

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
RESIDENTES DE CONSTRUCCION
DEL 28 DE AGOSTO AL 13 DE SEPTIEMBRE DE 1995
DIRECTORIO DE PROFESORES

ING. JORGE H. DE ALBA C.
ADMINISTRADOR, DIR. GRAL.
TECNICOS EN SIST. CONST. SA.CV.
CDA. SAN FRANCISCO 6-202 P.2
COL. DEL VALLE
03100 MEXICO, D.F.
TEL. 559 75 05

ING. ARTURO FLORES ALDAPE
DIRECTOR GENERAL
CONS. SUP. Y CONTROL SA. CV.
AMORES 1224-402
COL. DEL VALLE
03100 MEXICO, D.F.
TEL. 559 86 36

ING. ERNESTO BERNAL VELAZCO
DIRECTOR GENERAL
CIAC, A.C.
MILIANO ZAPATA 73
COL. CERRO DEL JUDIO
10310 MEXICO, D.F.
TEL. 585 88 91, 585 93 93

ING. JUAN A. PRUNEDA PADILLA
PROFESOR
UNIV. AUT. METROPOLITANA
AV. SAN PABLO 180
COL. REYNOSA
DEL. AZCAPOTZALCO, MEXICO, D.F.
TEL. 724 42 89, 550 01 71

ING. MARIO GOMEZ GALVARRIATO
DIRECTOR GENERAL
IMPERQUIMICA, S.A.
SAN PEDRO 24
COL. DEL MORAL
DEL. IZTAPALAPA, MEXICO, D.F.
TEL. 606 85 70

ING. IGNACIO O. GLZ. CASTILLO
ASESOR DEL SRIO. ADMINISTRATIVO
UNIV. NAL. AUT. DE MEXICO
CIUDAD UNIVERSITARIA
04510 MEXICO, D.F.
TEL. 5505215, 5481603, EXT.4828

ING. SERGIO HERRERA MUNDO
DIRECTOR GENERAL
SOC. HIDROMECANICA, S.A.
CELLE 27 No. 69
COL. SAN PEDRO DE LOS FINOS
03600 MEXICO, D.F.
TEL. 598 73 89, 598 77 57

ING. ALVARO J. ORTIZ FERNANDEZ
GERENTE GENERAL
LABORATORIO DE CONTROL SA. CV.
ISABEL LA CATOLICA 504
COL. ALGARIN
06880 MEXICO, D.F.
TEL. 530 70 68

DR. JOSE L. CAMBA CASTAÑEDA
DIRECTOR
CAMBA C. Y ASOCIADOS
CAMBA 305
COL. CONDESA
06500 MEXICO, D.F.
TEL. 564 30 02, 564 33 28

ING. GUILLERMO BELGADO TERRAZA
GERENTE
MONTAJES Y CONSTRUCCIONES, SA.
AV. INDUSTRIAL ELEC. DE MEX. 3
COL. VISTA HERMOSA
TLANEPANTLA, EDO. DE MEXICO
TEL. 398 42 22, 397 91 11

M.I. GABRIEL MORENO PECERO
JEFE DE LA DICT Y G. FAC. ING.
CIUDAD UNIVERSITARIA
04510 MEXICO, D.F.
TEL. 622 80 24, 622 80 07

ING. RAUL IBARRO RUIZ
PROFESOR
INST. TEC. DE LA CONSTRUCCION
AV. ROMULO O'FARRIL 480
COL. OLIVAR DE LOS PADRES
MEXICO, D.F.
TEL. 668 07 48

ING. ERNESTO MENDOZA SANCHEZ
GERENTE GENERAL
COMPEXA, SA. DE CV.
CRUZ DEL SUR 81
COL. PRADO CHURUBUSCO
DEL. COYOACAN, MEXICO, D.F.
TEL. 581 34 20, 581 34 94

ING. ENRIQUE TAKAHASHI V.
COORDINADOR COSTOS
GRUPO SITUR
CAMPOS ELISEOS 252
COL. CHAPULTEPEC POLANCO
MEXICO, D.F.
TEL. 282 88 88

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
RESIDENTES DE CONSTRUCCION
DEL 28 DE AGOSTO AL 13 DE SEPTIEMBRE DE 1995
DIRECTORIO DE ASISTENTES

JORGE E. BRINDIS OLVERA
GERENTE DE PROYECTOS
INMOB. ZAPOTITLAN
ORIENTE 69 No. 2920
COL. AMPLIACION ASTURIAS
06850 MEXICO, D.F.
TEL. 519 24 94

CARLOS CASTELLANOS VILCHIS
MONTE ALBAN 345-1
COL. NARVARTE
03020 MEXICO, D.F.
TEL. 682 68 01

ALBERTO DAVILA CABRERA
JEFE DE PROYECTO
AQUANOVA
CIRUELOS 180
COL. BOSQUES DE LAS LOMAS
11700 MEXICO, D.F.
TEL. 251 99 51 EXT. 3732

RENEE ESQUEDA TORRES
ACADEMICA
ENEP ARAGON
RANCHO SECO S/N
COL. IMPULSORA
57100 EDO. DE MEXICO
TEL. 780 13 04

RUBEN MARTINEZ ZAMBRANO
JEFE PLANEACION Y PROY.
A.C.V. CONSTRUCCIONES, S.A.
DESIERTO DE LOS LEONES 4938
COL. TETELPAN
TEL. 595 88 14 - 681 17 95

SALVADOR RIVERA ORTEGA
SIRACUSA 130
COL. LOMAS ESTRELLA
09890 MEXICO, D.F.
TEL. 607 92 63

JOSE CAMACHO PALACIOS
RESIDENTE DE VACTORES
D.G.C.O.H. D.D.F.
VIADUCTO PIEDAD 507
COL. GRANJAS MEXICO
08400 MEXICO, D.F.
TEL. 840 16 25

ENRIQUE CRUZ MARTINEZ
GERENTE DE CONSTRUCCION
INMB. ZAPOTITLAN, SA.C.V.
ORIENTE 69 No. 2920
COL. AMPLIACION ASTURIAS
06850 MEXICO, D.F.
TEL. 519 24 94

E. JUAN JOSE FERRUSCA VIDAL
SUPERVISOR DE OBRA
PROYECTO ESTRUCTURAL, S.A.
COMTE 17 PISO 1
COL. ANZURES
MEXICO, D.F.
TEL. 203 15 41, 203 04 60

RODDOLFO GARCIA GONZALEZ
SUPERVISOR DE OBRAS
ARQ. ING. Y DECORACION, S.A.
HABANA 419
COL. TEPEYAC INSURGENTES
07020 MEXICO, D.F.
TEL. 781 61 78

SERGIO MEJIA SEGURA
INMOB. SEKASA, S.A. DE C.V.
XICOTENCATL 291
COL. DEL CARMEN COYOACAN
DEL. COYOACAN, MEXICO, D.F.
TEL. 658 40 19

CLAUDIA ROJAS SERNA
CERRO DE LAS CRUCES 218
COL. LOS PIRULES
54040 TLALNEPANTLA, EDO. DE MEX.

LUIS ALBERTO SALAS RUIZ
INMOB. SEKASA, S.A. DE C.V.
XICOTENCATL 291.
COL. DEL CARMEN COYOACAN
MEXICO, D.F.
TEL. 658 40 19, 554 48 51

PROGRAMA DEL CURSO: RESIDENTES
DE CONSTRUCCION.

FECHA	HORA	TEMA	PROFESOR
LUNES			
28-AGOSTO-95	18:00 A 18:30 HRS.	INTRODUCCION	ING. ERNESTO MENDOZA SANCHEZ
	18:30 A 21:00 HRS.	PLANEACION Y CONTROL DE OBRAS	
MARTES			
29-AGOSTO-95	18:00 A 21:00 HRS.	LEY DE OBRAS PUBLICAS Y SU REGLAMENTO REGLAS GENERALES PARA SU CONTRATACION Y EJECUCION DE OBRAS. CONTRATOS, NORMAS, ESPECIFICACIONES Y ESTIMACIONES.	ING. RAUL IBARRA RUIZ
MIERCOLES			
30-AGOSTO-95	18:00 A 21:00 HRS.	CIMENTACIONES	M. EN ING. GABRIEL MORENO PECERO
JUEVES			
31-AGOSTO-95	18:00 A 19:30 HRS.	CIMBRAS FABRICACION, TRANSPORTE Y COLOCACION DEL CONCRETO.	ING. ENRIQUE TAKAHASHI VILLANUEVA
	19:30 A 21:00 HRS.		
LUNES			
04-SEPT.-95	18:00 A 21:00 HRS.	SEGURIDAD EN LAS OBRAS.	ING. J. ANTONIO PRUNEDA PADILLA
MARTES			
05-SEPT.- 95	18:00 A 19:30 HRS.	CONCRETO PRESFORZADO TRANSPORTE Y MONTAJE	DR. JOSE LUIS CAMBA CASTAÑEDA ING. GUILLERMO DELGADO TERRAZAS
	19:30 A 21:00 HRS.		
MIERCOLES			
06-SEPT.- 95	18:00 A 21:00 HRS.	IMPERMEABILIZACION	ING. MARIO GOMEZ GALVARRIATO

FECHA	HORA	TEMA	PROFESOR
JUEVES 07-SEPT.- 95	18:00 A 21:00 HRS.	INSTALACIONES ELECTRICAS	ING. IGNACIO GONZALEZ CASTILLO
VIERNES 08-SEPT.- 95	18:00 A 21:00 HRS.	MOVIMIENTO DE TIERRAS	ING. ERNESTO BERNAL VELAZCO
LUNES 11-SEPT.- 95	18:00 A 21:00 HRS.	APLICACION DE LA COMPUTADORA EN LA RESIDENCIA DE OBRAS.	ING. ARTURO FLORES ALDAPE
MARTES 12-SEPT.- 95	18:00 A 21:00 HRS.	CONTROL DE CALIDAD	ING. J. ALVARO ORTIZ FERNANDEZ
MIERCOLES 13-SEPT. 95	18:00 A 21:00 HRS.	INSTALACIONES HIDRAULICAS	ING. SERGIO HERRERA MUNDO

COORDINADOR : ING. JORGE H. DE ALBA CASTAÑEDA.

CURSO: RESIDENTES DE CONSTRUCCION CONTINUA
 FECHA: del 28 de agosto al 13 de septiembre de 1995.

CONFERENCISTA	DOMINIO DEL TEMA	USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	COMUNICACION CON EL ASISTENTE	PUNTUALIDAD
Ing. Ernesto Mendoza Sánchez				
Ing. Raúl Ibarra Ruíz				
M.I. Gabriel Moreno Pecero				
Ing. Enrique Takahasi Villanueva				
Ing. J. Antonio Pruneda Padilla				
Dr. José Luis Camba Castañeda				
Ing. Guillermo Delgado Terrazas				
Ing. Mario Gómez Galvarriato				
Ing. Ignacio González Castillo				
Ing. Ernesto Bernal Velazco				
Ing. Arturo Flores Aldape				
Ing. J. Alvaro Ortíz Fernández				
Ing. Sergio Herrera Mundo				

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL CURSO	
GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL CURSO	
ACTUALIZACION DEL CURSO	
APLICACION PRACTICA DEL CURSO	

EVALUACION DEL CURSO

CONCEPTO	CALIF.
CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
CONTINUIDAD EN LOS TEMAS	
CALIDAD DEL MATERIAL DIDACTICO UTILIZADO	

ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Por (+)

GABRIEL MORENO PECERO.

GENERALIDADES.

Dentro del curso de Cimentaciones Superficiales corresponde tratar en esta parte el análisis de capacidad de carga, es decir, se trata por lo tanto de responder a la pregunta: ¿qué esfuerzo permite el suelo que le imponga un cimiento superficial de manera que la estructura de la que forme parte ese cimiento, se comporte adecuadamente?.

Los anteriores expositores han comentado ya, -- los tipos de cimentación superficial que se emplean comúnmente y los estudios previos que se requieren hacer para determinar el cimiento más conveniente a una estructura dada, que comprende tanto al aspecto técnico de determinar las características mecánicas (resistencia, deformabilidad, etc.) del material o los materiales en que se efectuará el apoyo de los cimientos, así como la consideración de los aspectos económicos, de manera que mediante el conocimiento de los resultados de esos estudios previos, se puede ahora pasar a determinar la llamada capacidad de carga del cimiento elegido.

(+) Ingeniero Civil.-Maestría en Ingeniería.-Profesor de Mecánica de Suelos en la U.N.A.M. y en la Universidad Iberoamericana.

INTRODUCCION.

Antes que nada, conviene hacer una definición de lo que se entenderá en esta exposición, por capacidad de carga del material de apoyo de un cimiento; al respecto, existen en los diferentes tratados, definiciones más o menos detalladas del concepto; como siempre, en ellas se tienen virtudes y defectos, por lo que el hecho de dar aquí una definición, es con el exclusivo propósito de entendernos. Tomando en cuenta lo anterior, se puede considerar que la capacidad de carga de un material de apoyo de un cimiento, es la magnitud del esfuerzo que transmite al cimiento al material y que produce en éste, su rotura. La capacidad de carga así definida, puesto que produce la falla del material de apoyo, se denomina capacidad de carga a la falla, desde luego en la práctica se afecta de un cierto factor de seguridad que determina la capacidad de carga admisible de proyecto o de diseño. Si se quisiera dar una definición aclaratoria de la capacidad de carga admisible, se podría proponer como tal: "es el esfuerzo que proporciona el cimiento de una estructura al material en que se apoya, de manera que el comportamiento del cimiento resulte adecuado a la función de la estructura". En esta definición habría que discutir qué es lo que se considera comportamiento adecuado de la estructura. En él, están implícitas dos condiciones a cumplir por el cimiento; primera, que no se produzca la rotura del material de apoyo, y segunda, que bajo la acción de las cargas impuestas por el cimiento, no se produzcan en el material de apoyo deformaciones considerables. En esta exposición, y tal como se ha dado la definición de capacidad de carga a la falla, se tratará exclusivamente del primer aspecto, ya que el segundo, será objeto de la exposición que se dará a la presente.

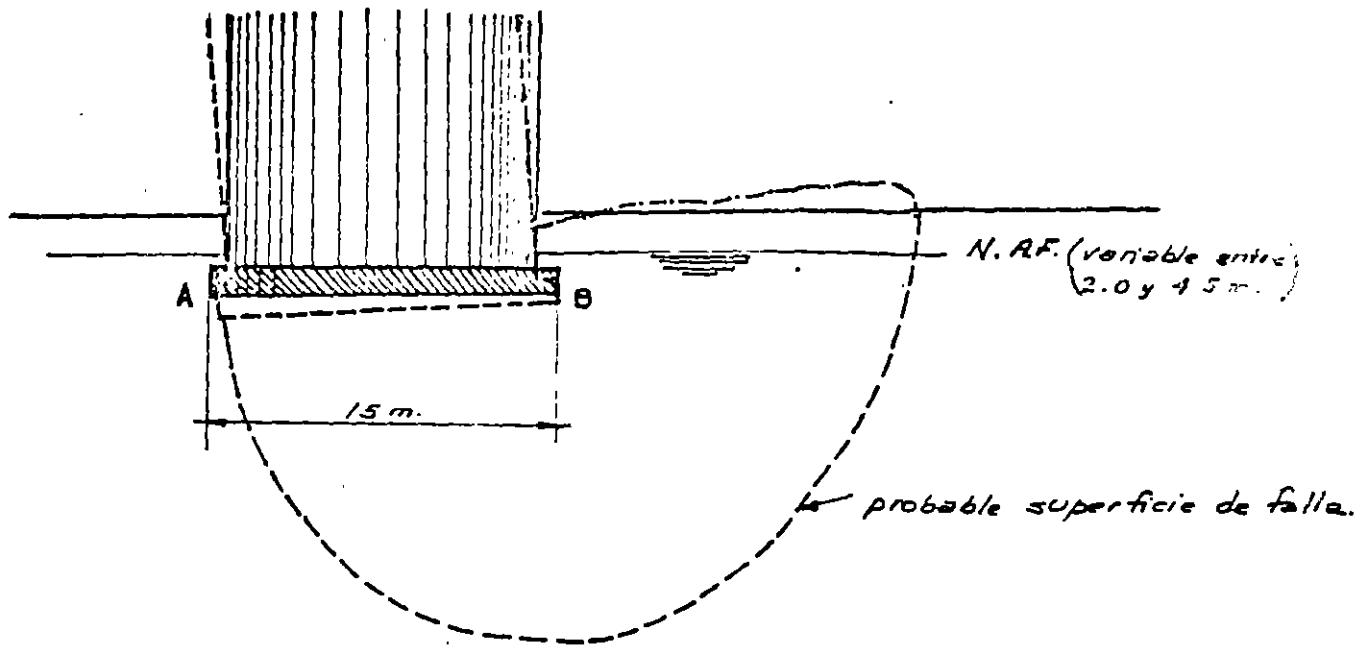
Es conveniente mencionar que a pesar de la importancia innegable de este aspecto de las cimentaciones superficiales, en los primeros días de la ingeniería de las cimentaciones, el valor de la capacidad de carga se seleccionaba de acuerdo al criterio del ingeniero, basado en su "experiencia". Así, en el pasado, los ingenieros usaron simples reglas empíricas; - muchos ingenieros que estudiaron en las décadas de los treinta y los cuarenta, en la entonces Escuela Nacional de Ingeniería de la U.N.A.M., mencionan que, en aquellas épocas se les enseñaba que para determinar la capacidad de carga de un terreno, - debía de colocarse sobre él, una mesa de cuatro patas, cargarla y medir los asentamientos de la misma. De la relación entre estos asentamientos y las cargas aplicadas, se obtenían los datos que se consideraban los adecuados para determinar la capacidad de carga del terreno. Otro método que en aquella época se comentaba, era el del famoso "Barretón", en él se tomaba un barretón, se levantaba unos dos metros y se dejaba caer verticalmente; el barretón penetraba varios centímetros en el terreno en - que se quería determinar la capacidad de carga y se suponía que la distancia penetrada, multiplicada por la resistencia, se - igualaba con el peso del barretón multiplicado por la altura de caída, y en esta forma se obtenía lo que pretenciosamente se - llamaba la capacidad de carga del suelo, para resistir el peso de un edificio cuyas características geométricas no se tomaban en cuenta. Se mencionaba también, lo que se llamaba "fatiga -- de resistencia del terreno", siendo ésta la misma para un edificio que tuviera diez por diez metros de área o cien por cien metros, esta idea se enseñaba como una evidencia en los años comentados. Ahora, a un geotecnista que proceda de esta manera, - se le considera que lo que determina no tiene nada que ver con la capacidad de carga de un material de apoyo.

Desde luego, el interés en el análisis de la capacidad de carga de las cimentaciones no es reciente, se inició en el año de 1857, con un trabajo teórico muy meritorio de Rankine.

Lo que podría considerarse como el inicio de la investigación moderna del problema, principia con un trabajo teórico del profesor Ludwig Prandtl, en 1921, quien estudió el fenómeno de la indentación de metales; este estudio teórico fué tomado en cuenta por Reissner, quien en 1924, estudió el caso de materiales sin peso y con fricción interna. En 1934 y 1935, Caquot y Preisman respectivamente, aplicaron las soluciones teóricas antes mencionadas al análisis de cimentaciones; y en el año de 1943 apareció un trabajo de Terzaghi que conjuntó lo que hasta esa fecha se tenía, en forma tal, que su contribución ha sido básica. A partir de entonces, muchos ingenieros investigadores han tratado este tema con la idea de obtener resultados más próximos a la realidad. En el presente escrito se mencionarán sólo aquellas teorías y criterios que ya han sido calibrados en la práctica diaria de manera que, puedan servir de base para entrar a los refinamientos mencionados.

Con el objeto de visualizar la importancia del tema, se presenta a continuación el caso de una falla típica, por capacidad de carga, de un depósito de granos que ocurrió en Canadá hace tiempo.

Un silo de 15 metros de ancho, 24 metros de altura y 70 metros de longitud, descansando sobre una arcilla laminada muy sensitiva, sufrió un colapso debido a la rotura por resistencia al corte del estrato de suelo colocado debajo, como se muestra en la figura.



La cimentación estaba constituida por una losa corrida apoyada a 3.0 metros bajo el nivel del terreno natural; el nivel de aguas freáticas aparecía a profundidades que variaban entre 2.0 y 4.5 metros. Antes de la construcción de la estructura, se llevó a cabo un ensayo de carga superficial, sobre un cimiento de 30 por 30 cm. por un corto tiempo con resultados aparentemente satisfactorios. Puesto que la resistencia a la compresión simple q_u , de la arcilla cercana a la superficie, fue casi dos veces tan grande como el valor promedio obtenido para el depósito entero, el comportamiento satisfactorio del cimiento de ensayo, no es sorprendente e ilustra como pueden ser engañosos los resultados de tal ensayo, a menos que sean completados por otros resultados y apropiadamente interpretados. Posteriores investigaciones revelaron que la resistencia a la compresión simple, bajaba de 2.0 kg/cm^2 al nivel de la losa de cimentación,

a 1.0 Kg/cm^2 , a una profundidad de 5.5 metros bajo ella. El contenido de agua correspondiente aumentaba con profundidad de 34 a 46%. La sensibilidad de la arcilla aumentaba de 2.0 a 5.0, lo que indicaba la gran dependencia que tenía la resistencia de la arcilla de su estructura. Los valores promedio de la resistencia a la compresión simple, fueron de 1.5 Kg/cm^2 por encima de los seis metros y 0.8 Kg/cm^2 para los siguientes 12.0 metros. La profundidad total afectada por la falla era aproximadamente 18.0 metros. La presión impuesta por el silo vacío, fué de 0.9 Kg/cm^2 y de 3.0 Kg/cm^2 cuando se llenó con el grano.

El peso del silo vacío había producido un asentamiento muy pequeño, de 3 mm en el punto A y 1.5 mm en el punto B. Se comenzó la operación de llenado del silo, la presión ejercida sobre el suelo alcanzó en un mes, el valor de 2.5 Kg/cm^2 y los asentamientos durante el mismo período, fueron de 2.5 cm en el punto A y 4.0 cm en B. Los siguientes seis meses, los silos permanecieron parcialmente llenos y la presión ejercida sobre el suelo, varió entre 2.5 Kg/cm^2 y 2.1 Kg/cm^2 . Pero el asentamiento durante el período de seis meses aumentó rápidamente y alcanzó los valores de 26.0 cm en A y 22.0 cm en B. El asentamiento total estimado debido a la consolidación de la arcilla era solamente de 12.0 cm. Por lo tanto, el asentamiento observado al final de este período no podía haber sido causado solamente por consolidación. Más de la mitad del asentamiento medido durante este período de seis meses, podía haber sido causado por deformación provocada por esfuerzos tangenciales. cuando se intentó llenar los silos, la presión transmitida al suelo aumentó, en un mes, de 2.1 Kg/cm^2 a su valor final de 3.0 Kg/cm^2 . Justamente antes de la falla, los asentamientos fueron de 35.0 cm en A y 29.0 cm. en B. Los silos fallaron súbitamente en dos minutos, tomando la posición mostrada en el esquema de la figura.

El ejemplo anterior y muchos otros informes similares, indican la importancia de hacer el análisis de capacidad de carga. Si la arcilla laminada subyacente a la losa de cimentación de los silos antes mencionados, hubiera sido estudiada dentro de la profundidad a la cual la superficie de falla tuvo lugar, la ruptura del suelo y el colapso de los silos se hubiera podido evitar.

La capacidad de carga a la falla del material que sirve de apoyo al cimiento, se puede determinar del análisis teórico, considerando las propiedades físicas reales de ese material, o en algunos casos, de una apropiada interpretación de ensayos de carga adecuados. Para encontrar la capacidad de carga a la falla, pueden emplearse las propiedades promedio del material de apoyo para depósitos uniformes, para cada zona de variación regular. Para depósitos de variación errática, un criterio puede ser el emplear en el análisis el valor de la resistencia más bajo obtenido.

Otro hecho importante es la selección del factor de seguridad, selección que depende de que tan bien son conocidas las propiedades del suelo, del tipo de carga y del peligro impuesto por una falla completa de la cimentación. Para la mayoría de las estructuras donde no hay posibilidad de tolerar la falla del material de apoyo y cuando se conocen razonablemente bien las propiedades mecánicas de ese material, así como las cargas en cuanto a magnitud y distribución, un factor de seguridad del orden de 2.5 puede emplearse para la consideración de cargas totales. Si hay una componente grande de la carga viva, que es improbable que se desarrolle, un factor de seguridad de 2 puede ser empleado para la carga total. Cuando las condiciones del material de apoyo no están bien establecidas, un factor de seguridad de 3 puede emplearse, y si hay condiciones sospechosas, el valor del factor de seguridad debe elevarse a 4.

Para estructuras de tipo provisional, donde algún riesgo de una falla por capacidad de carga puede ser tolerado, — no puede usarse un factor de seguridad de 1.5.

En los sitios en que el nivel de aguas freáticas está a baja profundidad, conviene calcular la capacidad de carga con la consideración de que ese nivel se puede levantar hasta la base de la cimentación o aún más arriba.

En el estudio de una cimentación de una estructura importante, las propiedades mecánicas del material de apoyo y la magnitud y distribución de las cargas, son los factores dominantes para determinar la capacidad de carga y el factor de seguridad — apropiado.

En lo anterior, se ha hecho una semblanza del análisis de la capacidad de carga de un cimiento; por lo que se ha escrito dicha capacidad de carga depende entre otras cosas de la resistencia del material de apoyo, y esta resistencia está en función de la falla de ese material, es decir, el material resiste bajo la acción de cargas hasta que falla, por ello, resulta conveniente — mencionar los tipos de falla que comúnmente se presentan para el caso de cimientos superficiales.

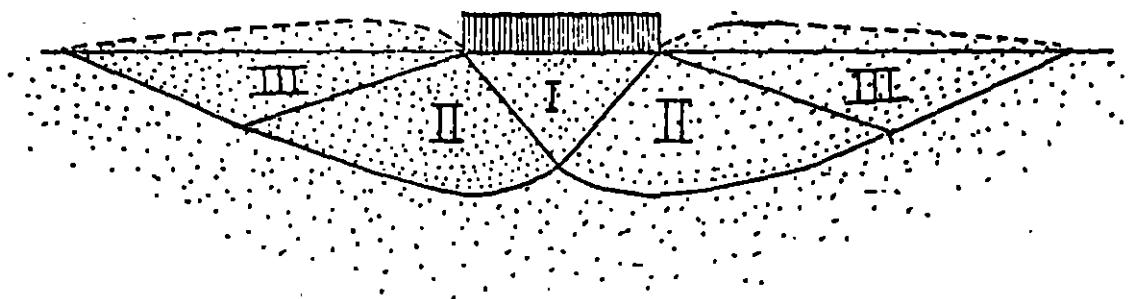
TIPOS DE FALLA.

Para determinar los tipos de falla que ocurran por capacidad de carga se puede recurrir como siempre, al análisis — teórico, con la consideración de hipótesis simplificatorias y/o — a la observación del comportamiento de cimentaciones. Cualquiera que sea el caso, se puede concluir que la falla ocurre por rotura del material de apoyo, debido a la aparición de esfuerzos cortantes por la acción de la sobrecarga impuesta por la cimentación.

En términos generales se pueden distinguir tres tipos de fallas:

- A).- Falla por corte general.
- B).- Falla por corte local.
- C).- Falla por punzonamiento.

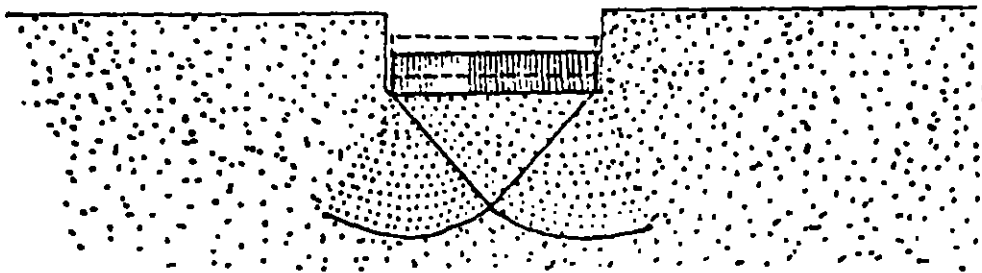
La falla por corte general se caracteriza por la aparición de una superficie de deslizamiento continua, desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno, como puede observarse en la figura.



FALLA GENERAL.

En términos generales la falla es súbita y catastrófica, la cimentación se inclina y existe una tendencia al hundimiento en el suelo adyacente a los lados de la cimentación, aunque el colapso final del suelo se produce de un solo lado.

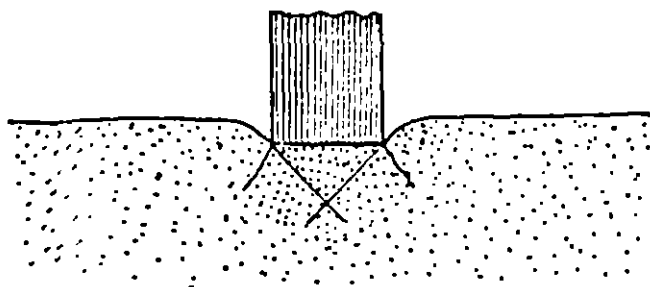
La falla por corte local es aquella en que la superficie de falla sólo se define claramente en la inmediata vecindad del cimiento. En general, existe una marcada tendencia al bufamiento del material de apoyo, a los lados de la cimentación y un hundimiento de la misma, tal que si se llega a valores del orden de la mitad del ancho o diámetro del cimiento, puede lograrse que la superficie de falla se desarrolle hasta la superficie exterior del terreno de apoyo, es decir, para pasar de una falla de corte local a una de corte general, en este caso, se requiere provocar un hundimiento considerable. En este tipo de falla, no se produce colapso catastrófico ni inclinación de la cimentación, la que más bien se empotra en el terreno movilizando la resistencia de los estratos más profundos.



FALLA LOCAL.

La falla por punzonamiento significa un movimiento vertical de la cimentación, debido a la compresión del terreno inmediatamente debajo del cimiento. Este tipo de falla no es —

fácilmente observable, la penetración subsecuente de la zapata, — se debe a la rotura por corte alrededor de la cimentación. El terreno fuera del área de carga casi ni se entera de la presencia — del cimiento. Con excepción de pequeños y bruscos movimientos verticales de la cimentación, no se observa en esta inclinación.



FALLA POR PUNZONAMIENTO.

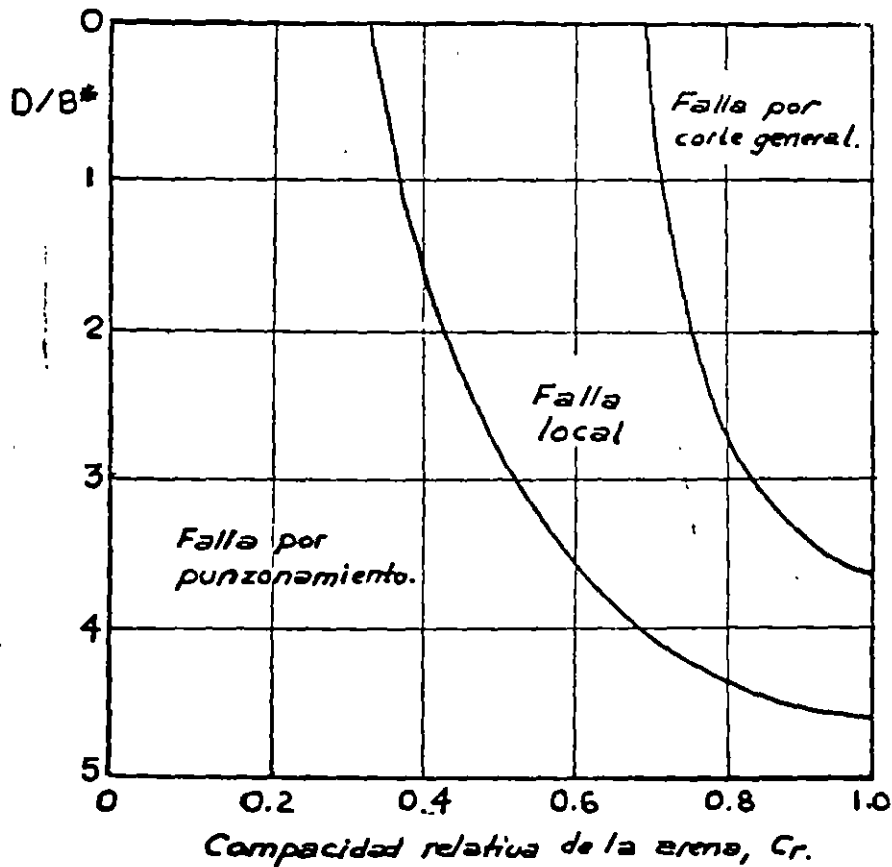
Una cuestión que surge de inmediato, es el determinar los factores de los que depende el que se presente en la práctica un cierto tipo de falla. Si se analizan todos ellos, se llega a la conclusión de que el más importante, en el sentido de que su influencia es fundamental, es la compresibilidad relativa del — suelo donde se efectúa el apoyo. En términos generales, si por — ejemplo, se tiene un suelo incompresible, la falla será de tipo — general, si por el contrario el suelo es muy compresible, (con res pecto a su resistencia) la falla que se presentará será por punzonamiento. Un hecho que en primera instancia no se siente muy lógico, pero que las experiencias al respecto así lo han determinado, — es el de que la clase de suelo no es un factor que influya en el —

tipo de falla que se presente. Las experiencias que existen, indican que si se tiene un cimiento sobre arena compacta, lo común — es que se produzca una falla de tipo general, mientras que, la misma zapata apoyada en arena suelta provocará una falla por punzonamiento, sin embargo, si la zapata se coloca sobre la arena compacta pero a una cierta profundidad, la falla ocurrirá por punzonamiento o también si bajo la arena compacta existe un estrato de — suelo deformable.

También se ha observado que una cimentación en una arcilla saturada y compresible, puede fallar por corte general — si el procedimiento constructivo que se siga es tal que no se genere cambio de volumen en el suelo, en tanto que, en el mismo suelo, la falla puede ser por punzonamiento si se permite cambio de volumen del suelo de cimentación, por ejemplo, si la carga se aplica — con relativa lentitud en la práctica.

Lo anterior no deja de ser cualitativo, por ello, — los investigadores han tratado de introducir algunos parámetros — tales como el llamado índice de rigidez que constituye un intento de tener ciertos parámetros que al cuantificarlos puedan determinar el tipo de falla que puede presentarse.

En la figura se muestran gráficamente los resultados de una serie de experiencias realizadas por Vesíć, en el caso de arenas, para determinar el tipo de falla que puede presentarse en función de la compacidad relativa de la arena y de una relación en que interviene la profundidad de desplante.



$B^* = B$ para zapatas cuadradas o circulares.

$B = 2BL / (B + L)$ para zapatas rectangulares.

(Ref. Vesic, A. Capacidad de carga de cimientos profundos en arena).

Resulta entonces evidente que la capacidad de carga del material de cimentación, dependerá del tipo de falla que se presente y que la "falla" sólo se define con claridad en el caso de falla por corte general, puesto que, en los otros tipos de falla se lleva implícita la variable deformación, por ello, han surgido algunos criterios para determinar la carga límite de falla, - por ejemplo, aquel que la define como el punto en que la pendiente de la curva esfuerzo-asentamiento se vuelve horizontal.

Por lo antes escrito, es necesario determinar de qué magnitud son las deformaciones que producen las fallas por corte local y por punzonamiento.

Algunas experiencias al respecto, debidas a Skempton, indican que en arcillas saturadas los asentamientos pueden ser del 3 al 7 por ciento del ancho de la zapata, valores que se aumentan hasta un 15% a medida que las zapatas son más profundas. En el caso de arenas, De Beer, Meyerhof, Muhs y Vesic, han encontrado que en el caso de zapatas superficiales los asentamientos necesarios para llegar a las cargas límites de falla, varían del 5 al 15%, magnitudes que pueden alcanzar el 25% para zapatas profundas. Se ha encontrado que a medida que las zapatas aumentan de tamaño, los valores antes mencionados tienden a sus magnitudes máximas.

DETERMINACION DE LA CARGA LIMITE DE FALLA.

Existen algunas teorías en relación al cálculo de la carga límite de falla, todas están limitadas casi exclusivamente a soluciones obtenidas haciendo la hipótesis de tener un sólido rígido plástico, que no muestra ninguna deformación antes de que se produzca la falla por corte, y después de ella se supone que se produce un flujo plástico a esfuerzo constante. Las teorías también contemplan casi siempre, el caso de falla general, modificando los resultados para tomar en cuenta el caso de materiales de apoyo compresibles. En términos generales, las teorías mencionadas, suponen un material de apoyo homogéneo y ocupando un semi-espacio con resistencia:

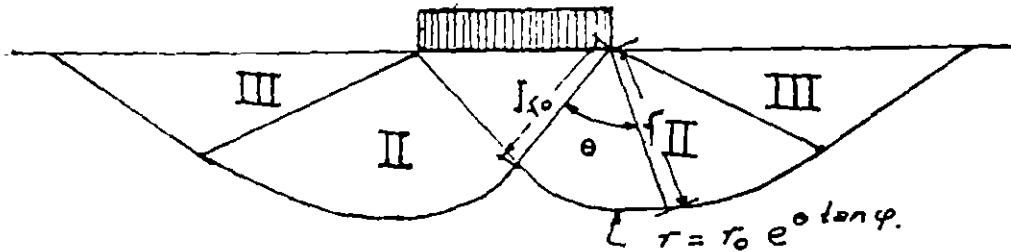
$$s = c + \sigma \tan \varphi$$

Y de comportamiento rígido plástico. Se considera además, que el ancho B de la cimentación, es bastante mayor a su longitud L (problema bidimensional), que se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante del material de apoyo, arriba del nivel de desplante y se considera que no existe fricción entre el material de apoyo y la cimentación.

En términos generales, estas hipótesis no son inadecuadas para el caso de que la profundidad de apoyo sea menor o igual al ancho del cimiento (cimentación superficial) también para el caso de que la longitud L del cimiento sea mayor a cinco veces su ancho B. Reissner y Prandtl resolvieron el problema empleando la teoría de la plasticidad. En su planteamiento, se considera que el material de apoyo sujeto a falla, consiste de tres zonas. La primera sujeta a un estado de empuje activo de Rankine, la segunda que sufre un estado de corte radial y finalmente las zonas terceras que reciben un empuje pasivo de Rankine. En la figura se observa que las superficies de falla en las zonas primera y tercera, son planas mientras que en las zonas segundas, constituyen dos familias: una de curvas y otra de superficies planas. Las trazas de los fragmentos curvos de las superficies de falla, resultan ser espirales logarítmicas de ecuación:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \varphi}$$

En la figura se puede ver el significado de las literales que aparecen en la fórmula.



Podemos concluir que en el caso de tener un material de apoyo de comportamiento exclusivamente cohesivo, es decir, $\varphi = 0$, $c \neq 0$, los tramos curvos tienen por ecuación:

$$r = r_0$$

lo que significa que resultan ser curvas circulares de radio r_0 .

Prandtl y Reissner en su análisis consideraron primero, que el material de apoyo no tenía peso y encontraron que la fórmula teórica de la capacidad de carga era:

$$q_f = c N_c + \gamma D_f N_q$$

donde:

TABLA 2. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.35	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.80	319.07	762.89	1.20	1.19

q_f = Capacidad de carga a la falla, en unidades de esfuerzo.

c = Cohesión.

γ = Peso volumétrico de material de apoyo.

D_f = Profundidad de desplante.

N_c y N_q , factores de capacidad de carga adimensionales cuyo valor depende exclusivamente del ángulo φ .

Para el caso de considerar un material friccionante ($c = 0$) y apoyado en la superficie del material de apoyo ($D_f = 0$) se puede obtener:

$$q_f = 1/2 \gamma B N_\gamma$$

donde:

q_f = Capacidad de carga a la falla en unidades de esfuerzo.

B = Ancho del cimiento.

N_γ = Factor de capacidad de carga, adimensional.

Para los casos de materiales de apoyo de comportamiento intermedio ($c \neq 0$, $\varphi \neq 0$) se acepta la superposición de causas y efectos y se llega a la ecuación:

$$q_f = c N_c + D_f \gamma N_q + 1/2 B \gamma N_\gamma$$

Ecuación que se conoce como de Terzaghi.

El hecho de aceptar superposición de causas y efectos presupone que la forma de la superficie de falla va a ser la misma en el caso de un material de apoyo de comportamiento friccionante y en el de uno de comportamiento cohesivo y aún en el de material de comportamiento cohesivo-friccionante. Esta hipótesis -- que desde luego no es correcta, conduce a errores que dejan un margen de seguridad que no pasa de 17 a 20% para φ comprendido entre 30° y 40° y que es igual a cero para $\varphi = 0$.

La observación de los valores de los coeficientes de capacidad de carga, permite hacer algunas conclusiones interesantes.

Así se tiene:

φ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	N_c/N_γ	N_q/N_γ
0°	5.14	1.0	0	0.20	∞	∞
15°	10.98	3.94	2.65	0.36	4.14	1.48
30°	30.14	18.4	22.4	0.61	1.34	0.82
45°	133.88	134.88	271.76	1.01	0.40	0.49

Primera.- En suelos de comportamiento cohesivo no se incrementa notablemente la capacidad de carga si se profundiza el cimiento, en cambio esto sí se logra si se incrementa aunque sea poco, la resistencia del material de apoyo.

Segunda.- En suelos de comportamiento cohesivo, la capacidad de carga en unidades de esfuerzo, no depende del ancho B del cimiento.

Tercera.- En suelos de comportamiento friccionante la capacidad de carga depende tanto del ancho del cimiento como de la profundidad de desplante.

En la tabla que se anexa a estas notas, aparecen indicados los valores de los coeficientes de capacidad de carga que se han obtenido para diferentes valores del ángulo φ .

Al hacer el examen de las variaciones de los coeficientes N_c , N_q , y N_γ , obtenidos en diferentes soluciones teóricas del problema, se encuentra que es el tercero el que sufre mayor variación en su magnitud, ya que se encuentran valores de la tercera parte, al doble de los que se indican en la tabla mencionada.

Actualmente continua la investigación del problema de la evaluación de la capacidad de carga y existe tendencia a unificar el criterio en el sentido de utilizar los valores de los coeficientes de capacidad de carga que aparecen en la table anexa.

En lo que sigue se harán algunos comentarios respecto a factores que influyen en la determinación de la capacidad de carga, que son:

- a).- Dimensiones del cimiento.
- b).- Compresibilidad del material de apoyo.
- c).- Rugosidad de la base del cimiento.

d).- Cimientos adyacentes.

e).- Nivel de aguas freáticas.

f).- Velocidad de aplicación de la carga.

DIMENSIONES DEL CIMIENTO.

Como se comentó, la determinación teórica de la capacidad de carga, se ha hecho sobre la base de análisis bidimensional, lo que exige que el cimiento sea bastante más largo que ancho y que el material de apoyo sea homogéneo en cuanto a resistencia. En relación al primer hecho, se ha encontrado que debe cumplirse el que la relación L/B sea mayor de 5. Investigaciones tanto teóricas como de pruebas de campo, indican que los coeficientes de capacidad de carga, pueden modificarse en función de otros coeficientes llamados de forma, tal como se indica en la siguiente expresión;

$$q_f = c N_c \gamma_c + \gamma D_f N_q \gamma_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma \gamma_\gamma$$

Algunos resultados experimentales han determinado -- valores para los coeficientes de forma que pueden obtenerse si se manejan las fórmulas que se anotan en seguida.

Forma de la base.	γ_c	γ_q	γ_γ
Rectangular.	$1 + (B/L) (N_q/N_c)$	$1 + (B/L) \tan \phi$	$1 - 0.4 e/L$
Circular o cuadrada.	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan \phi$	0.60

COMPRESIBILIDAD DEL MATERIAL DE APOYO.

Otra de las hipótesis que se hizo en la determinación de la capacidad de carga, fué la de considerar el material de apoyo incompresible, lo que en cierta forma fué motivada por la aceptación de que la falla se produciría en forma general. Cuando se tiene un material de apoyo compresible, como ya se comentó, la falla es de tipo local y la capacidad de carga se reduce. Uno de los criterios más aceptados para efectuar la reducción, es el debido a Terzaghi quien propone disminuir los parámetros de resistencia de manera de considerar en los cálculos los siguientes valores:

$$C_r = \frac{2}{3} c$$

$$\phi_r = \text{ang}^{\circ} \tan \frac{2}{3} \tan \phi$$

donde:

C_r = Cohesión reducida.

ϕ_r = Angulo de fricción interna reducida.

En general, este criterio resulta ser bastante conservador en casos de suelos de comportamiento friccionante y también, aunque no tanto, en el caso de suelos de comportamiento cohesivo, quizá debido entre otras cosas a que la compresibilidad relativa de un suelo, tiende a disminuir a medida que aumenta el tamaño del cimiento. Existen algunas investigaciones interesantes que toman en cuenta esta influencia pero ellas no han conducido a criterios que puedan aplicarse con suficiente seguridad en los cálculos que ahora se hacen en la práctica, por lo que se recomienda, mientras tanto seguir con el criterio de Terzaghi.

RUGOSIDAD DE LA BASE DE LA CIMENTACION.

Evidentemente entre cimiento y material de apoyo, se producen esfuerzos cortantes que pueden considerarse que incrementan la capacidad de carga. Las investigaciones que se han hecho al respecto, sugieren que la capacidad de carga de una cimentación lisa sobre la superficie de un suelo de comportamiento no cohesivo, debe ser sólo la mitad de la capacidad de una cimentación rugosa, pero otros hechos experimentales han mostrado un efecto casi nulo de la rugosidad, al menos para cargas verticales. Mientras se dilucidada esta cuestión, se sugiere seguir utilizando los factores anotados que no consideran este efecto.

CIMIENOS ADYACENTES.

En general, las expresiones y teorías al respecto indican que en suelos friccionantes sueltos, bajos valores de φ — la influencia de cimentaciones adyacentes es despreciable, lo que no sucede para suelos friccionantes compactados (altos valores de φ).

Los efectos aún disminuyen más cuando la forma del cimiento tiende a tener una área de apoyo cuadrada, por ello, no se recomienda tomar en cuenta los efectos de la interferencia en los cálculos de la capacidad de carga.

NIVEL DE AGUAS FREATICAS.

La presencia del nivel de aguas freáticas en el material de apoyo, es un factor que sí requiere tomarse en cuenta en el caso de la determinación de la capacidad de carga.

Para suelos gruesos, la presencia del agua puede -- anular la llamada cohesión aparente, lo que produce una considerable disminución de la resistencia. También los tres términos de la ecuación de la capacidad de carga, pueden sufrir disminución -- considerable. Por ello, se recomienda hacer el cálculo de la capacidad de carga considerando el nivel freático más alto posible, -- durante la vida útil de la estructura.

Una ecuación que se propone para tomarse en cuenta en los cálculos de la capacidad de carga, es la siguiente:

$$f = \gamma' + (z_w/B) (\gamma_m - \gamma')$$

γ = Peso volumétrico del material de apoyo, por considerar en los cálculos de capacidad de carga.

γ_m = Peso volumétrico del material de apoyo con su humedad natural.

γ' = Peso volumétrico del material de apoyo sumergido.

z_w = Profundidad del nivel de aguas freáticas respecto al nivel de desplante.

B = Ancho del cimiento.

Desde luego, existe también el efecto de las fuerzas de filtración que en este caso, se consideran despreciables.

VELOCIDAD DE CARGA.

Las teorías de capacidad de carga, se han desarrollado bajo la hipótesis de que las solicitaciones son estáticas, - sin embargo, existen casos reales en que no se cumple esta condición, por lo que es conveniente hacer algunos comentarios respecto a cómo se modifica la capacidad de carga al incrementarse la velocidad de aplicación de los esfuerzos. En términos generales, la velocidad de aplicación de la carga, modifica la capacidad de carga sólo en la medida en que puede relacionarse con la disipación de la presión que aparece en el agua del suelo, generada por la misma aplicación de la carga. Bajo esa consideración, se han hecho experiencias, encontrándose los siguientes resultados:

- a).- Cuando se pasa de una carga estática a una de impacto, las cimentaciones apoyadas en arena compacta o en arcilla dura, cambian de tipo de falla, de corte general a punzonamiento.
- b).- Cuando se pasa de una carga estática a una de impacto, se produce una ligera disminución inicial en la capacidad de carga de cimentaciones en arena compacta.
- c).- Todas las cimentaciones en arcillas muy duras, muestran un aumento muy considerable en su capacidad de carga, al cambiarse la carga, de la condición estática a la de impacto.

Estas notas dan un panorama general, acerca del análisis de capacidad de carga de cimentaciones superficiales, y en ellas se ha puesto especial énfasis en las limitaciones que tienen las formas teóricas que existen al respecto, para que en su aplicación práctica, se logren los mejores resultados.

REFERENCIAS.

- 1.- Bjerrum, L. y Overland, A., "Foundation Failure of an Oil Tank in Fredrikstad, Norway", Procs, IV International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, Londres -- (1957), pp 287-290.
- 2.- Brinch Hansen, J., "Simpel beregning af fundamenters bæreevne Ingenieren", Vol 64, No 4 (1965), pp 95-100.
- 3.- Buisman, A. S. K., "De weerstand van paalpunten in zand", de -- Ingenieur 50 (1935), pp Bt. 25-28, 31-35.
- 4.- Buisman, A. S. K., "Grondmechanica", Waltman, Delft (1949), -- pág 190.
- 5.- Caquot, A., "Équilibre des massifs a frottement interne", Gauthier-Villars, Paris (1934), pp 1-91.
- 6.- Caquot, A y Kérisel, J., "Traté de Mécaniques des Sols", Gauthier-Villars, Paris (1956).
- 7.- De Beer, E. E., "Grondmechanica, Deel II", Fundering N.V. Standard Boekhandel, Antwerpen (1949), pp 41-51.
- 8.- De Beer, E. E., "Bearing Capacity and Settlement of Shallow -- Foundations on Sand, Bearing Capacity and Settlement of Foundations", Procs., Symposium held at Duke University (1965), pp 15-34.

- 9.- De Beer, E. E. y Vesic, A., "Etude expérimentale de la capacité portante du sable sous des foundations directes établies en surface", Annales des Travaux Publics de Belgique 59, N° 3 (1958), pp 5-58.
- 10.- Meyerhof, G. G., "An Investigation of the Bearing Capacity of Shallow Footings on Dry Sand", Procs., II International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, Rotterdam (1948), pp 237-243.
- 11.- Meyerhof, G.G., "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol 2 (1951), pp 301-332.
- 12.- Meyerhof, G.G., "Influence of Roughness of Base and Ground Water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol 5, N° 3 (1955), pp 227-242.
- 13.- Skempton, A.W., "An Investigation of the Bearing Capacity of a Soft Clay Soil", Journal of the Institution of Civil Engineers, Vol 18, Londres (1942), pp 307-321.
- 14.- Skempton, A.W., "The Bearing Capacity of Clays", Procs., Building Research Congress, Londres (1951), pp 180-189.
- 15.- Terzaghi, K., "Erdbaumechanik auf Bodenmechanischer Grundlage", Wien (1925).
- 16.- Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, Nueva York (1943)
- 17.- Terzaghi, K., y Peck, R.B., "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley and Sons, 2a. ed. (1966), pág. 729, Nueva York (1948).

- 18.- Tschebotarioff, G.P., "Soil Mechanics, Foundations and Earth - Structures", McGraw-Hill Book Co. Inc., Nueva York (1951).
- 19.- Vesic, A., "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand", National Academy of Sciences, National Research Council, Highway Research Record, N° 39 (1963), pp 112-153.
- 20.- Vesic, A., "Análisis de la Capacidad de carga de Cimentaciones Superficiales", (1974), Instituto de Ingeniería, U.N.A.M.



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

**CURSOS ABIERTOS
RESIDENTES DE CONSTRUCCION**

PROGRAMACION Y CONTROL DE OBRAS

ING. ERNESTO MENDOZA SANCHEZ

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO. Postal M-2285
Teléfonos: 512-8955 512-5121 521-7335 521-1987 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSO: RESIDENTES DE CONSTRUCCION

C O N T E N I D O

1. DIAGRAMA DE FLUJO PARA ELABORAR UN PROGRAMA DE OBRA
2. CALCULO NUMERICO DE LA RED
3. BALANCE DE RECURSOS
4. CONTROL DE AVANCES

Expositor: Ing. Ernesto Mendoza Sánchez

Septiembre, 1994

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

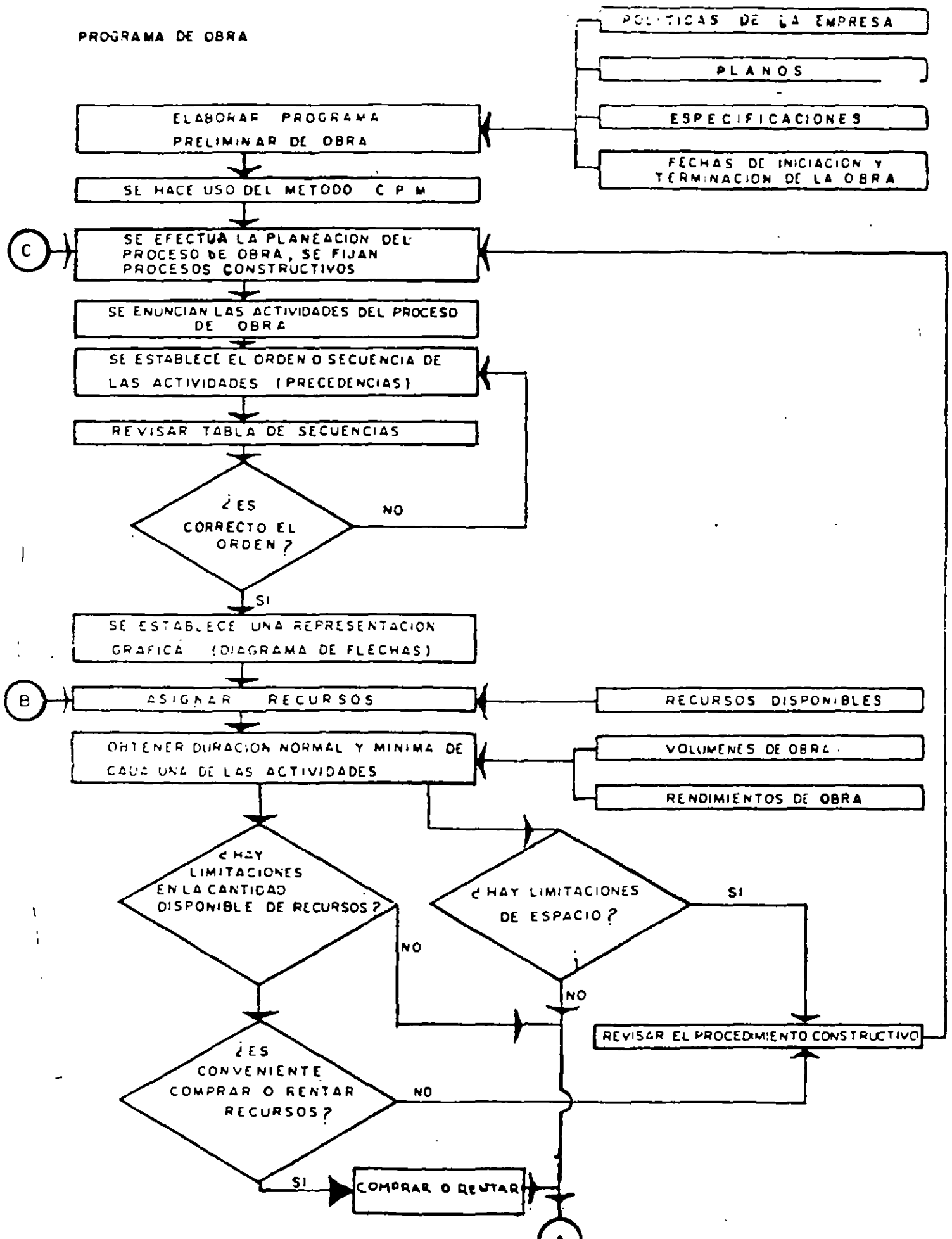
CURSO: RESIDENTES DE CONSTRUCCION

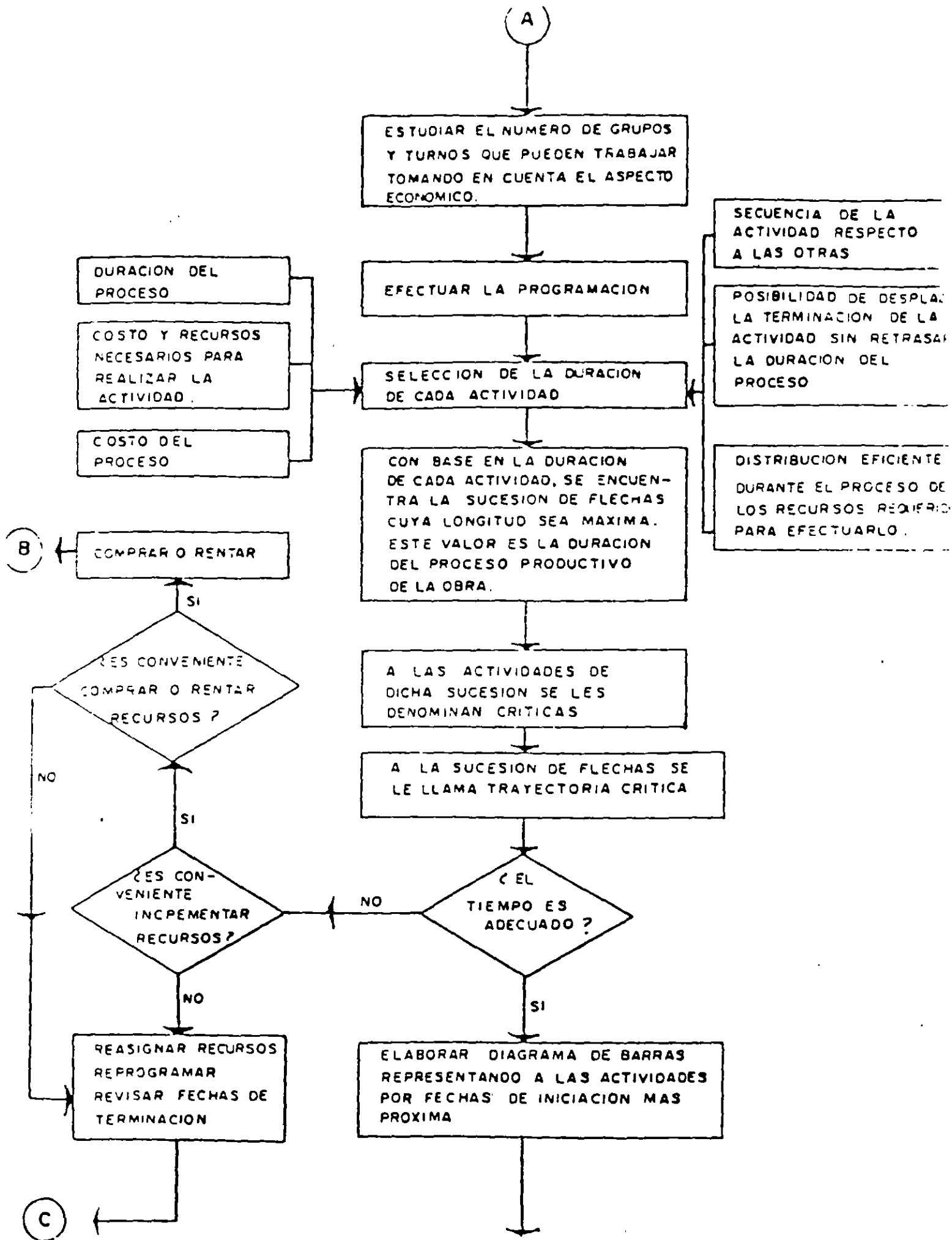
1. DIAGRAMA DE FLUJO PARA ELABORAR

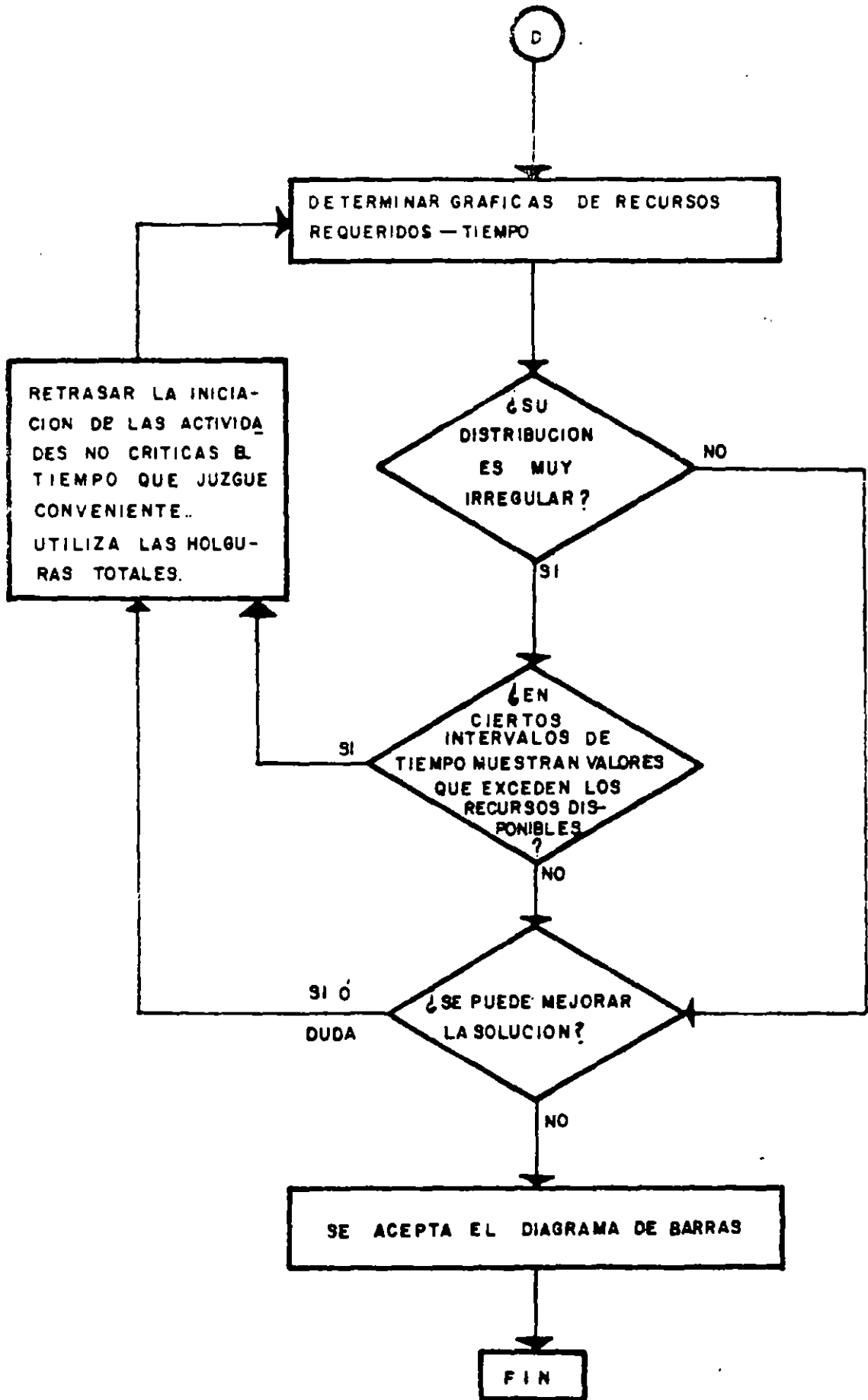
UN PROGRAMA DE OBRA

DIAGRAMA DE FLUJO PARA ELABORAR UN PROGRAMA DE OBRA

PROGRAMA DE OBRA







7

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

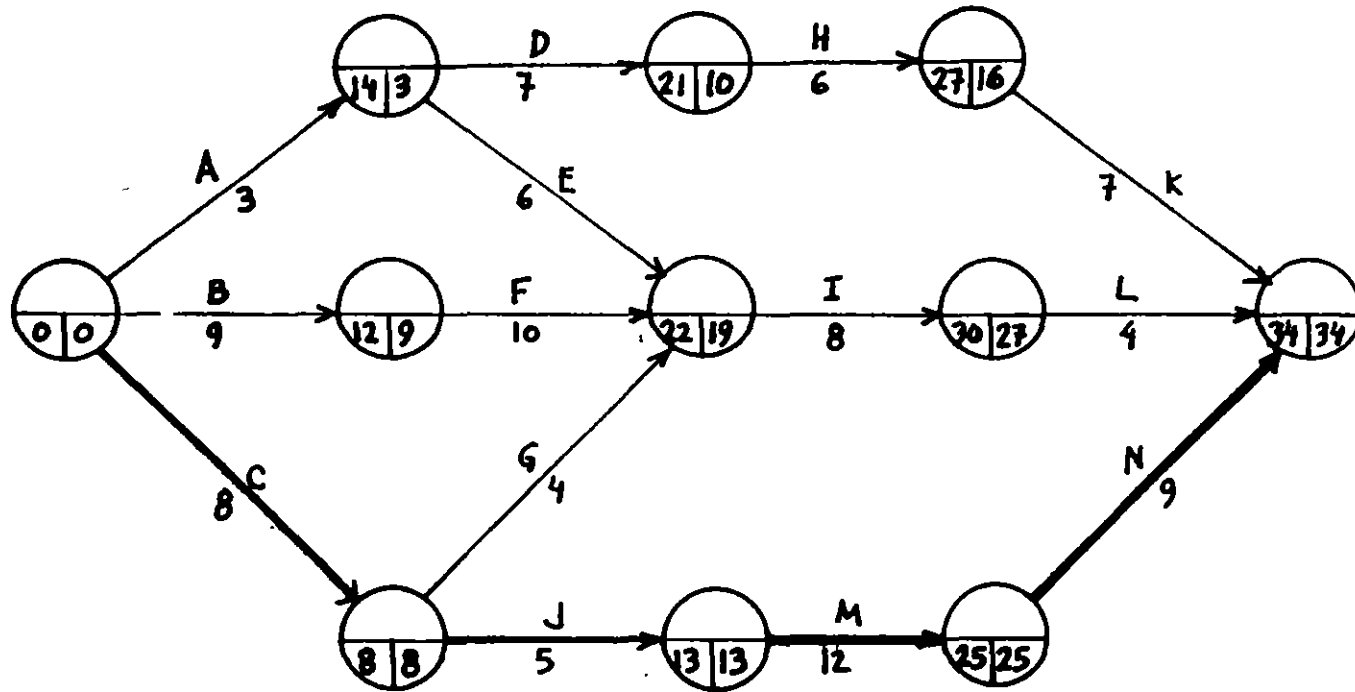
FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSO: RESIDENTES DE CONSTRUCCION

2. CALCULO NUMERICO DE LA RED

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSO: PROGRAMACION Y CONTROL DE OBRAS
EJEMPLO: DIAGRAMA DE FLECHAS
1993.



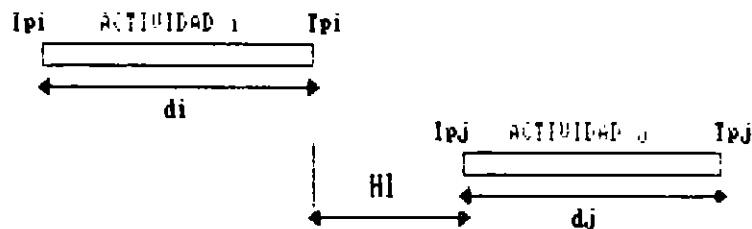
PROGRAMA DEL CURSO: RESIDENTES
DE CONSTRUCCION.

FECHA	HORA	TEMA	PROFESOR
LUNES			
28-AGOSTO-95	18:00 A 18:30 HRS.	INTRODUCCION	ING. ERNESTO MENDOZA SANCHEZ
	18:30 A 21:00 HRS.	PLANEACION Y CONTROL DE OBRAS	
MARTES			
29-AGOSTO-95	18:00 A 21:00 HRS.	LEY DE OBRAS PUBLICAS Y SU REGLAMENTO REGLAS GENERALES PARA SU CONTRATACION Y EJECUCION DE OBRAS. CONTRATOS, NORMAS, ESPECIFICACIONES Y ESTIMACIONES.	ING. PAUL IBARRA RUIZ
MIERCOLES			
30-AGOSTO-95	18:00 A 21:00 HRS.	CIMENTACIONES	M. EN ING. GABRIEL MORENO PECERO
JUEVES			
31-AGOSTO-95	18:00 A 19:30 HRS.	CIMBRAS FABRICACION, TRANSPORTE Y COLOCACION DEL CONCRETO.	ING. ENRIQUE TAKAHASHI VILLANUEVA
	19:30 A 21:00 HRS.		
LUNES			
04-SEPT.-95	18:00 A 21:00 HRS.	SEGURIDAD EN LAS OBRAS.	ING. J. ANTONIO PRUNEDA PADILLA
MARTES			
05-SEPT.- 95	18:00 A 19:30 HRS.	CONCRETO PRESFORZADO TRANSPORTE Y MONTAJE	DR. JOSE LUIS CAMBA CASTAÑEDA ING. GUILLERMO DELGADO TERRAZAS
	19:30 A 21:00 HRS.		
MIERCOLES			
06-SEPT.- 95	18:00 A 21:00 HRS.	IMPERMEABILIZACION	ING. MARIO GOMEZ GALVARRIATO

HOLGURA LIBRE

SE DEFINE COMO HOLGURA LIBRE, EL TIEMPO QUE PUEDE DESPLAZARSE LA TERMINACION DE UNA ACTIVIDAD SIN MODIFICAR LA INICIACION PROXIMA DE LA ACTIVIDAD O ACTIVIDADES CON LAS QUE ESTA LIGADA.

GRAFICAMENTE:



EN FUNCION DE LOS TIEMPOS DE INICIO Y TERMINACION:

HOLGURA LIBRE = TIEMPO DE INICIACION PROXIMO DE LA ACTIVIDAD SUBSECUENTE - TIEMPO DE TERMINACION PROXIMO DE LA ACTIVIDAD PRECEDENTE

$$Hl = Ipj - Tpi$$

TANTO LA HOLGURA TOTAL COMO LA HOLGURA LIBRE, SE UTILIZAN PARA LLEVAR A CABO EL BALANCE DE LOS RECURSOS UTILIZADOS PARA LA EJECUCION DE LA OBRA.

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

CURSO: RESIDENTES DE CONSTRUCCION
 FECHA: del 28 de agosto al 13 de septiembre de 1995.

