto rediseñado para el paramento se mantuvo en posición vertical después de quitar la cimbra, y proporcionó una buena superficie, sin necesidad de tratamiento adicional (figura 17). Sin embargo, la mayor parte del concreto del paramento se trató con llana de madera, para proporcionar un acabado consistente. La cimbra aguas abajo también se comportó de modo satisfactorio.

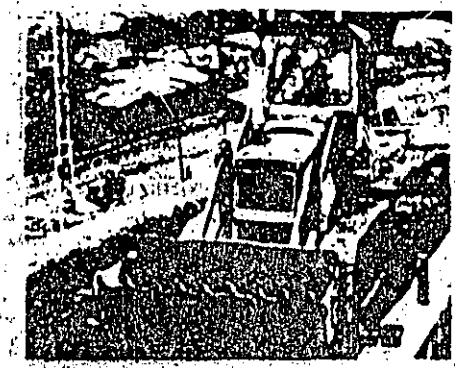


Fig. 15. Cargadora frontal extendiendo la pasta; concreto interno mejorado sobre concreto de tres días de edad sin tratamiento.

El manejo de la pavimentadora por plano laser fue muy apropiado, por lo que se logró buena línea y buen nivel. También fue posible operar la pavimentadora automáticamente, sin conductor.

Antes de colocar la última capa de concreto interior (que se coló después de seis días) (figura 13), se desbastó una parte de la superficie del colado anterior y otra se dejó sin tratamiento (ninguna otra capa se trató durante la prueba), con el fin de comparar la adherencia lograda en los dos tipos de superficie. Durante la prueba se hicieron cubos de muestra del concreto; en la figura 18 se ilustra el incremento en la resistencia a la compresión de los tres tipos de concreto. Los dos concretos interiores tienen propiedades similares a todas las edades.

Del talud final de prueba se extrajeron 80m de corazones; todos ellos se recuperaron. La figura 19 muestra los corazones comunes tomados del concreto interior; debido al peralte del talud y a la longitud del barril del corazón, todos estos se extrajeron en tres secciones. Excluyendo la junta de seis días entre las dos últimas capas, cuando ya se habían practicado suficientes pruebas, de las 163 juntas del concreto interior se recuperaron enteras 140 (86 %). Sin embargo, algunos corazones se rompieron deliberadamente para su extracción; con excepción de estos últimos, sólo cuatro se fracturaron en la junta (es decir, el 97.5 % de todas las juntas estaban en buenas condiciones de adherencia).

En este caso también, con excepción de las fracturas deliberadas, de las 59 juntas entre las capas en las que no hubo lapso apreciable de tiempo (definidas como juntas plásticas), 58 estaban adheridas; de las 92 juntas con tiempo de exposición de un día, 89 estaban adheridas y las 12 de tres días se recuperaron adheridas.

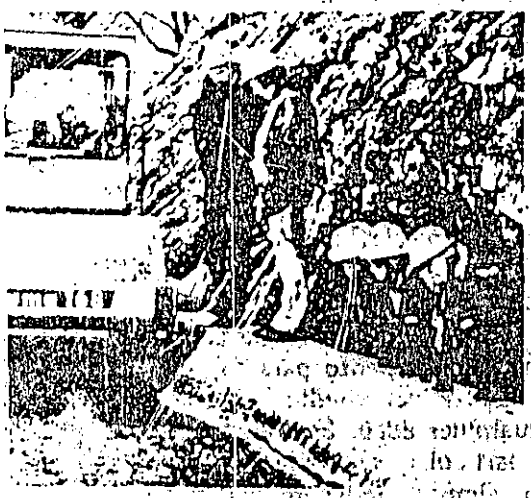


Fig. 14. Rodillo vibratorio de tambor sencillo compactando concreto interno contra el paramento.

Tabla 1. Proporcionamiento de las mezclas de concreto utilizadas durante la prueba final de CIRIA

	3.8 cm	1.9 cm	0.95 cm	Arena	Cemento	Ceniza Volante	Agua	Total
Concreto interno normal								
Peso (kg/m³)	669	400	355	705	95	178	95	2524
Volumen (fracción del total)	0.2542	0.1503	0.1313	0.2629	0.0300	0.0764	0.0949	1.0000
	$a = 0.536$		$P = 0.434$		$C_f = 0.718$		$C_w = 0.89$	
Pasta de concreto mejorada								
Peso (kg/m³)	678	414	355	654	94	226	95	2515
Volumen (fracción del total)	0.2500	0.1523	0.1316	0.2440	0.0298	0.0977	0.0947	1.0000
	$a = 0.534$		$P = 0.477$		$C_f = 0.766$		$C_w = 0.74$	
Concreto del paramento								
Peso (kg/m³)	–	661	339	954	203	141	149	2447
Volumen (fracción del total)	–	0.2429	0.1257	0.3561	0.0644	0.0615	0.1494	1.0000
	$a = 0.369$		$P = 0.436$		$C_f = 0.489$		$C_w = 1.19$	

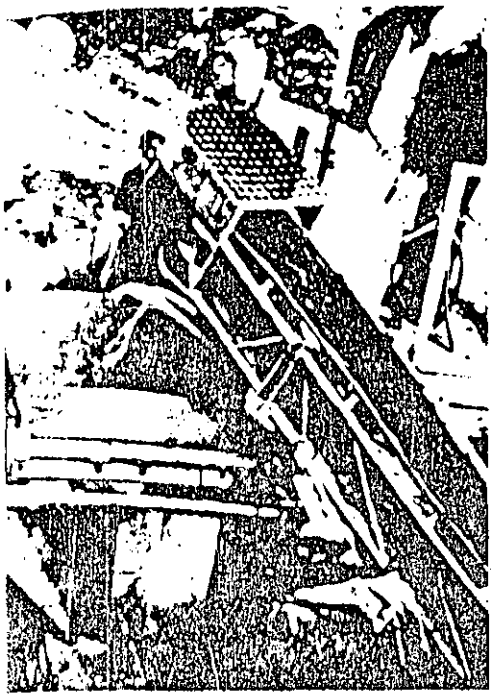
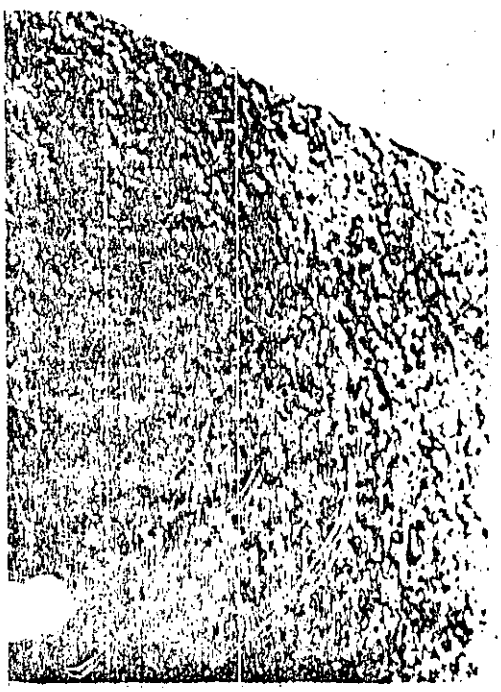


Fig. 16. La plantilla desaparece dentro de la cimbra aguas arriba durante el cimbrado deslizante.

Se midió la densidad de los corazones, observándose que era muy similar a la de los cubos hechos con el mismo concreto, pero compactado en mesa vibradora. Ambas densidades fueron del orden del 99 % de la densidad teórica libre de aire.

Fig. 17. Detalle de la superficie exterior del paramento aguas arriba (sin pulir).



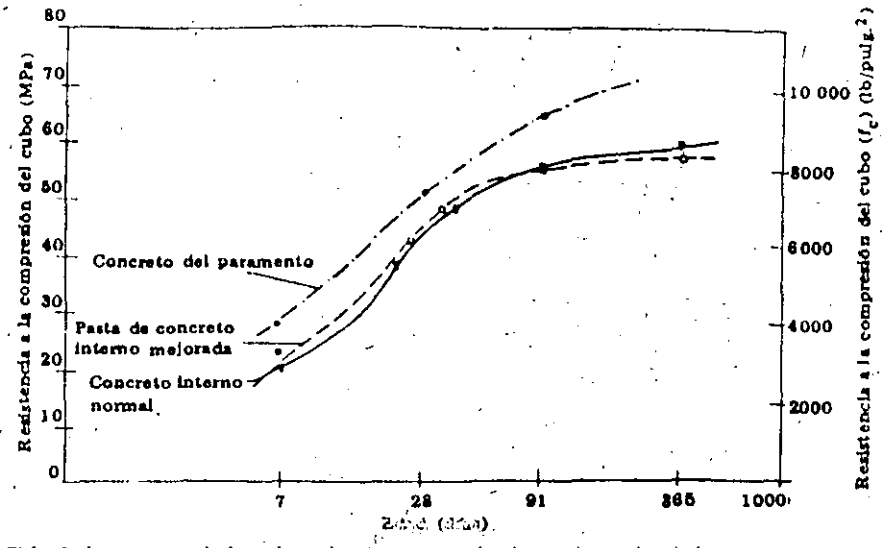


Fig. 18. Incremento de la resistencia a la compresión alcanzada con la edad en cubos de concreto de la prueba final.

Se efectuaron pruebas de permeabilidad, tanto en la obra como en corazones extraídos del talud. La permeabilidad (incluyendo la de juntas con tiempo de exposición hasta de seis días) varió entre 1.4 x 10^{-11} y 4.0 x 10^{-14} m/seg. No se registró incremento en la permeabilidad de las juntas.

Las pruebas de congelación-deshielo llevadas a cabo en el concreto del paramento, el cual contenía aditivos tanto reductores de agua como inclusores de aire, indicaron que el concreto antes mencionado era más que satisfactorio para el fin para el que había sido diseñado.

Se realizaron amplias pruebas de compresión y de tensión en los corazones, y los resultados fueron comparables con los obtenidos en el laboratorio, si se toma en cuenta la dirección de la prueba. La resistencia a la compresión equivalente de un cubo a la edad de 240 días (considerando sólo la diferencia entre la forma del corazón y la del cubo) fue de 422 y 492 kg/cm^2 para concretos interiores, y de 809 kg/cm^2 aproximadamente para el concreto del paramento.

Se observó que el concreto interior compactado con rodillos exhibía un pronunciado efecto anisotrópico, fenómeno similar al observado en pruebas de corazones reali-

Fig. 19. Corazones tipo de concreto interno tomados de la prueba final.

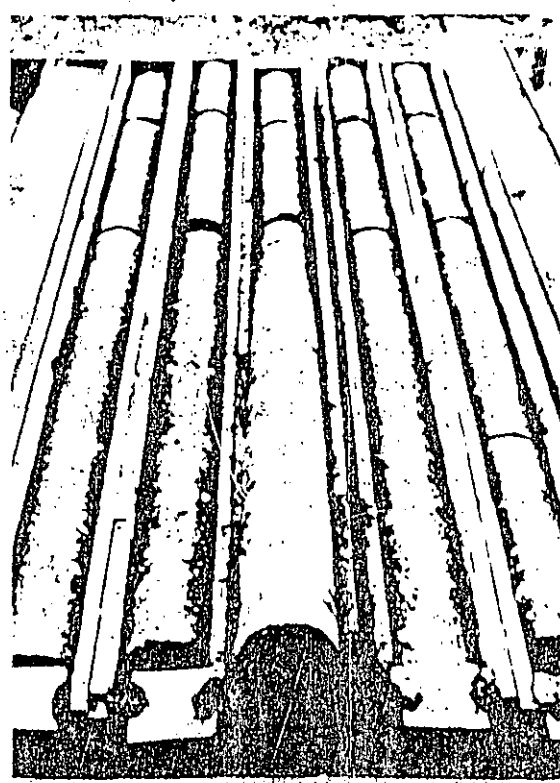


Fig. 20. Detalle de un corazón de concreto interno que muestra la orientación del agregado.

zadas anteriormente,[4,5] y en las que se habían probado corazones tanto horizontales como verticales. Este comportamiento puede deberse a la significativa orientación de las partículas de agregado en el concreto compactado con rodillos (figura 20).

CONCLUSIONES

Las pruebas a escala natural mostraron que la compactación con rodillos en el concreto con elevado contenido de ceniza volante crea una estructura casi monolítica en el centro de una presa con poca debilidad en las juntas. El cimbrado del paramento de la presa es comparable con la compactación con rodillos, si se emplea una pavimentadora deslizante en el concreto interior, observándose que, mediante este sistema, ambos concretos se adhieren satisfactoriamente uno con otro.

Las pruebas de concretos con elevado contenido de ceniza volante demostraron que sus propiedades son más adecuadas para su utilización en presas, y que dicho concreto tiene varias ventajas técnicas sobre otros considerados propios para la compactación con rodillos.

Cuando se dispone de ceniza volante, una presa de concreto compactado con rodillos y con elevado contenido de ésta, debe ser comparable con una presa de relleno cuando la ubicación es adecuada para ambos métodos de construcción.

La compactación con rodillos del concreto con elevado contenido de ceniza volante tiene muchas otras aplicaciones además de las presas; se utiliza en especial en la construcción de caminos. Asimismo, se sugiere que el concreto que se emplee en el paramento durante la prueba final, conserve en todos los climas sus propiedades de concreto estructural vibrado internamente. (R)

REFERENCIAS

1. "World Register of Dams," segunda actualización hasta diciembre de 1977, International Congress on Large Dams, Paris, 1979, 322 pág.
2. Gentile, G., "Study, Preparation, and Placement of Low Cement Concrete with Special Regard to its Use in Solid Gravity Dam," 8th International Congress on Large Dams, Edimburgo, 1964, vol. 3, págs. 259-277.
3. Paton, S., "Discussion to Question 39, 10th International Congress on Large Dams, Montreal, 1970, vol. 6, pág. 729.
4. Cannon, Robert W., "Comparation of Mass Concrete with Vibratory Roller", ACI JOURNAL, Proceedings, vol. 71, núm. 10, octubre de 1974, págs. 506-513.
5. Lowe, John, III, "Use of Rollcrete in Earth Dams," análisis inédito de "Utilization of Soil Cement as Slope Protection for Earth Dams," por W. G. Holtz y F. C. Walker, First ASCE Water Resources Engineering Conference, Omaha, mayo de 1962.
6. Nash, J. K. T. L.; Jardine, F. M.; y Humphreys, T. D., "The Economic and Physical Feasibility of Soil Cement Dams," Proceedings, 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1965, vol. 2, págs. 517-521.
7. Marshall, T., "Tarbela Rescue - 380 000 m³ Plug Beats Flood," New Civil Engineer (Londres), 6 de marzo de 1975, págs. 22-24.
8. Johnson, Horace A. y Chao, Paul C., "Rollcrete Usage at Tarbela Dam," Concrete International: Design & Construction, vol. 1, núm. 11, noviembre de 1979, págs. 20-33.
9. Raphael, Jerome M., "The Optimum Gravity Dam," Rapid Construction of Concrete Dams, American Society of Civil Engineers, Nueva York, 1971, págs. 221-244.
10. Raphael, Jerome, M., "Construction Methods for the Soil Cement Dam," Economical Construction of Concrete Dams, American Society of Civil Engineers, Nueva York, 1972, pág. 217.
11. Sivley, W. E., "Zaca Canyon Optimum Gravity Dam," análisis de la pregunta 44, 12th International Congress on Large Dams, México, D. F., 1976, vol. 5, págs. 141-145.
12. Scharader, E. K., "Roller Compacted Concrete," Military Engineer, vol. 69, septiembre-octubre de 1977, págs. 314-317.
13. "Rolled Concrete Dam Slated," Engineering News-Record, vol. 204, núm. 9, 28 de febrero de 1980, págs. 16-17.
14. Revelstoke Dam: Cofferdam Protects "Overtopping Failure," Construction Industry International (Londres), vol. 6, febrero de 1980, págs. 83, 84 y 89.
15. Tynes, W. O., "Feasibility Study of No-Slump Concrete for Mass Concrete Construction," Miscellaneous paper núm. C-73-10, U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburgo, octubre de 1973, 29 págs.
16. Hall, D. J. y Hougthon, D. L., "Roller Compacted Concrete Studies at Lost Creek Dam," U. S. Army Engineer District, Portland, Oregón, junio de 1974, 56 págs.
17. Wallingford, V. M., "Proposed New Technique for Construction of Concrete Gravity Dam." 10th International Congress on Large Dams, Montreal, 1970, vol. 4, págs. 439-452.
18. Moffat, A. I. B., "A Study of Dry Lean Concrete Applied to the Construction of Gravity Dams," 11th International Congress on Large Dams, Madrid, 1973, vol. 5, págs. 1279-1299. Incluye análisis, págs. 630-637.

Moffat, A. I. B. y Price, A. C., "Rolled Dry Lean Concrete Gravity Dam," Water Power and Dam Construction (Londres), julio de 1978, págs. 35-42.

20. Camellerle, J. F., "Application of Slipform Techniques to Dam Construction," Economical Construction of Concrete Dams, American Society of Civil Engineers, Nueva York, 1972, págs. 223-246.

21. Anderson, F. A. y Sherman T. W., "Use of Roller Compacted Concrete in Flood-way Sil, Chena River Project, Alaska," U. S. Army Engineer District, Alaska, abril de 1979, 63 págs.

22. Hansen, K., "Roller Compacted Concrete, water control applications in the U. S. and Canada," Portland Cement Association, Denver, julio de 1979, 3 págs.

23. Divisao de Controle De Concreto "Aplicacao de concreto adensa do controla vibratoria," Report num. RE-03/78, Italpu Binacional, 1978. (Traducido al inglés por Construction Industry Research and Information Association Library, Londres).

24. Cerveni, C., "Discussion to Question 43," 11th International Congress on Large Dams, Madrid, 1973, vol. 5, págs. 637-639.

25. "Report on the Nationalization of Concrete Dam Construction," National Research Centre for Civil Engineering Development Ministerio de Construcciones Tokio, marzo de 1977, 172 págs. (Título en japonés. Traducido al inglés por National Lending Library, Inglaterra).

26. Takahi, K., "The outline of Design of Gravity Dams — Appendix: Guide of Roller Compacted Concrete Construction," Public Works Research Institute, Tokio, junio de 1977, págs. 43-51.

27. Suzuki, N.; Tanaka, M. y Sakata, T., "Rationalized Work Performance of a Concrete Dam," River Shimazi Dam Project Office, Ministry of Construction, Tokio, julio de 1978, 36 págs.

28. "RCD Concrete for Shimajigawa Dam," Shimajigawa Dam Project Office, Ministry of Construction, Tokyo, septiembre de 1979, 9 págs.

29. Shimizu, S., y Takemura, K., "Design and Construction of a Concrete Gravity Dam on a Weak Bedrock," 13th International Congress on Large Dams, Delhi, 1979, vol. 1, págs. 519-545.

30. Discussion of "Results of a Thermo-Couple Study in Mass Concrete in the Upper Tamar Dam" por M. R. H. Dunstan y P. R. Mitchell, Proceedings Institution of Civil Engineers (Londres), vol. 60, num. 1, noviembre de 1976, págs. 669-697.

31. Comité ACI 207, "Roller Compacted Concrete," (ACI 207. 5R.80), American Concrete Institute, Detroit, 1980, 22 págs.

32. Dunstan, M. R. H., "Trial of Lean Rolled Concrete at the Tamar Treatment Works," informe a la Southwest Water Authority, junio de 1977, 24 págs.

33. Cannon, R. W., "Bellefonte Nuclear Plant — Test for Compaction of No-Slump Concrete Next to Formwork," Progress Report, Tennessee Valley Authority, Knoxville, junio de 1974, 9 págs.

34. Cannon, R. W., "Bellefonte Nuclear Plant — Test for Compaction of No-Slump Concrete Next to Formwork," Progress Report No. 2, Tennessee Valley Authority, Knoxville, agosto de 1974, 23 págs.

35. Cannon, R. W., "Bellefonte Nuclear Plant — Roller Compacted Concrete — Summary of Concrete Placement and Evaluation of Core Recoveries," Report No. CEB-76-38, Tennessee Valley Authority, Knoxville, 1977, 10 págs.

36. Cannon, R. W., "Bellefonte Nuclear Plant — Roller Compacted Concrete — Evaluation of Core Test Results," Report No. CEB-76-39, Tennessee Valley Authority, Knoxville, 1977, 7 págs.

37. "Zero Slump Concrete," Construction News, 19 de octubre de 1977, págs. 226-232.

38. Dunstan, M. R. H., "Rolled Concrete — With Particular Reference to its Use as a Hearting Material in Concrete Dams," Concrete Society, Londres, marzo de 1978, 127 págs.