CONFERENCISTA	DOMINIO DEL TEMA	USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	COMUNICACION CON EL ASISTENTE	PUNTUALIDAD
Ing. Ernesto Mendoza Sánchez				
Ing. Raúl Ibarra Ruíz				
M.I. Gabriel Moreno Pecero				
Ing. Enrique Takahasi Villanueva				
Ing. J. Antonio Pruneda Padilla				
Dr. José Luis Camba Castañeda				
Ing. Guillermo Delgado Terrazas				
Ing. Mario Gómez Galvarriato				
Ing. Ignacio González Castillo				
Ing. Ernesto Bernal Velazco				
Ing. Arturo Flores Aldape				
Ing. J. Alvaro Ortíz Fernández				
Ing. Sergio Herrera Mundo				

EVALUACION DE LA ENSEÑANZA

ORGANIZACION Y DESARROLLO DEL CURSO	
GRADO DE PROFUNDIDAD LOGRADO EN EL CURSO	
ACTUALIZACION DEL CURSO	
APLICACION PRACTICA DEL CURSO	

EVALUACION DEL CURSO

CONCEPTO	CALIF.
CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
CONTINUIDAD EN LOS TEMAS	
CALIDAD DEL MATERIAL DIDACTICO UTILIZADO	

ESCALA DE EVALUACION: 1 A 10

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSO: PROGRAMACION Y CONTROL DE OBRAS
EJEMPLO, FLUJO DE CAJA
1993

ACT	d	Ip	Ir	Tp	Tr	Ht	Hl	COSTO Nº	: ABRIL : MAYO :							
									: SEMANAS :							
									1	2	3	4	5	6	7	
A	3	0	11	3	14	11	0	\$5,000			\$5,000					
B	9	0	3	9	12	3	0	\$10,000		\$6,000	\$4,000					
C	8	0	0	8	8	0	0	\$20,000	\$10,000	\$10,000						
D	7	3	14	10	21	11	0	\$15,000				\$15,000				
E	6	3	16	9	22	13	10	\$20,000				\$20,000				
F	10	9	12	19	22	3	3	\$30,000				\$20,000	\$10,000			
G	4	8	18	12	22	10	7	\$10,000				\$8,000	\$2,000			
H	6	10	21	16	27	11	0	\$18,000					\$16,000	\$2,000		
I	8	19	22	27	30	3	0	\$26,000					\$20,000	\$6,000		
J	5	8	8	13	13	0	0	\$8,000		\$1,000	\$7,000					
K	7	16	27	23	34	11	11	\$32,000						\$16,000	\$16,000	
L	4	27	30	31	34	3	3	\$8,000							\$8,000	
M	12	13	13	25	25	0	0	\$60,000			\$10,000	\$25,000	\$25,000			
N	9	25	25	34	34	0	0	\$20,000						\$15,000	\$5,000	
SUMA									\$282,000	\$10,000	\$17,000	\$26,000	\$88,000	\$73,000	\$39,000	\$29,000
ACUMULADO										\$10,000	\$27,000	\$53,000	\$141,000	\$214,000	\$253,000	\$282,000



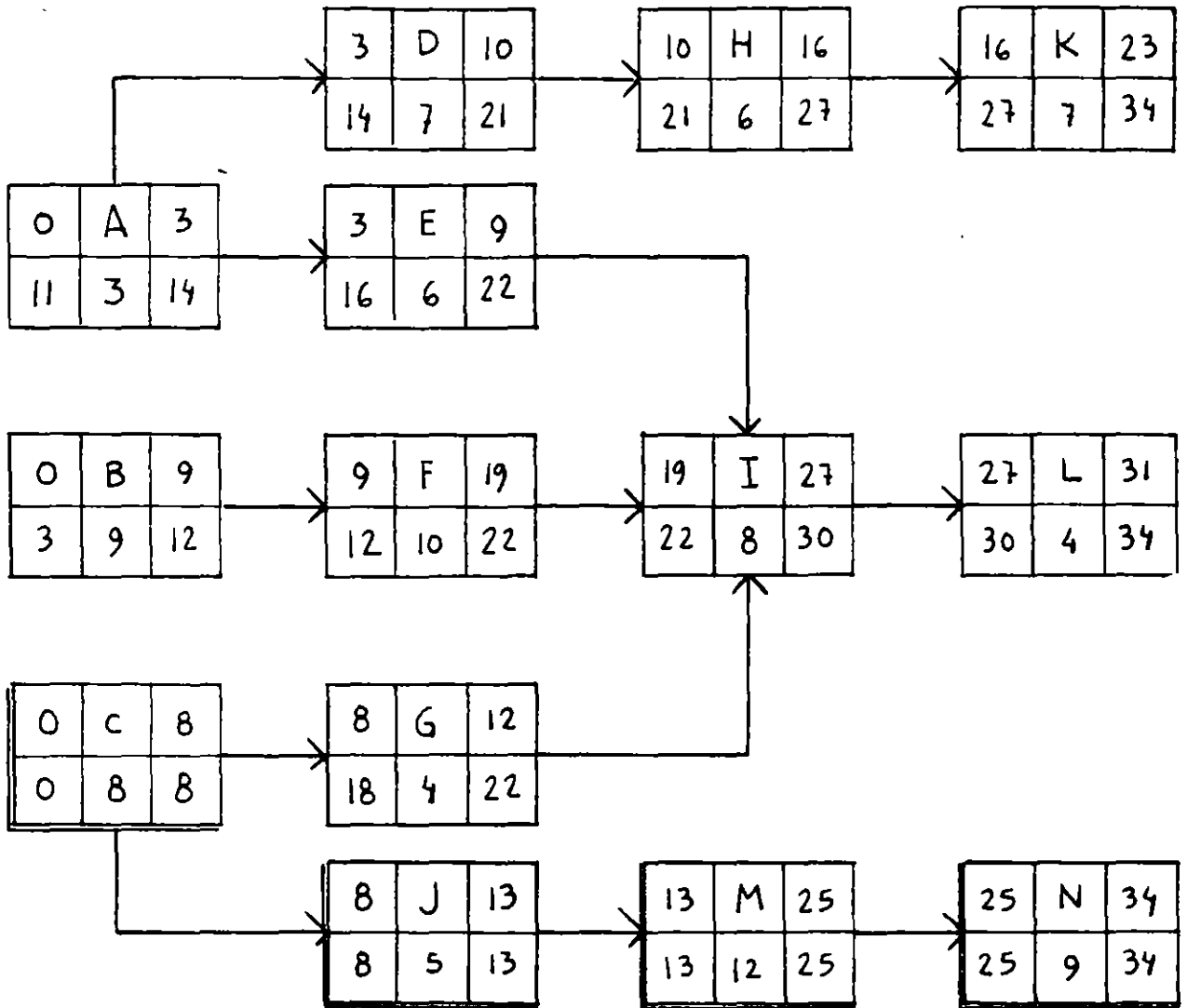
**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

RESIDENTES DE CONSTRUCCION

*CIMENTACIONES
ASPECTOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS*

M. EN I. GABRIEL MORENO PECERO



SISTEMA DE REPRESENTACION POR NODOS

ANALISIS DE LA CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

Por⁽⁺⁾

GABRIEL MORENO PECERO.

GENERALIDADES.

Dentro del curso de Cimentaciones Superficiales corresponde tratar en esta parte el análisis de capacidad de carga, es decir, se trata por lo tanto de responder a la pregunta: ¿qué esfuerzo permite el suelo que le imponga un cimiento superficial de manera que la estructura de la que forme parte ese cimiento, se comporte adecuadamente?

Los anteriores expositores han comentado ya, — los tipos de cimentación superficial que se emplean comúnmente y los estudios previos que se requieren hacer para determinar el cimiento más conveniente a una estructura dada, que comprende tanto al aspecto técnico de determinar las características mecánicas (resistencia, deformabilidad, etc.) del material o los materiales en que se efectuará el apoyo de los cimientos, así como la consideración de los aspectos económicos, de manera que mediante el conocimiento de los resultados de esos estudios previos, se puede ahora pasar a determinar la llamada capacidad de carga del cimiento elegido.

(+) Ingeniero Civil.—Maestría en Ingeniería.—Profesor de Mecánica de Suelos en la U.N.A.M. y en la Universidad Iberoamericana.

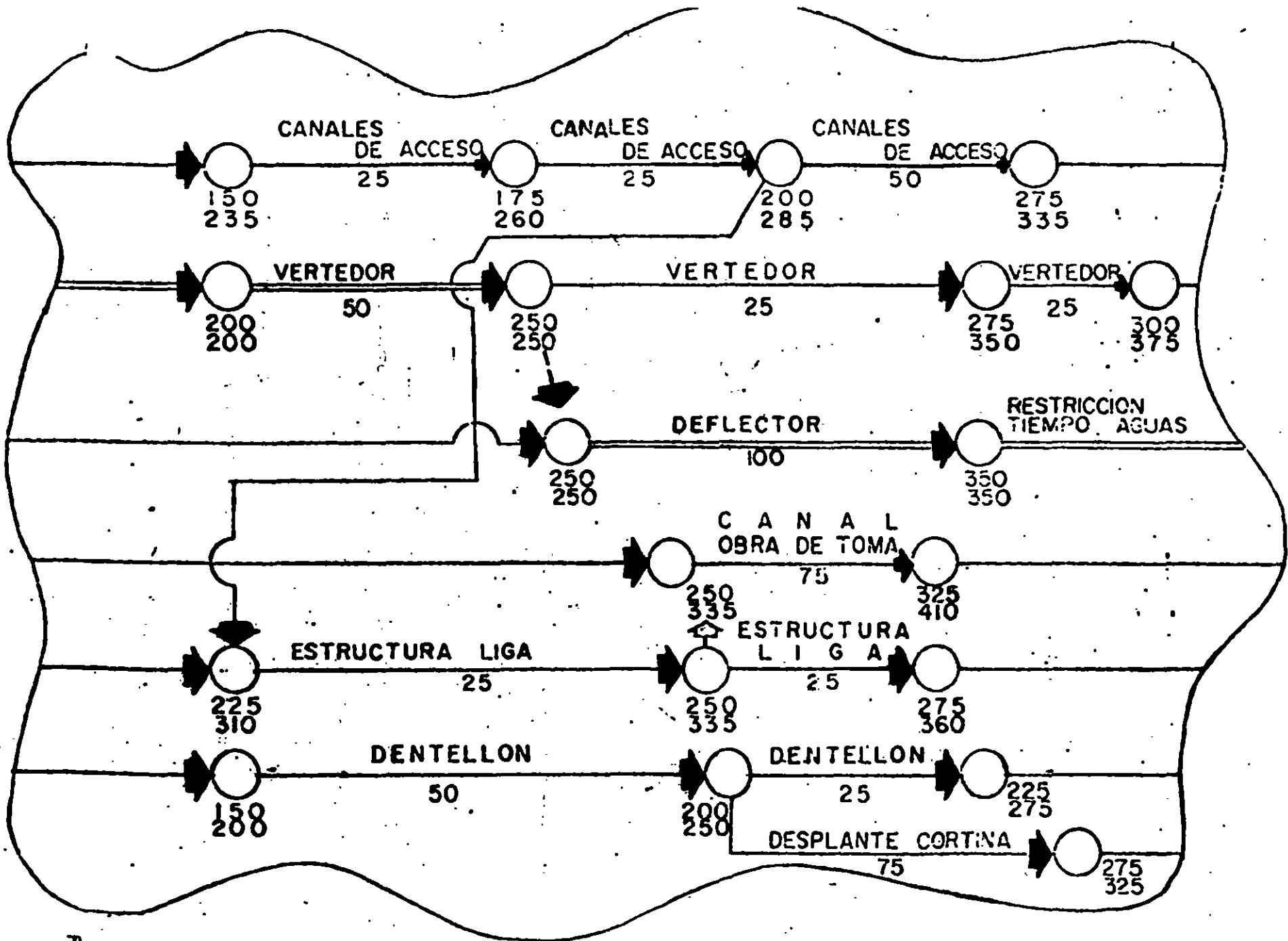


FIG. 2

Es conveniente mencionar que a pesar de la importancia innegable de este aspecto de las cimentaciones superficiales, en los primeros días de la ingeniería de las cimentaciones, el valor de la capacidad de carga se seleccionaba de acuerdo al criterio del ingeniero, basado en su "experiencia". Así, en el pasado, los ingenieros usaron simples reglas empíricas; - muchos ingenieros que estudiaron en las décadas de los treinta y los cuarenta, en la entonces Escuela Nacional de Ingeniería de la U.N.A.M., mencionan que, en aquellas épocas se les enseñaba que para determinar la capacidad de carga de un terreno, - debía de colocarse sobre él, una mesa de cuatro patas, cargarla y medir los asentamientos de la misma. De la relación entre estos asentamientos y las cargas aplicadas, se obtenían los datos que se consideraban los adecuados para determinar la capacidad de carga del terreno. Otro método que en aquella época se comentaba, era el del famoso "Barretón", en él se tomaba un barretón, se levantaba unos dos metros y se dejaba caer verticalmente; el barretón penetraba varios centímetros en el terreno en - que se quería determinar la capacidad de carga y se suponía que la distancia penetrada, multiplicada por la resistencia, se --- igualaba con el peso del barretón multiplicado por la altura de caída, y en esta forma se obtenía lo que pretenciosamente se --- llamaba la capacidad de carga del suelo, para resistir el peso de un edificio cuyas características geométricas no se tomaban en cuenta. Se mencionaba también, lo que se llamaba "fatiga --- de resistencia del terreno", siendo ésta la misma para un edificio que tuviera diez por diez metros de área o cien por cien metros, esta idea se enseñaba como una evidencia en los años --- comentados. Ahora, a un geotecnista que proceda de esta manera, - se le considera que lo que determina no tiene nada que ver con la capacidad de carga de un material de apoyo.

VERIFICACION DE LOS RECURSOS ASIGNADOS

SE TIENE:

$$\text{TIEMPO DE EJECUCION} = \frac{\text{CANTIDAD DE OBRA}}{\text{PRODUCCION}} ; y$$

$$\text{PRODUCCION} = \text{RENDIMIENTO UNITARIO} \times \text{No. DE RECURSOS}$$

EJEMPLO:

CONSIDERANDO LA ACTIVIDAD "F" (CONSTRUCCION DE MURO DE TABIQUE ROJO RECOCIDO DE 14 CM DE ESPESOR):

DATOS:

TIEMPO DE EJECUCION = 10 DIAS (DEL PROGRAMA DE BARRAS)

CANTIDAD DE OBRA = 600 m² (DEL CATALOGO DE CONCEPTOS)

RENDIMIENTO UNITARIO = 8 m²/DIA (DEL ANALISIS DEL PRECIO UNITARIO)

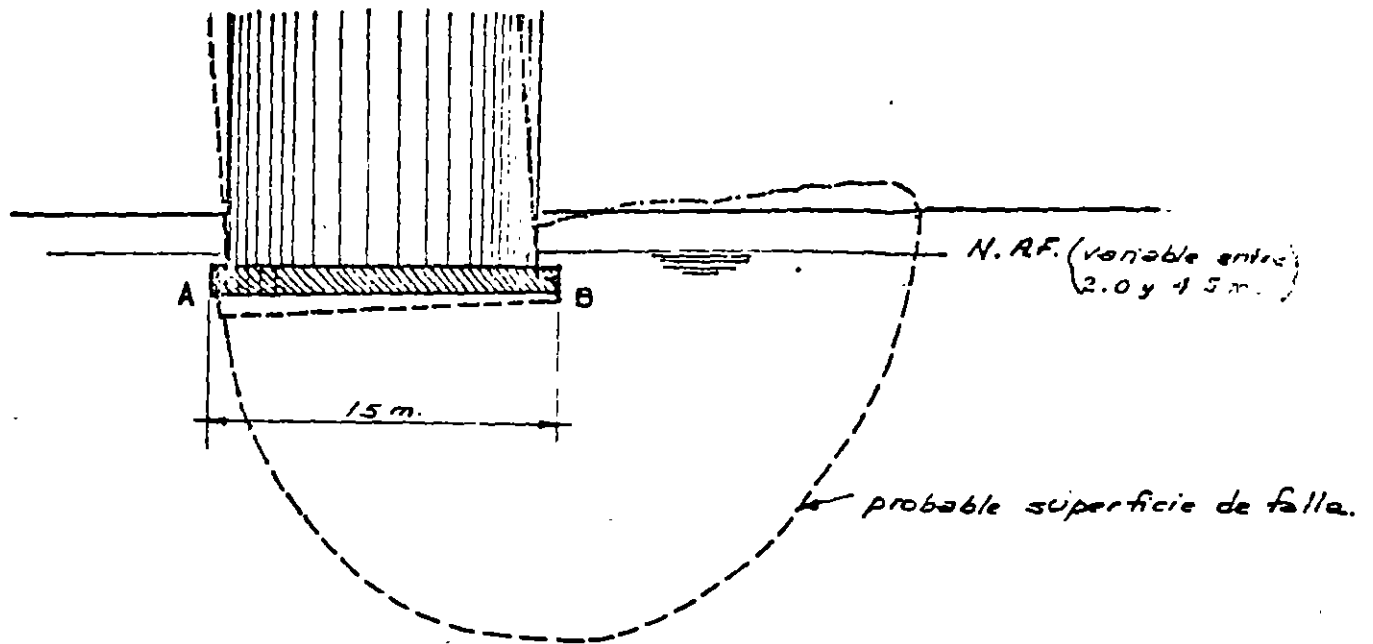
POR TANTO, SUSTITUYENDO VALORES:

$$10 \text{ DIAS} = \frac{600 \text{ m}^2}{\text{PRODUCCION}} ; \text{PRODUCCION} = \frac{600 \text{ m}^2}{10 \text{ DIAS}} = 60 \text{ m}^2/\text{DIA}$$

$$60 \text{ m}^2/\text{DIA} = 8 \text{ m}^2/\text{DIA} \times \text{No. DE CUADRILLAS, POR LO QUE:}$$

$$\text{No. DE CUADRILLAS} = 60 / 8 = 7.5 = 8 \text{ CUADRILLAS}$$

ENTONCES, EL CONSTRUCTOR DEBERA TENER 8 CUADRILLAS EN OBRA PARA PODER TERMINAR LA ACTIVIDAD "F" EN EL TIEMPO PROGRAMADO.



La cimentación estaba constituida por una losa corrida apoyada a 3.0 metros bajo el nivel del terreno natural; el nivel de aguas freáticas aparecía a profundidades que variaban entre 2.0 y 4.5 metros. Antes de la construcción de la estructura, se llevó a cabo un ensayo de carga superficial, sobre un cimiento de 30 por 30 cm. por un corto tiempo con resultados aparentemente satisfactorios. Puesto que la resistencia a la compresión simple q_u , de la arcilla cercana a la superficie, fue casi dos veces tan grande como el valor promedio obtenido para el depósito entero, el comportamiento satisfactorio del cimiento de ensayo, no es sorprendente e ilustra como pueden ser engañosos los resultados de tal ensayo, a menos que sean completados por otros resultados y apropiadamente interpretados. Posteriores investigaciones revelaron que la resistencia a la compresión simple, bajaba de 2.0 kg/cm^2 al nivel de la losa de cimentación,

El ejemplo anterior y muchos otros informes similares, indican la importancia de hacer el análisis de capacidad de carga. Si la arcilla laminada subyacente a la losa de cimentación de los silos antes mencionados, hubiera sido estudiada dentro de la profundidad a la cual la superficie de falla tuvo lugar, la estructura del suelo y el colapso de los silos se hubiera podido evitar.

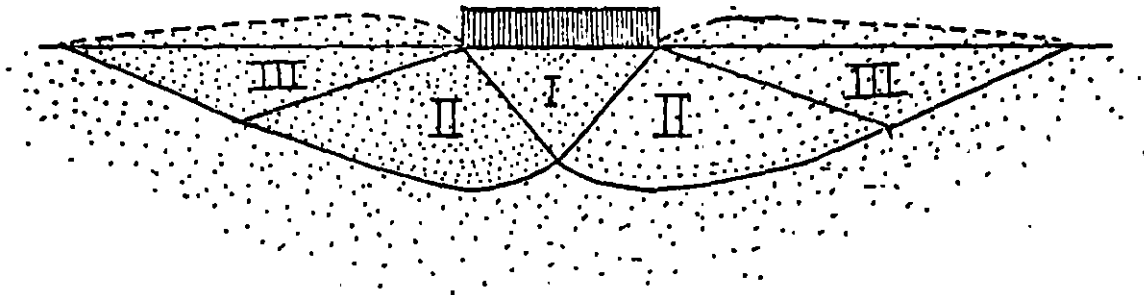
La capacidad de carga a la falla del material que sirve de apoyo al cimiento, se puede determinar del análisis teórico, considerando las propiedades físicas reales de ese material, o en algunos casos, de una apropiada interpretación de ensayos de carga adecuados. Para encontrar la capacidad de carga a la falla, pueden emplearse las propiedades promedio del material de apoyo para depósitos uniformes, para cada zona de variación regular. Para depósitos de variación errática, un criterio puede ser el emplear en el análisis el valor de la resistencia más bajo obtenido.

Otro hecho importante es la selección del factor de seguridad, selección que depende de que tan bien son conocidas las propiedades del suelo, del tipo de carga y del peligro impuesto por una falla completa de la cimentación. Para la mayoría de las estructuras donde no hay posibilidad de tolerar la falla del material de apoyo y cuando se conocen razonablemente bien las propiedades mecánicas de ese material, así como las cargas en cuanto a magnitud y distribución, un factor de seguridad del orden de 2.5 puede emplearse para la consideración de cargas totales. Si hay una componente grande de la carga viva, que es improbable que se desarrolle, un factor de seguridad de 2 puede ser empleado para la carga total. Cuando las condiciones del material de apoyo no están bien establecidas, un factor de seguridad de 3 puede emplearse, y si hay condiciones sospechosas, el valor del factor de seguridad debe elevarse a 4.

En términos generales se pueden distinguir tres tipos de fallas:

- A).- Falla por corte general.
- B).- Falla por corte local.
- C).- Falla por punzonamiento.

La falla por corte general se caracteriza por la aparición de una superficie de deslizamiento continua, desde un borde de la cimentación hasta la superficie del terreno, como puede observarse en la figura.



FALLA GENERAL.

En términos generales la falla es súbita y catastrófica, la cimentación se inclina y existe una tendencia al bufamiento en el suelo adyacente a los lados de la cimentación, aunque el colapso final del suelo se produce de un solo lado.

- impliquen modificación alguna al propio inmueble.
- IV. La reconstrucción, reparación y mantenimiento de bienes muebles, maquila, seguros; transportación de bienes muebles, contratación de servicios de limpieza y vigilancia, así como los estudios técnicos que se vinculen con la adquisición o uso de bienes muebles.
- V. Los contratos de arrendamiento financiero de bienes muebles, y
- VI. En general, los servicios de cualquier naturaleza cuya prestación genere una obligación de pago para las dependencias y entidades, que no se encuentren regulados en forma específica por otras disposiciones legales

En todos los casos en que esta Ley haga referencia a las adquisiciones, arrendamientos y servicios, se entenderá que se trata, respectivamente, de adquisiciones de bienes muebles, arrendamientos de bienes muebles y de prestación de servicios de cualquier naturaleza, salvo, en este último caso, de los servicios relacionados con la obra pública

* ARTICULO 4.- Para los efectos de esta Ley se considera obra pública

- I. La construcción, instalación, conservación, mantenimiento, reparación y demolición de bienes inmuebles.
- II. Los servicios relacionados con la misma, incluidos los trabajos que tengan por objeto concebir, diseñar, proyectar y calcular los elementos que integran un proyecto de obra pública, así como los relativos a las investigaciones, asesorías y consultorías especializadas, la dirección o supervisión de la ejecución de las obras, los estudios que tengan por objeto rehabilitar, corregir o incrementar la eficiencia de las instalaciones cuando el costo de éstas sea superior al de los bienes muebles que deban adquirirse, y, los trabajos de exploración, localización y perforación que tengan por objeto la explotación y desarrollo de los recursos petroleros que se encuentren en el subsuelo.

- III. Los proyectos integrales, que comprenderán desde el diseño de la obra hasta su terminación total;
- IV. Los trabajos de exploración, localización y perforación distintos a los de extracción de petróleo y gas; mejoramiento del suelo, subsuelo; desmontes, extracción, y, aquellos similares, que tengan por objeto la explotación y desarrollo de los recursos naturales que se encuentren en el suelo o en el subsuelo;
- V. Instalación de islas artificiales y plataformas utilizadas directa o indirectamente en la explotación de recursos.
- VI. Los trabajos de infraestructura agropecuaria, y
- VII. Todos aquellos de naturaleza análoga

ARTICULO 5.- La aplicación de esta Ley será sin perjuicio de lo dispuesto en los Tratados.

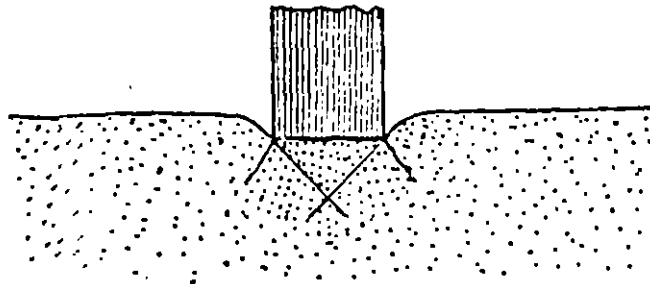
* ARTICULO 6.- Solamente estarán sujetas a las disposiciones de esta Ley las adquisiciones, arrendamientos y servicios, así como la obra pública, que contraten las entidades federativas, cuando se realicen con cargo total o parcial a fondos federales, conforme a los convenios que celebren con el Ejecutivo Federal, con la participación que en su caso, corresponda a los municipios interesados

* ARTICULO 7.- El gasto de las adquisiciones, arrendamientos y servicios, así como de obra pública, se sujetará, en su caso, a las disposiciones específicas de los presupuestos anuales de egresos de la Federación y del gobierno del Distrito Federal, así como a lo previsto en la Ley de Presupuesto, Contabilidad y Gasto Público Federal y demás disposiciones aplicables

* ARTICULO 8.- La Secretaría, la Contraloría y la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, en el ámbito de sus respectivas competencias, estarán facultadas para interpretar esta Ley a efectos administrativos

La Secretaría y la Contraloría dictarán las disposiciones administrativas que sean estrictamente necesarias para el adecuado cumplimiento de esta Ley, tomando en cuenta la opinión de la otra secretaria, así como, cuando corresponda, de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial. Tales disposiciones se publicarán en el Diario Oficial de la Federación

fácilmente observable, la penetración subsecuente de la zapata, — se debe a la rotura por corte alrededor de la cimentación. El terreno fuera del área de carga casi ni se entera de la presencia — del cemento. Con excepción de pequeños y bruscos movimientos ver ticales de la cimentación, no se observa en esta inclinación.



FALLA POR PUNZONAMIENTO.

Una cuestión que surge de inmediato, es el determinar los factores de los que depende el que se presente en la práctica un cierto tipo de falla. Si se analizan todos ellos, se llega a la conclusión de que el más importante, en el sentido de que su influencia es fundamental, es la compresibilidad relativa del — suelo donde se efectúa el apoyo. En términos generales, si por — ejemplo, se tiene un suelo incompresible, la falla será de tipo — general, si por el contrario el suelo es muy compresible, (con res pecto a su resistencia) la falla que se presentará será por punzo- namiento. Un hecho que en primera instancia no se siente muy lóg ico, pero que las experiencias al respecto así lo han determinado, — es el de que la clase de suelo no es un factor que influya en el —

- II. Los objetivos, metas y previsiones de recursos establecidos en los presupuestos de egresos de la Federación y del gobierno del Distrito Federal, o de las entidades respectivas

A.A. 14 ARTÍCULO 18.- Las dependencias y entidades formularán sus programas anuales de adquisiciones, arrendamientos y servicios, y sus respectivos presupuestos, considerando

- I. Las acciones previas, durante y posteriores a la realización de dichas operaciones, los objetivos y metas a corto y mediano plazo.
- II. La calendarización física y financiera de los recursos necesarios;
- III. Las unidades responsables de su instrumentación,
- IV. Sus programas sustantivos, de apoyo administrativo y de inversiones, así como, en su caso, aquéllos relativos a la adquisición de bienes para su posterior comercialización incluyendo los que habrán de sujetarse a procesos productivos;
- V. La existencia en cantidad suficiente de los bienes, en su caso, las normas aplicables conforme a la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, las que servirán de referencia para exigir la misma especificación técnica a los bienes de procedencia extranjera; los plazos estimados de suministro, y los avances tecnológicos incorporados en los bienes,
- VI. En su caso, los planos, proyectos, especificaciones y programas de ejecución;
- VII. Los requerimientos de conservación y mantenimiento preventivo y correctivo de los bienes muebles a su cargo, y
- VIII. Las demás previsiones que deban tomarse en cuenta según la naturaleza y características de las adquisiciones, arrendamientos o servicios.

A.A. 15
A.A. 16 ARTÍCULO 19.- Las dependencias y entidades elaborarán los programas de obra pública y sus respectivos presupuestos considerando

- I. Los estudios de preinversión que se requieran para definir la factibilidad técnica, económica y ecológica en la realización de la obra.

- II. Los objetivos y metas a corto, mediano y largo plazo,

- III. Las acciones previas, durante y posteriores a su ejecución, incluyendo las obras principales, las de infraestructura, las complementarias y accesorias, así como las acciones para poner aquéllas en servicio;

- IV. Las características ambientales, climáticas y geográficas de la región donde deba realizarse la obra,

- V. Los resultados previsibles,

- VI. La calendarización física y financiera de los recursos necesarios para su ejecución, así como los gastos de operación,

- VII. Las unidades responsables de su ejecución, así como las fechas previstas de iniciación y terminación de cada obra;

Art. 16

- VIII. Las investigaciones, asesorías, consultorías y estudios que se requieran, incluyendo los proyectos arquitectónicos y de ingeniería necesarios;

Art. 17

- IX. La regularización y adquisición de la tenencia de la tierra, así como la obtención de los permisos de construcción necesarios;

Art. 17

III

- X. La ejecución, que deberá incluir el costo estimado de la obra que se realice por contrato y, en caso de realizarse por administración directa, los costos de los recursos necesarios, las condiciones de suministro de materiales, de maquinaria, de equipos o de cualquier otro accesorio relacionado con la obra, los cargos para pruebas y funcionamiento, así como los indirectos de la obra,

17-IV

- XI. Los trabajos de conservación y mantenimiento preventivo y correctivo de los bienes inmuebles a su cargo, y

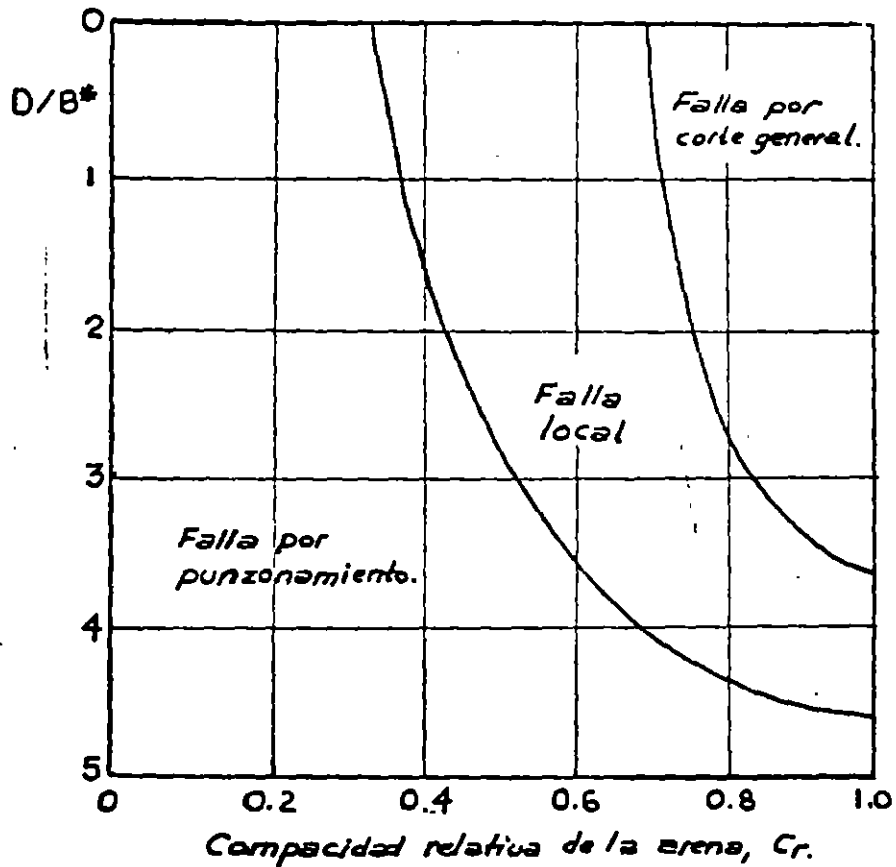
17-VII

- XII. Las demás previsiones que deban tomarse en cuenta según la naturaleza y características de la obra

17-VIII

ARTÍCULO 20.- Las dependencias y entidades estarán obligadas a prever los efectos sobre el medio ambiente que pueda causar la ejecución de la obra pública, con sustento en los estudios de impacto ambiental previstos por la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección del Ambiente. Los proyectos deberán incluir las obras necesarias para que se preserven o restauren las condiciones

Art. 15



$B^* = B$ para zapatas cuadradas o circulares.

$B = 2BL/(B+L)$ para zapatas rectangulares.

(Ref. Vesic, A. Capacidad de carga de cimientos profundos en arena).

Resulta entonces evidente que la capacidad de carga del material de cimentación, dependerá del tipo de falla que se presente y que la "falla" sólo se define con claridad en el caso de falla por corte general, puesto que, en los otros tipos de falla se lleva implícita la variable deformación, por ello, han surgido algunos criterios para determinar la carga límite de falla, - por ejemplo, aquel que la define como el punto en que la pendiente de la curva esfuerzo-asentamiento se vuelve horizontal.

servicios que contraten. Dichas Comisiones tendrán por objeto:

- I. Propiciar y fortalecer la comunicación de las propias dependencias y entidades con la industria, a fin de lograr una mejor planeación de las adquisiciones, arrendamientos y servicios.
- II. Promover y acordar la simplificación interna de trámites administrativos que realicen las dependencias o entidades relacionados con las adquisiciones, arrendamientos y servicios.
- III. Difundir y fomentar la utilización de los diversos estímulos del Gobierno Federal y de los programas de financiamiento para apoyar la fabricación de bienes, y
- IV. Elaborar y aprobar el manual de integración y funcionamiento de la Comisión, conforme a las bases que expida la Secretaría

ARTICULO 26.- La Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, mediante disposiciones de carácter general, oyendo la opinión de la Secretaría, determinará, en su caso, los bienes y servicios de uso generalizado que, en forma consolidada, podrán adquirir, arrendar o contratar las dependencias y entidades, ya sea de manera conjunta o separada, con objeto de obtener las mejores condiciones en cuanto a precio y oportunidad, y apoyar en condiciones de competencia a las áreas prioritarias del desarrollo

Art. 18 **ARTICULO 27.-** En la obra pública cuya ejecución rebase un ejercicio presupuestal, deberá determinarse tanto el presupuesto total como el relativo a los ejercicios de que se trate, en la formulación de los presupuestos de los ejercicios subsecuentes se atenderá a los costos que, en su momento, se encuentren vigentes. Igual obligación será aplicable, en lo conducente, tratándose de adquisiciones, arrendamientos y servicios

Para los efectos de este artículo, las dependencias y entidades observarán lo dispuesto en el artículo 30 de la Ley de Presupuesto, Contabilidad y Gasto Público Federal

TITULO TERCERO

De los Procedimientos y los Contratos

Capítulo I

Generalidades

Art. 26 **ARTICULO 28.-** Las dependencias y entidades, bajo su responsabilidad, podrán contratar adquisiciones, arrendamientos y servicios, así

como obra pública, mediante los procedimientos que a continuación se señalan:

- A. Por licitación pública, y
- B. Por invitación restringida, la que comprenderá
 - I. La invitación a cuando menos tres proveedores o contratistas, según sea el caso, y
 - II. La adjudicación directa.

ARTICULO 29.- Las dependencias y entidades podrán convocar, adjudicar o llevar a cabo adquisiciones, arrendamientos y servicios, así como obra pública, solamente cuando se cuente con saldo disponible, dentro de su presupuesto aprobado, en la partida correspondiente.

En casos excepcionales y previa autorización de la Secretaría, las dependencias y entidades podrán convocar sin contar con saldo disponible en su presupuesto

Tratándose de obra pública, además se requerirá contar con los estudios y proyectos, las normas y especificaciones de construcción, el programa de ejecución y, en su caso, el programa de suministro

Los servidores públicos que autoricen actos en contravención a lo dispuesto en este artículo, se harán acreedores a las sanciones que resulten aplicables

ARTICULO 30.- Las adquisiciones, arrendamientos y servicios, así como la obra pública, por regla general, se adjudicarán a través de licitaciones públicas, mediante convocatoria pública, para que libremente se presenten proposiciones solventes en sobre cerrado, que serán abiertos públicamente, a fin de asegurar al Estado las mejores condiciones disponibles en cuanto a precio, calidad, financiamiento, oportunidad y demás circunstancias pertinentes, de acuerdo a lo que establece la presente Ley

ARTICULO 31.- Las licitaciones públicas podrán ser

- A. Tratándose de adquisiciones, arrendamientos y servicios
 - I. Nacionales, cuando únicamente puedan participar personas de nacionalidad mexicana y los bienes a adquirir cuenten por lo menos con un cincuenta por ciento de contenido nacional. La Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, mediante reglas de carácter

Y de comportamiento rígido plástico. Se considera además, que el ancho B de la cimentación, es bastante mayor a su longitud L (problema bidimensional), que se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante del material de apoyo, arriba del nivel de desplante y se considera que no existe fricción entre el material de apoyo y la cimentación.

En términos generales, estas hipótesis no son inadecuadas para el caso de que la profundidad de apoyo sea menor o igual al ancho del cimiento (cimentación superficial) también para el caso de que la longitud L del cimiento sea mayor a cinco veces su ancho B. Reissner y Prandtl resolvieron el problema empleando la teoría de la plasticidad. En su planteamiento, se considera que el material de apoyo sujeto a falla, consiste de tres zonas. La primera sujeta a un estado de empuje activo de Rankine, la segunda que sufre un estado de corte radial y finalmente las zonas terceras que reciben un empuje pasivo de Rankine. En la figura se observa que las superficies de falla en las zonas primera y tercera, son planas mientras que en las zonas segundas, constituyen dos familias: una de curvas y otra de superficies planas. Las trazas de los fragmentos curvos de las superficies de falla, resultan ser espirales logarítmicas de ecuación:

$$r = r_0 e^{\theta \tan \varphi}$$

En la figura se puede ver el significado de las literales que aparecen en la fórmula.

- III. La experiencia o capacidad técnica y financiera que se requiera para participar en la licitación, de acuerdo con las características de la obra, y demás requisitos generales que deberán cumplir los interesados.
- IV. La información sobre los porcentajes a otorgar por concepto de anticipos, y
- V. Los criterios generales conforme a los cuales se adjudicará el contrato

ARTICULO 33.- Las bases que emitan las dependencias y entidades para las licitaciones públicas se pondrán a disposición de los interesados a partir de la fecha de publicación de la convocatoria y hasta siete días naturales previos al acto de presentación y apertura de proposiciones, y contendrán, como mínimo, lo siguiente

- I. Nombre, denominación o razón social de la dependencia o entidad convocante.
- II. Poderes que deberán acreditarse, fecha, hora y lugar de la junta de aclaraciones a las bases de la licitación, siendo optativa la asistencia a las reuniones que, en su caso, se realicen, fecha, hora y lugar para la presentación y apertura de las proposiciones, garantías, comunicación del fallo y firma del contrato.
- III. Señalamiento de que será causa de descalificación, el incumplimiento de alguno de los requisitos establecidos en las bases de la licitación.
- IV. El idioma o idiomas en que podrán presentarse las proposiciones.
- V. La indicación de que ninguna de las condiciones contenidas en las bases de la licitación, así como en las proposiciones presentadas por los proveedores o contratistas, podrán ser negociadas, y
- VI. Criterios claros y detallados para la adjudicación de los contratos y la indicación de que en la evaluación de las proposiciones en ningún caso podrán utilizarse mecanismos de puntos o porcentajes
 - A. Tratándose de adquisiciones, arrendamientos y servicios, además contendrán
 - I. Descripción completa de los bienes o servicios, información específica sobre el mantenimiento, asistencia técnica y

capacitación, relación de refacciones que deberán cotizarse cuando sean parte integrante del contrato; especificaciones y normas que, en su caso, sean aplicables, dibujos; cantidades, muestras, pruebas que se realizarán y, de ser posible, método para ejecutarlas, periodo de garantía y, en su caso, otras opciones adicionales de cotización.

- II. Plazo, lugar y condiciones de entrega;
- III. Requisitos que deberán cumplir quienes deseen participar.
- IV. Condiciones de precio y pago.
- V. La indicación de si se otorgará anticipo, en cuyo caso deberá señalarse el porcentaje respectivo, el que no podrá exceder del cincuenta por ciento del monto total del contrato.
- VI. La indicación de si la totalidad de los bienes o servicios objeto de la licitación, o bien, de cada partida o concepto de los mismos, serán adjudicados a un solo proveedor, o si la adjudicación se hará mediante el procedimiento de abastecimiento simultáneo a que se refiere el artículo 49, en cuyo caso deberá precisarse el número de fuentes de abastecimiento requeridas, los porcentajes que se asignarán a cada una, y el porcentaje diferencial en precio que se considerará.
- VII. En el caso de los contratos abiertos, la información que corresponda del artículo 48.
- VIII. Señalamiento de que será causa de descalificación la comprobación de que algún proveedor ha acordado con otro u otros elevar los precios de los bienes y servicios.
- IX. Penas convencionales por atraso en las entregas.
- X. Instrucciones para elaborar y entregar las proposiciones y garantías, y
- XI. La indicación de que en los casos de licitación internacional en que la convocante determine que los pagos se harán en moneda extranjera, los proveedores nacionales, exclusivamente para fines de comparación, podrán presentar la parte del contenido

TABLA 2. FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5.14	1.00	0.00	0.20	0.00
1	5.35	1.09	0.07	0.20	0.02
2	5.63	1.20	0.15	0.21	0.03
3	5.90	1.31	0.24	0.22	0.05
4	6.19	1.43	0.34	0.23	0.07
5	6.49	1.57	0.45	0.24	0.09
6	6.81	1.72	0.57	0.25	0.11
7	7.16	1.88	0.71	0.26	0.12
8	7.53	2.06	0.86	0.27	0.14
9	7.92	2.25	1.03	0.28	0.16
10	8.35	2.47	1.22	0.30	0.18
11	8.80	2.71	1.44	0.31	0.19
12	9.28	2.97	1.69	0.32	0.21
13	9.81	3.26	1.97	0.33	0.23
14	10.37	3.59	2.29	0.35	0.25
15	10.98	3.94	2.65	0.36	0.27
16	11.63	4.34	3.06	0.37	0.29
17	12.34	4.77	3.53	0.39	0.31
18	13.10	5.26	4.07	0.40	0.32
19	13.93	5.80	4.68	0.42	0.34
20	14.83	6.40	5.39	0.43	0.36
21	15.82	7.07	6.20	0.45	0.38
22	16.88	7.82	7.13	0.46	0.40
23	18.05	8.66	8.20	0.48	0.42
24	19.32	9.60	9.44	0.50	0.45
25	20.72	10.66	10.88	0.51	0.47
26	22.25	11.85	12.54	0.53	0.49
27	23.94	13.20	14.47	0.55	0.51
28	25.80	14.72	16.72	0.57	0.53
29	27.86	16.44	19.34	0.59	0.55
30	30.14	18.40	22.40	0.61	0.58
31	32.67	20.63	25.99	0.63	0.60
32	35.49	23.18	30.22	0.65	0.62
33	38.64	26.09	35.19	0.68	0.65
34	42.16	29.44	41.06	0.70	0.67
35	46.12	33.30	48.03	0.72	0.70
36	50.59	37.75	56.31	0.75	0.73
37	55.63	42.92	66.19	0.77	0.75
38	61.35	48.93	78.03	0.80	0.78
39	67.87	55.96	92.25	0.82	0.81
40	75.31	64.20	109.41	0.85	0.84
41	83.86	73.90	130.22	0.88	0.87
42	93.71	85.38	155.55	0.91	0.90
43	105.11	99.02	186.54	0.94	0.93
44	118.37	115.31	224.64	0.97	0.97
45	133.88	134.88	271.76	1.01	1.00
46	152.10	158.51	330.35	1.04	1.04
47	173.64	187.21	403.67	1.08	1.07
48	199.26	222.31	496.01	1.12	1.11
49	229.93	265.51	613.16	1.15	1.15
50	266.89	319.07	762.89	1.20	1.19

reducción del plazo será autorizada por el comité de adquisiciones, arrendamientos y servicios

En licitaciones nacionales de adquisiciones, arrendamientos y servicios, el plazo para la presentación y apertura de proposiciones será, cuando menos, de quince días naturales contados a partir de la fecha de publicación de la convocatoria

ARTICULO 35.- Las dependencias y entidades, siempre que ello no tenga por objeto limitar el número de participantes, podrán modificar los plazos u otros aspectos establecidos en la convocatoria o en las bases de la licitación, cuando menos con siete días naturales de anticipación a la fecha señalada para la presentación y apertura de proposiciones, siempre que

- I. Tratándose de la convocatoria, las modificaciones se hayan del conocimiento de los interesados a través de los mismos medios utilizados para su publicación, y
- II. En el caso de las bases de la licitación, se publique un aviso a través de la sección especializada del Diario Oficial de la Federación a que se refiere el artículo 32, a fin de que los interesados concurren, en su caso, ante la propia dependencia o entidad para conocer, de manera específica, la o las modificaciones respectivas.

No será necesario hacer la publicación del aviso a que se refiere esta fracción, cuando las modificaciones deriven de las juntas de aclaraciones, siempre que, a más tardar en el plazo señalado en este artículo, se entregue copia del acta respectiva a cada uno de los participantes que hayan adquirido las bases de la correspondiente licitación.

Las modificaciones de que trata este artículo no podrán consistir en la sustitución o variación sustancial de los bienes, obras o servicios convocados originalmente, o bien, en la adición de otros distintos

ARTICULO 36.- En las licitaciones públicas, la entrega de proposiciones se hará por escrito, mediante dos sobres cerrados que contendrán, por separado, la propuesta técnica y la propuesta económica, incluyendo en esta última la garantía de seriedad de las ofertas

ARTICULO 37.- Las dependencias y entidades, a través de la sección especializada del Diario Oficial de la Federación a que se refiere el artículo

32, harán del conocimiento general la identidad del participante ganador de cada licitación pública. Esta publicación contendrá los requisitos que determine la Secretaría

ARTICULO 38.- Quienes participen en las licitaciones o celebren los contratos a que se refiere esta Ley, deberán garantizar

- I. La seriedad de las proposiciones en los procedimientos de licitación pública.
La convocante conservará en custodia las garantías de que se trate hasta la fecha del fallo, en que serán devueltas a los licitantes salvo la de aquél a quien se hubiere adjudicado el contrato, la que se retendrá hasta el momento en que el proveedor o contratista constituya la garantía de cumplimiento del contrato correspondiente.
- II. Los anticipos que, en su caso, reciban. Esta garantía deberá constituirse por la totalidad del monto del anticipo, y
- III. El cumplimiento de los contratos

Para los efectos de las fracciones I y III, los titulares de las dependencias y los órganos de gobierno de las entidades, fijarán las bases, forma y porcentajes a los que deberán sujetarse las garantías que deban constituirse a su favor.

Cuando las dependencias y entidades celebren contratos en los casos señalados en los artículos 81, fracción V del inciso A y III del inciso B, y 82, bajo su responsabilidad, podrán exceptuar al proveedor o contratista, según corresponda, de presentar la garantía de cumplimiento del contrato respectivo

Tratándose de obra pública, las garantías previstas en las fracciones II y III de este artículo, deberán presentarse dentro de los quince días naturales siguientes a la fecha en que el contratista reciba copia del fallo de adjudicación, y el o los anticipos correspondientes se entregarán, a más tardar, dentro de los quince días naturales siguientes a la presentación de la garantía

ARTICULO 39.- Las garantías que deban otorgarse conforme a esta Ley, se constituirán en favor de

- I. La Tesorería de la Federación, por actos o contratos que se celebren con las dependencias a que se refieren las fracciones I y II del artículo 1, y con la Procuraduría General de la República;

El hecho de aceptar superposición de causas y efectos presupone que la forma de la superficie de falla va a ser la misma en el caso de un material de apoyo de comportamiento friccionante y en el de uno de comportamiento cohesivo y aún en el de material de comportamiento cohesivo-friccionante. Esta hipótesis -- que desde luego no es correcta, conduce a errores que dejan un margen de seguridad que no pasa de 17 a 20% para ψ comprendido entre 30° y 40° y que es igual a cero para $\psi = 0$.

La observación de los valores de los coeficientes de capacidad de carga, permite hacer algunas conclusiones interesantes.

Así se tiene:

ψ	N_c	N_q	N_γ	N_q/N_c	N_c/N_γ	N_q/N_γ
0°	5.14	1.0	0	0.20	∞	∞
15°	10.98	3.94	2.65	0.36	4.14	1.48
30°	30.14	18.4	22.4	0.61	1.34	0.82
45°	133.88	134.88	271.76	1.01	0.40	0.49

Primera.- En suelos de comportamiento cohesivo no se incrementa notablemente la capacidad de carga si se profundiza el cimiento, en cambio esto sí se logra si se incrementa aunque sea poco, la resistencia del material de apoyo.

Segunda.- En suelos de comportamiento cohesivo, la capacidad de carga en unidades de esfuerzo, no depende del ancho B del cimiento.

coordinación, supervisión y control de obra e instalaciones, laboratorio de análisis y control de calidad, laboratorio de mecánica de suelos y de resistencia de materiales y radiografías industriales, preparación de especificaciones de construcción, presupuesto o la elaboración de cualquier otro documento para la licitación de la adjudicación del contrato de la misma obra;

- XI. Las que por sí o a través de empresas que formen parte del mismo grupo empresarial, elaboren dictámenes, peritajes y avalúos, cuando se requiera dirimir controversias entre tales personas y la dependencia o entidad, y
- XII. Las demás que por cualquier causa se encuentren impedidas para ello por disposición de ley.

ARTICULO 42.- El Presidente de la República podrá autorizar la contratación directa de adquisiciones, arrendamientos y servicios, así como de obra pública, incluido el gasto correspondiente, y establecerá los medios de control que estime pertinentes, cuando se realicen con fines exclusivamente militares o para la Armada, o sean necesarias para salvaguardar la integridad, la independencia y la soberanía de la Nación y garantizar su seguridad interior.

ARTICULO 43.- En los procedimientos para la contratación de adquisiciones, arrendamientos y servicios, así como de obra pública, las dependencias y entidades optarán, en igualdad de condiciones, por el empleo de los recursos humanos del país y por la utilización de los bienes o servicios de procedencia nacional y los propios de la región, sin perjuicio de lo dispuesto en los Tratados.

ARTICULO 44.- Las dependencias o entidades no podrán financiar a proveedores la adquisición o arrendamiento de bienes o la prestación de servicios, cuando éstos vayan a ser objeto de contratación por parte de las propias dependencias o entidades, salvo que, de manera excepcional y por tratarse de proyectos de infraestructura, se obtenga la autorización previa y específica de la Secretaría y de la Contraloría. No se considerará como operación de financiamiento, el otorgamiento de anticipos, los cuales en todo caso, deberán garantizarse en los términos del artículo 38.

Capítulo II

De los Procedimientos y Contratos de Adquisiciones,

Arrendamientos y Servicios

ARTICULO 45.- El acto de presentación y apertura de proposiciones, en el que podrán participar los licitantes que hayan cubierto el costo de las bases de la licitación, se llevará a cabo en dos etapas, conforme a lo siguiente:

- I. En la primera etapa, los licitantes entregarán sus proposiciones en sobres cerrados en forma inviolable; se procederá a la apertura de la propuesta técnica exclusivamente y se desecharán las que hubieren omitido alguno de los requisitos exigidos, las que serán devueltas por la dependencia o entidad, transcurridos quince días naturales contados a partir de la fecha en que se dé a conocer el fallo de la licitación;
- II. Los participantes rubricarán todas las propuestas técnicas presentadas. En caso de que la apertura de las proposiciones económicas no se realice en la misma fecha, los sobres que las contengan serán firmados por los licitantes y los servidores públicos de la dependencia o entidad presentes, y quedarán en custodia de ésta, quien informará la fecha, lugar y hora en que se llevará a cabo la segunda etapa. En su caso, durante este periodo, la dependencia o entidad hará el análisis detallado de las propuestas técnicas aceptadas;
- III. En la segunda etapa, se procederá a la apertura de las propuestas económicas de los licitantes cuyas propuestas técnicas no hubieren sido desechadas en la primera etapa o en el análisis detallado de las mismas, y se dará lectura en voz alta al importe de las propuestas que contengan los documentos y cubran los requisitos exigidos.
- IV. En caso de que el fallo de la licitación no se realice en la misma fecha, dos proveedores, por lo menos, y los servidores públicos de la convocante presentes, firmarán las proposiciones económicas aceptadas. La dependencia

d).- Cimientos adyacentes.

e).- Nivel de aguas freáticas.

f).- Velocidad de aplicación de la carga.

DIMENSIONES DEL CIMIENTO.

Como se comentó, la determinación teórica de la capacidad de carga, se ha hecho sobre la base de análisis bidimensional, lo que exige que el cimiento sea bastante más largo que ancho y que el material de apoyo sea homogéneo en cuanto a resistencia. En relación al primer hecho, se ha encontrado que debe cumplirse el que la relación L/B sea mayor de 5. Investigaciones tanto teóricas como de pruebas de campo, indican que los coeficientes de capacidad de carga, pueden modificarse en función de otros coeficientes llamados de forma, tal como se indica en la siguiente expresión;

$$q_f = c N_c \gamma_c + \gamma D_f N_q \gamma_q + \frac{B}{2} \gamma N_\gamma \gamma_\gamma$$

Algunos resultados experimentales han determinado — valores para los coeficientes de forma que pueden obtenerse si se manejan las fórmulas que se anotan en seguida.

Forma de la base.	γ_c	γ_q	γ_γ
Rectangular.	$1 + (B/L) (N_q/N_c)$	$1 + (B/L) \tan \phi$	$1 - 0.4 e/L$
Circular o cuadrada.	$1 + (N_q/N_c)$	$1 + \tan \phi$	0.60

recursos presupuestales de años posteriores, en términos de la Ley de Presupuesto, Contabilidad y Gasto Público Federal y su Reglamento,

- V. Como máximo, cada treinta días naturales se hará el pago de los bienes entregados o de los servicios prestados en tal periodo, y
- VI. En ningún caso, su vigencia excederá de tres ejercicios fiscales.

ARTICULO 49.- Las dependencias y entidades, previa justificación de la conveniencia de distribuir la adjudicación de los requerimientos de un mismo bien a dos o más proveedores, podrán hacerlo siempre que así se haya establecido en las bases de la licitación

En este caso, el porcentaje diferencial en precio que se considerará para determinar los proveedores susceptibles de adjudicación, no podrá ser superior al cinco por ciento respecto de la proposición solvente más baja.

ARTICULO 50.- Los contratos que deban formalizarse como resultado de su adjudicación, deberán suscribirse en un término no mayor de veinte días naturales contados a partir de la fecha en que se hubiere notificado al proveedor el fallo correspondiente

El proveedor a quien se hubiere adjudicado el contrato como resultado de una licitación, perderá en favor de la convocante la garantía que hubiere otorgado si, por causas imputables a él, la operación no se formaliza dentro del plazo a que se refiere este artículo, pudiendo la dependencia o entidad adjudicar el contrato al participante que haya presentado la segunda proposición solvente más baja, de conformidad con lo asentado en el dictamen a que se refiere el artículo 46, y así sucesivamente en caso de que este último no acepte la adjudicación, siempre que la diferencia en precio con respecto a la postura que inicialmente hubiere resultado ganadora, en todo caso, no sea superior al diez por ciento

El proveedor a quien se hubiere adjudicado el contrato no estará obligado a suministrar los bienes o prestar el servicio, si la dependencia o entidad, por causas no imputables al mismo proveedor, no firmare el contrato dentro del plazo establecido en este artículo, en cuyo caso se le reembolsarán los gastos no recuperables en que hubiere incurrido, siempre que éstos sean razonables, estén

debidamente comprobados y se relacionen directamente con la licitación de que se trate.

El atraso de la dependencia o entidad en la formalización de los contratos respectivos, prorrogará en igual plazo la fecha de cumplimiento de las obligaciones asumidas por ambas partes.

Los derechos y obligaciones que se deriven de los contratos de adquisiciones, arrendamientos o servicios no podrán cederse en forma parcial ni total en favor de cualesquiera otra persona física o moral, con excepción de los derechos de cobro, en cuyo caso se deberá contar con la conformidad previa de la dependencia o entidad de que se trate.

ARTICULO 51.- En las adquisiciones, arrendamientos y servicios, deberá pactarse preferentemente la condición de precio fijo.

En casos justificados se podrán pactar en el contrato decrementos o incrementos a los precios, de acuerdo con la fórmula que determine previamente la convocante en las bases de la licitación. En ningún caso procederán ajustes que no hubieren sido considerados en las propias bases de la licitación

Tratándose de bienes o servicios sujetos a precios oficiales, se reconocerán los incrementos autorizados

ARTICULO 52.- Las dependencias y entidades deberán pagar al proveedor el precio estipulado en el contrato, a más tardar dentro de los veinte días naturales siguientes contados a partir de la fecha en que se haga exigible la obligación a cargo de la propia dependencia o entidad.

En caso de incumplimiento en los pagos a que se refiere el párrafo anterior y sin perjuicio de la responsabilidad del servidor público que corresponda de la dependencia o entidad, ésta deberá pagar gastos financieros conforme a una tasa que será igual a la establecida por la Ley de Ingresos de la Federación en los casos de prórroga para el pago de créditos fiscales. Dichos gastos se calcularán sobre las cantidades no pagadas y se computarán por días calendario desde que se venció el plazo pactado, hasta la fecha en que se pongan efectivamente las cantidades a disposición del proveedor

ARTICULO 53.- Dentro de su presupuesto aprobado y disponible, las dependencias y entidades, bajo su responsabilidad y por razones fundadas, podrán acordar el incremento en la cantidad de bienes solicitados mediante modificaciones a sus contratos vigentes, dentro de

RUGOSIDAD DE LA BASE DE LA CIMENTACION.

Evidentemente entre cimiento y material de apoyo, se producen esfuerzos cortantes que pueden considerarse que incrementan la capacidad de carga. Las investigaciones que se han hecho al respecto, sugieren que la capacidad de carga de una cimentación lisa sobre la superficie de un suelo de comportamiento no cohesivo, debe ser sólo la mitad de la capacidad de una cimentación rugosa, pero otros hechos experimentales han mostrado un efecto casi nulo de la rugosidad, al menos para cargas verticales. Mientras se dilucida esta cuestión, se sugiere seguir utilizando los factores anotados que no consideran este efecto.

CIMIENOS ADYACENTES.

En general, las expresiones y teorías al respecto indican que en suelos friccionantes sueltos, bajos valores de φ — la influencia de cimentaciones adyacentes es despreciable, lo que no sucede para suelos friccionantes compactados (altos valores de φ).

Los efectos aún disminuyen más cuando la forma del cimiento tiende a tener una área de apoyo cuadrada, por ello, no se recomienda tomar en cuenta los efectos de la interferencia en los cálculos de la capacidad de carga.

NIVEL DE AGUAS FREATICAS.

La presencia del nivel de aguas freáticas en el material de apoyo, es un factor que sí requiere tomarse en cuenta en el caso de la determinación de la capacidad de carga.

Los contratos de este tipo no podrán ser modificados en monto o plazo, ni estarán sujetos a ajuste de costos.

Los contratos que contemplen proyectos integrales se celebrarán a precio alzado.

Las dependencias y entidades podrán incorporar las modalidades de contratación que tiendan a garantizar al Estado las mejores condiciones en la ejecución de la obra, siempre que con ello no se desvirtúe el tipo de contrato con que se haya licitado.

ARTICULO 58.- El acto de presentación y apertura de proposiciones, en el que podrán participar los licitantes que hayan cubierto el costo de las bases de la licitación, se llevará a cabo en dos etapas, conforme a lo siguiente:

- I. En la primera etapa, los licitantes entregarán sus proposiciones en sobres cerrados en forma inviolable; se procederá a la apertura de la propuesta técnica exclusivamente y se desecharán las que hubieren omitido alguno de los requisitos exigidos, las que serán devueltas por la dependencia o entidad, transcurridos quince días naturales contados a partir de la fecha en que se dé a conocer el fallo de la licitación;
- II. Los licitantes y los servidores públicos de la dependencia o entidad presentes rubricarán todas las propuestas técnicas presentadas, así como los correspondientes sobres cerrados que contengan las propuestas económicas de aquellos licitantes cuyas propuestas técnicas no hubieren sido desechadas, y quedarán en custodia de la propia dependencia o entidad, quien informará la fecha, lugar y hora en que se llevará a cabo la segunda etapa. Durante este periodo, la dependencia o entidad hará el análisis detallado de las propuestas técnicas aceptadas;
- III. Se levantará acta de la primera etapa, en la que se harán constar las propuestas técnicas aceptadas, así como las que hubieren sido desechadas y las causas que lo motivaron, el acta será firmada por los participantes y se les entregará copia de la misma.
- IV. En la segunda etapa, se procederá a la apertura de las propuestas económicas

de los licitantes cuyas propuestas técnicas no hubieren sido desechadas en la primera etapa o en el análisis detallado de las mismas, y se dará lectura en voz alta al importe total de las propuestas que cubran los requisitos exigidos. Los participantes rubricarán el catálogo de conceptos, en que se consignen los precios y el importe total de los trabajos objeto de la licitación;

- V. Se señalarán fecha, lugar y hora en que se dará a conocer el fallo de la licitación; esta fecha deberá quedar comprendida dentro de los cuarenta días naturales contados a partir de la fecha de inicio de la primera etapa, y podrá diferirse por una sola vez, siempre que el nuevo plazo fijado no exceda de cuarenta días naturales contados a partir del plazo establecido originalmente;
- VI. Se levantará acta de la segunda etapa en la que se hará constar las propuestas aceptadas, sus importes, así como las que hubieren sido desechadas y las causas que lo motivaron, el acta será firmada por los participantes y se les entregará copia de la misma.
- VII. En junta pública se dará a conocer el fallo de la licitación, a la que libremente podrán asistir los licitantes que hubieren participado en las etapas de presentación y apertura de proposiciones. En sustitución de esta junta, las dependencias y entidades podrán optar por comunicar el fallo de la licitación por escrito a cada uno de los licitantes, y
- VIII. En el mismo acto de fallo o adjunta a la comunicación referida en la fracción anterior, las dependencias y entidades proporcionarán por escrito a los licitantes, la información acerca de las razones por las cuales su propuesta, en su caso, no fue elegida; asimismo, se levantará el acta del fallo de la licitación, que firmarán los participantes, a quienes se entregará copia de la misma.

ARTICULO 59.- Las dependencias y entidades, para hacer la evaluación de las proposiciones, deberán verificar que las mismas incluyan la información, documentos y requisitos solicitados en

VELOCIDAD DE CARGA.

Las teorías de capacidad de carga, se han desarrollado bajo la hipótesis de que las solicitaciones son estáticas, - sin embargo, existen casos reales en que no se cumple esta condición, por lo que es conveniente hacer algunos comentarios respecto a cómo se modifica la capacidad de carga al incrementarse la velocidad de aplicación de los esfuerzos. En términos generales, la velocidad de aplicación de la carga, modifica la capacidad de carga sólo en la medida en que puede relacionarse con la disipación de la presión que aparece en el agua del suelo, generada por la misma aplicación de la carga. Bajo esa consideración, se han hecho experiencias, encontrándose los siguientes resultados:

- a).- Cuando se pasa de una carga estática a una de impacto, las cimentaciones apoyadas en arena compacta o en arcilla dura, cambian de tipo de falla, de corte general a punzonamiento.
- b).- Cuando se pasa de una carga estática a una de impacto, se produce una ligera disminución inicial en la capacidad de carga de cimentaciones en arena compacta.
- c).- Todas las cimentaciones en arcillas muy duras, muestran un aumento muy considerable en su capacidad de carga, al cambiarse la carga, de la condición estática a la de impacto.

Estas notas dan un panorama general, acerca del análisis de capacidad de carga de cimentaciones superficiales, y en ellas se ha puesto especial énfasis en las limitaciones que tienen las formas teóricas que existen al respecto, para que en su aplicación práctica, se logren los mejores resultados.

contratista a la dependencia o entidad por periodos mensuales, acompañadas de la documentación que acredite la procedencia de su pago

Las estimaciones por trabajos ejecutados deberán pagarse por parte de la dependencia o entidad, bajo su responsabilidad, dentro de un plazo no mayor a treinta días naturales, contados a partir de la fecha en que las hubiere recibido el residente de supervisión de la obra de que se trate

Las diferencias técnicas o numéricas pendientes de pago se resolverán y, en su caso, incorporarán en la siguiente estimación.

ARTICULO 67.- Cuando ocurran circunstancias de orden económico no previstas en el contrato, que determinen un aumento o reducción de los costos de los trabajos aún no ejecutados conforme al programa pactado, dichos costos podrán ser revisados, atendiendo a lo acordado por las partes en el respectivo contrato. El aumento o reducción correspondiente deberá constar por escrito.

No dará lugar a ajuste de costos, las cuotas compensatorias a que, conforme a la ley de la materia, pudiere estar sujeta la importación de bienes contemplados en la realización de una obra

ARTICULO 68.- El procedimiento de ajuste de costos deberá pactarse en el contrato y se sujetará a lo siguiente

- I. Los ajustes se calcularán a partir de la fecha en que se haya producido el incremento o decremento en el costo de los insumos respecto de la obra faltante de ejecutar, conforme al programa de ejecución pactado en el contrato o, en caso de existir atraso no imputable al contratista, con respecto al programa vigente; Cuando el atraso sea por causa imputable al contratista, procederá el ajuste de costos exclusivamente para la obra que debiera estar pendiente de ejecutar conforme al programa originalmente pactado;
- II. Los incrementos o decrementos de los costos de los insumos, serán calculados con base en los relativos o el índice que determine la Secretaría. Cuando los relativos que requiera el contratista o la contratante no se encuentren dentro de los publicados por la Secretaría, las dependencias y entidades procederán a calcularlos conforme a los precios que

investiguen, utilizando los lineamientos y metodología que expida la Secretaría;

- III. Los precios del contrato permanecerán fijos hasta la terminación de los trabajos contratados. El ajuste se aplicará a los costos directos, conservando constantes los porcentajes de indirectos y utilidad originales durante el ejercicio del contrato, el costo por financiamiento estará sujeto a las variaciones de la tasa de interés propuesta, y

- IV. A los demás lineamientos que para tal efecto emita la Secretaría

El ajuste de costos que corresponda a los trabajos ejecutados conforme a las estimaciones correspondientes, deberá cubrirse por parte de la dependencia o entidad, a solicitud del contratista, a más tardar dentro de los treinta días naturales siguientes a la fecha en que la dependencia o entidad resuelva por escrito el aumento o reducción respectivo.

ARTICULO 69.- En caso de incumplimiento en los pagos de estimaciones y de ajustes de costos, la dependencia o entidad, a solicitud del contratista, deberá pagar gastos financieros conforme a una tasa que será igual a la establecida por la Ley de Ingresos de la Federación en los casos de prórroga para el pago de créditos fiscales. Dichos gastos se calcularán sobre las cantidades no pagadas y se computarán por días calendario desde que se venció el plazo, hasta la fecha en que se pongan efectivamente las cantidades a disposición del contratista.

Tratándose de pagos en exceso que haya recibido el contratista, éste deberá reintegrar las cantidades pagadas en exceso, más los intereses correspondientes, conforme a una tasa que será igual a la establecida por la Ley de Ingresos de la Federación en los casos de prórroga para el pago de créditos fiscales. Los cargos se calcularán sobre las cantidades pagadas en exceso en cada caso y se computarán por días calendario desde la fecha del pago hasta la fecha en que se pongan efectivamente las cantidades a disposición de la dependencia o entidad

Lo previsto en este artículo deberá pactarse en los contratos respectivos.

ARTICULO 70.- Las dependencias y entidades podrán, dentro del programa de inversiones aprobado, bajo su responsabilidad y por razones fundadas y explícitas, modificar los contratos de

- 9.- De Beer, E. E. y Vesić, A., "Etude expérimentale de la capacité portante du sable sous des foundations directes établies en surface", Annales des Travaux Publics de Belgique 59, N° 3 (1958), pp 5-58.
- 10.- Meyerhof, G. G., "An Investigation of the Bearing Capacity of Shallow Footings on Dry Sand", Procs., II International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, Rotterdam (1948), pp 237-243.
- 11.- Meyerhof, G.G., "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol 2 (1951), pp 301-332.
- 12.- Meyerhof, G.G., "Influence of Roughness of Base and Ground Water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations", Geotechnique, Vol 5, N° 3 (1955), pp 227-242.
- 13.- Skempton, A.W., "An Investigation of the Bearing Capacity of a Soft Clay Soil", Journal of the Institution of Civil Engineers, Vol 18, Londres (1942), pp 307-321.
- 14.- Skempton, A.W., "The Bearing Capacity of Clays", Procs., Building Research Congress, Londres (1951), pp 180-189.
- 15.- Terzaghi, K., "Erdbaumechanik auf Bodenmechanischer Grundlage", Wien (1925).
- 16.- Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, Nueva York (1943)
- 17.- Terzaghi, K., y Peck, R.B., "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley and Sons, 2a. ed. (1966), pág. 729, Nueva York (1948).

posteriormente, lo harán del conocimiento de la Secretaría y de la Contraloría, a más tardar el último día hábil de cada mes, mediante un informe que se referirá a los actos llevados a cabo en el mes calendario inmediato anterior

ARTICULO 74.- El contratista comunicará a la dependencia o entidad la terminación de los trabajos que le fueron encomendados y ésta verificará que los trabajos estén debidamente concluidos dentro del plazo que se pacte expresamente en el contrato

Una vez que se haya constatado la terminación de los trabajos en los términos del párrafo anterior, la dependencia o entidad procederá a su recepción dentro del plazo que para tal efecto se haya establecido en el propio contrato. Al concluir dicho plazo, sin que la dependencia o entidad haya recibido los trabajos, éstos se tendrán por recibidos

La dependencia o entidad, si esta última es de aquéllas cuyos presupuestos se encuentren incluidos en el Presupuesto de Egresos de la Federación o en el del gobierno del Distrito Federal o de las que reciban transferencias con cargo a dichos presupuestos, comunicará a la Contraloría la terminación de los trabajos e informará la fecha señalada para su recepción a fin de que, si lo estima conveniente, nombre representantes que asistan al acto

En la fecha señalada, la dependencia o entidad, bajo su responsabilidad, recibirá los trabajos y levantará el acta correspondiente

ARTICULO 75.- Concluida la obra, no obstante su recepción formal, el contratista quedará obligado a responder de los defectos que resultaren en la misma, de los vicios ocultos, y de cualquier otra responsabilidad en que hubiere incurrido, en los términos señalados en el contrato respectivo y en el Código Civil para el Distrito Federal en Materia Común y para toda la República en Materia Federal

Para garantizar durante un plazo de doce meses el cumplimiento de las obligaciones a que se refiere el párrafo anterior, previamente a la recepción de los trabajos, los contratistas, a su elección, podrán constituir fianza por el equivalente al diez por ciento del monto total ejercido de la obra, presentar una carta de crédito irrevocable por el equivalente al cinco por ciento del monto total ejercido de la obra, o bien, aportar recursos líquidos por una cantidad equivalente al cinco por ciento del mismo monto en fideicomisos especialmente constituidos para ello

Los recursos aportados en fideicomiso deberán invertirse en instrumentos de renta fija

Los contratistas, en su caso, podrán retirar sus aportaciones en fideicomiso y los respectivos rendimientos, transcurridos doce meses a partir de la fecha de recepción de los trabajos

Quedarán a salvo los derechos de las dependencias y entidades para exigir el pago de las cantidades no cubiertas de la indemnización que a su juicio corresponda, una vez que se hagan efectivas las garantías constituidas conforme a este artículo

ARTICULO 76.- El contratista será el único responsable de la ejecución de los trabajos y deberá sujetarse a todos los reglamentos y ordenamientos de las autoridades competentes en materia de construcción, seguridad y uso de la vía pública, así como a las disposiciones establecidas al efecto por la dependencia o entidad contratante. Las responsabilidades, y los daños y perjuicios que resultaren por su inobservancia, serán a cargo del contratista

ARTICULO 77.- Cumplidos los requisitos establecidos en el artículo 29, las dependencias y entidades podrán realizar obra pública por administración directa, siempre que posean la capacidad técnica y los elementos necesarios para tal efecto, consistentes en maquinaria, equipo de construcción y personal técnico que se requieran para el desarrollo de los trabajos respectivos, y podrán según el caso

- I. Utilizar la mano de obra local complementaria que se requiera, lo que invariablemente deberá llevarse a cabo por obra determinada;
- II. Alquilar el equipo y maquinaria de construcción complementario, y
- III. Utilizar los servicios de fletes y acarreos complementarios que se requieran.

En la ejecución de obra por administración directa no podrán participar terceros como contratistas, independientemente de las modalidades que éstos adopten

Los órganos internos de control de las dependencias y entidades, previamente a la ejecución de las obras por administración directa, verificarán que se cuente con los programas de ejecución, de utilización de recursos humanos y de utilización de maquinaria y equipo de construcción.

Previamente a la ejecución de la obra, el titular de la dependencia o entidad o el oficial mayor o su



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

**CURSOS ABIERTOS
RESIDENTES DE CONSTRUCCION**

PROGRAMACION Y CONTROL DE OBRAS

ING. ERNESTO MENDOZA SANCHEZ

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO. Postal M-2285
Teléfonos: 512-8955 512-5121 521-7335 521-1987 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

- IV. Se realicen dos licitaciones públicas sin que en ambas se hubiesen recibido proposiciones solventes
- A. Tratándose de adquisiciones, arrendamientos y servicios, además podrá seguirse un procedimiento de invitación restringida cuando:
- I. Existan razones justificadas para la adquisición y arrendamiento de bienes de marca determinada.
 - II. Se trate de adquisiciones de bienes perecederos, granos y productos alimenticios básicos o semiprocesados y, bienes usados. Tratándose de estos últimos, el precio de adquisición no podrá ser mayor al que se determine mediante avalúo que practicarán las instituciones de banca y crédito u otros terceros legitimados para ello conforme a las disposiciones aplicables.
 - III. Se trate de servicios de consultoría cuya difusión pudiera afectar el interés público o comprometer información de naturaleza confidencial para el Gobierno Federal.
 - IV. Se trate de adquisiciones, arrendamientos o servicios cuya contratación se realice con campesinos o grupos urbanos marginados y que la dependencia o entidad contrate directamente con los mismos o con las personas morales constituidas por ellos;
 - V. Se trate de adquisiciones de bienes que realicen las dependencias y entidades para su comercialización o para someterlos a procesos productivos en cumplimiento de su objeto o fines propios;
 - VI. Se trate de servicios de mantenimiento, conservación, restauración y reparación de bienes en los que no sea posible precisar su alcance, establecer el catálogo de conceptos y cantidades de trabajo o determinar las especificaciones correspondientes.
 - VII. Se trate de adquisiciones provenientes de personas físicas o morales que, sin ser proveedores habituales y en razón de encontrarse en estado de liquidación o disolución, o bien, bajo intervención judicial, ofrezcan bienes en condiciones excepcionalmente favorables, y
- VIII. Se trate de servicios profesionales prestados por personas físicas.
- (B) En materia de obra pública, además podrá seguirse un procedimiento de invitación restringida cuando:
- I. Se trate de trabajos de conservación, mantenimiento, restauración, reparación y demolición de los inmuebles, en los que no sea posible precisar su alcance, establecer el catálogo de conceptos, cantidades de trabajo, determinar las especificaciones correspondientes o elaborar el programa de ejecución;
 - II. Se trate de trabajos que requieran fundamentalmente de mano de obra campesina o urbana marginada y, que la dependencia o entidad contrate directamente con los habitantes beneficiarios de la localidad o del lugar donde deba ejecutarse la obra o con las personas morales o agrupaciones legalmente establecidas y constituidas por los propios habitantes beneficiarios, y
 - III. Se trate de obras que, de realizarse bajo un procedimiento de licitación pública, pudieran afectar la seguridad de la Nación o comprometer información de naturaleza confidencial para el Gobierno Federal.
- Las dependencias y entidades, preferentemente, invitarán a cuando menos tres proveedores o contratistas, según corresponda, salvo que ello, a su juicio, no resulte conveniente, en cuyo caso utilizarán el procedimiento de adjudicación directa. En cualquier supuesto se convocará a la o las personas que cuenten con capacidad de respuesta inmediata, así como con los recursos técnicos, financieros y demás que sean necesarios.
- En materia de adquisiciones, arrendamientos y servicios, se invitará a personas cuyas actividades comerciales estén relacionadas con los bienes o servicios objeto del contrato a celebrarse.
- ARTICULO 82.- Las dependencias y entidades, bajo su responsabilidad, podrán llevar a cabo adquisiciones, arrendamientos, servicios y obra pública, a través del procedimiento de invitación a cuando menos tres proveedores o contratistas, según corresponda, o por adjudicación directa, cuando el importe de cada operación no exceda de los montos máximos que al efecto se establecerán

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSO: RESIDENTES DE CONSTRUCCION

C O N T E N I D O

1. DIAGRAMA DE FLUJO PARA ELABORAR UN PROGRAMA DE OBRA
2. CALCULO NUMERICO DE LA RED
3. BALANCE DE RECURSOS
4. CONTROL DE AVANCES

Expositor: Ing. Ernesto Mendoza Sánchez

Septiembre, 1994

en esta Ley o en otras disposiciones aplicables y a los programas y presupuestos autorizados

La Secretaría y la Contraloría, en el ejercicio de sus respectivas facultades, podrán realizar las visitas e inspecciones que estimen pertinentes a las dependencias y entidades que realicen adquisiciones, arrendamientos, servicios y obra pública, e igualmente podrán solicitar de los servidores públicos y de los proveedores y contratistas que participen en ellas, todos los datos e informes relacionados con los actos de que se trate.

ARTICULO 86.- La comprobación de la calidad de las especificaciones de los bienes muebles se hará en los laboratorios que determine la Contraloría y que podrán ser aquéllos con los que cuente la dependencia o entidad adquirente o cualquier tercero con la capacidad necesaria para practicar la comprobación a que se refiere este artículo.

El resultado de las comprobaciones se hará constar en un dictamen que será firmado por quien haya hecho la comprobación, así como por el proveedor y el representante de la dependencia o entidad adquirente, si hubieren intervenido

TITULO QUINTO

Capítulo Unico

De las Infracciones y Sanciones

ARTICULO 87.- Quienes infrinjan las disposiciones contenidas en esta Ley, serán sancionados por la Secretaría con multa equivalente a la cantidad de cincuenta a trescientas veces el salario mínimo general vigente en el Distrito Federal elevado al mes, en la fecha de la infracción

ARTICULO 88.- Los proveedores y contratistas que se encuentren en el supuesto de las fracciones V a VII del artículo 41, no podrán presentar propuestas ni celebrar contratos sobre las materias objeto de esta Ley, durante el plazo que establezca la Secretaría, el cual no será menor de seis meses ni mayor de dos años, contado a partir de la fecha en que la Secretaría lo haga del conocimiento de las dependencias y entidades de la Administración Pública Federal

Las dependencias y entidades informarán y en su caso, remitirán la documentación comprobatoria, a la Secretaría y a la Contraloría, sobre el nombre del proveedor o contratista que se encuentre en el supuesto previsto en la fracción IV del artículo 41 a más tardar dentro de los quince días naturales

siguientes a la fecha en que le notifiquen la segunda rescisión al propio proveedor o contratista.

ARTICULO 89.- La Contraloría podrá proponer a la Secretaría la imposición de las sanciones a que se refiere este Capítulo y, a la dependencia o entidad contratante, la suspensión del suministro, de la prestación del servicio o de la ejecución de la obra en que incida la infracción

Sin perjuicio de lo anterior, a los servidores públicos que infrinjan las disposiciones de esta Ley, la Contraloría aplicará, conforme a lo dispuesto por la Ley Federal de Responsabilidades de los Servidores Públicos, las sanciones que procedan.

ARTICULO 90.- La Secretaría impondrá las sanciones o multas conforme a los siguientes criterios

- I. Se tomará en cuenta la importancia de la infracción, las condiciones del infractor y la conveniencia de eliminar prácticas tendientes a infringir, en cualquier forma, las disposiciones de esta Ley o las que se dicten con base en ella.
- II. Cuando sean varios los responsables, cada uno será sancionado con el total de la sanción o multa que se imponga;
- III. Tratándose de reincidencia, se impondrá otra sanción o multa mayor dentro de los límites señalados en el artículo 87, y
- IV. En el caso de que persista la infracción, se impondrán multas por cada día que transcurra

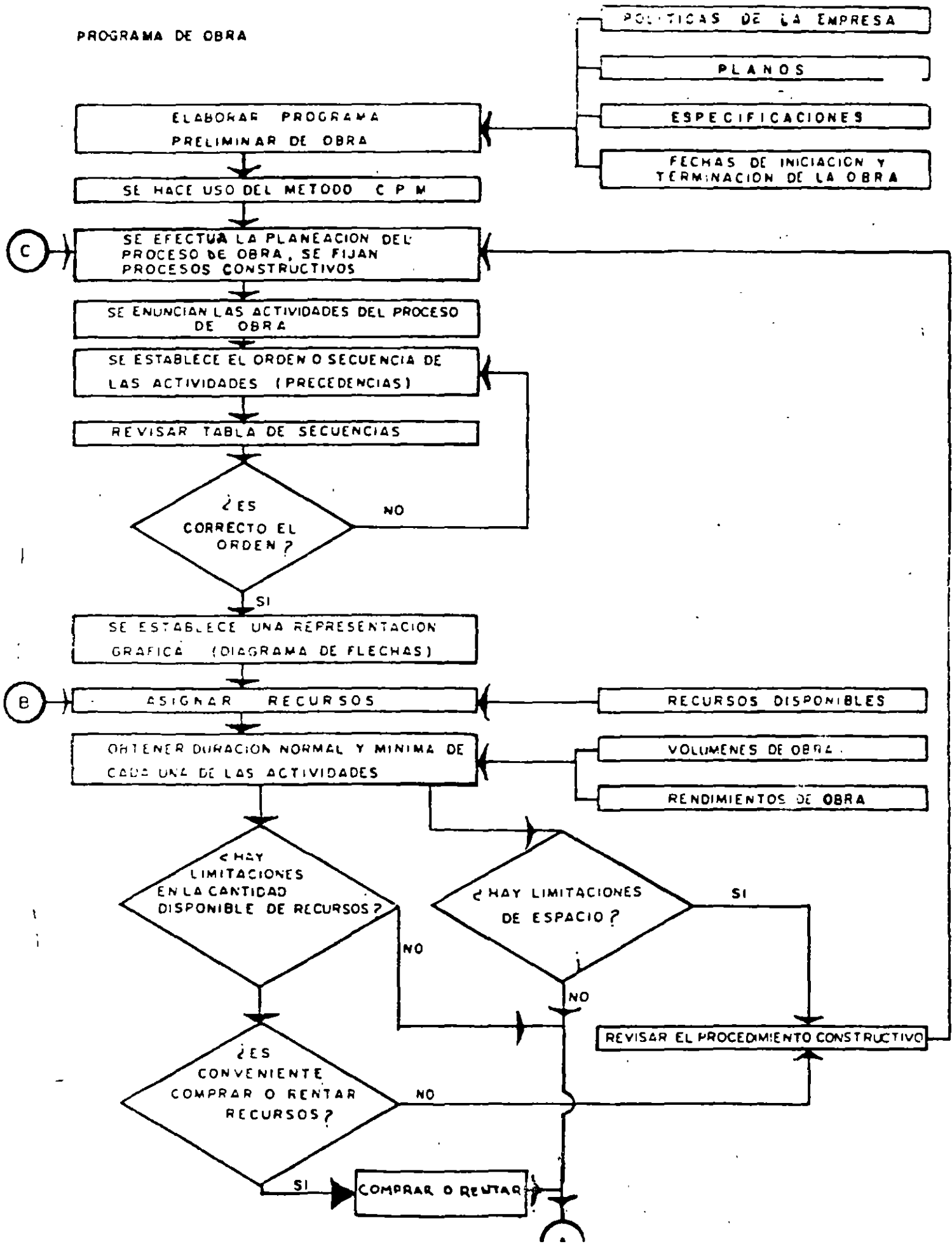
ARTICULO 91.- No se impondrán sanciones o multas cuando se haya incurrido en la infracción por causa de fuerza mayor o de caso fortuito, o cuando se observe en forma espontánea el precepto que se hubiese dejado de cumplir. No se considerará que el cumplimiento es espontáneo cuando la omisión sea descubierta por las autoridades o medie requerimiento, visita, excitativa o cualquier otra gestión efectuada por las mismas.

ARTICULO 92.- En el procedimiento para la aplicación de las sanciones o multas a que se refiere este Capítulo, se observarán las siguientes reglas

- I. Se comunicarán por escrito al presunto infractor los hechos constitutivos de la infracción, para que dentro del término que para tal efecto se señale y que no podrá ser menor de diez días hábiles exponga lo que a su derecho convenga y

DIAGRAMA DE FLUJO PARA ELABORAR UN PROGRAMA DE OBRA

PROGRAMA DE OBRA



Capítulo II

Del Recurso de Revocación

ARTICULO 99.- En contra de las resoluciones que dicten la Secretaría o la Contraloría en los términos de esta Ley, el interesado podrá interponer ante la que la hubiere emitido, recurso de revocación dentro del término de diez días naturales, contados a partir del día siguiente al de la notificación, el que se tramitará conforme a las normas siguientes.

- I. Se interpondrá por el recurrente mediante escrito en el que se expresarán los agravios que el acto impugnado le cause, ofreciendo las pruebas que se proponga rendir y acompañando copia de la resolución impugnada, así como la constancia de la notificación de esta última, excepto si la notificación se hizo por correo.
- II. Si el recurrente así lo solicita en su escrito, se suspenderá el acto que reclama, siempre y cuando garantice mediante fianza los daños y perjuicios que le pudiera ocasionar al Estado o a tercero, cuyo monto será fijado por la Contraloría, el cual nunca será inferior al equivalente al 20%, ni superior al 50% del valor del objeto del acto impugnado. Sin embargo, el tercero perjudicado podrá dar contrafianza equivalente a la que corresponda a la fianza, en cuyo caso quedará sin efectos la suspensión. No procederá la suspensión cuando se ponga en peligro la Seguridad Nacional, el orden social o los servicios públicos. Si la resolución que se impugna consiste en la imposición de multas, la suspensión se otorgará siempre y cuando se garantice el interés fiscal en cualesquiera de las formas previstas en el Código Fiscal de la Federación.
- III. En el recurso no será admisible la prueba de confesión de las autoridades. Si dentro del trámite que haya dado origen a la resolución recurrida, el interesado tuvo oportunidad razonable de rendir pruebas, sólo se admitirán en el recurso las que hubiere allegado en tal oportunidad.
- IV. Las pruebas que ofrezca el recurrente deberá relacionarlas con cada uno de los

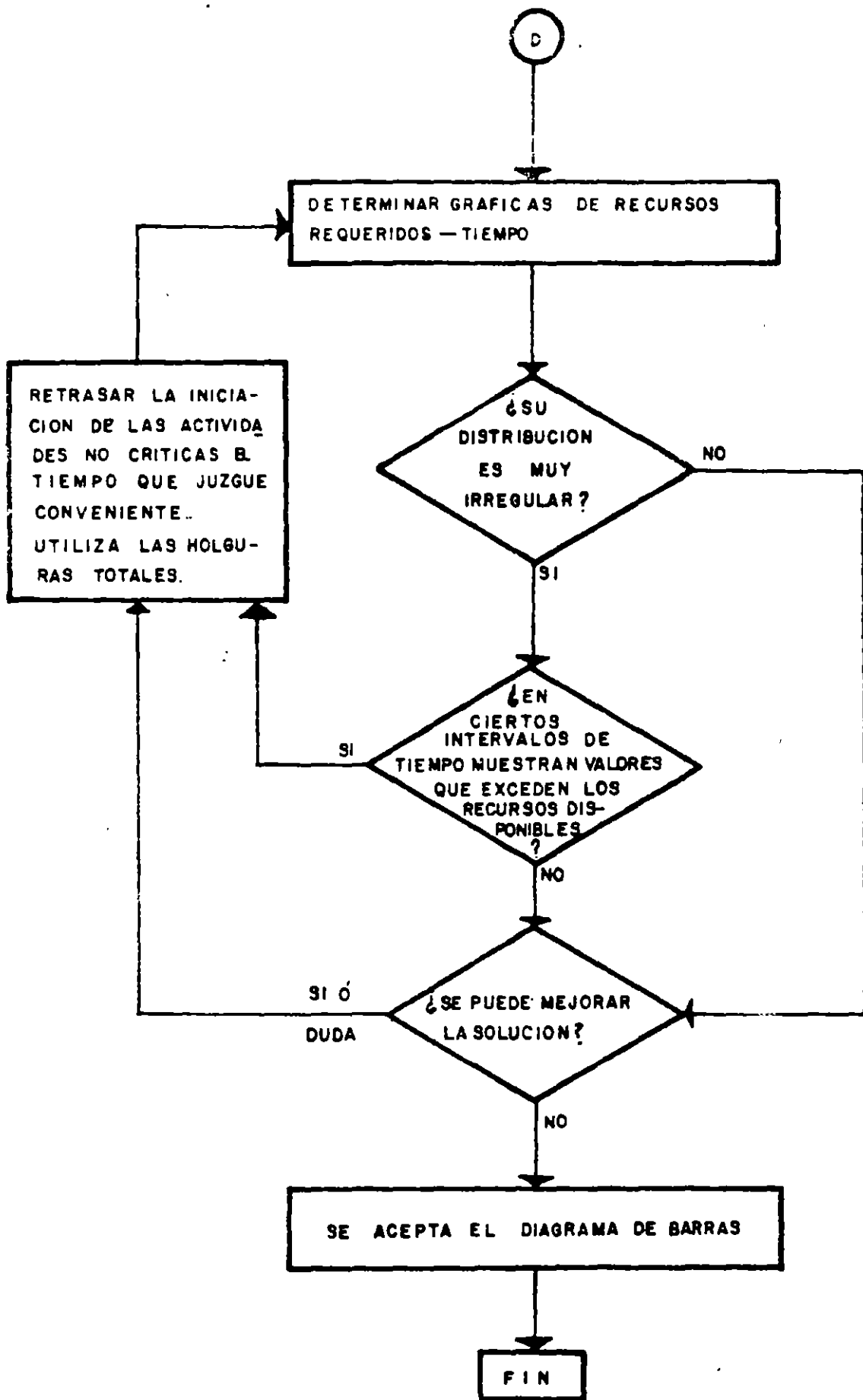
hechos controvertidos y sin el cumplimiento de este requisito serán desechadas;

- V. Se tendrán por no ofrecidas las pruebas de documentos, si éstas no se acompañan al escrito en que se interponga el recurso y en ningún caso serán recabadas por la autoridad, salvo que obren en el expediente en que se haya originado la resolución recurrida;
- VI. La prueba pericial se desahogará con la presentación del dictamen a cargo del perito designado por la recurrente. De no presentarse el dictamen dentro del plazo de ley, la prueba será declarada desierta;
- VII. La Secretaría o la Contraloría, según el caso, podrá pedir que se le rindan los informes que estimen pertinentes por parte de quienes hayan intervenido en el acto reclamado.
- VIII. La Secretaría o la Contraloría, según el caso, acordará lo que proceda sobre la admisión del recurso y de las pruebas que el recurrente hubiere ofrecido, que deberán ser pertinentes e idóneas para dilucidar las cuestiones controvertidas. La Secretaría ordenará el desahogo de las mismas dentro del plazo de quince días hábiles, el que será improrrogable, y
- IX. Vencido el plazo para la rendición de las pruebas, la Secretaría o la Contraloría, según el caso, dictará resolución, en un término que no excederá de veinte días hábiles. Si no se dicta resolución en el plazo señalado, se entenderá denegada.

TRANSITORIOS

PRIMERO.- La presente Ley entrará en vigor el 1o de enero de 1994

SEGUNDO.- Se abroga la Ley de Obras Públicas publicada en el Diario Oficial de la Federación el día 30 de diciembre de 1980, y sus reformas del 28 de diciembre de 1983, 31 de diciembre de 1984, 7 de febrero de 1985, 13 de enero de 1986, 7 de enero de 1988 y 18 de julio de 1991, así como la Ley de Adquisiciones, Arrendamientos y Prestación de Servicios relacionados con Bienes Muebles publicada en el Diario Oficial de la Federación el día 8 de febrero de 1985, y sus reformas del 30 de noviembre de





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

CURSOS ABIERTOS

RESIDENTES DE CONSTRUCCION

T E M A

*ALGUNOS COMENTARIOS ACERCA DE LA CIMENTACION DE LAS
CIMENTACIONES PROFUNDAS MEDIANTE CILINDROS*

M. EN I. GABRIEL MORENO PECERO

ALGUNOS COMENTARIOS ACERCA DE LA CIMENTACION DE LAS CIMENTACIONES
PROFUNDAS MEDIANTE CILINDROS.

Objetivo.

En lo que sigue, se hará una exposición de aspectos relacionados con las cimentaciones profundas mediante cilindros, -- con el fin de que al final de ellos, se tenga una idea de la forma en que se eligen, se diseñan y se construyen este tipo de cimentos.

Definición.

Cilindro es un elemento de apoyo de las estructuras -- constituido por concreto armado, que tiene la forma de un cilindro. Normalmente es hueco y el espesor de su pared es del orden de 0.80 m.

Elección.

En términos generales, los cilindros se eligen como -- elementos de cimentación cuando se conjuntan dos condiciones simultáneamente:

- La estructura que va a ser soportada tiene concentraciones altas de esfuerzos.
- Existe a una cierta profundidad, relativamente grande, un estrato francamente resistente.

Un ejemplo clásico que frecuentemente se tiene en la Ingeniería Civil, es el de los puentes en donde aparte de conjuntarse las dos condiciones anteriores, aparecen otras que forzan aún más la elección de cimentación de cilindros. Entre estas condiciones está el hecho siempre importante, de que la construcción de la cimentación mediante cilindros, ofrece casi la seguridad de que no habrá interrupción durante la construcción, por efecto -- de temporales, lo que si ocurre en el caso de emplear otro tipo -- de cimentaciones profundas, como por ejemplo, pilotes.

Una condición que debe tenerse en cuenta siempre, en la elección del tipo de cimentación y fundamentalmente en la determinación de la profundidad a la que deben llevarse los cimientos, es la socavación, es decir, aquel fenómeno consistente en el arrastre de las partículas sólidas del suelo por efecto de la -- energía cinética del agua; es obvio que el desplante de los apoyos debe llevarse a una profundidad mayor que la correspondiente a la socavación, esta condición, en muchas ocasiones conduce a -- una elección de cimiento profundo mediante cilindros.

Cuando en la estratigrafía del suelo de cimentación, -- aparecen fragmentos de roca, de tamaños de medianos a grandes, -- (mayores de 25 cm de diámetro) y en por ciento mayores de 10, la introducción de pilotes se dificulta y en ocasiones es prácticamente imposible; en esos casos, una solución alternativa para la cimentación, es la elección de cilindros, debido a que el procedimiento constructivo de ellos permite atravesarlos sin grandes dificultades; claro está que, a medida que el tamaño de los fragmentos de roca se incrementa, la dificultad de hincado, aun de los cilindros, también lo hace. En relación con la magnitud de las -- cargas, no sólo deben considerarse las verticales sino también -- las horizontales, producto de fuerzas de frenaje, de sismo, de -- viento, etc. En general, las cimentaciones mediante cilindros son

bastante más estables y seguras que las piloteadas, para este tipo de fuerzas.

Casos Especiales y de Elección de Cilindros.

- a).- Es frecuente que para proteger los apoyos de los puentes se diseñen y construyan elementos llamados "Duques de Alba" que tienen por objeto absorber las fuerzas -- provocadas por choques de buques.

En ocasiones se elige como elemento receptor de --- esas fuerzas a cilindros, calculándose en este caso su profundidad de hincado en función de la magnitud de la fuerza que debe absorber.

Como quiera que el cilindro es un elemento rígido, los cálculos determinados para este tipo de acción, una profundidad de hincado bastante grande; con el objeto -- de disminuirla, en ocasiones, se recurre a hacer que - el cilindro sea un elemento relativamente flexible y - para ello, se le dota de unos elementos amortiguadores en la parte en que recibe el impacto del buque, consti- tuidos por resortes.

- b).- Recientemente los cilindros se han utilizado como elementos de acción de maquinaria y obreros a la zona de constucción de túneles con relativo éxito. Como ejemplo tenemos algunas de las lumbreras de acceso a los - colectores ahora se están construyendo en la zona del Valle de México, en este caso el diámetro de los - cilindros es del orden de los 9 m.

- c).- En Japón se usan cilindros gigantes como elementos de cimentación de edificios de muchos niveles cuyo hundimiento en el terreno de apoyo, se consigue empleando la Obra de Mano. Este tipo de apoyo se usa cuando se tienen dos estratos de suelo, uno superior, poco resistente y deformable constituido por ejemplo por arcillas y el otro inferior, francamente resistente; además, se debe cumplir que el primero mencionado, sea totalmente homogéneo.

Procedimiento de Construcción.

El Procedimiento de construcción, constituye el factor fundamental en el costo de los cilindros. Practicamente, el costo por metro de cilindro (es de \$ 15,000.00 a \$ 20,000.00) varía poco con los diámetros usuales: 4, 5, 6 y 7 m.

El procedimiento constructivo más usual es el llamado "Pozo Indio", consiste en esencia en descender el cilindro en el terreno de apoyo por su propio peso, a medida que desde su interior se excava el suelo en el que penetra. La excavación del suelo, normalmente se hace empleando una cuchara de almejas pero en el caso de los cilindros que se mencionó que se utilizan en Japón para cimentación de edificios, la excavación se ejecuta por obreros que deben trabajar rítmicamente, pues de no hacerlo se corre el riesgo de que en alguna zona del cilindro se excave más que en otra, lo cual puede propiciar su inclinación, que es en estos casos, situación de fracaso, debido a que resulta muy difícil volver a la verticalidad a cilindros con dimensiones tan grandes. Un caso especial en que también se utiliza la Obra de Mano, lo constituye el procedimiento constructivo mediante aire

comprimido. La idea es introducir aire a presión en la parte inferior del cilindro, con el objeto de equilibrar la presión del agua del suelo y evitar que ésta inunde el interior del cilindro; en estas condiciones es posible hacer descender al interior obreros que excaven el suelo de apoyo y propicien el hundimiento del cilindro. Las experiencias que existen al respecto, indican que este método es factible emplearlo hasta profundidades del orden de los 35 m, también se ha encontrado que su costo se incrementa muy rápidamente a partir de los 12 m de profundidad. La razón estriba en el hecho de que el rendimiento del trabajador disminuye rápidamente a medida que la presión del aire se incrementa.

Consideraciones Especiales.

a). Estabilidad del fondo durante la excavación.

Es común, cuando se tienen a arenas, que los sondeos de exploración previos determinen una alta compacidad de ellos, y que durante su excavación para lograr que el cilindro penetre, se encuentra que la tal alta compacidad no existe, las arenas se sienten sueltas y existe la duda de si servirán como elemento de apoyo seguro del cilindro. La experiencia y la teoría indican -- que basta colar el tapón inferior del cilindro y confinar las arenas para que éstas tiendan a recuperar rápidamente la compacidad original; la razón de esta condición es el flujo de agua ascendente dentro del cilindro que genera la flotación de las partículas sólidas de la arena, producto, en ocasiones, del desnivel entre las superficies libres del agua freática dentro -- y fuera del cilindro y también a la extracción rápida del elemento excavador; para evitar este efecto se puede recurrir a mantener el agua en el interior del cilindro siempre a un nivel superior al que tiene fuera del cilindro, o bien a disminuir la permeabilidad del suelo de apoyo; para este caso, en ocasiones, se ha recurrido a colocar alrededor del cilindro costales llenos con arcilla.

En el caso de que el suelo, en el fondo del cilindro, sea fino como por ejemplo, arcilla, la falla de fondo es relativamente benéfica, pues facilita el hincado -- del cilindro, pero debe cumplirse que el volumen de -- suelo que falle sea semejante al que sustituye el cilindro, si no es así, se corre el peligro de que queden oquedades entre el suelo y la superficie lateral --

del cilindro o bien que se produzcan asentamientos en el terreno superficial, alrededor del cilindro. La experiencia indica que es más adecuado no provocar la falla del fondo, manteniendo siempre el tirante de agua en el interior del cilindro.

b). Fricción lateral.

De acuerdo con el procedimiento constructivo, los cilindros se introducen venciendo la fricción lateral -- con su peso propio, por ello desde el diseño debe tenerse en cuenta que se produzca esta condición. En el caso de los suelos gruesos e inclusive con fragmentos de roca, es decir, para materiales de comportamiento francamente friccionante, la teoría determina que la fricción lateral debe incrementarse proporcionalmente con la profundidad, sin embargo, experiencias realizadas expresamente indican que por debajo de los 7 u 8 m, adquiere valores prácticamente constantes; la razón de este hecho se puede explicar si se tiene en cuenta el fenómeno conocido como arqueo.

En el caso de los suelos finos como por ejemplo en el de las arcillas, la fricción lateral es realmente provocada por una adherencia entre la pared exterior del cilindro y el suelo fino; en este caso, la adherencia se considera en el cálculo prácticamente constante con la profundidad y para el caso de arcillas muy poco resistentes, su valor es aproximadamente igual a la cohesión; a medida que la resistencia de la arcilla se incrementa también lo hace la adherencia, pero no llega a sobrepasar las 5 Ton/m², según algunas medidas realizadas.

Con el objeto de disminuir la fricción lateral, se han recurrido a varios métodos, como son:

- 1.- Disminución de la fricción, en el caso de los suelos gruesos, mediante inyecciones de agua a través de chiflonas.
- 2.- Disminución de la adherencia con utilización de electrólisis.
- 3.- Disminución de la adherencia por destrucción de la estructura del suelo fino.

En algunos casos se recurre a tratar de incrementar el peso del cilindro con sobrecargas externas, o bien manteniendo estanco su interior.

c). Verticalidad.

Una de las condiciones que debe cumplir el cilindro es obviamente el que sus paredes sean verticales, pero en la práctica, esta condición frecuentemente es difícil de cumplir.

Las razones son la heterogeneidad en cuanto a resistencia y deformación del suelo de cimentación y también en el procedimiento constructivo.

En la práctica se han tenido problemas graves a este respecto que han ocasionado desde dejar el cilindro inclinado, hasta abandonar este tipo de cimentaciones. Para enderezar los cilindros se han recurrido a procedimientos tales como sobrecargas excéntricas, disminución de adherencia en un lado del cilindro, empujes horizontales, etc.

ALGUNOS COMENTARIOS EN RELACION CON CIMENTACIONES PROFUNDAS MEDIANTE CILINDROS

PROBLEMAS ESPECIALES

I. Fricción Lateral

Una de las situaciones críticas que se presenta durante la construcción de los cilindros, es que éstos frecuentemente se quedan "pegados", es decir, el suelo circundante al cilindro ejerce fuerzas en él, que se oponen a que baje. Es conveniente, dada la frecuencia con que se presenta esta situación, el estudiarla con cierto detalle. Por ello separaremos los dos elementos que intervienen: el tipo de suelo y el cilindro.

En cuanto al primero de los factores conviene dividirlo en suelos de comportamiento friccionante y suelos de comportamiento cohesivo. Como ejemplo típico de los primeros tenemos a las arenas secas o saturadas, y el segundo a las arcillas.

a) Suelos de comportamiento friccionante

En este tipo de suelos el esfuerzo de fricción entre ellos y los cilindros depende de la fuerza normal en la superficie de contacto y de la naturaleza de las superficies en cuyo contacto se desarrolla la fricción.

La fuerza normal (σ) a su vez es función del peso propio de las partículas sólidas del suelo que se encuentran a profundidades menores que la correspondiente a la posición de fuerza normal, y se acepta que existe una cierta proporcionalidad entre ese peso propio y la fuerza normal,

de manera que si llamamos a este coeficiente de proporcionalidad k puede escribirse:

$$\sigma = k \gamma z \quad (1) \text{ donde:}$$

σ = esfuerzo normal

k = coeficiente de proporcionalidad

z = profundidad a la que se considera

El esfuerzo de fricción que podemos llamar f , a la profundidad z dentro de la magnitud de

$$f = \mu \sigma \quad (2) \text{ donde:}$$

f = esfuerzo de fricción

μ = coeficiente de fricción

El coeficiente de fricción depende de la naturaleza de los materiales en contacto, en este caso suelo friccionante y concreto.

Reuniendo las fórmulas 1 y 2 se tiene

$$f = \mu k \gamma z \quad (3)$$

Para el coeficiente k deben considerarse las teorías de empuje de tierras que existen, tales como la de Rankine donde definen 3 coeficientes: el pasivo, k_p , debido a la condición de empuje pasivo, el activo, k_a , - debido a la condición de empuje activo y el coeficiente de empuje en reposo, k_o , debido a la condición de reposo del suelo.

La primera pregunta que surge al respecto es ¿cuál de los 3 coeficientes mencionados es el que debe emplearse en el cálculo de la fricción?, si se analiza con detalle esta cuestión se llega a la conclusión de que ninguna de las tres representa la condición en que se comporta el suelo

en la vecindad del cilindro, pero quizá los que más se aproximan son k_a y k_o . De éstos 2 el más adecuado resulta ser k_o debido a que si las partículas sólidas de la arena no se movieran sería, sin duda, el empuje en reposo la condición a considerar; como las partículas sólidas del suelo se muevan, realmente el empuje que ejercen disminuirá y por lo tanto, el coeficiente de empuje será un poco menor que el de reposo. Algunas experiencias al respecto han mostrado que un valor adecuado para este coeficiente es de 0.4.

En cuanto al coeficiente μ , de fricción entre el suelo y el concreto del cilindro, su valor como ya se indicó, depende de la naturaleza de las superficies en contacto. Se ha encontrado adecuado expresarlo en función del material cuyo comportamiento cambia, es decir, en función de la fricción de la arena, teniendo en cuenta que normalmente los cilindros o son de concreto o se recubren de acero. Algunas normas alemanas al respecto recomiendan considerar a μ como:

$$\frac{1}{3} \tan \phi < \mu < \frac{2}{3} \tan \phi \text{ donde:}$$

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

En términos generales, la ϕ de las arenas varía entre 30° y 45° de manera que puede escribirse como:

$$0.19 < \mu < 0.66$$

Se sugiere que el menor valor se emplee cuando se tienen arenas muy sueltas de granos redondeados y con mala granulometría en contacto con acero y el mayor valor de μ para el caso de arenas compactadas de granos angulosos y de mala granulometría en contacto con concreto.

Si se toman en cuenta los valores numéricos mencionados se llega a la conclusión de que el esfuerzo de fricción varía entre:

$$f = \begin{cases} 0.08 & \mu z \\ 0.26 & \mu z \end{cases}$$

Es decir, que el valor máximo es del orden de 3 veces el mínimo o lo que es lo mismo que como máximo la fricción entre suelo y cilindro sea 3 veces mayor que el valor más pequeño de ésta.

Es conveniente observar que de acuerdo con la fórmula teórica la fricción es función directa de la profundidad z .

Hasta aquí la parte teórica.

Experiencias al respecto indican que a partir de unos 7 a 8 m la profundidad, para suelos friccionantes, la fricción permanece prácticamente constante. Para explicarnos este hecho, tenemos que revisar las hipótesis de la teoría en el sentido de observar si se cumplen en la realidad. En estas condiciones, puede fácilmente llegarse a la conclusión de que en el caso en estudio, el suelo se mueve con respecto al cilindro a una velocidad que va siendo mayor a medida que la profundidad z se aproxima a la correspondiente a la cuchilla del cilindro, todo esto, debido al procedimiento constructivo que se emplea (pozo indio). Esto quiere decir que si se acepta la fórmula general teórica de la fricción, para que f se mantenga constante a pesar de que z se incrementa es necesario que algo disminuya, ese algo puede ser el producto μk y el incremento de z debe ser contrareestado por el decremento de μk , la disminución de este último producto puede deberse a que la k disminuye o μ o bien ambos; existiendo estas tres alternativas posibles se llega a la conclusión de que lo más factible de suceder es que disminuye μ , para ello basta recordar que el efecto dinámico reduce la fricción hasta en algunas ocasiones anularla. La anterior consideración teórica lleva a una conclusión práctica interesante, entre más rápido se mueve la arena con respecto al cilindro, menos fricción se ejerce entre éste y la arena; -

quizá esta observación sea la regla pero para solucionar el problema tan común mencionado al principio, de que el cilindro se quede detenido.

Si esto es así, todas las recomendaciones que se den al respecto deben tratar de cumplirla.

Analizando la misma situación desde otro punto de vista, y pensando fundamentalmente en la zona del cilindro en que la fuerza de la fricción se va incrementando con la profundidad, se puede hacer la reflexión. Hace tiempo se hicieron algunas mediciones de presiones en las paredes de algunos sitios encontrándose resultados similares al mencionado, es decir, que a partir de una cierta profundidad el esfuerzo normal a la pared se mantenía prácticamente constante. Por otra parte, también existe un estudio teórico de las presiones verticales que recibe una estructura cilíndrica (alcantarilla) cuando sobre ella se coloca una sobrecarga impuesta por un terraplén, en él Spangler y Marston encontraron que también a partir de una cierta altura del terraplén los esfuerzos que se ejercían sobre la estructura se mantenían prácticamente constantes; la razón en ambos casos se ha explicado en la teoría de la mecánica de suelos mediante el llamado arqueado de suelos; este efecto en esencia consiste en que las partículas sólidas del suelo en lugar de ejercer su peso sobre las que están debajo de ellas, lo transmiten a las que están a su lado, de manera que son éstas las que sufren los mayores esfuerzos a expensas de que las que le sigan hacia abajo descansen de estos mismos esfuerzos, si esto es cierto, querría decir que en la zona en que los esfuerzos de fricción son prácticamente constantes el descanso mencionado no es total, es decir, la disminución de las presiones verticales efectivamente existe pero no es en magnitud tal que mantenga las fuerzas de fricción constantes con la profundidad, quizá la explicación más razonable a esta situación sea la combinación de los dos efectos mencionados, es decir, la disminución de ~~la~~ por el efecto dinámico que se tiene cuando la arena se mueve con respecto al cilindro y el del arqueado de los suelos.

Analizando así la situación conviene indicar cuál o cuáles son las soluciones más adecuadas.

PRIMERA SOLUCION

Abatir con rapidez el nivel de las aguas en el interior del cilindro. - Esta solución tiene un doble efecto benéfico, por un lado, el peso del cilindro aumenta pues pasa de una condición de sumergido a no sumergido, por otro lado se establece un flujo de agua a través de la arena, ascendente con ella en la zona de apoyo del cilindro que la "suelta" y hace que penetre hacia el interior del cilindro provocando en muchas ocasiones el hincado del mismo. Analizando teóricamente este problema con el objeto de poder responder a la pregunta de cuánto es conveniente abatir del nivel de agua en el interior del cilindro, la teoría nos indica que debe ser como mínimo, la magnitud determinada por la siguiente fórmula:

$$h = \frac{\gamma^1}{\gamma_0} \cdot L \text{ donde:}$$

γ^1 = peso volumétrico sumergido del suelo
 γ_0 = peso volumétrico del agua

L = longitud de recorrido del agua dentro del suelo

Si se quisiera dar una recomendación práctica de lo anterior, se tendría que decir que el abatimiento mínimo del agua en el interior del cilindro en el suelo y que esa fracción es el valor absoluto de la diferencia entre el peso volumétrico del suelo saturado menos el peso volumétrico del agua.

SEGUNDA SOLUCION

Una segunda solución que en ocasiones se ocurre es el disminuir el material que aparece a partir del nivel a que se lleva el cilindro con el objeto de que el que está en contacto con el cilindro pierda su apoyo y su peso venza la fracción interna del suelo, en estas condiciones, se ten

drá una especie de falla de la masa de suelo vecina al cilindro (en una distancia que depende de la resistencia friccionante del suelo y de la fricción entre suelo y cilindro). Analizando teóricamente esta condición se llega a la conclusión de que la distancia horizontal que debe excavarse hacia los lados del cilindro y abajo del nivel de apoyo de éste, debe variar entre 2 cm y 6 cm por cada metro de altura del cilindro.

Esta recomendación tiene la desventaja de que cuando en ocasiones se emplean explosivos para hacer la excavación mencionada se produce en el agua una alta presión que a veces llega a fracturar el cilindro.

TERCERA SOLUCION

Como tercera solución poco empleada en la práctica, se tiene el uso de chiflones de agua. Si se quiere analizar teóricamente su efecto se llegará a la conclusión de que en esencia provoca la disminución de la fricción entre el cilindro y suelo por la correspondiente disminución del coeficiente de fricción al inducir el movimiento de las partículas sólidas del suelo y del agua misma en la vecindad de la pared exterior del cilindro.

CUARTA SOLUCION

Como cuarta solución se ocurre aquella que tiende a cambiar la naturaleza de los materiales en contacto y que consiste en esencia en poner en la superficie exterior del cilindro, antes de hincarlo, una grasa que disminuye definitivamente la fricción.

b). Suelos de comportamiento cohesivo

Como ejemplo típico ya se anotó antes a las arcillas y realmente en este caso, éstas lo que hacen es pegarse al cilindro, es decir, adherirse; -

se siente que existe una cierta correlación entre la resistencia del suelo y la fuerza con la que se adhiere el cilindro, desde luego no se puede afirmar de antemano que tal relación sea lineal. La resistencia de este tipo de suelo está expresado por:

$$s = c \text{ donde:}$$

s = resistencia

c = cohesión

es decir, la resistencia es constante e independiente del esfuerzo normal, luego entonces la adherencia también lo será.

Resultados de algunas pruebas realizadas por Tomlinson muestra que para cohesiones relativamente pequeñas la adherencia puede considerarse de igual magnitud a éstas pero a medida que se va incrementando el valor de la cohesión la adherencia va teniendo valores más pequeños que está llegando a ser prácticamente constante (independiente del valor de la cohesión) siendo 4 ton/m^2 la magnitud que alcanza para el caso de arcillas en contacto con acero y de 6 ton/m^2 para el caso de arcillas en contacto con concreto.

A fin de llegar a soluciones del problema que nos ocupa es conveniente mencionar que los factores de los que depende la resistencia y por lo tanto la adherencia, son la estructura del suelo y su contenido de agua.

Sabido es que a medida que se incrementa el contenido de agua se disminuye la resistencia de las arcillas; en cierta forma lo que sucede puede explicarse con relativa facilidad si se considera que entre las partículas sólidas existen fuerzas que son las que generan la resistencia del suelo, si se disminuyen las fuerzas de atracción entre las partículas sólidas, también lo hace la resistencia del suelo, y para ello una posibilidad es aumentar la presión hacia las partículas sólidas aumentando el espesor de la película de agua que existe entre partícula sólida y partí

cula s3lida, es decir, lo que se requiere es incrementar el contenido de agua del suelo; por otra parte existen entre las part3culas s3lidas fuerzas de repulsi3n que disminuyen en su magnitud a medida que se incrementa la concentraci3n de sales que tenga el agua del suelo; en este caso lo que se requiere, para disminuir la resistencia del suelo, es aumentar la magnitud de las fuerzas de repulsi3n y para ello se necesita disminuir la concentraci3n de sales en el agua; en resumen, si se quiere disminuir la adherencia entre suelo y cilindro habr3 necesidad de disminuir la resistencia del suelo y para ello existen dos alternativas en cuanto al contenido del agua:

- a) Incrementar el contenido de agua
- b) Disminuir la concentraci3n de sales que existen en el agua del suelo

Llevadas las anteriores ideas a la pr3ctica, se encuentra el ingeniero, con el problema de que es necesario aumentar el contenido de agua en la profundidad de la pared externa del cilindro para disminuir ah3 la adherencia y para eso requerir3 provocar un flujo del agua hacia esa frontera; es obvio que entre m3s r3pido provoque ese flujo, mayor eficiencia obtendr3 del procedimiento, pero las arcillas son materiales muy poco permeables y por lo tanto en condiciones normales el flujo de agua a trav3s de ellas es muy lento, surge entonces la necesidad de incrementarlo en cuanto a rapidez y por lo tanto se tiene como posibilidad para lograrlo la electr3smosis. En el pasado se han hecho algunas pruebas - obteni3ndose resultados relativamente satisfactorios, por ejemplo, con motivo del proyecto de un t3nel de 3.5 m de di3metro interior a profundidades de 15 a 20 m a trav3s de los dep3sitos lacustres de arcilla blanda de la Ciudad de M3xico, apareci3 el problema de la construcci3n de lumbreras de acceso cuyo di3metro interior se proyecta del orden de 8 m. Dadas las caracter3sticas de baja resistencia al corte y de expansividad de las arcillas del Valle, se lleg3 a la conclusi3n de que la soluci3n m3s adecuada ser3a la de hincar un cilindro de concreto, haci3ndolo bajar por su propio peso y excavando en el fondo, sin abatir el ni

del agua dentro del cilindro, con objeto de contrarrestar la falla por el fondo. De acuerdo con los estudios realizados se previó que la adherencia entre concreto y suelo será, por lo menos, de 3 ton/m^2 de área perimetral del cilindro; esto implica que la pared del cilindro debería tener un espesor no menor de 1.25 m, si se deseaba garantizar el peso suficiente para vencer la adherencia. Se pensó entonces en la forma de disminuir la adherencia, recurriendo a la "electròsmosis", con el fin de reducir el espesor de la pared, ya que, por razones estructurales no se requieren más de 25 cm, para soportar las presiones laterales hasta una profundidad de 20 m. Se realizaron entonces pruebas de extracción de un tubo de hierro de 13 m de longitud y 8.9 cm de diámetro exterior, que se había hincado previamente y dejado reposar por un lapso de 15 días. Se ejecutaron varias pruebas de diferentes intervalos de tiempo, sin tratamiento alguno. Enseguida se aplicó una corriente eléctrica, haciendo funcionar al tubo como cátodo y empleando como ánodos dos varillas de acero con la misma longitud que al tubo, hincadas a 2 m de distancia a ambos lados de éste. Bajo un potencial de 40 volts, la corriente se aplicó durante períodos sucesivos de 5, 10 y 15 minutos, suspendiendo en cada uno de ellos la corriente inmediatamente antes de realizar la prueba de extracción. Finalmente, se llevó a cabo una última prueba extrayendo el tubo mientras la corriente estaba actuando, después de 5 minutos. La figura 9 ilustra las variaciones de la adherencia a través del tiempo y en ella puede observarse que ésta disminuye notablemente con la corriente eléctrica, pasando de valores máximos de 3 ton/m^2 , sin tratamiento, a 0.1 ton/m^2 , después de 5 minutos de tratamiento. Este fenómeno es una consecuencia de la acumulación de agua alrededor del cátodo. De tales resultados experimentales se concluyó que la pared del cilindro tendrá un espesor de 25 cm y estará provista de una camisa exterior de lámina de hierro, Nú. 14 ó 16, servirá simultáneamente de cimbra y cátodo. En su etapa final el cilindro tendrá, en su extremo inferior, una tapa de concreto colada bajo el agua. Pero, al retirar el agua del interior para iniciar los trabajos dentro de la lumbrera, se presentará el problema de la tendencia del cilindro a subir a conse

cuencia del efecto de flotación. Tal tendencia deberá ser resistida por la adherencia entre lámina y suelo. Nuevamente entrará en acción la corriente eléctrica, pero ahora cambiando la polaridad; es decir, haciendo funcionar a la camisa exterior de lámina como ánodo, con lo cual se conseguirá aumentar la adherencia.

Quizá se debería proponer para estos casos también el inyectado de agua pero no mediante chiflones sino con tubos de diámetro común llevados a través del interior de la pared de concreto del cilindro y saliendo a diferentes profundidades convenientemente estudiadas.

Desde el punto de vista del otro factor, es decir, de la estructura es conocido el hecho de que destruyendo éste se disminuye la resistencia del suelo arcilloso y por lo tanto su adherencia al cilindro. Con el objeto de notar la forma en que conviene destruir esa estructura es necesario hacer un razonamiento acerca de qué tipo de estructura tienen las arcillas en su proximidad al cilindro.

Actualmente se sabe que a partir de una cierta magnitud de la deformación inducida en las arcillas, éstas se comportan en forma similar. Este comportamiento determina en ejes esfuerzo-deformación, una línea recta paralela al eje de las deformaciones, se puede afirmar que exhiben un comportamiento plástico. La explicación que se da al respecto de la similitud en el comportamiento de las arcillas después de una cierta deformación es la de que todas adquieren una misma forma de la estructura, se afirma, que las partículas sólidas se orientan siendo partículas paralelas entre sí, de manera que todas las arcillas en estas condiciones y con los mismos contenidos de agua deberán exhibir aproximadamente la misma resistencia (la razón de que sea aproximadamente, es de que no están tomando en cuenta otros factores tales como la forma de las partículas sólidas, su composición mineralógica y la concentración de sales en el agua). La resistencia que exhiben estas arcillas se denomina en la teoría de la Mecánica de los suelos, residual.

Pues bien, las arcillas que están en la proximidad de la pared del cilindro es muy probable que tengan esta condición de resistencia residual pues por el procedimiento constructivo que se sigue en el hincado del cilindro, se induce en ella una deformación considerable. Si así es, al destruir la estructura de la arcilla significa desde el punto de vista teórico que efectivamente ésta no debe existir, esta condición llevada a la práctica implica que es necesario destruirla por completo, o sea remodelarla totalmente; en ocasiones en la práctica cuando el cilindro se "pega" a la arcilla se ha recurrido a hacer una serie de sondeos en el perímetro externo del cilindro con el objeto exclusivo de re remodelar a la arcilla y por lo tanto destruirle su estructura.

Otros procedimientos que se emplean para despegar los cilindros coinciden con los anotados para el caso de los suelos friccionantes como son el dejar sin apoyo el suelo en la vecindad del cilindro, el de abatir la superficie libre del agua en el interior del cilindro a fin de incre mentar el peso del mismo.

II. Pérdida de la Verticalidad

Uno de los problemas que frecuentemente se presentan durante el hincado de los cilindros es la pérdida de su verticalidad. Las causas de tal situación son varias; una de ellas es la falta de homogeneidad en el sue lo, en este caso, bien puede suceder, que una zona del cilindro quede apoyada en un suelo más compresible y menos resistente, o bien también es frecuente que el avance del procedimiento constructivo se haga en for ma uniforme, es decir, que en una zona de apoyo del cilindro se excave más que en otro; otra causa lo constituye el hecho ya comentado antes de no obligar a que el centro de gravedad del cilindro esté localizado lo más bajo posible.

Para corregir esta anomalía en la práctica se recurre a procedimientos tales como excavar más en la zona menos hundida, o jalar el cilindro con

cables normales cuando no va muy profundo. Ha habido ocasiones en que al analizarlo estructuralmente y desde el punto de vista de Mecánica de Suelos se ha llegado a la conclusión de que es posible dejarlo inclinado, quizá en esos casos podría aumentarse el factor de seguridad colocando algunos elementos que actuarán como puntales, como por ejemplo pilotes inclinados.

III. Falta de Apoyo Lateral

En ocasiones por el procedimiento constructivo que se sigue se excava más volumen de suelo que el correspondiente a la parte del cilindro que penetra en el suelo, esto provoca que se observe que el suelo en la vecindad del cilindro se hunda.

Esto también se provoca a diferentes profundidades lo que se traduce en la formación de una serie de cavernas localizadas en la inmediata vecindad de la pared externa del cilindro. Esta condición implica que el suelo que rodea al cilindro no de la suficiente reacción horizontal. En el caso de puentes y apoyos muy esbeltos esta condición es esencial puesto que se requiere una condición de empotramiento real, es decir, los proyectos de la estructura exigen que el apoyo no sufra ningún desplazamiento horizontal, por ello en estos casos cuando se presenta la situación mencionada se recurre a inyectar las cavernas o a tratar de disminuir los esfuerzos horizontales (caso del puente Metlac).



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

**CURSOS ABIERTOS
RESIDENTES DE CONSTRUCCION**

**ANEXO I
CIMENTACIONES**

M.I. GABRIEL MORENO PECERO

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO. Postal M-2285
Teléfonos: 512-8955 512-5121 521-7335 521-1987 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

CIMENTACIONES

I. Superficiales $h \leq 2b$

- I.a. Zapatas aisladas
- I.b. Zapatas corridas
- I.c. Losas de cimentación
- I.d. Cascarones

II. Compensadas

- II.a. Totalmente compensadas
- II.b. Parcialmente compensadas
- II.c. Sobrecompensadas

III. Profundas

- III.a. Pilotes
- III.b. Pilas
- III.c. Cilindros
- III.d. Cajones

- I.a. Para recibir columnas. Pueden ser cuadradas o rectangulares, se ligan entre sí por una cadena.
- I.b. Para recibir muros o una serie de columnas.
- I.c. Se usa cuando por efecto de que la resistencia del terreno sea muy baja o de que las cargas sean muy grandes se requiera que más del 50% del área de construcción estuviese cubierta de zapatas corridas. en cuyo caso resulta más económico hacer una losa continua que cubra toda el área.
- I.d. Se emplean cuando el terreno tiene baja capacidad de carga o cuando la estructura tenga claros muy grandes.

II. Cimentaciones Compensadas

Este tipo de cimentaciones se desplantan a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale el peso de la estructura. La constituyen: una losa corrida en el fondo de la excavación, contratrabes en dos direcciones, muro de contención y losa tapa.

$P_E =$ Peso de la estructura

$P_{VT} =$ Peso del volumen de la tierra desalojada

II. a. Totalmente compensadas $P_E = P_{VT}$

II. b. Parcialmente compensadas $P_E > P_{VT}$

Obliga al empleo de dos o más tipos de cimentación, o sea, una parte de la carga se toma por compensación y la otra por cimentación profunda.

II. c. Sobrecompensadas. $P_E < P_{VT}$

La estructura tiende a emerger hasta lograr su total equilibrio

III. Cimentaciones Profundas.

Se utilizan cuando se tienen estructuras muy pesadas sobre suelos compresibles. Su función es transmitir la carga de la estructura a estratos profundos con mayor resistencia

III.a. Elementos muy esbeltos con ϕ de 0.30 a 1.00m

Se clasifican:

Por los materiales empleados en su construcción

- . de madera
- . de acero
- . de concreto simple
- . de concreto reforzado
- . de concreto pretensado
- . Mixtos

Por el lugar de su construcción

- . Prefabricados
- . Fabricados en el lugar de hinca.

Por su sección transversal

- . Husca
- . Maciza

Por su apoyo

- . de fricción
- . de punta
- . de apoyo mixto

Por su forma de colocación

- . Hincados a percusión; con previa excavación o sin ella.
- . Fabricados "in situ"

III.b. Pilas... Su ancho varía de 1.00 a 2.00 m
 En ocasiones se construyen con ampliación de base (campana) en el fondo a fin de disminuir la presión de contacto.

Se usan cuando se requiere transmitir las cargas de una estructura a través de un espesor de suelo blando o a través de agua hasta un estrato de suelo resistente.

III.c. Cilindros. - De concreto reforzado, pueden ser circulares o elípticos. Sus diámetros varían de 3.00 a 6.00 m; se construyen huecos con el fin de ahorrar material y eliminar peso propio. Con tapa en su punta.
Se utilizan preferentemente en los puentes.

III.d. Cajones. - Forma paralelepípeda y en ocasiones elíptica, con anchos similares a los de los cilindros.

Se hacen de concreto reforzado formando cajones o celdas desplantados a la profundidad de la capa resistente.

El cajón es una estructura que es hundida a través del terreno o del agua con el fin de excavar y colocar la cimentación a la profundidad prescrita.

Algunas consideraciones sobre cimentaciones de pilotes y de sustitución

En la enorme ciudad de México desplantada sobre un suelo muy especial, débil y problemático, vulnerabilísimo ante los sismos y con características variables, se han usado y ensayado muy diferentes sistemas de cimentaciones. Aunque hemos tenido a nuestra disposición, el que podríamos llamar un magnífico campo de experimentación a escala natural, hay en esta materia ciertos prejuicios o conceptos arraigados que ameritan aclaraciones y revisión.

Independientemente de su propio material, en México se han usado básicamente dos tipos de pilotes: de punta y de fricción.

Llamamos *de punta* a los que se apoyan hasta la capa resistente de terreno, que en la zona comprensible y en el centro de la ciudad generalmente se encuentra a 30 ó 31 metros de profundidad con relación al nivel de la calle y que en otras aparece entre 21 y 41 metros.

Los pilotes *de fricción* o *de adherencia* no se hincan hasta esas capas y toman su carga al adherirse al suelo que los circunda.

El terreno del Valle de México, en el que se encuentra la ciudad, se va asentando paulatinamente. Esto es debido a que siendo muy acuoso, puesto que en la antigüedad fue un gran lago o cuenca, las arcillas y limos que principalmente lo constituyen, acomodan sus partículas, debido a los constantes movimientos sísmicos que se verifican aunque sólo sean registrados por sismógrafos. Y también por su desecación incrementada por los numerosos pozos artesianos.

El autor de este artículo, arquitecto José Creixell M.^º (79) egresado de la UNAM, es miembro de número, fundador y consejero de la Academia Mexicana de Arquitectura, arquitecto emérito de la Sociedad de Arquitectos Mexicanos y miembro vitalicio del Colegio de Arquitectos de México.

Ha proyectado, dirigido y construido más de 400 obras. Actividad docente en la Escuela de Arquitectura de la UNAM (34-78) Publicaciones y conferencias sobre cimentaciones, problemas estructurales y construcciones antisísmicas.

Ha diseñado y construido máquinas para probar vigas y columnas reducidas, vibraciones de estructuras en modelos, aparato para estudiar y valorizar los empujes de tierras, otros para losas reticulares apoyadas o no en traveses flexibles.

Su oficina es un verdadero laboratorio para análisis de sismos: posee tres diferentes sismoscopios, un trepidómetro, tres acelerómetros (dos de ellos de su invención), un aparato con pantalla que detecta movimientos del subsuelo y un sismógrafo automático.



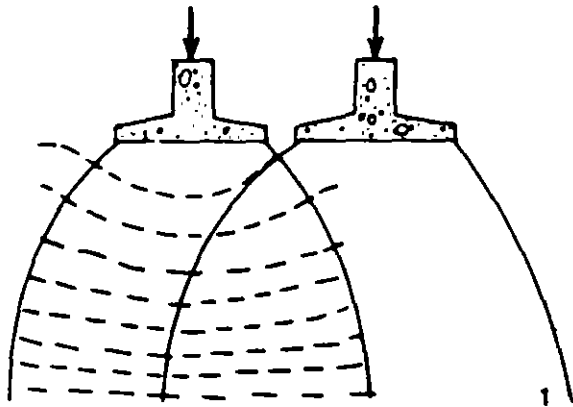
Arquitecto José Creixell M.

Este asentamiento provoca que los edificios con pilotes de punta que se apoyan sobre la capa resistente que se asienta menos que las superiores, vayan sobresaliendo con relación a los que simplemente descansan sobre estas últimas.

Tratando de evitar tal fenómeno, sobre los pilotes de punta han usado controles diseñados para poder bajar o nivelar los edificios apoyados en ellos. O también se usan los pilotes de fricción que al no llegar hasta el estrato resistente pueden, al menos, bajar en parte con el terreno.

Bulbo de presión. La presión de un cimiento sobre el terreno, no se transmite hacia abajo verticalmente sino que con la profundidad se va ampliando su zona de influencia y constituye el llamado *bulbo de presión* (Fig. 1).

Se pueden verificar dos asentamientos: el *inmediato* que depende mucho de la amplitud del cimiento y el que nosotros llamamos *subsecuente* que se presenta luego y se relaciona con el bulbo.



Los cimientos cercanos, no resisten la suma de los que cada uno puede soportar por separado, al menos en terrenos compresibles, pues al traslaparse los bulbos de presión, hacen que la zona donde actúan resulte menor a la suma de las que obrarían bajo cada uno, aisladamente.

En varias ocasiones, edificios recibidos sobre cimentaciones superficiales se han asentado más de lo debido y al hacer otros similares en un terreno semejante con cimientos más amplios, no se ha logrado evitar ese asentamiento. La razón obvia es que ya los bulbos de presión de los primeros habían abarcado todo el terreno disponible a la profundidad en que se comprime más, pues en la superficie por estar ya consolidado, el asentamiento inmediato no era de importancia.

PILOTES DE FRICCIÓN

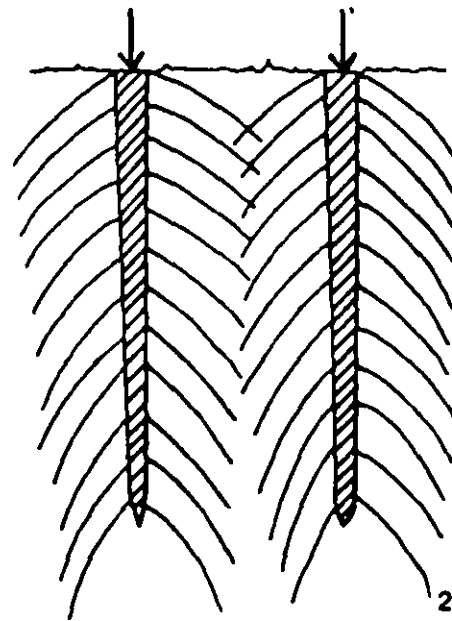
Para varios técnicos los pilotes de fricción no dan las

garantías necesarias y hasta afirman que durante los sismos se han comportado peor que los de punta; sin embargo en numerosos casos ha funcionado muy satisfactoriamente.

Creemos que lo malo no ha estado en su propia naturaleza, sino en un deficiente cálculo y un falso criterio para su aplicación, en los que han faltado consideraciones muy lógicas, que a continuación vamos a explicar, aceptando desde luego, que su resistencia a la carga no es ni de fácil ni de precisa determinación.

Por lo pronto podemos afirmar, que si se prueban dos pilotes de fricción cercanos y cada uno demuestra poder soportar por ejemplo 25 toneladas; los dos juntos no podrán soportar 50.

Los pilotes de fricción también tienen sus bulbos, que en su caso podríamos llamar, más propiamente, *zonas de influencia* (Fig. 2) y por la misma razón,



si están cercanos, tampoco se puede sumar el trabajo que desempeñarían por separado y a veces no se logra nada aumentando su número con otros de la misma longitud.

Tales zonas de influencia, más grandes de lo que se puede suponer, resultan de imposible determinación exacta, tanto en su amplitud y profundidad como en la distribución de sus esfuerzos interiores.

Muchos calculistas, se han conformado con valuar la resistencia del pilote de fricción proporcionándola simplemente con su perímetro y especifican que para que su trabajo sea eficiente, deben hincarse a una distancia mínima entre los pilotes, que recomiendan, por ejemplo, de 1.50 o 2.00 metros. En realidad, aunque la ampliación del bulbo no va precisamente en proporción a su diámetro, sí se afecta por éste y es más lógico hacer variar dicha distancia de

acuerdo con él, recomendándola por ejemplo de 3, ó mejor, 4 diámetros.

Aunque a veces conviene hincar pocos pilotes de fricción gruesos en vez de varios más delgados, en general es mejor usar estos últimos, pues su área de contacto y su zona de influencia, resultan mayores en proporción a su sección.

Por otra parte, muchos especialistas han llegado a la conclusión correcta de que la resistencia del pilote de fricción por unidad de longitud, aumenta con la profundidad, pero en esta suposición tan simplista, frecuentemente se exagera ese incremento de resistencia.

En nuestro subsuelo y tratándose por ejemplo de un pilote de fricción de 20 metros y al que se le asigna en su parte superior una resistencia de 1,000 kilogramos por metro cuadrado de área de contacto, en su extremo inferior podrá calcularse de unos 1,200 kilogramos pero no más como en ocasiones se ha supuesto.

Teóricamente se podría pensar que el terreno profundo, por su propio peso ya está en condiciones de tener una compacidad mayor, pero la realidad es que su estructura cavernosa, celular y embebida en agua, no tiene una resistencia mucho mayor que la de su parte alta, como lo demuestran los datos obtenidos con un sencillo tubo con punta de acero que se hincan por golpeo o presión y por los que se nota que hay varias capas profundas que presentan más facilidad a la penetración que otras superiores.

Deformación de los estratos. Bajo un cimiento común de superficie, la presión que éste ejerce va deformando los estratos como se indica en la Fig. 1. A medida que el bulbo amplía su área, la presión unitaria disminuye, de manera que las deformaciones de los estratos se van haciendo cada vez menores hasta nulificarse.

Si un pilote de fricción corto se ha hincado bajo un cimiento y sólo tiene una longitud igual a la profundidad afectada por el mismo, su utilidad es prácticamente nula y no es correcto pensar que se puede aplicar parte de la carga al cimiento y parte al pilote o pilotes. En esa zona el mismo terreno que sostiene al cimiento tiene que sostener a los pilotes y es imposible que duplique su resistencia.

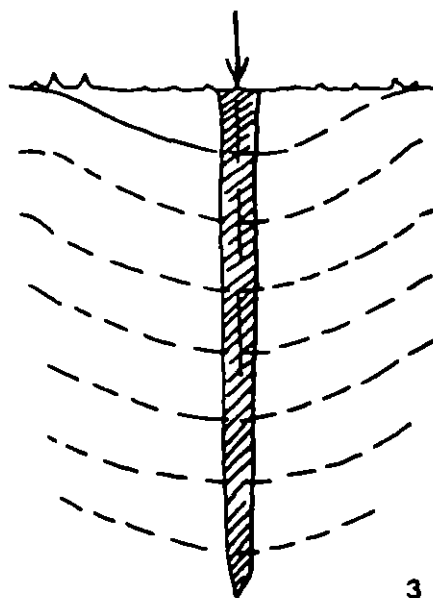
Debemos considerar que el efecto del pilote de fricción (Fig. 3), es el de ir deformando las capas que atraviesa, ejerciendo para ésto unos esfuerzos que se traducen en la carga que puede soportar.

Aun en la zona comprimida por el cimiento, el pilote de fricción puede deformar con más regularidad las capas que atraviesa, y teniendo esto en cuenta, hasta conviene a veces suprimir la zapata del cimiento y recibir los pilotes solamente con las correspondientes contratabes.

De todas maneras, el pilote de fricción profundo tiene mayores oportunidades de atravesar más capas de mejor resistencia y por esto es correcto aumentar ésta con la profundidad.

Recomendaciones de diseño. En resumen, se pueden recomendar tres maneras para diseñar una cimentación apoyada en pilotes de fricción:

1. Diseñarla considerando el comportamiento de los pilotes con un criterio correcto acerca de su forma de trabajo.
2. Basarse, para el caso, en experiencias obtenidas en edificios similares y terrenos semejantes, puestos sobre pilotes de fricción cuyos resultados han sido muy satisfactorios.
3. Proyectar la cimentación de manera que después de construida y de ir comprobando paulatinamente su resultado, se puedan colocar más pilotes, quizá de mayor profundidad, hincándolos inclusive en los lugares donde se juzgue que sean más necesarios.



3

Este sistema, muy recomendable, se puede lograr diseñando entre las contratabes losas de cimentación reticuladas, con casetones por ejemplo de 60 x 60 centímetros que quitándolos donde se requiera permitan la introducción de otros pilotes. Este sistema, altamente recomendable, permite hasta colocar al principio menos pilotes de los que se juzgaba necesario, observar el comportamiento de la construcción e hincar después los que hagan falta en los lugares donde se requieran.

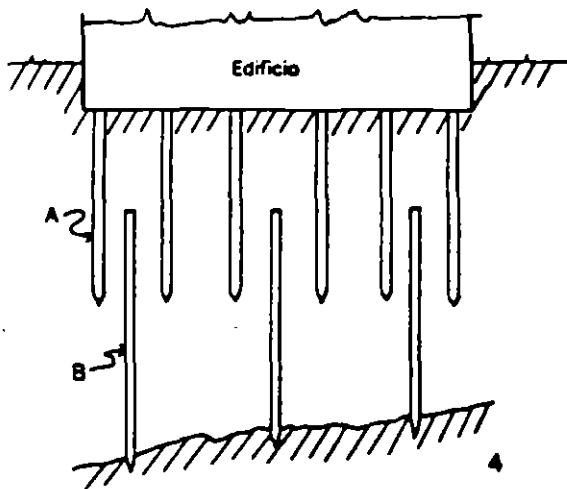
En general, no debe ser motivo de preocupación que el pilote de fricción, al recibir una carga excesiva, falle por compresión ya que lo común es que su sección por sí misma resista mucho más a dicha carga de lo que puede soportar por adherencia.

Si los pilotes de fricción se hincan cuando ya la estructura está a medio construir, lo que ordinariamente se hace por medio de gatos de presión, el edificio puede bajar unos centímetros. Pero después al reac-

cionar el terreno debido a su elasticidad, como explicaremos al tratar los pilotes de punta, ese hundimiento puede reponerse.

Pilotes tipo "B". Se han presentado casos de cimentaciones con pilotes de fricción, sobre todo cuando la capa resistente es muy profunda en los que aun después de aumentar el número de ellos, continuó su tendencia al asentamiento.

Se comprobó que lo que cedía era la tierra comprendida entre el extremo inferior de los pilotes y el estrato resistente. Así, se hincaron pilotes llamados "tipo B" que se introducen con seguidor hasta el estrato profundo y que por su parte alta no llegan hasta los cimientos (Fig. 4), y de inmediato se suspendió el asentamiento.



Estos pilotes "tipo B" que se cruzan con los inicialmente colocados que podemos llamar "tipo A", demostraron también que las zonas de influencia de los pilotes de fricción son muy amplias pues se colocaron a tres metros de los iniciales y el resultado fue muy bueno.

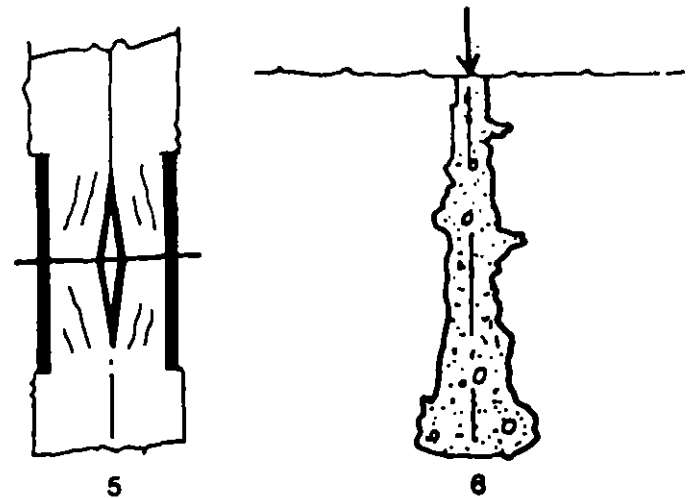
Pilotes de madera. La falta de renovación de nuestros bosques, ha provocado la prohibición de las autoridades para el uso de pilotes de madera, que resultan muy ligeros y sobre todo cuando trabajan a fricción satisfacen muy bien su cometido, con la sola condición que sean de buena calidad. Dentro del agua freática del Valle de México que en muchas partes llega apenas a 1.30 ó 1.50 metros bajo el nivel de la calle, la madera no se pudre y hasta da más garantías que el pilote de concreto si el recubrimiento de las varillas no es lo suficientemente capaz de evitar su oxidación.

En los pilotes de madera, con frecuencia las juntas han fallado pero si se hacen bien no hay razón para ello. Una junta recomendable es la de la (Fig. 5), que implica un cilindro de acero o una cuña central

que al hincar el pilote, con la presión hace que la madera se comprima fuertemente contra el cilindro. Para protegerlo de la oxidación, conviene dar a este un espesor suficiente para soportarla por mucho tiempo o emplear un recubrimiento adecuado.

Los pilotes de madera, sólo requieren tener un tramo superior de concreto armado para prever las posibles variaciones en el nivel del agua freática.

Pilotes con base ampliada. Finalmente podemos sugerir, para edificios relativamente ligeros, por ejemplo de cinco niveles, los pilotes de la (Fig. 6), que nos



han dado muy buenos resultados, incrementando la resistencia del terreno.

De unos 3.5 a 8 metros de profundidad, bajan las cargas a través de unos estratos, pudiendo llegar a otros de mayor resistencia. Trabajan también a la fricción y llenando y comprimiendo zonas débiles su base se amplía al ser vaciados.

Son de concreto, no requieren acero, son fáciles de hacer y resultan económicos.

Para emplearlos, se hacen perforaciones de 30 ó 35 centímetros de diámetro, con la sencilla y casi manual maquinaria con la que se perforan los pozos artesianos. La arcilla al arquearse puede sostenerse sin tener desprendimiento a corto plazo; el pozo queda inundado por el agua freática.

Después, desde el nivel del terreno se vierte la mezcla de concreto relativamente seca hasta llegar a la superficie.

El hecho de que el agua freática salga expulsada bastante limpia al vaciar el concreto, demuestra que éste se afecta poco y la constancia de que el volumen introducido de la mezcla, resulta mayor al de la hoquedad, comprueba que debido a la presión superior esa mezcla se ha introducido en partes blandas y dilatado en su extremo inferior.

PILOTES DE PUNTA

Con relación a los pilotes de punta, tenemos tam-

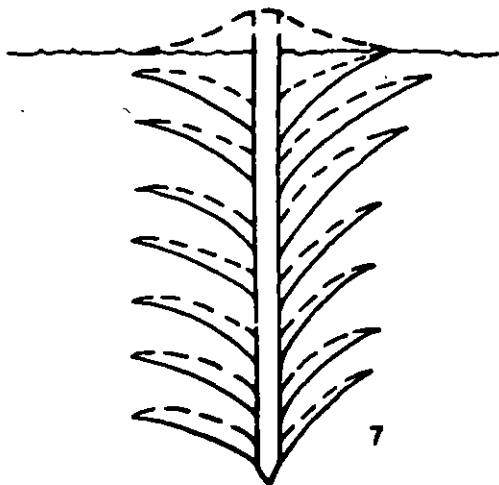
bién que hacer algunas consideraciones no comunes.

Indudablemente, estos pilotes también tienen sus ventajas. Su resistencia, es generalmente superior a la del pilote de fricción, por tanto se requieren en menor número y se pueden colocar más cercanos teniendo siempre cuidado, después de estudiar el sondeo previo, de que el manto donde se apoyan tenga la suficiente resistencia.

No hay que preocuparse demasiado por el pandeo que se les pueda considerar al trabajar como columnas largas, pues pilotes de acero, aún de 30 metros de profundidad y de sólo 7 u 8 centímetros de diámetro han resistido bien la carga sin pandearse, dado la efectividad para el caso del terreno que los circunda. Desde luego, *no recomendamos esos pilotes de acero*, pues después de no mucho tiempo de hincados se han extraído demasiado oxidados.