39. Dunstan, M. R. H., "Rolled Concrete for Dams: Construction Trials Using High Fly Ash Content Concrete," Technical Note No. 106, Construction Industry Research and Information Association, Londres, mayo de 1981, 96 págs.

40. Dunstan, M. R. H., "Rolled Concrete for Dams: A Laboratory Investigation of High Fly Ash Content Concrete," Technical Note No. 105, Construction Industry Research and Information Association, Londres, mayo de 1981, 94 págs.

41. "General Construction Specification G-48 — Roller Compacted Concrete, Appendix B — Procedure for Measuring Consistency of No-Slump Concrete," Tennessee Valley Authority, Knoxville, agosto de 1975, 13 págs.

42. "Method of Testing Fresh Concrete," (BS 1881: Part 2), British Standards Institution, Londres, 1970, 35 págs.

43. Dunstan, M. R. H., "Use of Lasers in Dam Construction," Water Power and Dam Construction (Londres), junio de 1979, págs. 34-38.

El Concreto Compactado con Rodillos (CCR) y su Control de Calidad

Ing. Donato Figueroa Gallo *

Resumen

El alto costo del dinero y las crecientes tasas de inflación en nuestro país, ha orillado a los investigadores a buscar nuevas alternativas para la construcción de estructuras de concreto que cumplan determinados requisitos de seguridad, calidad, economía y tiempo.

Una de las técnicas que recientemente se ha incorporado a la tecnología mexicana es el concreto compactado con rodillos.

En este trabajo se describen brevemente los antecedentes del concreto compactado con rodillos y las aplicaciones que ha tenido esta técnica en México.

Se explica el procedimiento para elaborar los cilindros de CCR en laboratorio, así como algunas pruebas para ensayar dichos especímenes.

Finalmente, se resumen las nuevas aplicaciones que podría tener el CCR en nuestro país.

Introducción

La expresión concreto compactado con rodillos se empleó por primera vez en 1975 en una especificación general de construcción de la autoridad del Valle de Tennessee. Esta especificación fue emitida para "regir la producción y el colado de concreto sin revenimiento, mediante métodos de construcción relacionados normalmente con la colocación de enrocamientos compactados con rodillos".

El término rolacreto fue utilizado por primera ocasión en 1974 por John Lowe III en un colado urgente de 400,000 m^3 de concreto en la presa Tarbela, Pakistán. Lowe describió el rolacreto como un "concreto hecho con grava de banco en bruto (sin cribar ni lavar) y muy poco cemento, colado en forma continua mediante métodos de terraplén".

Definición

El concreto compactado con rodillos (CCR) puede definirse como un concreto que difiere del concreto convencional sin revenimiento, sobre todo en que requiere una consistencia lo bastante rígida para soportar el peso de los rodillos vibratorios, pero con suficiente volumen de pasta para compactarse totalmente bajo vibración aplicada en el exterior.

El rolacreto puede definirse como un concreto o una mezcla de suelo-cemento, cuya consistencia sin revenimiento puede igualar o exceder de la del concreto compactado con rodillos, pero que con frecuencia puede contener un volumen insuficiente de pasta para llenar todas las cavidades y recubrir todas las partículas de agregado.

Básicamente, la diferencia entre el concreto compactado con rodillos y el rolacreto estriba en el control de cavidades dentro del material compactado.

Obras de CCR en México

En el periodo 1985-1987 se construyeron dos obras de concreto compactado con rodillos en México. La primera obra se encuentra ubicada en el Estado de Chiapas y es un relleno de la obra de desvío del Proyecto Hidroeléctrico Peñitas de la Comisión Federal de Electricidad (CFE), el volumen de concreto que se compactó fue de 50,000 m^3. La segunda obra se encuentra localizada en el Estado de Guanajuato, entre León y Silao, y es la Presa La Manzanilla de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH). En ambos proyectos se construyeron terraplenes y bordos de prueba previos a la construcción definitiva, con el propósito de obtener información relacionada con el procedimiento constructivo y para verificar o modificar las especificaciones complementarias del proyecto.

En el periodo 1987-1988 se construirán dos obras más empleando el mismo procedimiento. La primera se encuentra ubicada en el Estado de Jalisco y es la Presa Trigomil de la SARH, el volumen de concreto que se compactará será aproximadamente de 340,000 m^3 con una altura de 100 m. La segunda obra se encuentra localizada en el Estado de Colima y se trata de una presa de 50 m de altura propiedad del Consorcio Minero Benito Juárez "Peña Colorada", el volumen de concreto que se compactará será de 500,000 m^3, el mayor de todos hasta el momento en México.

Programa de Control de Calidad

En cualquier tipo de obra que vaya a construirse se deberá seguir un programa de control de calidad, con el objeto de definir los puntos vitales de la construcción y ejercer en ellos una vigilancia razonable y científica, para que las obras cumplan determinados requisitos de seguridad, calidad, economía y tiempo.

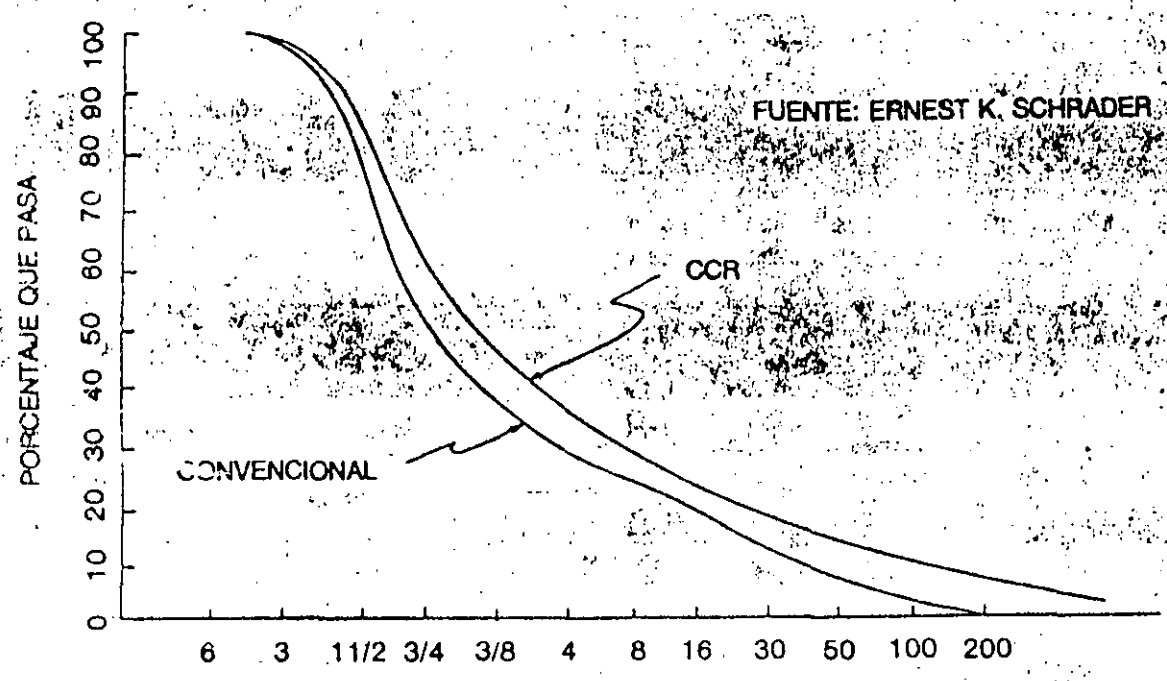
* Investigador de tiempo completo del IMCYC

d de finos no plásticos en el CCR puede variar de un 5% un 10%.

Las mezclas de CCR pueden ser compactadas con un nido de vacíos de solamente 0.5% al 1.5%, siempre y ndo se utilicen granulometrías que aseguren suficientes rticulas de cada tamaño para ocupar los espacios que de- las partículas de tamaño mayor. Los finos deberán tener mbién una adecuada granulometría por debajo de la zona la malla 200 (malla 325 y 400).

1750 golpes/min. El apisonador fue alimentado por un compresor estándard de 100 pcm como mínimo. Es importante contar con un lubricador para el equipo neumático.

Se compactaron en 3 capas en un cilindro de P.V.C. de 15 x 30 cm (similar a los plastic liners) ubicado dentro del Willow Creek, Kerville y Galesville. La granulometría del concreto convencional es comparable con presas tales como: Little Goose, Lower Monumental y Lower Granite.



GRANULOMETRIAS TIPICAS GRAFICA 1.

Si el porcentaje de finos no es incluido, el contenido de vacíos será mayor y habrá problemas en la compactación, a menos que se incluya una ceniza volante o cemento extra.

La curva de CCR presentada en la gráfica 1, es similar a la de 11 presas entre las que se encuentran: Cooperfield.

Después de realizar el procedimiento de acuerdo al diseño especificado, se procedió a mezclar el material en una revolvedora convencional de 1/2 o 1 saco de capacidad. Como se manejan mezclas muy secas, se tendrá especial cuidado de que en la parte inferior no se acumulen los finos de la mezcla.

Del volumen aproximado de 200-220 lt se realizaron las siguientes pruebas a los especímenes de CCR: resistencia a la compresión simple, resistencia a la tensión indirecta y cálculo del módulo de elasticidad. De la mezcla de CCR fresca se obtuvo el peso volumétrico compactado y el contenido de aire. Por otra parte, se elaboraron barras de concreto para verificar expansiones o contracciones del mate-

Para compactar el concreto de los cilindros se utilizó un pisón de impactos neumático que proporcionó de 1550 a

molde metálico. Aproximadamente, cada capa de los especímenes de CCR se compactó en un lapso de 15 a 20 seg.

Las actividades para elaborar los cilindros de CCR, 24 aproximadamente por cada mezcla, calcular el contenido de aire y obtener el peso volumétrico compactado de la mezcla de CCR se realizaron simultáneamente. Esta sincronización es muy importante debido a que el contenido de humedad de la mezcla de CCR es muy bajo, y puede perderse fácilmente con la temperatura del medio ambiente.

Cuando se llegó el momento de ensayar los cilindros a cierta edad, se extrajeron del cuarto de curado y se procedió a retirar el forro de P.V.C. mediante una cuchilla. Se puede dejar un corte longitudinal en el tubo de P.V.C. para facilitar la operación de descimbrado. Posteriormente los cilindros fueron cabeceados y finalmente ensayados a compresión simple en la máquina universal, o ensayados a tensión indirecta.

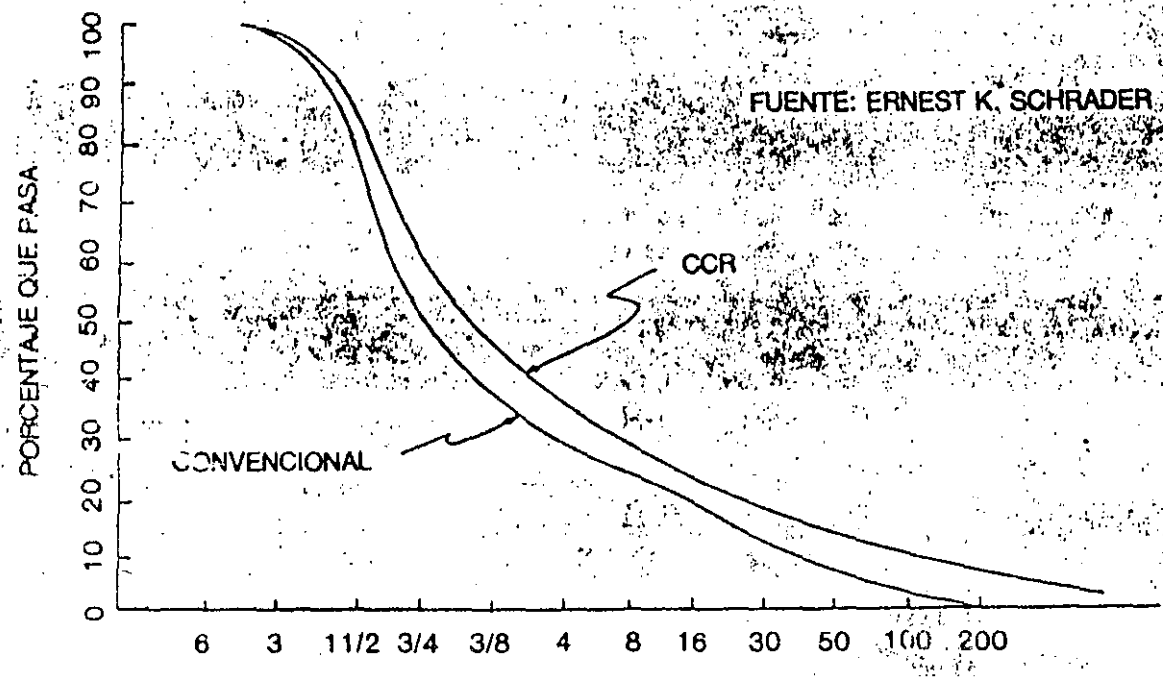
El descimbrado de las barras de CCR debe realizarse con bastante cuidado y utilizando el equipo destinado para tal operación, ya que de lo contrario los índices pueden aflojarse y en consecuencia no se tendrán resultados satisfac-

.d de finos no plásticos en el CCR puede variar de un 5% un 10%.

Las mezclas de CCR pueden ser compactadas con un ontenido de vacíos de solamente 0.5% al 1.5%, siempre y ando se utilicen granulometrías que aseguren suficientes rticulas de cada tamaño para ocupar los espacios que de- las partículas de tamaño mayor. Los finos deberán tener mbién una adecuada granulometría por debajo de la zona la malla 200 (malla 325 y 400).

1750 golpes/min. El apisonador fue alimentado por un compresor estándard de 100 pcm como mínimo. Es importante contar con un lubricador para el equipo neumático.

Se compactaron en 3 capas en un cilindro de P.V.C. de 15 x 30 cm (similar a los plastic liners) ubicado dentro del Willow Creek, Kerville y Gatesville. La granulometría del concreto convencional es comparable con presas tales como: Little Goose, Lower Monumental y Lower Granite.



GRANULOMETRIAS TIPICAS GRAFICA 1.

Si el porcentaje de finos no es incluido, el contenido de vacíos será mayor y habrá problemas en la compactación, a menos que se incluya una ceniza volante o cemento extra.

La curva de CCR presentada en la gráfica 1, es similar a la de 11 presas entre las que se encuentran: Cooperfield.

Después de realizar el procedimiento de acuerdo al diseño especificado, se procedió a mezclar el material en una revolvedora convencional de 1/2 o 1 saco de capacidad. Como se manejan mezclas muy secas, se tendrá especial cuidado de que en la parte inferior no se acumulen los finos de la mezcla.

Del volumen aproximado de 200-220 lt se realizaron las siguientes pruebas a los especimenes de CCR: resistencia a la compresión simple, resistencia a la tensión indirecta y cálculo del módulo de elasticidad. De la mezcla de CCR fresca se obtuvo el peso volumétrico compactado y el contenido de aire. Por otra parte, se elaboraron barras de concreto para verificar expansiones o contracciones del material.

Para compactar el concreto de los cilindros se utilizó un pisón de impactos neumático que proporcionó de 1550 a

molde metálico. Aproximadamente, cada capa de los especimenes de CCR se compactó en un lapso de 15 a 20 seg.

Las actividades para elaborar los cilindros de CCR, 24 aproximadamente por cada mezcla, calcular el contenido de aire y obtener el peso volumétrico compactado de la mezcla de CCR se realizaron simultáneamente. Esta sincronización es muy importante debido a que el contenido de humedad de la mezcla de CCR es muy bajo, y puede perderse fácilmente con la temperatura del medio ambiente.

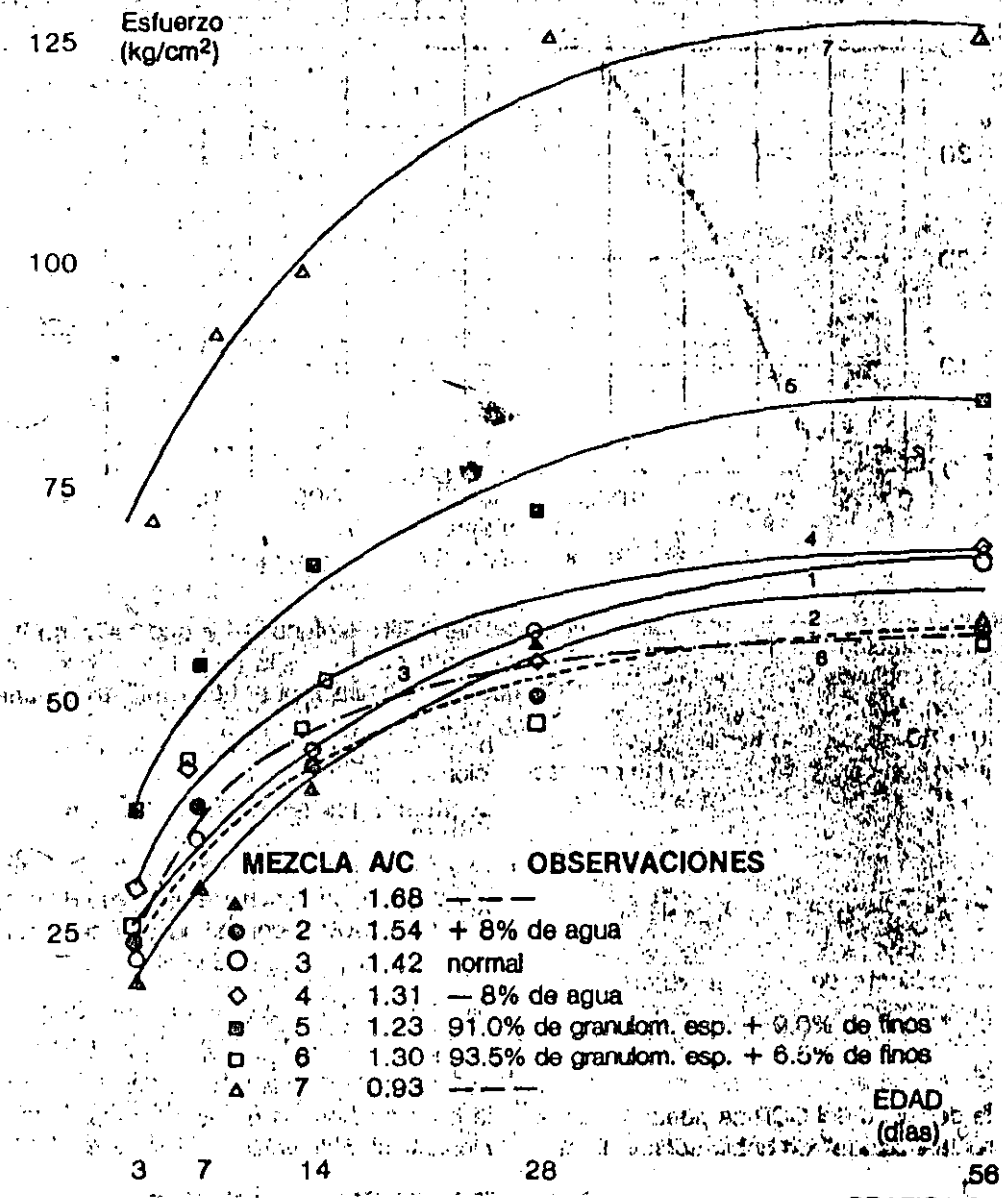
Cuando se llegó el momento de ensayar los cilindros a cierta edad, se extrajeron del cuarto de curado y se procedió a retirar el forro de P.V.C. mediante una cuchilla. Se puede dejar un corte longitudinal en el tubo de P.V.C. para facilitar la operación de descimbrado. Posteriormente los cilindros fueron cabeceados y finalmente ensayados a compresión simple en la máquina universal, o ensayados a tensión indirecta.

El descimbrado de las barras de CCR debe realizarse con bastante cuidado y utilizando el equipo destinado para tal operación, ya que de lo contrario los indices pueden aflojarse y en consecuencia no se tendrán resultados satisfac-

torios (no está permitido reparar las barras). En caso de que utilizáramos las barras de CCR para controlar las posibles expansiones o contracciones, se recomienda utilizar el método de cambio volumétrico autógeno, el cual consiste en elaborar un cilindro de CCR de 9 x 18" y obtener las lecturas del cambio de volumen mediante un Carlson strain meter embebido en el centro y generalmente a lo largo del eje vertical del cilindro de CCR.

En la gráfica 2 se pueden observar diferentes curvas esfuerzo a compresión contra la edad, algunas de ellas con distintas relaciones A/C y contenido de finos.