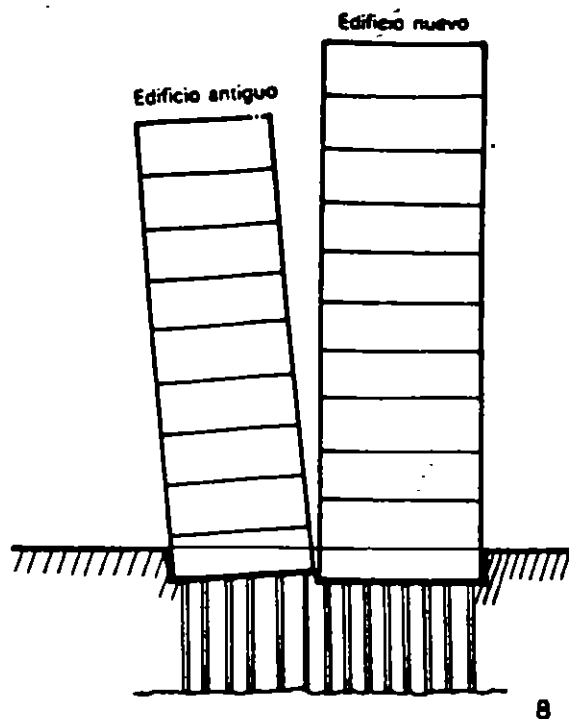
Levantamiento de pilotes. Como hemos indicado, el mayor levantamiento de los edificios apoyados en pilotes de punta, con relación a los que descansan sobre las capas superficiales, se debe a que el terreno de la ciudad en general, va bajando paulatinamente de nivel en esas capas, más que el estrato resistente donde se apoyan.

Son muy pocos los que consideran que el terreno muy elástico de la ciudad de México después de deformarse hacia abajo por la presión ejercida para el hincado del pilote, trata de reponerse expulsándolo hacia arriba (Fig. 7).



Este fenómeno se comprueba ampliamente al observar que si un edificio sobre pilotes de punta se construye junto a otro más antiguo que también los tiene, éste, invariablemente se inclina hacia el lado opuesto (Fig. 8) por la influencia del levantamiento casi inmediato de los pilotes del nuevo.

Lo anterior se debe muy poco a la expansión de la tierra del edificio nuevo por la introducción de sus pilotes, pues el volumen de éstos es muy reducido comparado con el del terreno. Y, además, antes de



iniciar las cimentaciones, normalmente ya sobresalen del mismo.

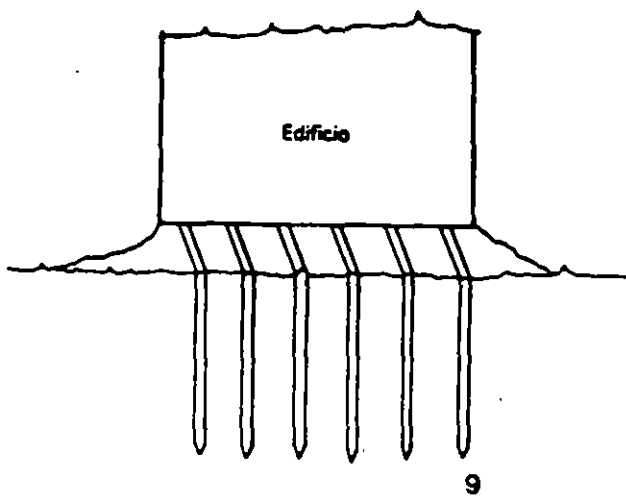
Es normal que un pilote de 30 metros en este suelo se levante muy rápidamente 20 ó 25 centímetros.

El levantamiento de los pilotes por este concepto, se puede evitar si después de haberse vaciado en el lugar, se extraen los moldes que para esto se usaron y al sacarlos apoyados en los mismos pilotes, corrigen la deformación del terreno.

Fricción negativa. Al calcular los pilotes de punta, además de considerar la carga que reciben y su peso propio, se ha acostumbrado incrementarlos con lo que se llama *fricción negativa* que corresponde al efecto que tiene el terreno, a medida que se consolida, de colgarse del pilote. Pero en general, no se tiene en cuenta que este fenómeno se verifica más bien en las capas superficiales y para que suceda, es necesario que el terreno deformado hacia abajo, se reponga totalmente, lo que toma tiempo y que al final no conviene sobrepilotear los edificios pues así su levantamiento resulta excesivo. Concluimos en que *no es muy importante la fricción negativa*.

Cuando por los pilotes de punta, el edificio sobresale demasiado, sus partes superiores quedan arriba del terreno como indica la (Fig. 9.) Al venir el sismo, los pilotes pueden sufrir un desalojamiento horizontal muy peligroso y hasta llegar a la rotura. El terreno, al haberse despegado, se levanta con ellos pero la realidad es que ahí debe quedar muy flojo y no contribuye al confinamiento de los pilotes.

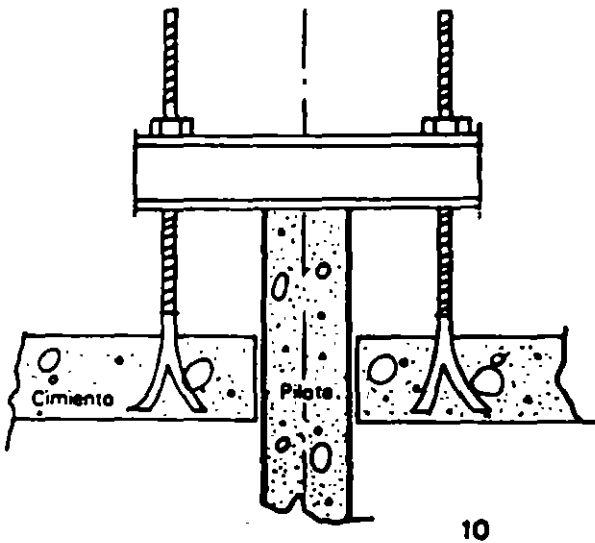
Se han empleado pilotes de concreto que en su parte inferior terminan con un tubo de acero con punta que puede tener de tres a cinco metros de largo y unos 10 centímetros de diámetro. La punta llega hasta el estrato resistente y se pretende que al irse consolidando el terreno superior, ella vaya penetrando



do y evite que el edificio sobresalga. Hay casos en que han dado un aceptable resultado, pero las indeterminaciones a las que están sujetos, no lo hacen fácil de prever.

Pilotes de control. Para que el pilote de punta sea más confiable, es necesario que en su parte superior se coloque algún control que permita bajar el edificio cuando sobresale demasiado e inclusive nivelarlo.

Los más conocidos son en esencia, semejantes al indicado en la (Fig. 10.) *Afrojando las tuercas, el edificio puede bajar y apretándolas, subir o nivelarse.*

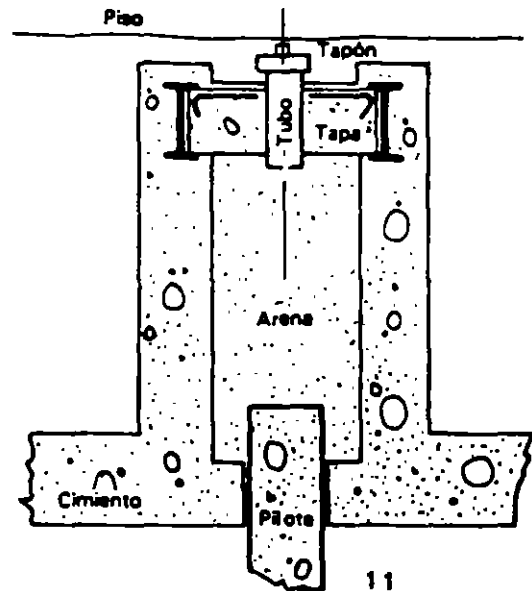


Los mayores problemas de este control se deben a que se tiene que contar con un espacio al que pueden entrar los obreros que lo operen y a las dificultades de sellar la junta entre el pilote y la cimentación para que, permitiendo el movimiento, evite la entrada del agua freática que puede tener mucha presión cuando la cimentación es profunda.

Nosotros hemos usado controles que consisten (Fig. 11) en dejar sobre el pilote un espacio lleno de arena con una tapa de concreto armado que en su centro lleva un tubo de acero de 10 centímetros de

diámetro con su tapón de rosca que permite la extracción de la arena para bajar al edificio.

La tapa de concreto puede construirse entre dos viguetas de acero. Si con el tiempo, vaciando toda la arena, el pilote llega a esa tapa, ésta se puede destruir, rebajar el pilote, llenar el hueco otra vez de arena, reconstruir la tapa y así lograr que el sistema siga funcionando por más años.



Este control no permite subir al edificio, cosa poco interesante en este tipo de suelo, pero bajando unos pilotes más que otros, sí se puede nivelar.

El agua freática, aunque llene el cilindro a través de la arena, no tiene por donde salir y como la tapa puede llegar prácticamente hasta el piso, sólo requiere en éste, de un pequeño registro para que los obreros puedan extraer la arena.

La arena queda muy comprimida por la reacción del pilote. En nuestro caso, la hemos afrojado con un taladro eléctrico y extraído con aspiradora, pero ese trabajo también se puede ejecutar casi manualmente.

Al aplicar esos controles en un edificio cuyas zapatas de cimientos no tuvieron que ocupar toda su área construida, se nos presentó el problema de que después de bajarlo y nivelarlo con éxito en las primeras intervenciones, al presentarse la siguiente, habiendo sacado toda la arena y aún quedando bastante espacio libre para bajar el edificio, éste ya no pudo hacerlo.

Quizá hubiera convenido construir las zapatas de cimientos de menor amplitud o dejar más espacio libre entre el pilote y el concreto que lo circunda, pues es fácil que al bajar en las primeras ocasiones, la tierra hubiera sellado tal espacio. Pero la causa principal del problema puede haber sido que el terreno adherido a los pilotes haya impedido que la cimen-

tación pudiera bajar más, fenómeno que hay que tener en cuenta ya que puede repetirse en cualquier sistema de controles.

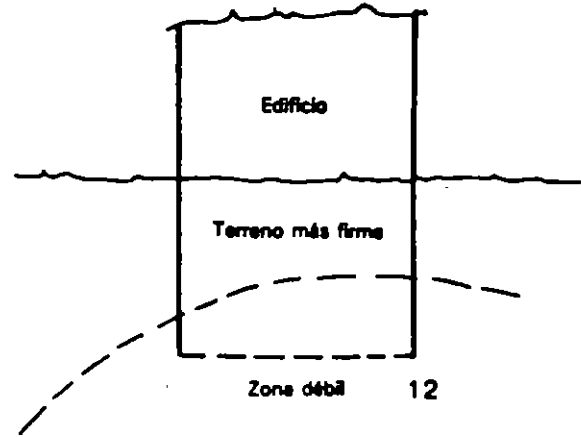
CIMENTOS POR SUBSTITUCION

Consisten en extraer del suelo una cantidad de tierra cuyo peso equivalga al del edificio por construir.

A primera vista, pocas cosas hay tan convincentes como este tipo de cimentaciones al grado de que ha satisfecho a especialistas que lo han usado con profusión. Sin embargo, los múltiples fracasos del sistema que se han traducido en *asentamientos* y *desniveles excesivos* nos llevan a investigar más detenidamente el caso.

Al excavar el terreno, el subsuelo evidentemente se levanta, su estructura original celular y de naturaleza cavernosa se deforma o se rompe. Ya no resiste lo que soportaba inicialmente y al presentarse la nueva carga el edificio desciende bastante y con frecuencia más de un lado que de otro.

El levantamiento de la parte baja del terreno excavado se debe a dos causas: siendo la arcilla de la ciudad muy impermeable, antes de permitir fácilmente el paso del agua freática —si ésta solo se va sacando a medida que se excava— recibe la presión hidrostática que lo eleva. En segundo lugar siendo el terreno muy elástico, sobresale al faltarle el peso que se



le ha quitado. Esta deformación de su estructura se verifica, inclusive, desde cierta profundidad.

Por otra parte, es posible que el terreno excavado, no estuviera apoyado plenamente sobre el inferior sino que ya sea por el efecto de arco, (Fig. 12), o por esfuerzo cortante, hubiera estado detenido al menos en parte por los terrenos colindantes.

Por otra parte, no hay nada más preciso que el principio de Arquímedes según el cual cualquier cuerpo introducido en un líquido, experimenta una reacción igual al peso del volumen del líquido que desaloja y la cimentación impermeable dentro del agua freá-

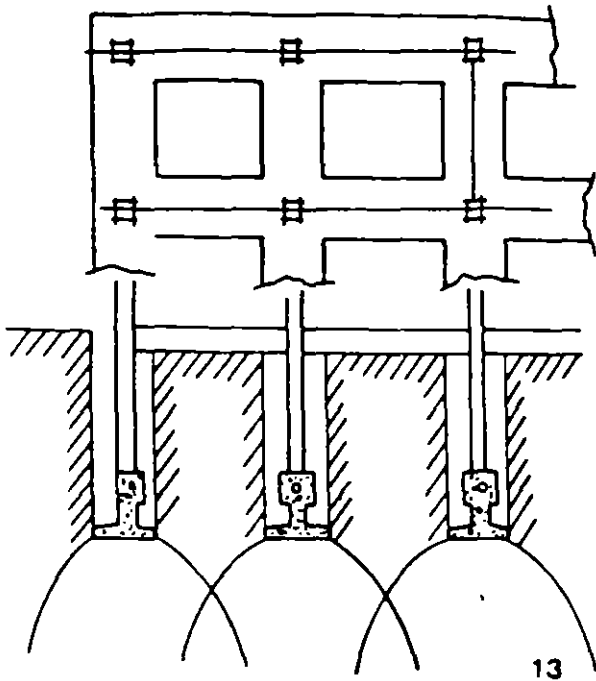
en pisos...

InterCeramic

Simplemente lo mejor

Centro de Pasos y Recubrimientos
San Andrés Bora, C.A.
Tel. 749. 58.74.00 y 74.90.00

Este anuncio tiene un fondo de textura granulada. A la izquierda hay un recuadro con un patrón de 3x3 de cuadrados. El texto 'en pisos...' está en la parte superior izquierda, 'InterCeramic' en la inferior izquierda y 'Simplemente lo mejor' en la parte superior derecha.



13

tica, tiene la tendencia a flotar. Hay que tener en cuenta esto para los esfuerzos que el fenómeno produce en la cimentación, pero no es indicado aprovecharlo para tomar su carga pues el nivel del agua freática está sujeto a cambio y su efecto se puede anular con la filtración.

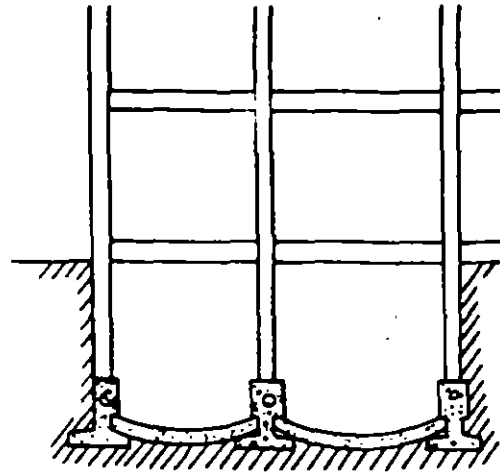
Excavaciones profundas. Las excavaciones profundas en el Valle de México, pueden ocasionar serios problemas.

Una excavación profunda que se hizo bajo un edificio alto, provocó lo siguiente: sus constructores colocaron ataguías correctamente que fueron sostenidas por una estructura provisional de acero. Y, sin embargo, una serie de casas colindantes de sólo dos pisos cada una, fueron destruidas con tal excavación.

En ellas empezaron a aparecer importantes grietas que en un sentido demostraron asentamientos quizá debidos al enjutamiento del terreno al faltarle el agua que extraían. Y, alternativamente, se presentaban otras de consideración que quizás obedecían al levantamiento del mismo que se expandía ya sin su peso superior.

Una solución que puede ser indicada para las cimentaciones por substitución, es la de *excavar al principio solamente las zonas longitudinales entre columna y columna*. Construir en ellas las contratrabes con unas zapatas de cimientos y sobre las columnas ya desplantadas, iniciar la construcción hasta que tenga el peso suficiente para evitar el levantamiento del terreno (Fig. 13).

Después de completar la excavación, recibir en las



14

contratrabes ya construidas las losas completas de cimentación, teniendo que resolver por supuesto el problema de la impermeabilización y, luego, proseguir la construcción hasta terminarla (Fig. 14).

INVESTIGACION DEL SUBSUELO

En todos los casos, es importante realizarla. Hasta en suelos resistentes a veces han aparecido grietas que a primera vista no se hubieran podido detectar.

Lo más importante es el sondeo que simplemente se hace por penetración, hincando un tubo de acero con punta del mismo material, anotando los golpes que la caída de una pesa requiere para pasar cada una de las capas que atraviesa.

Siempre hay que investigar el nivel del agua freática.

Si se trata de un edificio, por ejemplo de cuatro pisos, es indicado llegar hasta el estrato resistente y tratar de medir su espesor hasta donde el clavado del tubo lo permita.

Conviene extraer muestras de los estratos perforados, inclusive para detectar los arenosos. En estos fluye mejor el agua del subsuelo.

La extracción de muestras induradas para su análisis es interesante, pero en nuestro concepto, tiene menor importancia.

Su costo resulta elevado y son muchas las profecías de asentamientos y comportamiento del terreno, al menos en el de esta ciudad, hechas aun por muy especialistas, que se han alejado totalmente de lo que se desarrolló con el tiempo. ■

En general las fórmulas de hincado de pilotes no son aplicables a la determinación de las capacidades de carga de los pilotes de concreto precolados. Si se utiliza alguna fórmula, deberá tomarse en cuenta el efecto del peso del pilote. El análisis estático, más el buen juicio, verificado mediante pruebas de carga, constituyen la mejor base para estimar la capacidad de carga de los pilotes.

Los pilotes de concreto precolados ofrecen desventajas en condiciones difíciles de hincado, como cuando se encuentran piedras u obstrucciones, ya que no se pueden hincar en exceso; sin embargo, su principal inconveniente es el del desperdicio de los cortes. Los márgenes de desperdicio que tienen que incluirse en los costos son mucho más altos que para la mayoría de los demás tipos de pilotes.

20.5 Pilotes cilíndricos preesforzados

Estos pilotes tienen un diámetro muy grande, por lo común de unas 54 pulgadas. Se emplean para puentes y otros proyectos importantes. No los estudiaremos aquí, debido a que son sumamente especializados.

20.6 Resumen

Tipo de pilote	Ventajas	Desventajas
Madera	Bajo costo, facilidad de hincado.	Se rompen con facilidad al encontrar obstáculos o aplicarles mucha energía de hincado. Tienen un alto costo de desperdicios de corte.
De madera compuestos	Bajo costo. Con frecuencia más baratos que los pilotes tratados con creosota.	Problemas de conexiones. Su hincado puede resultar difícil.
Vigas H	Fáciles de hincar. Capacidad para lograr una buena penetración.	Empalmes costosos. Problemas de asiento en el fondo. Se debe tomar en cuenta la corrosión.

Pilotes tubulares	Fáciles de obtener y económicos. Fáciles de hincar. Se puede inspeccionar el fondo. Se pueden hincar en secciones cortas.	A menos que se suelden los empalmes, se pueden llenar de agua. Los pilotes de fricción requieren un análisis cuidadoso.
Colados <i>in situ</i> hincados con mandriles	Económicos. El interior se puede inspeccionar. Se adaptan a grandes variaciones de longitud. Los tipos cónicos son convenientes como pilotes de fricción.	Se necesitan equipos pesados y especializados. Los colapsos, el desgarramiento de los moldes y los problemas de filtración del agua provocan numerosos rechazos.
Colados <i>in situ</i> sin mandriles	Fáciles de hincar. Se empalman con facilidad. Con equipos ligeros. Raras veces se desgarran o tienen filtraciones de agua.	Capacidad limitada para aceptar un hincado energético.
Sin moldes (perforados)	Bajo costo. Rápidos. Sin vibraciones.	Problemas en suelos con desplomes y con altos contenidos de agua. Las pruebas de carga resultan muy costosas.
Lechada inyectada	No hay vibraciones.	No se pueden inspeccionar. Se requieren pruebas extensas de carga.
Base ensanchada	Densificación de suelos granulares sueltos. Gran capacidad de carga.	No se pueden inspeccionar. Se necesitan moldes en suelos compresibles.
Precolados	Permanencia. Alta capacidad y resistencia a los pandeos.	Grandes desperdicios de corte. Difíciles de manejar. Se necesita chiflonado para ayudar en el hincado. Se rompen con facilidad.



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

CURSOS ABIERTOS

RESIDENTES DE COSNTRUCCION

C I M B R A S

ING. ENRIQUE TAKAHASHI

DISEÑO DE CIMBRAS

POR: ING. FEDERICO ALCARAZ LOZANO. *

- DATOS REQUERIDOS.

Del Concreto:

- Peso volumétrico.
- ¿ Hay vibrado ?.

Del material de la cimbra:

- Esfuerzos permisibles.
- Densidad.
- Módulo de elasticidad.
- Calidad del material.

Del ambiente:

- Temperatura en el momento del colado.
- Velocidades de viento.

Del proyecto:

- Geometría del concreto.
- Cargas vivas durante el colado.

* Gerente de Ingeniería de SACMAG DE MEXICO, S. A.

Ingenieros Consultores.

PESO VOLUMETRICO

El peso volumétrico del concreto varía desde 1,500 a 2,400 kg/m³., el primero para concretos ligeros y el último para concreto normal. Puede haber algunos concretos más ligeros que el agua, pero son muy especiales.

ESFUERZOS PERMISIBLES.

Hacemos aquí referencia al Reglamento de las Construcciones del D. D. F. en sus artículos del 213 al 222:

a) Calidad de la madera.

Los grados de las maderas que se citan son los que se especifican en la norma C 18-46, expedida por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Industria y Comercio.

Para usarse en construcciones no se empleará calidad inferior a la de tercera.

b) Esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad.

Se admiten los siguientes esfuerzos de trabajo y módulos de elasticidad, en función de la densidad aparente de la madera seca, y, para madera de primera. De no obtenerse experimentalmente, el valor de E se supondrá

-3-

de 0.4, obteniéndose los valores consignados en la última columna de la siguiente tabla.

Concepto	Valor en kg/cm ²	
	Para cualquier y	Para y=0.4
Esfuerzo en flexión ó tensión simple.	196y	1.25 60
Módulo de elasticidad en flexión ó tensión simple	196,000y	79,000
Esfuerzo en compresión paralela a la fibra	143.5y	57
Esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra	54.2y	2.25 7
Módulo de elasticidad en compresión	238,000y	1.25 95,000
Esfuerzo cortante	35y	10

Para maderas selectas, se pueden incrementar en un 30% los valores anteriores. Para maderas de segunda, se tomará el 70% de los valores consignados en la tabla. Para maderas de tercera, se tomará el 50%.

###

-4-

Tratándose de maderas saturadas ó sumergidas, el esfuerzo de compresión paralelo a la fibra debe reducirse 10%; el de compresión perpendicular a la fibra 33%; y los módulos de elasticidad 10%.

El esfuerzo permisible en compresión en direcciones inclinadas con respecto a la fibra, se determinará de acuerdo con la fórmula:

$$N = \frac{P \quad Q}{P \sin^2 \theta + Q \cos^2 \theta}$$

en la cual

N= esfuerzo permisible en la dirección que forma un ángulo θ con la fibra;

P= esfuerzo permisible en compresión paralela a la fibra;

Q= esfuerzo permisible en compresión perpendicular a la fibra;

c) Cargas de corta duración.

Cuando la duración de las cargas no exceda el lapso indicado a continuación, se incrementarán los esfuerzos permisibles según la siguiente tabla:

15% para dos meses de duración.

25% para 7 días de duración.

###

50% para viento ó sismo.

100% para impacto.

Estos coeficientes de incremento se aplican también a las conexiones.

Los incrementos anteriores no se aplican a los módulos de elasticidad en cálculo de deflexiones.

d) Deterioro e intemperización de la madera.

Los esfuerzos permisibles deberán afectarse de reducciones, de acuerdo con el grado de deterioro e intemperización de la madera a través del tiempo.

e) Diseño de piezas en tensión.

El esfuerzo se valuará dividiendo la fuerza entre el área neta. Este esfuerzo no debe exceder el permisible que se especifica en los incisos b, c y d.

f) Diseño de postes ó columnas.

I. Notación.

A=área de la sección transversal del miembro (cm²).

c= esfuerzo permisible en la columna a compresión paralela a la fibra (kg/cm²) corregido por esbeltez.

d= mínima dimensión transversal del miembro ó de cada una de las piezas que constituyen una columna espaciada (cm).

-6-

E = módulo de elasticidad a compresión según el inciso
 b (kg/cm²).

L = longitud de extremo a extremo de las columnas de
un solo tramo, ya sean simples ó espaciadas, ó -
bien, la distancia de centro a centro de los apoyos
laterales en columnas continuas (cm).

P = carga axial (kg).

f_c = esfuerzo permisible en compresión paralela a la fi
bra de conformidad con los incisos b , c y d (kg/cm²).

II. Clasificación. Las columnas a que pueden aplicarse es-
tas especificaciones se clasifican en simples, compues-
tas y espaciadas:

- Las columnas simples están formadas de una sola pieza.
- Las columnas compuestas están formadas por dos ó más
piezas correctamente ligadas.
- Las columnas espaciadas están formadas de dos ó más
miembros, con ejes longitudinales paralelos, y ligados
a sus extremos por empaques y pernos ó conectores,
que resistan la fuerza cortante que existe en las colum-
nas debida a su deformación.

###

III. Columnas simples. El esfuerzo permisible en columnas simples de sección rectangular se valuará de conformidad con las siguientes expresiones:

Cuando L/d es menor que 11.
 $c = f_c$

Para relaciones L/d comprendidas entre 11 y 30.

$$c = f_c [1 - (L/38d)^4]$$

Para relaciones L/d mayores de 30.

$$c = f_c \left(\frac{550}{(L/d)^2} \right)$$

En columnas cuya sección no es rectangular, se sustituyen en las expresiones anteriores, $\sqrt{12}$ veces el mínimo radio de giro de la sección transversal, en vez de d .

IV. Columnas espaciadas. Todas las piezas que constituyen una columna espaciada tendrán la misma dimensión mínima. El espesor de los empaques será también igual a dicha dimensión.

La máxima relación L/d permisible es 80 en este tipo de columna. La capacidad de carga de una columna espaciada se tomará igual a la suma de las capacidades de sus miembros, calculadas éstas como si se tratara de co

lumnas simples independientes, sustituyendo las fórmulas para columnas simples por las que siguen:

Para relaciones L/d menores que 28.

$$c = f_c$$

Para L/d superior a 28.

$$c = f_c \left[1 - (L/95d)^4 \right]$$

V. Columnas compuestas. La capacidad de una columna compuesta se calculará con las fórmulas para columnas simples pero reduciendo las capacidades así obtenidas, de acuerdo con la siguiente tabla:

L/d	Capacidad reducida, % de la calculada
2	88
6	82
10	77
14	71
18	65
22	74
26	82
30	91
34	99

Para valores de L/d intermedios entre los que se consignan en esta tabla debe interpolarse linealmente.

-9-

g) Diseño de piezas en flexión.

Deben usarse las fórmulas convencionales de la resistencia de materiales como la fórmula de la escuadría, siempre que la relación de claro a peralte sea mayor que 5, con las siguientes salvedades.

-Se supone que una viga de sección circular tiene el mismo momento resistente que una viga de sección cuadrada de igual área.

-Si el peralte de una viga de sección rectangular excede 30 cm. se debe introducir el siguiente factor F que multiplique al momento de inercia:

$$F = 0.81 \frac{h^2 + 922}{h^2 + 568}$$

donde h es el peralte del miembro en cm.

h) Combinación de flexión y carga axial.

Los miembros sujetos a flexotensión deberán proporcionarse en tal forma que:

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} \leq f_m$$

Los miembros sujetos a flexocompresión deberán proporcionarse de tal forma que:

###

$$\frac{P}{A_c} + \frac{M}{f_m S \left(1 - \frac{PL^2}{2EI}\right)} \leq 1$$

en las fórmulas anteriores.

A= área de la sección transversal de la pieza (cm²):

E= módulo de elasticidad (kg/cm²).

f_m= esfuerzo permisible a la flexión (kg/cm²).

I= momento de inercia (cm⁴).

M= momento flexionante (kg/cm).

S = módulo de sección (cm³).

El esfuerzo c no deberá ser superior al dado en el inciso f. En columnas espaciadas estas fórmulas sólo se aplican si la flexión actúa en dirección paralela a la mayor dimensión de los miembros individuales.

i) Esfuerzo cortante.

Para el cálculo del esfuerzo cortante deben emplearse las fórmulas convencionales de la resistencia de materiales.

El esfuerzo cortante debido a una carga concentrada distante menos de un peralte del apoyo, puede reducirse en dicho tramo a los 2/3 de su valor calculado.

j) Pandeo lateral.

En todos los casos se tomará en cuenta la posibilidad de pandeo lateral. Para evitarlo, las piezas deberán quedar correctamente contraventeadas.

k) Elementos de unión.

I. - Generalidades. Para determinar la capacidad de carga de los distintos elementos de unión tales como los clavos, pernos, conectores, pijas y otros, las maderas se dividirán en tres grupos:

- Coníferas livianas, $\gamma \leq 0.5$
- Coníferas densas $\gamma > 0.5$
- Estructurales densas de hoja caduca (tales como cedro, álamo y similares).

II. -Clavos. Sólo se permiten para uso estructural los clavos comunes de alambre de acero estirado en frío. Para determinar su capacidad de carga lateral se empleará la fórmula:

$$P = K D^3/2$$

en la cual

D = diámetro del clavo en mm.

K = constante consignada en la siguiente tabla.

P = carga de trabajo en kilogramos por clavo.

Valores de K

Grupo	K
Coníferas livianas	3.50
Coníferas densas	4.30
Estructurales densas de hoja caduca	5.00

Para que las fórmulas anteriores sean válidas se requieren las siguientes condiciones mínimas:

- que el clavo penetre cuando menos $2/3$ de su longitud en la pieza principal.

- que las separaciones entre clavos sean como sigue:

Paralelas a la carga.

12 D del borde cargado.

5 D del borde no cargado.

10 D entre clavos de una hilera.

Normales a la carga.

5 D entre hileras.

III. Tornillos. Se aplicarán estas normas a tornillos de acero para madera, de cualquier tipo de cabeza.

La capacidad lateral estará dada por la siguiente expresión:

###

$$P = K D^2$$

Los valores de K para los distintos tipos de madera se dan en la tabla:

Grupo	K
Coníferas livianas	1.80
Coníferas densas	2.30
Estructurales densas de hoja caduca	2.50

Los tornillos deben insertarse en agujeros previamente hechos con un diámetro de 0.875 del diámetro del tornillo en la zona de rosca. La penetración en el miembro que contenga la punta será cuando menos 7 veces el diámetro del tornillo.

Las separaciones serán como sigue:

Paralelas a la carga.

8 D del borde cargado.

4 D del borde no cargado

6 D entre tornillos.

Normales a la carga.

4 D entre hileras.

IV. Pernos. Se entiende que se trata de pernos de acero con cabeza en un extremo ó con dos extremos rosca dos y usando rondanas bajo cabeza y tuerca.

La capacidad de un perno estará dada por las siguientes expresiones:

a) Carga aplicada paralela a la fibra.

$$P = 0.50 f_c t D K$$

en donde

f_c = esfuerzo de compresión paralelo a la fibra -
según se define en el inciso b.

D = diámetro del perno en cm.

t = menor grueso ó suma de gruesos de los miembros que transmiten los esfuerzos (en cm.) -
para juntas a tope.

t = doble de grueso de la pieza más delgada(en cm.)
para juntas traslapadas.

K = constante consignada en la siguiente tabla.

t/D	K
3	1.00
4	0.99
5	0.95
6	0.85

t/D	K
7	0.73
8	0.64
9	0.57
10	0.51
13	0.39

Para valores de t/D intermedios entre los que se consignan en esta tabla debera interpolarse linealmente.

Cuando se tengan "cachetes" de placa de acero.

$$P = 0.66 f_c t DK$$

Además se le aplicarán los factores de coeficiente de servicio previamente descritos.

b) Carga aplicada normal a la fibra

$$P = 0.66 f_c tDKK_2$$

t/D	K	D	K_2
Hasta 9	1.00	3/8"	2.50
10	0.94	1/2"	1.95
11	0.85	5/8"	1.68
12	0.76	3/4"	1.52
12	0.68	7/8"	1.41
13	0.62	1"	1.33
		1 1/4"	1.27
		3" ó mas	1.03

-16-

f_c es el esfuerzo normal a la fibra según se describe en el artículo 214.

V. Conectores. La capacidad de carga de estos elementos se determinará de acuerdo con los datos proporcionados por los fabricantes de ellos.

CARGAS Y PRESIONES.

Las cimbras y obras falsas deberán soportar todas las cargas verticales y laterales superimpuestas a la cimbra y a la estructura, hasta que ésta sea capaz de tomarlas por sí misma.

Estas cargas incluyen el peso de:

- El concreto fresco.
- El acero de refuerzo.
- El peso propio.

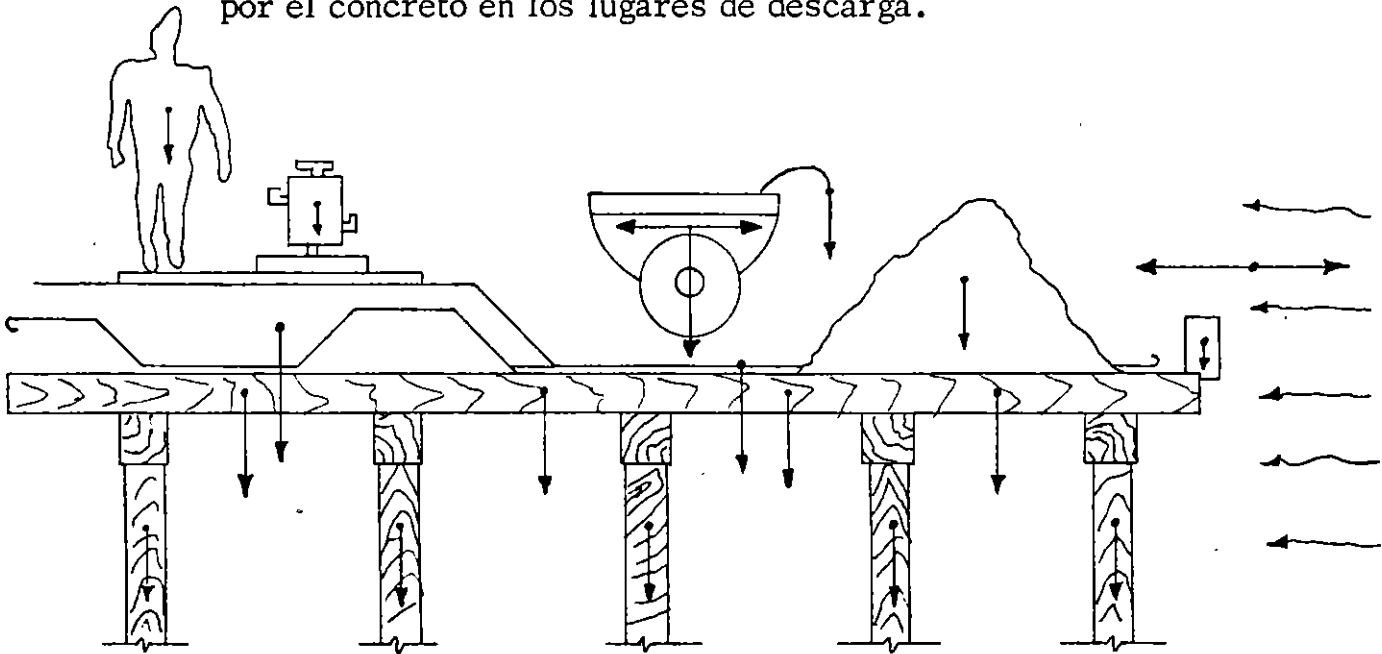
y varias cargas vivas.

Las descargas del concreto, movimiento de equipo de construcción y la acción del viento producen fuerzas laterales - que debe resistir la obra falsa.

Debe considerarse también asimetría de la carga de concreto, impactos del equipo y cargas concentradas producidas

###

por el concreto en los lugares de descarga.



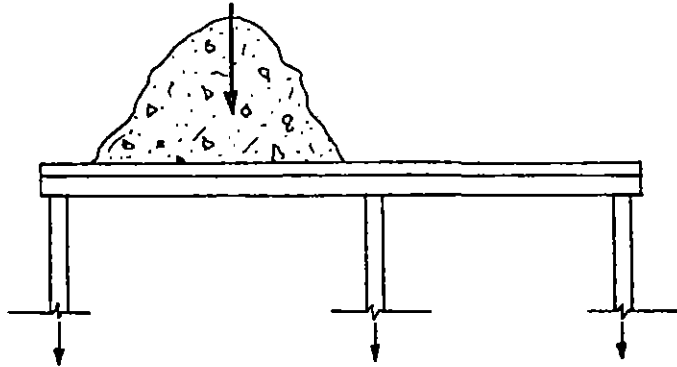
Peso propio: La cimbra de madera generalmente pesa de 50 a 75 kg/m². Cuando este peso es pequeño en comparación con el peso del concreto + la carga viva puede despreciarse.

Cargas vivas:

El ACI, Comité 622, recomienda una carga debida a cargas vivas de construcción de 250 kg/m², de proyección horizontal, que incluye peso de los trabajadores, equipo, andadores e impacto. Si se usan volquetes motorizados esta carga debe incrementarse hasta 400 kg/m².

Alternancia de cargas.

Cuando las formas son continuas el peso del concreto en un claro puede causar levantamiento en otro claro.



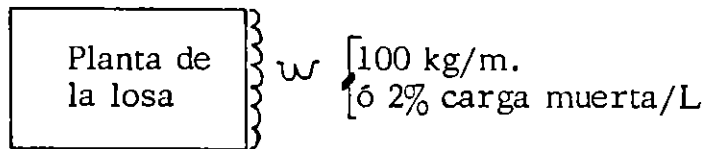
Las formas deben diseñarse para soportar este efecto, de no ser así deben construirse como simplemente apoyadas.

Cargas laterales.

Las cimbras y obras falsas deben soportar todas las cargas laterales debidas a viento, cables de tensión, soportes inclinados, vaciado del concreto y movimientos horizontales del equipo. Normalmente es difícil tener información suficiente para calcular estas cargas con exactitud.

El Comité 622 del ACI, recomienda las siguientes cargas mínimas laterales.

- a) En losas: 150 kg/m. de borde de losa, ó 2 por ciento de la carga muerta sobre la cimbra (distribuido como una carga por metro de borde en la losa), el que sea mayor



(Considérese solamente el peso muerto de losa cubierta en cada colado).

b) En muros.

Carga de viento de 50 kg/m² ó mayor si así lo exigen los códigos locales; en ningún caso menor de 150 kg/m. de borde de muro, aplicada en la parte alta de la cimbra.

PRESION LATERAL DEL CONCRETO.

El peso volumétrico del concreto tiene una influencia decisiva en esta presión. La presión hidrostática de un fluido es igual a γh (peso volumétrico por altura) y actúa en ángulo recto sobre cualquier superficie que confine el fluido. El concreto fresco no se comporta como un fluido, sino solamente en forma aproximada y únicamente hasta el fraguado inicial, en que se empieza a soportar por si mismo. Es por esta razón que también influye la velocidad vertical de colado en la presión.

-20-

La temperatura del concreto durante el colado también tiene gran importancia ya que influye directamente en el tiempo de fraguado inicial. A bajas temperaturas el concreto toma más tiempo en el fraguado inicial y por lo tanto, para la misma velocidad de colado, una mayor profundidad de concreto se mantiene fresco y hay entonces una mayor presión lateral.

La vibración interna del concreto lo consolida y produce presiones laterales locales durante el vibrado, estas presiones son de 10 a 20% 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 4,800 kg/m² por metro de profundidad del concreto (el doble de la presión hidrostática del concreto).

La vibración externa hace que la forma golpee contra el

###

-21-

concreto causando gran variación en la presión lateral.

Las tablas que se incluyen más adelante, están calculadas únicamente para vibración interna.

Hay otras variables que influyen en la presión lateral, - como son: el revenimiento, cantidad y localización del refuerzo, temperatura ambiente, presión de poro del agua, tamaño máximo del agregado, procedimiento de colado, - rugosidad y permeabilidad de las formas, etc. Sin embargo, con las prácticas usuales de colado estas variables -- son poco significativas y su efecto es generalmente despreciado.

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA MURO.

El muro tendrá 4.50 m. de altura.

El colado se hará a razón de $R=0.90$ m/hr. con vibrador.

La temperatura de colado se considerará de $T=15^{\circ}\text{C}$.

La cimbra se usará una sola vez por lo que los esfuerzos admisibles se podrán incrementar un 25%.

Se cuenta con hojas de triplay de $3/4''$ (1.9cm) de espesor que miden 1.20 x 2.40 y tensores de 2,800 kgs de capacidad.

###

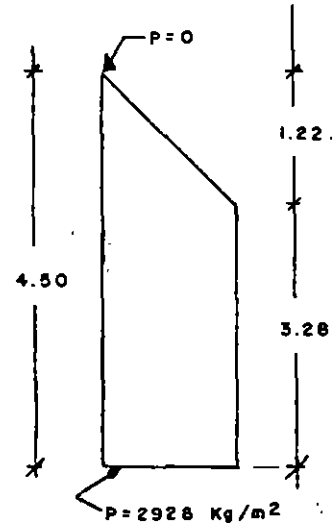
1.- Determinación de la presión lateral máxima.

De la tabla 5-2 para $R = 0.90 \frac{m}{hr}$ y $T = 15^{\circ}C$.

$$P_{max} = 2928 \text{ kg/m}^2$$

Profundidad a la que se alcanza la presión máxima.

$$\frac{2928}{2400} = 1.22 \text{ m.}$$



2.- Tablado vertical.

El triplay será del mismo espesor en toda la altura y los apoyos de éste 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; esto significa colocar la dimensión de 2.40 horizontal actuando como losa continua.

Revisión por flexión.

$$M_{max} = \frac{wl^2}{10} \quad (\text{viga continua con tres ó más claros})$$

$$M = \frac{wl^2}{10} \times 100 = 10 w.l^2$$

donde w en kg/m .

l en m.

M en kg-cm.

Mom. resistente:

$$M_r = f_s$$

S: Módulo de sección en cm³.

f: Esfuerzo admisible en flexión en kg/cm².

M_r: en kg-cm.

igualando momentos

$$f_s = 10 w l^2$$

$$\Rightarrow l = 0.32 \sqrt{\frac{f_s}{w}}$$

f = 196 (Reglamento D.D.F.)

$\gamma = 0.6$ supuesto

f = 196 x 0.6 \approx 120 kg/cm².

f_{ad} = 120 x 1.25 = 150 kg/cm² (por usarse una sola vez)

S = 100 x 0.3598 = 35.98 cm³. (para 1.00 m. de ancho ver

tabla 4-3)

$$l = 0.32 \sqrt{\frac{150 \times 35.98}{2928}} = 0.43 \text{ m (máxima por flexión)}$$

Revisión por flecha

Δ : m

$$\Delta_{\max} = \frac{w l^4}{128 EI} \times 10,000$$

l: m

$$\Delta_{\max \text{ admisible}} = \frac{l}{360}$$

E: kg/cm²

I: cm⁴.

igualando flechas

$$\frac{l}{360} = \frac{w l^4}{128 EI} \times 10,000$$

$$l = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$E = 196\,000 \text{ kg/cm}^2$ (Reglamento D.D.F.)

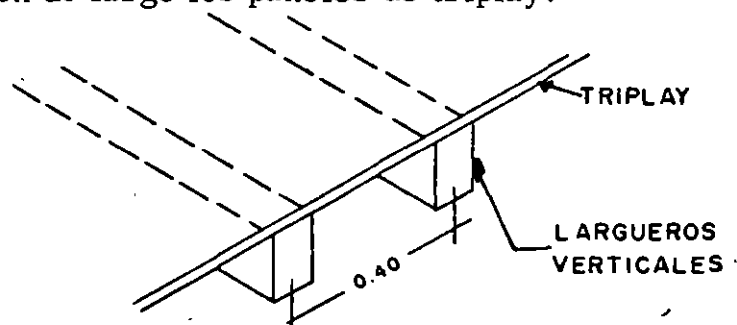
$E = 196\,000 \times 0.6 = 117\,600 \text{ kg/cm}^2$.

$I = 100 \times 0.3413 = 34.13 \text{ cm}^4$ (para 1.00 m. de ancho,

tabla 4-3)

$$l = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117\,600 \times 34.13}{2928}} = 0.37 \text{ m.}$$

será aceptable usar espaciamientos de 0.40 m. para los largueros verticales, 6 espacios exactos de 0.40 en 2.40 que tienen de largo los paneles de triplay.



3.- 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

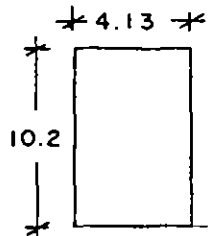
###

de maderas, ó se puede fijar el espaciamiento de maderas y calcular las medidas necesarias de los largueros. En este caso fijaremos largueros de 2 x 4 pulgadas.

por flexión.
$$l \text{ max} = 0.32 \sqrt{\frac{f S}{w}}$$

el ancho efectivo de largueros de 2 x 4 es 1 5/8"

tendremos



$$S = \frac{I}{h/2} = \frac{4.13 \times 10.2^3}{12} = \frac{365.23}{5.1}$$

$$S = 71.61 \text{ cm}^3.$$

$$f = 196 \text{ kg} = 120 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f_{ad} = 120 \times 1.25 = 150 \text{ kg/cm}^2.$$

$$w = 2928 \times 0.40 = 1171 \text{ kg/m}.$$

$$l \text{ max} = 0.32 \sqrt{\frac{150 \times 71.61}{1171}} = 0.97 \text{ cm}.$$

por flecha.
$$l \text{ max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$$l \text{ max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117600 \times 365.23}{1171}}$$

$$l \text{ max} = 1.09$$

revisión por corte.

$$v = \frac{3 V}{2 bh}$$

$V = 0.6 \text{ w}l$ (viga continua de tres ó más claros)

$$v = \frac{3}{2} \frac{V}{bh} \quad (0.6 \text{ w}l)$$

Esfuerzo de corte admisible = 35γ (Reglamento)

$$= 35 \times 0.6 = 21 \text{ kg/cm}^2.$$

igualando

$$\frac{3}{2} \frac{V}{bh} \quad (0.6 \text{ w}l) = 21 \text{ kg/cm}^2.$$

despejando l

$$l = 23.33 \frac{bh}{w}$$

l: m

b: cm

h: cm

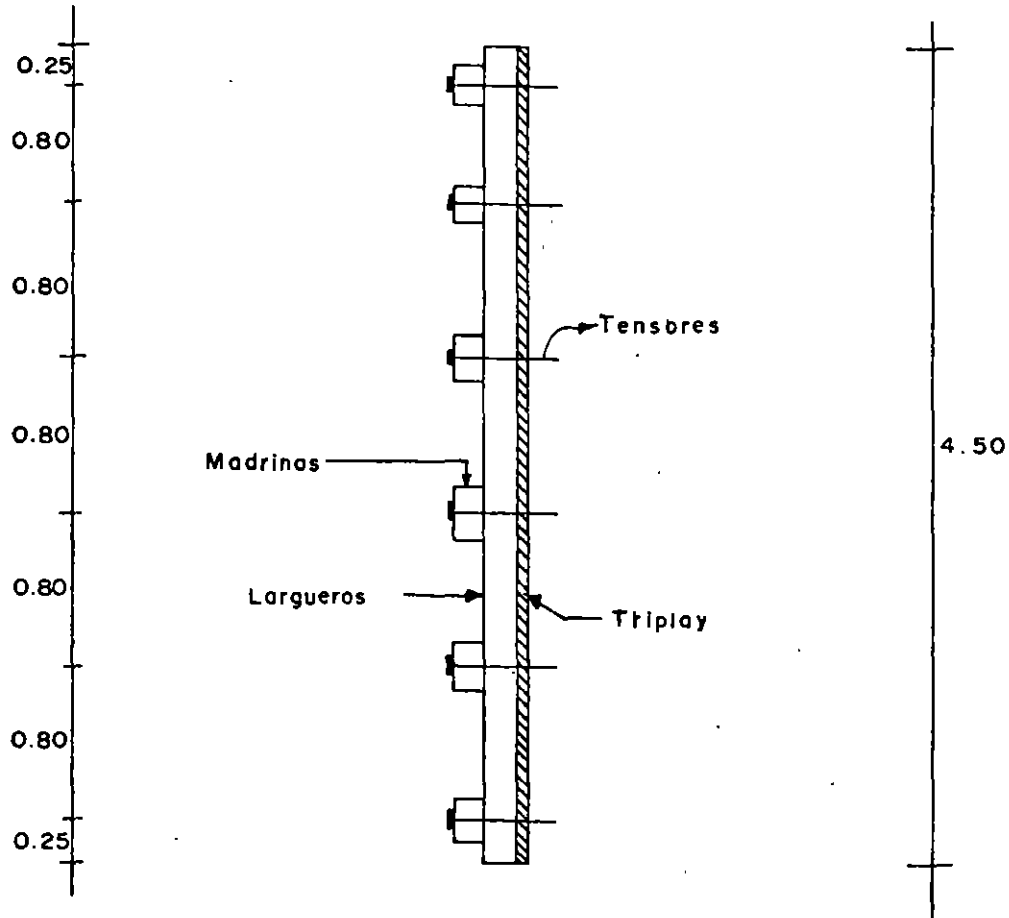
w: kg/m.

$$l = 23.33 \times \frac{4.13 \times 10.2}{1171} = 0.84 \text{ m.}$$

El claro máximo de largueros será de 0.84 m. por -
cortante.

###

Se usará la siguiente distribución:



4.- Espaciamiento de tensores y dimensionamiento de vigas maderas.

$$\text{Carga en maderas} = 2928 \times 0.80 = 2343.4 \text{ kg/m.}$$

espaciamiento de tensores:

$$e = \frac{2800 \text{ kg}}{2343.4 \text{ kg/m}} = 1.195 \text{ m.}$$

Se usarán tensores @ 1.20 y este será el claro de las vigas maderas.

Dimensionamiento de vigas mdrinas.

por flexión.

$$l = 0.32 \sqrt{\frac{f S}{w}}$$

$$\text{despejando } S = \frac{10 w l^2}{f} = \frac{10 \times 2343.4 \times 1.20^2}{150}$$

$$S = 224.97 \text{ cm}^3.$$

$$S = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6}$$

Para las vigas mdrinas se acostumbra colocarlas en pares para evitar la perforación para los tensores.

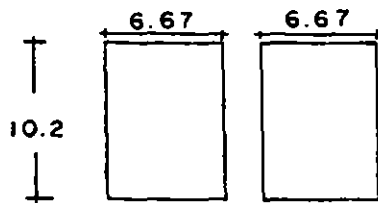
Por corte.

$$v = \frac{3V}{2bh} \quad bh = \frac{3V}{2v}$$

$$bh = \frac{3(0.6wl)}{2v} = \frac{1.8wl}{2v}$$

$$bh = \frac{1.8 \times 2343.4 \times 1.20}{2 \times 21} = 120.52 \text{ cm}^2.$$

Probar 2 de 3x4 pulgs. ancho efectivo = 2 5/8" (6.67cm)



$$b \times h = 2 \times 6.67 \times 10.2 = 136.07 > 120.52$$

$$S = \frac{(2 \times 6.67)(10.20)^2}{6} = 231.32 > 224.97$$

se usarán vigas de 3 x 4 en pares.

5.- Revisión por compresión en apoyos.

Los puntos que deberán ser investigados en este diseño serán los apoyos de largueros en vigas maderas y apoyos de éstas en placas de tensores.

Esfuerzo de compresión admisible perpendicular a la fibra.

$$C = 54.2 \text{ } \gamma^{\text{a}} \text{ (Reglamento D.D.F.)}$$

$$C = 54.2 \times 0.6 = 32.52 \text{ kg/cm}^2.$$

$$C_{ad} = 1.25 \times 32.52 = 40.65 \text{ kg/cm}^2.$$

El esfuerzo en apoyos de largueros sobre vigas maderas será como sigue:

$$\text{Area de apoyo} = 2 \times 6.67 \times 4.13$$

$$= 55 \text{ cm}^2$$

Carga transmitida por largueros.

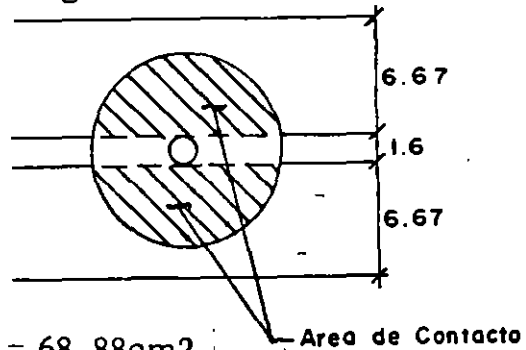
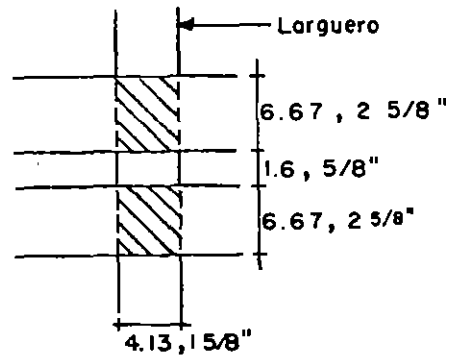
$$R = (2928 \times 0.40) \times 0.80 = 937 \text{ kg S.}$$

$$f = \frac{937}{55} = 17 \text{ kg/cm}^2$$

Apoyo de tensores.

$$T = 2800 \text{ kg.}$$

$$\text{Area requerida} = \frac{2800}{40.65} = 68.88 \text{ cm}^2$$



###

-30-

Usar arandela 5" \varnothing (12.7cm)

Area de contacto

$$\frac{\pi D^2}{4} - 1.6 \times D = 106.35$$

$$f = \frac{2800}{106.35} = 26.3 \text{ kg/cm}^2$$

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA LOSA

La losa será de 20 cm. de espesor concreto normal 2,400 kg/m³. La cimbra se usará varias veces.

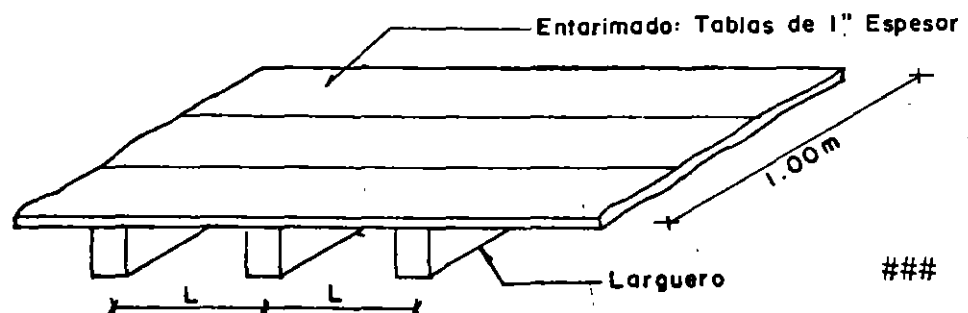
Altura libre piso a techo 2.40.

Tablero de losa de 4.50 x 4.50 mts.

1.- Cargas de diseño.

Peso propio	2,400 x 0.20 =	480
Carga viva *		= <u>200</u>
		680 kg/m ² .

* Puede ser 100 kg/m²., más una carga concentrada de 100 kg. en el lugar más desfavorable.



$$I = 365.23 \text{ cm}^4.$$

$$S = 71.61 \text{ cm}^3.$$

Carga en largueros = $680 \times 0.75 = 510 \text{ kg/m}$.

$$\text{Por flexión.} \quad l_{\max} = 0.32 \sqrt{\frac{f s}{w}} = 0.32 \sqrt{\frac{120 \times 71.61}{510}}$$

$$l_{\max} = 1.31 \text{ m.}$$

$$\text{Por flecha.} \quad l_{\max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$$l_{\max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117\,600 \times 365.23}{510}}$$

$$l_{\max} = 1.45 \text{ m.}$$

$$\text{Por corte.} \quad l_{\max} = 23.33 \frac{bh}{w} = \frac{23.33 \times 4.13 \times 10.2}{510}$$

$$= 1.92 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow l_{\max} = 1.31 \text{ por flexión.}$$

Dado que el tablero mide 4.50 se usarán 4 claros de 1.125 m. que será el espaciamiento de las vigas madres.

4.- Dimensionamiento de vigas madres y espaciamiento de puntales.

Probar madres de 2 x 6 pulgadas.

2.- Entarimado. usar tablonces de 1" de espesor.

El espesor efectivo de tablas de 1" es $25/32"$ ($\sim 2.00\text{cm}$)

Considerando una franja de 1.00 m. de ancho.

$$I = \frac{100 \times 2^3}{12} = 66.67 \text{ cm}^4.$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 2^2}{6} = 66.67 \text{ cm}^3.$$

Por flexión.

$$l_{\text{max}} = 0.32 \sqrt{\frac{f s}{w}} = 0.32 \sqrt{\frac{120 \times 66.67}{680}} = 1.10 \text{ m}$$

$$f = 196 \times \gamma = 196 \times 0.6 \approx 120 \text{ kg/m}^2.$$

Por flecha.

$$l_{\text{max}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}}$$

$$E = 196,000 \gamma = 196,000 \times 0.6 = 117,600$$

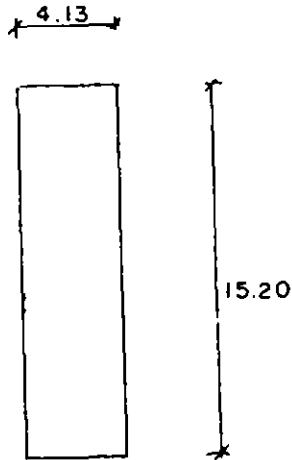
$$l_{\text{max}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{117,600 \times 66.67}{680}} = 0.75 \text{ m}.$$

Se usarán largueros @ 0.75 m lo cual nos dá 6 espaciamentos de $0.75 \times 6 = 4.50 \text{ m}$. de ancho del tablero.

3.- Dimensionamiento de largueros y espaciamiento de vigas mdrinas.

Suponiendo que se tienen a la mano largueros de 2 x 4.

-33-



$$I = \frac{4.13 \times 15.20^3}{12} = 1\,208.65 \text{ cm}^4.$$

$$S = \frac{I}{h/2} = \frac{1\,208.65}{7.60} = 159 \text{ cm}^3.$$

$$w \text{ equivalente} \approx 680 \times 1.125 = 765 \text{ kg/m}.$$

Por flexión.

$$l_{\max} = 0.32 \sqrt{\frac{f s}{w}} = 0.32 \sqrt{\frac{120 \times 159}{765}} = 1.60$$

Por flecha.

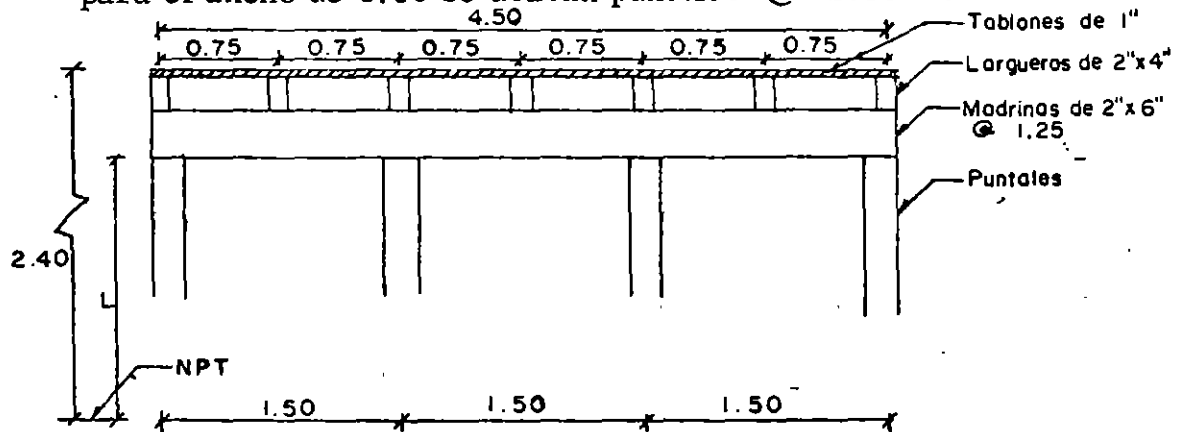
$$l_{\max} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{11\,760 \times 1\,208}{765}} = 1.88$$

Por corte.

$$l_{\max} = 23.33 \frac{bh}{w} = 23.33 \times \frac{4.13 \times 15.2}{765} = 1.91$$

$$\Rightarrow l_{\max} = 1.60 \text{ m}.$$

para el ancho de 4.50 se usarán puntales @ 1.50 m.



se adopta esta distribución.

###

5. - Cálculo de los puntales.

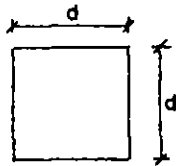
$$\text{Area tributaria} = 1.50 \times 1.125 = 1.6875 \text{ m}^2.$$

$$\begin{aligned} \text{carga} &= \frac{680 \text{ kg/m}^2}{1.6875} \\ P &= 1.147.50 \text{ kgs.} \end{aligned}$$

Esfuerzo admisible a compresión paralelo a la fibra.

$$f_c = 143.5 \gamma = 143.5 \times 0.6 = 86 \text{ kg/cm}^2.$$

Probar puntales 3 x 3 pulgadas.



$$d = 2 \frac{5}{8}'' = 6.67 \text{ cm.}$$

$$A = 6.67^2 = 44.46 \text{ cm}^2.$$

Revisión por esbeltez z.

$$l = 240 - 28 = 212 \text{ cm.}$$

$$\frac{l}{d} = \frac{212}{6.67} = 32$$

Esfuerzo admisible a compresión corregido por esbeltez.

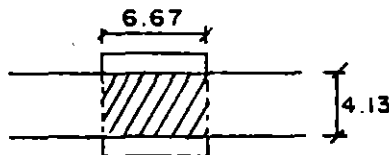
$$C = f_c \left(\frac{550}{(l/d)^2} \right) = 46.20 \text{ kg/cm}^2.$$

Compresión admisible de puntal 3'' x 3''

$$P_{ad} = 46.20 \times 44.46 = 2054 \text{ kg} > 1147.50$$

6. - Revisión de esfuerzos de compresión en apoyos.

Apoyo de viga madrina en puntal:



$$\text{Area de apoyo} = 4.13 \times 6.67$$

$$= 27.55 \text{ cm}^2.$$

$$\begin{aligned} \text{Esf. admisible} &\perp \text{ a la fibra} \\ &= 54.20 \times 0.6 = 32.52 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

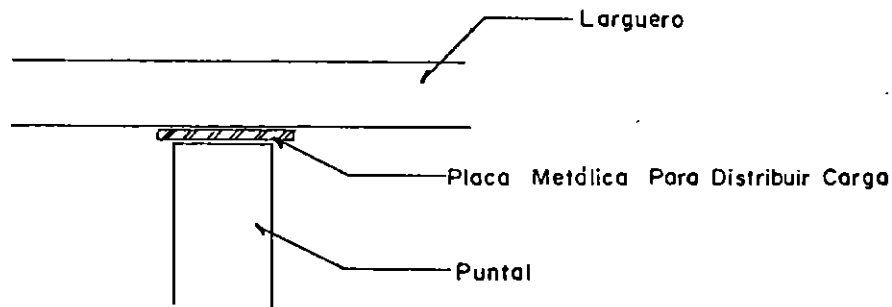
###

$$f = \frac{1147.50}{27.55} = 41.55 \text{ no pasa}$$

$$\text{Area requerida} = \frac{1147.50}{32.52} = 35.28 \text{ cm}^2.$$

Usar placa metálica de 2 x 4 (5.08 x 10.2 cm)

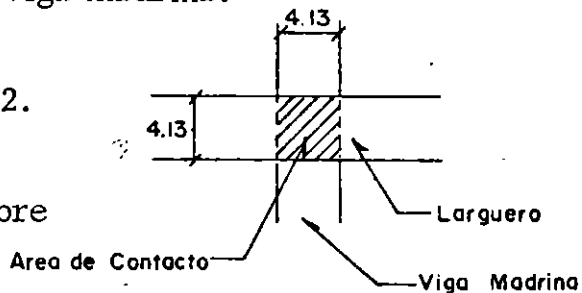
$$A = 4.13 \times 10.2 = 42.12 \text{ cm}^2.$$



Apoyo de larguero en viga madrina.

$$A = 4.13^2 = 17.06 \text{ cm}^2.$$

Carga de larguero sobre viga madrina:



$$C = (680 \times 0.75) \times 1.125 = 573.75 \text{ kg.}$$

$$f = \frac{573.75}{17.06} = 33.63 \text{ kg/cm}^2.$$

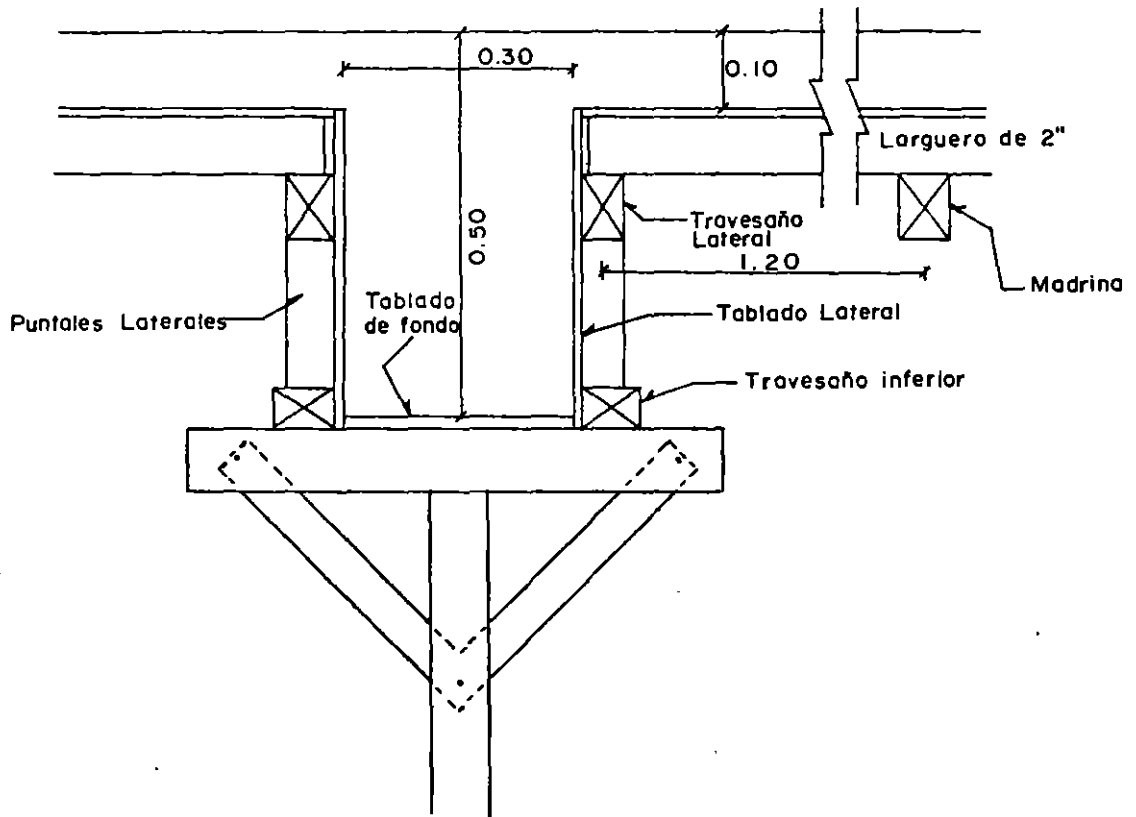
Se considerará aceptable pues según reglamento:

" sobre apoyos menores de 15 cm. de longitud localizados a 7 cm. ó más del extremo de una pieza, el esfuerzo permisible a compresión perpendicular a la fibra puede incrementarse por el factor.

$$\frac{L + 1 \text{ cm.}}{L} = \frac{4.13 + 1}{4.13} = 1.24$$

$$fad = 32.52 \times 1.24 = 40.3 \text{ kg} > 33.63$$

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA TRABE



La cimbra para la viga de 0.30 x 0.50 mostrada se usará varias veces.

El concreto será de peso volumétrico normal (2400kg/m³) se usará madera de pino de la. con una densidad de 0.6

###

1.- Tablado de Fondo.

Cargas que soporta:

$$\text{Carga muerta} = 0.30 \times 0.50 \times 2,400 = 360$$

$$\text{Carga viva} = 0.30 \times 200 = \underline{60}$$

420kg/m.

Se usará tablón de 1 1/2" de espesor nominal.

el espesor efectivo es 1 5/16" = 3.33 cm.

$$b \times h = 30 \times 3.33 = 99.9 \text{ cm}^2.$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{30 \times 3.33^2}{6} = 55.44 \text{ cm}^3.$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 3.33^3}{12} = 92.32 \text{ cm}^4.$$

Por flexión: $f = 196 \text{ } \gamma \approx 120 \text{ kg/cm}^2.$

$$l_{\text{max}} = 0.32 \sqrt{\frac{f S}{w}} = 1.27 \text{ m.}$$

Por flecha. $E = 196,000 \text{ } \gamma = 117,600 \text{ kg/cm}^2.$

$$l_{\text{max}} = 0.033 \sqrt[3]{\frac{EI}{w}} = 0.98 \text{ m.}$$

Por corte.

$$l_{\text{max}} = 23.33 \frac{bh}{w} = 5.5 \text{ m.}$$

Se usarán apoyos @ 1.00 m.

2.- Tablado Lateral.

El tablado lateral y el travesaño inferior que soportan las

presiones laterales se calculan en forma similar a el --

###

caso de cimbra para muro. Se supondrá que triplay de 3/4" y travesaño inferior de 2 x 4 pulgs. resultaron adecuados. A razón de 1.00 de espaciamiento de puntales, que resultó por el tablado de fondo se pondrán también los puntales laterales que bajan las cargas de los largueros de la losa a través del travesaño lateral.

Cálculo del travesaño lateral:

Cargas en la losa: peso propio concreto	240 kg/m ² .
carga viva	<u>200</u>
	440

$$\text{Cargas en travesaño} = 440 \times \frac{1.20}{2} = 264 \text{ kg/m.}$$

Por flexión.

$$S = \frac{10 w l^2}{f} = \frac{10 \times 264 \times 1^2}{120} = 22 \text{ cm}^3.$$

Por flecha.

$$\frac{1}{360} = \frac{w l^4}{128 E} \times 10,000$$

$$I = \frac{360 w l^3}{128 E} \times 10,000$$

$$I = \frac{360 \times 264 \times 1^3 \times 10,000}{128 \times 117,600} = 63.14 \text{ cm}^4.$$

Por corte.

$$bh = \frac{wl}{23.33} = \frac{264 \times 1}{23.33} = 11.32 \text{ cm}^2.$$

usar 2" x 4"

$$b \times h = 4.13 \times 10.2 = 42.13$$

$$I = \frac{4.13 \times 10.2^3}{12} = 365$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{4.13 \times 10.2^2}{6} = 71.61$$

3.- Cálculo de puntales principales!

Determinando la carga total sobre estos puntales te-

nemos:

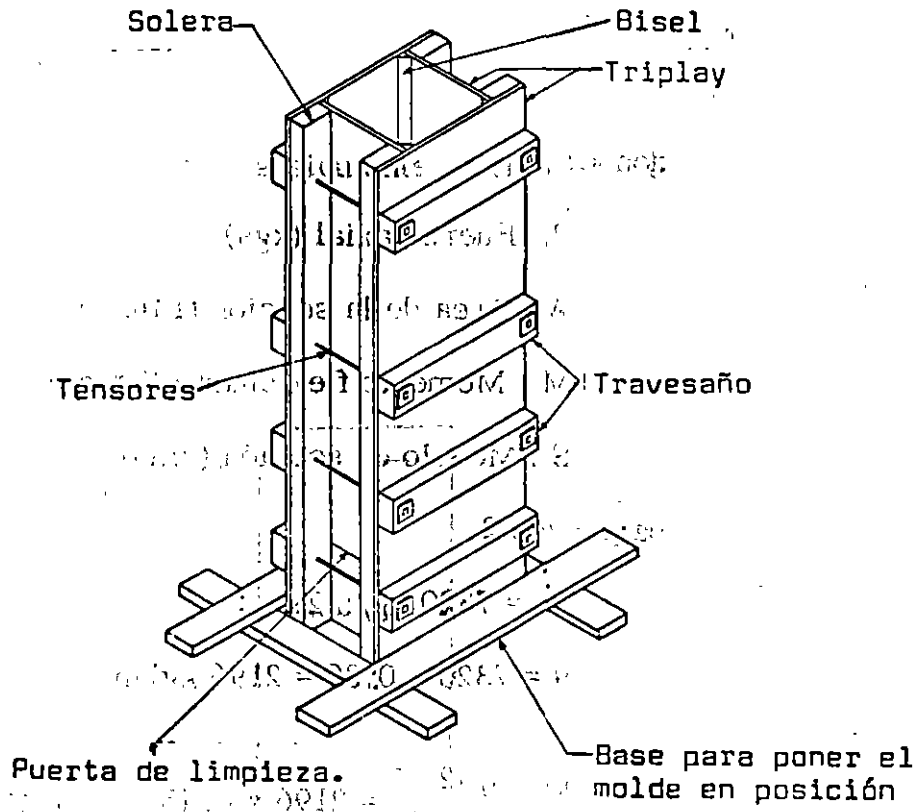
Por carga de trabe:

$$420 \text{ kg/m} \times 1.00 = 420$$

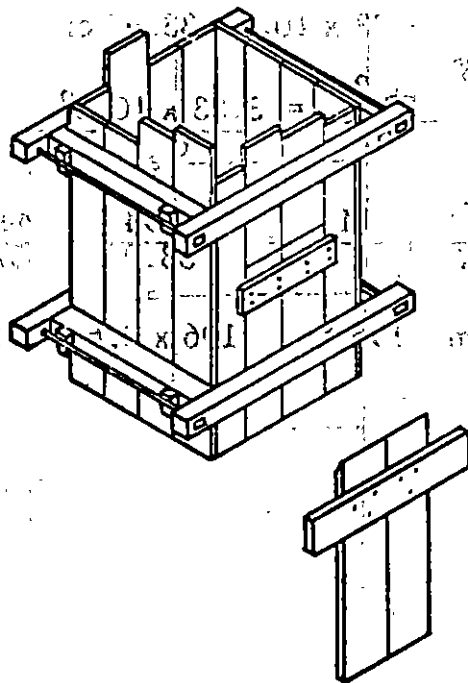
Por losas:

$$2 \times 264 \times 1.00 = \frac{528}{948 \text{ kg.}}$$

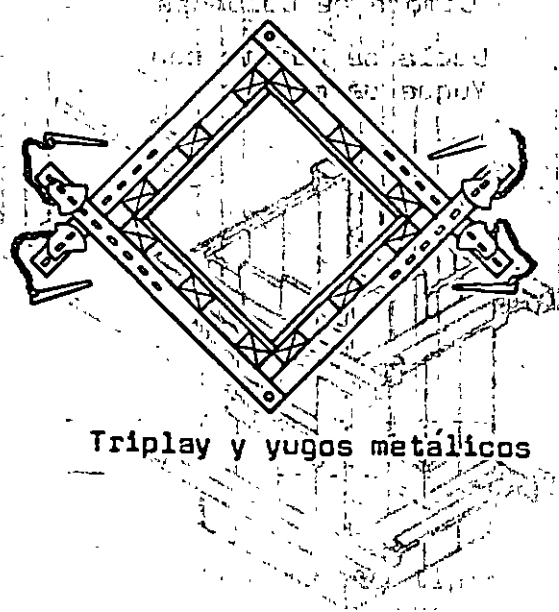
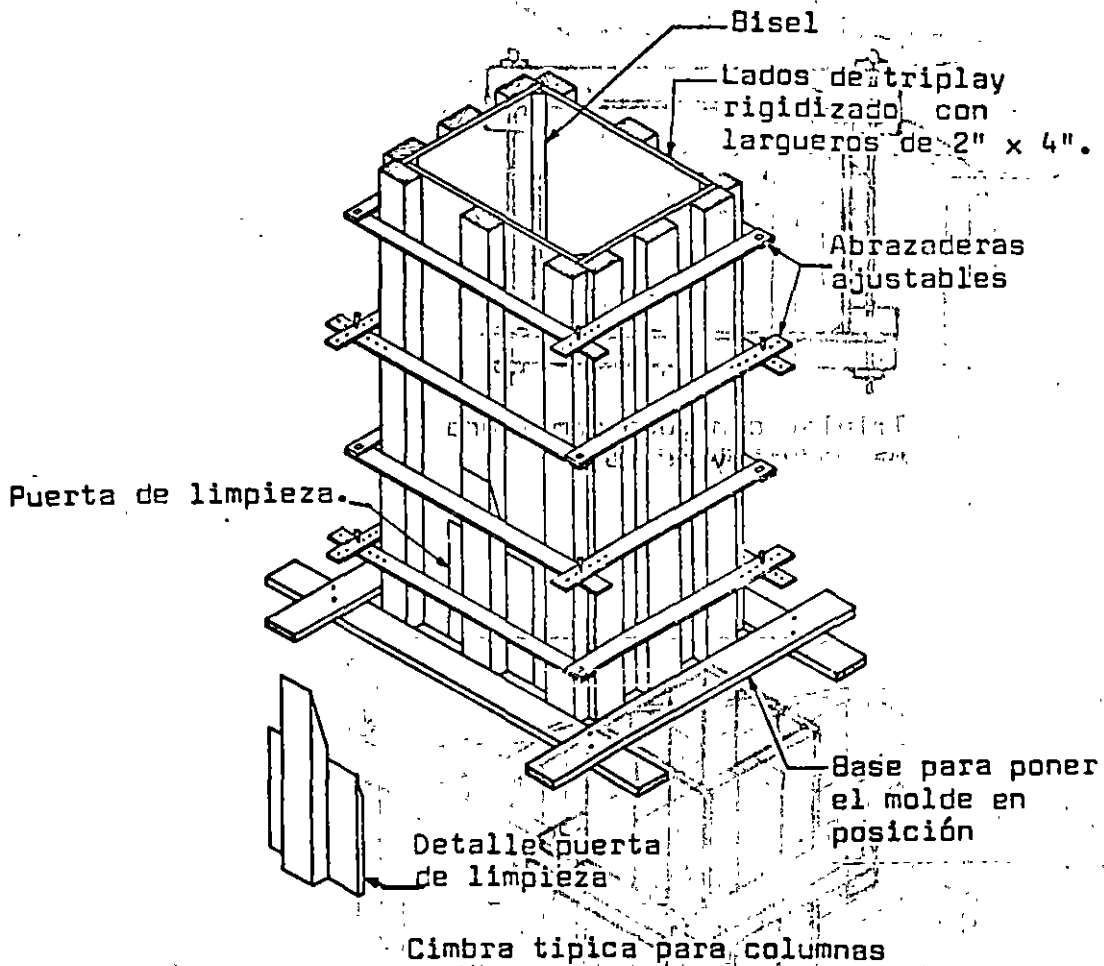
Deberá diseñarse un puntal para una carga de 948 kg. tomando en cuenta la esbeltez que tenga en función de su altura.

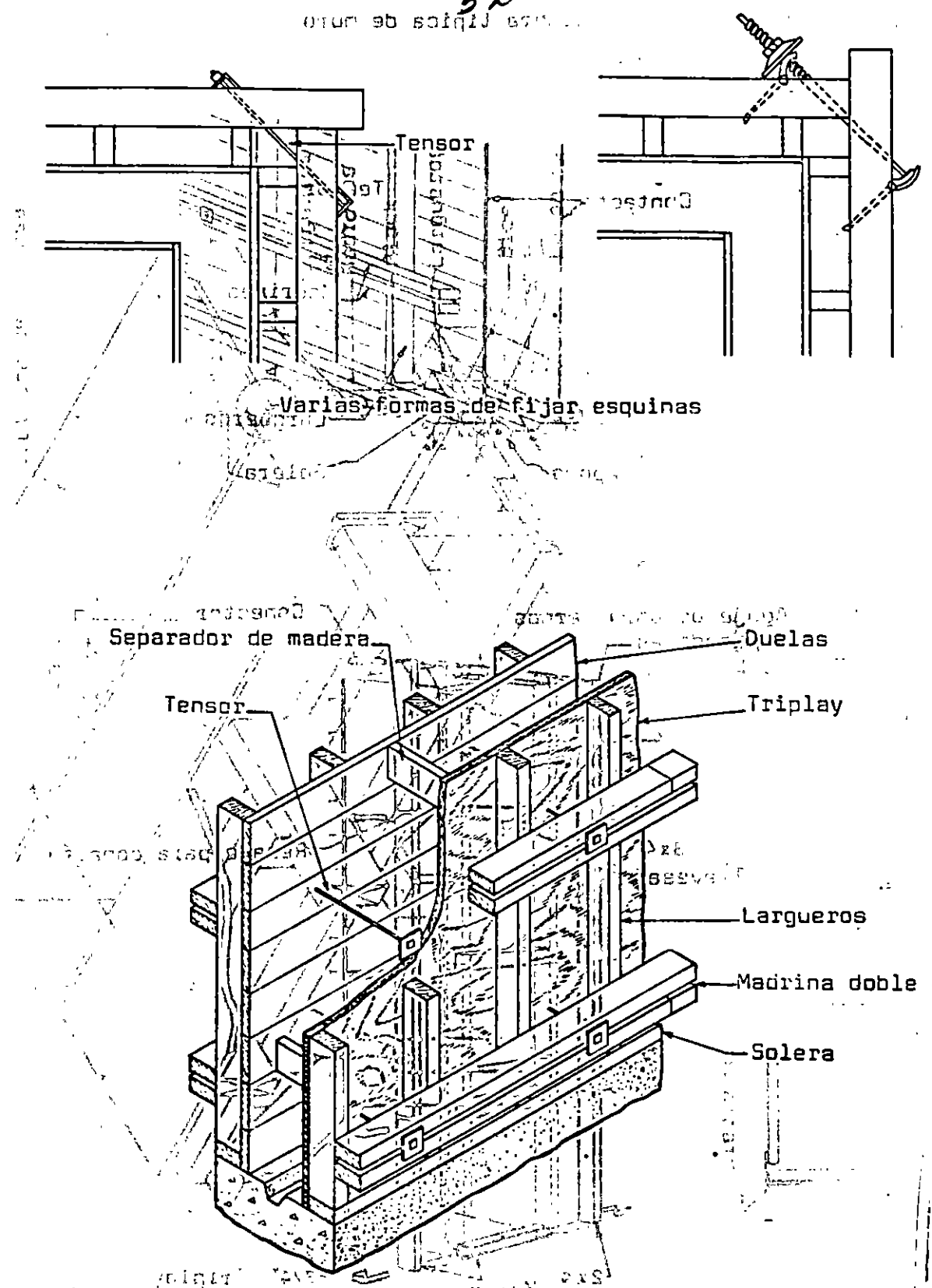


Cimbra típica para columnas ligeras.



Cimbra típica para columnas con puerta de limpieza.





Cimbra típica para muro: Se muestran varias alternativas de materiales, el separador - con frecuencia parte del - - tensor.

Acero de refuerzo

Separador

Tira de madera para formar llave

Apuntalada en la excavación.

Estaca adicional si se necesita

Estaca

Varias alternativas para zapatas delgadas. Más gruesas pueden requerir tensores

Tablón

Piedras

Calza

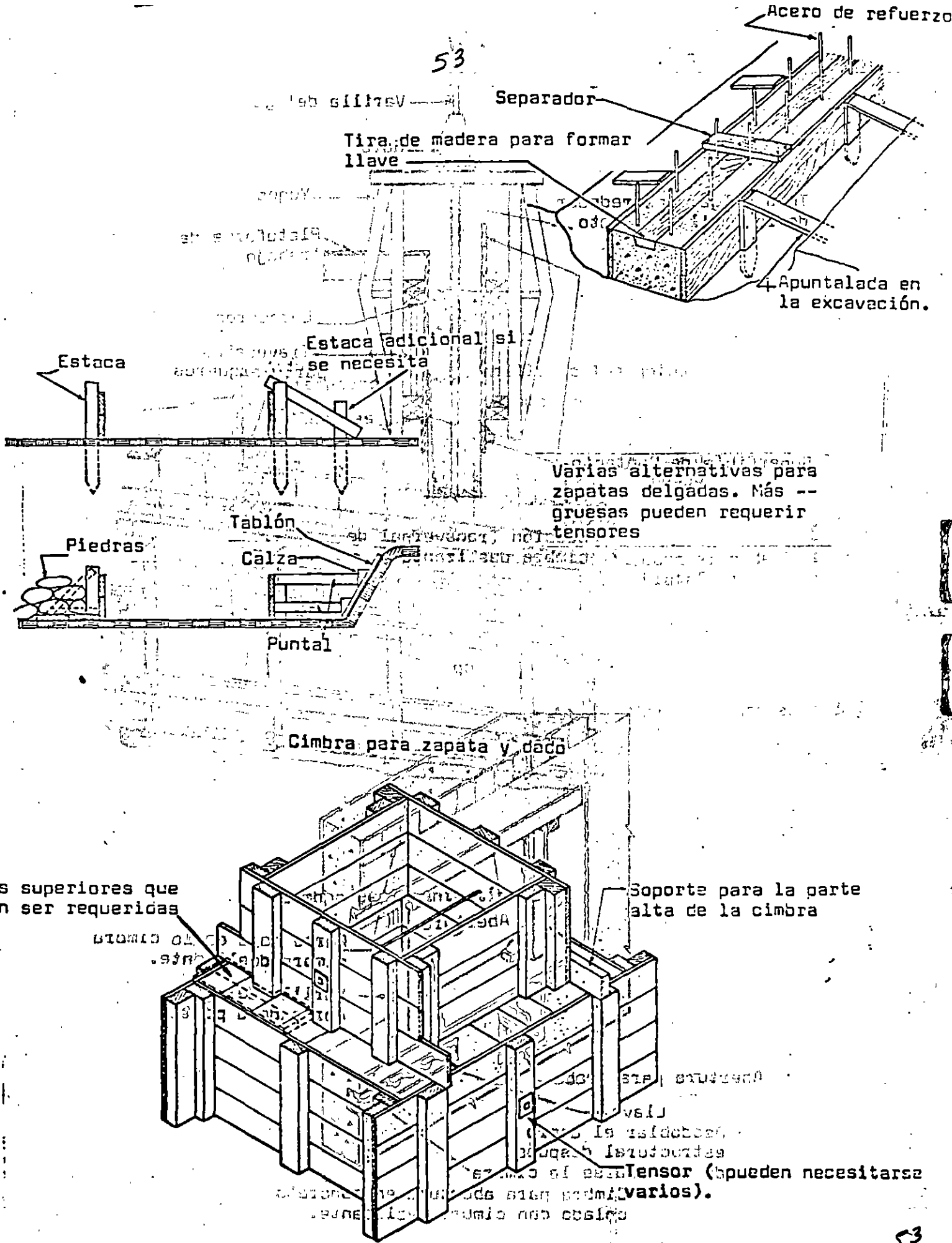
Puntal

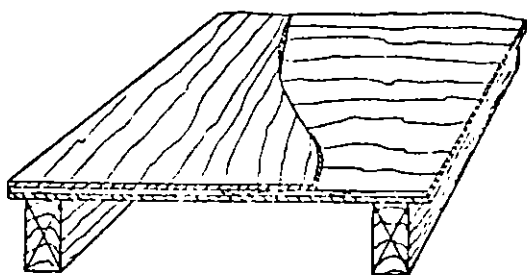
Cimbra para zapata y daco

Soporte para la parte alta de la cimbra

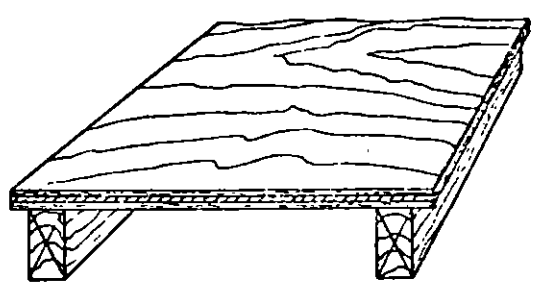
Formas superiores que pueden ser requeridas

Tensor (pueden necesitarse varios).





Triplay usado en la dirección más resistente.



Triplay usado en la dirección menos resistente.

TABLA 4-3

58

Hoja de triplay pu- lido. Espesor neto. mm	No. de capas. No.	Espesor de las capas (nominal)			1 cm. de ancho con la veta visible paralela al claro.			1 cm. de ancho con la veta visible perpendi- cular al claro.			Peso Aproximado (kg)	
		Externas mm	Interiores mm	Central mm (para 5 y 7 capas)	Area de la sec- ción trans- versal cm2	Momen- to de inercia cm4	Módu- lo de sec- ción cm3	Area de la sec- ción trans- versal cm2	Momen- to de inercia cm4	Módu- lo de sec- ción. cm3	Hoja de 1.22 x 2.44	100 m2
3.20	3	1.60	1.60		0.16	0.0023	0.0145	0.1575	0.0003	0.0041	7.2640	244.00
4.75	3	2.12	2.12		0.26	0.0081	0.0343	0.2100	0.0008	0.0074	9.080	305.00
6.35	3	2.82	2.82		0.35	0.1944	0.0612	0.2793	0.0019	0.0132	11.350	381.00
9.50	3	3.20	4.80		0.47	0.0626	0.1321	0.4725	0.0089	0.0378	16.344	549.00
9.50	5	2.54	2.12	2 2.12	0.53	0.0512	0.1079	0.4200	0.0204	0.0644	16.344	549.00
12.70	5	3.20	3.20	2 2.54	0.76	0.1259	0.1987	0.5040	0.0440	0.1071	22.246	747.00
15.90	5	3.20	4.80	2 3.20	0.95	0.2271	0.2867	0.6300	0.1048	0.1890	26.332	885.00
19.00	5	3.20	4.80	2 4.80	0.95	0.3413	0.3598	0.9450	0.2325	0.3265	32.234	1083.00
19.00	7	3.20	2 2.12	3 3.20	0.95	0.3889	0.4097	0.9450	0.1849	0.2701	32.234	1083.00
22.20	7	3.20	2 4.00	3 3.20	1.27	0.5807	0.5241	0.9450	0.3305	0.3796	37.682	1266.00
25.40	7	3.20	2 3.20	3 4.80	1.11	0.7344	0.5799	1.4175	0.6256	0.6073	43.584	1464.00
28.60	7	3.20	2 4.80	3 4.80	1.42	1.0485	0.7362	1.4175	0.8881	0.7491	48.578	1632.00

RADIO MINIMO DE DOBLADO PARA TRIPLAY

TABLA 4-4

Espesor		Curva perpendicular a la veta	Curva paralela a la veta
pulg.	mm.		
1/4	6	38.10	60.96
3/8	10	91.44	137.16
1/2	13	182.88	243.84
5/8	16	243.84	304.80
3/4	19	304.80	365.76

CARGA VERTICAL PARA DISEÑO DE CIMBRAS DE LOSAS.

TABLA 5-1

60

Espesor de losa (cm)	7.5	10	12.5	15	17.5	20	22.5	25.0	27.5	30.5
Concreto de 1600kg/m ³	370	410	450	490	530	570	610	650	690	738
Concreto de 2000kg/m ³	400	450	500	550	600	650	700	750	800	860
Concreto de 2400kg/m ³	430	490	550	610	670	730	790	850	910	982

Carga viva de 250 kg/m². Esta carga es válida para colados comunes. Si se usan carritos motorizados (vogues) para transporte de concreto deberá incrementarse a 500 kg/m².

PRESIONES HORIZONTALES PARA DISEÑO
DE CIMBRAS DE MUROS.

TABLA 5-2

Velocidad vertical de colado (m/h)	Máxima presión lateral (kg/m ²) para la temperatura indicada					
	32°C	27°C	21°C	15°C	10°C	5°C
.30	1220	1280	1355	1465	1610	1830
.60	1710	1830	1985	2195	2490	2930
.90	2195	2380	2615	2930	3365	4025
1.20	2685	2930	3240	3660	4245	5125
1.50	3170	3475	3870	4390	5125	6220
1.80	3660	4025	4495	5125	6000	7320
2.10	4150	4575	5125	5855	6880	8420
2.45	4300	4750	5320	6080	7155	8760
2.75	4450	4920	5515	6310	7425	9100
3.00	4600	5090	5710	6540	7700	9440

NOTA: No se utilicen presiones de diseño mayores, de 10,000 kg/m², ó 2,400 x altura en metros, del concreto fresco dentro de la forma, la que sea menor.

MAXIMA PRESION HORIZONTAL PARA
DISEÑO DE CIMBRAS DE COLUMNAS.

TABLA 5-3

cm.por hr.						
	32°C	27°C	21°C	15°C	10°C	5°C
.30	1220	1280	1355	1465	1610	1830
.60	1710	1830	1985	2195	2490	2930
.90	2195	2380	2615	2930	3365	4025
1.20	2685	2930	3240	3660	4245	5125
1.50	3170	3475	3870	4390	5125	6220
1.80	3660	4025	4495	5125	6000	7320
2.10	4150	4580	5125	5855	6880	8420
2.40	4635	5125	5750	6590	7760	9515
2.75	5125	5675	6380	7320	8635	10615
3.00	5610	6220	7000	8050	9515	11710
3.35	6100	6775	7630	8785	10395	12810
3.65	6590	7320	8260	9515	11270	13910
3.95	7075	7870	8890	10250	12150	14640
4.25	7565	8420	9515	10980	13030	
4.90	8540	9515	10770	12445	14640	
5.50	9515	10615	12025	13910		
6.10	10490	11710	13280	14640		
6.70	11470	12810	14540			
7.30	12445	13910	14640			
7.95	13420	14640				
8.55	14395					
9.15	14640					

NOTA: No se utilicen presiones de diseño mayores de 15,000 kg/m²,

6 2400 x altura en metros del concreto dentro de la forma,

la que sea menor.

MINIMA FUERZA LATERAL. PARA DISEÑO DE
CONTRAVENTEO DE CIMBRAS DE LOSAS.

TABLA 5-4

Espesor de la losa (cm)	Carga muerta kg/ m ²	Fuerza lateral por metro de losa para el ancho de losa indicada (kg)				
		6.0(m)	12(m)	18(m)	24(m)	30(m)
10	317	148	148	148	153	192
15	439	148	148	160	213	266
20	561	148	148	204	272	340
25	683	148	166	249	332	414
30	805	148	195	293	391	488
35	927	148	225	337	450	562
40	1049	148	255	382	509	636
50	1293	157	314	471	628	784

64

MINIMA FUERZA LATERAL PARA DISEÑO DE
CONTRAVIENTOS DE CIMBRAS DE MUROS, -
APLICADA EN LA PARTE ALTA DEL MOLDE.

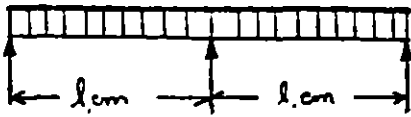
TABLA 5-5

Altura del muro (m)		Fuerza lateral para la presión de viento (prescrita por los códigos) indicada (kg/m)			
		73kg/m ²	98kg/m ²	122kg/m ²	146kg/m ²
(sobre el terreno)					
1.22 ó menos	29.6	44.4	59.2	74.0	88.8
1.83	44.4	66.6	88.8	111.0	133.2
2.44	148.0	148.0	148.0	148.0	148.0
3.05	148.0	148.0	148.0	185.0	222.0
3.66	148.0	148.0	177.6	222.0	266.4
4.27	148.0	155.4	207.2	259.0	310.8
4.88	148.0	177.6	236.6	296.0	355.2
5.49	148.0	199.8	266.4	333.0	399.6
6.10	148.0	222.0	296.0	370.0	444.0
6.70 ó mas	24.4 h.	36.6 h	48.8 h	61.0 h	73.2h

Bajo el terreno

FORMULAS DE VIGAS, APLICABLES EN CIMBRAS

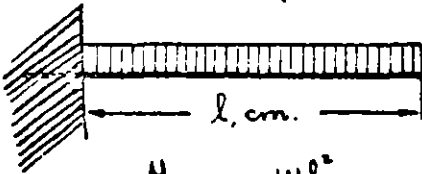
VIGA CONTINUA SOBRE 2 CLAROS IGUALES
CARGA UNIFORME



$$M_{max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\Delta_{max} = \frac{wl^3}{195 EI}$$

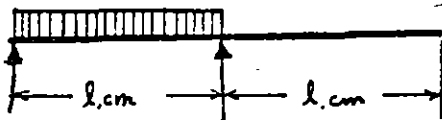
VIGA CANTILIVER (CARGA UNIFORME)



$$M_{max} = \frac{wl^2}{2}$$

$$\Delta_{max} = \frac{wl^4}{8EI}$$

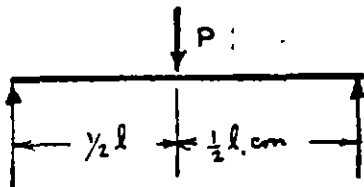
A CON 2 APOYOS SOBRESALIENDO UN EXTRE-
CON CARGA UNIFORME ENTRE APOYOS.



$$M_{max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5}{384} \frac{wl^4}{EI}$$

VIGA SIMPLEMENTE APOYADA, CON CARGA
CONCENTRADA AL CENTRO.

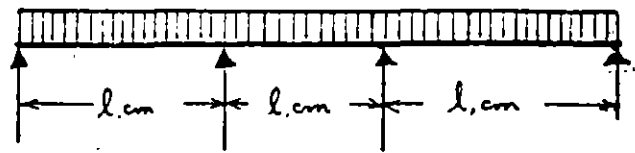


$$M_{max} = \frac{Pl}{4}$$

$$\Delta_{max} = \frac{Pl^3}{48EI}$$

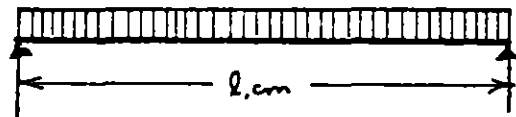
VIGA CONTINUA SOBRE 3 O MÁS CLAROS
CARGA UNIFORME

65



$$M_{max} = \frac{wl^2}{10}$$

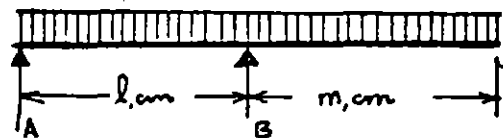
$$\Delta_{max} = \frac{wl^4}{145 EI}$$



VIGA SIMPLEMENTE APOYADA (CARGA UNIFORME)

$$M_{max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$\Delta_{max} = \frac{5wl^4}{384 EI}$$



VIGA APOYADA EN AMBOS EXTREMOS, PERO SOBRESALIENDO UNO CON CARGA UNIFORME.

$$M_{max} = \frac{w}{8l^2} (l+m)^2 (l-m)^2$$

$$V_{max} = \frac{w}{2l} (l^2 + m^2)$$

①

1

66

TABLA 1. DIMENSIONES MAXIMAS PERMISIBLES DE LOS NUDOS PRESENTES EN UN ELEMENTO ESTRUCTURAL, EN CM

Dimensión nominal de la cara considerada	Nudos en el canto y en la zona central para elementos en flexión y en cualquier cara para elementos en compresión				Nudos en la zona de borde para elementos en flexión y en cualquier cara para elementos en tensión			
	V-40	V-50	V-65	V-75	V-40	V-50	V-65	V-75
cm (pulg)								
2.5 (1)	2.0	2.0	1.5	1.0	1.0	0.5	-	-
3.8 (1 1/2)	3.0	2.5	2.0	1.0	1.5	1.0	0.5	-
5.0 (2)	3.5	3.0	2.0	1.5	2.0	1.5	1.0	0.5
6.5 (2 1/2)	4.5	4.0	2.5	2.0	2.5	2.0	1.5	1.0
7.5 (3)	5.0	4.5	3.0	2.0	3.0	2.5	1.5	1.0
9.0 (3 1/2)	5.5	5.0	3.5	2.5	3.5	2.5	2.0	1.5
10.0 (4)	6.5	6.0	4.0	3.0	3.5	3.0	2.0	1.5
13.0 (5)	7.5	7.0	5.0	3.5	4.5	4.0	2.5	2.0
15.0 (6)	9.0	8.0	6.0	4.0	5.5	5.0	3.0	2.5
20.0 (8)	11.0	9.0	6.5	4.5	7.5	6.5	4.0	3.0
25.5 (10)	13.0	10.0	7.0	5.0	9.5	8.0	5.0	3.5
30.5 (12)	14.0	11.0	7.5	5.5	11.0	9.0	6.5	4.5
35.5 (14)	15.0	12.0	8.0	6.0	12.5	10.0	7.0	4.5

Notas:

1. Para otras medidas pueden hacerse interpolaciones lineales
2. La calidad V-100 correspondería a madera sin defectos
3. No se permitirá la presencia de dos o más nudos de dimensión máxima en un mismo tramo de 30 cm; además, la suma de las dimensiones de todos los nudos para dicho tramo no excederá al doble de la dimensión del nudo máximo.
4. Para elementos simplemente apoyados sujetos a flexión, las dimensiones máximas para los nudos en las zonas de canto y de borde fuera del tercio medio podrán incrementarse hasta un 100 por ciento en los extremos; para posiciones intermedias, el incremento será proporcional.

2

(3)

TABLA II. LIMITACIONES A LOS DEFECTOS PARA CALIDADES V-75, V-65, V-50 Y V-40

TIPO DE DEFECTO	CALIDAD V-75	CALIDAD V-65	CALIDAD V-50	CALIDAD V-40
Velocidad de crecimiento (mínima)	16 anillos /5 cm	12 anillos /5 cm	8 anillos /5 cm	8 anillos /5 cm
Fisuras o grietas (máxima proyección sobre cada cara) y bolsas de resina	1/4 de la cara considerada	1/3 de la cara considerada	1/2 de la cara considerada	3/5 de la cara considerada
Desviación de la fibra (no mayor de)	1 en 14	1 en 11	1 en 8	1 en 6
Gema en cada cara (no mayor de)	1/8 de la cara considerada	1/8 de la cara considerada	1/4 de la cara considerada	1/4 de la cara considerada

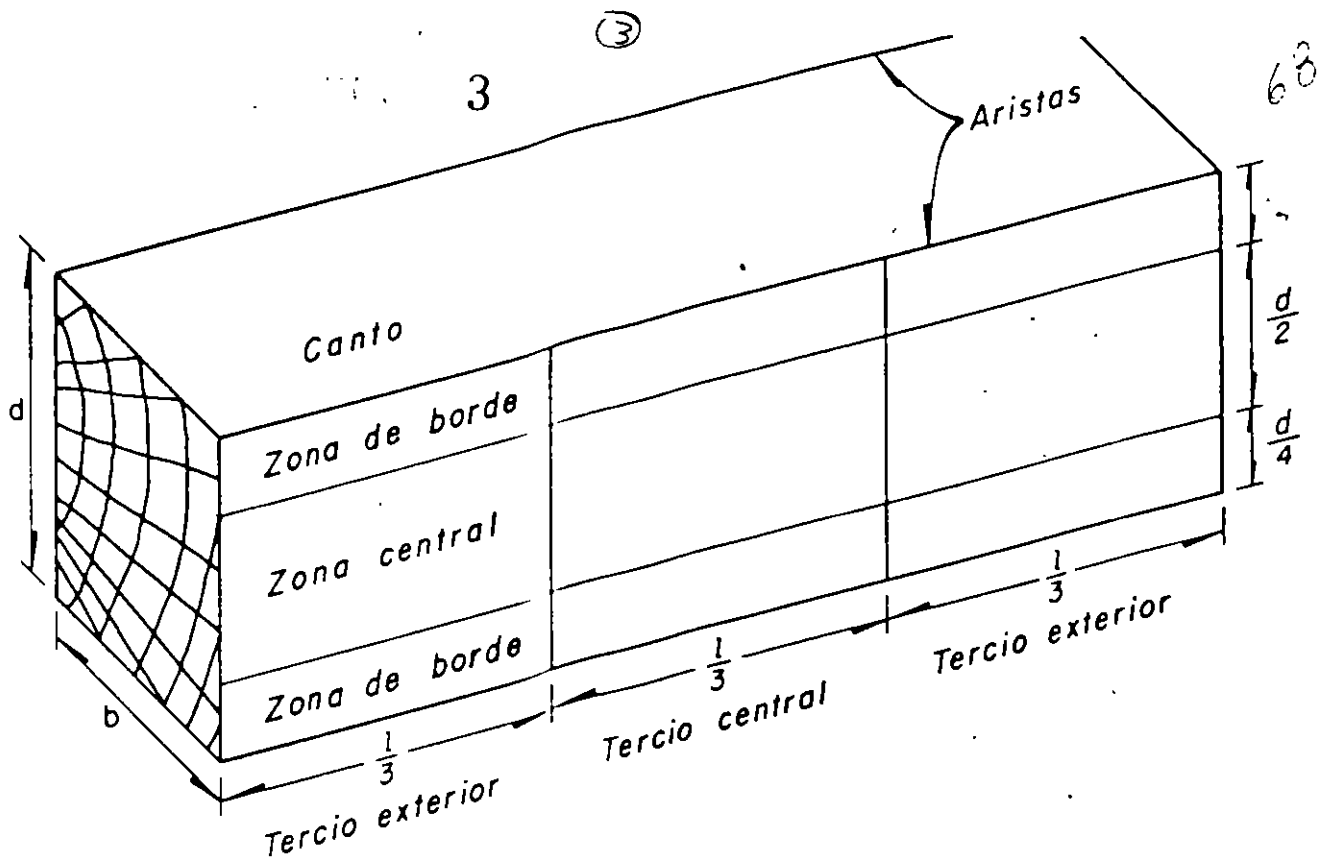
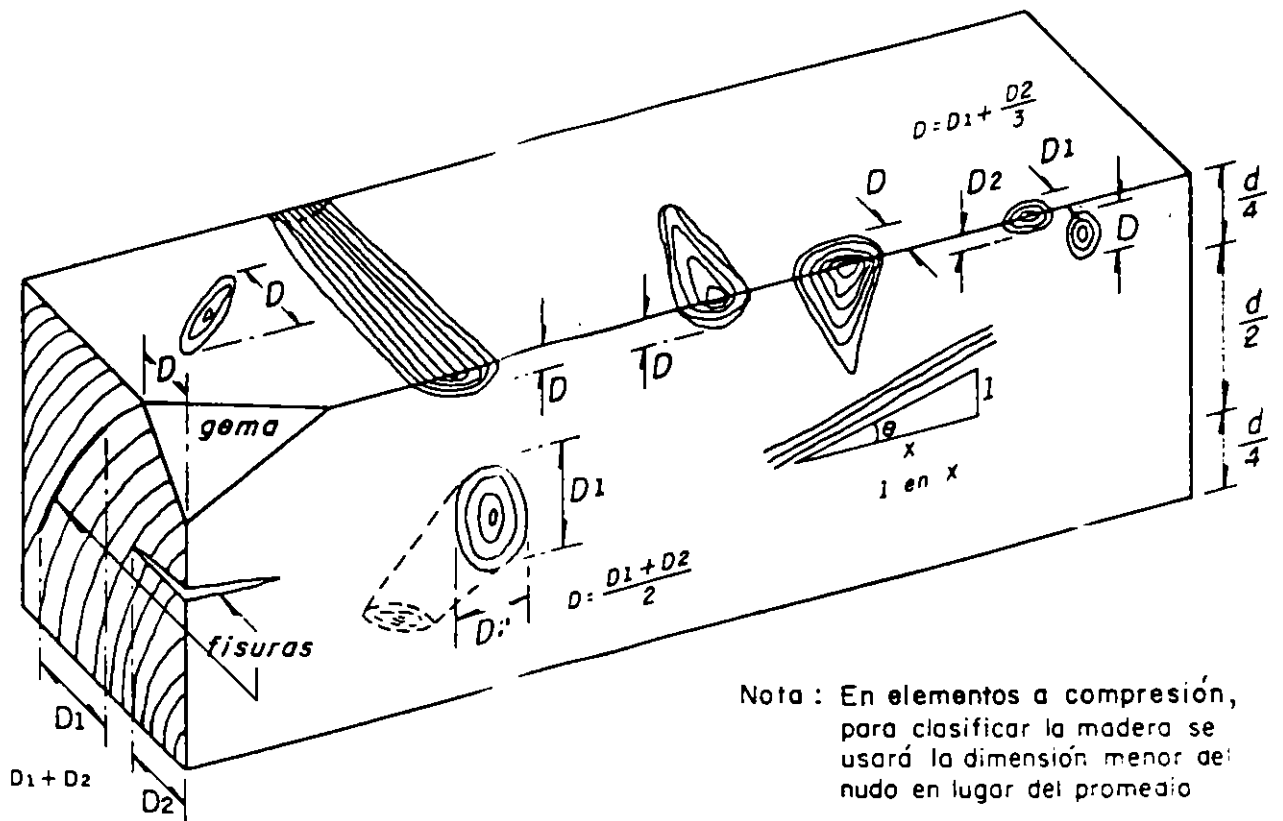


Fig I . Zonas en un elemento a flexión, para su clasificación estructural



Nota : En elementos a compresión, para clasificar la madera se usará la dimensión menor del nudo en lugar del promedio

Fig II . Medición de nudos, inclinación de fibra , gema, velocidad de crecimiento y fisuras

(4)

④ TABLA 2.2
 ESFUERZOS PERMISIBLES
 en kg/cm^2 ; condición verde

Solicitud	V-75	V-65	V-50	V-40
Flexión y tensión	80	70	50	40
Compresión paralela a la fibra	60	50	40	30
Compresión perpendicular a la fibra	12	12	11	11
Cortante paralelo a la fibra	11	9	7	6
Módulos de elasticidad				
($\times 10^3$) medio	70	70	70	70
mínimo	40	40	40	40

(5)

5

5

TABLA 4.9 ESFUERZOS PERMISIBLES TÍPICOS, PARA TRIPLAY APLICABLES PARA CARGA NORMAL (10 AÑOS) Y AMBIENTE SECO.

Tipo de esfuerzo	Esfuerzo permisible, kg/cm ²
Tensión y flexión (fibras de la cara exterior paralelas o perpendiculares al claro.)	70 - 140
Compresión (en dirección perpendicular - o paralela a las fibras de la cara exterior)	65 - 115
Aplastamiento (compresión perpendicular a las caras)	11 - 24
Esfuerzo cortante en planos perpendiculares a los planos de las capas del triplay (paralelo o perpendicular a las fibras de las caras exteriores)	11 - 17
Esfuerzo cortante rodante en el plano de las capas del triplay (paralelo o perpendicular a las fibras de las caras exteriores).	3.5 - 4
Módulo de elasticidad en flexión (fibras de las caras exteriores perpendiculares al claro).	63 000 - 126 000

Tabla 4.1 MADERA PARA CIMBRA. PRUEBAS DE FLEXION.

Relación de Esbeltez: 5 : 1

Tipo de Especímenes: Polines 4" X 4"

Muestra	Peralte, CM.	Ancho, CM	Claro, CM	Carga, Kg	Módulo de Rotura, Kg/CM ²
* 1-1	9.3	8.1	46.50	3,325	331
1-2	9.5	8.2	47.50	5,900	568
2-1	9.3	8.2	46.50	3,950	388
2-2	9.3	8.0	46.50	3,600	363
3-1	9.4	8.3	46.50	3,400	323
3-2	9.4	8.4	47.0	6,300	598
4-1	9.1	8.2	45.50	4,300	432
4-2	8.8	8.4	44.0	3,925	398
5-1	8.6	8.2	43.00	4,650	494
5-2	8.9	8.2	44.50	4,500	462
6-1	9.0	7.7	45.0	5,050	546
6-2	9.0	7.3	45.0	3,900	445
7-1	8.8	8.3	44.0	3,750	385
7-2	8.8	8.2	44.0	6,900	717
8-1	9.2	8.2	46.0	4,200	417
8-2	9.5	8.2	47.50	4,000	385
* 9-1	9.3	7.4	46.50	1,350	147
9-2	9.0	7.5	45.0	4,050	450
10-1	9.6	7.6	48.0	4,200	432
10-2	9.5	8.0	47.50	6,100	602

Sin NudoCon NudoMedia $\bar{X} = 466 \text{ Kg/CM}^2$ 444 Kg/CM^2 Desviación estándar $\sigma = 102 \text{ Kg/CM}^2$ 123 Kg/CM^2

Coeficiente de variación CV = 22%

CV = 28%

Tabla 4.2 MADERA PARA CIMBRA. PRUEBAS DE COMPRESION.

Relación de Esbeltez: 2 : 1

Tipo de Especímenes: Polines 4" X 4"

Muestra	Area, CM ²	Carga, Kg	Esfuerzo, Kg/CM ²
1-1	74.5	33,000	442.9
1-2	75.4	37,200	493.4
2-1	77.0	32,700	424.7
2-2	75.2	30,000	398.9
3-1	73.0	36,700	502.7
3-2	72.1	36,000	499.3
4-1	68.0	25,250	371.3
4-2	73.5	32,000	438.3
5-1	72.9	35,000	480.1
5-2	71.3	36,500	511.9
6-1	65.4	30,500	466.4
6-2	60.5	27,300	451.2
7-1	72.2	24,000	332.4
7-2	71.3	30,000	420.7
8-1	72.9	29,000	397.8
8-2	73.8	28,200	382.1
9-1	62.9	30,750	488.9
9-2	64.5	33,100	513.2
10-1	72.2	30,300	419.7
10-2	73.6	34,000	461.9

Media \bar{x} = 445 Kg/CM²Desviación estándar = 51.2 Kg/CM²

Coeficiente de variación CV = 12%

GROSOR		ANCHO	
Nominal en Pulg.	Mínimo Cepillado en Pulg.	Nominal en Pulg.	Mínimo cepillado en Pulg.
Tablas, Tablones y Madera dimensional			
3/8	5/16	2	1 5/8
1/2	7/16	3	2 5/8
5/8	9/16	4	3 1/2
3/4	11/16	5	4 1/2
1	25/32	6	5 1/2
1 1/4	1 1/16	7	6 1/2
1 1/2	1 5/16	7	8 1/2
1 3/4	1 5/8	9	8 1/4
2	1 5/8	10	9 1/4
2 1/2	2 1/8	11	10 1/4
3	2 5/8	12	11 1/4
3 1/2	3 1/2	14	13
4	3 1/2	16	15
Cuadrados y Vigas			
4	3 1/2	5	4 1/2
5	4 1/2	6	5 1/2
6	5 1/2	7	6 1/2
8	7 1/2	8	7 1/2
10	9 1/2	9	8 1/2
12	11 1/2	10	9 1/2
14	13 1/2	11	10 1/2
16	15 1/2	12	10 1/2
18	17 1/2		
20	19 1/2		
22	21 1/2		
24	23 1/2		

(2)

CLASIFICACION Y ESPECIFICACIONES DE LA MADERA
SEGUN NORMA C-18-1946 DE LA DGN.

GRADO	NUDOS	MANCHAS	BOLSAS DE RESINA	VETAS	GRIETA	RAJADURAS	PARTES PODRIDAS	TOLEERANCIA EN DIMENS.	HUMEDAD MAXIMA	CAMBIO DE COLOR	AGUJEROS	TORCEDURAS
A SELECTA	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	NO	10%		NO	NO
B PRIMERA	2 MM. MAX.	NO		10 cm MAX.	10 cm MAX.	NO	NO	30 a 100 x 100 a 400 Esp. 25 *Ancho 10mm 10 a 30 x 100 a 400 Esp. 1.5mm*	15%	10 cm MAX.		NO
C SEGUNDA	Sanos tabla II $\pm D \leq 2$ veces nudo MAX.	Menor de $1/12$ ancho $\times \frac{1}{16}$ Long.	MAX. 8 MM x 150 MM		10 MM MAX.	Solo en extremos 8 MM x 252 MM MAX.	NO	Espesor 2.5 y 8 MM ancho 1 MM	20%	Ligero en cada cara	2 MM a 6 MM Si $\pm D < 2$ veces nudo MAX.	NO
D TERCERA	Sanos tabla II $\pm D \leq$ ancho de la cara. enfermos uno por cara.		MAX. 10 MM x 300 MM.	Vetas GRDES. Area $< \frac{1}{4}$ superficie total		MAX. 252 MM	En los extre- mos y menor Que: $\frac{ANCHO}{6}$ y $\frac{L}{6}$		20%	$1/4$ de la su- perfi- cie de la cara	2 MM Tal Q' $\pm D < 2$ veces nudo MAX	19MM
E DESECHO	NO CUMPLEN LAS ESPECIFICACIONES DE LA DE TERCERA											

6

(10)

ESFUERZOS PERMISIBLES,
en kg/cm^2 ; condición verde

Solicitud	Selecta	Primera	Segunda	Tercera
Flexión y tensión	80	60	30	20
Compresión paralela a la fibra	70	50	25	17
Compresión perpendicular a la fibra	14	14	9	7
Cortante paralelo a la fi- bra	14	14	7	5
Módulos de elasticidad				
($\times 10^3$) medio	70	70	70	70
mínimo	40	40	40	40



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

CURSOS ABIERTOS

RESIDENTES DE CONSTRUCCION

CIMBRAS DESLIZANTES

*ING. ARTURO MONDRAGON ESQUIVEL
ING. ENRIQUE TAKAHASHI V.*

- 1 -

LA CIMBRA DESLIZANTE SIEMPRE ES ASOCIADA A LA CONSTRUCCION DE SILOS Y OTRAS ESTRUCTURAS DE ALMACENAMIENTO Y SIEMPRE COMO UNA HERRAMIENTA DE CONSTRUCCION QUE BAJA COSTOS Y FUERZA DE TRABAJO Y PERMITE SEGURIDAD EN EL DESARROLLO DE LA CONSTRUCCION. ULTIMAMENTE, SIN EMBARGO CON EL PERFECCIONAMIENTO DE GATOS TOTALMENTE AUTOMATICOS QUE SON MAS COMPETITIVOS EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION. LA CIMBRA DESLIZANTE HA SIDO EXITOSAMENTE APLICADA DE MUCHAS OTRAS ESTRUCTURAS INCLUYENDO PILAS PARA PUENTE, CUBOS DE SERVICIOS EN EDIFICIOS ALTOS, CHIMENEAS, TORRES DE COMUNICACION, TORRES DE ENFRIAMIENTO Y PLATAFORMAS DE PERFORACION FUERA DE LAS COSTAS; POR ENUMERAR UNAS CUANTAS.

PARA GANAR LOS BENEFICIOS OPTIMOS DE LA CIMBRA DESLIZANTE TODO ESFUERZO SERA VALIDO PARA INCORPORAR LA SELECCION DE TECNICAS Y MATERIALES EN LOS CONCEPTOS DE DISEÑO EN LAS PRIMERAS ETAPAS. EL ARQUITECTO O INGENIERO QUE DEJA LAS CONSIDERACIONES DE CONSTRUCCION ENTERAMENTE AL CONTRATISTA, ESTA POSPONIENDO ESAS OPCIONES, HASTA QUE ES DEMASIADO TARDE IMPLEMENTARLAS, TENIENDO QUE HACER REVISIONES AL DISEÑO QUE LLEGAN A SER CASI PROHIBITIVAS POR SU COSTO Y OCASIONANDO DEMORAS POR TALES REVISIONES.

EL PROCESO SLIPFORM.

ALGUNOS ASPECTOS DE LOS MAS SIGNIFICATIVOS DE LA TECNICA SLIPFORM SON DADOS AQUI Y SE PROVEERA DE ALGUN CRITERIO PARA EVALUAR EL METODO Y USARLO EN CASOS ESPECIFICOS DE EDIFICIOS O PARA USARSE CONJUNTAMENTE CON OTRAS TECNICAS DE CONSTRUCCION. LA CIMBRA DESLIZANTE ES USUALMENTE APLICADA PARA ERIGIR MUROS DE CONCRETO, PILAS, TORRES U OTRAS ESTRUCTURAS CAPACES DE CONSTRUIRSE SIENDO EXTRUIDAS. EN EFECTO, LA CIMBRA DESLIZANTE ES UN PROCESO DE EXTRUSION EN EL CUAL LA CIMBRA DE 1.05 A 1.80 M. DE ALTURA ES EL MOLDE. EN LA MAYORIA DE LOS PROCESOS DE EXTRUSION EL MOLDE ES ESTACIONARIO PERO EN CIMBRA DESLIZANTE EL MATERIAL ESTA ESTATICO Y EL MOLDE SE MUEVE HACIA ARRIBA PROPULSADO

POR FUERZA HIDRAULICA, NEUMATICA U OTROS MEDIOS. EL CONCRETO PLASTICO COLOCADO EN LA BASE SUPERIOR DEL MOLDE DEBERA PERDER SU PLASTICIDAD DURANTE EL TIEMPO QUE EL MOLDE SE HA MOVIDO PASANDO Y CESANDO DE SER SOPORTADO. POR TANTO LA VELOCIDAD DEL FRAGUADO INICIAL DEL CONCRETO DETERMINA LA VELOCIDAD QUE LA CIMBRA DESLIZANTE SE DESPLAZARA ENTRE OTROS FACTORES. NORMALMENTE EL TIEMPO DE FRAGUADO ES DE 2 A 3 HORAS CON CIMBRAS DE 1.20 M. DE ALTO, ESTO SIGNIFICA UNA VELOCIDAD DE 40 A 60 CM. POR HORA DEPENDIENDO DE OTROS FACTORES TALES COMO: TIPO Y FINURA DEL CEMENTO, TEMPERATURAS DE COLADO, Y MEZCLA USADA; VELOCIDADES MAYORES QUE LAS CITADAS HAN SIDO ALCANZADAS; PERO CON FRECUENCIA LAS VELOCIDADES DE OPERACION SON MAS BAJAS; DE 20 A 30 CM. POR HORA, ES UN PROMEDIO COMUN POR LAS DEMORAS DEBIDAS A COLOCACION DE INSERTOS, DE ACERO DE REFUERZO O CONCRETO.

YA QUE EL DESLIZADO DE CIMBRA ES UN PROCESO DE EXTRUCCION NADA PUEDE VACIARSE DURANTE EL PROCESO QUE NO QUEDE CONFINADO DENTRO DEL MOLDE. EN OTRAS PALABRAS LA TRAYECTORIA VERTICAL DEL MOLDE NO PUEDE INTERFERIRSE CON NINGUN OBJETO O ELEMENTO HORIZONTAL.

DISEÑO DE LA CIMBRA

ESTE ES UN ELEMENTO DE POCA ALTURA QUE HAY QUE PROPORCIONAR DE TAL MANERA QUE RESISTA LAS PRESIONES DEL CONCRETO AL SER VACIADO EN SU INTERIOR EN EL MOMENTO DEL LLENADO INICIAL, PREVIO AL ARRANQUE DEL SISTEMA HACIA ARRIBA.

LA CIMBRA ESTA COMPUESTA DE DOS ELEMENTOS PRINCIPALES ESTOS SON: FORRO Y LARGUEROS O CERCHAS. EL FORRO PODRA VARIAR EN ALTURA DE 1.05 A 1.80 M. Y ESTA SUJETO A LOS LARGUEROS O CERCHAS, TODOS LOS ELEMENTOS QUE CONSTITUYEN UNA CIMBRA PODRAN SER DE MADERA, METALICAS O MIXTAS.

OTROS ELEMENTOS IMPORTANTES DE LA CIMBRA SON: POR UNA PARTE LOS SISTEMAS DE RIGIDIZACION FORMADAS POR ESTRUCTURAS DE MADERA O METALICAS --

ELEMENTOS QUE MANTENDRAN LA EXACTA FORMA DE LA SECCION TRANSVERSAL - DE LA ESTRUCTURA A DESLIZAR EN TODA SU ALTURA SOBRE ESTA ESTRUCTURA SE PODRAN CONDICIONAR LAS PLATAFORMAS Y PASARELAS, TANTO POR OPERACIONES DE ARMADO DE VARILLA COMO PARA LA DISTRIBUCION Y COLOCACION DEL CONCRETO DENTRO DE LA CIMBRA.

DISEÑO DEL SISTEMA ACCIONADOR.

ESTA FORMADO PRINCIPALMENTE POR UN EQUIPO CENTRAL DE PRESION, QUE A TRAVES DE UNA TUBERIA ALIMENTADORA TRASMITE IMPULSOS DE PRESION A UN CONJUNTO DE GATOS QUE TREPAN POR LAS BARRAS DE APOYO Y ARRASTRAN EN ESTE MOVIMIENTO ASCENDENTE A LA CIMBRA.

LA DISTRIBUCION Y NUMERO DE UNIDADES DE ACCIONAMIENTO, OBEDECE A UN ESTUDIO PARA CADA CASO EN PARTICULAR EN EL QUE HAY QUE DETERMINAR TODAS LAS CARGAS QUE GRAVITAN SOBRE PLATAFORMA, FUERZAS A VENCER, COMO FRICCION CONTRA EL CONCRETO, LA ADHERENCIA DE ESTE HACIA LA CIMBRA.

ESTE ESTUDIO PERMITE PROPORCIONAR NO SOLO EL NUMERO Y DISTRIBUCION - DE LOS GATOS DE ACUERDO A SU CAPACIDAD, SI NO TAMBIEN LA SECCION ADECUADA DE LAS BARRAS DE APOYO Y LA CAPACIDAD DE LA FUENTE CENTRAL DE PRESION.

LOS ELEMENTOS DE LIGA ENTRE EL EQUIPO ACCIONADOR Y LA CIMBRA PROPIAMENTE DICHA, SE ESTABLECE MEDIANTE LA CONEXION ENTRE LOS LARGUEROS DE SOPORTE DEL FORRO Y LAS PIERNAS DEL YUGO FORMADO POR ESTAS Y UN CONECTOR HORIZONTAL DENOMINADO CABEZAL, EN ESTA PIEZA VA SUJETO EL GATO O UNIDAD ACCIONADORA DEL SISTEMA DESLIZANTE. EL PRINCIPIO MECANICO DE - TREPA DEL GATO SE LOGRA POR MEDIO DE MUELA, RESORTE Y UNA CAMARA DE ADMISION DEL FLUIDO A PRESION QUE AL EXPANDIRSE REALIZA LA FUERZA -- ASCENDENTE QUE EN CONJUNTO IZARAN LA CIMBRA, LOGRANDO LA EXTRUSION DE LA SECCION DE LA ESTRUCTURA POR DESLIZAR.

CONTROL DEL SISTEMA DESLIZANTE.

UN ASPECTO MUY IMPORTANTE EN EL EXITO DE UNA OPERACION DE DESLIZADO -

ES EL CONTROL DE SU MOVIMIENTO ASCENDENTE DURANTE TODO EL TIEMPO DE OPERACION QUE DEBE SER CONTINUA DURANTE 24 HORAS AL DIA O TAMBIEN -- INTERMITENTE SI HAY LIMITACIONES PARA OPERAR DURANTE LA NOCHE A DETERMINADO INTERVALO DE TIEMPO DURANTE EL DIA.

LA CONDICION PRINCIPAL A SATISFACER DESPUES DE GARANTIZAR LA CONSTANTE SECCION TRANSVERSAL DE LA ESTRUCTURA MEDIANTE EL CORRECTO DISEÑO DE LA CIMBRA ES LA VERTICALIDAD DE LA PROPIA ESTRUCTURA.

TODO SISTEMA DESLIZANTE PRESENTA EN EL DESARROLLO DE SU DESPLAZAMIENTO VERTICAL TENDENCIAS A DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES, GIROS O PERDIDA DE HORIZONTALIDAD.

ES INDISPENSABLE DETECTAR CON PRECISION Y EN EL MOMENTO QUE SE INICIA CUALQUIER TENDENCIA FUERA DE PROYECTO EN LA TRAYECTORIA DEL SISTEMA. EL PROCEDIMIENTO A SEGUIR ES EL ESTABLECIMIENTO DE CONTROLES DE VERTICALIDAD DE NIVEL Y DE GIRO LOS QUE DEBERAN SER VIGILADOS CONSTANTEMENTE DURANTE EL TIEMPO QUE DURE EL PROCESO DE DESLIZADO.

DE LA CORRECTA INTERPRETACION DEL REPORTE DE REGISTRO Y DE LA DECISION DE LA OPERACION CORRECTIVA DEPENDE DEL RESULTADO FINAL. CUANDO LA -- TENDENCIA ERRONEA SE DETECTA EN SU MOMENTO INCIPIENTE Y SE CORRIGE -- OPORTUNAMENTE PUEDE DECIRSE QUE NO HABRA PROBLEMAS SUBSECUENTES. EN EL CASO DE DEJAR PROGRESAR LA TENDENCIA Y APLICAR LA CORRECCION TARDIA MENTE, LA ESTRUCTURA SUFRIRA DEFORMACIONES Y EN CASO EXTREMO INCURRIR EN FALLAS TOTAL LLEVARA AL FRACASO DEL PROCEDIMIENTO.

LA VELOCIDAD CONSTANTE DE ASCENSO ES OTRA CONDICION FUNDAMENTAL QUE FACILITARA EL CONTROL DE TRAYECTORIA Y EN SU CASO LAS ACCIONES CORRECTIVAS QUE SUPRIMIRAN UNA TENDENCIA ERRONEA EN DICHA TRAYECTORIA.

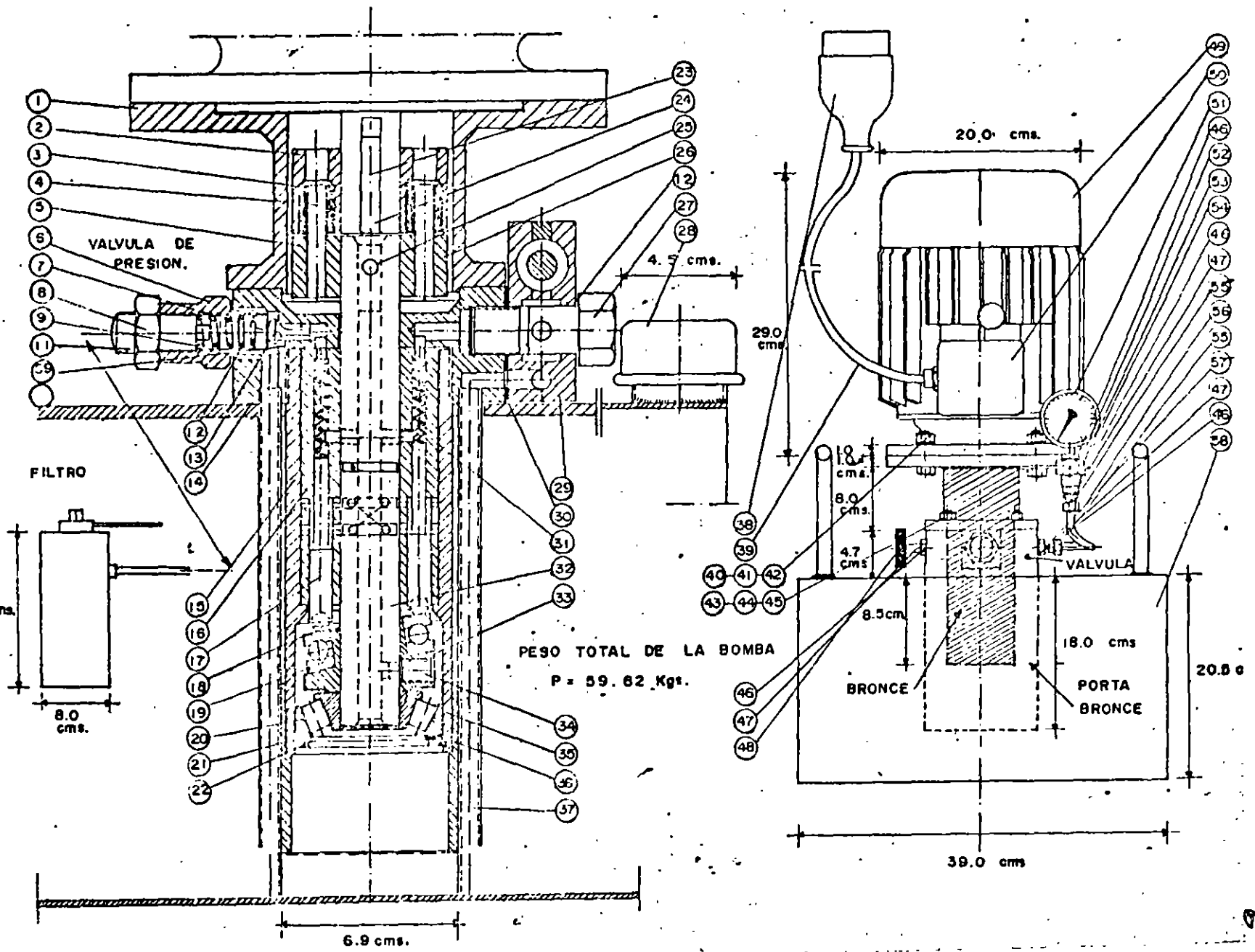
HAY MUCHAS CAUSAS CUYOS EFECTOS, AFECTAN LA VELOCIDAD DE ASCENSO Y -- CASI TODAS ELLAS SON PRACTICAMENTE AJENAS AL SISTEMA ACCIONADOR EN SI, ESTE NO OFRECE MAYORES PROBLEMAS DE OPERACION CUANDO ESTA DISEÑADO -- ADECUADAMENTE Y SU ELEMENTO ESTA EN PERFECTAS CONDICIONES DE TRABAJO.

ES COMUN QUE LAS SITUACIONES QUE POR PARTE DEL SISTEMA ACCIONADOR -
PUDIERAN EN UN MOMENTO DADO AFECTAR LA VELOCIDAD DEL SISTEMA DESLIZAN
TE, SEAN DEBIDO A FALLAS MECANICAS QUE SON RELATIVAMENTE CONTROLABLES
CON RAPIDEZ, PUES REPARAR UNA TUBERIA DE ACEITE ROTA, CAMBIAR UN GATO
QUE FUNCIONA MAL O CAMBIAR LA MISMA BOMBA DEL CENTRO DE PRESION NO -
SON OPERACIONES QUE LLEVEN MUCHO TIEMPO EN COMPARACION CON LA VELOCI-
DAD DE ASCENSO.

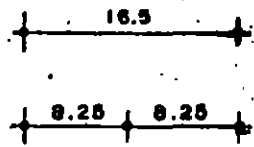
NO SUCEDE LO MISMO CON LAS FALLAS EN LAS ACTIVIDADES CONCURRENTES CO-
MO SON: PRODUCCION, TRANSPORTE, ELEVACION Y COLOCACION DEL CONCRETO
DE LA CIMERA O EL HABILITADO DE ELEVACION, MANEJO Y ARMADO DE VARILLA
EN LA ESTRUCTURA. ESTAS ACTIVIDADES DEBEN SER PROPORCIONADAS Y PLA-
NEADAS CON ANTICIPACION AL INICIO DE LOS TRABAJOS DE DESLIZAMIENTO -
CON MINUCIOSIDAD, TRATANDO DE PREVER LAS CIRCUNSTANCIAS QUE PUEDAN -
PRESENTARSE DESPUES DEL DESPEGUE DEL SISTEMA Y QUE PUDIERAN ALTERAR
LA COORDINACION DE ESTAS ACTIVIDADES. ES PROBLEMATICO CAMBIAR SOBRE
LA MARCHA POR EJEMPLO, EL PROPORCIONAMIENTO DE LA MEZCLA, SI ESTA NO
RESULTA SUFICIENTEMENTE MANEJABLE. ES ASI MISMO UN PROBLEMA GRAVE,
NO DISEÑAR UN DESPIECE DE VARILLA QUE CUMPLIENDO LAS ESPECIFICACIONES
DE CONSTRUCCION SE ADAPTA AL PROCEDIMIENTO DE COLOCACION, SALVANDO -
LAS CONDICIONES QUE IMPONE LA DISPOSICION DE YUGOS Y GATOS.

OTRO ASPECTO IMPORTANTE, ES VISUALIZAR LAS LIMITACIONES QUE IMPONEN -
LOS VACIOS EN LOS MUROS PARA ALOJAR PUERTAS, VENTANAS, NICHOS DE INS-
TALACIONES, ETC.

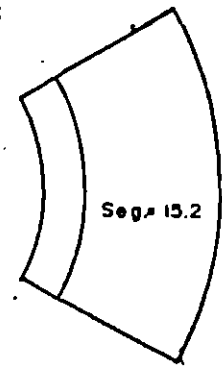
BOMBA MODELO H.T.P. 5



VISTAS EN CUATRO POSICIONES DE GARRA O CUÑAS DENTADAS
 PARA GATO MOD. 501 (ELEVADOR)



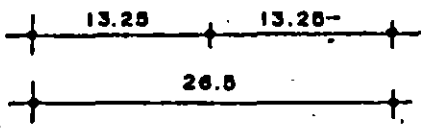
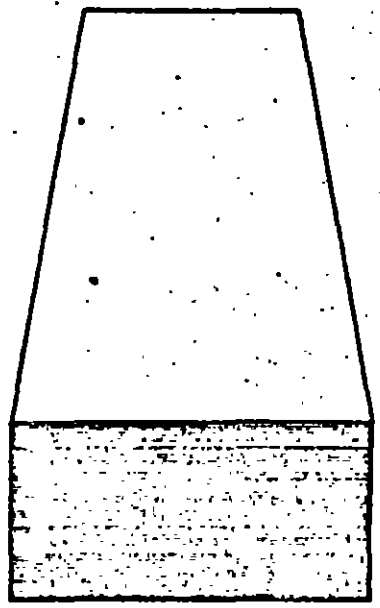
MEDIDAS EN MM.



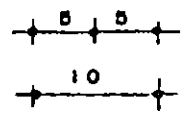
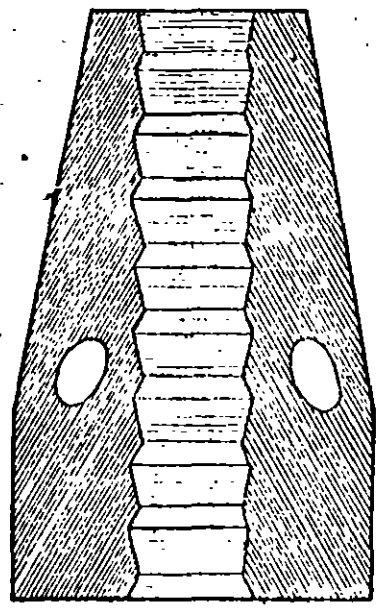
PLANTA

Seg. = 29.4

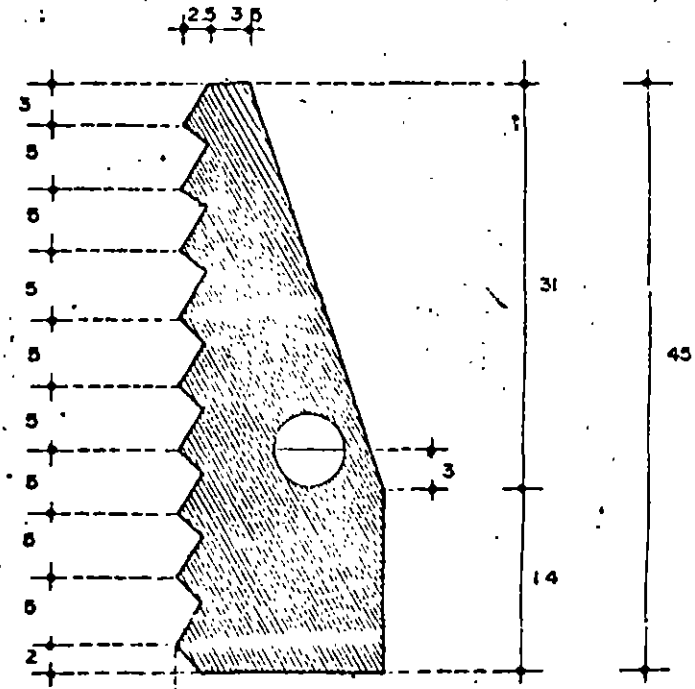
6 PIEZAS.