GRANULOMETRIAS TIPICAS



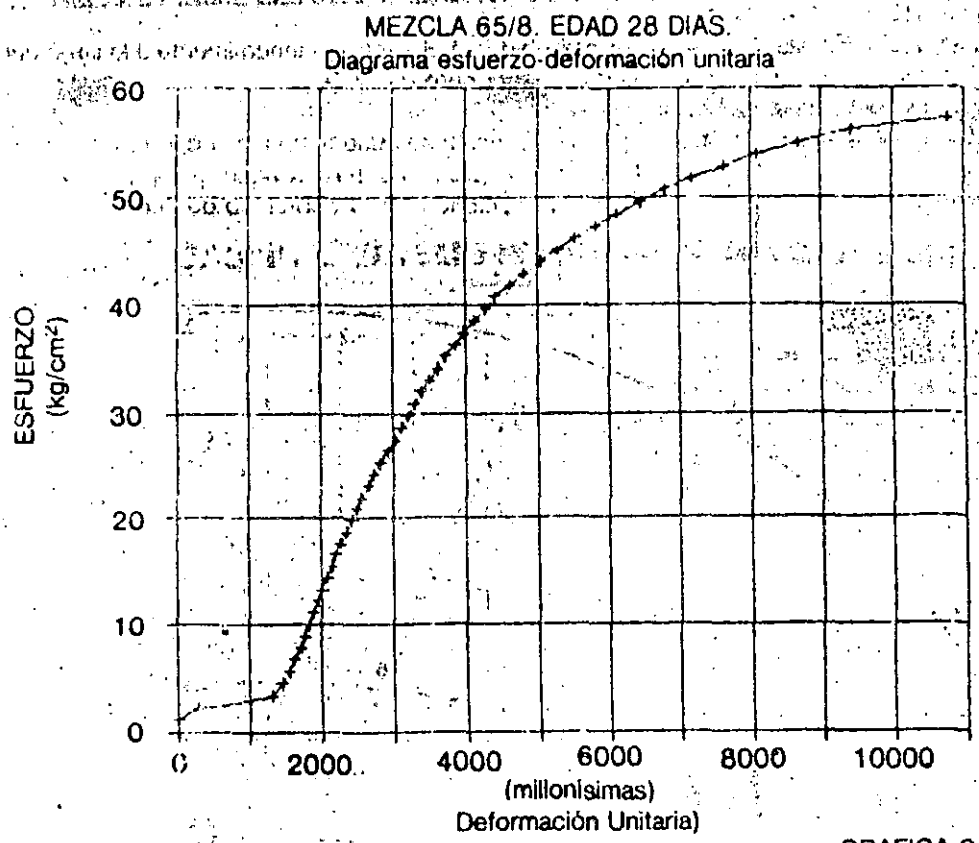
GRAFICA 2.

En la gráfica 3 se muestra una curva típica esfuerzo a compresión contra la deformación unitaria longitudinal. El módulo de elasticidad es de aproximadamente 16,600 kg/cm² a 28 días para un caso particular.

El volumen de información que se obtiene del conjunto de pruebas de CCR es bastante grande, por lo cual se recomienda utilizar algún sistema de cómputo que auxilie a procesar la información de los ensayes.

Control del CCR en la obra

El laboratorio de campo deberá asegurarse que existe suficiente pasta de la mezcla de CCR para llenar todas las cavidades de los agregados y cubrir perfectamente la superficie de las partículas. Por lo anterior, es muy importante realizar un control muy estricto en el contenido de agua de la mezcla de CCR.



GRAFICA 3

El tiempo de compactación puede ser utilizado como una medida de la consistencia del CCR y de la eficiencia del equipo de compactación. Algunos investigadores recomiendan un rango de 30 a 60 seg. como tiempo práctico para que el equipo vibratorio sea capaz de realizar una compactación satisfactoria.

El método Vebe modificado es un procedimiento de prueba bastante razonable para verificar la consistencia del CCR en el campo. El valor de la consistencia es el número de segundos que se requiere para compactar un volumen de concreto en un recipiente de 9.5" de diámetro. Por ejemplo, para mezclas plásticas cuyo revenimiento puede ser de 7.5 cm a 12.5 cm se requiere de 0 a 3 seg. para compactar la mezcla.

Por otra parte, la densidad del CCR se puede medir en el campo con un "nuclear gauge" de doble sensor. El contenido de humedad se determina simultáneamente con la densidad del CCR a profundidades que varían de 0 a 60 cm. Es importante calibrar cada gauge para cada mezcla de CCR que se esté analizando. El cálculo de la densidad deberá obtenerse inmediatamente después de la compactación de cada capa de CCR.

Futuras aplicaciones del CCR en México

La técnica del CCR está avanzando rápidamente en nuestro país. Próximamente, se construirá un tramo de pavimento a base de CCR de 1000 m con la finalidad de observar algunas variables a lo largo de su vida útil.

La aplicación del CCR puede ser inmediata en los túneles de carreteras, ya que el mantenimiento de estos pasos se prolonga por más tiempo. Otras aplicaciones pueden ser la construcción de pistas de aeropuertos, áreas de estacionamientos de vehículos de carga pesada y muelles marítimos.

BIBLIOGRAFIA

1. *Cannon, Robert W. "El Concreto Compactado con Rodillos y el Rolcreto en las Presas". Revista IMCYC, vol. 24, núm. 183. Agosto de 1986.*
2. *Facultad de Ingeniería. "Control Estadístico de Calidad y Diseño de Especificaciones". Apuntes de la División de Estudios de Posgrado. F.I. UNAM. Enero de 1983.*
3. *Rico, Alfonso y Del Castillo, Hermilo. "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres". LIMUSA, vol. 2. 1981.*
4. *Schrader, E.K. "Compaction of Roller Compacted Concrete". Special Publication 96-6. Roller Compacted Concrete, ACI.*
5. *Facultad de Ingeniería. "Breve Descripción del Equipo Usual de Construcción". Apuntes de la F.I. UNAM. Enero de 1979.*
6. *Schrader, E.K. "The First Concrete Gravity Dam Designed and Built for Roller Compacted Construction Methods". Concrete International, vol. 4, núm. 10. October 1982.*
7. *Hansen, Kenneth D. "Roller Compacted Concrete". American Society of Civil Engineers. May 1985.*
8. *Comité 207. 5R-80. "Roller Compacted Concrete". Manual of Concrete Practice. American Concrete Institute. 1980.*

(Tomado de la Memoria de la Cuarta Reunión de Laboratorios de Materiales de Construcción, de ANALISEC, realizada los días 1o. y 2 de octubre de 1987 en San Luis Potosí, S.L.P.)

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCION

SEGUNDO MODULO:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
Del 29 de junio al 3 de julio de 1992

MATERIALES: CARACTERISTICAS DE AGREGADOS

ING. JOSE ANTONIO RANGEL J.

JUNIO - 1992

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

ANTEPROYECTO DE NORMA OFICIAL MEXICANA

INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION - AGREGADOS PARA CONCRETO - COEFICIENTE VOLUMETRICO (DE FORMA) EN AGREGADO GRUESO - METODO DE PRUEBA.

BUILDING INDUSTRY - AGGREGATES FOR CONCRETE - VOLUMETRIC RATIO IN COARSE AGGREGATE - TEST METHOD.

NOM - - 1991

1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION

Esta Norma Oficial Mexicana establece el método de prueba para determinar, (bajo condiciones normalizadas), el coeficiente volumétrico del agregado grueso que se retenga en la criba 4.75 mm (No. 4), también conocido como factor de forma o coeficiente de forma.

2. REFERENCIAS

Para efectos de esta norma debe observarse lo que corresponda de las siguientes Normas Oficiales Mexicanas en vigor:

NOM - B - 231	Industria siderúrgica - Cribas de Laboratorio para clasificación de materiales granulares - Especificaciones.
NOM - C - 30	Industria de la Construcción - Agregados - Muestreo.
NOM - C - 77	Industria de la construcción - Agregados para concreto - Análisis Granulométrico.
NOM - C - 111	Industria de la Construcción - Concreto - Agregados - Especificaciones.
NOM - C - 164	Industria de la Construcción - Agregados - Determinación de la masa específica y absorción de agua del agregado grueso.
NOM - C - 170	Industria de la Construcción - Agregados - Reducción de muestras de agregados obtenidas en el campo al tamaño requerido para las pruebas.

3. DEFINICIONES

Para los efectos de esta norma son aplicables las definiciones siguientes :

3.1 Coeficiente volumétrico

Es la relación que existe entre la suma de los volúmenes de las partículas representantivas del agregado grueso que componen una muestra y la suma de los volúmenes de las esferas que circunscriben a cada partícula de dicha muestra.

3.2 Masa especifica aparente saturada y superficialmente seca

Es la masa del material por unidad de volumen, siendo el volumen el ocupado por el material en un recipiente especificado.

4. APARATOS Y EQUIPO

4.1 Picnómetro de sifón

Recipiente de sifón soldado, con dimensiones y forma según se muestra en la figura 1 o similar, de tal modo que pueda medirse un volumen para determinar la masa específica del material a ensayar con una aproximación de 0.001 kg / dm3 (1 g / l).

4.2 Probeta

De lucita, de acrílico transparente o de vidrio, con una capacidad de 1000 cm3 y graduación mínima de 10 cm3, o bién, de capacidad menor y mayor aproximación, en función del volumen desalojado.

4.3 Calibrador

De tipo Vernier o pie de rey con una exactitud de 0.1 mm.

4.4 Charola

De material resistente, no absorbente y con dimensiones suficientes para poder extender la muestra.

4.5 Equipo Complementario

Recipientes, franela o jerga y guantes.

PROCEDIMIENTO

5.1 Tomar el material para esta prueba de acuerdo con la NOM [illegible] y reducir por cuarteo de acuerdo con la NOM - C - 170 ([illegible]), hasta obtener una muestra representativa del material, lo suficientemente grande para seleccionar por lo menos 50 partículas de agregado grueso de los tamaños que contienen la muestra.

5.2 Extender la muestra en la charola y seleccionar al azar 50 partículas de agregado grueso como mínimo, de diferentes tamaños, pero representativa de la granulometría del material.

5.3 Medir con el Vernier la longitud mayor de cada partícula seleccionada, la cual se denomina como, di, en donde: i = 1,.., n siendo n = número de partículas seleccionadas (Véase figura 2).

5.4 Lavar las partículas seleccionadas sobre la criba 4.75 (No. 4), para eliminar el polvo o cualquier otro material adherido a la superficie. A continuación, sumergirlas en agua a la temperatura ambiente por un período de 24 ± 4 horas.

5.5 Colocar el picnómetro de sifón en un sitio plano, firme y horizontal. Obturar la salida del picnómetro y llenar con agua hasta sobrepasar la salida del mismo y, cuando la superficie libre del agua quede tranquila, retirar la obturación para permitir la salida del agua, hasta que cese el flujo.

5.6 Una vez transcurrido el período de saturación, extraer del agua las partículas seleccionadas, secar superficialmente con una tela húmeda, hasta que las superficies pierdan el brillo acuoso, para que las partículas queden en condición de saturadas y superficialmente secas.

5.7 Obturar la salida del picnómetro de sifón, introducir a este las partículas seleccionadas en condición de saturadas y superficialmente secas, con cuidado, sin salpicar y sin arrastrar burbujas de aire.

5.8 Colocar la probeta limpia y seca a la salida del picnómetro de sifón y, cuando la superficie libre del agua quede tranquila, retirar la obturación para permitir la salida del agua desalojada por las partículas seleccionadas.

5.9 Determinar en la probeta el volumen de agua desalojada que corresponde al de las partículas seleccionadas, al cual se denomina como Vp (Volumen real).

6. CALCULO

6.1 Calcular el volumen teórico de la esfera que circunscribe a cada una de las partículas seleccionadas, mediante la siguiente expresion :

$$Vi = \frac{\pi \, di^3}{6}$$

En donde :

Vi = volumen teórico de la esfera que circunscribe a cada partícula seleccionada (i = 1, ..., n).

π = 3.1415927

di = longitud mayor de cada partícula seleccionada (i = 1, ..., n)

6.2 Obtener la sumatoria de los volúmenes de las esferas individuales, correspondientes a cada partícula seleccionada, con la siguiente expresion :

$$Ve = \sum_{i=1}^{n} Vi$$

En donde:

Ve = suma de los volúmenes de todas las esferas que circunscriben a cada partícula seleccionada.

$$\sum_{i=1}^{n} Vi = V1 + V2 + \ldots + Vn$$

6.3 Calcular el coeficiente volumétrico del agregado grueso con la siguiente expresión :

$$C.VOL = \frac{V_p}{V_e}$$

[illegible] volumétrico del agregado grueso.

[illegible] volumen de las partículas seleccionadas o volumen real.

[illegible] de los volúmenes de todas las esferas que circunscriben a cada una de las partículas seleccionadas o volumen teórico.

[illegible] el procedimiento de cálculo puede tomarse como [illegible] que se indica en el Apéndice A.

BIBLIOGRAFIA

[illegible] Dalton. Editions Dunod. Paris 1958.

[illegible] du pied du mur. Éditions Société de Diffusion des [illegible] Bâtiment et des Travaux Publics.

[illegible] CON NORMAS INTERNACIONALES

[illegible] no concuerda con Normas Internacionales por no [illegible] en el momento de su elaboración.

APENDICE A

PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO DE CALCULO

A continuación se presenta una alternativa para simplificar el procedimiento de cálculo del coeficiente volumétrico:

1. Elevar a la potencia del cubo la longitud mayor de las partículas seleccionadas (i = 1,..., n).

$$(di)^3$$

2. Realizar la sumatoria de los resultados que se obtengan del punto anterior.

$$\sum_{i=1}^{n} (di)^3$$

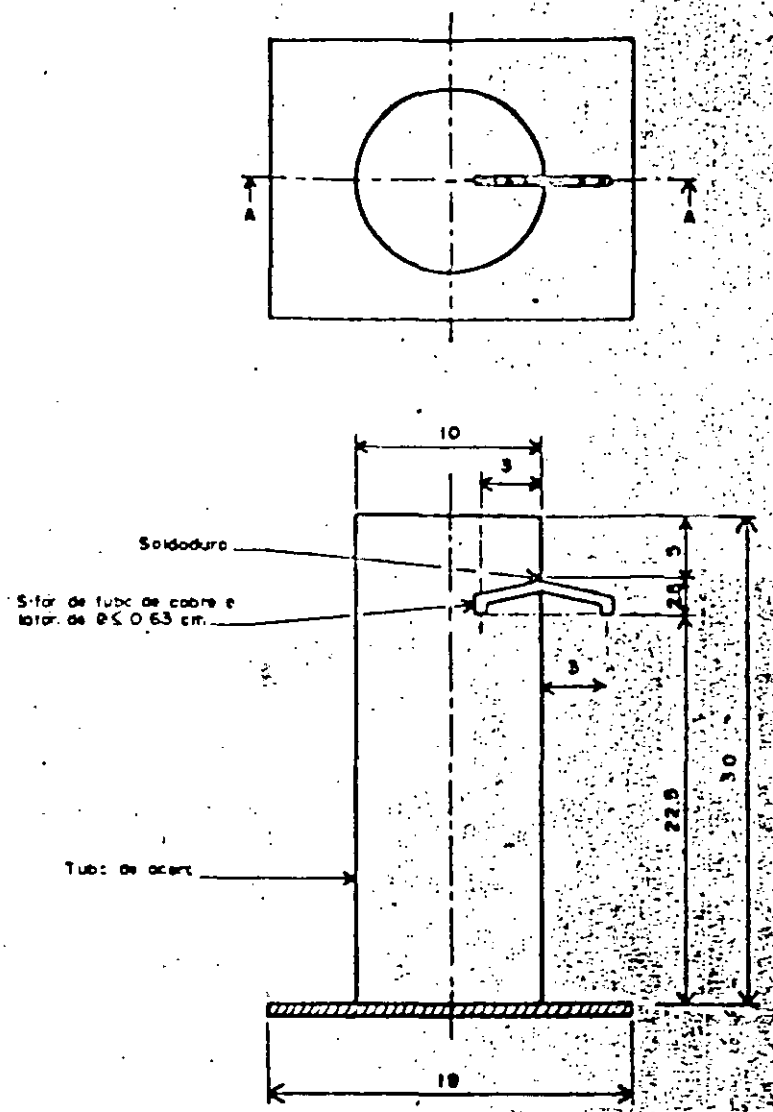
3. Calcular el volumen teórico o volumen de la suma de las esferas que circunscriben a cada partícula seleccionada.

$$Ve = 0.523987 \sum_{i=1}^{n} (di)^3$$

4. Calcular el coeficiente volumétrico del agregado grueso con la siguiente expresión:

$$C\ VOL = \frac{Vp}{Ve}$$

5. **En la figura 3 se muestran valores de coeficientes volumétricos típicos en agregados gruesos.**

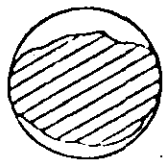


CORTE A-A

NOTA: Para un espécimen con diámetro mayor de 15 cm las dimensiones deben ser 1 1/2 vez de las que se anotan, y para uno de 20 cm el doble de las mismas.

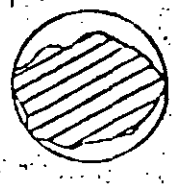
Escala no	PICNOMETRO DE SIFON	NOM- -
Acot. cm		
Dibujó F.J.Q.G.		Fig. 1

NATURAL REDONDEADO



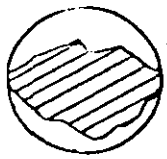
C=0.35

NATURAL ANGULOSO



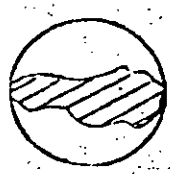
C=0.30

TRITURADO POR IMPACTO



C=0.20

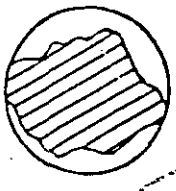
TRITURADO POR COMPRESION



C=0.15

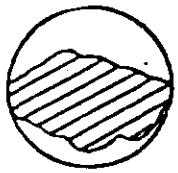
INFLUENCIA DEL TAMAÑO DE AGREGADO GRUESO EN EL VALOR DEL COEFICIENTE VOLUMETRICO.

GRAVA 3" - 1 1/2"



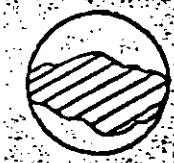
C=0.20

GRAVA 1 1/2"- 3/4"



C=0.15

GRAVA 3/4"- 3/8"

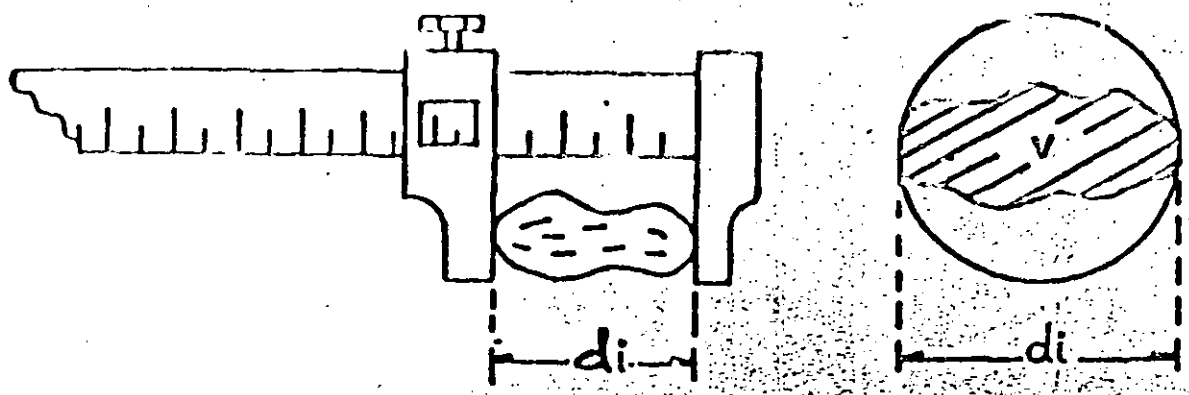


C=0.13

GRAVA 3/8"- Nº 4

C=0.09

Escala no	COEFICIENTES VOLUMETRICOS TIPICOS EN DIFERENTES AGREGADOS GRUESOS	NOM - C -
Acot. mm		
		Fig. 3



$$C\ VOL = \frac{Vp}{\pi/6 \sum_{i=1}^{n} (di)^3}$$

En donde:

$$C\ VOL = \frac{\text{VOLUMEN REAL}}{\text{VOLUMEN TEORICO}}$$

Escala no		NOM - C -
Acot. mm	MEDICION DE LAS PARTICULAS	
		Fig. 2

COMPORTAMIENTO DE LOS AGREGADOS

CONCRETO

GRAVA EN UNA MATRIZ DE MORTÈRO

MORTERO

ARENA EN UNA MATRIZ DE PASTA { CEMENTO / AGUA

LAS CARACTERISTICAS DE LOS AGREGADOS MAS SIGNIFICATIVAS EN LAS PROPORCIONES DE LA MEZCLA.