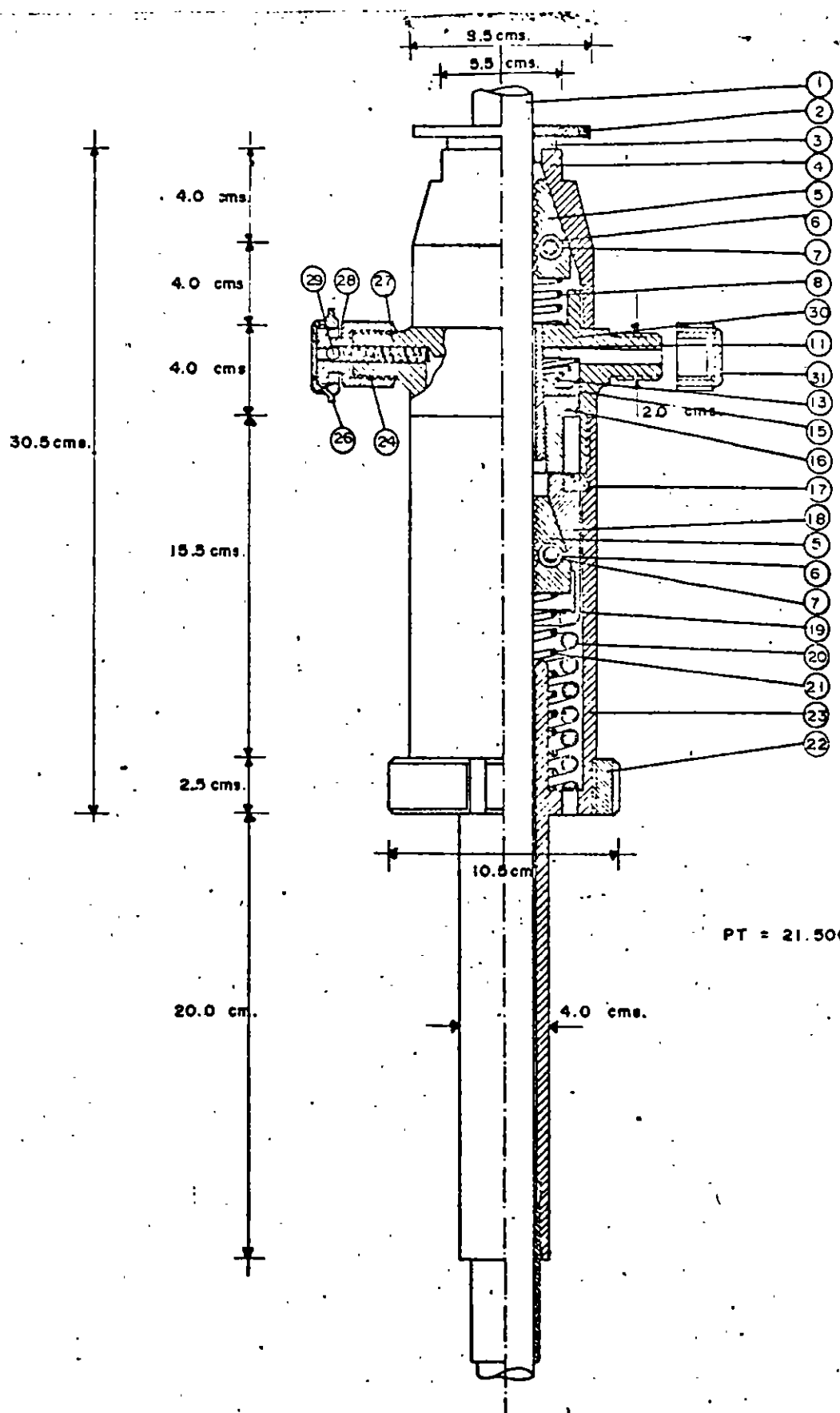
VISTA - POSTERIOR



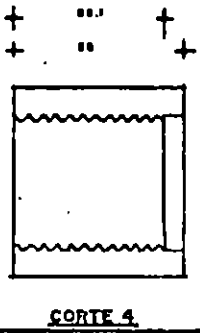
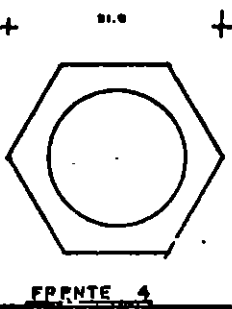
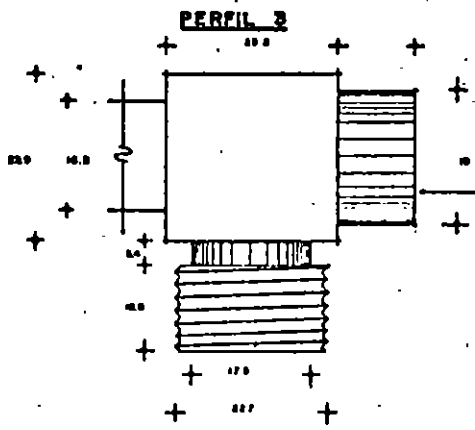
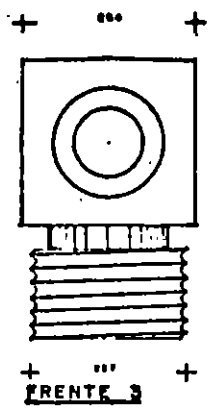
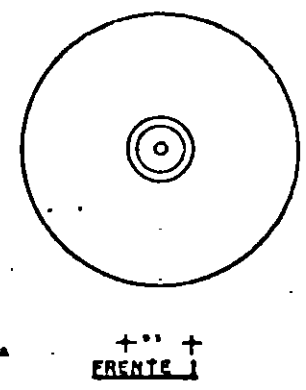
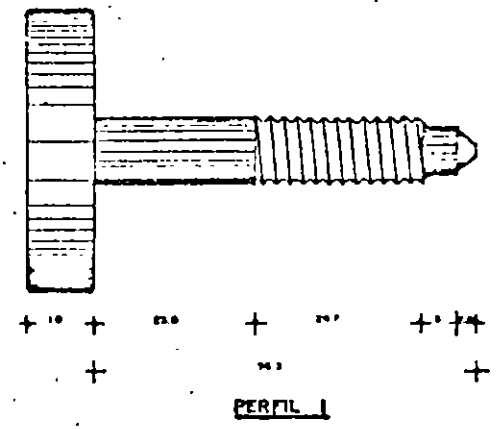
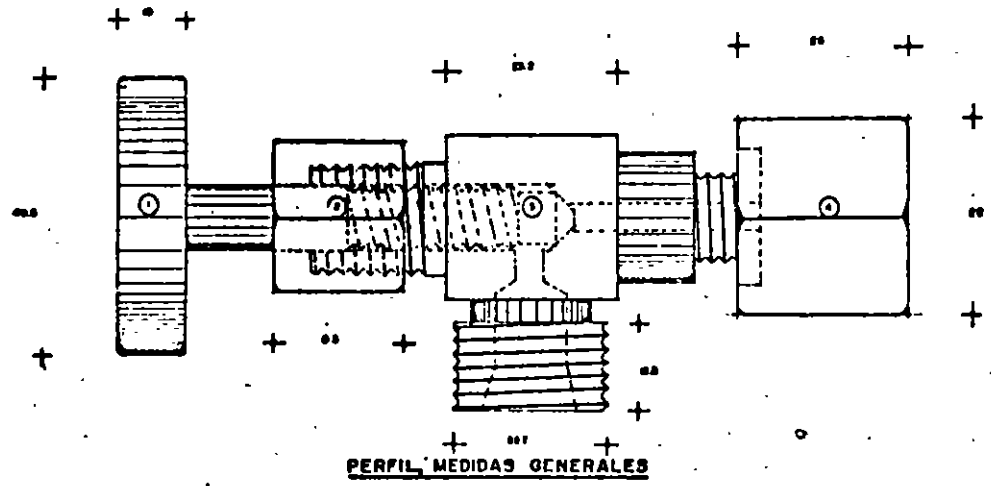
VISTA - FRONTAL



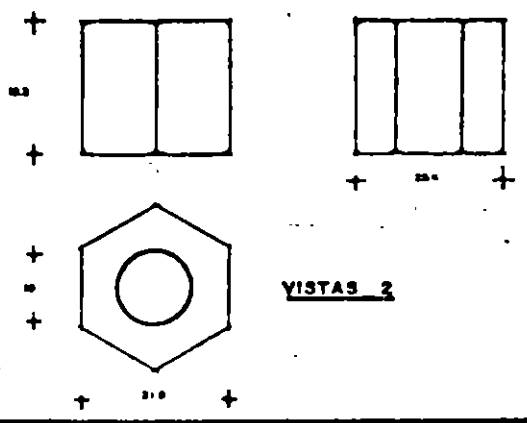
VISTA - LATERAL

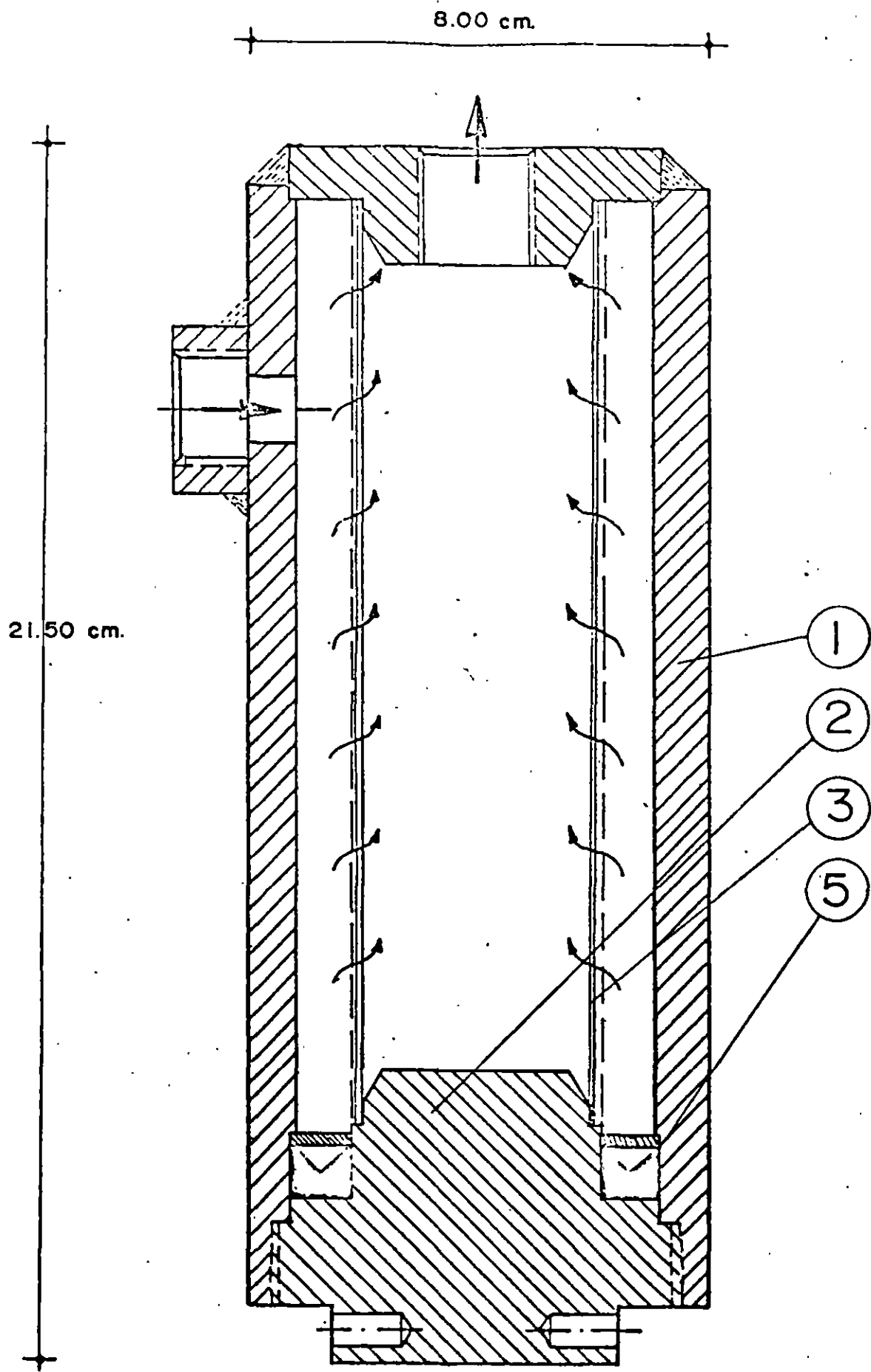


ELEVADOR TIPO 501 (GATO)

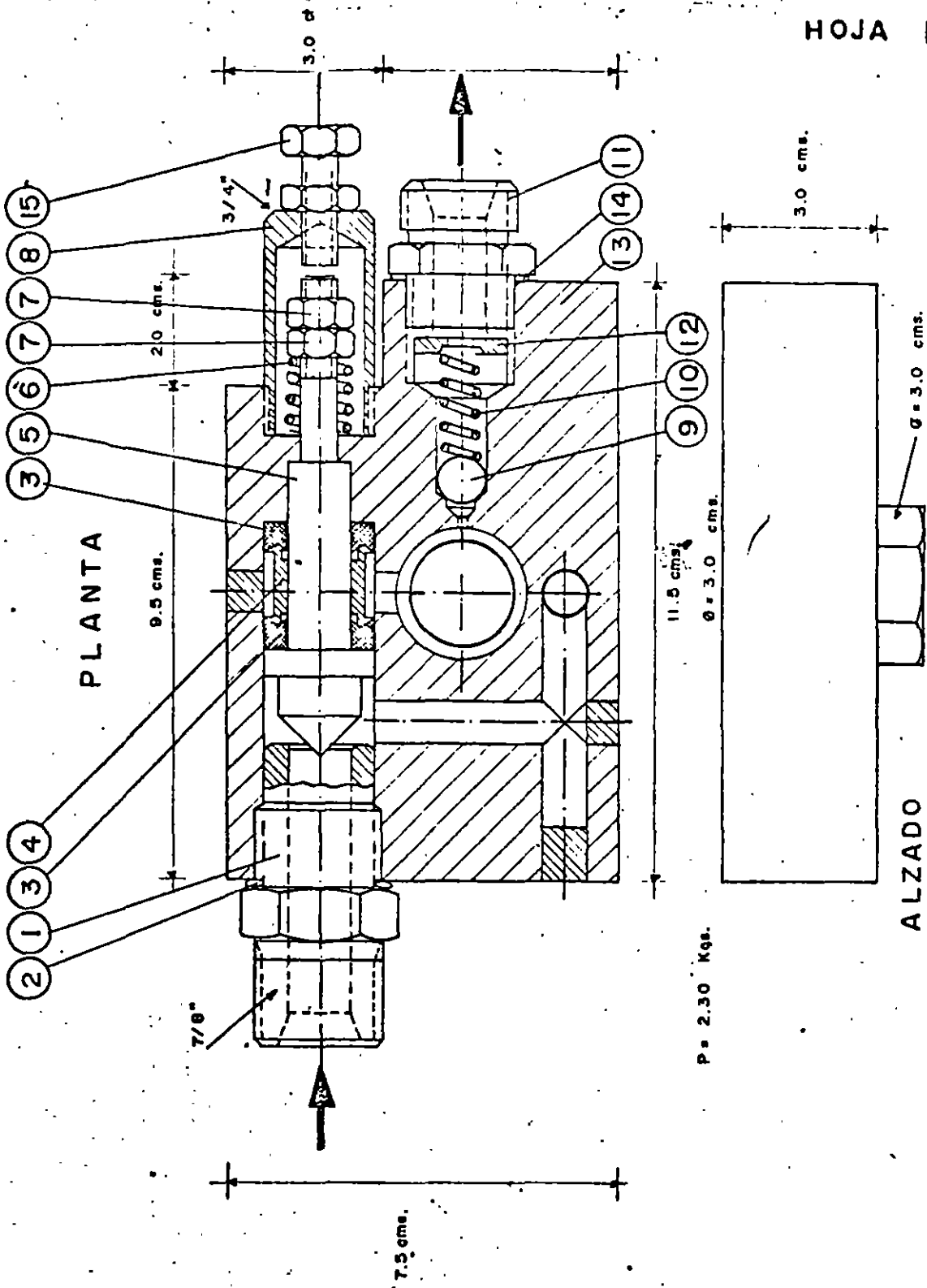


DETALLADO DE VALVULA SUECA
ACOTACIONES EN mm
ESCALA 2:1

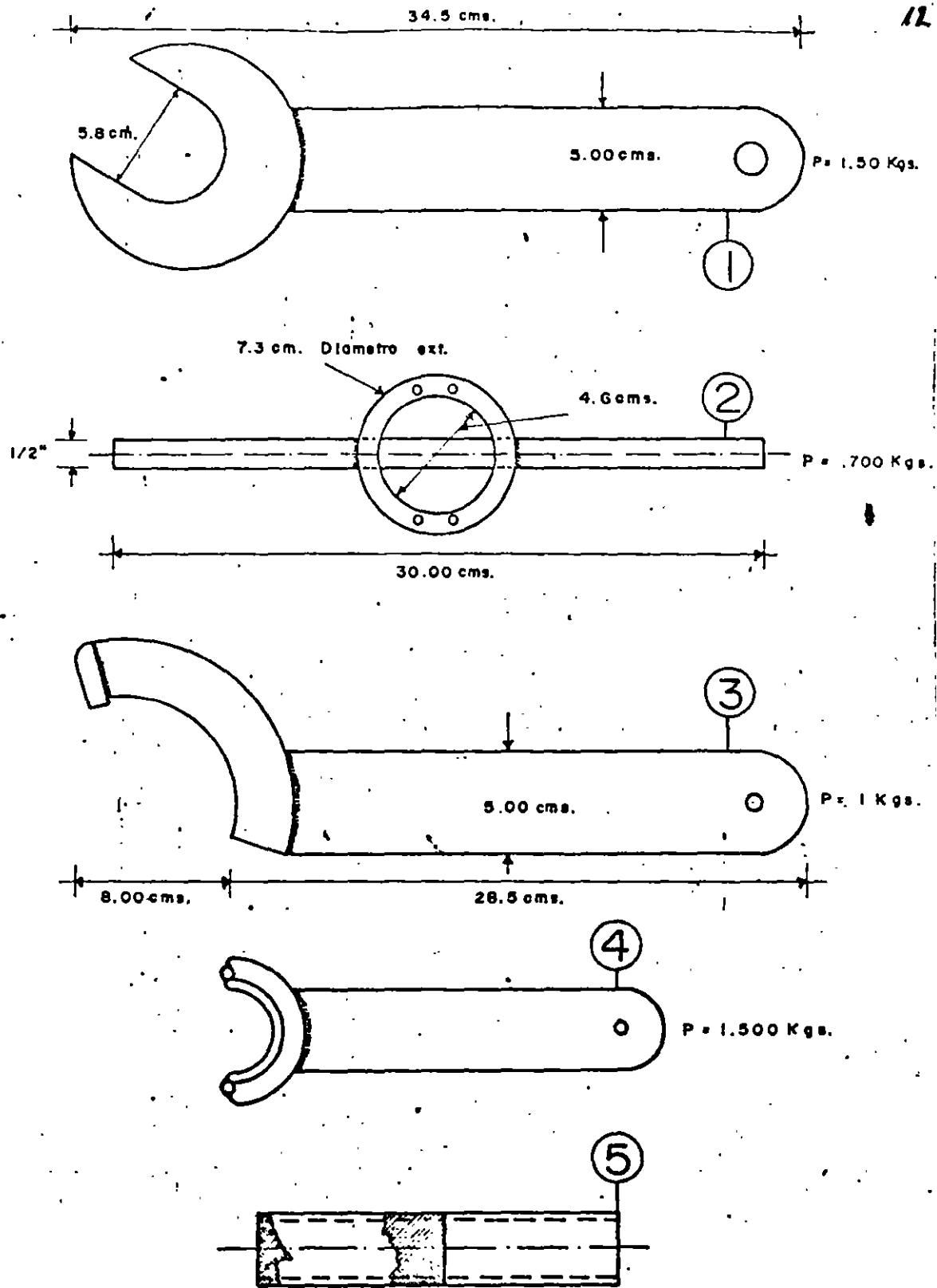




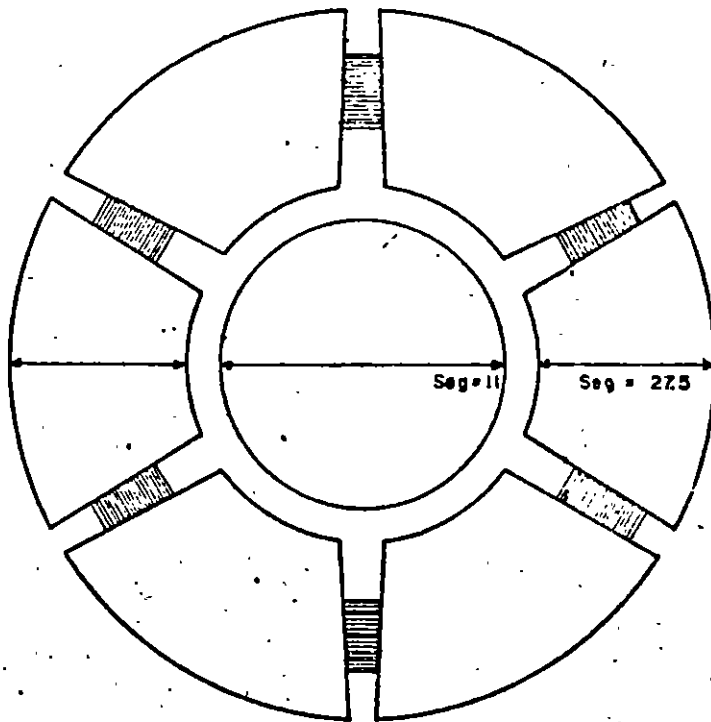
FILTRO



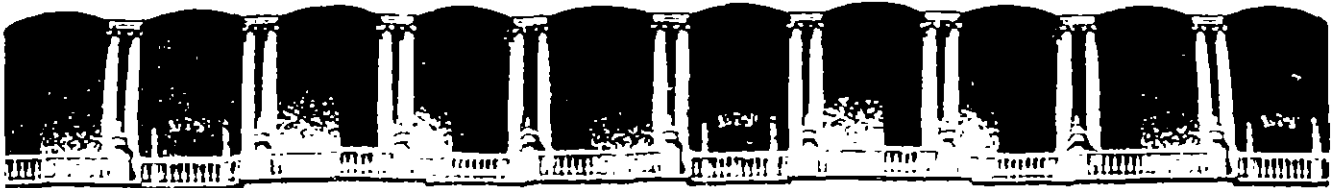
VALVULA AUTOMATICA DE RETORNO
DESCRIPCION DELAS PIEZAS HOJA 2 PESO 2,300KG



**JUEGO DE LLAVES PARA EL ARMADO Y
DESARMADO DE GATOS (ELEVADORES).
PESO TOTAL 4.700 KGS.**



CORONA
(JUEGO DE 6 CUÑAS DENTADAS).
EN PLANTA



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

CURSOS ABIERTOS

RESIDENTES DE CONSTRUCCION

FABRICACION, TRANSPORTE DE CONCRETO

ING. ENRIQUE TAKAHASHI

DIFERENTES TIPOS DE CEMENTO

- . Tipo I - Común o Normal - Para condiciones normales no agresivas
- . Tipo II - Portland Modificado - Menor calor de hidratación, mayor resistencia a aguas y suelos sulfatados. Adecuado para obras hidráulicas y estructuras de tamaño considerable como grandes muelles, contrafuertes de gran espesor y grandes muros de contención en los cuales es necesario reducir la elevación de la temperatura.
- Tipo III - Resistencia Rápida. - Desarrolla mayor resistencia a primeras edades, y así, su resistencia a 7 días es comparable con la del tipo I a 28 días. - No es apto para concreto en masa.
- Tipo IV - Cemento Portland de Bajo Calor. Genera al hidratarse menos calor que los otros cementos y a menor velocidad: reduce el agrietamiento que resulta de las grandes elevaciones de temperatura. Para usarse en grandes masas de concreto como en presas de gravedad.

Tipo V

- Cemento Portland de Alta Resistencia a los sulfatos - En especial para usarse en construcciones expuestas a la acción severa de los sulfatos, como pueden ser revestimiento de canales, alcantarillas, túneles, sifones, etc.
- Cemento Portland Blanco - Para usos decorativos
- Cemento Portland Puzolánico - Consiste de una mezcla íntima y uniforme de cemento portland y puzolana, la cual se obtiene a través de la molienda simultánea de clinker, puzolana y yeso. - Se emplea principalmente en concretos para obras hidráulicas y marítimas.
- - Cemento Portland-Escoria de Alto - Horno. - Es el producto que se obtiene de la molienda simultánea de clinker, escoria granulada de alto horno y yeso. Se emplea en construcciones de tipo masiva. Es resistente a la acción de los sulfatos y no es bueno en climas fríos por su bajo calor de hidratación.

PROPORCIONAMIENTO DE MORTEROS (Desperdicio incluido)

	1:2	1:3	1:4	1:5	1:6	1:7	1:8	1:9	
Cemento-Arena									
Cemento (Tons)	0.560	0.433	0.399	0.277	0.237	0.202	0.167		
Arena (m ³)	0.943	1.068	1.139	1.181	1.203	1.212	1.302		
Agua (m ³)	0.264	0.264	0.252	0.245	0.257	0.235	0.221		
Plasto-Cemento-Arena									
Plasto Cemento (Tons)		0.330	0.265	0.220	0.190				
Arena (m ³)		1.079	1.154	1.203	1.237				
Agua (m ³)		0.269	0.256	0.247	0.241				
Calhidra-Arena									
Calhidra (Tons)	0.334	0.253	0.203	0.170	0.143	0.129	0.109	0.100	
Arena (m ³)	0.250	1.086	1.162	1.215	1.268	1.292	1.304	1.270	
Agua (m ³)	0.322	0.285	0.255	0.253	0.249	0.243	0.233	0.235	
Cemento-Calhidra-Arena									
		1:1:5	1:1:6	1:1:8	1:1½:6	1:2:9	1:1:4	1:1:10	1:1:12
Cemento (Ton)		0.204	0.237	0.165	0.169	0.120	0.300	0.160	0.150
Calhidra (Ton)		0.151	0.165	0.096	0.259	0.163	0.150	0.085	0.075
Arena (m ³)		1.080	0.067	1.095	1.059	1.125	1.000	1.065	1.185
Agua (m ³)		0.287	0.283	0.257	0.260	0.250	0.280	0.275	0.273
Pastas: Cemento Blanco- Polvo de mármol									
Cemento B. (Ton)		0.540	0.440	0.330					
Polvo mármol (Ton)		2.100	2.200	2.300					
Agua (m ³)		0.280	0.275	0.272					

Pasta de Yeso. — M³
 Yeso (Ton) 0.834
 Agua (m³) 1.170

M³ Lechadas (Cemento Gris o Blanco)
 Cemento (Ton) 1.330
 Agua M³ 1.170

P R O P O R C I O N A M I E N T O D E C O N C R E T O S . - M³

F'c	AGREG. MAX. 20mm (3/4")					AGREG. MAX. 25mm (1")					AGREG. MAX. 40mm (1 1/2")				
	100	150	200	250	300	100	150	200	250	300	100	150	200	250	300
Agua	202	202	202	202	202	192	192	192	192	192	177	177	177	177	177
Cemento	262	306	348	388	449	249	291	331	369	427	230	268	305	340	393
Arena	605	580	555	535	505	580	560	540	520	490	560	540	520	505	475
Grava	630	630	630	630	630	680	680	680	680	680	740	740	740	740	740

Unidades

F'c Kg/cm²

Agua Lts

Cemento Kgs

Arena Lts

Grava Lts

PROPORCIONAMIENTOS DE CONCRETO PARA UN BULTO DE CEMENTO

(Revenimiento 10 cm. Botes alcoholeros de 18 lts)

F _c Kg/cm ²	Grava de 3/4"				Grava de 1 1/2"				EMPLEO
	Cemento Saco	Arena botes	Grava botes	Agua botes	Cemento Saco	Arena botes	Grava botes	Agua botes	
100	1	5 1/2	6	2	1	6	8	2	Firmes para pisos
150	1	4 3/4	5 1/4	1 3/4	1	5 1/4	7 1/2	1 3/4	Trabes-Dalas
200	1	4	4 1/2	1 1/2	1	4 1/4	6	1 1/2	Losas-Zapatas
250	1	3 1/2	4	1 1/4	1	3 3/4	5 1/2	1 1/4	Columnas-Techos
300	1	2 3/4	3 1/2	1	1	3	4 3/4	1	Alta Resistencia

Gr

FABRICACION DE CONCRETO

INTRODUCCION

1.1 ALCANCE.

En este trabajo se bosquejan métodos y procedimientos para lograr buenos resultados en la medición y mezcla de ingredientes para el concreto. Se revisan también equipos y métodos desarrollados recientemente.

1.2 OBJETIVO.

Al hacer estas recomendaciones, se consideró:

1. Que el adelanto en el mejoramiento de la construcción con concreto, dará un mejor resultado mediante la presentación de altos estándares de uso, en lugar de "prácticas comunes". En este aspecto, algunos consideran que los sistemas inferiores les bastan, pero estas recomendaciones se proponen tomando como base lo que "debería hacerse".
2. Es evidente que los sistemas empleados para producir y colocar concreto de alta calidad, pueden ser tan económicos como aquellos que nos dan un concreto de baja calidad.

1.3 OTRAS CONSIDERACIONES.

Todos aquellos que se ocupan en trabajos de concreto, deben tomar en cuenta la importancia de mantener el contenido unitario de agua tan bajo como lo permitan los requisitos de colocación. Aunque la relación agua-cemento se mantenga constante, un aumento del agua por unidad también aumenta potencialmente el agrietamiento por contracción durante el secado y con este agrietamiento el concreto pierde parte de su durabilidad y otras características deseables, por ejemplo: Su acción monofásica y baja permeabilidad. Cuando se aumenta arbitrariamente agua, se incrementa la relación agua-cemento y tanto la resistencia como la durabilidad se afectan adversamente. A medida que la cimbra se llena

con la correcta combinación de sólidos y la menor cantidad posible de agua, mejor será el concreto resultante. Debe practicarse un uso moderado en la cantidad de agua-cemento y agregado fino, junto con el uso del agregado graduado al tamaño máximo permitido por las aberturas de la cimbra y el espacio entre el refuerzo. También debe emplearse la estricta cantidad de cemento que se requiera para obtener la resistencia adecuada y otras propiedades esenciales. Únicamente se empleará la cantidad de agua y agregado fino que se requiera para hacer fácil su manejo, y obtener así un buen vaciado y consolidación por medio de la vibración.

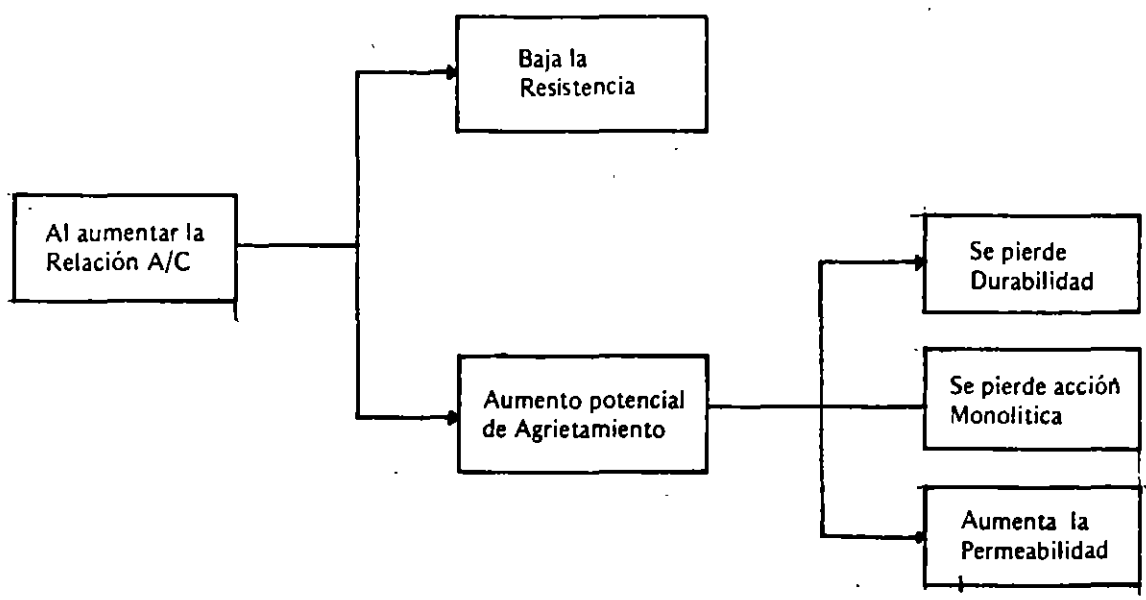
RECOMENDACION

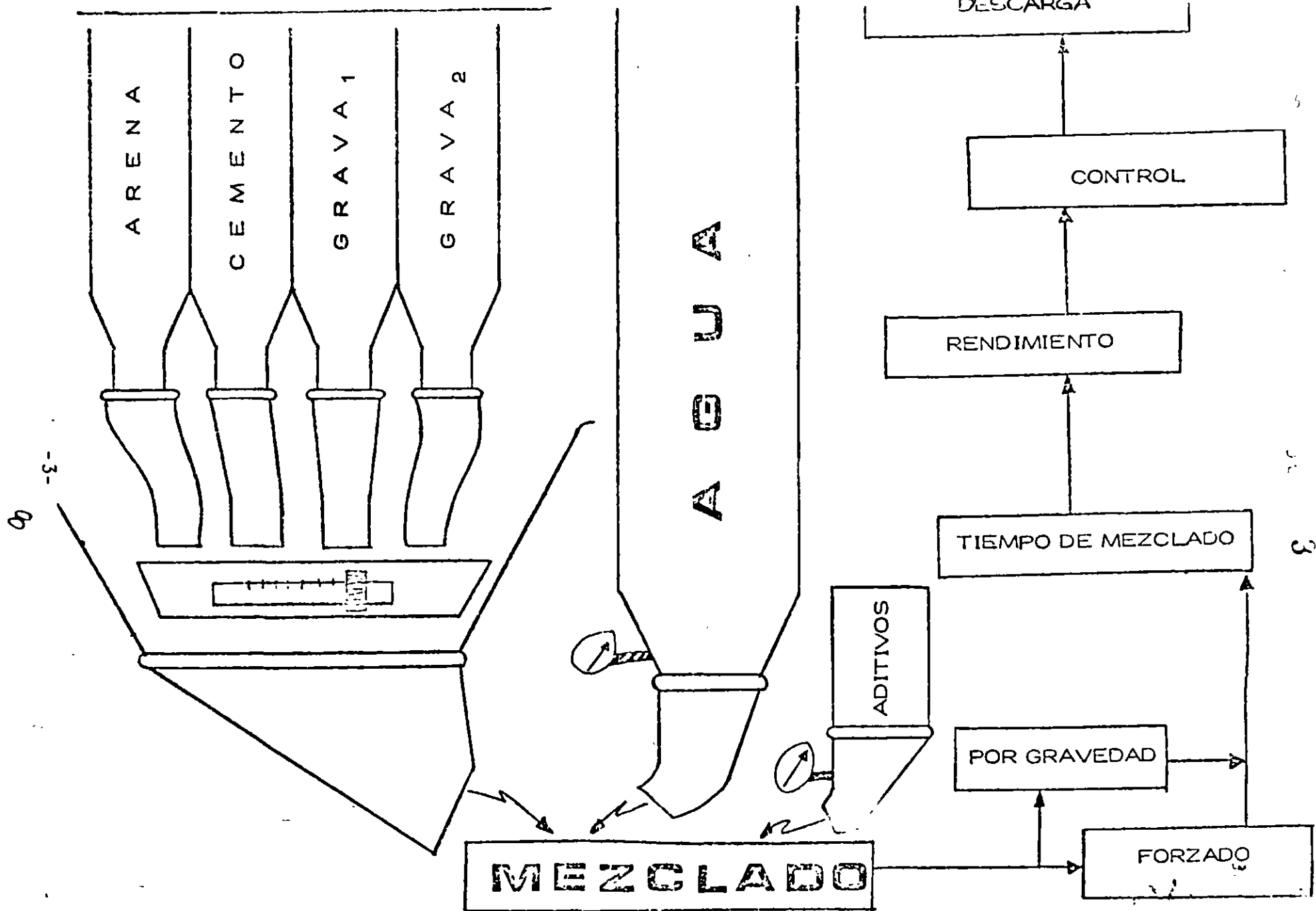
Mantener Al Mínimo la Cantidad de Agregado Fino

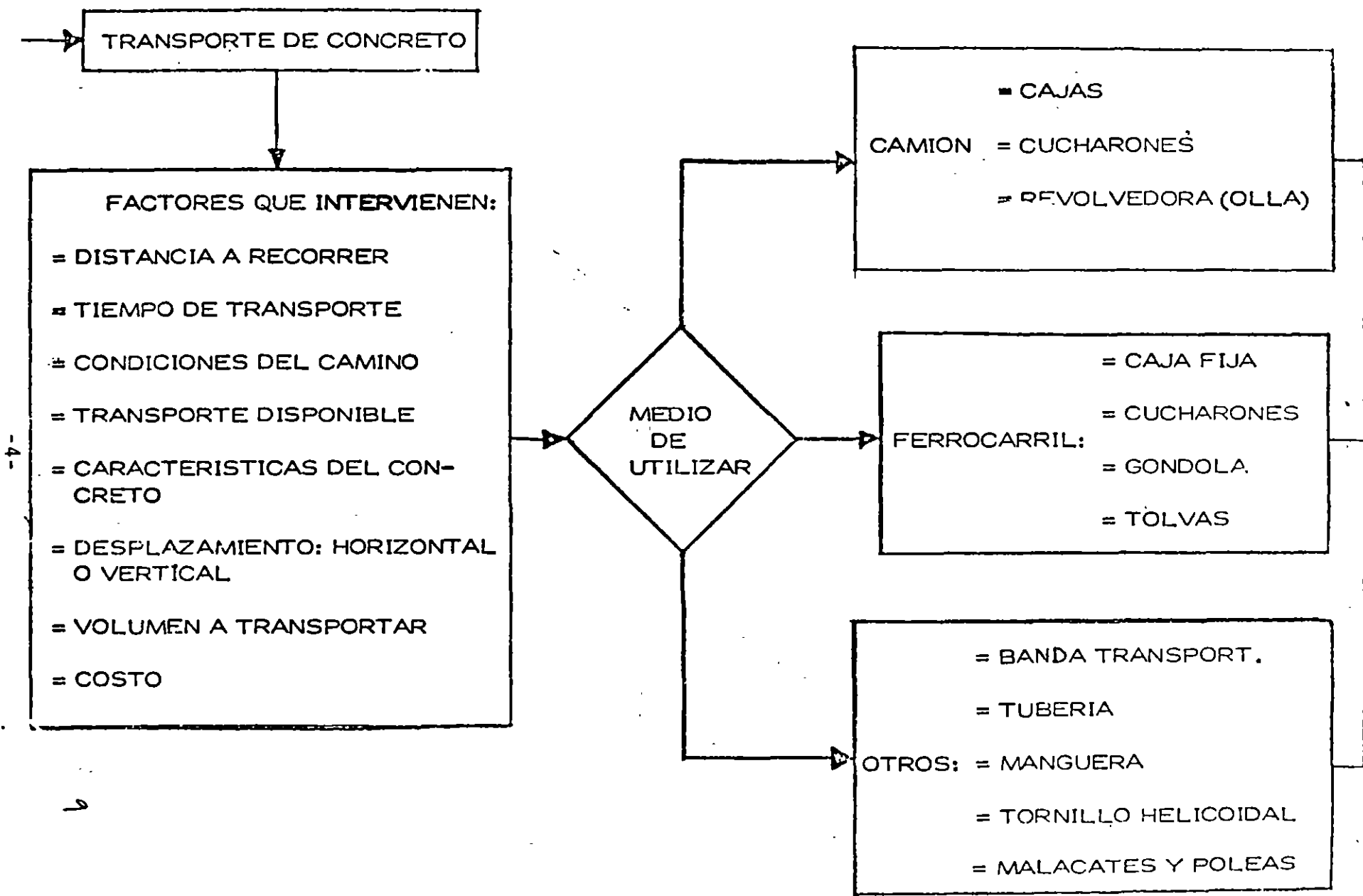


RECOMENDACION

Mantener el Contenido de Agua tan Bajo como sea posible.



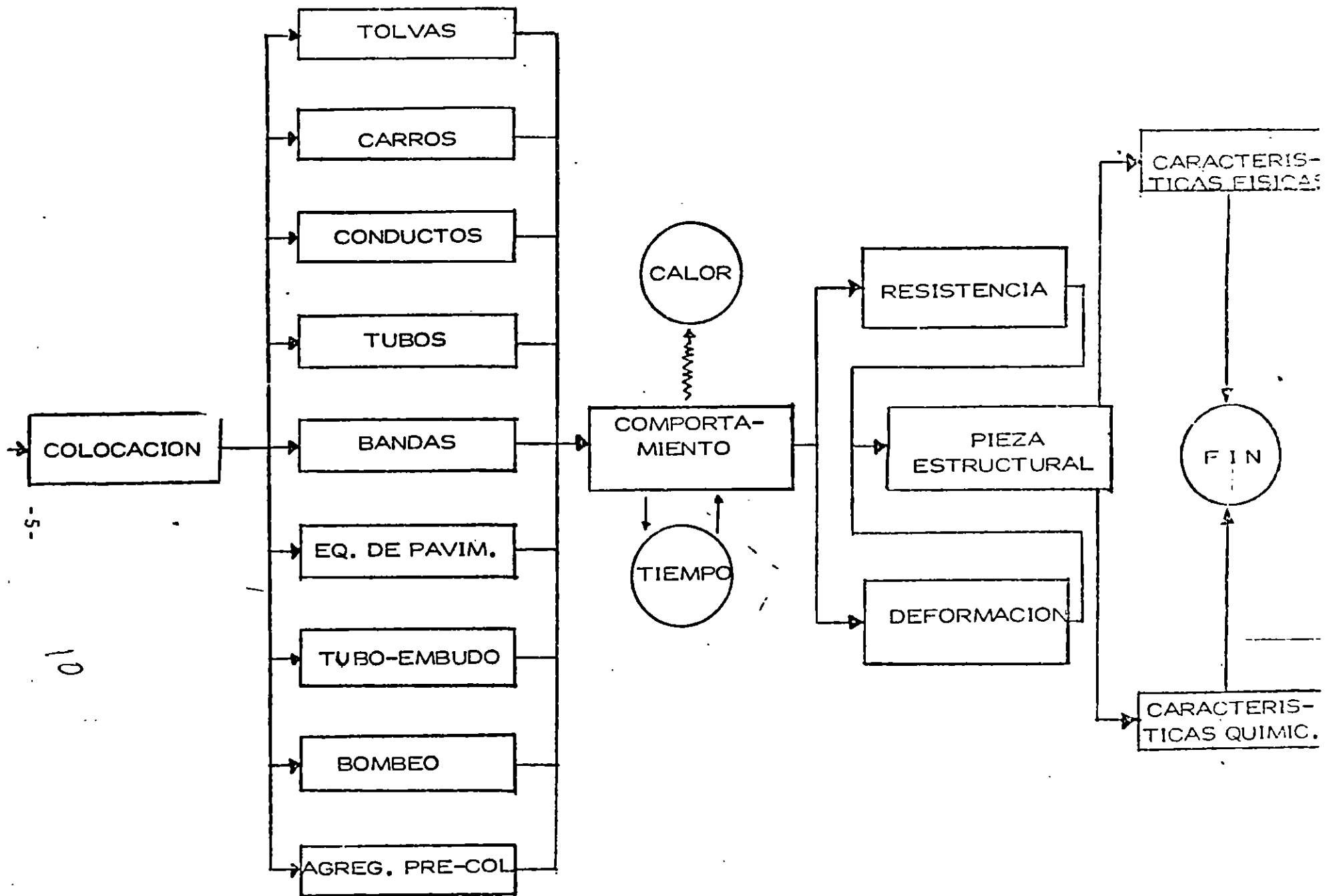




-4-

9

10



-5-

10

20
51

CONTROL, MANEJO Y ALMACENAMIENTO DE MATERIALES

2.1 AGREGADOS.

Los agregados fino y grueso, al descargarse en la tolva dosificadora por peso, deben ser de buena calidad, uniformes en granulometría y contenido de humedad. La producción de un concreto uniforme será difícil, si no se siguen las especificaciones relativas a la selección, preparación y manejo adecuado de los agregados.

2.1.1 Agregado grueso.

2.1.1.1 Tamaños.

La segregación en un agregado grueso se reduce prácticamente al mínimo, mediante la separación del material en fracciones de varios tamaños y de la dosificación de estas fracciones por separado. A medida que la variedad de tamaños de cada fracción disminuye y el número de separaciones por tamaño aumenta, la segregación disminuye aún más. El control eficaz de segregación y de materiales de inferior tamaño que lo normal se logra adecuadamente cuando la proporción de medidas máximas a mínimas en cada fracción se mantiene a no más de cuatro, para agregados menores de 25.4 mm. (1 pulgada) de diámetro, y de dos, para los tamaños mayores.

Ejemplos de algunas maneras de agrupar fracciones de agregados son las siguientes:

EJEMPLO 1.

4.76 hasta 20 mm (Núm. 4 hasta 3/4 de pulgada)
 20 hasta 40 mm (3/4 hasta 1-1/2 pulgada)
 40 hasta 75 mm (1-1/2 hasta 3 de pulgadas)
 75 hasta 150 mm (3 hasta 6 pulgadas)

EJEMPLO 2.

4.76 hasta 125 mm (Núm. 4 hasta 1 pulgada)
 25 hasta 50 mm (1 hasta 2 pulgadas)
 50 hasta 100 mm (2 hasta 4 pulgadas)

2.1.1.2 Control de material de menor tamaño.

Para un control eficaz de granulometría, es esencial que las operaciones de manejo no aumenten significativamente la cantidad de los materiales de menor tamaño en los agregados, antes de su uso en concreto. La granulometría del agregado al entrar en la revoladora debe ser uniforme y dentro de los límites especificados. Los análisis de mallas del agregado grueso deben practicarse frecuentemente, para asegurarnos que cumple con los requisitos de granulometría. Cuando se emplean dos o más tamaños de agregado, deben hacerse cambios en las proporciones de los tamaños las veces que sea necesario, para mejorar la graduación total del agregado combinado.

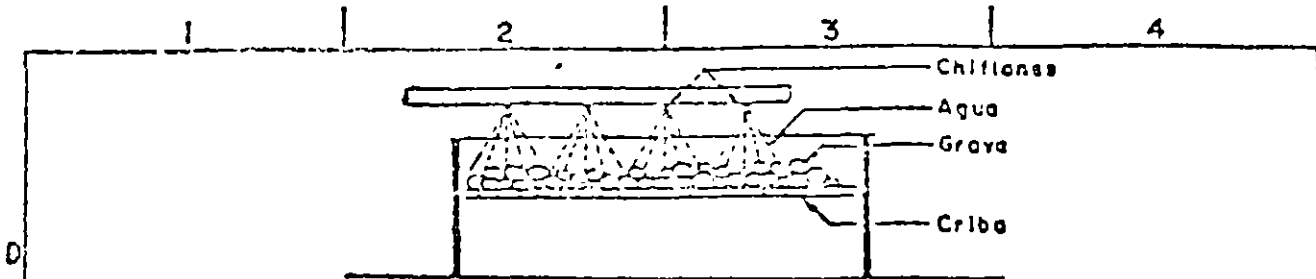
2.1.2 Agregado fino (arena).

El agregado fino debe controlarse para reducir al mínimo las variaciones en la graduación, manteniendo las fracciones más finas uniformes y teniendo cuidado de evitar la excesiva eliminación de los finos durante el proceso.

2.1.3 Almacenamiento.

El almacenaje en montones de agregados debe mantenerse al mínimo, pues aún bajo condiciones ideales los finos tienden a acumularse. Sin embargo, cuando es necesario almacenar en montones, el uso de métodos incorrectos acentúa problemas con los finos y también causa segregación, rompimiento del agregado y una excesiva variación en la graduación. Los montones deben construirse en capas horizontales o suavemente inclinadas, no por volteo. Sobre los montones no deben operarse camiones, bulldozers, y otros vehículos, puesto que, además de quebrar el agregado, a menudo dejan tierra sobre los depósitos. Debe proveerse una base dura para evitar la contaminación del material en el fondo, y el traslape de los diferentes tamaños debe evitarse mediante muros apropiados o amplios espacios entre los montones. No debe permitirse que el viento separe los agregados finos secos, y los depósitos no deben contaminarse oscilando cucharones o cangilones sobre los varios tamaños de agregados almacenados en montones.

Los silos de agregados deben mantenerse tan llenos como sea práctico, para reducir al mínimo el res-

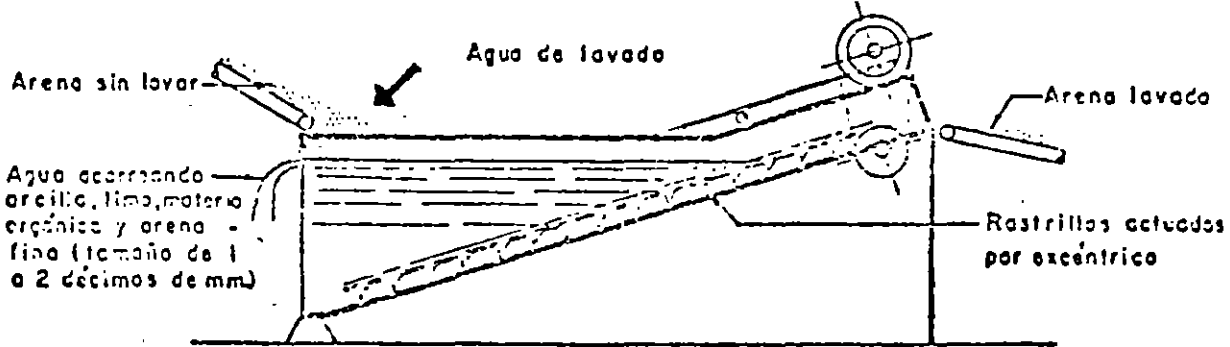


1

LAVADO DE GRAVA

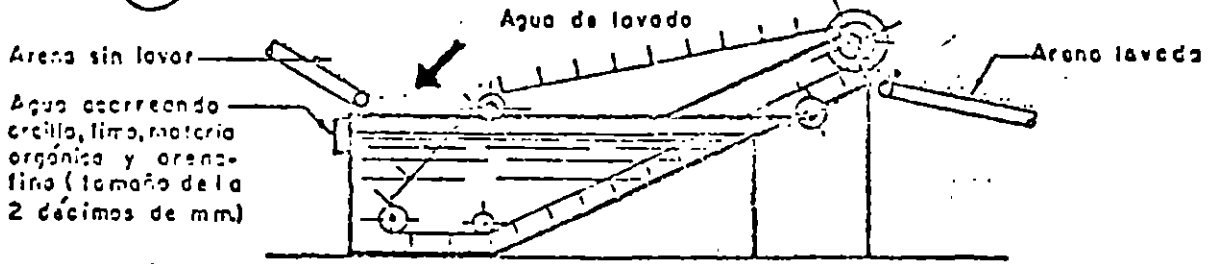
Se hará durante el cribado de la misma aplicándole chorros de agua a alta velocidad (chiflonas) los que removerán la arena y polvo adheridos a la grava.

D



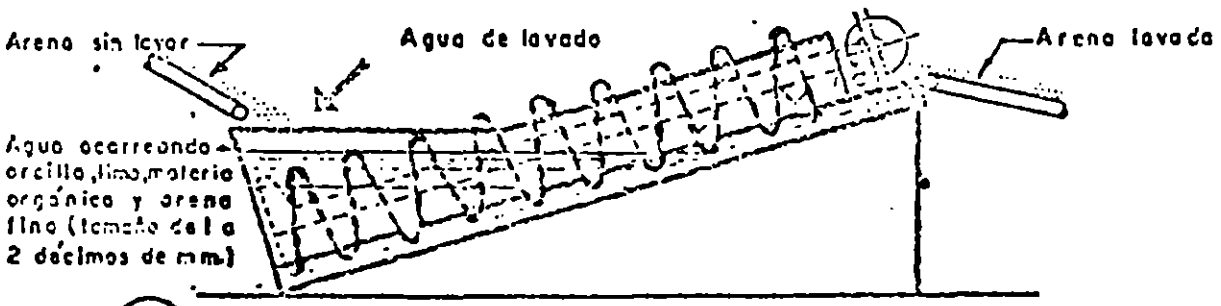
2

RASTRILLOS ACTUADOS POR EXCENTRICO



3

RASTRILLOS EN ESLABON O EN BANDA



4

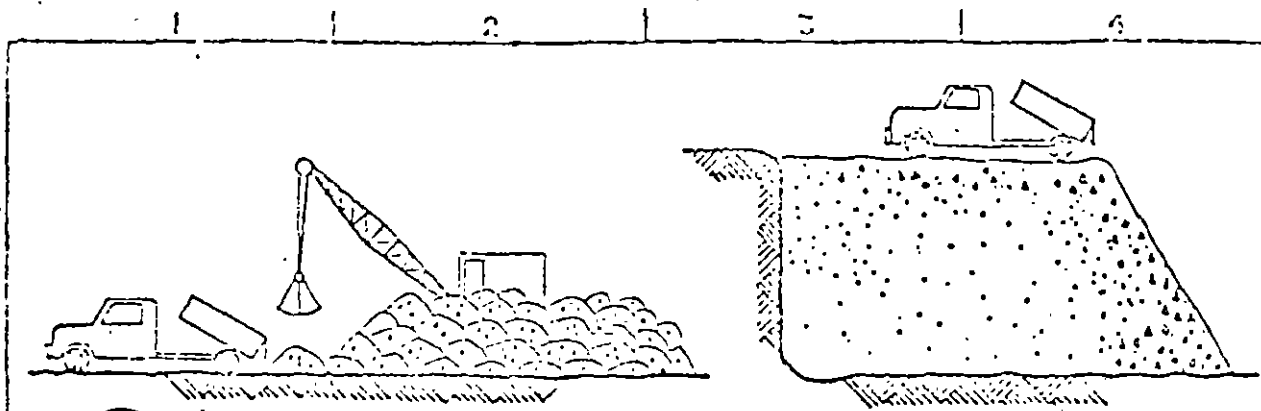
ELEVADOR DE GUSANO LAVADO DE ARENA

Se hará con chiflonas y dispositivos de agitación similares a los mostrados en las figuras 2, 3 y 4.
Se deberá recuperar la arena fina por medio de un ciclón porque es útil para ocupar los espacios comprendidos entre los granos de la arena gruesa y grava, además provee mayor elasticidad y trabajabilidad en las revolturas.

A

TITULO

LAVADO DE AGREGADOS

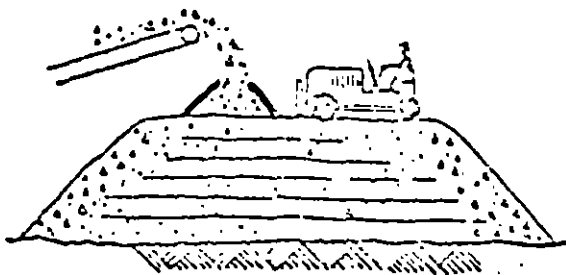


1 PREFERIBLE

El uso de grúas u otros medios para colocar material en pila, en unidades no mayores que una carga de comión la cual permanece donde se coloca sin rodar por la pendiente.

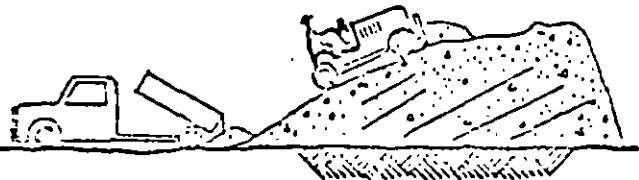
2 OBJETABLE

Emplicar métodos que permitan al agregado rodar por las pendientes o medida que se agrega a la pila. Permitir al equipo de ocurrencio operar sobre el mismo nivel repetidamente.



3 ACEPTABILIDAD LIMITADA

Apilar rdcilmente en capas horizontales por medio de un bulldozer desde los materiales conforme eoen de la banda transportadora. Un acceso de roca puede ser requerido en esta arreglo.



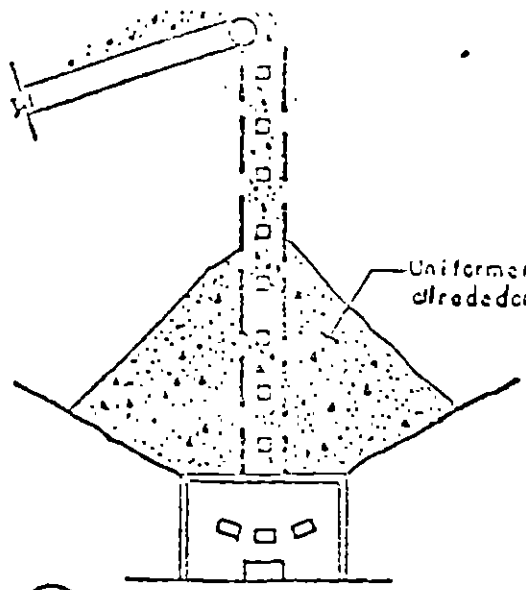
4 GENERALMENTE OBJETABLE

Acomodar el agregado por medio de un bulldozer en capas progresivas sobre pendientes no menores de 3 a 1. A menos que el material sea altamente resistente a la ruptura estos métodos son también objctables.

METODOS INCORRECTOS DE APILAR AGREGADOS CAUSANDO SEGREGACION Y RUPTURA

Nota: Se permitirá el apilamiento de agregado grueso cuando en la planta dosificadora se criba al mismo.

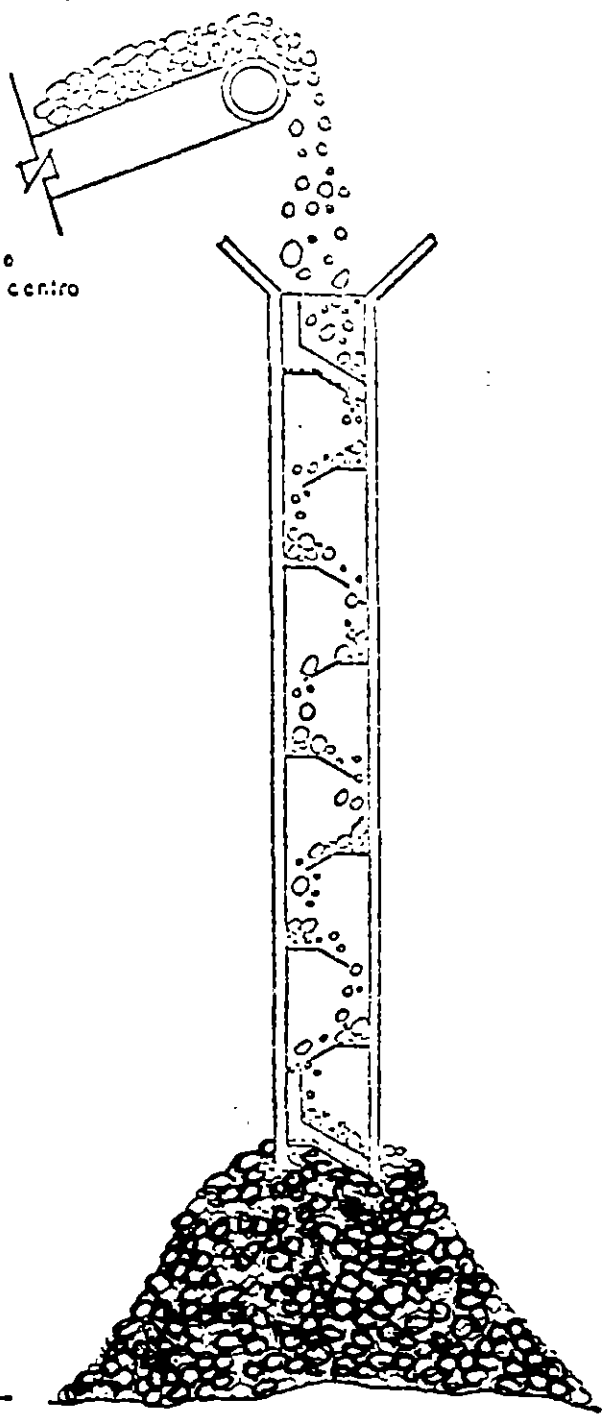
TITULO	MANEJO DE AGREGADOS
	METODOS RECOMENDADOS



Uniformemente alrededor del centro

1 CORRECTO

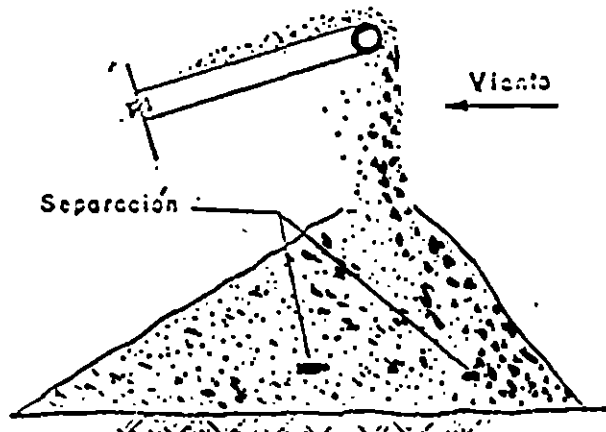
Verter el material proveniente de una banda transportadora en una chimenea que prevendrá la separación de materiales gruesos y finos por el viento. Es conveniente proveer aberturas según se requiera para descargar material a diferentes alturas de la pila.



3

Cuando se apilen agregados de tamaño grande por medio de transportadores elevados es conveniente usar un escalonamiento como el mostrado para hacer mínima la ruptura del material.

ALMACENAMIENTO DE AGREGADOS TERMINADOS



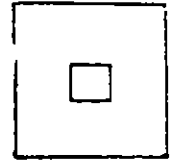
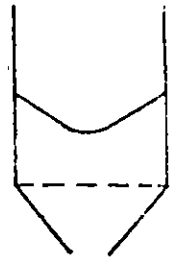
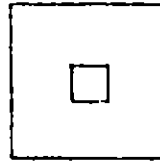
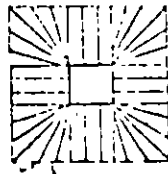
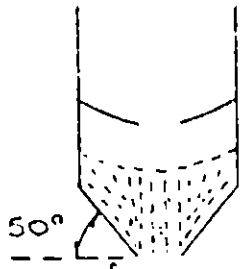
2 INCORRECTO

Permitir la caída libre del material desde el extremo elevado de la banda transportadora ocasionando así la separación de materiales gruesos y finos por el viento

ALMACENAMIENTO DE AGREGADOS FINOS O SIN TERMINAR (SECOS)

TITULO	MANEJO DE AGREGADOS	RECOMENDADOS
--------	---------------------	--------------

a



CORRECTO

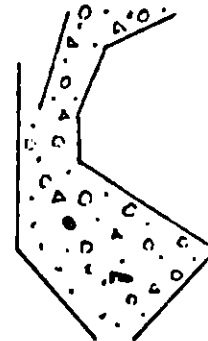
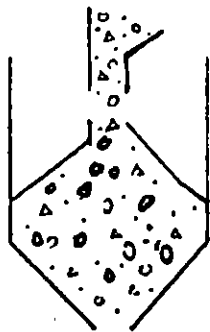
INCORRECTO

FONDO COMPLETO CON INCLINACION DE 50° EN RELACION CON LA HORIZONTAL EN TODOS LOS SENTIDOS HACIA LA SALIDA, CON LAS ESQUINAS DE LA TOLVA REDONDEADAS DE MODO QUE TODO EL MATERIAL SE DESUCE HACIA LA SALIDA

DEPOSITOS DE FONDO PLANO O CON CUALQUIER COMBINACION DEPENDIENTES QUE TENGAN ESQUINAS O AREAS OCASIONANDO QUE NO TODO EL MATERIAL EN LA TOLVA FLUYA FACILMENTE POR LA SALIDA

INCLINACION DEL FONDO DE LAS TOLVAS PARA AGREGADOS

b



CORRECTO

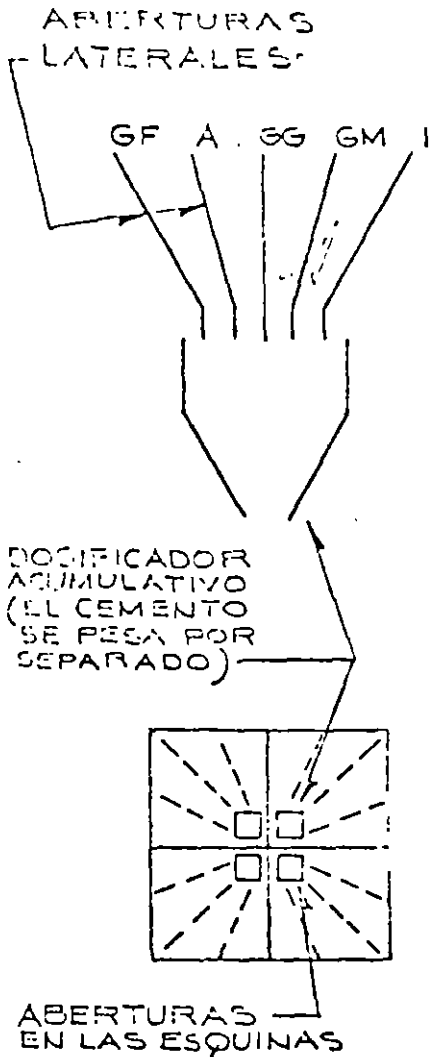
INCORRECTO

EL MATERIAL CAE VERTICALMENTE EN LA TOLVA. DIRECTAMENTE SOBRE LA ABERTURA DE DESCARGA, PERMITIENDO LA DESCARGA DEL MATERIAL MAS UNIFORME

CAIDA DEL MATERIAL DENTRO DE LA TOLVA EN ANGULO. EL MATERIAL QUE NO CAE DIRECTAMENTE SOBRE LA ABERTURA NO SIEMPRE RESULTA UNIFORME AL DESCARGARLO

LLENADO DE LAS TOLVAS DE AGREGADOS

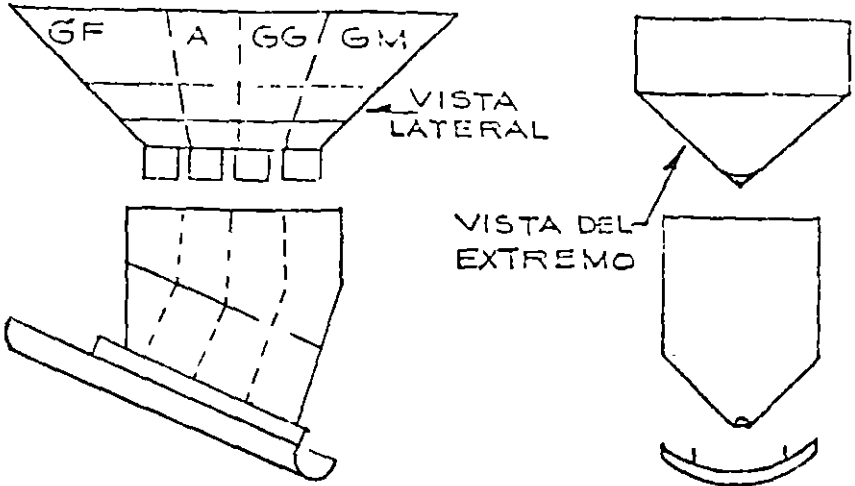
d



ACOMODOS POCO
CONVENIENTES

CUALQUIERA DE LAS
DISPOSICIONES (QUE
SE VEN ARRIBA) PARA
DESCARGA DE TOLVAS
CON FUERTES PENDI-
ENTES PROVOCAN SE-
GREGACION Y DETE-
RIOR EN LA UNIFORMI-
DAD.

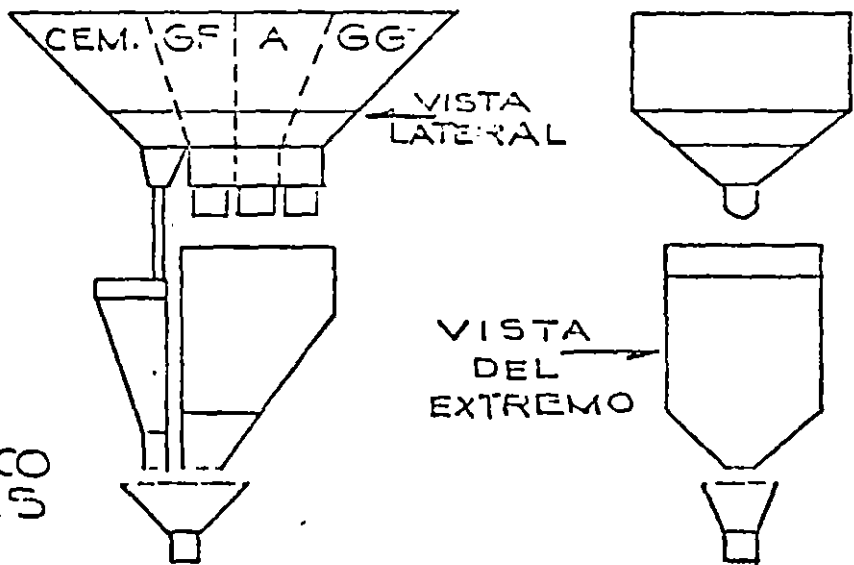
e ii



DISPOSICION
PREFERIBLE

PESADA AUTOMATICA Y ACUMULADA
DE AGREGADOS QUE SE LLEVAN A LA MEZ-
CLADORA POR CANDA TRANSPORTADORA.
EL CEMENTO PESADO SEPARADAMENTE
SE DESCARGA EN FORMA CONTROLADA DE
MÁNERA QUE EL CEMENTO FLUYA MIENTRAS
LOS AGREGADOS SE DESCARGAN.

f



DISPOSICION
ACEPTABLE

PESADA AUTOMATICA Y ACUMULADA DE AGRE-
GADOS. EL CEMENTO PESADO SEPARA-
DAMENTE SE DESCARGA EN FORMA CON-
TROLADA, DE MANERA QUE EL CEMENTO
FLUYA MIENTRAS LOS AGREGADOS
SE DESCARGAN.

quebrajamiento y los cambios de graduación al extraer los materiales. Los materiales deben depositarse verticalmente en los silo y directamente sobre el orificio de salida.

2.1.4 Control de Humedad.

Hay que hacer un esfuerzo para asegurar un contenido de humedad uniforme y estabilizar el agregado al dosificarlo. El uso de agregados que tienen cantidades variables de agua libre, es una de las causas más frecuentes de la pérdida de control de la consistencia del concreto (revenimiento). En algunos casos puede ser necesario mojar el agregado grueso en los montones de reserva o en las cintas de entrega, para compensar el alto grado de absorción, o suministrar enfriamiento. Posteriormente, los agregados deben pasarse sobre cribas secadoras apropiadas, para impedir que el exceso de agua libre vaya a los silos.

Debe darse tiempo suficiente para el drenaje del agua libre del agregado fino, antes de trasladarse a los silos de la planta de dosificación. El tiempo de almacenaje que se necesita depende sobre todo de la graduación y forma de las partículas del agregado. La experiencia ha demostrado que un contenido de humedad libre de hasta el 6% y de vez en cuando hasta del 8%, se mantendrá estable en el agregado fino. Sin embargo, algunas empresas que se dedican a la colocación de concreto a gran escala exigen que la variación de humedad en el agregado fino no sea mayor del 2% en 8 horas, o del 0.5% en 1 hora.

La insistencia en un contenido de humedad estable en el agregado; el uso de medidores de humedad para indicar variaciones en la humedad del agregado fino al dosificarlo; y el uso de compensadores de humedad para el rápido ajuste de peso de la dosificación, pueden reducir al mínimo la influencia de la variación de humedad en el agregado fino.

2.1.5 Muestras para pruebas.

Las muestras representativas de los varios tamaños del agregado que se dosifica deben tomarse lo más cerca posible del punto de su mezcla con el concreto. La dificultad en conseguir muestras representativas aumenta de acuerdo con el tamaño del agregado. Por lo tanto, los aparatos de muestreo que se utilizan requieren un cuidadoso diseño si han de obtenerse resultados de pruebas significativos.

2.2 Almacenamiento del Cemento.

Todo el cemento debe almacenarse en estructuras contra el mal tiempo, apropiadamente ventiladas, para impedir la absorción de humedad.

Las facilidades de almacenamiento para cemento a granel deben incluir compartimentos separados para cada tipo de cemento que se utiliza. El interior de un silo de cemento debe ser lizo, con una inclinación horizontal mínima de 50 grados en el fondo para un silo circular, y desde 55 a 60 grados para un silo rectangular. Los silos que no sean construcción circular, deben ser provistos de cojines de deslizamiento, que no se atasquen, por los cuales se pueda introducir a intervalos, pequeñas cantidades de aire a baja presión de 3 hasta 5 pies (aproximadamente 0.2 - 0.4 Kg/cm².), para soltar el cemento que se haya compactado dentro de los silos.

Los silos de almacenaje deben ser limpiados con frecuencia, preferentemente una vez por mes, para impedir la formación de costras de cemento.

El cemento envasado en sacos debe ser apilado sobre plataformas, para permitir la apropiada circulación de aire. Para un período de almacenamiento de menos de 60 días, se recomienda evitar que se superpongan más de 14 sacos de cemento, y para períodos mayores no deben superponerse más de 7 sacos. Como precaución adicional, se recomienda que se utilice primero (hasta donde sea posible) el cemento más viejo.

2.3 Almacenamiento de materiales puzolánicos.

Las puzolanas y otros materiales cementantes deben manejarse, trasladarse y almacenarse de la misma manera que el cemento.

2.4 Aditivos.

Los aditivos fabricados en forma líquida deben almacenarse en tambores o tanques herméticos, protegidos de la congelación. La agitación de estos materiales durante su uso debe hacerse de acuerdo con las indicaciones dadas por el fabricante.

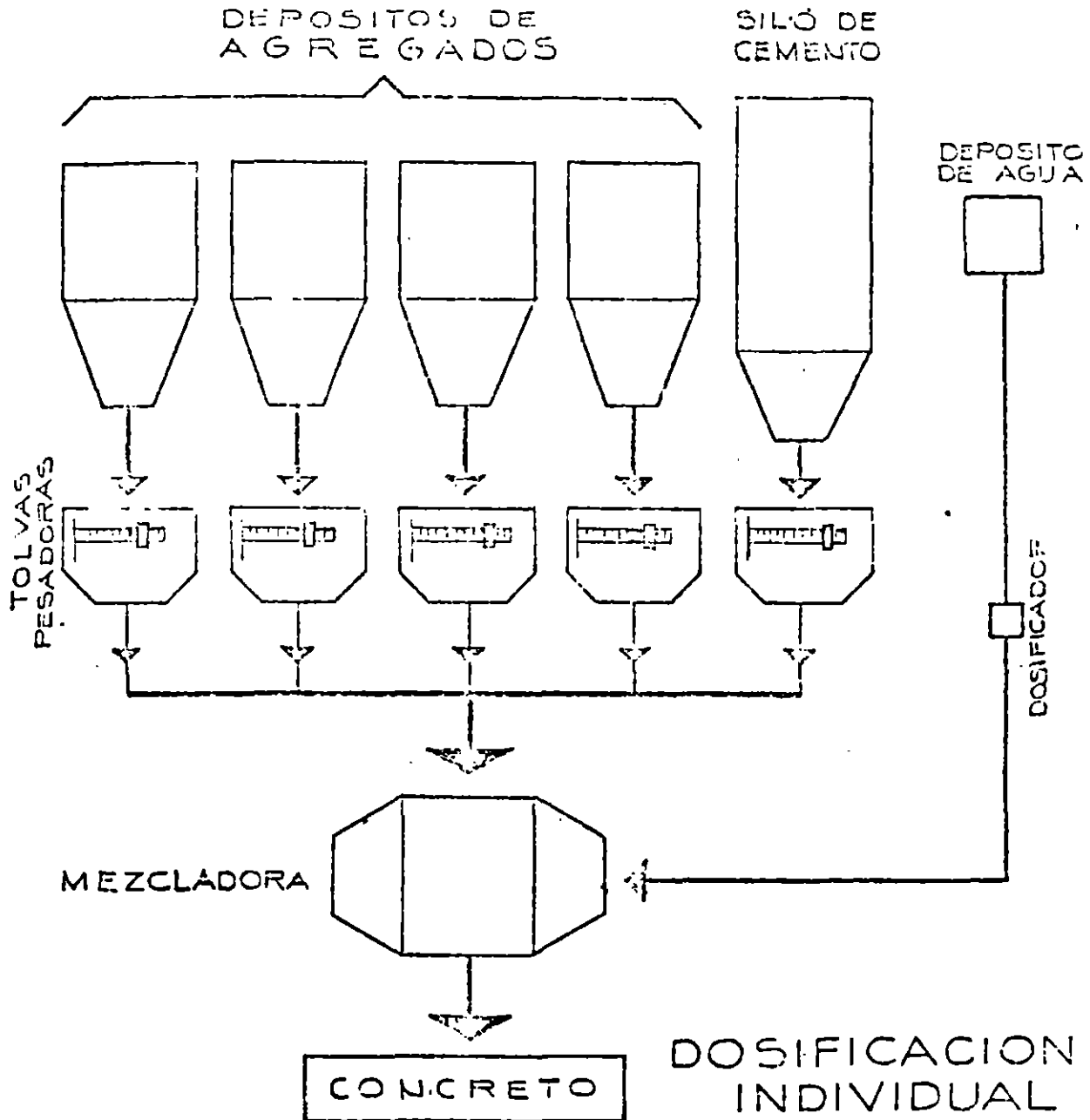
Con frecuencia es también conveniente licuar aditivos fabricados en forma de polvo para disolverse. Cuando esto se hace, los tambores o tanques de almacenaje, desde los cuales se suministrarán los aditivos, deben estar provistos de equipo de agitación o mezcla, para mantener los sólidos en suspensión.