- TAMAÑO MAXIMO
- GRANULOMETRIA
- FORMA Y TEXTURA DE LAS PARTICULAS

AL DISEÑAR MEZCLAS SE RECOMIENDA LO SIGUIENTE:

1) EL T. M. Y COMPOSICION GRANULOMETRICA DEBEN SELECCIONARSE TOMANDO EN CUENTA

   - GRANULOMETRIA DE AGREGADOS DISPONIBLES.

   - GEOMETRIA Y REFUERZO EN LAS ESTRUCTURAS.

   - EQUIPO DE MEZCLADO, TRANSPORTE Y COLOCACION.

   - RESISTENCIA REQUERIDA.

2) LOS EFECTOS ADVERSOS DE GRANULOMETRIA INADECUADA EN LA ARENA O FORMA DEFICIENTE DE LA GRAVA SE PUEDEN MINIMIZAR:

   - INCREMENTANDO CONTENIDO DE MORTERO Y/O PASTA.

   - USO DE ADITIVO INCLUSOR DE AIRE (PLASTIFICANTE)

3) LA FALTA DE MANEJABILIDAD Y TENDENCIA AL SANGRADO QUE SE PRESENTA CON AGREGADOS DE TEXTURA SUPERFICIAL ASPERA PUEDEN REDUCIRSE:

   - AUMENTANDO EL CONTENIDO DE PASTA.

   - USO DE INCLUSOR DE AIRE.

EFECTOS EN EL CONCRETO POR VARIACION EN LAS CARACTERISTICAS DE LOS AGREGADOS

TAMAÑO MAXIMO DE LA GRAVA

AL AUMENTAR T. M.

- DISMINUYE LA SUPERFICIE ESPECIFICA Y CONTENIDO DE VACIOS. ∴
- DISMINUYE EL REQUERIMIENTO DE PASTA.

T.M	1/4"	3/4"	1 1/2"	3"
AGREGADOS	58	68	76	78
PASTA	42	32	24	22

DE ACUERDO A LO ANTERIOR, ES CONVENIENTE POR ECONOMIA Y MENOR CONTRACCION EMPLEAR EL T.M. MAS GRANDE QUE RESULTE COMPATIBLE CON LA ESTRUCTURA Y EQUIPOS.

LO ANTERIOR SE VE LIMITADO POR LA ADHERENCIA ENTRE PASTA Y AGREGADO.

SI DEFINIMOS COMO TAMAÑO MAXIMO OPTIMO AQUEL CON EL CUAL SE LOGRA LA MAYOR EFICIENCIA DEL CEMENTO, SE PUEDE DECIR QUE CONFORME AUMENTA LA RESISTENCIA REQUERIDA DISMINUYE EL TAMAÑO OPTIMO.

POR EJEMPLO DE ACUERDO AL U. S. BUREAU RECLAMATION

RESISTENCIA lb/pulg2	TAMAÑO MAXIMO OPTIMO APROX pulg.
4000	6"
4500	4 1/2"
5000	3"
5500	1 1/2"

DE LO ANTERIOR EN TERMINOS GENERALES.

CONCRETOS CON RESISTENCIA REQUERIDA HASTA 300 kg/cm2 ES VALIDO EL CRITERIO DE EMPLEAR EL TAMAÑO MAS GRANDE DE GRAVA COMPATIBLE CON LAS CONDICIONES DE LA ESTRUCTURA Y EQUIPO.

EN EL CASO DE CONCRETOS A FLEXION PARA UNA RELACION A/C FIJA, LA RESISTENCIA A FLEXION DISMINUYE AL AUMENTAR EL TAMAÑO MAXIMO.

GRANULOMETRIA DE LA GRAVA

PARA LA RESISTENCIA NO AFECTA LA GRANULOMETRIA.

GRANULOMETRIA CONTINUA
- MEZCLAS TRABAJABLES

GRANULOMETRIA DISCONTINUA
- MEZCLAS POCO TRABAJABLES
- CONCRETO MAS COMPACTO

GRANULOMETRIA CONTINUA
- USOS NORMALES

GRANULOMETRIA DISCONTINUA (BIEN SELECCIONADA)
- CONCRETOS DE MUY ALTA RESISTENCIA CON EQUIPO QUE PERMITA UNA EFICIENTE COMPACTACION.

GRANULOMETRIA DE LA ARENA

MODULO DE FINURA
- MENOR DE 2.30 ARENA MUY FINA
- MAYOR DE 3.20 ARENA MUY GRUESA

EL REQUERIMIENTO DE PASTA PUEDE ESTAR RELACIONADO CON LA GRANULOMETRIA DE LA ARENA, SIN EMBARGO ESTE EFECTO PUEDE MINIMIZARSE SI EXPERIMENTALMENTE SE DETERMINA EL CONTENIDO OPTIMO CON ARENAS DENTRO DE UN INTERVALO ACEPTABLE.

CON ARENAS MUY GRUESAS PUEDE EMPLEARSE AIRE INCLUIDO.

N O M

C — 1 1 1

INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION

AGREGADOS PARA CONCRETO

AGREGADOS

MATERIALES NATURALES, NATURALES PROCESADOS O MANUFACTURADOS QUE SE MEZCLAN CON CEMENTANTES PARA HACER MORTEROS O CONCRETOS

AGREGADOS FINOS

MATERIAL CONOCIDO COMO ARENA, QUE PASA POR LA CRIBA 4.75 (No. 4) Y SE RETIENE EN LA CRIBA 0.075 (No. 200)

AGREGADO GRUESO

MATERIAL CONOCIDO COMO GRAVA QUE ES RETENIDO POR LA CRIBA 4.75 (No. 4) Y QUE PASA LA CRIBA 90 (3 1/2"), CONSTITUIDA POR MATERIAL DE CANTOS RODADOS, TRITURADOS O PROCESADOS ROCAS TRITURADAS, ESCORIA DE ALTO HORNO, CONCRETO RECICLADO O UNA COMBINACION DE ELLOS U OTROS.

INTERPERISMO

ES LA ACCION DEL MEDIO AMBIENTE SOBRE UNA CONSTRUCCION EN SERVICIO.

LIMITES DE CONSISTENCIA

LA PLASTICIDAD ES UNA PROPIEDAD DE LOS SUELOS QUE LES PERMITE CAMBIAR SU FORMA, SIN AGRIETARSE, CUANDO SE LES SUJETA A UNA PRESION RETENIENDO SU NUEVA FORMA CUANDO DESAPARECE EL ESFUERZO APLICADO

MODULO DE FINURA

ES UN VALOR EMPIRICO IGUAL A LA CENTECIMA PARTE DE LA SUMA DE LOS PORCENTAJES EN MASA RETENIDOS ACUMULADOS EN CADA UNA DE LAS SIGUIENTES CRIBAS: 3", 2", 1 1/2", 1", 3/4", 1/2", 3/8", No. 4, No. 8, No. 16, No. 30, No. 50 Y No. 100.

REACTIVIDAD POTENCIAL

ES LA MEDIDA DE LA SUCEPTIBILIDAD QUE OCURRAN REACCIONES QUIMICAS CUYOS EFECTOS SON CAMBIOS VOLUMETRICOS ADVERSOS A LA INTEGRIDAD DEL CONCRETO, QUE TIENE LUGAR CON CIERTA CLASE DE AGREGADOS, CUANDO ENTRAN EN CONTACTO CON LA PASTA DE CEMENTO. LAS REACCIONES OCURREN ENTRE LA SILICE O EL CARBONATO DE CIERTAS ROCAS O MINERALES, QUE FORMAN PARTE DE LOS AGREGADOS Y LOS ALCALIS QUE NORMALMENTE PROCEDEN DEL CEMENTO.

LIMITES GRANULOMETRICOS DE AGREGADOS FINOS

CRIBA PULG.	MAT. RET. ACUM. EN MASA, %
3/8	0
4	0-5
8	0-20
16	15-50
30	40-75
50	70-90
100	90-98
CHAROLA	100

JAR

ANTEPROYECTO DE NORMA OFICIAL MEXICANA

INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION - AGREGADOS PARA CONCRETO - ESPECIFICACIONES.

BUILDING INDUSTRY - AGGREGATES FOR CONCRETE - SPECIFICATIONS.

NOM - C - 111 - 1992

(Esta norma cancela la N.O.M. - C - 111 - 1988)

0. INTRODUCCION

Esta Norma Oficial Mexicana es adecuada para asegurar materiales satisfactorios para la mayoría de los concretos. Pero, se reconoce que en ciertos trabajos o en ciertas regiones del país puede ser más o menos restrictiva que lo necesario. Proyectista debe asegurarse que los agregados especificados esten disponibles en la región de trabajo, con respecto a las propiedades físicas y químicas, granulometría o ambas.

En la medida en que estas especificaciones se cumplan al producir concreto, van a obtenerse productos de mejor calidad, ahorros en el consumo de cemento, concretos con mejor trabajabilidad y consistencia y otras características deseadas.

1. OBJETIVO Y CAMPO DE APLICACION.

Esta Norma Oficial Mexicana establece las especificaciones recomendables para los agregados naturales y procesados, fino y grueso, para usarse en la fabricación del concreto de masa normal (masa unitaria de 1 800 a 2 400 kg / m3). Esta norma no incluye las especificaciones de los agregados ligeros y de los de alta masa específica.

La información de esta norma puede usarse para especificar, por el Proyectista, Ingeniero, Arquitecto u otros, la calidad y granulometría de los agregados para concreto de una estructura. La especificacion puede usarse por el Contratista, Productor concreto u otro, como documento de compra describiendo el material que va a ser suministrado por el productor de agregados.

2. REFERENCIAS.

Para los efectos de esta norma debe observarse lo que corresponda de las siguientes Normas Oficiales Mexicanas en vigor:

NOM - B - 231	Industria de la Construcción - Cribas para la clasificación de materiales granulares - Especificaciones.
NOM - C - 30	Industria de la Construcción - Agregados - Muestreo.
NOM - C - 71	Industria de la Construcción - Agregados - Determinación de terrones de arcilla y partículas deleznables.
NOM - C - 72	Industria de la Construcción - Agregados - Determinación de partículas ligeras.
NOM - C - 73	Industria de la Construcción - Agregados para concreto - Masa volumétrica - Método de prueba.
NOM - C - 75	Industria de la Construcción - Agregados - Determinación de la sanidad por medio del sulfato de sodio o sulfato de magnesio.
NOM - C - 76	Industria de la Construcción - Agregados - Efecto de las impurezas orgánicas en los agregados finos sobre la resistencia de los morteros.
NOM - C - 77	Industria de la Construcción - Agregados para concreto - Análisis granulométricos - Método de prueba.
NOM - C - 83	Industria de la Construccion - Concreto - Determinación de la resistencia a la compresión de cilindros de concreto.
NOM - C - 84	Industria de la Construcción - Agregados - Partículas más finas que la criba 0.075 (No. 200) por medio de lavado - Método de prueba
NOM - C - 88	Industria de la Construccion - Agregados - Determinación de impurezas orgánicas en el agregado fino.
NOM - C - 158	Industria de la Construccion - Agregados - Determinación del contenido de aire del concreto fresco por el metodo volumétrico.

NOM - C - 160	Industria de la Construcción - Concreto - Elaboración y curado en obra de especimenes- de concreto.
NOM - C - 162	Industria de la Construccion - Concreto - Determinación del peso unitario, cálculo del rendimiento y contenido de aire del concreto fresco por el método gravimétrico.
NOM - C - 164	Industria de la Construcción - Agregados - Determinación de la masa específica y absorción de agua del agregado grueso. Método de prueba.
NOM - C - 165	Industria de la Construccion - Agregados - Masa específica y absorción de agua del agregado fino - Metodo de prueba.
NOM - C - 166	Industria de la Construcción - Agregados - Contenido total de humedad por secado - Metodo de prueba.
NOM - C - 170	Industria de la Construcción - Agregados - Reducción de las muestras de agregados, obtenidas en el campo, al tamaño requerido para las pruebas.
NOM - C - 180	Industria de la Construcción - Agregados - Determinación de la reactividad potencial de los agregados con los álcalis del cemento por medio de barras de mortero.
NOM - C - 191	Industria de la Construccion - Concreto - Determinación de la resistencia a la flexión del concreto usando una viga simple con cargas en los tercios del claro.
NOM - C - 196	Industria de la Construccion - Agregados - Resistencia a la degradacion por abrasión e impacto de agregado usando la máquina de los ángeles - Metodo de prueba.
NOM - C - 205	Determinación de la resistencia del concreto a la congelacion y deshielo acelerados.
NOM - C - 219	Industria de la Construcción - Concreto - Resistencia a la compresión a edades temporanas y predicción de la misma a edades posteriores - Método de prueba.
NOM - C - 251	Industria de la Construcción - Concreto - Terminología.

NOM - C - 265	Industria de la Construcción - Agregados para concreto - Examen Petrográfico - Método de prueba.
NOM - C - 270	Industria de la Construcción - Agregados - Resistencia al rayado de las partículas del agregado grueso.
NOM - C - 271	Industria de la Construcción - Agregados para concreto - Determinación de la reactividad potencial (Método químico).
NOM - C - 272	Reactividad potencial de rocas de carbonatos en agregados para concreto con los álcalis (Método del cilindro de roca).
NOM - C - 282	Industria de la Construcción - Agregados para concreto - Cambio de volumen de combinaciones cemento-agregado - Método de prueba.
NOM - C - 298	Industria de la Construcción - Concreto - Aditivos minerales. Determinación de la efectividad para prevenir una expansión excesiva del concreto debida a la reacción álcali-agregado.
NOM - C - 305	Industria de la Construcción - Agregados para concreto - Descripción de sus componentes minerales naturales.
NOM - -	Industria de la Construcción - Agregados para concreto - Coeficiente volumétrico (de forma) en agregado grueso - Método de prueba.

3 DEFINICIONES.

Para los efectos de esta norma son aplicables las definiciones siguientes:

3.1 Agregados.

Materiales naturales, naturales procesados o manufacturados que se mezclan con cementantes para hacer morteros o concretos.

3.2 Agregados finos.

Material conocido como arena, que pasa por la criba 4.75 (No. 4) y se retiene en la criba 0.075 (No. 200).

3.3 Agregados gruesos.

Material conocido como grava que es retenida por la criba 4.75 (No. 4) y que pasa por la criba 90 (3 1/2 "), constituida por material de cantos rodados, triturados o procesados, rocas trituradas, escoria de alto horno, concreto reciclado o una combinación de ellos u otros.

3.4 Concreto con aire incluido.

Es el concreto que tiene un contenido de aire mayor del 3% del volumen absoluto, determinado con el método de prueba de la NOM - C - 158 (Véase 2, referencias), fabricado con un cemento con inclusor de aire o mediante el uso de un aditivo inclusor de aire.

3.5 Concreto de masa normal.

Es el concreto que tiene una masa unitaria de 1 800 a 2 400 kg / m3, determinada con el método de prueba de la NOM - C - 162 (Véase 2, referencias).

3.6 Intemperismo.

Es la acción del medio ambiente sobre una construcción en servicio, tal como congelación y deshielo, saturación y secado, variaciones de temperatura extremas y contaminación por sustancias que atacan al concreto.

3.7 Límites de consistencia.

Tienen por objeto determinar la plasticidad de la porción de material que pasa por la criba 0.425 (No. 40) o la 0.300 (No. 50) y que forma parte de los agregados. La plasticidad es una propiedad de los suelos que les permite cambiar su forma, sin agrietarse, cuando se les sujeta a una presión, reteniendo su nueva forma cuando desaparece el esfuerzo aplicado. La porción de material que pasa por la criba antes referida, presenta una consistencia plástica para una humedad comprendida entre dos límites, el límite plastico y el límite liquido y su amplitud es medida como su índice plástico (Véase Apendice A1).

3.8 Módulo de finura.

Es un valor empírico igual a la centésima parte de la suma de los porcentajes en masa retenidos acumulados en cada una de las cribas siguientes:

75 (3 "), 50 (2 "), 37.5 (1 1/2 "), 25.0 (1 "), 19.0 (3/4 "), 12.5 (1/2 "), 9.5 (3/8 "), 4.75 (No. 4), 2.36 (No. 8), 1.18 (No. 16), 0.600 (No. 30), 0.300 (No. 50) y 0.150 (No. 100).

3.9 Reactividad potencial.

Es la medida de la suceptibilidad para que ocurran reacciones químicas cuyos efectos son cambios volumétricos adversos a la integridad del concreto, que tiene lugar con cierta clase de agregados, cuando entran en contacto con la pasta de cemento. Las reacciones ocurren entre la sílice o el carbonato de ciertas rocas y minerales, que forman parte de los agregados y los álcalis (Oxidos de sodio y de Potasio), que normalmente proceden del cemento. Estas reacciones se conocen como reacción álcali-sílice y álcali-carbonato.

4. CLASIFICACION.

Los agregados objeto de esta norma de acuerdo con su tamaño se clasifican en dos tipos:

- Agregados finos.
- Agregados gruesos.

5. ESPECIFICACIONES

5.1 Granulometría.

5.1.1 Agregados finos.

Deben cumplir con los límites granulométricos que se indican a continuación:

a). Estar dentro de los límites que establece la tabla 1 de esta norma.

b). El módulo de finura debe estar comprendido entre 2.30 3.20, con una tolerancia de variación de ± 0.20 con respecto al valor de módulo de finura empleado en el diseño del proporcionamiento del concreto. El módulo de finura puede ser determinado con pruebas previas, o de no existir estas, con el promedio del valor obtenido de las primeras 10 pruebas consecutivas (o, del promedio de las pruebas que haya cuando no se completa este número). El proporcionamiento del concreto se hace conforme a este valor, no obstante cuando el módulo de finura del agregado fino difiere considerablemente de dicho valor, entonces es necesario hacer un ajuste en el proporcionamiento.

c). El retenido parcial de la masa total en cualquier criba no debe ser mayor de 45%. Pueden aumentarse los porcentajes del retenido acumulado de la masa ensayada en las cribas 0.300 (No. 50) y 0.150 (No. 100) a 95 y 100% respectivamente, siempre y cuando el contenido de cemento sea mayor de 250 kg/m3 para concreto con aire incluido, o mayor de 300 kg/m3 para concreto sin aire incluido, o bien, supliendo la deficiencia del material que pase por estas cribas, mediante la adición de un material finamente molido y aprobado.

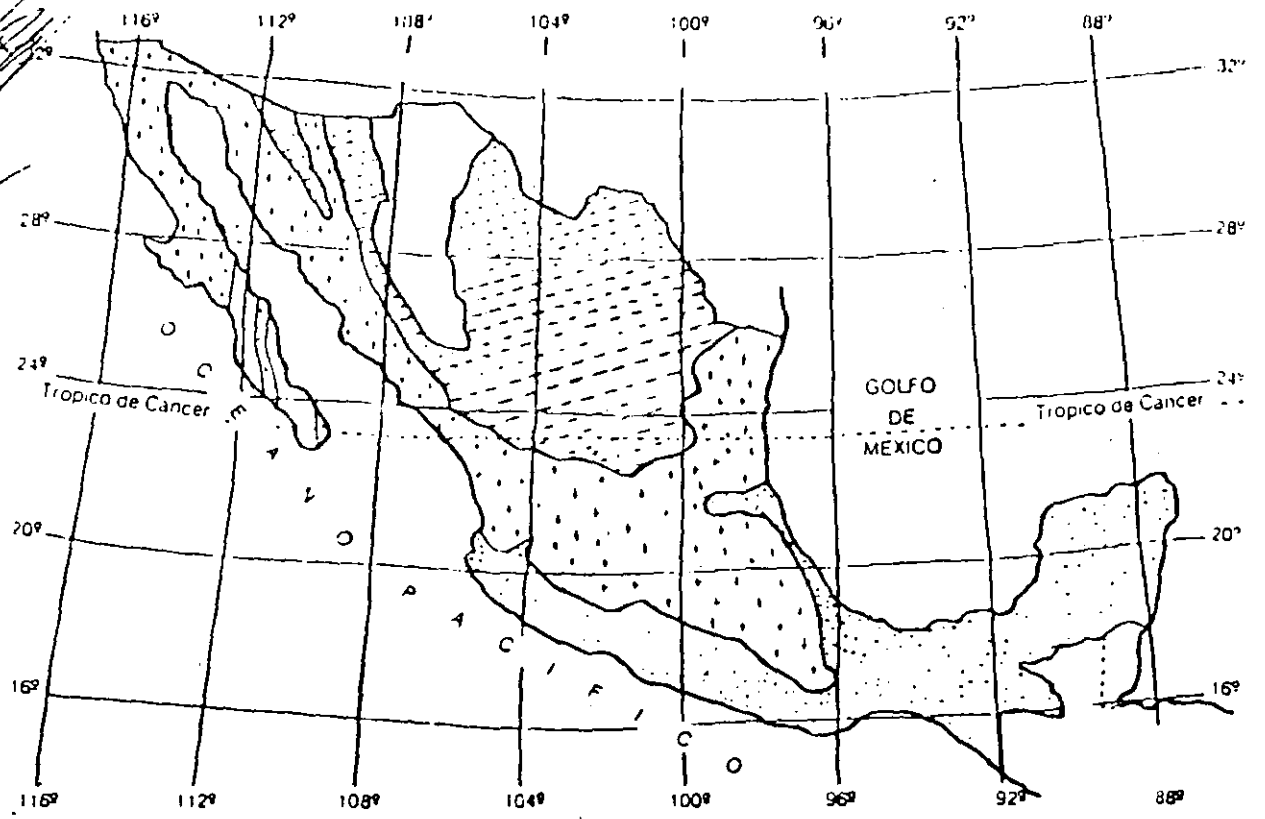
d). En el caso de no cumplir con las tolerancias indicadas en los incisos a)., b). y c)., los agregados pueden usarse siempre y cuando el concreto fabricado con material proveniente de esa fuente tenga antecedentes de comportamiento aceptables, o bien, que los resultados de las pruebas realizadas a estos concretos sean satisfactorias. En este caso, pueden utilizarse dichos agregados siempre que se haga un ajuste apropiado en el proporcionamiento del concreto, para compensar las deficiencias en la granulometría.

TABLA 1

LIMITES GRANULOMETRICOS DE LOS AGREGADOS FINOS

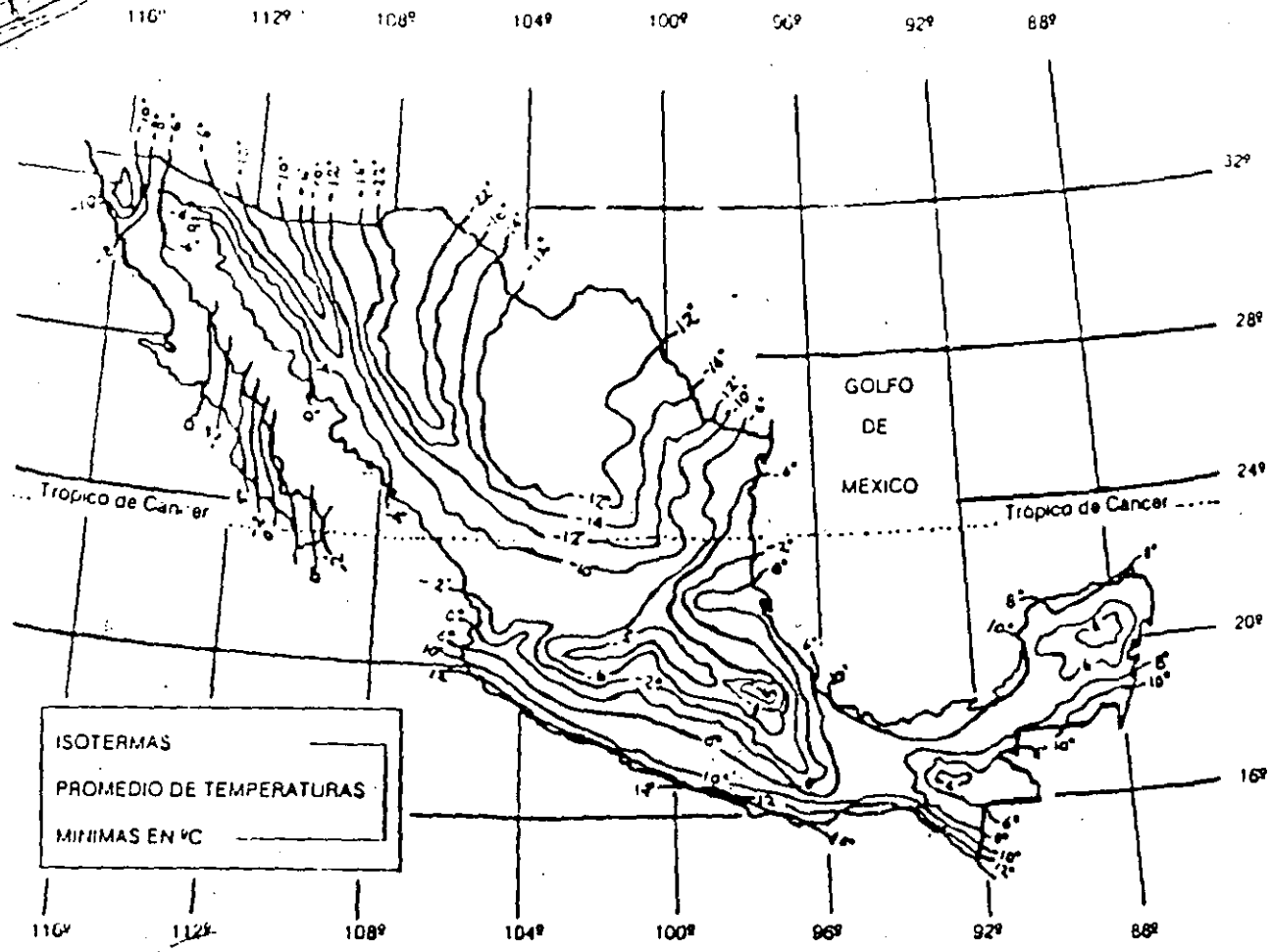
Criba	Material retenido acumulado en masa, en porcentaje.
9.5 (3/8")	0
4.75 (No. 4)	0 - 5
2.36 (No. 8)	0 - 20
1.18 (No. 16)	15 - 50
0.600 (No. 30)	40 - 75
0.300 (No. 50)	70 - 90
0.150 (No. 100)	90 - 98
Charola	100

Escala: Sin		NOM - C - 111
Acot.	GRADOS DE SEVERIDAD DEL INTEMPERISMO	
Dibujo:		Fig. 1



Zonas (Símbolos)	Temperaturas mínimas extremas absolutas	Riesgo de congelación del concreto
	Menores de -16ºC	Importante
	Entre -16º y -10ºC	Moderado
	Entre -10º y -0ºC	Leve
	Mayores de 0ºC	Nulo

Escala: Sin	CARTA DE RIESGO DE CONGELACION Y DESHIELO (TAMAYO J.L.)	NOM - C - 111
Acot.		
Dibujó:		Fig. 2



Escala: Sin Acot.	CARTA ISOTERMICA CORRESPONDIENTE A LAS TEMPERATURAS MINIMAS EXTREMAS ABSOLUTAS 1941 - 1977 (TAMAYO J.L.). 31	NOM - C - 111
Dibujó:		Fig. 3

TABLA 2. LIMITES GRANULOMETRICOS DEL AGREGADO GRUESO
(PORCIENTO QUE PASA)

TAMAÑO NOMINAL (MM)	100 (4.0")	90 (3.5")	75 (3.0")	63 (2.5")	50 (2.0")	37.5 (1.5")	25.0 (1.0")	19.0 (3/4")	12.5 (1/2")	9.5 (3/8")	4.75 (No.4)	2.36 (No.8)	1.18 (No. 16)
90.0 A 37.5 (3.5" A 1.5")	100	90 A 100	--	25 A 60	--	0 A 15	--	0 A 5	--	--	--	--	--
63.0 A 37.5 (2.5" A 1.5")	--	--	100	90 A 100	35 A 70	0 A 15	--	0 A 5	--	--	--	--	--
50.0 A 25.0 (2.0" A 1.0")	--	--	--	100	90 A 100	35 A 70	0 A 15	--	0 A 5	--	--	--	--
50.0 A 4.75 (2.0" A No.4)	--	--	--	100	95 A 100	--	35 A 70	--	10 A 30	--	0 A 5	--	--
37.5 A 19.0 (1.5" A 3/4")	--	--	--	--	100	90 A 100	20 A 55	0 A 15	--	0 A 5	--	--	--
37.5 A 4.75 (1.5" A No.4)	--	--	--	--	100	95 A 100	--	35 A 70	--	10 A 30	0 A 5	--	--
25.0 A 12.5 (1" A 1/2")	--	--	--	--	--	100	90 A 100	20 A 55	0 A 10	0 A 5	--	--	--
25.0 A 9.5 (1" A 3/8")	--	--	--	--	--	100	90 A 100	40 A 85	10 A 40	0 A 15	0 A 5	--	--
25.0 A 4.75 (1" A No.4)	--	--	--	--	--	100	95 A 100	--	25 A 60	--	0 A 10	0 A 5	--
19.0 A 9.5 (3/4" A 3/8")	--	--	--	--	--	--	100	90 A 100	20 A 55	0 A 15	0 A 5	--	--
19.0 A 4.75 (3/4" A No.4)	--	--	--	--	--	--	100	90 A 100	--	20 A 55	0 A 10	0 A 5	--
12.5 A 4.75 (1/2" A No.4)	--	--	--	--	--	--	--	100	90 A 100	40 A 70	0 A 15	0 A 5	--
9.5 A 2.36 (3/8" A No.4)	--	--	--	--	--	--	--	--	100	85 A 100	10 A 30	0 A 10	0 A 5

5.1.2 Agregados gruesos.

Deben cumplir los límites granulométricos que establece la tabla 2 de esta norma. Para controlar la calidad de producción, puede desarrollarse una granulometría promedio de los agregados y mantenerse la producción con ciertas tolerancias razonables a este promedio.

Cuando se tengan agregados gruesos fuera de los límites indicados en la tabla 2, deben procesarse para que satisfagan dichos límites. En el caso de aceptar que los agregados no cumplan con estos límites, debe ajustarse el proporcionamiento del concreto para compensar las deficiencias granulométricas, por lo tanto, debe demostrarse que el concreto fabricado tiene un comportamiento adecuado.

5.1.2.1 Coeficiente volumétrico (De forma)

Los agregados gruesos deben tener un coeficiente volumétrico no menor de 0.15, conforme al método de prueba de la NOM - - (Vease 2, referencias).

5.2 Sustancias nocivas.

5.2.1 En agregados finos.

La cantidad de sustancias nocivas en el agregado fino no debe exceder los límites que establece la tabla 3.

TABLA 3

LIMITES MAXIMOS DE SUSTANCIAS NOCIVAS EN AGREGADOS FINOS

Concepto	Material máximo permisible en masa de la muestra total, en porciento
Grumos de arcilla y partículas deleznables.	3.0
Carbón y lignito:	
- En concreto aparente	0.5
- En otros concretos	1.0

5.2.2 En agregados gruesos.

Deben cumplir con los límites que establece la tabla 4 de esta norma, tomando como base la severidad del intemperismo en la región donde se construya la obra (Véase figura 1). El mapa de la figura 1, sirve solamente de guía para una probable severidad de intemperismo.

Para aquellas construcciones localizadas en los límites de regiones (Véase figura 1), deben considerarse los parámetros que correspondan al mayor grado de severidad de intemperismo de ambas zonas, o bien, para evaluar mejor el intemperismo que pueda esperarse, deben consultarse las cartas de riesgo de congelación y deshielo, así como las isotérmicas de la oficina meteorológica local (Véase figuras 2 y 3) o, en ausencia de esta, de la unidad rectora de esta información a nivel nacional (INEGI). Estos datos deben usarse para asignar el grado de severidad del intemperismo y, con base a ello, establecer las especificaciones para el agregado grueso. Para construcciones de concreto en regiones cuya altitud sea mayor de 3000 m sobre el nivel del mar, los valores de estos requisitos deben reducirse en un 1 % (Véase nota 4 de la tabla 4).

Puede aceptarse el agregado grueso cuyos resultados en las pruebas no cumplan los límites que establece la tabla 4, si demuestra que en concretos de propiedades semejantes, elaborados con agregados del mismo banco, acusan un comportamiento satisfactorio en condiciones de intemperismo semejantes a las que va a someterse al nuevo concreto, o bien: puede aceptarse si se demuestra que el concreto en general cumple con los requisitos de las siguientes normas: Intemperismo acelerado, desgaste, congelación y deshielo y otras normas aplicables (Véase 2, referencias).

5.2.3 Impurezas orgánicas (Materia orgánica).

Los agregados finos deben estar libres de cantidades perjudiciales de impurezas orgánicas. Los agregados que al efectuar la prueba a que se refiere la NOM - C - 88 (Véase 2, referencias), den un color más obscuro que la coloración No. 3 deben rechazarse, excepto, si se demuestra que la coloración es debida a la presencia de pequeñas cantidades de carbón, lignito o partículas semejantes, o bien, si se demuestra que el efecto de las impurezas orgánicas en morteros ensayados a la edad de 7 días, dan resistencias calculadas no menores del 95 % , conforme al método que establece la NOM - C - 76 (Véase 2, referencias).

TABLA 4. LIMITES MAXIMOS DE CONTAMINACION Y REQUISITOS FISICOS DE CALIDAD DEL AGREGA GRUESO (EN PORCIENTO).

ELEMENTOS	TOTAL DE TERRONES DE ARCILLA Y PARTICULAS DELEZNABLES. %	PARTICULAS DE ROCAS DE SILICE CON MASA ESPECIFICA MENOR DE 2.4 (VEASE NOTA 1) %	SUMA DE LOS CONCEPTOS ANTERIORES %	MATERIAL FINO QUE PASA POR LA CRIBA 0.075 (No. 200). (VEASE NOTA 2) %	CARBON Y LIGNITO %	PERDIDA POR ABRASION (VEASE NOTA 3) %	PERDIDA EN LA PRUEBA DE SANIDAD [illegible] INTEMPERISMO ACELERADO, EN [illegible]	
							SULFATO DE SODIO %	SULFATO DE MAGNESIO %
REGION DE INTEMPERISMO MODERADO								
1 M NO EXPUESTOS A LA INTEMPERIE: ZAPATAS DE CIMENTACION, CIMENTACIONES, COLUMNAS, VIGAS Y PISOS INTERIORES CON RECUBRIMIENTO.	10.0	--	--	2.0	1.0	50	--	--
2 M PISOS INTERIORES SIN RECUBRIMIENTO.	5.0	--	--	2.0	1.0	50	--	--
3 M EXPUESTOS A LA INTEMPERIE: MUROS DE CIMENTACIONES, MUROS DE RETENCION, PILAS, MUELLE Y VIGAS.	5.0	6.0 VEASE NOTA 4	8.0	2.0	0.5	50	12	18
4 M SUJETOS A EXPOSICION FRECUENTE DE HUMEDAD: PAVIMENTOS, LOSAS DE PUENTES, AUTOPISTAS, ANDADORES, PATIOS, PISOS DE ENTRADA Y ESTRUCTURAS MARITIMAS.	4.0 VEASE NOTA 4	5.0	6.0	2.0	0.5	50	12	18
5 M EXPUESTOS A LA INTEMPERIE: - CONCRETOS ARQUITECTONICOS.	2.0	3.0	4.0 VEASE NOTA 4	2.0	0.5	50	12	18
REGION DE INTEMPERISMO NO APRECIABLE								
1 N LOSAS SUJETAS A TRAFICO - ABRASIVO: LOSAS DE PUENTES, - PISOS, ANDENES Y PAVIMENTOS. CONCRETO ARQUITECTONICO.	4.0	--	--	2.0	0.5	50	--	--
2 N OTRAS CLASES DE CONCRETO	8.0	--	--	2.0	1.0	50	--	--

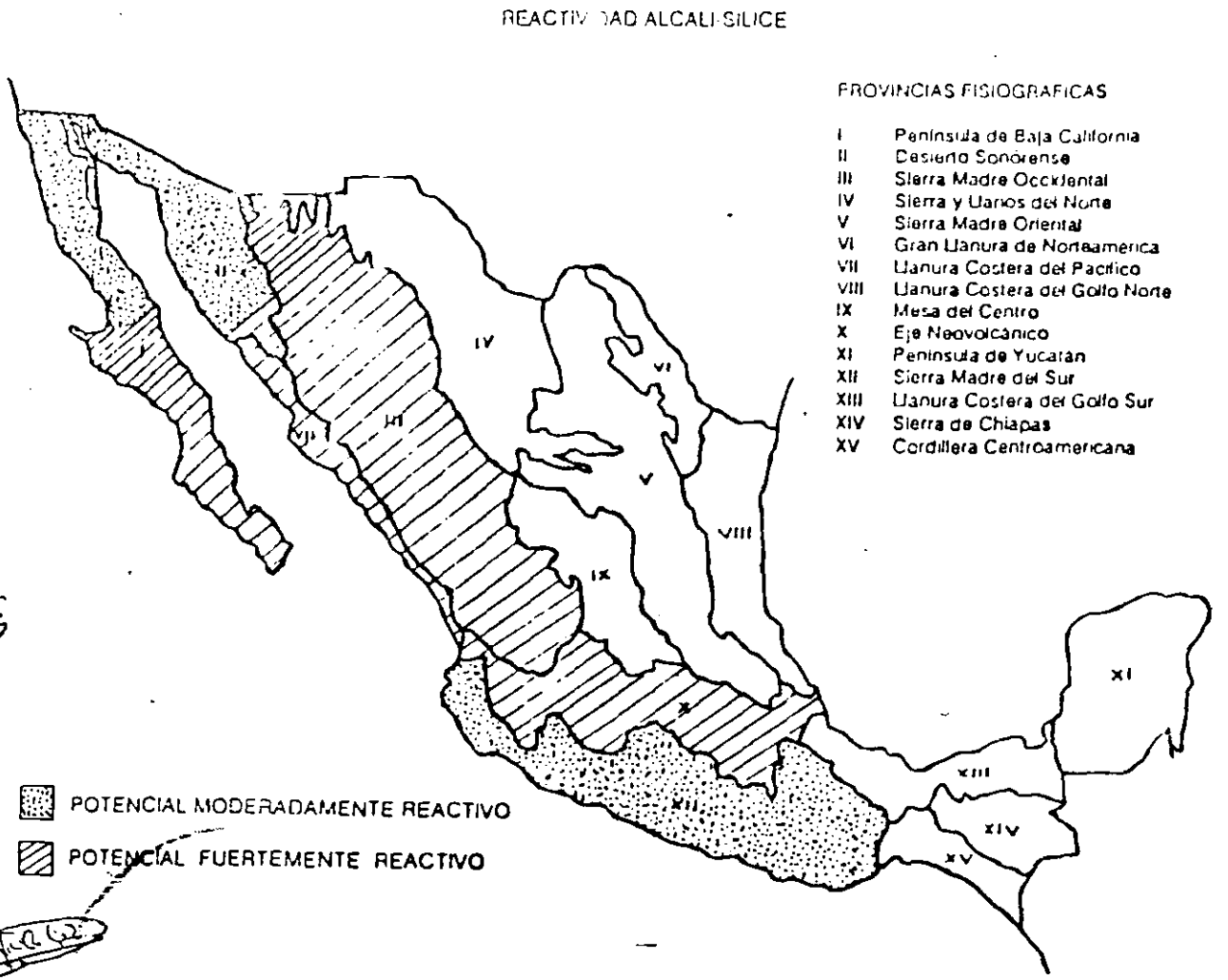
NOTAS: ES DE ESPERARSE QUE LOS LIMITES PARA EL AGREGADO GRUESO, CORRESPONDIENTE A CADA CLASE DESIGNADA, SON SUFICIENTES PARA ASEGURAR UN COMPORTAMIENTO SATISFACTORIO DEL CONCRETO PARA LOS DIFERENTES TIPOS Y PARTES DE LA OBRA. EN MUCHAS LOCALIDADES PUEDEN CONSEGUIRSE AGREGADOS QUE SUPEREN LAS - ESPECIFICACIONES DE CALIDAD AQUI ENLISTADAS. CUANDO NO PUEDAN CONSEGUIRSE ESTOS AGREGADOS DE CALIDAD ADECUADA PARA SATISFACER, POR LO MENOS, - ALGUNOS DE LOS USOS MENCIONADOS, ESTOS PUEDEN CUMPLIR AL SER SOMETIDOS AL TRATAMIENTO ADECUADO.