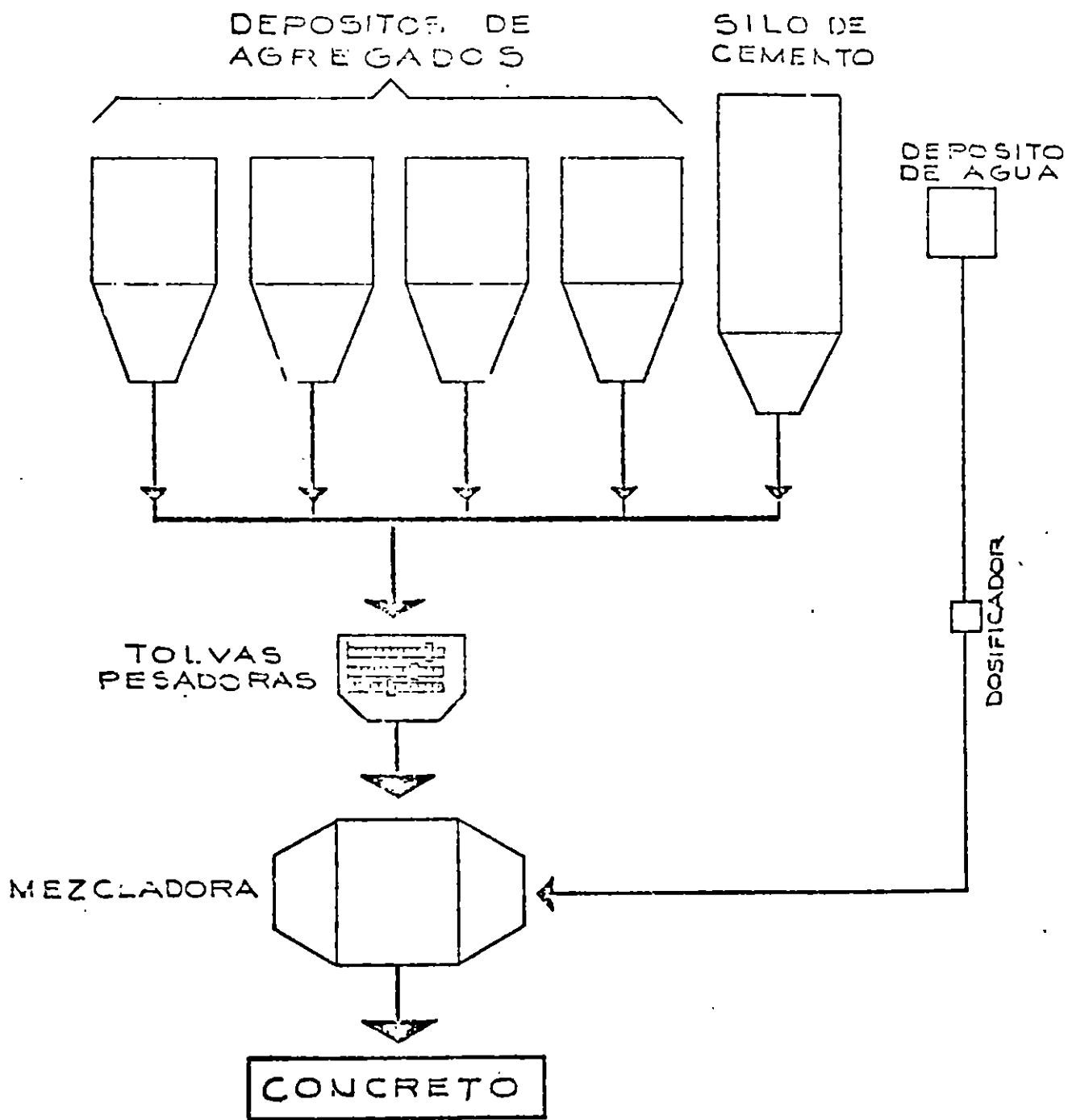
MEDICION

3.1 Requisitos generales.

3.1.1 Objetivos.

Durante las operaciones de medición, los agregados deben manejarse de tal manera que mantengan la graduación deseada, pesándose todos los materiales a la tolerancia requerida para mantener homogéneas las reproducciones de la mezcla de concreto escogida. Además del peso exacto, otro objetivo importante para el éxito del mezclado es la apropiada secuencia y combinación de los ingredientes durante la carga de las revolventas. El objetivo final es obtener uniformidad, y homogeneidad en el concreto producido, como lo indican propiedades físicas tales como: peso unitario, revenimiento, contenido de aire y resistencia.





DOSIFICACION ACUMULADA

3.1.2 Tolerancias.

La mayoría de las organizaciones de ingeniería, tanto públicas como privadas, emiten especificaciones que contienen requisitos detallados para el equipo de dosificación manual, semiautomático y automático de concreto.

El equipo de dosificación, de los que hay actualmente en el mercado, operará dentro de las tolerancias de peso de carga usualmente especificadas, mientras el equipo se mantenga mecánicamente en buen estado.

TOLERANCIAS TÍPICAS DE MEZCLADO

Ingredientes	Dosificación Individual	Dosificación Acumulada
Cemento y otros materiales cementantes	1 por ciento y 0.3 por ciento de la capacidad de la báscula; el que mayor sea	
Agua (por volumen o peso), en por ciento (%)	± 1	No recomendado
Agregados por ciento (%)	± 2	± 1
Aditivos (por volumen o peso) por ciento (%)	± 3	No recomendado

3.2 Silos de almacenamiento y tolvas pesadoras.

Los silos de la planta dosificadora tendrá el tamaño adecuado para alimentar eficazmente la capacidad productora de la planta. Los compartimientos de los silos deben separar adecuadamente los diversos materiales de concreto, y la forma y disposición de los silos para agregado se harán de tal manera que prevengan la segregación y rotura del agregado. Las tolvas pesadoras deben estar compuestas de cajones de conchas de almeja o tipo socavación radial de fácil operación. Las compuertas empleadas para cargar dosificadores semi o totalmente automáticos deberán estar equipados con motor y con un apropiado control de "goteo" para lograr la exactitud deseada de peso. Se dispondrán las tolvas pesadoras con el debido acceso para obtener muestras representativas, o para lograr la apropiada secuencia y combinación de agregados durante la carga de la mezcladora.

3.3 Tipo de planta.

Los factores que afectan la selección del sistema apropiado de dosificación son: 1) tamaño de la obra; 2) volumen/hora requerida; y 3) normas de rendimiento que se requieren en la dosificación.

La capacidad productiva de una planta se determina por una combinación de detalles tales como: sis-

temas de manejo de materiales, tamaño del silo, tamaño de la dosificación y tamaño y número de la mezcladora de la planta.

El equipo disponible se clasifica en tres categorías generales, manual, semi-automático y totalmente automático.

3.3.1 Dosificación manual.

Como su nombre lo indica, todas las operaciones de pesado y dosificación de los ingredientes del concreto se llevan a cabo manualmente. Las plantas manuales son aceptables para trabajos pequeños que no requieren grandes volúmenes de dosificación, generalmente para trabajos hasta de 4,000 m³, a razón de 15 m³/hr., pero al incrementarse el tamaño de la obra, la automatización de las operaciones de dosificación se justifica. Los esfuerzos para aumentar la capacidad de plantas manuales mediante dosificación rápida, conducen invariablemente a excesivas inexactitudes en el peso.

3.3.2 Dosificación semiautomática.

En este sistema, las compuertas de los silos del agregado, para carga las tolvas medidoras, se operan manualmente mediante botones o interruptores de presión. Las compuertas se cierran automáticamente cuando el peso estipulado del material ha sido entregado. Con un mantenimiento satisfactorio de la planta, la exactitud de la dosificación se mantendrá dentro de las tolerancias. El sistema tiene interruptores que impiden que la carga y descarga de la dosificadora ocurra simultáneamente. En otras palabras, cuando la revolvedora está siendo cargada no puede ser descargada, y cuando se está descargando, no puede cargarse.

3.3.3 Dosificación automática.

En este sistema la dosificación automática de todos los materiales se maneja eléctricamente por medio de un solo control de mando. Sin embargo, hay interruptores que cortan el ciclo de la dosificación cuando el indicador de la báscula no ha regresado a $\pm 0.3\%$ del cero, o cuando se excedieran las tolerancias de peso predeterminadas.

3.3.3.1 Dosificación automática acumulada.

Se requieren controles de interruptores en secuencia para este tipo de dosificación. El pesaje no empezará, y se interrumpirá automáticamente cuando las tolerancias predeterminadas dentro de cualquier secuencia de pesaje excedan los valores especificados.

3.3.3.1 El ciclo de carga.

El ciclo de carga no empezará mientras la compuerta de descarga de la tolva medidora esté abierta, y el ciclo de descarga de la tolva medidora no empezará mientras las compuertas de carga de tolva medidora estén abiertas, o cuando cualesquiera de los pesos indicados para los materiales no estén dentro de las tolerancias aplicables. Los pesos prefijados deseados para las revolturas, se hacen mediante dispositivos tales como tarjetas perforadas, o interruptores digitales.

3.3.3.2 Dosificación individual automática.

Este sistema provee básculas y tolvas medidoras separadas para cada tamaño de agregado y para cada uno de los otros materiales que entran en la revoltura.

El ciclo de pesaje se inicia mediante un interruptor sencillo, y las tolvas medidoras individuales se cargan simultáneamente.

3.4 Materiales cementantes.

3.4.1 Dosificación de materiales cementantes.

Para una alta producción que requiera una dosificación rápida y exacta, se recomienda que los cementos y puzolanas a granel se pesen con equipo automático y no semi-automático o manual. Todas las tolvas medidoras deben estar provistas de un acceso para su inspección y estar equipadas para permitir que se tomen muestras en cualquier momento. Las tolvas medidoras deben ser equipadas con dispositivos para ventilación y vibradores para ayudar a lograr una suave y completa descarga de la mezcla.

3.4.2 Descarga de materiales cementantes.

Deben tomarse precauciones eficaces para impedir pérdidas de materiales cementantes al cargar la mezcladora. No debe permitirse la caída libre del cemento de las tolvas medidoras. En plantas múltiples,

las pérdidas deben minimizarse descargando el cemento a través de una manguera estrecha. Para mezcladoras de planta, debe emplearse un tubo de tamaño adecuado para descargar los materiales cementantes en un punto cerca del centro de la mezcladora, después de que el agua y los agregados hayan empezado a entrar en ella.

3.5 Medición del agua.

3.5.1 Equipo de dosificación.

En las obras grandes y en plantas centrales de dosificación y mezclado, donde se requiere una producción alta, sólo puede conseguirse una medición de agua exacta mediante las tolvas pesadoras automáticas o medidores.

El equipo para la dosificación de agua en camiones mezcladores debe inyectar el agua bajo presión dentro del tambor, donde se distribuirá bien en la revoltura.

3.5.2 Determinación y compensación de la humedad del agregado.

Además de la exacta dosificación del agua que se agrega, la medición del total exacto del agua de la mezcla, depende de saber con exactitud la cantidad y variación de humedad en el agregado (particularmente en la arena), al dosificarlo. Los medidores de humedad en la arena se emplean frecuentemente en las plantas, y cuando están debidamente calibradas y tienen mantenimiento adecuado, indican satisfactoriamente la magnitud general y los cambios de humedad en la arena.

3.5.3 Agua de mezclado total.

Mantener uniformidad en la medición del agua para el mezclado total, implica, además del peso exacto del agua añadida, un control de las fuentes de agua adicionales, como son el agua para el lavado de la revolvedora, y el agua libre en los agregados. Una de las tolerancias especificadas (ASTM C 94), para exactitud en la medición del agua de mezclado total de todas las fuentes, es de $\pm 3\%$. Otra recomendada por el comité, es que la variación en la relación agua/cemento no exceda de ± 0.02 .

3.6 Medición de los aditivos.

El empleo de aditivos en el concreto, particularmente agentes inclusores de aire, es una práctica universalmente aceptada. La tolerancia de dosificación y la interrelación de carga y descarga descritos anteriormente para otros ingredientes de la mezcla deben ser provistos para los aditivos. La dosificación y el equipo de distribución que se usa deben ser fácilmente calibrables.

3.7 Otras consideraciones.

Además de la exacta medición de los materiales, también deben emplearse procedimientos correctos de operación si se quiere mantener la uniformidad del concreto. Ha de tenerse cuidado de asegurarse que los materiales que se han pesado estén puestos en la secuencia apropiada, y combinados de manera que se carguen como revolturas uniformes dentro de la mezcla.

Algunas de las deficiencias comunes que han de evitarse son:

1. Traslape de revolturas al cargar y descargar.
2. Pérdida de materiales al transferir revolturas a mezcladoras portátiles.

MEZCLADO

4.1 Requisitos generales.

Es esencial un mezclado completo para la producción de un concreto uniforme. Por lo tanto, el equipo y los métodos empleados deben ser capaces de mezclar eficazmente los materiales de concreto.

4.2 Diseño y mantenimiento de las mezcladoras.

Los tipos más comunes de mezcladora son las de tambor, de tiro vertical y el de aspas en espiral. Una mezcladora de tambor, de diseño satisfactorio, tiene un arreglo de aspas en espiral y una forma de tambor para asegurar de extremo a extremo, el intercambio de materiales paralelo al eje de rotación, y un movimiento envolvente que voltea y esparce la revoltura sobre sí misma al mezclarse. En la mezclado-

ra de tiro vertical, las aspas giran sobre ejes verticales que operan en un recipiente fijo o giratorio que da vueltas en sentido opuesto. Con esta mezcladora, la revoltura puede observarse fácilmente. La mezcladora de paleta en espiral consta de un eje horizontal movido por fuerza motriz con paletas en espirales que operan dentro de un tambor horizontal.

Las mezcladoras fijas deben estar equipadas con dispositivos para regular el tiempo a fin de evitar insuficiencia o exceso en el mezclado de la revoltura.

4.3 Carga de la mezcladora.

Es preferible que el cemento se cargue junto con otros materiales, pero debe entrar en la descarga después de que aproximadamente el 10% del agregado haya entrado en la mezcladora.

El agua debe entrar primero en la mezcladora, y continuar fluyendo mientras los demás ingredientes se van cargando. Las tuberías para cargar el agua deben ser de diseño apropiado y de tamaño suficiente de manera que el agua entre bien en la mezcladora y termine de introducirse dentro de un 25% inicialmente del tiempo de mezclado.

4.4 Tiempo de mezclado para mezcladora fija.

El tiempo del mezclado debe basarse en la capacidad de la mezcladora para producir un concreto uniforme en cada revoltura y mantener la misma calidad en las revolturas siguientes. Las recomendaciones del fabricante y las especificaciones usuales, tal como 1 minuto por yarda cúbica más 1/4 de minuto por cada yarda cúbica adicional de capacidad, pueden utilizarse como guías satisfactorias para establecer el tiempo inicial de mezclado. Sin embargo, los tiempos de mezclado que se determine emplear deben basarse en los resultados de las pruebas de efectividad de la mezcladora que se practiquen a intervalos regulares mientras que dura la obra. El tiempo de mezclado debe medirse a partir del momento en que todos los ingredientes estén dentro de la mezcladora.

MANEJO Y TRANSPORTE

1.1.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Después de realizar los preparativos para un colado o colocación de concreto, se debe tener especial cuidado en el manejo y transporte de este.

Uno de los aspectos que más se debe cuidar es que no se produzca segregación, ya que trae como consecuencia un concreto con una resistencia muy dudosa y distinta en las diferentes capas que se colocan, por lo tanto, se debe cuidar que la vibración que se transmite en el transporte no sea perjudicial. El método que se seleccione para transporte debe ser el adecuado para que aparte de la segregación tampoco se produzca el secado o endurecimiento.

Con respecto a la segregación todos sabemos que el concreto no es una mezcla homogénea, sino por el contrario es una combinación de materiales de diferentes tamaños y densidades, ya que los de mayor peso tienden a depositarse.

La humedad que debe tener el concreto debe ser aquella con la que se va a colocar y consolidar ya que dar una humedad mayor, para que el transporte y colocación sea más fácil, trae como consecuencia que la segregación se produzca más fácilmente.

El secado se produce en cualquier concreto, cuando se tenga un secado que afecte sus características que bien pueden ser por clima caluroso o una distancia muy grande de recorrido entre la planta productora y la colocación, esto se puede evitar protegiendo el concreto de los rayos del sol y del viento y también reduciendo la distancia entre la planta y lugar de depósito del concreto.

El concreto puede ser transportado por métodos y equipos diversos, tales como mezcladoras de camión, cajas de camión fijas con o sin agitadores; cucharones transportados por camión o carro de ferrocarril; por conductos o mangueras, o por bandas transportadoras. Cada tipo de transportación posee ventajas y desventajas específicas que dependen de las condiciones del uso, los ingredientes de la mezcla, la accesibilidad y ubicación del sitio de colocación, la capacidad y tiempo de entrega requeridos, y las condiciones ambientales. Algunos de los sistemas de transporte descritos en este capítulo se tratarán con más detalles en capítulos subsecuentes.

1.2: MEZCLADO Y TRANSPORTE EN CAMIONES DE TAMBOR GIRATORIO.

Algunas especificaciones limitan las revoluciones totales del tambor que pueden emplearse para la carga, mezclado, agitación y descarga del concreto en camiones de tambor giratorio. Otras fijan límites en el número de revoluciones para velocidad de mezclado. También a menudo se especifica para el mezclado un tiempo máximo de 1y1/2 horas a partir del momento en que el cemento haya entrado en el

tambor y hasta que termina la descarga. También se prevé una reducción del tiempo máximo de espera en climas calientes. Otro método de especificación es no poner límites a las revoluciones o al tiempo de espera, mientras no se exceda el agua de mezclado especificada, no se agregue agua de retemperado o mientras el concreto conserve propiedades físicas plásticas satisfactorias, consistencia y homogeneidad para su colocación y consolidación. Esta manera de proceder es favorecida específicamente en relación con el tiempo máximo permisible para descargar, y es particularmente aplicable cuando el concreto tiene una temperatura fresca o cuando no hace calor. La determinación final de si se está o no logrando satisfactoriamente el mezclado, debe basarse en las pruebas normales de uniformidad de la mezcladora. Hay disponible gran variedad, y deben ser recomendados y utilizados en todas las unidades de camión de tambor giratorio.

Concreto Mezclado en Camión.

El mezclado en camión es un proceso en el cual los materiales para concreto previamente dosificados en una planta dosificadora se transfieren a un camión mezclador donde se lleva a cabo la operación de mezclado. Muchos productores dosifican todos los ingredientes en el camión mezclador funcionando a velocidad de carga, detienen el tambor cuando el camión está cerca de la obra, o bien cuando haya llegado a ella, y entonces llevan a cabo el mezclado. Otro procedimiento consiste en completar todo el mezclado en el camión mezclador, en el patio del productor, haciendo el viaje a la obra con el tambor sin girar.

Cuando el tambor se está cargando, debe girarse a la velocidad designada por el fabricante. Después de cargar completamente todos los materiales, el tambor debe girarse a la velocidad de mezclado, empleando entre 70 y 100 revoluciones para completar el mezclado bajo condiciones normales. Si transcurre tiempo adicional después del mezclado y antes de descargas, la velocidad del tambor se reduce a la velocidad de agitación, o se detiene. Antes de la descarga, el tambor debe girarse de nuevo a velocidad de mezclado por unas 10 a 15 revoluciones, para remezclar los posibles puntos de estancamientos, cerca ya a la descarga. El volumen absoluto total de todos los ingredientes dosificados para mezclado completo en un camión de tambor giratorio no debe exceder el 63% de la capacidad del tambor.

Concreto Mezclado Parcialmente en Planta Fija y Terminado en Tránsito.

El concreto transportado por este método se mezcla por poco tiempo, generalmente de 15 a 30 segundos en una mezcladora fija en la planta, y el mezclado se completa en el tambor del camión. Los requisitos para este tipo de concretos son los mismos que para el concreto mezclado en camión, excepto que el tiempo de mezclado dentro del tambor del camión será reducido a lo determinado como satisfactorio por las pruebas de uniformidad.

Concreto Dosificado en Seco.

Mediante este método, los materiales secos se transportan al sitio de la obra en el tambor del camión, y el agua de mezclado se lleva por separado, en un tanque montado en el mismo camión. El agua se agrega a presión, de preferencia a la entrada y en la parte posterior del tambor que está girando a velocidad de mezclado, y el mezclado se completa con las usuales 70 a 100 revoluciones que se requieren para las mezcladoras de camión. Este método que evoluciona como una solución para viajes largos y demoras en la colocación, permite con seguridad un mayor tiempo de espera para el transporte y la descarga. Sin embargo, la humedad libre en los agregados, que debe considerarse como parte del agua de mezclado, provoca algo de hidratación en el cemento. Por lo tanto, los materiales no pueden mantenerse indefinidamente de esta manera. El volumen total de concreto que puede transportarse por este método es el mismo que en el caso del mezclado en camión normal.

3 TRANSPORTE DE CONCRETO MEZCLADO EN PLANTA

Tambor Giratorio

Por este método, la mezcladora de camión ya descrita sirve como unidad agitadora de transporte. El tambor se gira a velocidad de carga durante la carga y luego se reduce a velocidad de agitación o se detiene después de completar la carga. El tiempo transcurrido para la descarga del concreto puede ser el mismo que en el caso del mezclado en camión, y el volumen transportado puede aumentarse hasta el 80 % de la capacidad del tambor.

Camión de Caja Fija con o sin Agitador.

Las unidades empleadas en esta forma de transporte constan de una caja abierta, montada sobre un camión. La caja metálica debe tener superficies de contacto lisas, perfiladas, y, en general, está diseñada para descargar el concreto desde atrás, cuando la caja es volteada. Una puerta de descarga y vibradores montados en la caja deben proveerse en el punto de descarga para controlar el flujo. Un agitador ayuda en la descarga, y mezcla el concreto al descargarse. Sin embargo, jamás debe agregarse agua en la caja del camión, porque no se logra nada de mezclado con el agitador.

El uso de cubiertas protectoras para las cajas de camión durante el mal tiempo, la apropiada limpieza de todas las superficies de contacto, y caminos de transporte llanos contribuyen significativamente a la calidad y eficiencia de esta forma de transportación. El tiempo de entrega usualmente es reducido, es de 30 a 45 minutos, aunque las condiciones de temperatura puedan o requieran, menos tiempo o permitan tiempos más largos.

Recipientes para Concreto Montados en Camiones o Carros de Ferrocarril.

Este es un método común de transporte de concreto masivo desde la planta de mezclado hasta un punto cerca del lugar de colocación. Una grúa entonces levanta el recipiente hasta el punto final de colocación. En ocasiones, se usan carros de traslado, que operan en rieles, para transportar el concreto desde la planta de mezclado hasta los recipientes que se operan en cables transportadores. La descarga del concreto de los carros de transporte al recipiente, que puede ser por el fondo, o por alguna forma de volteo, debe ser cuidadosamente controlada para impedir la segregación. El tiempo de entrega por transportes en esta forma es el mismo que para otras unidades sin agitador, generalmente de 30 a 45 minutos.

Otros Métodos.

El transporte de concreto mediante banda transportadora y por métodos de bombeo se discutirá en la parte correspondiente a bombas, para concreto y colocación del concreto.

Se han utilizado recipientes de hule pesado de dos compartimientos para transportar revolturas de concreto no mezclado a sitios apartados de construcción en terreno quebrado. Un compartimiento interior contiene el cemento, y otro compartimiento exterior circundante contiene el agregado y el agua. Se proveen anillos para el izado y la descarga. El pre-dosificado y transporte de esta manera proporcionan un medio de control de calidad en las obras apartadas, que de otra manera no suele lograrse.

4 OBJETIVO FINAL

El método de transporte que se utilice debe entregarse eficazmente el concreto en el punto de colocación, sin alterar de manera significativa las propiedades deseadas en cuanto a la relación agua-cemento, revenimiento, contenido de aire y homogeneidad. Cada método de transporte tiene sus ventajas bajo condiciones particulares de uso, que atañen a renglones tales como diseño y mezcla de materiales, tipo y accesibilidad de la colocación, capacidad de entrega requerida, ubicación de la planta de dosificación y otros. Estas diversas condiciones deben revisarse cuidadosamente al seleccionar el tipo de transporte más apropiado para lograr concreto económico y de calidad en la obra.



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

CURSOS ABIERTOS

RESIDENTES DE CONSTRUCCION

**COLOCACION DEL CONCRETO
SUPERVISION DURANTE LA COLOCACION
ANALISIS DE PRECIO UNITARIO**

ING. ENRIQUE TAKAHASHI

SEPTIEMBRE

1. INTRODUCCION.

El uso del concreto hidráulico está muy extendido entre todas las ramas de la construcción, dado que su manejo y adaptabilidad es relativamente sencillo, sin embargo, se abusa en los procedimientos de colocación, no cumpliéndose en muchas ocasiones con los requisitos que señalan las especificaciones en demérito de la calidad y durabilidad del concreto.

Si se observan las normas que establecen las especificaciones y se aplican métodos de colocación adecuados a los volúmenes de obras por ejecutar, lo más seguro es que se obtengan resultados satisfactorios a corto y largo plazo, tanto en calidad como en el aspecto más importante de la ingeniería civil, que es el económico.

La importancia que tienen la colocación del concreto en todo tipo de obras se puede deducir del hecho de que la calidad de una obra, no solamente es función de la elección de buenos materiales y del adecuado diseño estructural, sino también y muy importantemente, de todas las actividades que es necesario realizar, tanto antes como durante la colocación del concreto, tales como: planeación, programación, selección y supervisión del equipo, selección del personal, supervisión durante la colocación, etc.

En forma breve trataremos de establecer métodos adecuados de colocación del concreto hidráulico para grandes obras para obtener resultados óptimos de calidad, costo y una duración máxima.

2. DESCRIPCION Y SELECCION DEL EQUIPO

El equipo necesario para la colocación del concreto hidráulico, puede dividirse en:

- A) Equipo para transporte de concreto fresco.
- B) Equipo para colocación.
 - a) Colado continuo.
 - b) Colado discontinuo.
- C) Equipo de terminación final.
- D) Equipo auxiliar

A) EQUIPO PARA TRANSPORTE

Para llevar el concreto al sitio de colado es necesario hacer uso del equipo que garantice que el concreto sea depositado con la calidad especificada, sin segregación y sin pérdida de humedad. Esto quiere decir que el equipo a utilizar estará en función de la distancia existente entre la planta elaboradora del concreto y el lugar donde se depositará el mismo.

Para distancias hasta de tres kilómetros y en caminos en buenas condiciones es posible usar camiones de volteo de 5 a 6 m³ que tenga caja en buen estado y selle perfectamente la puerta de descargas; siendo conveniente cubrir la caja con una lona que ayude a evitar la evaporación del agua del concreto.

Para distancias mayores conviene usar equipos especializados en el acarreo del concreto, tales como camiones con cajas en forma de media pera, que pueden o no estar equipadas con un agitador dentro de la caja (Dumperete) o los camiones con ollas revolventoras que son los que con más frecuencia se usan.

Podemos considerar también como equipo de transporte a las bandas y a las bombas.

B) EQUIPO PARA COLOCACION

a) Colado continuo

Lo que podríamos considerar ideal en todo colado de concreto es tener un flujo continuo de material, el mismo que podemos lograr con el uso de cimbras deslizantes; aunque se requiere tener especial cuidado en varios aspectos del trabajo para tener buenos resultados.

Su principal uso se recomienda en la construcción de silos, pilas para puentes, pavimentos, recubrimiento de canales, túneles, etc., teniendo este equipo importantes variantes de acuerdo al trabajo de que se trate.

La operación del equipo con cimbras deslizantes es más económico que aquel de cimbra fija renovable, ya que se ahorra obra de mano y puede trabajarse en zonas más reducidas facilitando la supervisión y calidad del trabajo, pudiendo además, reducir muy importantemente los tiempos de duración de los colados.

Una desventaja para la utilización de equipo de colado muy especializado es que se hace necesario contar con personal y técnicos de operación altamente entrenados que muchas veces es difícil encontrar.

Las carretillas, los bogues, las bombas y las bandas transportadoras constituyen un importante auxiliar en los trabajos de colados continuos.

b) Colado discontinuo.

Existen una gran cantidad de equipos para colados de concreto hidráulico que utilizan cimbras de formas estacionarias. Así, por ejemplo, podemos mencionar a las carretillas que son uno de los inventos más útiles para la transportación del concreto dentro de la obra y su correspondiente depósito en la cimbra.

Los bogues con ruedas neumáticas, de mayor capacidad que las carretillas, son usados también con mucha frecuencia y, cuando necesitamos transportar mayores volúmenes podemos hacer uso de los bogues motorizados, cuyas capacidades (0.168 m³ - 0.280 m³) y radio de acción (300 m) son mayores.

El incremento en el abastecimiento del concreto ha originado que los bogues comiencen a ser cada vez mayores hasta convertirse en los conocidos como volquetes cuyas capacidades varían de 0.50 m³ a 1 m³.

Los cubos son otro medio para transportar y colocar concreto, aunque siempre nos tendremos que auxiliar de algún otro medio para manejar los adecuadamente, como por ejemplo, grúas, montacargas, camiones, cablevía y en algunas ocasiones helicópteros, cuando las condiciones lo requieran.

Actualmente se está utilizando con mucha frecuencia el sistema de bombeo para la colocación del concreto, siendo las bombas neumáticas las de mayor uso, las mismas que pueden encontrarse con capacidades que varían de 15 m³ por hora a 16 m³ por hora. También existen las bombas de pistón y las de retacado. Se anexan diagramas.

Las bandas transportadoras son sin lugar a dudas, otro importante auxiliar en la colocación del

concreto, siempre y cuando se utilicen en las condiciones adecuadas y que su diseño permita su fácil manejo en la obra.

Para evitar problemas de segregación, se hace necesaria la utilización de los canalones y de las llamadas "trompas de elefante" en la descarga de la banda, así como para llevar el concreto fresco de un nivel superior a otro inferior.

El compresor llena de aire comprimido el tanque, que empuja el concreto en la bomba a través de la tubería.

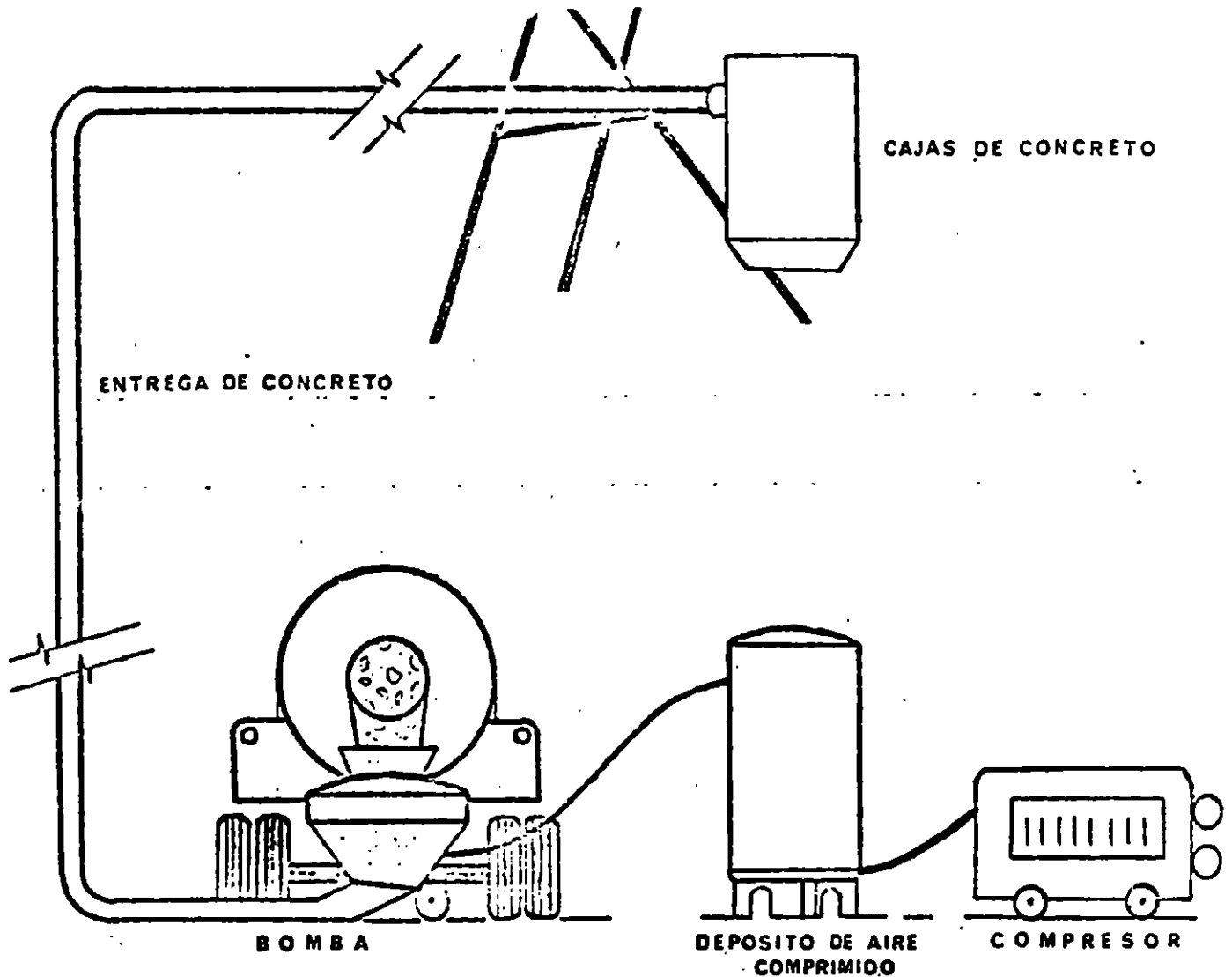
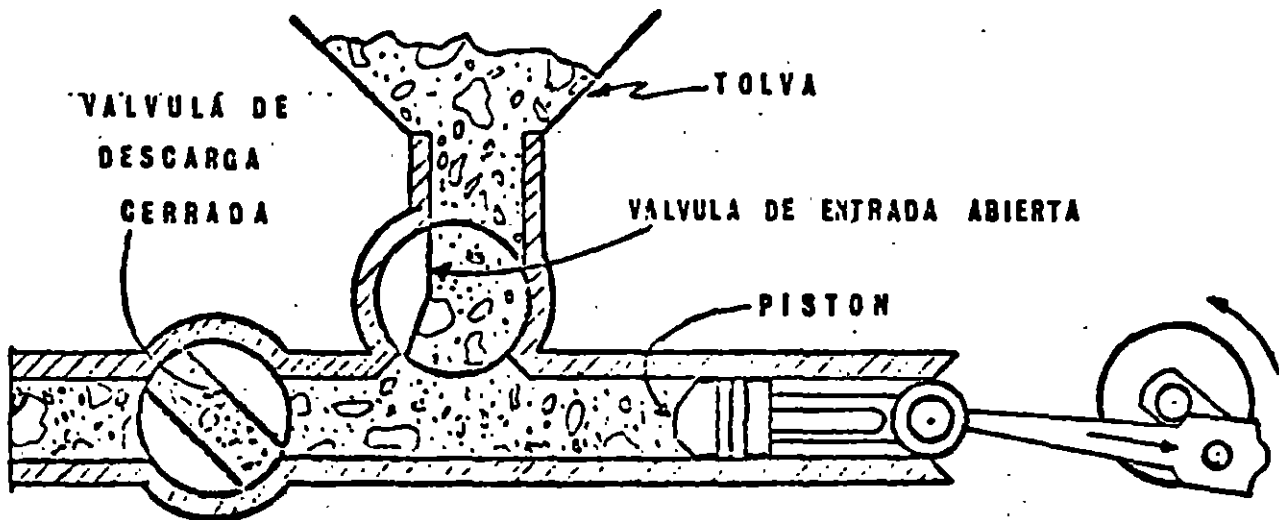
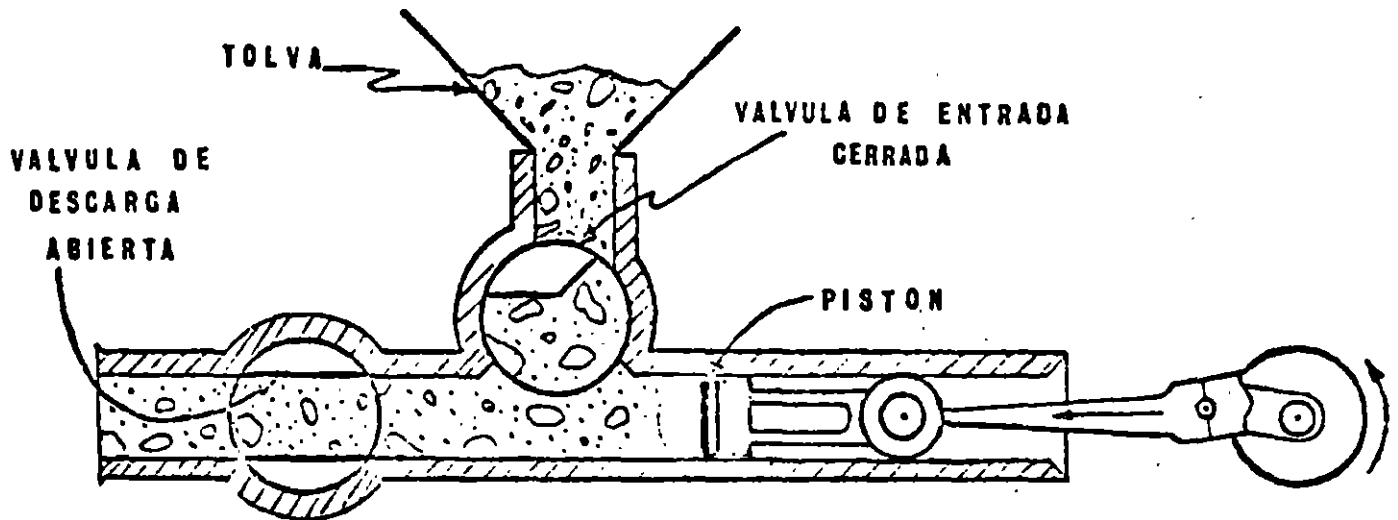


DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UNA BOMBA DE CONCRETO, TIPO NEUMATICO.

DIAGRAMA ESQUEMATICO DE UNA BOMBA
DE CONCRETO, TIPO DE PISTON



La válvula de entrada se abre cuando la válvula de descarga está cerrada y el concreto se introduce en el cilindro por gravedad y por la succión del pistón. Cuando el pistón se cierra la válvula de entrada, la válvula de descarga se abre, y el concreto es empujado por la tubería hacia la cimbra.

Los tubos tremie, son elementos necesarios para realizar muros colados "in situ", dentro de lodo bentonítico o agua.

C) EQUIPO DE TERMINACION FINAL

Con alguna frecuencia es necesario dar a las superficies de concreto un acabado especial, como por ejemplo en pavimentos de concreto hidráulico o también en los recubrimientos de canales, por solo mencionar dos casos.

Como un equipo de terminación final es conveniente utilizar, alguno que permita dar un acabado de la superficie sin alternarla, tendiente a dar las características señaladas por las especificaciones, no solo en cuanto al aspecto formal sino también por lo que respecta a color y textura.

D) EQUIPO AUXILIAR

a) Alumbrado

Deberá tenerse en obra un equipo de alumbrado que garantice el trabajo nocturno, con suficientes lámparas para cubrir toda el área de trabajo.

b) Humedecido

Con muchísima frecuencia se hace necesario humedecer la superficie en donde se depositará el concreto, por lo que es recomendable dotar de tanques con agua, en los lugares estratégicos.

c) Protección Contra Lluvia y Viento

Para poder proteger al concreto fresco ya colocado, contra los efectos de lluvias inesperadas que puedan dañarlo, se recomienda tener en obra techos con estructuras ligeras en cantidad suficiente; y por lo que respecta a la protección contra los efectos del viento se debe disponer de mamparas lastrables que sirvan de pantallas protectoras.

E) SELECCION DEL EQUIPO

Para la selección del equipo adecuado deberán analizarse los diferentes factores que intervienen en la realización de la obra, como pueden ser:

- a) Volúmen de obra por ejecutar.
- b) Programa de obra.
- c) Disponibilidad de todos los materiales necesarios.
- d) Factores climatológicos.
- e) Turnos de trabajo.

Una forma de proceder podría ser la siguiente: conocido el volúmen de obra a ejecutarse y el tiempo de entrega, se revisan las disponibilidades de materiales; modificándose el plazo de entrega en caso de que alguno de dichos materiales no esté disponible en la medida requerida. Suponiendo que se tienen los materiales para cumplir con el programa de obra, se analizan las condiciones climatológicas para evaluar el tiempo posible de trabajo que pueda tenerse dentro del programa de obra. Por último, se determinan los turnos de trabajo, permitiéndonos esto conocer el volúmen de obra que tenemos que ejecutar por hora, lo cual nos permite decidir el equipo que se ajuste a las necesidades. Se seleccionará el equipo, con base primeramente, al trabajo específico de que se trate, para en seguida de un determinado grupo, escoger el que más se ajuste al programa estudiado.

vigilando que esté balanceado entre sus diferentes elementos.

3. PROBLEMA DE TRANSPORTE

El concreto puede ser transportado por métodos y equipos diversos, tales como mezcladoras de camión, cajas de camión fijos con o sin agitadores, por góndolas de ferrocarriles, por conductos o mangueras o por bandas transportadoras, etc.

El tema a tratar en esta parte del curso, es sin embargo, el de colocación de concreto; pero vale la pena aclarar hasta que punto un sistema es de transporte o de colocación; por ejemplo, nosotros podemos transportar el concreto por medio de bandas transportadoras y colocarlos directamente de las bandas a la cimbra bien, en este caso el sistema es de transporte y a la vez de colocación. Lo mismo podemos decir cuando se transporta concreto por métodos de bombeo y quizás también si se transporta por medio de bogues equipados con motor.

Por las razones antes expuestas trataremos de enfocar el problema de transporte dentro de la obra sin desligarlo de la colocación, es decir, distinguiendo únicamente que en la obra tenemos transporte vertical y transporte horizontal y su correspondiente colocación.

El problema de transporte del concreto de la planta al sitio de colocación, se trató en anterior sesión.

4. METODOS DE COLOCACION DE CONCRETO

A. ESPECIFICACIONES GENERALES

Una especificación es fundamentalmente un documento del contrato que relaciona los materiales y la obra de mano con un cierto grado y calidad. Esto puede hacerse citando normas, citando marcas específicas o indicando métodos o procedimientos. Las especificaciones deben estar acordes al "Estado del Arte en Ingeniería" y deben corresponder al tipo de equipo que se usa en la actualidad. Si la especificación como dijimos al principio está ligada a la calidad, debe hacerse un estudio cuidadoso del conjunto de especificaciones para definir en detalle el control de calidad necesaria.

En general las especificaciones están organizadas por tipos de trabajo. Este se indica como título, posteriormente se describe en detalle el trabajo a ejecutar y más adelante en una serie de párrafos se dan las características del trabajo, relacionado con su calidad, dimensiones, grado de exactitud en medidas y colocación tipo de material a usar y, algunas veces indicaciones sobre el procedimiento constructivo que debe elegirse.

Por último se termina con el procedimiento para la medición y el pago del trabajo ejecutado.

Aunque al redactar las especificaciones se procuran que éstas sean claras y equilibradas, es bastante frecuente que el contratista se encuentre con casos en los que hay que interpretar una parte o el total de la especificación. Cuando en las especificaciones se encuentran casos como: "De acuerdo con las mejores prácticas de la Ingeniería", "Obra de mano de primera calidad", "deshonesto", se pueden prever dificultades en la interpretación de dichas especificaciones. En estos casos es conveniente traducir las frases en tolerancias definidas o datos específicos que permitan proyectar el subsistema de control de calidad de una manera racional, evitando discusiones, pérdidas de tiempo y serios daños económicos.

También es recomendable que la especificación omita el procedimiento de construcción, aunque no siempre esto es posible, pero en este último caso pueden dársele al constructor, más que un procedimiento de construcción detallado, ciertas restricciones que deberá tomar en cuenta, por ejemplo, en un colado de concreto se le podrá indicar que debe tomar precauciones contra tempe-

raturas abajo de cero.

Al final de este capítulo se anexa un ejemplo de especificación de concreto lanzado para su análisis.

B. COLADO CONTINUO

Anteriormente ya se ha hablado en forma muy somera del equipo de colocación, tanto para colado continuo como para colado discontinuo. En esta parte enlistaremos los diferentes métodos de colocación describiendo en forma general algunos de ellos.

a) Colocación en cimbras deslizantes.

Casi siempre que se habla de cimbras deslizantes, se piensa en la construcción de estructuras verticales de concreto reforzado y más específicamente de silos de almacenamiento y en menor escala de tanques elevados y pilas de puentes.

Sin embargo, no son estos los únicos ejemplos de grandes obras en los que se puede utilizar la cimbra deslizante, según podemos observar en la siguiente lista, en la cual incluimos los casos tradicionales ya apuntados:

- Colado de silos de almacenamiento.
- Colado de muros en edificios.
- Colado de pilas de puentes.
- Puentes en doble voladizo.
- Colocación de concreto en túneles inclinados.
- Erección de la estructura de concreto de los núcleos centrales para elevadores, servicios sanitarios, escaleras y ductos de instalaciones en edificios.
- Revestimiento de las paredes inclinadas en vertedores.
- Erección de estructuras en obras de toma.

Un aspecto verdaderamente delicado en la operación de un sistema deslizante tradicional, es el control de su movimiento ascendente durante todo el tiempo de la operación, que debe ser continua durante 24 horas al día y todos los días que dure este movimiento, sin que esto quiera decir que el sistema no pueda detenerse en un nivel determinado y arrancar de nuevo, procediendo en forma ordenada y planeada, antes de iniciar el deslizamiento.

La condición principal a satisfacer, después de garantizar la constante sección transversal de la estructura mediante el correcto diseño de la cimbra, es la de verticalidad de la propia estructura o en su caso la de conservar el ángulo correcto con respecto a la horizontal.

La colocación del concreto en las formas, debe hacerse en capas sucesivas de espesores no mayores de 15 a 20 cm y en forma perimetral, es decir, manteniendo la cimbra siempre prácticamente llena y al mismo nivel en todo el perímetro.

Esta situación de uniformidad del llenado de la cimbra nos ayuda, junto con otra serie de condiciones de diseño y de operación que deben reunirse, a mantener la correcta posición de la

cimbra ya que se mantienen uniformes las fuerzas de fricción del concreto contra la cimbra.

El vibrado del concreto dentro de la cimbra es necesario para lograr su perfecta colocación y además porque contribuye en gran parte al buen aspecto del acabado de las paredes, por lo que se recomienda que el vibrado se efectúe en lo posible únicamente sobre la faja de concreto que se va colocando y no afecte, revibrando, la capa inmediatamente anterior, pues aunque esto no afecta las características de resistencia del concreto, sí se manifiesta en la apariencia exterior.

Mantener una uniformidad completa por lo que se refiere a la calidad y condiciones de la mezcla de concreto, en cuanto a su manejabilidad, tiempos de fraguado, proporcionamiento, calidad y tamaño de los agregados, etc., es un aspecto primordial, el cual implica contar con una perfecta organización en todos los aspectos de la obra: suministro adecuado del material y del equipo, personal de producción capacitado y perfecta sincronización en el transporte, elevación, y colocación del concreto en la cimbra.

b) Colocación en cimbras continuas

Para tener el ideal abastecimiento de concreto en forma continua, no solamente contamos con las cimbras deslizantes mencionadas anteriormente, sino que también se pueden realizar colados en forma ininterrumpida en los casos que a continuación se indican:

- Recubrimiento de concreto en túneles.
- Pavimentos de concreto hidráulico.
- Colocación de concreto en taludes y plantilla de canales.
- Colados de concreto en grandes losas.

La colocación de concreto hidráulico en pavimentos, tanto en carreteras como en aeropuertos, así como también en el revestimiento de canales, utilizando pavimentadoras, lo podemos considerar como un colado en cimbras continuas ya que lo que propiamente constituye la cimbra continua es la superficie que va a quedar en contacto con el concreto, aunque el equipo de colocación es deslizante.

La operación de este equipo es más económica que aquel de cimbra fija removible, se ahorra obra de mano y en equipos adicionales, se trabaja en zonas más compactas facilitando la supervisión y calidad del trabajo, y se tiene la gran ventaja de que se puede ajustar a todas las dimensiones. Se han realizado construcciones de losas de concreto en pavimentos de espesores variables desde 15 cm hasta 30 cm y anchos desde 3 m hasta 15 m; losas con refuerzo o sin él.

Una ventaja no menos importante que representa el uso de este tipo de equipo es el factor inversión. En producciones masivas es más económico este equipo, en comparación al de cimbra fija incluyendo en cada caso todo lo necesario. Al utilizar menos personal para operar este tipo de máquinas, se obtienen ventajas en costos y se reducen problemas de personal, en cuanto a su control y atención se refiere.

En la utilización de este equipo se pueden señalar los siguientes problemas: es necesario tener personal y técnicos de operación altamente entrenados; deberán usarse métodos de tendido automáticos, es decir, máquinas que por medio de sensores electrónicos pueden ir guiándose apoyados en alambres previamente alineados y nivelados; por último, la atención y mantenimiento del equipo de pavimentación requiere de mecánicos y personal altamente calificado, inclusive asistencia del fabricante, ante todo para darle atención a los componentes y equipos eléctricos.

En cuanto a la cimbra para túneles su funcionamiento es diferente; es básicamente una cimbra continua compuesta de módulos en la cual se va colando de atrás hacia adelante; se cierra primero el módulo posterior y una vez que el concreto que se encuentra en contacto con este módulo tiene la resistencia adecuada, este se cierra y se desliza sobre unos rieles por el interior de la cimbra (parte interior de los demás módulos) hasta llegar a la parte de enfrente en donde se vuelve a armar. La operación se repite cuantas veces sea necesario. Este tipo de trabajos son muy especializados y en nuestro medio se realizaron en el Sistema de Drenaje Profundo con bastante éxito.

Por lo que toca a los colados continuos de grandes losas con sistemas tradicionales, consideramos que no es necesario hacer mayor explicación.

C. COLADO DISCONTINUO

Este tipo de trabajo se hace en un altísimo porcentaje de grandes obras y la diferencia básica entre una y otra obra, en cuanto a la colocación de concreto se refiere, consiste en el equipo de colocación que se utilice. Así por ejemplo, podemos distinguir los siguientes métodos:

a) Cubos y tolvas

El empleo de cubos con descarga por la parte interior, diseñados apropiadamente, permiten la colocación del concreto con el más bajo revenimiento práctico, compatible con la consolidación mediante vibración. Las puertas de descarga deben tener una salida libre que equivalga a no menos de una tercera parte del área máxima horizontal interior o cinco veces de el tamaño máximo del agregado que se está empleando. Las paredes laterales deben ser inclinadas por lo menos 60 grados respecto a la horizontal. Los controles en las puertas deben permitir que el personal que trabaja en la colocación las abra o las cierre durante cualquier etapa del ciclo de descarga.

b) Carros manuales y motorizados.

Es importante que las vías por donde transiten estos carros sean lo suficientemente lisas y rígidas para impedir la separación de los materiales del concreto durante el trayecto y también es necesario ser cuidadoso de la forma de depositar el material sobre la cimbra, aspecto que se trata en la parte correspondiente a la supervisión durante el colado.

c) Canalones y trompas de colado

Se emplean con frecuencia para trasladar concreto de un nivel superior a la cimbra directamente, a tolvas o a bandas transportadoras, que se encuentran en un nivel inferior. Deben ser de fondo curvo y construidas o forradas de metal y tener suficiente capacidad para evitar derrames. Los canalones demasiado largos y descubiertos deben cubrirse para evitar la evaporación y la pérdida de revenimiento.

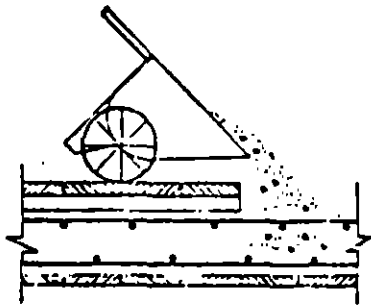
d) Tubo trénel (tubo embudo)

Este elemento es imprescindible en los trabajos de muros colados "in situ", o sea en los trabajos de muros subterráneos colados en el lugar. El procedimiento es como sigue:

1o. Se construye un brocal de guía

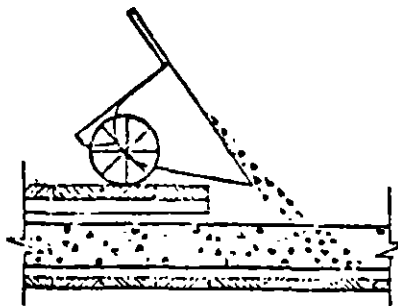
2o. Excavación mediante equipo especial.

Se excava mediante equipo especial (puede ser cucharón de almeja): se efectúa la excava-



① **CORRECTO**

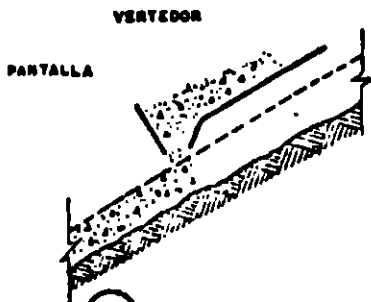
VERTER EL CONCRETO EN LA CARA DEL CONCRETO COLADO



② **INCORRECTO**

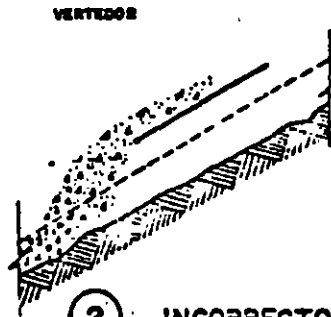
VERTER EL CONCRETO ALEJÁNDOSE DE LA CARA DEL CONCRETO COLADO

COLADO DE LOSAS DE CONCRETO DESDE BUGGIES



① **CORRECTO**

COLOCAR UNA PANTALLA Y COLAR EN EL EXTREMO DEL VERTEDOR, DE TAL MANERA SE PREVIENE LA SEPARACION Y EL CONCRETO PERMANECE EN LA PENDIENTE.

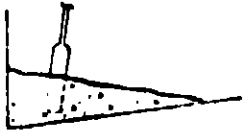

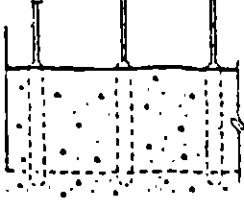
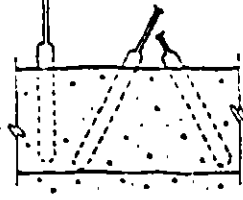
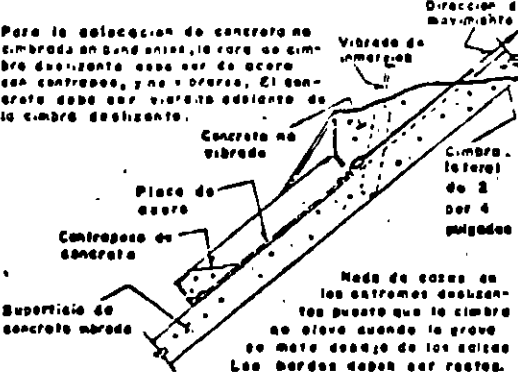
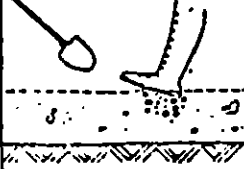
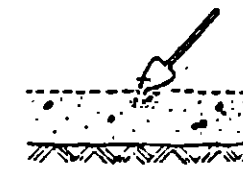
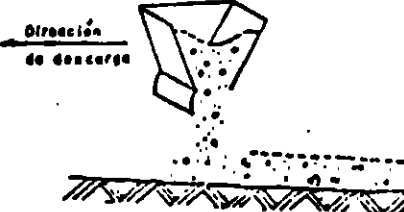
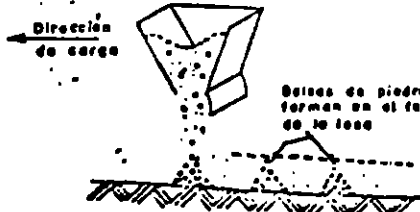


② **INCORRECTO**

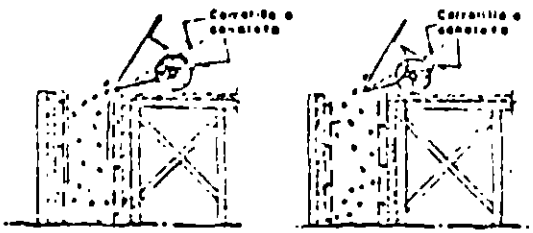
COLAR EL CONCRETO DESDE UN EXTREMO LIBRE DEL VERTEDOR SOBRE UNA PENDIENTE QUE VA A SER PAVIMENTADA, LA GRAVA SE SEPARA Y VA A LA PARTE SUPERIOR DE LA PENDIENTE. LA VELOCIDAD TIENE A DESLIZAR EL CONCRETO HACIA ABAJO.

COLADO DE CONCRETO EN UNA SUPERFICIE INCLINADA

		N O R M A S	
COLADOS DE CONCRETO			
		NOJA	DE

<p style="text-align: center;">CORRECTO</p> <p>Se emplea la colocación en el fondo de la pendiente de tal manera que se aumente la compactación por el peso del concreto nuevo que se agrega. La vibración es normal.</p>  <p style="text-align: center;">INCORRECTO</p> <p>Se emplea la colocación en la parte superior de la pendiente. El concreto de arriba tiende a resquebrajarse, sobre todo cuando se vibra en la parte inferior, puesto que la vibración empuja el flujo, y envía el esbozo del concreto de arriba.</p>  <p style="text-align: center;">CUANDO SE TIENE QUE COLOCAR CONCRETO EN PENDIENTES</p>	<p style="text-align: center;">CORRECTO</p> <p>Penetración vertical del vibrador algunas centímetros dentro de la capa colocada anteriormente (la cual todavía debe estar en estado plástico). A intervalos regulares sistemáticos se ha encontrado que de una adecuada consolidación.</p>  <p style="text-align: center;">INCORRECTO</p> <p>Penetración al cruzar del vibrador en todos los ángulos y sin una suficiente profundidad para asegurar la combinación monolítica de las dos capas.</p>  <p style="text-align: center;">LA VIBRACION SISTEMATICA DE CADA CAPA</p>	
<p>Para la colocación de concreto en cimbras en pendiente, la cara de cimbrado deslízase para ser de acuerdo con el contrapeso, y no a brasa. El concreto debe ser vibrado adelante de la cimbra deslizando.</p>  <p style="text-align: center;">COLOCACION DEL CONCRETO EN UNA SUPERFICIE INCLINADA</p> <p style="text-align: center;">Nada de cosas en los extremos deslizando puesto que la cimbra se eleva cuando la grava se mete dentro de los saltes. Las bordes deben ser rectos.</p>	<p style="text-align: center;">CORRECTO</p> <p>Con una pala se pasa la grava a las bolsas de piedras a otra zona con suficiente cantidad de arena y se consolida a vibra.</p>  <p style="text-align: center;">INCORRECTO</p> <p>Trotar de corregir la bolsa de piedra trocándose mortero y concreto trocándose en la zona.</p>  <p style="text-align: center;">EL TRATAMIENTO DE BOLSAS DE PIEDRA AL COLOCAR CONCRETO</p>	
<p style="text-align: center;">CORRECTO</p>  <p style="text-align: center;">INCORRECTO</p>  <p style="text-align: center;">COLOCACION DEL CONCRETO</p> <p style="text-align: center;">Girase el cubo para que la grava segregada caiga en el concreto de tal manera que pueda combinarse dentro de la masa.</p> <p style="text-align: center;">Descargar de manera que la capa libre se resquebraje y acumule sobre cimbras o sub-cubo.</p> <p style="text-align: center;">SI LA SEGREGACION NO HA SIDO ELIMINADA AL LLENAR LOS CUBOS Un remedio temporal es que se haga la corrección</p>	<p style="text-align: center;">CORRECTO</p> <p style="text-align: center;">INCORRECTO</p> <p style="text-align: center;">Bolsas de piedra se forman en el fondo de la losa.</p>	
<p>COLOCACION DEL CONCRETO</p>		<p>N O R M A N E V</p> <p>0302</p> <p>NOVA OL</p>

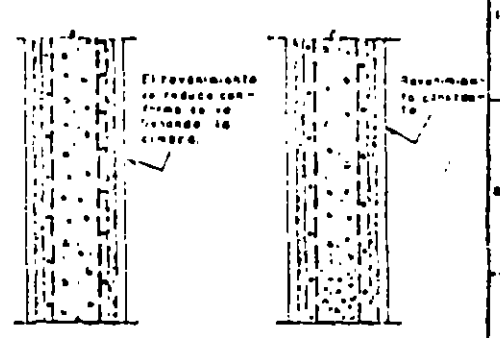
EL CONCRETO SE SEGREGARA SERIAMENTE A MENOS QUE SE DEPOSITE DENTRO DE LAS CIMBRAS ADECUADAMENTE



CORRECTO
Descargase el concreto en un colector con una manguera ligera y flexible. Esto evita la segregación. La cimbra y el acero estarán limpios hasta que los cubra el concreto.

INCORRECTO
Permite que el concreto del colector se golpee contra la cimbra y rebote en las varillas y la cimbra causando segregación y huecos en el fondo.


COLOCANDO CONCRETO EN LA PARTE SUPERIOR DE CIMBRAS ESTRECHAS



CORRECTO
Necesariamente el concreto se hace en el fondo de cimbras estrechas y profundas y se hace necesario que el concreto se deslice la parte superior. El cemento de cada tanda o igualar la calidad del concreto. Lo controlamos por asentamiento en mínima.

INCORRECTO
Usar el mismo reforzamiento en la parte superior como se refuerza en el fondo. La cantidad de acero debe ser mayor en la parte superior. Se debe hacer un escape de 10cm y de 20 cm de ancho, por cada metro de altura y durabilidad en la parte superior.

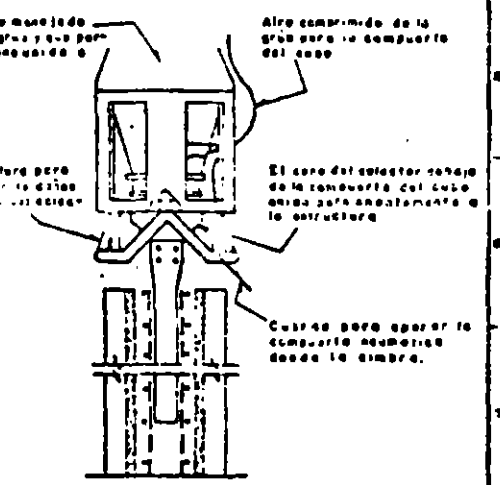
CONSISTENCIA DEL CONCRETO EN CIMBRAS ESTRECHAS Y PROFUNDAS



CORRECTO
Manguera flexible que descarga en una boquilla o en una abertura de la cimbra.

INCORRECTO
Mortero.

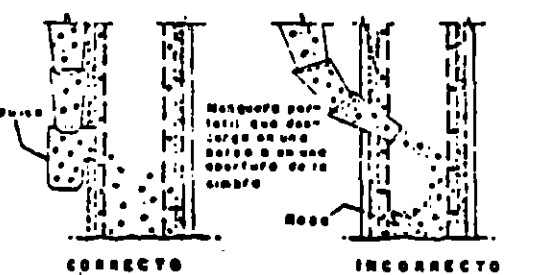
COLOCACION EN PAREDES PROFUNDAS O CURVAS A TRAVES DE UNA ABERTURA EN LA CIMBRA



CORRECTO
Caida vertical del concreto en boquilla exterior debajo de cada abertura de la cimbra, permitiendo que el concreto se deslice y fluya fácilmente a la cimbra sin segregación.

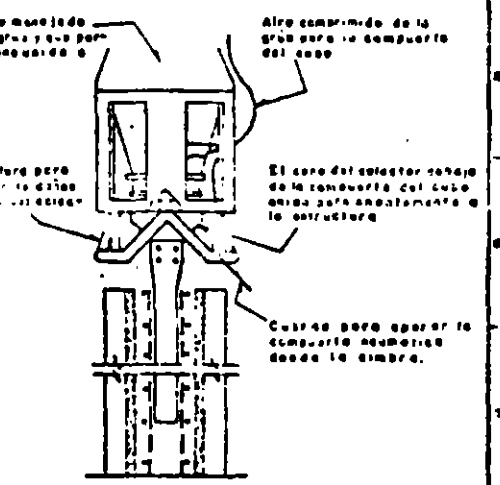
INCORRECTO
Permite que el concreto fluya a gran velocidad dentro de las cimbras, a un ángulo con la vertical. Esto inevitablemente resulta en segregación.

COLOCACION DE CONCRETO EN CIMBRAS PROFUNDAS Y ESTRECHAS



CORRECTO
Manguera flexible que descarga en una boquilla o en una abertura de la cimbra.

INCORRECTO
Permite que el concreto fluya a gran velocidad dentro de las cimbras, a un ángulo con la vertical. Esto inevitablemente resulta en segregación.



CORRECTO
Conducta de caída flexible conectada al colector. El conducto se curva en posición de 90° cayendo todo el concreto permitiendo que se le omea para el menor tamaño de segregado como se ve lo suficientemente grande para el mejor.

INCORRECTO
Estructura para proteger los datos de la estructura.

El caso del colector rebaja de la renovación del cubo antes para amoldamiento de la estructura.

Cubierta para operar la estructura neumática desde la cimbra.

Aire comprimido de la grúa para la limpieza del cubo.

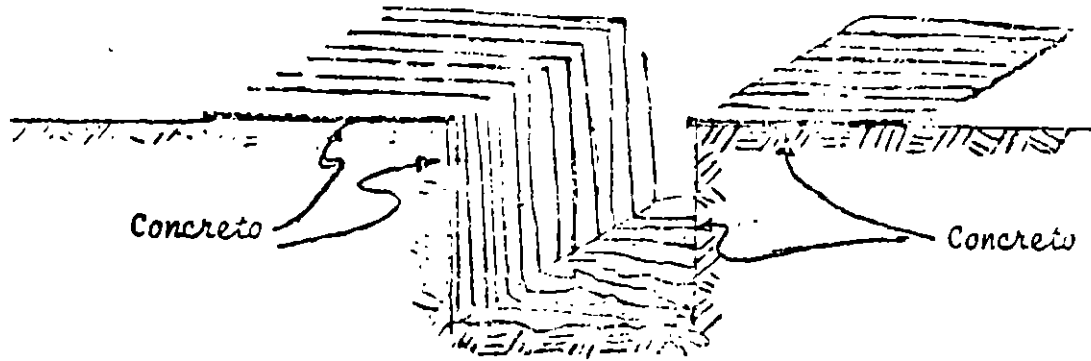
Cabe manejado por grúa y/o por manovaleado o alie.

COLOCACION DEL CONCRETO

N O R M A N I V

C-04

NOJA C.E.



ción en zanja de ancho y largo determinado y a medida que se va haciendo la excavación se va introduciendo lodo bentonítico. La bentonita, en virtud de su elevado peso específico, ejerce una fuerte presión sobre las paredes de las excavaciones y penetra en el terreno alrededor de él haciéndolo impermeable; mientras que por lo que se refiere a su acción contra los derrumbes, puede considerarse que dicha bentonita encerrada en la excavación debe resistir a la presión del suelo y, si hay presencia de una faldón de agua, resistir también a su empuje; o sea que dicho lodo sustituye perfectamente bien cualquier forma de ademe.

3o. Limpieza del fondo

Terminada la excavación hasta la cota determinada y con el ancho y largo establecido, se debe proceder a la limpieza del fondo, la misma que se ejecuta mediante bombas especiales sumergidas que hacen circular el lodo a través de un ciclón y un separador, volviendo a recircular la bentonita limpia.

4o. Colocación del acero de refuerzo

Sucesivamente y si es necesario según el cálculo, se puede proceder a introducir en la zanja, siempre en presencia del mismo lodo, una parrilla de acero de refuerzo.

5o. Colado del concreto

El paso a seguir es el colado del concreto que se efectúa de abajo hacia arriba mediante un tubo de colado (tubo "tremie"). Un factor muy importante es que la parte inferior de dicho tubo tiene que quedar siempre sumergido en el concreto, por lo menos un metro o más.

En la hoja siguiente se puede observar en forma gráfica este proceso.

e) Bombeo

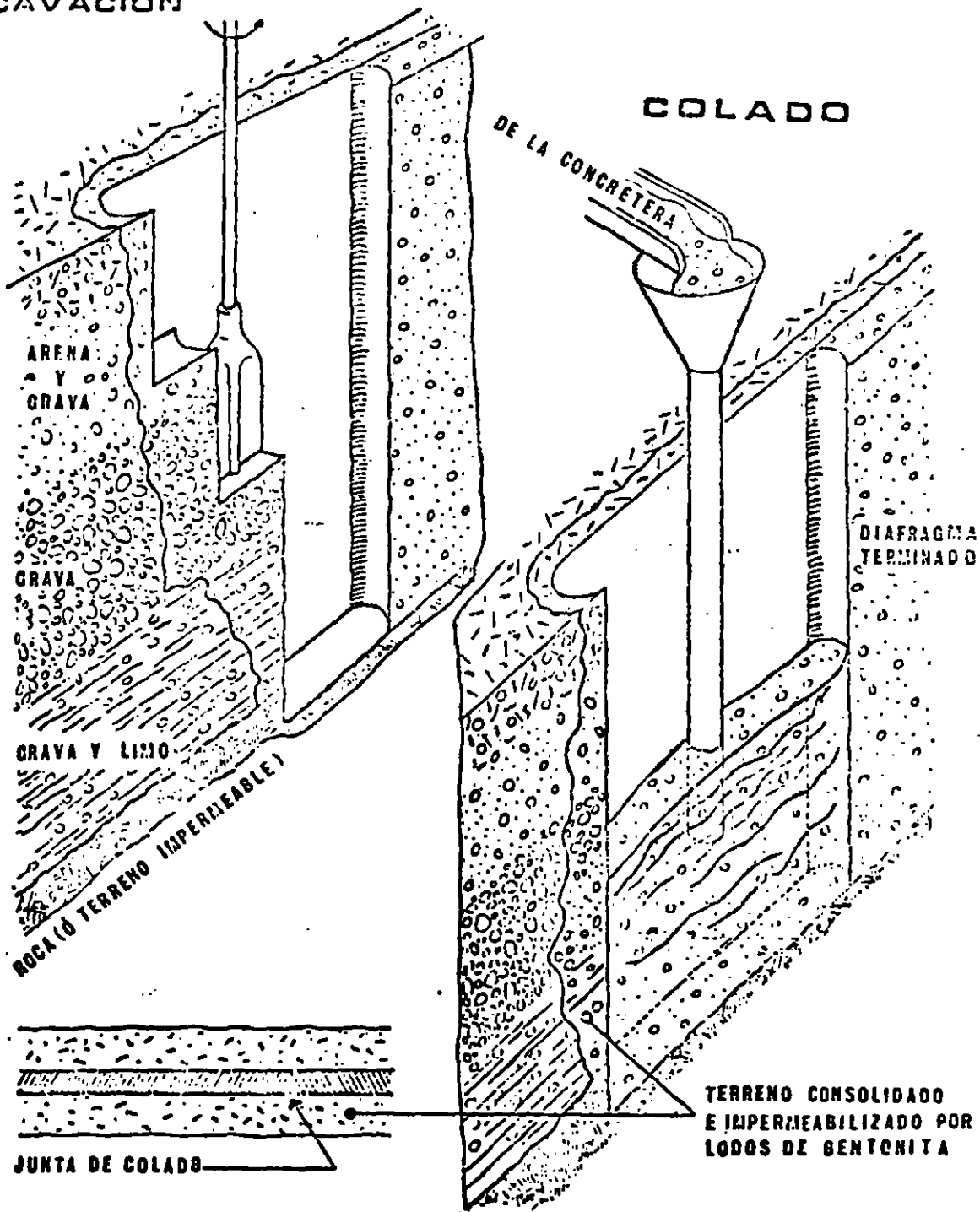
Podemos definir al concreto bombeado como un concreto conducido por presión a través de un tubo rígido o de una manguera flexible y vaciado directamente en el área de trabajo. En general, su uso ha tenido buen éxito, especialmente en el revestimiento de túneles y para vaciados en áreas inaccesibles a las grúas, camiones, etc. Últimamente ha tomado bastante auge en trabajos de edificación.

El sistema de bombeo, puede ser útil en la mayor parte de las construcciones de concreto; pero más especialmente en las áreas donde el espacio para el equipo de construcción es muy reducido.

Para obtener un bombeo satisfactorio se requiere una dotación constante de concreto bombeable, el cual, como las mezclas convencionales, requiere un buen control de calidad. De acuerdo

EJECUCION DE MURO COLADO "IN SITU"

EXCAVACION



con el equipo que se use, la capacidad de entrega de concreto variará de 8 a 70 m³ por hora. El alcance efectivo variará de 90 a 300 m horizontalmente y de 30 a 90 m verticalmente. Ha habido casos en los que se ha logrado bombear concreto en distancias horizontales hasta de 600 m y en verticales hasta 500 m.

f) Bandas transportadoras

Este es también un método de colocación utilizado con cierta frecuencia en las grandes obras.

Las principales ventajas de las bandas transportadoras son el flujo uniforme y el volúmen que desplazan. Su desventaja mayor es la tendencia a la segregación del concreto en el extremo de descarga, por lo que se hace conveniente instalar algún dispositivo en el extremo de descarga que asegure la caída vertical del concreto.