1. ESTA LIMITACION SE APLICA A MATERIALES EN DONDE LA ROCA DE SILICE ALTERADA SE ENCUENTRA COMO IMPUREZA. NO ES APLICABLE AL AGREGADO GRUESO - QUE ES PREDOMINANTEMENTE ROCA DE SILICE ALTERADA. LA LIMITACION DE USO DE TALES AGREGADOS, ESTA BASADA EN EL ANTECEDENTE DE SERVICIO EN - DONDE SE EMPLEAN TALES MATERIALES.

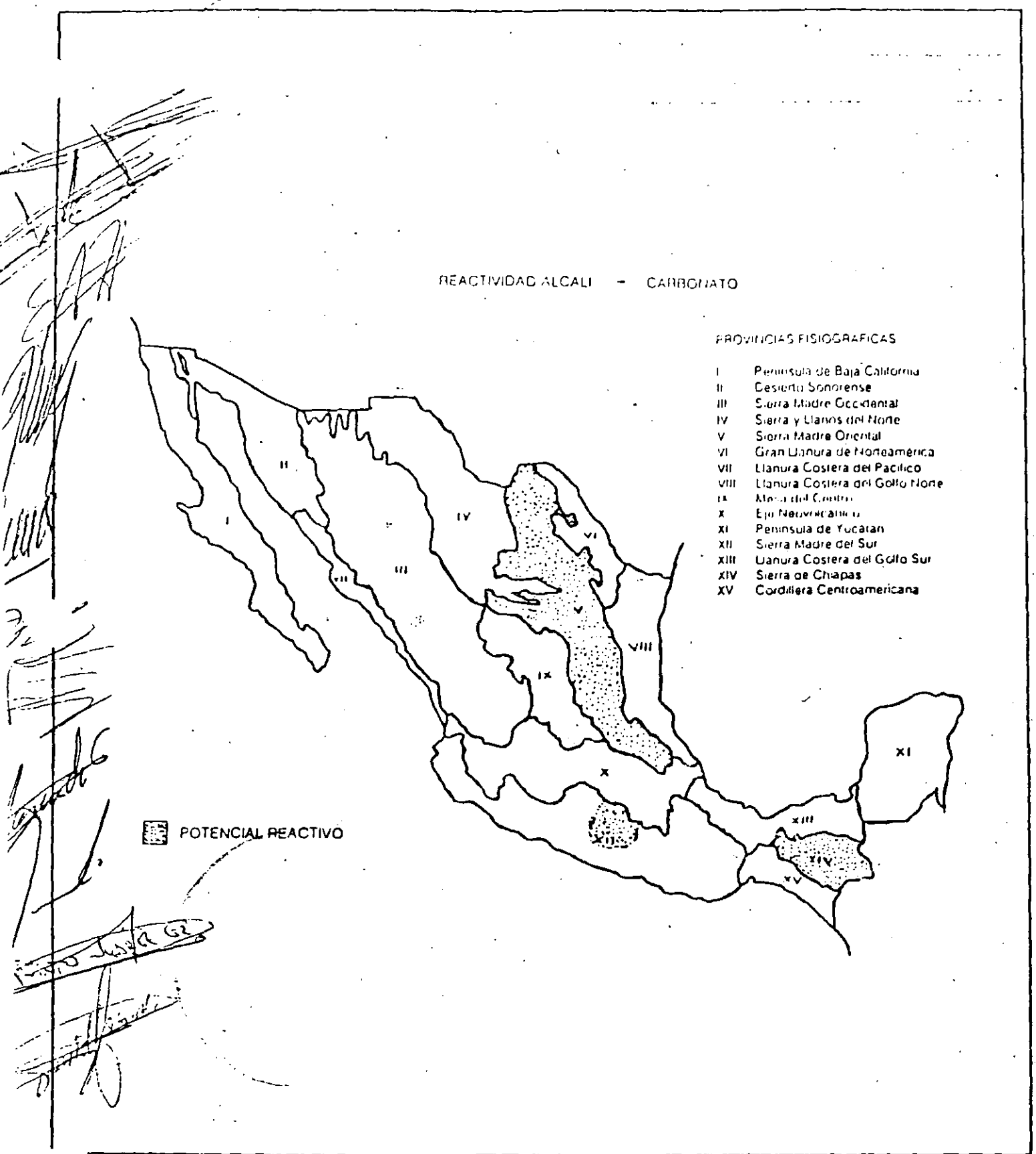
2. EN EL CASO DE AGREGADOS TRITURADOS, SI EL MATERIAL QUE PASA POR LA CRIBA 0.075 (No. 200) ES EL PRODUCTO DE LA PULVERIZACION DE ROCAS - EXENTAS DE ARCILLA Y/O PIZARRAS, ESTE LIMITE PUEDE INCREMENTARSE AL 3 %.

3. LA PERDIDA POR ABRASION DEL AGREGADO GRUESO DEBE SER DETERMINADA EN UNA MUESTRA CON GRANULOMETRIA LO MAS CERCANA A LA QUE VA A SER USADA EN LA PRODUCCION DEL CONCRETO. CUANDO SE USE MAS DE UN TAMAÑO O MAS DE UNA GRANULOMETRIA EN UN SOLO TAMAÑO, EL LIMITE DE ABRASION DEBE - APLICARSE A CADA UNA DE ELLAS (VEASE 4. REFERENCIAS). LAS ESCORIAS DE ALTOS HORNOS ENFRIADAS AL AIRE TRITURADAS, QUEDAN EXCLUIDAS DE LOS REQUISITOS DE ABRASION, LA MASA VOLUMETRICA COMPACTA DE ESTOS MATERIALES DEBE SER MAYOR QUE 1120 Kg/m3.

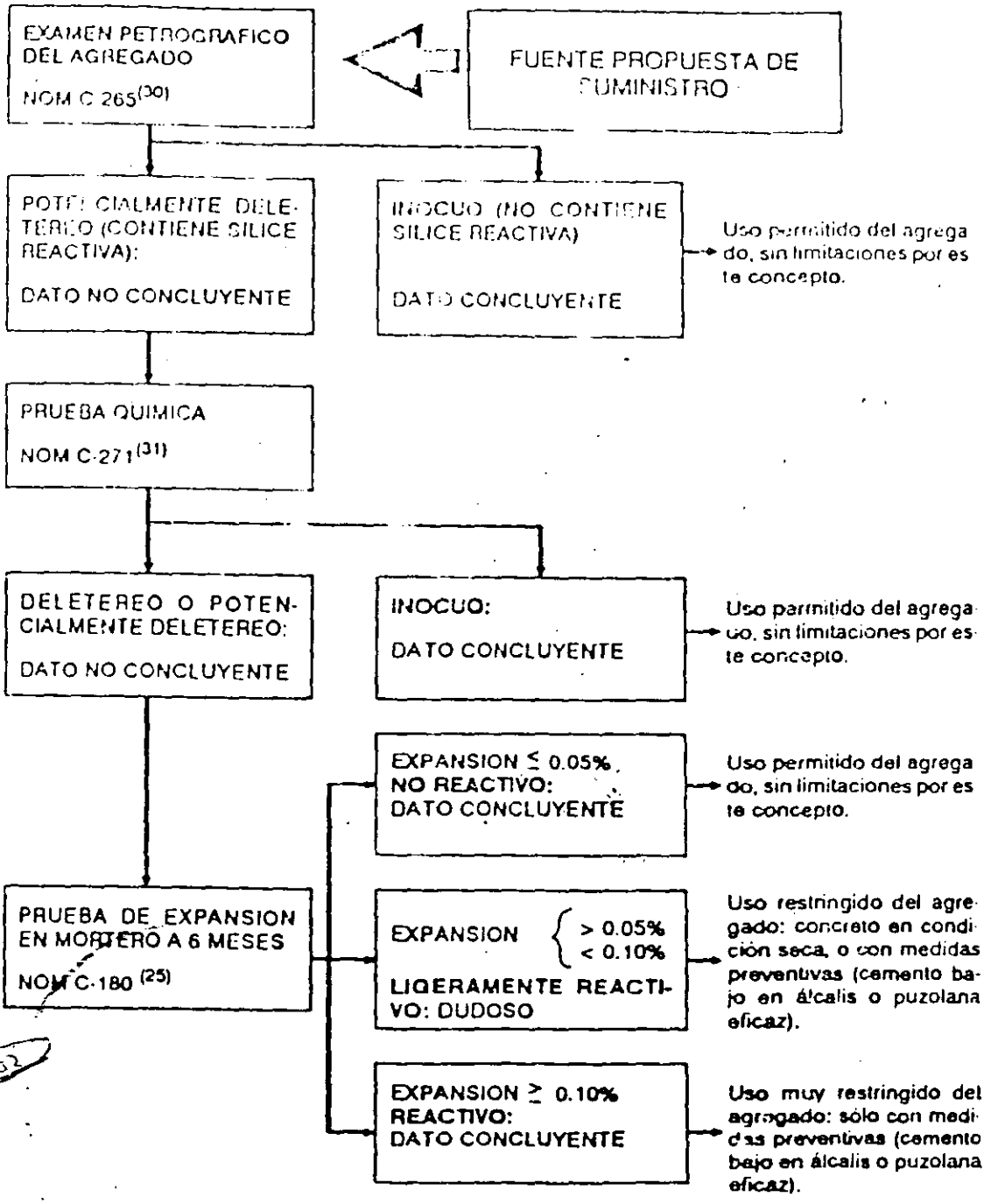
4. PARA CONSTRUCCIONES DE CONCRETO EN REGIONES CUYA ALTITUD SEA MAYOR DE 3000 m SOBRE EL NIVEL DEL MAR, ESTOS REQUISITOS DEBEN REDUCIRSE EN UN 1 %.



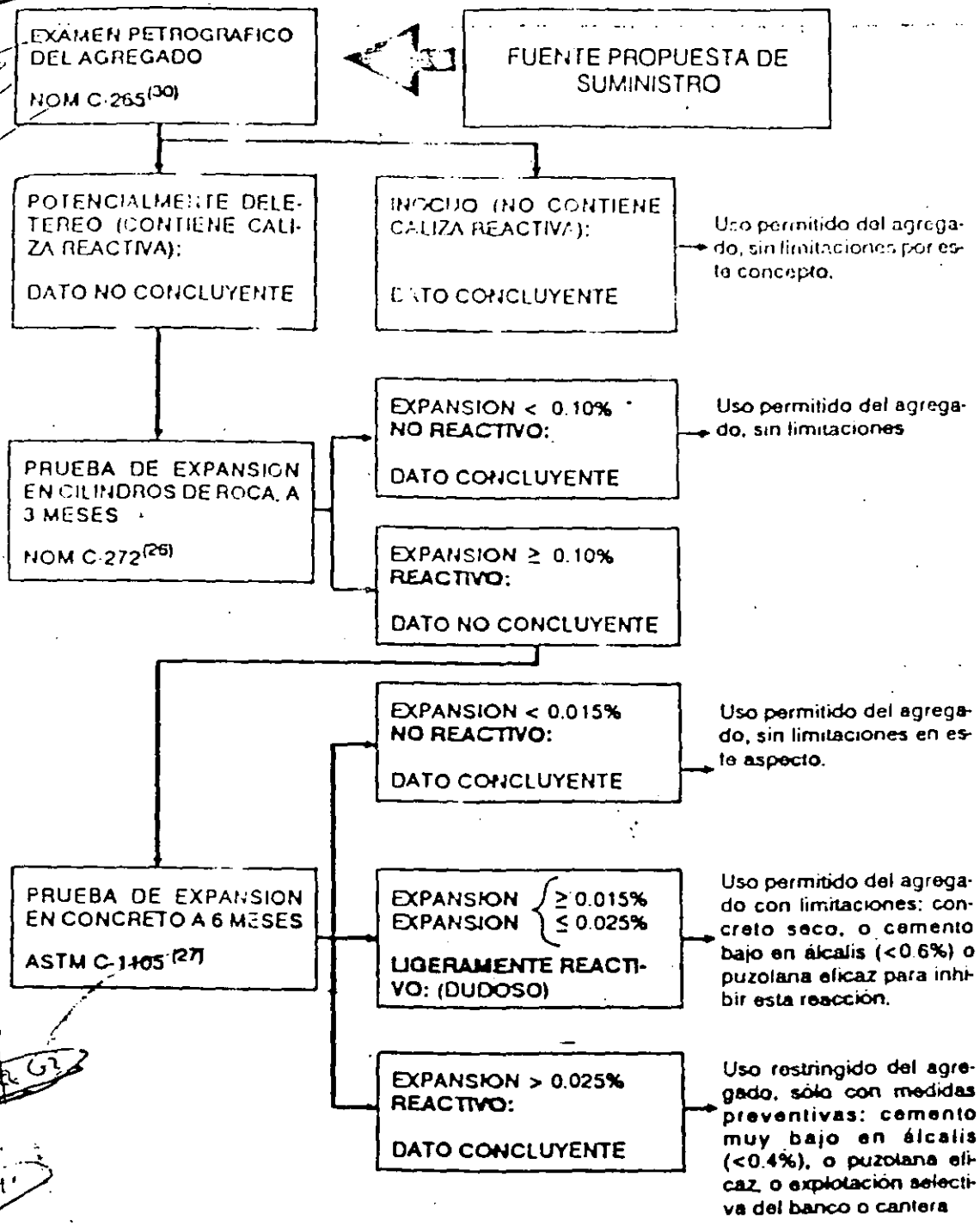
Escala: Sin	REGIONES CON MATERIALES SILICEOS POTENCIALMENTE REACTIVOS CON LOS ALCALIS.	NOM - C - 111
Acot.		
Dibujó:	36	Fig. 4



cala: Sin	REGIONES CON MATERIALES CARBONATADOS POTENCIALMENTE REACTIVAS CON LOS ALCALIS	NOM - C - 111
Acot.		
Dibujó:		Fig. 5



Escala: Sin	CRITERIOS DE INTERPRETACION DE RESULTADOS CUANDO LOS AGREGADOS PRESENTAN REACTIVIDAD POTENCIAL ALCALI - SILICE. 38	NOM - C -111
Acot.		
Dibujó:		Fig. 6



scala: Sin	CRITERIOS DE INTERPRETACION DE RESULTADOS CUANDO LOS AGREGADOS PRESENTAN REACTIVIDAD POTENCIAL ALCALI - CARBONATO.	NOM - C -111
Acot.		
Dibujó.:		Fig. 7

5.3 Materiales finos que pasan por la criba 0.075 (No. 200).

La determinación del contenido máximo permisible de materiales finos que pasan por la criba 0.075 (No. 200), se lleva a cabo conforme al método de prueba de la NOM - C - 84, con una muestra de material que pasa por la criba 0.425 (No. 40) o por la 0.300 (No. 50). Esta determinación se hace en agregados finos, en agregados gruesos y en la mezcla de ambos. Para considerar que se cumple con este requisito, los agregados para concreto deben cumplir con todas y cada una de las condiciones siguientes:

5.3.1 En agregados finos.

El contenido máximo de material fino que pasa por la criba 0.075 (No. 200), está en función de los límites de consistencia (Límites de Atterberg, obtenidos de acuerdo al Anexo A1), los cuales determinan las propiedades de plasticidad de estos finos, y no deben exceder los límites que establece la tabla 5 de esta norma.

TABLA 5

CANTIDAD DE MATERIAL MAXIMO PERMISIBLE MENOR DE LA CRIBA 0.075 (No. 200) EN AGREGADOS FINOS.

Límite líquido	Indice plástico	Material máximo permisible que pasa por la criba 0.075 (No. 200), en porciento.
0 - 25	0 - 5	18.0
0 - 25	5 - 10	16.0
0 - 25	10 - 15	6.0
0 - 25	15 - 20	4.0
0 - 25	20 - 25	1.0
25 - 35	0 - 5	16.0
25 - 35	5 - 10	14.0
25 - 35	10 - 15	11.0
25 - 35	15 - 20	8.0
25 - 35	20 - 25	1.0
35 - 45	0 - 5	15.0
35 - 45	5 - 10	9.0
35 - 45	10 - 15	6.0
35 - 45	15 - 20	2.0
35 - 45	20 - 25	1.0
45 - 55	0 - 5	9.0
45 - 55	5 - 10	8.0
45 - 55	10 - 15	5.0
45 - 55	15 - 20	4.0
45 - 55	20 - 25	1.0

5.3.2 En agregados gruesos.

El contenido máximo de material fino que pasa por la criba 0.075 (No. 200), debe cumplir con los límites que establece la tabla 4 de esta norma.

5.3.3 En la mezcla de agregados finos y gruesos.

El contenido máximo de material fino que pasa por la criba 0.075 (No. 200), está en funcion de los límites de consistencia (Límites de Atterberg, obtenidos de acuerdo al Anexo A1) y no deben exceder los límites que establece la tabla 6 de esta norma.

TABLA 6

MATERIAL MAXIMO PERMISIBLE MENOR DE LA CRIBA 0.075 (No. 200) EN LA MEZCLA DE AGREGADOS FINOS Y GRUESOS.

Límite líquido	Indice plástico	Material máximo permisible que pasa por la criba 0.075 (No. 200), en porciento.
0 - 25	0 - 5	10.0
0 - 25	5 - 10	9.0
0 - 25	10 - 15	4.0
0 - 25	15 - 20	3.0
0 - 25	20 - 25	1.5
25 - 35	0 - 5	9.0
25 - 35	5 - 10	8.0
25 - 35	10 - 15	6.5
25 - 35	15 - 20	5.0
25 - 35	20 - 25	1.5
35 - 45	0 - 5	8.5
35 - 45	5 - 10	5.5
35 - 45	10 - 15	4.0
35 - 45	15 - 20	2.0
35 - 45	20 - 25	1.5
45 - 55	0 - 5	5.5
45 - 55	5 - 10	5.0
45 - 55	10 - 15	3.5
45 - 55	15 - 20	3.0
45 - 55	20 - 25	1.5

5.4 Reactividad potencial (Reacción álcali-agregado).

Para la elaboración de concreto debe evitarse el uso de agregados finos y gruesos, que contengan rocas y minerales identificados como potencialmente reactivos con los álcalis. Los mapas de las figuras 4 y 5, pretenden servir solamente de guía para conocer las regiones con materiales silíceos y carbonatos, potencialmente reactivos con los álcalis.

Para determinar la reactividad potencial de los agregados, debe realizarse un examen petrográfico con el método de prueba de la NOM - C - 265. Si los agregados disponibles contienen esa clase de rocas y minerales, y no hay alternativa de cambio, debe hacerse lo siguiente.

En el caso de los agregados constituidos por sílices, previamente se hace un análisis químico conforme al método de prueba de la NOM - C - 271 y se verifica experimentalmente la expansión conforme al método de prueba de la NOM - C - 180. Para los agregados constituidos por carbonatos se determina la expansión en roca con el método de prueba de la NOM - C - 272 y la expansión en concreto conforme al método de prueba del Apéndice A2.

Si las expansiones obtenidas rebasan los límites máximos permisibles, tal como se ilustra en las figuras 6 y 7, se considera confirmado el caracter reactivo de los agregados y su empleo debe quedar condicionado a la aplicación de la siguiente medida:

Utilizar un cemento Portland con bajo contenido de álcalis: menos de 0.60 % si la reacción es álcali-sílice y menos de 0.40 % si es álcali-carbonato. Completar esta medida haciendo las mediciones y ajustes necesarios para que el contenido total de álcalis en la mezcla de concreto, aportados por sus diversos componentes, no exceda de 3 kg por m3 de concreto. Si este recurso no es factible, entonces la medida pertinente consiste en incorporar al concreto un material que sea efectivo para inhibir la reacción ~~otra visible~~ álcali-agregado

En el caso de la reacción álcali-sílice, ciertas puzolanas son capaces de inhibir satisfactoriamente sus efectos, lo cual puede verificarse mediante pruebas de expansión en mortero hecho con un cemento de alto contenido de álcalis, la puzolana en cuestión y vidrio de borosilicato como agregado, mediante el método de prueba de la NOM - C - 298. (ver el 2 referencia)

Cuando la reacción es alcali-carbonato, hay menos expectativas de exito con el uso de una puzolana para inhibir sus efectos. En este caso, la capacidad inhibidora de la puzolana se determina por pruebas de expansión en concreto con los agregados reactivos en cuestión y un cementante compuesto por el cemento de uso previsto y la puzolana propuesta, aplicando el método de prueba del Apéndice A2.

Si aún así la expansión resulta excesiva, las opciones que deben evaluarse para evitar el riesgo de una reacción deleterea álcali-~~carbonato~~ agregado son:

1. Cambiar la fuente de suministro de los agregados por otra no reactiva.

2. Efectuar una explotación selectiva de los bancos o canteras para desechar el material reactivo, o bien mezclar con otro material para reducir su proporción, en ambos casos, a no más del 15 % en el total de los agregados.

3. Seleccionar un cemento cuyo contenido de álcalis sea ~~como máximo de 0.40 %~~ para producir una expansión tolerable en la ~~prueba~~ del concreto por el método de prueba ~~del Apéndice A2~~.

5.5 Sanidad (Intemperismo acelerado).

5.5.1 Agregados finos.

Los agregados finos que se sujetan a cinco ciclos del método de prueba que establece la NOM - C - 75 (Véase 2. referencias). deben tener una pérdida en masa no mayor del 10 % con sulfato de sodio, o 15 % si se usa para la prueba sulfato de magnesio, determinada con base a la granulometría original de la muestra, siempre que ésta cumpla con lo establecido en 5.1.

Los agregados finos que no cumplan con lo descrito en el párrafo anterior, pueden aceptarse si existen antecedentes escritos del empleo de los mismos en concretos de propiedades semejantes, elaborados con agregados del mismo banco que acusan un comportamiento satisfactorio en condiciones de intemperismo semejantes a las que se va someter al nuevo concreto.

Los agregados finos que no cumplan con lo requerido en párrafos anteriores, pueden aceptarse si se obtienen resultados satisfactorios en concretos que se sometan a la prueba de congelación y deshielo, según el método que establece la NOM - C 205 (Véase 2, referencias).

5.5.2 Agregados gruesos.

Deben cumplir con los límites que establece la tabla 4 de esta norma, conforme al método de prueba de la NOM - C - 205 (Véase 2. referencias).

5.6 Abrasión (Desgaste).

Los agregados finos y gruesos deben cumplir con los límites que establece la tabla 4 de esta norma, determinada con base a la granulometría original de la muestra.

6. MUESTREO.

Debe tomarse una muestra representativa de los agregados conforme a la NOM - C - 30 y reducirla por cuarteo conforme a la NOM - C - 170 (Véase 2, referencias), hasta dejar una muestra del tamaño requerido para poder hacer las pruebas que indica la presente norma.

7. METODOS DE PRUEBA.

Para verificar el cumplimiento de las especificaciones que establece la presente norma, deben utilizarse los métodos de prueba que establece el capítulo 2 y el Apéndice A.

8. BIBLIOGRAFIA.

A.S.T.M. C - 33	Standard Specification for Concrete Aggregates (1990).
Suplemento Mexicano al Informe ACI 201	Guía para la Durabilidad del Concreto
Título No. 85 M 44 207.5R	Roller Compacted Mass Concrete ACI Reported by ACI Comitee 207 September - October (1988).

9. CONCORDANCIA CON NORMAS INTERNACIONALES.

La presente norma no concuerda con normas internacionales por no existir referencias en el momento de su elaboración.

APENDICE A

A.1	SCT. Parte IX, Tomo 1	Determinación de los límites de Atterberg y Pruebas Complementarias
A.2	ASTM C 1105	Standard Method for Lenght Change of Concrete due to Alkali-Carbonate Rock Reaction Philadelphia, Pa.(1989).

N. O. M.

C - 80

MUESTREO

AGREGATES - SAMPLING

N. O. M.

C - 73

MASA VOLUMETRICA

-METODO DE PRUEBA-

N. O. M.

C - 77

AGREGADOS PARA CONCRETO.- ANALISIS GRANULOMETRICO

- METODO DE PRUEBA -

N. O. M.

C - 84

PARTICULAS MAS FINAS QUE LA CRIBA F 0.075 POR MEDIO DE LAVADO

- METODO DE PRUEBA -

N. O. M.

C - 88

DETERMINACION DE IMPUREZAS ORGANICAS EN EL AGREGADO FINO

- METODO DE PRUEBA -

50

N. O. M.

C - 164

DETERMINACION DE LA MASA ESPECIFICA Y ABSORCION DE AGUA DEL AGREGADO GRUESO

- METODO DE PRUEBA -

N. O. M.

C - 165

MASA ESPECIFICA Y ABSORCION DE AGUA DEL AGREGADO FINO

- METODO DE PRUEBA

N. O. M.

C - 166

CONTENIDO TOTAL DE HUMEDAD POR SECADO

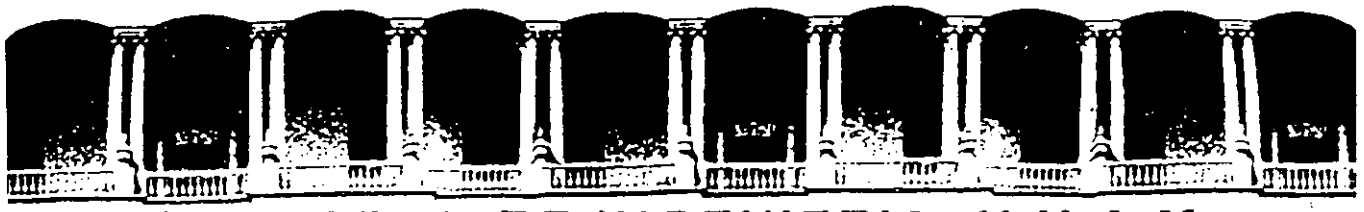
-METODO DE PRUEBA-

N. O. M.

C - 170

REDUCCION DE LAS MUESTRAS DE AGREGADOS OBTENIDAS EN EL CAMPO AL TAMAÑO REQUERIDO PARA LAS PRUEBAS.

- METODO -



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

III CURSO INTERNACIONAL DE CONSTRUCCION

SEGUNDO MODULO:

CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
29 de junio al 3 de julio de 1992

ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE MADERA

ING. JOSE OSCAR TREJO MARTINEZ

JUNIO - 1992.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

ASPECTOS FUNDAMENTALES

DEL DISEÑO DE

ESTRUCTURAS DE MADERA

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1 *Alcance*

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, γ, sea igual o superior a 0.35, y a elementos estructurales de madera contrachapada.

Para efectos de las presentes Normas, las maderas usuales en la construcción se clasifican en *coníferas* y *latifoliadas*. Las latifoliadas se subdividen en los tres grupos siguientes de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, $E_{0.05}$ para madera seca (aquella cuyo contenido de humedad es $\leq 18 \pm 2$ por ciento):

	Intervalo de valores de $E_{0.05}$ (kg/cm^2)
Grupo I	$> 120\,000$
Grupo II	85 000 – 119 000
Grupo III	50 000 – 84 000

El valor de $E_{0.05}$ deberá ser determinado experimentalmente con piezas de tamaño estructural.

Los proyectos de elementos estructurales de modalidades de la madera no cubiertas por estas Normas, tales como la madera laminada encolada y los diversos tipos de tableros (con excepción de los de madera contrachapada) deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

EJEMPLOS DE LAS ESPECIES MAS COMUNMENTE COMERCIALIZADAS

(NOMBRES COMUNES)

ANGIOSPERMAS, LATIFOLIADAS U HOJOSAS.

GRUPO I

CHICOZAPOTE
CENCERRO
PUCTE'
RAMÓN
ENCINO BLANCO Ó
ENCINO ROBLE

GRUPO II

MACHICHE
AGUACATILLO
CANSHÁN
T'ZALAM
ENCINO ROJO

GRUPO III

BARÍ
LAUREL
PRIMAVERA
PASA'K
AMAPOLA
AILE

GIMNOSPERMAS O CONIFERAS

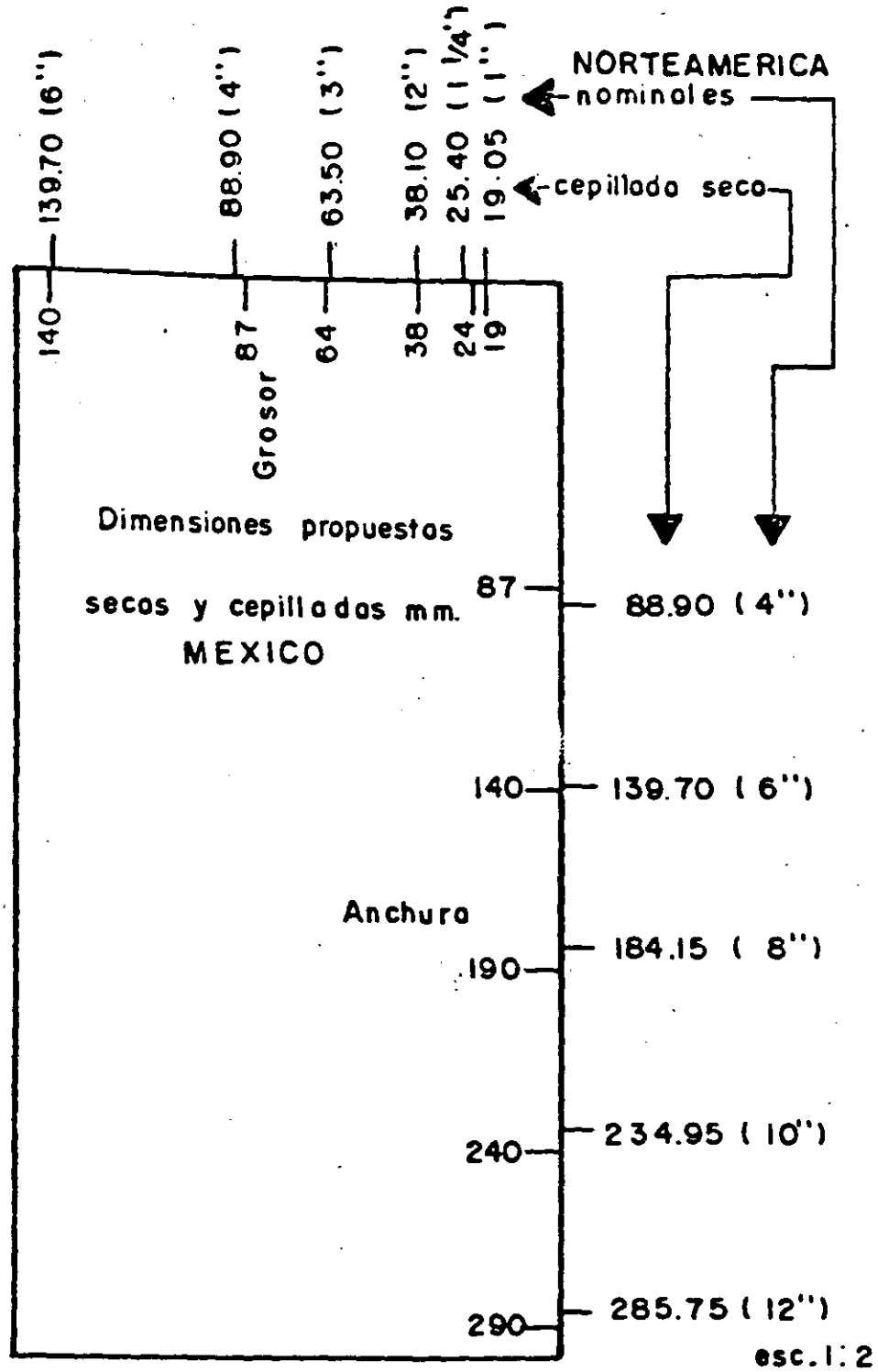
PINO
OYAMEL
CIPRES
ABETO
SABINO
CEDRO BLANCO

DIMENSIONES ESTANDAR PARA MADERA ASERRADA Y CEPILLADA (MM)

(NOM-C-224-1983)

GROSOR \ ANCHO	87	140	190	240	290
19	X	X	X		
24	X	X	X	X	X
38	X	X	X	X	X
64	X	X	X	X	X
87	X	X	X	X	X
140	X	X	X	X	X

LARGO: 2440, 3050, 3660, 4270, 4880, 5480
6100



CORRESPONDENCIA ENTRE MEDIDAS NOMINALES EN PULGADAS, MEDIDAS ESTANDAR SEGUN NOM-C-224-1983.

TABLA 2.1 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y MODULOS DE ELASTICIDAD DE MADERAS DE ESPECIES CONIFERAS (kg/cm²)

		CLASE A	CLASE B
Flexión	f'_{fu}	170	100
Tensión paralela a la fibra	f'_{tu}	115	70
Compresión paralela a la fibra	f'_{cu}	120	95
Compresión perpendicular a la fibra	f'_{nu}	40	40
Cortante paralelo a la fibra	f'_{vu}	15	15
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	100 000	80 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	65 000	50 000

TABLA 2.2 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y MODULOS DE ELASTICIDAD DE MADERAS DE ESPECIES LATIFOLIADAS (kg/cm²)

		GRUPO I	GRUPO II	GRUPO III
Flexión	f'_{fu}	300	200	100
Tensión paralela a la fibra	f'_{tu}	200	140	70
Compresión paralela a la fibra	f'_{cu}	220	150	80
Compresión perpendicular a la fibra	f'_{nu}	75	50	25
Cortante paralelo a la fibra	f'_{vu}	25	20	[illegible]
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	160 000	120 000	75 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	120 000	85 000	50 000

TABLA 2.3 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS, MODULO DE ELASTICIDAD Y MODULO DE RIGIDEZ DE MADERA CONTRACHAPADA DE ESPECIES CONIFERAS (kg/cm²)

Flexión	f'_{fu}	190
Tensión	f'_{tu}	140
Tensión: fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo (3 chapas)	f'_{tu}	90
Compresión		
En el plano de las chapas	f'_{cu}	160
Perpendicular al plano de las chapas	f'_{nu}	25
Cortante		
A través del grosor	f'_{vu}	20
En el plano de las chapas	f'_{ru}	5
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	105 000
Módulo de rigidez promedio	$G_{0.50}$	5 000

TABLA 2.5 FACTORES DE MODIFICACION POR HUMEDAD (APLICABLES CUANDO CH $\geq$ 18% $\pm$ 2%), k_h

Concepto	k_h
Madera maciza de coníferas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Madera maciza de latifoliadas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Módulo de elasticidad	0.80
Madera contrachapada	
Flexión, tensión, compresión paralela y perpendicular a la cara, cortante a través del grosor y en el plano de las chapas	0.80
Módulos de elasticidad y rigidez	0.85

TABLA 2.6 FACTORES DE MODIFICACION POR DURACION DE CARGA (APLICABLES PARA MADERA MACIZA Y MADERA CONTRACHAPADA) (1), k_d

Condición de carga	k_d
Carga continua	0.90
Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente $<$ 5%)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo, y carga muerta más carga viva en techos (pendiente $\geq$ 5%)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

(1) No son aplicables a los módulos de elasticidad.

TABLA 2.7 FACTORES DE MODIFICACION POR PERALTE (APLICABLES A SECCIONES QUE TENGAN UN PERALTE, d, MENOR O IGUAL A 140 mm), k_p

Concepto	k_p
Flexión	1.25
Tensión y Compresión paralelas a la fibra	1.15
Módulo de elasticidad	1.10
Todos los demás casos	1.00

TABLA 2.8 FACTORES DE MODIFICACION POR CLASIFICACION PARA MADERA MACIZA DE CONIFERAS, k_{c1}

Regla de clasificación (Según NOM-C-239-1985)	k_{c1}
(I) Para valores especificados de resistencia	
Regla general (1)	0.80
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.25
(II) Para valores de módulo de elasticidad	
Regla general (1)	0.90
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.15

(1) Aplicable a cualquier sección transversal especificada en la ref 2

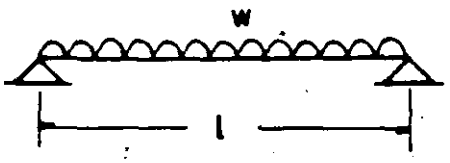
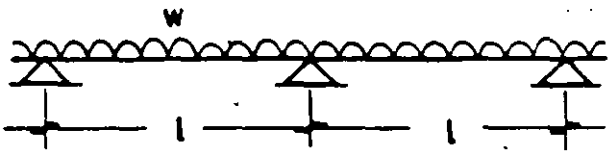
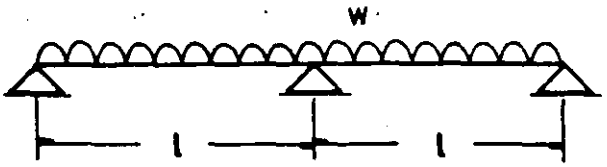
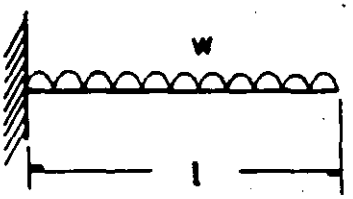
(2) Aplicables a secciones transversales particulares: todas las de 38 mm de grosor y las de 87 × 87 mm y 87 × 190 mm

(3) Aplicable a secciones transversales de 38 mm de grosor únicamente

TABLA 2.9 FACTORES DE MODIFICACION POR TAMAÑO DE LA SUPERFICIE DE APOYO, k_a

Longitud de apoyo o diámetro de rondana (cm)	1.5 o menor	2.5	4.0	5.0	7.5	10.0	15.0 o más
k_a	1.80	1.40	1.25	1.20	1.15	1.10	1.00

Nota: Este factor es aplicable solamente cuando la superficie de apoyo diste por lo menos 8 cm del extremo del miembro.

VIGA SIMPLEMENTE APOYADA	VIGA CONTINUA DE TRES ó MAS CLAROS
 $M_{máx} = \frac{wl^2}{8}$ (kgf-cm) $\Delta_{máx} = \frac{5}{384} \frac{wl^4}{EI}$ (cm) $V_{máx} = \frac{wl}{2}$ (kgf)	 $M_{máx} = \frac{wl^2}{10}$ (kgf-cm) $\Delta_{máx} = \frac{1}{145} \frac{wl^4}{EI}$ (cm) $V_{máx} = 0.6\ wl$ (kgf)
VIGA CONTINUA DE DOS CLAROS IGUALES	**VIGA EN VOLADIZO**
 $M_{máx} = \frac{wl^2}{8}$ (kgf-cm) $\Delta_{máx} = \frac{1}{185} \frac{wl^4}{EI}$ (cm) $V_{máx} = \frac{5}{8}\ wl$ (kgf)	 $M_{máx} = \frac{wl^2}{2}$ (kgf-cm) $\Delta_{máx} = \frac{1}{8} \frac{wl^4}{EI}$ (cm) $V_{máx} = wl$ (kgf)

OBSERVACIONES:

LAS CARGAS UNIFORMES w DEBEN ESTAR EN kgf/cm (SI LA CARGA ESTA DADA EN ton/m, MULTIPLIQUE POR 10 PARA CONVERTIRLA A Kg/cm).

LAS LONGITUDES DEBEN ESTAR EN cm, LOS MOMENTOS DE INERCIA EN cm^4 Y EL MODULO DE ELASTICIDAD E EN kgf/cm^2.

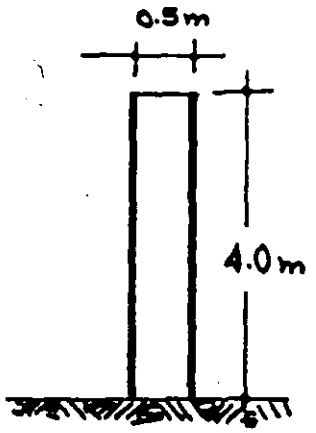
Fig. 1. FORMULAS DE VIGAS PARA DISEÑO DE CIMBRAS.

TABLA 2.4 FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA PARA MADERA MACIZA Y MADERA CONTRACHAPADA, F_R

ACCION	PRODUCTO	
	Madera maciza	Madera contrachapada
Flexión	0.8	0.8
Tensión paralela	0.7	0.7
Compresión paralela y en el plano de las chapas	0.7	0.7
Compresión perpendicular	0.9	0.9
Cortante paralelo, a través del espesor y en el plano de las chapas	0.7	0.7

EJEMPLO 2

DISEÑO DE CIMBRA PARA MURO



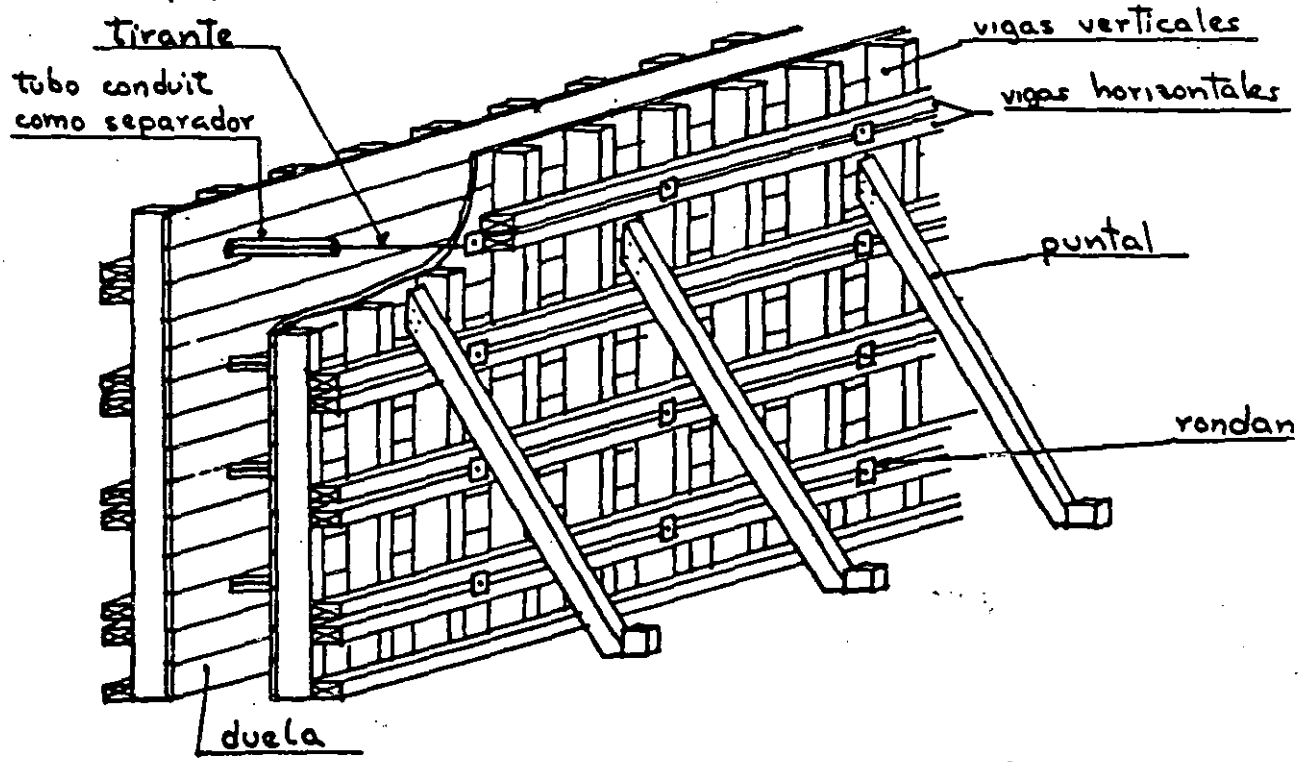
Madera calidad B

Velocidad de colado 0.5m/hr

Temperatura del concreto 20°C

CH > 18%

Se usará un sistema de cimbra como el que se muestra en la figura siguiente



Presión lateral del concreto fresco

Para $R < 1 m/hr$

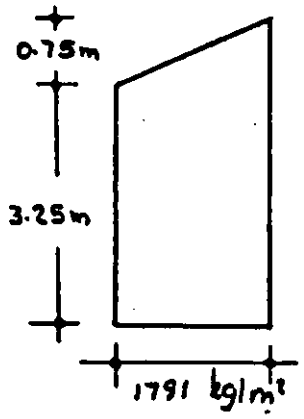
$$p = 730 + \frac{45000\,R}{0.56T + 10} = 730 + \frac{45000 \times 0.5}{0.56 \times 20 + 10}$$

$$p = 1791 \ kg/m^2 \begin{cases} < 10000 \ kg/m^2 \\ < 2400\,h = 9600 \ kg/m^2 \end{cases}$$

la profundidad a la que se presenta esta presión es:

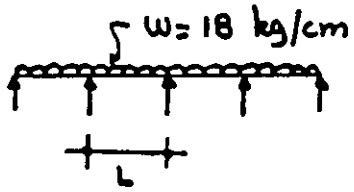
$$h = \frac{1791}{2400} = 0.75 \ m$$

por lo que la cimbra se diseñará para el siguiente diagrama de presión



DIMENSIONAMIENTO DEL FORRO

Dimensionamiento por flexión (3.2.2 NTC - Madera)



$w = 1791 \ kg/m^2$
en una franja de 1m de ancho
$w = 1791 \ kg/m$

$w = 17.91 \ kg/cm \simeq 18 \ kg/cm$

Se propone usar duela de 24 mm de espesor, se calculara el espaciamiento que permite este espesor.

Esfuerzo de diseño

$$\left.\begin{array}{l} f'_{fv} = 100\ kg/cm^2 \\ K_h = 1.0 \\ K_d = 1.25 \\ K_p = 1.25 \\ K_{cl} = 0.80 \end{array}\right\} \quad f_{fv} = 125\ kg/cm^2$$

$$M_R = F_R f_{fv} S \phi$$

$\phi = 1.0$ (No existe posibilidad de pandeo lateral)

$S = bd^2/6 = \frac{100 \times 2.4^2}{6} = 96.0\ cm^3$ (se considera una franja de 1m de ancho)

$M_U = 1.4 \times \frac{1}{10} wl^2$

$$\text{si,} \quad M_R = M_U$$

$$F_R f_{fv} S \phi = 1.4 \times 0.1\ wl^2$$

$$l^2 = \frac{F_R f_{fv} S \phi}{1.4 \times 0.1\ w}$$

$$l^2 = \frac{0.8 \times 125 \times 96}{1.4 \times 0.1 \times 18}; \quad l = 61.7\ cm$$

Cálculo de la separación por deflexión

$\Delta_{max} = \frac{L}{240}$ (inciso a, 5 NTC-madera), no se afectan elementos no estructurales.

$\delta = \frac{wL^4}{145\ EI}$ (manual de ayudas de análisis)

$$\left.\begin{array}{l} E'_{0.5} = 80\,000\ kg/cm^2 \\ K_p = 1.10 \\ K_{cl} = 0.90 \end{array}\right\} \quad E_{0.5} = 79\,200\ kg/cm^2$$

$$\Delta_{max} = \delta$$

$$\frac{\cancel{L}}{240} = \frac{w L^{\cancel{4}\,3}}{145\,EI}$$

$$L = \left(\frac{145\,E_{0.5}\,I}{240\,w}\right)^{1/3}$$

$$I = \frac{100 \times 2.4^3}{12} = 115\ cm^4 \qquad L = \left(\frac{145 \times 79200 \times 115}{240 \times 18}\right)^{1/3} = 67.4\ cm.$$

Se usará separación a cada 60 cm.

Revisión de la sección por cortante

Esfuerzo de diseño.

$$\left.\begin{array}{l} f'_{vu} = 15\ kg/cm^2 \\ K_k = 0.80 \\ K_d = 1.25 \\ K_v = 2.0 \end{array}\right\} f_{vu} = 30\ kg/cm^2$$

$$V_u = 1.4 \times 0.6\,wL = 1.4 \times 0.6 \times 18 \times 60 = 907\ kg$$

$$V_R = \frac{F_e\, f_{vu}\, b\, d}{1.5}$$

$F_R = 0.7$ (Tabla 2.4 NTC-madera)

$$V_R = \frac{0.7 \times 30 \times 100 \times 2.4}{1.5} = 3360\ kg > V_u$$

se acepta la sección

Revisión por aplastamiento

$$R = N_u = 1.4 \times 1.2 \times 18 \times 60 = 1814.4\ kg.$$

Esfuerzo de diseño.

$$\left.\begin{array}{l} f'_{nu} = 10\ kg/cm^2 \\ K_h = 0.45 \\ K_d = 1.25 \end{array}\right\} f_{nu} = 22.5\ kg/cm^2$$

$$N_R = F_R\, f_{nu}\, A_a$$

$F_R = 0.9$

$$N_R = 0.9 \times 22.5 \times 100 \times \underbrace{3.8}_{\text{supuesto}} = 7695\ kg > N_u$$

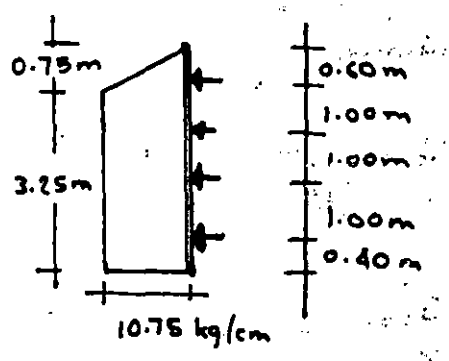
se acepta la sección

DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS VERTICALES

$w = 1791\ kg/m^2$

$\bar{w}_m = 1791 \times 0.60 = 1075\ kg/m$

$w_{cm} = 10.75\ kg/cm$



Dimensionamiento por flexión

Esfuerzo de diseño

$$\left.\begin{array}{l} f'_{fu} = 100\ kg/cm^2 \\ K_h = 1.0 \\ K_d = 1.25 \\ K_c = 1.15 \\ K_d = 0.80 \\ K_p = 1.25 \end{array}\right\} f_{fu} = 143.75\ kg/cm^2$$

$$M_u = 1.4 \times \frac{1}{10} w l^2 = \frac{1.4 \times 10.75 \times 100^2}{10} = 15050\ kg \cdot cm$$

$$M_R = F_R\, f_{fu}\, S\, \phi$$

$\phi = 1.0$ (no hay posibilidad de pandeo lateral)

$F_R = 0.8$

$$M_R = M_V$$

$$F_R f_{fv} S \phi = 15050$$

$$S = \frac{15050}{0.8 \times 143.75 \times 1.0} = 130.9 \text{ cm}^3$$

$S = \frac{bd^2}{6}$; se propone usar vigas con $b = 6.4$ cm

$d^2 = \frac{6S}{b} = \frac{6 \times 130.9}{6.4}$; $d = 11.1$ cm.

Se ensayará son sección 6.4x14 cm.

Revisión por deflexión de la sección de 6.4x14 cm.

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240} = \frac{100}{240} = 0.42 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{wL^4}{145 EI}$$

$E_{o.s} = 80000$ kg/cm²
$K_p = 1.10$
$K_{cl} = 0.90$
$\Big\}$ $E_{o.s} = 79200$ kg/cm²

$$I = \frac{6.4 \times 14^3}{12} = 1463 \text{ cm}^4$$

$$\delta = \frac{10.75 \times 100^4}{145 \times 79200 \times 1463} = 0.063 < \Delta_{max}$$

Se acepta la sección

Revisión por cortante de la sección de 6.4x14cm

$$V_u = 1.4 \times 0.6 \times wL = 1.4 \times 0.6 \times 10.75 \times 100 = 903 \text{ kg}$$

Esfuerzo de diseño

$$\left.\begin{array}{l} f'_{vu} = 15\ kg/cm^2 \\ K_n = 0.85 \\ K_d = 1.25 \\ K_c = 1.15 \\ K_v = 2.0 \end{array}\right\} f_{vu} = 36.7\ kg/cm^2$$

$$V_R = \frac{F_R f_{vu} b d}{1.5} \qquad (3.7)$$

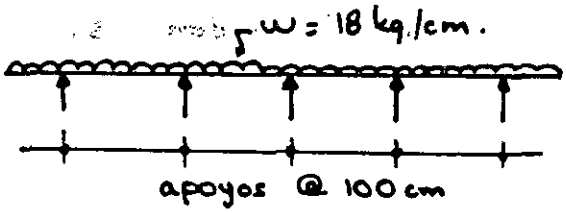
$F_R = 0.7$

$$V_R = \frac{0.7 \times 36.7 \times 6.4 \times 14}{1.5} = 1534\ kg > V_u$$

se acepta la sección

DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS HORIZONTALES

Se usarán 2 piezas.



$w = 1791\ kg/m^2$

$w_{ml} = 1791\ kg/m \doteq 18\ kg/cm.$

Dimensionamiento por flexión.

Esfuerzo de diseño.

$$\left.\begin{array}{l} f'_{fv} = 100\ kg/cm^2 \\ K_d = 1.25 \\ K_{cl} = 0.80 \\ K_p = 1.25 \end{array}\right\} f_{fv} = 125\ kg/cm^2$$

$$M_u = 1.4 \times \frac{1}{10} w l^2 = \frac{1.4 \times 18 \times 100^2}{10} = 25200\ kg \cdot cm$$

$$M_R = F_R f_{fv} S \varnothing$$

$F_R = 0.8$ (Tabla 2.4 NTC-madera)

$\phi = 1.0$ (supuesto, se revisará cuando se conozca la sección)

$$M_R = M_U$$

$$F_R f_{fu} S = 25200$$

$$S = \frac{25200}{0.8(125)} = 252 \text{ cm}^3$$

Se proponen 2 sección con $b = 6.4$ cm.

$$S = \frac{bd^2}{6} \; ; \; d^2 = \frac{6S}{b} = \frac{6 \times 252}{2 \times 6.4} \; ; \; d = 10.9 \text{ cm.}$$

Ensayar 2 vigas, sección 6.4×14 cm.

Verificación del valor del factor de estabilidad.

El factor de esbeltez es $C_s = \sqrt{\frac{L_u d}{b^2}} = \sqrt{\frac{100(14)}{(6.4)^2}} = 5.8 < 6.0$

de acuerdo con la sección 3.2.3.2.3 de las NTC-madera si

$$C_s < 6.0 \Rightarrow \phi = 1.0$$

<u>Revisión por cortante</u>

Esfuerzo de diseño.

$$\left.\begin{array}{l} f'_{vu} = 15 \text{ kg/cm}^2 \\ K_h = 0.85 \\ K_d = 1.25 \\ K_r = 2.0 \end{array}\right\} f_{vu} = 31.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 1.4 \times 0.6 \times wL = 1.4 \times 0.6 \times 18 \times 100 = 1512 \text{ kg}$$

$$V_R = \frac{F_R f_{vu} bd}{1.5}$$

$F_R = 0.7$ (Tabla 2.4 NTC-madera)

$$V_R = \frac{0.7 \times 31.9 \times 6.4 \times 14 \times 2}{1.5} = 2668 \text{ kg} > V_u$$

se aceptan las secciones

Revision de las secciones por deflexión

$$\delta = \frac{wL^4}{145EI}$$

$$\left.\begin{array}{l} E'_{0.8} = 80000 \text{ kg/cm}^2 \\ K_{cl} = 0.90 \end{array}\right\} E_{0.8} = 72000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{6.4 \times 14^3}{12} = 1463.5 \text{ cm}^4$$

$$\delta = \frac{18 \times 100^4}{145 \times 72000 \times 2 \times 1463.5} = 0.06 \text{ cm}$$

aceptable.

DIMENSIONAMIENTO DE LOS TIRANTES

$$T_u = 1.2\, wL \times 1.4 = 1.2 \times 18 \times 100 \times 1.4 = 3024 \text{ kg}$$

$$A_{req} = \frac{T}{f_t}$$

$$f_t = 0.6 f_y = 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{req} = \frac{3024}{2520} = 1.2 \text{ cm}^2$$

Usar Tirantes de 1/2" ø

DIMENSIONAMIENTO DE PLACA DE APOYO

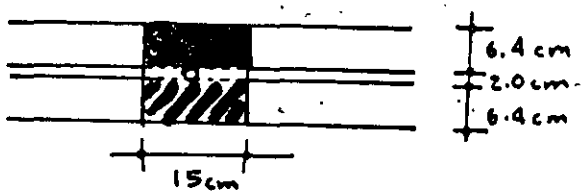
Esfuerzo de diseño

$$\left.\begin{array}{l} f'_{nu} = 40 \text{ kg/cm}^2 \\ K_n = 0.45 \\ K_d = 1.25 \end{array}\right\} f_{nu} = 22.5 \text{ kg/cm}^2$$

$P_u = 3024$ kg $\qquad A_{req.\ de\ apoyo} = \frac{P_u}{f_{nu}} = \frac{3024}{22.5} = 134.4 \text{ cm}^2$

EJEMPLO 2

Se usarán placas de 15x15cm

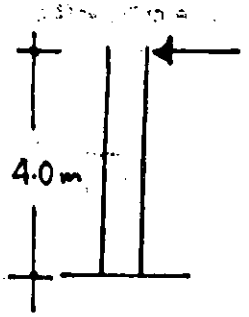


Area disponible = 2x 6.4x15

= 192 cm² > Areq.

DIMENSIONAMIENTO DE PUNTALES

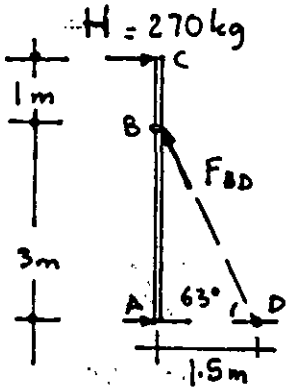
Fuerza horizontal debida al viento



$H = \frac{h}{2} \times$ presión viento $= \frac{4}{2} \times 50 = 100$ kg/m < 150 kg/m

∴ se diseñará para una fuerza p=150 kg/m.

los puntales se colocarán a cada 1.80m



$\Sigma M_A = 0$

$270 \times 4 - 3 \cdot F_{BD} \cos 63° = 0$

$F_{BD} = 793$ kg

$P_u = 1.4 \times 793 = 1110$ kg

Se propone sección 8.7x 14 cm

Revisión por flexocompresión

Esfuerzos de diseño.

$f'_{fu} = 100$ kg/cm²
$K_h = 1.0$
$K_d = 1.25$
$K_{cL} = 0.80$
} $f_{fu} = 100$ kg/cm²

$f'_{cu} = 95$ kg/cm²
$K_h = 0.80$
$K_d = 1.25$
$K_{cl} = 0.80$
} $f_{cu} = 76$ kg/cm²

$E_{0.05} = 50000\ kg/cm^2$

Verificación de la esbeltez. (3.3.3. NTC - madera)

$$\frac{K L_v}{r} = \frac{335}{4.04} = 83.8 > 40.$$

$$r = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{14}{\sqrt{12}} = 4.04\ cm$$

Se deben considerar los efectos de esbeltez

Determinación del momento amplificado 3.3.5 NTC-madera

$$M_c = \delta M_0$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_v / P_{cr}}$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\cancel{\frac{M_1}{M_2}}\right)^{0} = 1.0$$

$$P_{cr} = F_R \frac{\pi^2 E_{0.05} I}{(K L_v)^2} K_d K_h$$

$F_R = 0.7$ (Tabla 2.4 NTC-madera)

$K_d = 1.25$

$K_h = 0.80$

$I = 1989.4\ cm^4$

$$P_{cr} = \frac{0.7 \times \pi^2 \times 50000 \times 1989.4 \times 1.25 \times 0.80}{(1.0 \times 335)^2}$$

$$P_{cr} = 6123.5\ kg$$

sustituyendo valores $\delta = \dfrac{1.0}{1 - \dfrac{1110}{6123.5}} = 1.22$ (factor de amplificación)

Determinación de M_o

Dedido a la excentricidad accidental y a excentricidad por encorvadura.

$$e = 0.05(14) = 0.7 \text{ cm}$$

$$e = \frac{L_u}{300} = \frac{335}{300} = 1.12 \text{ cm}$$

$$e_T = 0.7 + 1.12 = 1.82 \text{ cm}$$

$$M_o = e_T P_u = 1.82 \times 1110 = 2020 \text{ kg·cm}$$

Momento amplificado.

$$M_c = 1.22 \times 2020 = 2464 \text{ kg·cm.}$$

Determinación de la resistencia del elemento

Resistencia a flexión

$$M_R = F_R f_{fu} S \phi \quad (3.2)$$

$F_R = 0.8$ (Tabla 2.4 NTC-madera)

$S = 284 \text{ cm}^3$

Cálculo del factor de estabilidad lateral (3.2.3.2 NTC-madera)

$$C_s = \sqrt{L_u d / b^2} = \sqrt{167.5(14)/(8.7)^2} \quad *1$$

$$C_s = 5.6 < 6$$

de acuerdo con 3.2.3.2.3 de las NTC-madera si

$$C_s < 6 \Rightarrow \phi = 1.0$$

Sustituyendo valores en la expresión (3.2)

$$M_R = 0.8 \times 100 \times 284 = 22720 \text{ kg·cm}$$

*1 Se consideró arriostramiento del elemento a la mitad de su longitud.

Resistencia a compresión

$$P_R = F_R f_{cu} A$$

$A = 121.8\ cm^2$

$F_R = 0.7$ (Tabla 2.1 NTC-madera)

$$P_R = 0.7 \times 76 \times 121.8 = 6480\ kg.$$

Sustituyendo valores en la expresión

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_c}{M_R} \leq 1$$

$$\frac{1110}{6480} + \frac{2464}{22720} = 0.3 < 1.0$$

Se acepta la sección, aunque un tanto sobrada de capacidad.

EJEMPLO 2

RESUMEN DE RESULTADOS