Por lo general es necesario instalar un limpiador de banda en el extremo de descarga para evitar que una porción del concreto se adhiera a la banda.

g) Cablevías

En algunas grandes obras, como es el caso de presas de concreto, se ha utilizado este sistema de colocación con magníficos resultados. Su funcionamiento es aparentemente simple y consiste en lo siguiente: Se tiende un cable a manera de un puente colgante y sobre él se desliza un mecanismo por medio de poleas y del cual pende un bote que en su interior contiene concreto y que se depositará en el lugar del colado. El accionamiento del sistema se realiza desde una caseta que se encuentra en alguno de los extremos en donde se encuentran sujetos el cablevía. Su utilización como método de colocación de concreto es relativamente escaso ya que requiere de condiciones especiales.

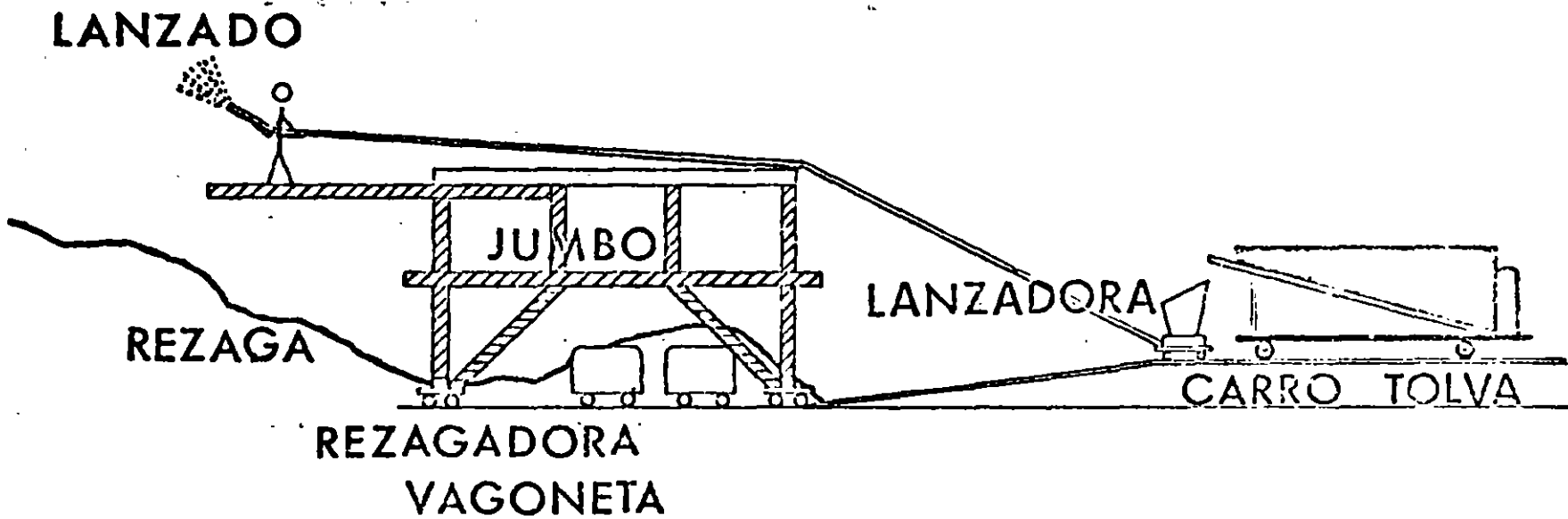
h) Concreto lanzado

Este es el nombre que se da a un mortero o concreto transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente a alta velocidad, sobre una determinada superficie.

Las propiedades del concreto lanzado no difieren de las propiedades de un concreto colocado convencionalmente, de proporciones similares; es el método de colocación el que confiere al concreto lanzado sus significativas ventajas en numerosos usos. Al mismo tiempo, se requiere considerable habilidad y experiencia en la aplicación del concreto lanzado, así que su calidad depende en gran parte del trabajo de los operadores, especialmente en la colocación con la boquilla de expulsión.

El contenido de cemento en el concreto lanzado es alto. Además, el equipo necesario y la forma de colocación son más caros que en el caso de concreto convencional. Por estas razones, el concreto lanzado se usa principalmente en ciertos tipos de construcciones: secciones delgadas y ligeramente reforzadas (en algunos casos), como techos, cascarones, recubrimiento de túneles y tanques presforzados. Se usa también para reparar concreto deteriorado, estabilizar taludes, recubrir acero para protección contra incendios, y como sobrecapa ligera de concreto, mampostería o acero. Si el concreto lanzado se aplica en una superficie cubierta por agua corriente, es necesario usar un acelerante que produzca fraguado instantáneo; pero con la consiguiente reducción en la resistencia, aunque hace posible el trabajo de reparación. Generalmente, se aplica el concreto lanzado en un espesor hasta de 10 cm.

En la hoja que sigue se ilustra gráficamente el sistema.



COMPARACION ENTRE PROCEDIMIENTOS DE COLOCACION DE CONCRETO

PROCEDIMIENTO	CUBETAS	BUGUI	BANDAS	BOMBAS
Restricciones de Mezcado	Ninguna	Ninguna	Ninguna	Muchas (de acuerdo al tipo de bomba)
Accesibilidad	No debe haber obstáculos superiores	Requiere espacio para rodamiento, rampas o malacates	No supera obstáculos altos verticales pero pueden utilizarse - ventanas, etc.	Ninguna
Restricciones en desplazamiento vertical	Lo permitido por la grúa	La pendiente - cuesta arriba - máxima es 5:1 en términos generales	La pendiente máxima es 2:1 en ambos sentidos, en general	50 a 450 pies con una cifra record de 576 pies.
Restricciones en desplazamiento horizontal	El ángulo de la pluma limita la operación de carga de la cubeta; dar el ángulo necesario toma - su tiempo.	Manuales: 15ml te práctico 200 pies máx. Motor: 1000 - pies	2 000 pies o más	250 a 2 500 pies dependiendo de la bomba y del diámetro de la tubería
Yardas/hora	Con cubeta de 1 yarda, y vel. de 240 - p.p.m. 73 yd/hora a 50 pies de elevación 36 yd/hora a 200 - pies de elevación	Manuales: 200 pies, 3 a 5 - yd/hora Motor: 600 pies 15 a 20 yd/ - hora	100 a 360 yd/ - hora	5 a 160 yd/hora dependiendo de la bomba y del tipo de trabajo
Utilización malacate/ grúa	El ciclo completo de colado requiere grúa o malacates	Ninguno, a menos que el nivel de colado sea superior al nivel de la - rampa	Si se utilizan unidades pesadas, sólo durante el tendido	Ninguno
Tiempo para instalación	Ninguno, a menos - que existan obstáculos para el acceso	Instalación de - rampas y rodamiento - posible necesidad de - apuntalamiento	Se requiere un - mínimo de 5 hombres en 2 horas para 200 pies - de recorrido	Colocación de la línea (No si se utiliza bomba montada en camión)
Costo inicial	Descarga inferior - 1.5 yd: \$1 000 U.S.	\$ 1 750 US - \$ 2 500 US	Ancho 16", sistema de 200' - \$ 40 000 US - (7 bandas)	Bomba: \$ 15 000 US - \$ 40 000 US Pluma: \$ 20 000 US - \$ 40 000 US
Renta promedio/mes	1 yd descarga inferior: \$ 105 US 1 yd "recostada": \$ 103 US	Manual 10-12 pies: \$ 42.75 US. Motor 10-14 - pies \$ 204.00 US.	Ancho 16", 32-34 pies: \$ 413 US Ancho 16", 50 - pies: \$ 594 US	No disponible

EJEMPLO DE ESPECIFICACIONES

PROYECTO PAUTE - ETAPA I
LICITACION No. PA/1

PARTE IV

SECCION: 8 HORMIGON LANZADO

8.1 Alcance de los Trabajos.— Esta Sección abarca el suministro y aplicación de hormigón lanzado, mediante equipo neumático, en el techo de la Casa de Máquina, en túneles, en pozos, en el recubrimiento de taludes y en otros sitios que la Fiscalización lo apruebe o lo ordene.

El hormigón lanzado se colocará según las instrucciones de los planos, con o sin armadura o pernos de anclaje, pero también podrá ser utilizado como capa sellante, para impedir los escurrimientos de agua de filtración hacia las obras en construcción, o como relleno de irregularidades en las excavaciones.

8.2 Generalidades.— El hormigón estará constituido por una mezcla de cemento, agregados, agua y aditivos que será lanzado a alta presión sobre la superficie a cubrir. La capa proyectada se acomodará uniformemente, sin rebotar, a la superficie de la roca, evitándose luego la producción de escurrimientos o desprendimientos. Su espesor, extensión y resistencia guardarán conformidad con los requerimientos de los planos y/o con la aprobación de la Fiscalización. El Contratista deberá instalar clavos o algún otros dispositivos aprobado, como guía para la obtención de los espesores especificados.

El equipo y método a utilizarse estará de acuerdo con estas Especificaciones y con las recomendaciones del ACT 506, así como la práctica moderna más eficiente de ejecución, con personal especializado. Se observará, además, las especificaciones pertinentes de la Sección: 7 Hormigón.

El hormigón lanzado podrá ser aplicado tanto por mezcla en seco como por mezcla en húmedo. El Contratista previamente deberá obtener la aprobación de la Fiscalización del método y del equipo que se propone usar.

8.3 Materiales.— El cemento a utilizarse será tipo portland, que satisfaga los requisitos de la especificación ASTM - C 150, Tipo II.

Los agregados pueden consistir de arena natural o manufacturada o una combinación de los dos y gravilla y estarán constituidos por partículas limpias duras y resistentes con un diámetro máximo de 1 cm.

El módulo de finura de la arena estará comprendido entre 2.5 y 3.0

Los aditivos, serán tan sólo acelerantes del fraguado. Su uso se condicionará a la aprobación de la Fiscalización.

El agua para la mezcla deberá cumplir con los requisitos ya indicados en el numeral: 7.5., de agua para hormigones.

Al disponer mallas de alambre, como refuerzo, éstas cumplirán con los requisitos especificados en la Sección. 10.

8.4 Dosificación

8.4.1 Ensayos Previos.— Los ensayos previos de la dosificación propuesta deberán realizarse con una anticipación mínima de 20 días a la aplicación del hormigón lanzado en las obras definitivas.

Los ensayos se efectuarán en por lo menos dos paneles, de 1 m², con o sin malla en la cuarta parte o en la mitad de su superficie (según la aprobación de la Fiscalización). El espesor requerido, no menor de 5 cm. será aplicado de acuerdo al método a emplearse, sobre un panel colocado en posición vertical: y el otro,

horizontal, en la bóveda.

El Contratista obtendrá de ellos las muestras o testigos necesarios para efectuar ensayos de compresión, que determinen la calidad del hormigón lanzado; se controlará, además la capacidad y calidad del equipo de mezcla y lanzado, y los tiempos necesarios de revoltura.

8.4.2 Dosificación.— El diseño de la dosificación será hecho por la Fiscalización. Al aceptarlo el Contratista, la asume completamente como suya, para la ejecución. La resistencia a alcanzarse de 175 Kg/cm² a los 7 días.

La dosificación se hará por peso y con una precisión de 1o/o. El equipo de pesaje permitirá obtener pesadas con errores inferiores a 0.5o/o. El mezclado de los materiales se realizará mecánicamente, por el tiempo mínimo de 1-1/2 minutos, en forma completa y uniforme, y en las cantidades necesarias para mantener un abastecimiento ininterrumpido. El contenido de humedad de los agregados antes de la revoltura será entre el 3 y 5o/o

Toda mezcla que no haya sido utilizada hasta 45 minutos después de iniciado su mezclado deberá ser rechazada a expensas del Contratista.

8.5 Colocación

8.5.1 Limpieza.— Antes de la colocación del hormigón lanzado, las superficies deberán ser cuidadosamente limpiadas, por medio de chorros alternados del aire y agua a presión. Se alejará de ellas todo material suelto, residuos, o fragmentos de roca, lodos, agua de escurrimiento, etc.

No se colocará el hormigón lanzado sobre superficies secas o polvorientas éstas, una vez limpiadas, deberán ser mantenidas húmedas por lo menos durante 2 horas. Si la aplicación va a hacerse sobre capas antiguas de hormigón lanzado, éstas deberán ser auscultadas con golpes de martillo, para comprobar que no haya zonas sueltas, que en caso de existir deberán ser picadas cuidadosamente y reemplazadas con el nuevo hormigón lanzado.

Si se utiliza mallas de refuerzo, se tendrá los mismos cuidados de limpieza antes indicados.

8.5.2 Agua de Hidratación.— La dosificación de agua en la boquilla del equipo de lanzado deberá ser tal, que la mezcla proyectada sea trabajable y produzca el mínimo posible de rebote, evitándose posteriores escurrimientos o desprendimientos, debidos a exceso de agua.

La presión del agua en el mezclador deberá ser mayor, en mínimo 1 Kg/cm², que aquella del aire comprimido; y mantenido constantemente, uniforme y adecuada, para garantizar su eficiente mezcla con el cemento y agregados.

8.5.3 Aplicación.— El hormigón, lanzado se aplicará de modo continuo, no intermitente, en los espesores establecidos en los planos y/o según lo indique la Fiscalización. En las zonas en que sea necesario más de una carga, la siguiente se aplicará luego de por lo menos 8 horas después de la primera.

La boquilla se mantendrá en posición perpendicular a la superficie y a una distancia entre 1 y 1.5 m. El chorro deberá ser de forma cónica; caso contrario, la boquilla será reparada o cambiada. Todo el material de rebote será desechado, a expensas del Contratista.

Para la longitud de mangueras de menos 30 m, la presión del aire en la lanzadora no será inferior a 3 kg/cm². de ancho, las cuales deberán ser limpiadas, según lo indicado en 8.5.1 antes de aplicar la nueva capa adyacente. No se permitirá la construcción de juntas cuadradas.

8.6 Curado.— El hormigón lanzado deberá ser protegido de la pérdida de agua durante el tiempo mínimo de 7 días, después de colocado, por uno de los siguientes métodos:

- a) Cubriendo la superficie con cáñamos, arenas o paja, y manteniéndose continuamente húmedos.
- b) Rociándolo continuamente con agua o cubriéndolo con agua;
- c) Cubriéndolo con una capa de material sellante, aprobado que mantenga por lo menos el 90o/o del agua original de la mezcla, de acuerdo al método de la especificación ASTM-C 156.71.

Si la humedad relativa del aire en la superficie del hormigón lanzado fuere de 90o/o, durante el tiempo mínimo especificado, no se requerirá de precauciones especiales de curado.

8.7 Control de Calidad.— El Contratista prestará, sin cargo alguno, todas las facilidades necesarias para que la Fiscalización efectúe el control de calidad cuando y donde creyere conveniente. Especialmente, se hará un panel de ensayo en cada frente de trabajo y se extraerá testigos de aproximadamente 7.5 cm. de diámetro para efectuar controles de espesor y resistencia. Mínimo se efectuará un panel de ensayo por cada tres días de aplicación.

Todo hormigón lanzado que no cumpliera con los requisitos especificados en esta Sección, o que sufiere daño después de colocado, deberá ser reemplazado o corregido según lo indique y apruebe la Fiscalización, a expensas del Contratista.

8.8 Medición y Forma de Pago.— El hormigón lanzado a pagarse será medido en base al peso, en toneladas métricas, del cemento usado. Este precio incluirá el costo de suministros de todos los materiales (excepto cemento), equipos, herramientas y mano de obra necesarios para realizar la preparación mezcla y colocación del hormigón, así como, para controlar el agua superficial, el suministro y la aplicación de los compuestos químicos para el curado y la provisión de agua de curado.

El pago se efectuará de acuerdo al precio unitario por tonelada métrica estipulado en la Tabla de Cantidades y precios.

La medida y forma de pago para la malla de alambre soldada, usada como refuerzo se hará de acuerdo a lo indicado en el numeral: 10.7.

El cemento se medirá y pagará de acuerdo a lo establecido en el numeral 7.30.14.

5. CONSTRUCCION DE LOS DIFERENTES TIPOS DE JUNTAS

A fin de reducir los esfuerzos de tensión, compresión y flexión, según el caso, se hace necesario construir juntas en los colados de concreto hidráulico. Podemos distinguir las siguientes juntas:

A. JUNTAS DE EXPANSION

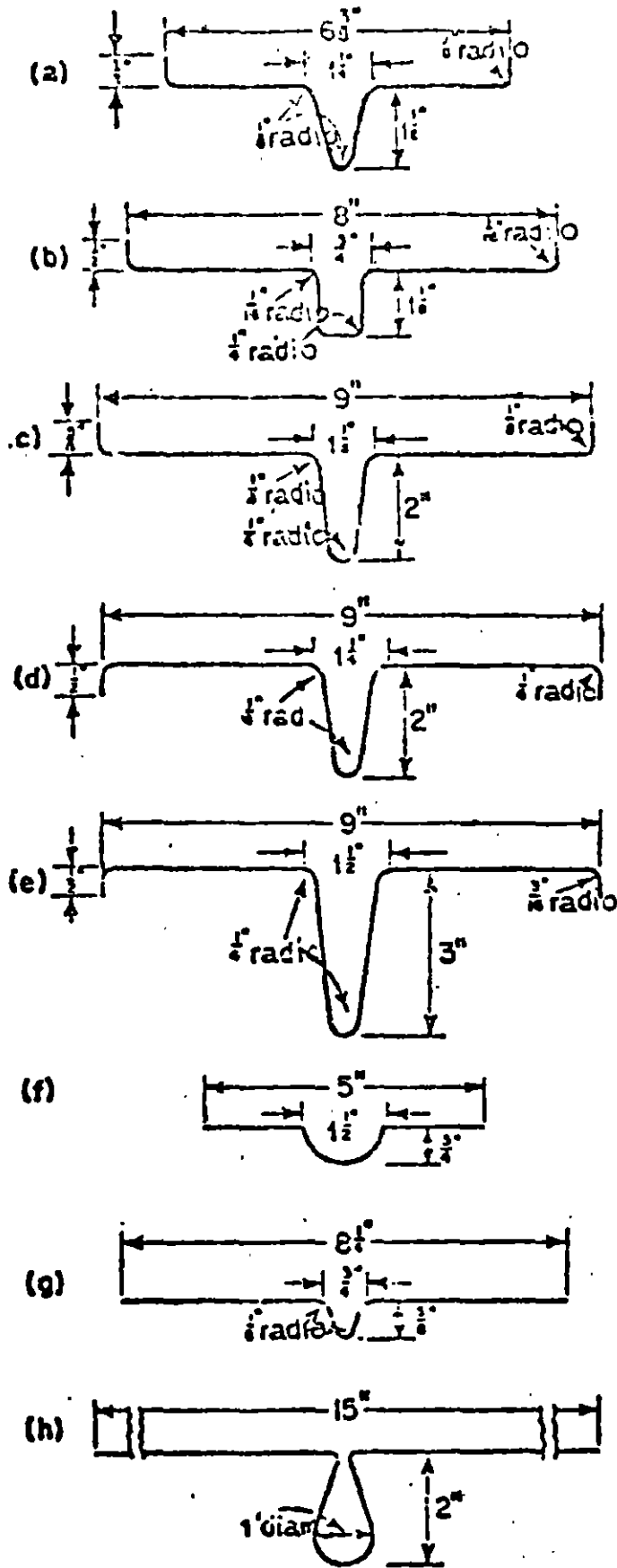
Su función principal es proporcionar el espacio para que tenga lugar la expansión del concreto y por consiguiente, evitar que se originen esfuerzos de compresión que pudieran causar daño en el mismo. Esta junta funciona también como junta de contracción. Se pueden localizar en estructuras largas, como muros de contención, edificios, ductos, etc.

Se recomienda que estas juntas sean colocadas cada 30 m en el caso de muros de contención y de edificios. Es también conveniente colocar juntas de expansión en estructuras que tengan cambios de dirección, tal y como sucede en los edificios en forma de T o L.

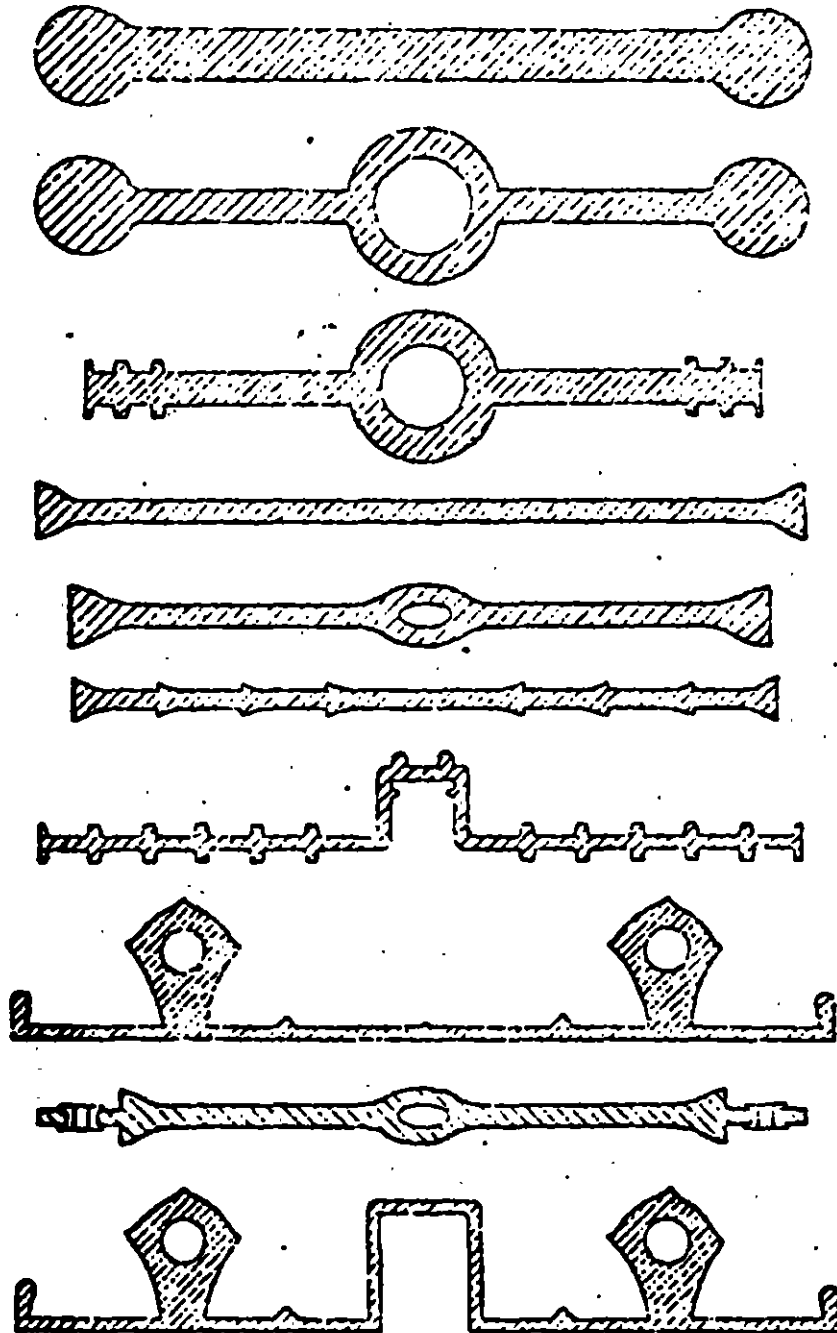
Las juntas pueden ser elementos ahogados en el concreto del siguiente material: cobre, debido a que su resistencia a la oxidación es mucho mayor que la del acero; bandas de PVC, debido a que absorben los movimientos de la junta y son completamente impermeables; bandas de plástico; bandas de hule.

En las dos siguientes páginas se anexan croquis de juntas de expansión de cobre y distintos tipos de bandas flexibles para el sellado de juntas.

JUNTAS DE EXPANSION DE COBRE



DISTINTOS TIPOS DE BANDAS FLEXIBLES PARA EL SELLADO DE JUNTAS



B. JUNTAS DE CONTRACCION

Tienen por objeto limitar los esfuerzos de tensión a valores permisibles. Esta junta debe estar en libertad de abrirse y básicamente existen dos tipos: juntas de ranura, juntas de tiras metálicas. Las primeras se construyen formando una ranura en la superficie del elemento utilizando cualquiera de los siguientes procedimientos.

- a) Introduciendo temporalmente en el concreto una tira metálica.
- b) Instalando una tira de material premoldeado de relleno para juntas a la profundidad requerida.
- c) Aserrando el pavimento después que el concreto haya endurecido.

Las segundas, se usan en pavimentos de concreto y se construyen colocando una tira separadora o de partición sobre la sub-base. Este separador consiste en una placa metálica o alguna hoja delgada de algún material rígido e incomprensible; sirve para interrumpir la continuidad del pavimento. Se forma una ranura en el concreto inmediatamente encima del separador.

C. JUNTAS DE ALABEO O DE ARTICULACION.

Se refiere a cualquier tipo de juntas que permitan un cierto giro sin una separación considerable entre las losas adjuntas. Su función principal es absorber los esfuerzos por alabeos. A diferencia de la junta de expansión o contracción se colocan barras a través de la junta para prevenir separación considerable. En efecto, una junta de este tipo actúa simplemente como una articulación, permitiendo que los elementos en unión puedan sufrir un cierto desplazamiento angular.

D. JUNTAS DE CONSTRUCCION

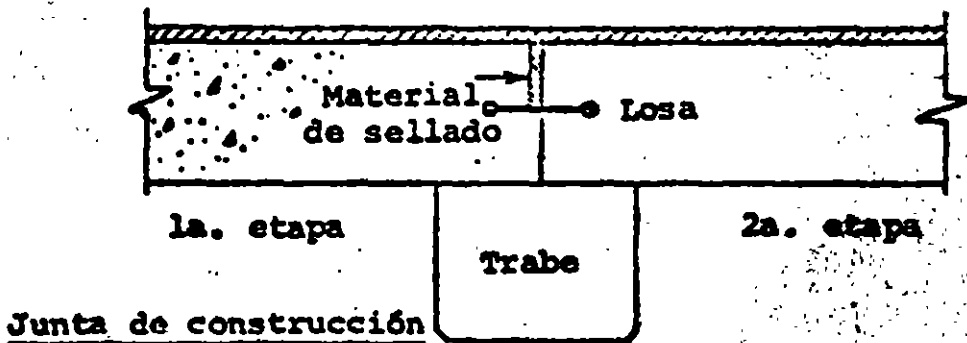
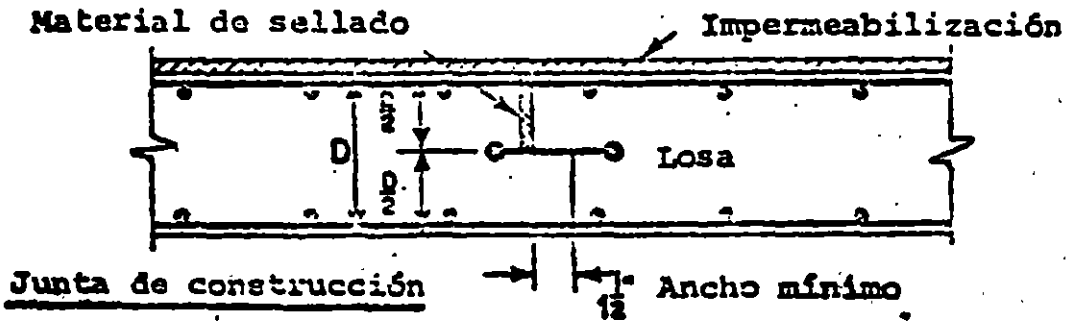
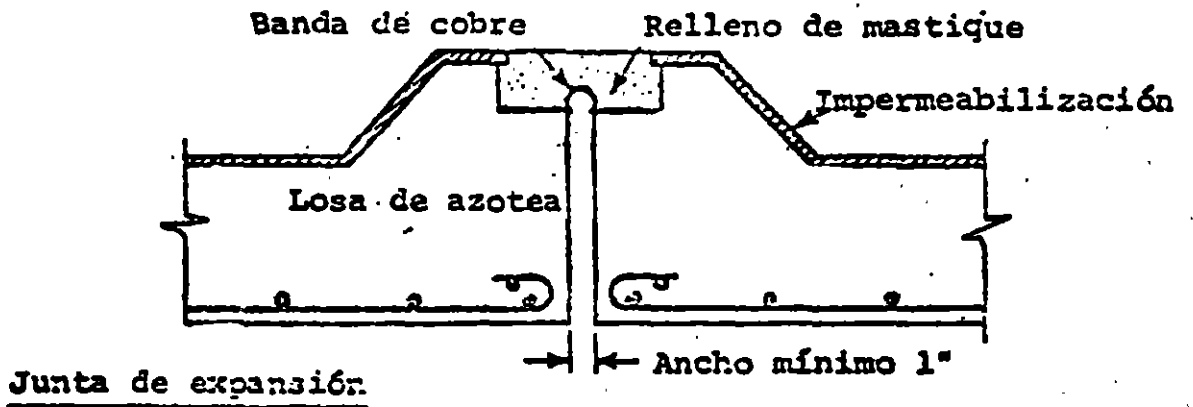
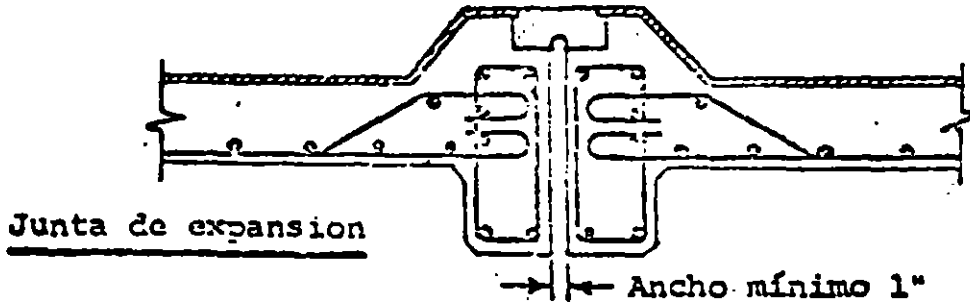
Al terminar una jornada de trabajo, o por alguna otra razón, la colocación del concreto se puede suspender temporalmente; entonces, es necesario construir juntas de este tipo. Se recomienda que la posición de las juntas de construcción, para elementos estructurales, conserven la posición que se indica en el croquis.

Cuando el proyecto lo exija habrá que dejar barras para la transmisión de cargas en losas coladas en un tramo continuo y en la junta de construcción que se deja al suspender el colado.

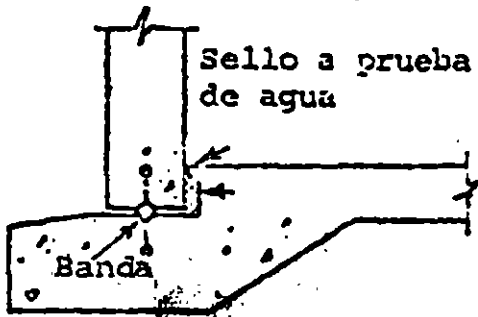
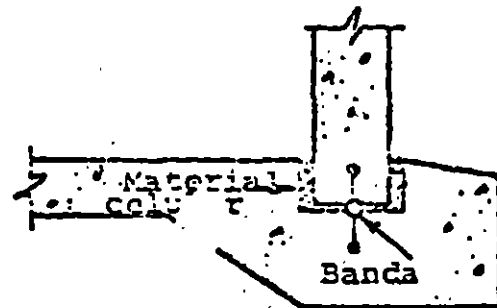
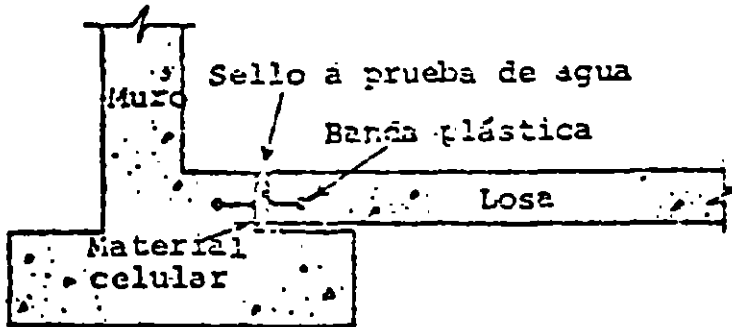
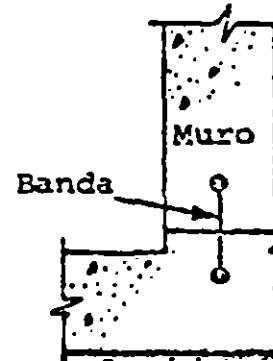
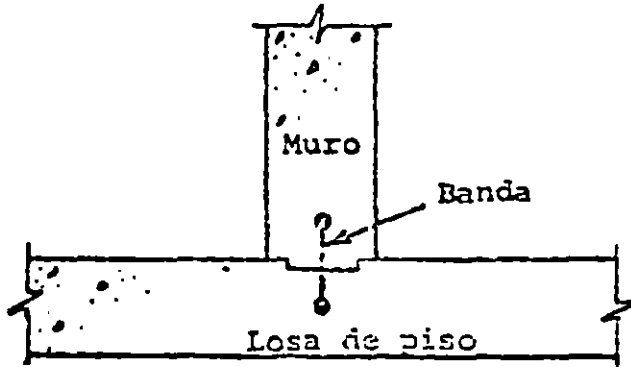
En el caso de colados continuos en losas de pavimentos, es importante que las varillas pasajuntas lisas que se dejan en la zona de la junta, sean colocadas a la mitad del peralte de la losa y repartidas según marque el proyecto, alineadas paralelamente al eje longitudinal y engrasadas para que tengan libertad de movimiento horizontal. Para lograr tener las barras pasajuntas en su posición correcta se construye una estructura de alambón que se clava en la subbase y sobre esta se distribuyen las barras pasajuntas amarrándolas ligeramente para permitir el movimiento horizontal sin perder su alineamiento longitudinal.

En las siguientes se anexan ejemplos de diferentes tipos de juntas.

DISTINTAS SOLUCIONES DE JUNTAS EN LOSAS DE AZOTEA

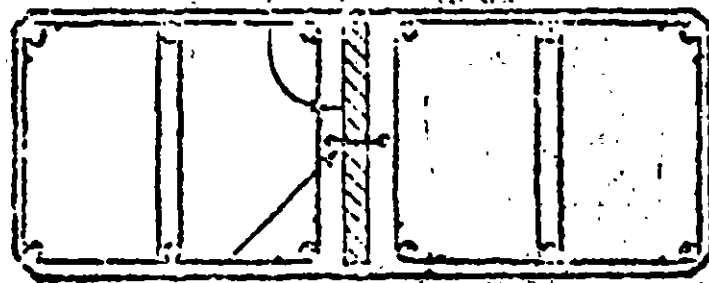


EJEMPLOS DE UTILIZACION DE BANDAS PLASTICAS EN
DISTINTOS TIPOS DE JUNTAS DE CONSTRUCCION



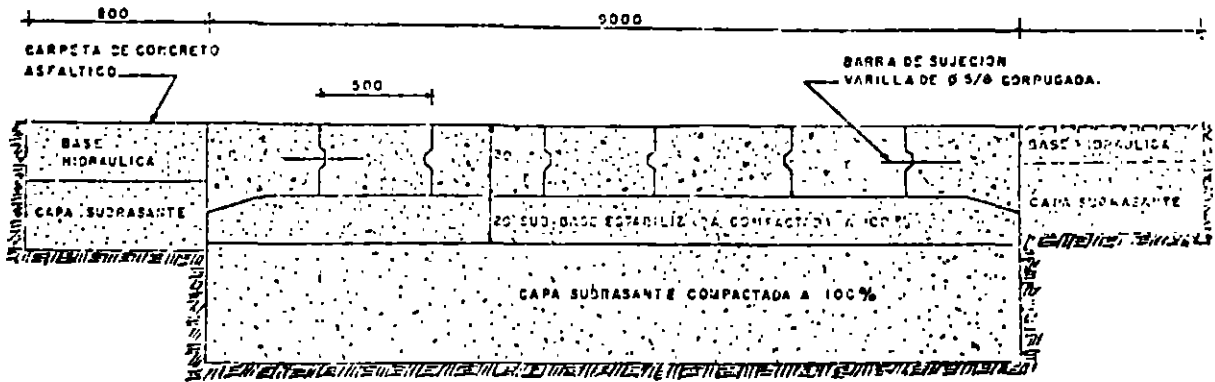
Material celular, (Sello a prueba de agua

JUNTA DE CONSTRUCCION
ENTRE DOS COLUMNAS



Banda

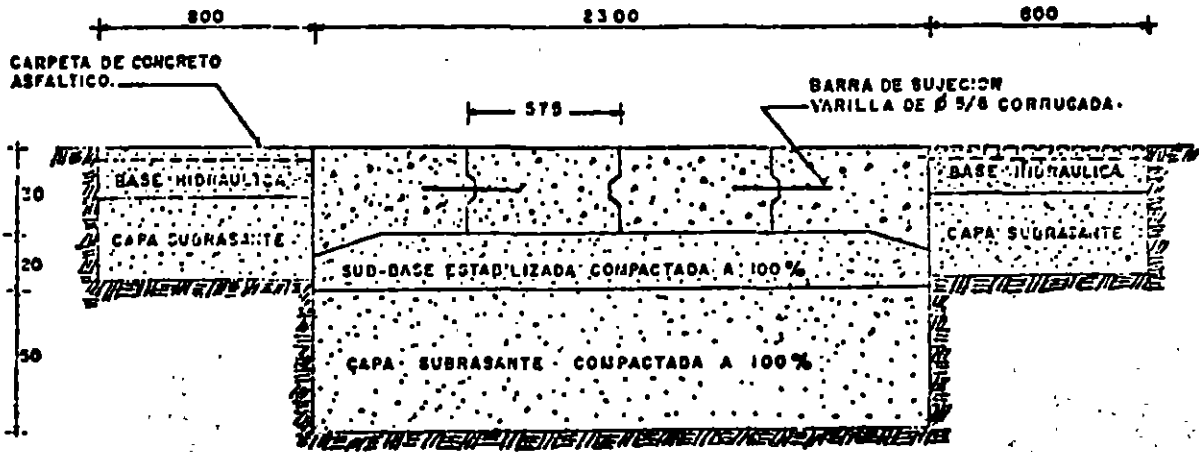
JUNTAS DE CONSTRUCCION PARA AEROPUERTOS



SECCION PLATAFORMA DE OPERACIONES

ACOTACIONES EN CM.

JUNTAS DE CONSTRUCCION PARA AEROPUERTOS



SECCION CALLES DE RODAJE

ACOTACIONES EN CM.

SUPERVISION DURANTE LA COLOCACION

A. ASPECTOS GENERALES

Al desarrollarse el proyecto de una estructura cualquiera, se presentan tres etapas o pasos que pueden definirse como.

a) Planeación

En esta etapa se analizan las diversas alternativas en un nivel muy general, relacionando insumos y productos.

b) Diseño

Es el siguiente paso y en él se detalla la estructura, se dan dimensiones, se fijan calidades de los materiales y acabados y se representa mediante planos y especificaciones.

c) Construcción

En esta etapa se aplican los insumos en forma física a fin de realizar la obra que el diseñador representó en planos y especificaciones.

Es evidente que el papel del contratista está relacionado con la etapa c, siendo muy conveniente que tenga una idea completa de las etapas anteriores que se mencionan, y aún de las etapas posteriores, que son Operación y Mantenimiento de la estructura.

Podría pensarse que lo más económico es que el propietario de la estructura se abocara por sí mismo a la realización de todas las etapas para la consecución de un proyecto, puesto que aparentemente le reportaría economías. Sin embargo, la ejecución de una obra implica, para que sea económica, una concentración de equipo especializado y experiencia previa. Es en la construcción, cuando se realiza el mayor gasto derivado del proyecto; los ahorros que pudieran realizarse en esta etapa son significativos para la bondad económica del mismo.

- Una organización especializada, que cuente con los medios adecuados para la realización de la con-

trucción, es, por lo tanto, una necesidad, que aunado a un sistema bien diseñado de otorgamiento de obras por concurso, puede dar la respuesta a la necesidad de muchos propietarios que desean construir una gran diversidad de estructuras.

En nuestro medio es prácticamente común que las obras las realicen físicamente los contratistas; pero siempre bajo el estricto control de la parte contratante, quien verificará que lo que marcan los planos y las especificaciones se cumpla.

Queda entonces claro que el contratista, tiene la obligación de contar con un adecuado sistema de control que le permita realizar la obra con la calidad especificada. Dicho sistema de control debe ser planeado, definiéndose en esta etapa, el tipo de muestra y la frecuencia con la que esta debe ser obtenida. Para tal efecto, el contratista deberá contar con un laboratorio con cierto tipo de elementos, que permita realizar las pruebas planeadas. Se necesita también una organización que realice dichas pruebas; y de acuerdo con la complejidad de las mismas, tendrá una definición del tipo de personas requeridas para manejar el laboratorio.

Es frecuente que, independientemente del sistema de control de constructor, exista un sistema de control proveído por el cliente. A este sistema de control es al que se le conoce con el nombre de supervisión, sin embargo, en estas notas al emplear los términos "supervisión" o "supervisor", se entenderá indistintamente y por conveniencia, que se puede tratar de la supervisión proveída por el cliente o bien de todo el sistema de control de calidad que realiza el constructor.

Dicho lo anterior, vale la pena también aclarar, que dentro del aspecto "control durante la colocación del concreto" no solamente se debe vigilar que se realicen las pruebas adecuadas o que se obtengan los especímenes necesarios; sino que también existe una serie de actividades que es necesario llevar a cabo de acuerdo con ciertas normas.

Trataremos de ser más claros haciendo la siguiente lista de lo que el supervisor debe controlar durante la colocación del concreto.

- Trabajabilidad y consistencia.
- Calidad del concreto.
- Forma de colocación en los moldes.
- Compactación del concreto.
- Verificación de la temperatura ambiente.
- Curado del concreto.

B. TRABAJABILIDAD Y CONSISTENCIA

La **trabajabilidad** es la propiedad de la revoltura de concreto fresco que determina la facilidad con la cual puede manejarse, consolidarse y acabarse. Esto incluye factores tales como la fluidez, moldeabilidad, cohesividad, y compactibilidad. Esta trabajabilidad está afectada por la graduación de los agregados, por la forma de las partículas, por las proporciones de los agregados, por el contenido de cemento, por los aditivos (si se usan) y por la consistencia de la revoltura.

La **consistencia** es la facultad de la revoltura de concreto fresco para fluir. También nos determina ampliamente la facilidad con la cual el concreto puede ser consolidado.

Puede decirse que aun no existe una medida absoluta para la consistencia y para la trabajabilidad.

sin embargo, la prueba de revenimiento, que es la que se usa con mayor frecuencia en las obras, puede ser muy útil como una indicación de la consistencia y en ciertas mezclas también de la trabajabilidad. Esta prueba de revenimiento, es ampliamente utilizada para determinar la consistencia de las revolturas que se usan en la construcción normal; para revolturas más rígidas se recomienda la prueba Ve Be.

C. CALIDAD DEL CONCRETO

La medida más común por la cual se juzga la calidad del concreto es la resistencia a la compresión.

La función del supervisor en este aspecto, se limita a controlar que de cada determinado volumen de concreto, se elaboren los cilindros de prueba especificados vigilando que estén debidamente identificados. Estos cilindros de prueba pueden elaborarse en la forma tradicional, o bien, en moldes en los cuales se vierte el concreto para después cerrarse herméticamente; bien se trate de la prueba normal a los 28 días o de la prueba acelerada a los 28 1/2 horas, respectivamente.

D. FORMA DE COLOCACION EN LOS MOLDES

Un requisito básico del equipo y métodos de colocación, como de todos los demás equipos y métodos de manejo, es que debe conservar la calidad del concreto en lo que se refiere a la relación agua-cemento, revenimiento, contenido de aire y homogeneidad. La selección del equipo debe basarse en su capacidad para manejar eficientemente el concreto en las condiciones más ventajosas de tal manera que pueda ser fácilmente consolidado en su lugar mediante vibración.

Debe preverse suficiente capacidad de colocación, mezclado y transporte, de manera que el concreto pueda mantenerse plástico y libre de juntas frías mientras se coloca. Debe colocarse en capas horizontales que no excedan de 60 cm. de espesor, evitando capas inclinadas y juntas de construcción.

Para construcción monolítica, cada capa debe colocarse cuando la capa anterior todavía responda a la vibración, y las capas deben ser lo suficientemente poco profundas como para permitir su unión entre sí mediante una vibración adecuada.

Las figuras de las tres páginas siguientes muestran cómo pueden evitarse muchas de las causas comunes de la segregación en la colocación del concreto.

E. COMPACTACION DEL CONCRETO

El proceso de compactación del concreto consiste esencialmente en la eliminación del aire atrapado. Para lograr la compactación existen diversos métodos y técnicas disponibles. La elección depende principalmente de la trabajabilidad de la revoltura, de las condiciones de colado y de la proporción de aire que se desee.

Debe seleccionarse un método de compactación que sea adecuado para la revoltura de concreto y las condiciones de colado. Hay disponible una amplia variedad de métodos manuales y mecánicos.

a) Métodos manuales

Los métodos manuales más antiguos, consistían en apisonar o consolidar la superficie del concreto a fin de desalojar el aire y forzar a las partículas a una configuración más estrecha. De hecho a causa de la acción de la gravedad se obtiene un cierto grado de consolidación cuando se deposita el concreto en la cimbra. Esto es particularmente cierto para mezclas fluidas en las que es necesario muy poca compactación adicional, como por ejemplo un ligero varillado. Sin embargo tiene la desventaja de gran contenido de agua, que como se sabe reduce la resistencia mecánica.

Las revolturas plásticas pueden consolidarse con un varillado (empujando una varilla consolidadora u otra herramienta adecuada en el concreto), o por medio de una apisonado. El paletón es algunas veces empleado para mejorar las superficies en contacto con la cimbra; una herramienta plana en forma de pala es repetidamente metida y sacada en el lugar adyacente a la cimbra. Esto obliga a las partículas gruesas a alejarse de la cimbra y ayudar a las burbujas de aire en su ascenso hacia la superficie superior. Aunque es una operación laboriosa, el resultado vale la pena algunas veces.

El compactado a mano puede utilizarse para consolidar revolturas rígidas. El concreto se coloca en capas delgadas y cada capa es cuidadosamente apisonada y compactada. Este es un método efectivo de consolidación, pero laborioso y costoso.

b) Métodos mecánicos

El método más comunmente usado hoy en día es el de vibración, la cual se adapta especialmente a las consistencias más rígidas que van asociadas al concreto de alta calidad. La vibración puede ser interna o externa.

Otro método es el de barras apisonadoras operadas mecánicamente y son adecuadas para consolidar revolturas rígidas en algunos productos precolados, incluyendo los bloques de concreto.

Un equipo que aplique altas presiones estáticas en la superficie superior puede utilizarse para consolidar losas delgadas de concreto de consistencia plástica o fluida. Aquí el concreto es prácticamente exprimido en la cimbra, expulsando el aire atrapado y parte del agua de la revoltura.

La fuerza centrífuga es capaz de consolidar desde un concreto de revenimiento moderado a uno alto, en la fabricación de tuberías de concreto, postes, pilotes y otras secciones huecas.

Muchos tipos de vibradores de superficie están disponibles para la construcción de losas incluyendo reglas vibratorias, rodillos vibratorios, apisonadores vibratorios de placa o enrejado y herramientas vibratorias para acabado.

Las mesas de impacto (utilizadas en el proceso Schokbeton), algunas veces llamadas mesas de golpeteo, son adecuadas para consolidar concreto de bajo revenimiento. El concreto se deposita en capas delgadas en moldes resistentes. Tan pronto como se llena el molde, se levanta alternativamente una corta distancia y se deja caer en una base sólida. Siendo que el molde y el concreto son repentinamente detenidos en caída libre, el impacto origina que el concreto se "compacte" en una masa densa. Las frecuencias varían en el rango de 150 a 250 golpes por minuto, y la caída libre es de 0.3 a 1.3 cm (1/8" a 1/2").

El proceso de vacío es un método que mejora la calidad del concreto cerca de su superficie y consiste en quitar parte del agua de la revoltura después que el concreto ha sido colado; sin embargo, esto implica algunas re-consolidación. Su principal aplicación está en la construcción de losas. En este caso, se aplican unas lonas a la superficie, después que se ha terminado la consolidación normal, y se conectan a las bombas de vacío. La succión ejercida por las bombas y la presión atmosférica del aire (una fuerza de consolidación), actúan simultáneamente en las lonas removiendo el agua y el aire atrapado en la región cercana a la superficie, cerrando los espacios ocupados previamente por el agua.

c) Combinación de métodos

Bajo ciertas condiciones, el combinar dos o más métodos de consolidación puede dar muy buenos resultados. Por ejemplo, la vibración interna y externa puede a menudo combinarse ventajosa-

mente en los precolados y en algunas ocasiones en concreto colado en el lugar. En algunos casos se pueden utilizar vibradores de cimbra para consolidación rutinaria y vibradores internos en puntos críticos, como pueden ser ciertos sectores altamente reforzados en donde se tienden a crear vacíos y una mala adherencia entre el concreto y el hierro. Inicialmente en secciones donde la consolidación principal se hace con vibradores internos, la vibración de la cimbra puede aplicarse también para alcanzar la apariencia deseada en la superficie.

La vibración puede aplicarse simultáneamente a la cimbra y a la superficie expuesta. Este procedimiento se usa frecuentemente en la fabricación de unidades *que* utilizan mesas *vibratorias*. Mientras que el molde es vibrado, una placa o rejilla vibratoria *aplicada* a la superficie expuesta ejerce un impulso vibratorio y una presión adicionales.

La vibración del molde es algunas veces combinada con presión estática aplicada a la superficie expuesta. Esta "vibración bajo presión" es particularmente útil en muchas máquinas para fabricar bloques de concreto, donde las revolturas muy rígidas no responden favorablemente a la vibración sola.

Centrifugado (girado), vibración y rolado se combinan frecuentemente en la producción de tuberías de concreto de alta calidad y otras secciones huecas.

d) Vibrado

La vibración consiste en someter al concreto fresco a rápidos impulsos vibratorios los cuales reducen drásticamente la fricción interna entre las partículas de agregado. Mientras se encuentra en estas condiciones, el concreto se asienta por acción de la gravedad (algunas veces auxiliado por otras fuerzas). Cuando se detiene la vibración, la fricción se restablece.

Vibradores como el que se muestra en la figura de la página siguiente, son muy usados para compactar el concreto.

Los vibradores internos, llamados a menudo vibradores de corto alcance o hurgadores, tienen una cabeza o caja vibradora. La cabeza se sumerge y actúa directamente contra el concreto. En la mayoría de los casos para evitar el sobre-calentamiento los vibradores internos dependen del efecto de enfriamiento del concreto que los rodea.

Todos los vibradores internos actualmente en uso son del tipo rotatorio. Los impulsos vibratorios emanan en ángulo recto de la cabeza del vibrador.

Un vibrador para concreto tiene un rápido movimiento oscilatorio el cual se transmite al concreto fresco. El movimiento oscilatorio está descrito básicamente en términos de frecuencia (número de oscilaciones o ciclos por unidad de tiempo), y amplitud (desviación del punto de reposo).

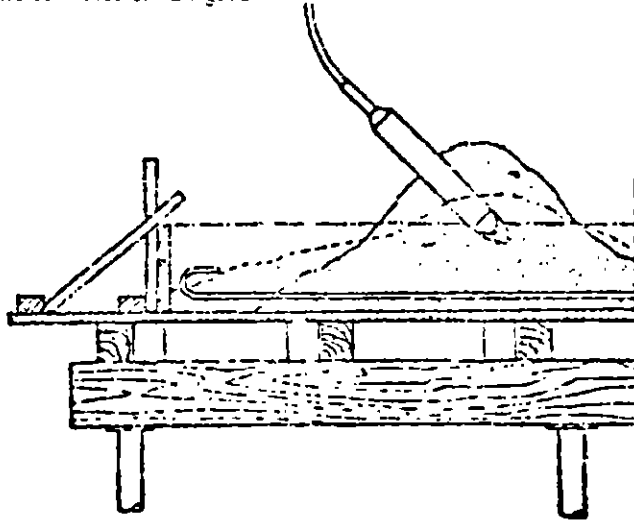
Los vibradores rotatorios siguen una trayectoria orbital que generalmente se alcanza al rotar un peso desbalanceado o excéntrico dentro de la caja del vibrador.

Generalmente el diámetro de los cabezales de un vibrador de 3 a 10 cm. y el radio de acción de 30 a 60 cm.

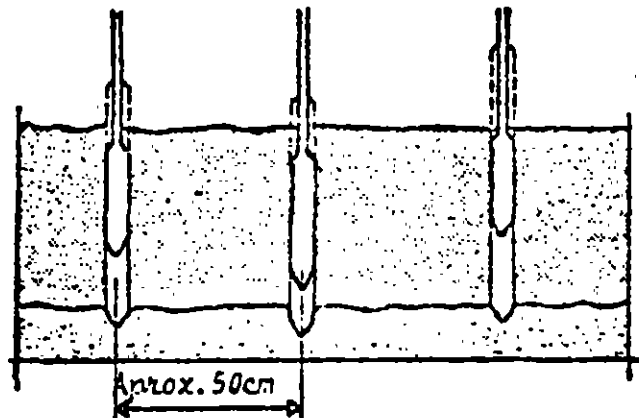
Resumiendo, podemos decir que para lograr buenos resultados en la vibración, es importante observar los siguientes aspectos.

- 1o. Debe tenerse cuidado para que al actuar un vibrador sobre el refuerzo no se provoque desplazamiento de este.
- 2o. Se recomienda no vibrar un concreto con demasiado contenido de agua porque se segrega fácilmente favoreciendo la formación de bolsas de grava.

30. Debe sumergirse el vibrador lentamente hasta que el agua y el aire aparezcan en la superficie. Una sobrevibración en el mismo sitio de inmersión en determinadas revolturas puede producir segregación.
40. Si al retirar el vibrador no se cierra el orificio inmediatamente, esto puede ser indicio de que se necesita más agua de mezclado.
50. Se recomienda no introducir el vibrador al azar sino de manera sistemática y de tal forma que la zona de acción de cada posición sea sólo parcialmente la de las inmersiones anteriores. No se debe permitir que el concreto sea extendido con una introducción muy pronunciada del vibrador, tal como se indica en la figura.



60. En losas nervadas hay que seleccionar un cabezal con un diámetro que permita su penetración en las nervaduras.
70. Cuando se está colando concreto masivo, se recomienda que las descargas formen capas de aproximadamente 50 cm. de espesor, profundidad a la que debe penetrar el cabezal más una pequeña parte adicional dentro de la capa inferior, tal como se indica en la figura.



Por último, diremos únicamente que una de las funciones del supervisor es también la de verificar el buen funcionamiento del equipo, comprobando que la frecuencia sea la especificada por el fabricante.

e) Revibrado

Es normal que el vibrado se haga inmediatamente después de la colocación del concreto, de modo que la compactación se complete antes de que el concreto se haya endurecido.

El revibrado es el proceso de volver a vibrar el concreto que ha sido vibrado anteriormente. Por ejemplo, para asegurar la buena unión entre capas, la parte superior de la capa inferior debe ser revibrada, siempre y cuando la capa inferior se encuentre aun en estado plástico; es así como pueden eliminarse grietas de asentamiento y efectos internos de sangrado.

De esta exitosa aplicación del revibrado surge la idea del uso general del revibrado. En base a resultados experimentales, se ve que el concreto puede revibrarse exitosamente después de 4 horas del tiempo de mezclado. Si se revibra 1 ó 2 horas después de la colocación, puede incrementarse la resistencia a la compresión a los 28 días. La comparación se basa en el mismo período total de vibración, aplicado inmediatamente después de la colocación o parcialmente en ese momento y parcialmente después de un tiempo especificado. Se han observado incrementos en resistencia de aproximadamente el 140/o; pero los valores reales pueden depender de la trabajabilidad de la mezcla y los detalles de procedimiento. En general, el mejoramiento en la resistencia es más pronunciado en edades tempranas, y es mayor en concretos propensos a sangrado fuerte ya que el agua atrapada se expelle con la vibración. Por la misma razón, el revibrado mejora grandemente la unión entre el concreto y el refuerzo. Probablemente también, en parte, el aumento en resistencia se deba al relajamiento de los esfuerzos de contracción plástica alrededor de las partículas del agregado.

A pesar de todas las ventajas ya expuestas, el revibrado en nuestro medio es poco usual, debiéndose esto a que implica un paso adicional en el proceso de colado y, consecuentemente, un incremento en el costo. Además, se debe tener un cuidado especial en no aplicar el revibrado demasiado tarde ya que puede dañar el concreto.

F. VERIFICACION DE LA TEMPERATURA AMBIENTE

Las temperaturas tienen un efecto muy importante en la velocidad de endurecimiento del concreto. Cuando la colocación del concreto se realiza en climas extremos, esta se debe planear con todo cuidado para poder contrarrestar los efectos negativos que sobre el concreto, sobre todo a edades tempranas, se puedan tener.

a) Colocación en clima frío

En nuestro país es muy raro encontrar climas extremadamente fríos, si acaso, en determinadas épocas del año en el norte y eso no comparables con los extremos de los Estados Unidos.

Por la razón antes indicada, únicamente mencionaremos la siguiente recomendación: en climas fríos cuya temperatura promedio es superior a los 4.5°C (diario), solo se necesita proteger al concreto del congelamiento las primeras 24 horas, debiéndose procurar, por indeseable, no realizar colados con temperaturas abajo de los 4.5°C. Para casi todas las clases de construcción, la temperatura óptima para colocar el concreto es alrededor de los 16.5°C. Para quienes estén interesados en profundizar sobre este tema, se recomienda consultar la "Práctica Recomendada para la Colocación del Concreto en Clima Frío" (ACI 306-66).

b) Colocación de concreto en clima cálido

Los climas calurosos sí son frecuentes en la República Mexicana, siendo por ello que sobre el estudio de este aspecto, se ha profundizado más.

Hay algunos problemas especiales en la colocación del concreto en clima cálido, causados tanto por la alta temperatura del concreto como por la mayor vaporación en la mezcla fresca. Estos problemas son relativos al mezclado, la colocación y el estado del concreto.

Una mayor temperatura en el concreto fresco produce una hidratación más rápida, conduciendo, consecuentemente, a un fraguado acelerado y una resistencia más baja del concreto endurecido.

Una evaporación rápida puede causar contracción plástica y agrietamiento superficial y el enfriado posterior del concreto endurecido introduce esfuerzos de tensión.

Otras complicaciones adicionales son las siguientes: la inclusión de aire es más difícil, y cuando puede mediarse con grandes cantidades de un agente incluser el agua de curado tiende a evaporarse rápidamente.

Hay varias medidas correctivas que pueden tomarse. En primer lugar, el contenido de cemento debe mantenerse tan bajo como sea posible, a fin de que el calor de la hidratación no agrave indebidamente los efectos de la alta temperatura ambiente. La temperatura del concreto fresco puede bajarse al enfriar previamente uno o varios de los ingredientes de la mezcla. Por ejemplo, puede usarse hielo en vez de una parte del agua de la mezcla, pero es esencial que el hielo se haya derretido completamente antes de que el mezclado se complete. Es más difícil enfriar el agregado y, debido al bajo calor específico de la piedra, resulta menos efectivo. Todos los materiales que se usen deben protegerse de los rayos solares. También puede colarse de noche, y en algunas ocasiones se recomienda no usar cemento de resistencia rápida.

La temperatura del concreto entregado en la obra, debe ser tan baja como sea posible; se especifica con frecuencia un límite superior de 29°C.

Todas las superficies de contacto se deben humedecer antes que el concreto sea colocado, compactado, terminado y curado.

Para reducir la evaporación, el concreto deberá ser protegido del aire a elevadas temperaturas y del secado por viento, mediante un curado apropiado.

Se debe dar el acabado correspondiente lo más rápidamente posible, y cuando el concreto está listo para el acabado final, se descubre solamente la pequeña sección que queda inmediatamente adelante de los operarios que hacen el terminado y se cubre de inmediato una vez realizado, procurando que la cubierta se encuentre húmeda.

G. CURADO

A fin de obtener un buen curado, la colocación de la mezcla, apropiada, debe ir seguida de un curado en un ambiente adecuado durante las etapas tempranas de endurecimiento.

El nombre de curado se le dá al proceso para promover la hidratación del cemento, y consiste en controlar la temperatura y los movimientos de humedad hacia adentro y afuera del concreto.

La necesidad de curado procede de que la hidratación del cemento solamente puede tener lugar en capilares llenos de agua. Por esta razón debe prevenirse la pérdida de agua capilar por evaporación. Mas aún, el agua que se pierde internamente por desecación propia debe ser reemplazada por agua del exterior, o sea, que debe hacerse posible el ingreso de agua en el concreto.

En lo que sigue daremos tan solo una lista de los diferentes medios de curado, ya que los procedimientos reales que se usan varían ampliamente y dependen de las condiciones de la obra y del tamaño, la forma y la posición del elemento por curar.

Puede decirse que existen dos procedimientos básicos para mantener la humedad del concreto, a saber:

- a) Evitar la evaporación aplicando un material impermeable sobre la superficie.

b) Reponer el agua evaporada mediante aplicación adicional.

Para el curado de superficies horizontales se puede recurrir a los siguientes medios:

- 1o. Mantener en las mismas condiciones el material o producto empleado en el curado inicial durante el tiempo especificado para el curado final. Se entiende por curado inicial al que se realiza inmediatamente después del acabado, recubriendo la superficie con un material que impida la evaporación, de preferencia una tela o papel absorbente que se mantenga saturado de un día para otro o un compuesto líquido que forme una membrana impermeable.
- 2o. Aplicar una capa de 5 cm. de arena o tierra, manteniéndola saturada.
- 3o. Aplicar una capa de 7.5 cm. de heno, pasta o paja, manteniéndola saturada.
- 4o. Colocar láminas impermeables de plástico o papel de color claro.
- 5o. Recubrir con un compuesto líquido de calidad aprobada que forme una membrana impermeable. Si la superficie está expuesta al sol, el compuesto debe ser de color blanco.

Algunas especificaciones recomiendan que para concretos fabricados con cemento tipo I, II y V se mantenga la humedad por lo menos 7 días; mientras que para los concretos elaborados con cemento tipo IV o una combinación de cemento y puzolanas, se mantenga por lo menos 14 días.

BIBLIOGRAFIA

1. ADMINISTRACION DE EMPRESAS

Depto. de Ingeniería Civil, Topografía y Geodésica
Sección de Construcción
Facultad de Ingeniería, UNAM

2. INTRODUCCION AL PROCESO CONSTRUCTIVO

Depto. de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica
Sección de Construcción
Facultad de Ingeniería, UNAM
1977

3. TECNOLOGIA DEL CONCRETO

Tomo I
A.M. Neville
Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C.
1977

4. SUPERVISION DE OBRAS DE CONCRETO

Arq. Jorge García Bernardini
Instituto Mexicano del Cemento
y del Concreto, A.C. 1976

5. ADVANCED BUILDING CONSTRUCTIONS SYSTEMS

Slip Form Construction of Building
Charles J. Pan Kow

6. PRACTICA RECOMENDADA PARA LA MEDICION, MEZCLADO, TRANSPORTE Y COLOCACION DEL CONCRETO

Instituto Mexicano del Cemento
y del Concreto, A.C. 1974

**ANALISIS DE PRECIO UNITARIO PARA CONCRETO REFORZADO EN LOSA DE 15 CM.
DE ESPESOR, CON UNA F'C = 240 KG/CM² Y ACERO DE ALTA RESISTENCIA
F_s = 2000 KG/CM², POR METRO CUBICO DE CONCRETO.**

DATOS BASICOS:

El concreto se fabricará a pie de obra utilizando una revolvedora 6S. La obra se ejecutará en el Distrito Federal, sin condiciones severas de temperatura.

Se aceptará únicamente un 20% de valores de resistencia abajo de la de proyecto.

El espesor de la losa es de 15 cm. y sus dimensiones son de 8 x 6 m.

Se utilizarán 7.5 Kg. de acero por metro cuadrado de losa.

La distancia libre entre varillas es de 5.3 Cm.

El colado se hará en un segundo nivel a 5 M. de altura sobre el piso de la calle.— La altura de la cimbra será de 2.50 M.

Las condiciones de mezclado y colocación del concreto, consistirán en el pesado de todos los materiales control de la granulometría y del agua, tomando en cuenta la humedad de los agregados en el peso de la grava y en la arena y en la cantidad de agua. La supervisión será continua.

De las pruebas de laboratorio se encontraron los siguientes valores en los materiales que intervienen:

MATERIAL	PESO ESPECIFICO	PESO VOL. COMPACTO	HUMEDAD TOTAL%	ABSORCION %	MF.
Cemento	3.13	1540	—	—	—
Grava	2.38	1590	2.5	1.5	—
Arena	2.45	1600	3.5	2.0	2.6

El cemento usado será tipo III (R. R.)

El análisis lo vamos a hacer considerando los recursos que intervienen en cada uno de estos tres aspectos:

a).— Concreto (Proporcionamiento, costo de materiales, costo de mano de obra y equipo de mezclado y colocación, vibrado y herramientas).

b).— Acero (costo material, obra de mano en habilitado y armado, herramienta).

c).— Cimbra (Costo materiales, obra de mano y herramienta).

a).-- CONCRETO.

a-1).-- Proporcionamiento

Volumen de concreto por colar:

$8 \times 6 \times 0.15 = 7.2 \text{ M}^3$, que es el concreto por colar. Sabiendo que las dimensiones de la losa son de $8 \times 6 \text{ M}$. y el espesor es de 0.15 M .

Se tomarán 2 muestras de concreto. De la tabla 3.3 y de acuerdo con la condiciones indicadas:

$$V = 7 \text{ a } 8\% \quad \text{Consideremos } 8\%$$

De la tabla 4, para 2 muestras y probabilidad de 2 en 10

$$T = 1.376$$

$$f_{cr} = \frac{f'_c}{1 - tV} = \frac{240}{1 - (1.376 \times 0.08)}$$

$$f_{cr} = \frac{240}{1 - 0.11} = \frac{240}{0.89} = 269.66$$

Consideramos $f_{cr} = 270 \text{ Kg/Cm}^2$.

PASO I.-- Determinación del revenimiento

De la tabla 1: De 2 a 8 Cm.

PASO II.-- Determinación del tamaño máximo del agregado.

Por especificación $0.75 d = 0.75 \times 5.3 = 3.975 \text{ Cm}$.

Consideramos; 40 mm.

(1) REVENIMIENTO Y TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO.— Las tablas 1 y 2 presentan limitaciones recomendadas para el revenimiento y el tamaño máximo del agregado. Como se ha dicho, deben usarse mezclas con la consistencia más seca que pueda colocarse eficientemente. Siempre deben evitarse las mezclas agudadas; son difíciles de colocar sin segregación y casi siempre producen concreto débil y falta de durabilidad.

Dentro de los límites de la economía, debe usarse el máximo del tamaño de agregado permisible, ya que el uso del mayor tamaño de agregado permite una reducción en las cantidades de agua y de cemento. Sin embargo, el tamaño máximo no debe ser mayor que la quinta parte de la dimensión más estrecha entre los lados de la cimbra ni mayor que las tres cuartas partes del espaciamiento mínimo entre las barras de refuerzo. Pueden usarse tamaños menores por razones económicos o cuando no se disponga de otros mayores.

PASO III.-- Cantidad de agua de la mezcla.

Se usará concreto sin inductor de aire

De la tabla 2; $A = 175 \text{ Kg}$.

$A =$ Cantidad de agua en Kg.

Contenido de aire 1%

(2) ESTIMACION DE LA CANTIDAD TOTAL DE AGUA.— La cantidad de agua requerida por unidad de volumen de concreto para producir una mezcla de la consistencia deseada depende del tamaño máximo, la forma de la partícula y la granulometría de los agregados, y de la cantidad de aire incluido. Es relativamente independiente de la cantidad de cemento. Pueden encontrarse indicaciones sobre las granulometrías aceptables en las recomendaciones de organizaciones tales como: American Society for Testing and Materials (ASTM), American Association of State Highway Officials, Federal, Specifications Board, y en los requisitos de organismos locales tales como departamento de carreteras estatales, municipales y ciudadanos.

PASO IV.-- Relación agua - cemento vs resistencia.

De la tabla 3 (a)

Para 250 Kg/Cm^2

Para 300 " " "

+0.62

-0.55

0.07 Para 50 Kg .

$$\text{Para } 10 \text{ Kg/Cm}^2 \quad \frac{=0.07}{5} = 0.014$$

$$\text{Para } 250 \text{ Kg/Cm}^2 \quad = 0.620$$

$$\text{Pero como } 20 \text{ Kg/Cm}^2 = 0.014 \times 2 = \frac{0.028}{\quad}$$

$$\text{Para } 270 \text{ Kg/Cm}^2 \quad = 0.592$$

$$\frac{A}{C} = 0.592$$

A = Cantidad de agua en Kg.

C = Cemento en Kg.

(3) SELECCION DE LA RELACION AGUA-CEMENTO.— Los requisitos de calidad del concreto, pueden establecerse en términos de durabilidad y resistencia mínimas, o, frecuentemente, de un mínimo de consumo de cemento. Puesto que la durabilidad del concreto depende de muchas variables que incluyen el mezclado, colocación, curado, calidad de los ingredientes, etc., debe seleccionarse el proporcionamiento que permita obtener una pasta del cemento de calidad adecuada para resistir las condiciones de exposición previstas. Entonces, el control adecuado de los otros factores asegura un concreto durable.

Como se mencionó antes, la inclusión de aire es de gran ayuda para lograr un concreto durable y debe usarse siempre que se esperen condiciones severas de exposición al medio ambiente. Cuando el concreto vaya a quedar expuesto a la acción de los sulfatos, se debe usar cemento resistente a los sulfatos (preferiblemente tipo V o, en su defecto, tipo II).

PASO V.— Consumo de cemento.

$$A = 175 \text{ L.} = 175 \text{ Kg. de agua}$$

$$\frac{A}{C} = 0.592$$

$$C = \frac{175}{0.592} = 295.6 \text{ Kg/M}^3$$

Consideramos 296 Kg/M³

PASO VI.— Cantidad de grava.

De la tabla 4: Volúmen unitario = 0.73

Sabiendo que el módulo de finura de la arena es de 2.60 y su peso volumétrico es de 1.590 Kg/M³

Por lo tanto:

$$0.73 \times 1.590 = 1.160.7 \text{ Kg/M}^3 = 1.161 \text{ Kg/M}^3$$

PASO VII.— Determinación del peso de la arena.

$$\text{Agua - Vol.} = \frac{175}{1000} = 0.175 \text{ m}^3 \text{ volúmen abs.}$$

$$\text{Cemento - Vol.} = \frac{296}{3.13 \times 1000} = 0.095 \text{ M}^3 \text{ volúmen abs.}$$

(3.13 = Peso específico del cemento)

$$\text{Grava - Vol.} = \frac{1161}{2.38 \times 1000} = 0.488 \text{ M}^3 \text{ volúmen abs.}$$

(2.38 = P.E. de la grava)

$$\text{Aire atrapado} = 1\% \quad \frac{0.010 \text{ M}^3 \text{ volúmen abs.}}{0.768 \text{ M}^3}$$

SUMA

$$\text{Vol. abs. de arena} = 1.000 - 0.768 = 0.232 \text{ M}^3$$

$$\text{Peso requerido de arena seca} = \text{Vol. abs. de arena} \times \text{P.E. arena} \times 1000$$

$$\text{Peso requerido de arena seca} = 0.232 \text{ M}^3 \times 2.45 \times 1000 = 568.4 \text{ Kg}$$

Consideramos 568 Kg.

PROPORCIONAMIENTO	VOL. ABSOLUTO	PESO
Agua.	0.175	175 Kg
Cemento	0.095	296 Kg
Grava (seca)	0.488	1161 Kg
Arena (seca)	0.232	568 Kg
Aire atrapado.	0.010	---
SUMA =	1.000	2,200 Kg.

PASO VIII.— Correcciones por humedad y absorción:

Por humedad:

$$\text{Grava (Húmeda)} = 1161 \times 1.025 = 1190.025 = 1190 \text{ Kg}$$

$$\text{Arena (húmeda)} = 568 \times 1.035 = 587.88 = 587.9 \text{ Kg}$$

$$\text{Agua superficial contiene agregado grueso: } 2.5 - 1.5 = 1\%$$

$$\text{Agua superficial contiene agregado fino: } 3.5 - 2.0 = 1.5\%$$

NOTA: De la tabla de la primera hoja:

$$2.5\% = \text{humedad total de la grava}$$

$$3.5\% = \text{humedad total de la arena}$$

$$1.5\% = \text{absorción de la grava}$$

$$2.0\% = \text{absorción de la arena.}$$

Agua necesaria:

$$1161 \text{ Kg} = \text{Peso de la grava seca}$$

$$568 \text{ Kg} = \text{Peso de la arena seca}$$

$$175 \text{ L.} = \text{Cantidad de agua sin corrección.}$$

$$\text{Agua necesaria} = 175 - (0.01 \times 1161 + 0.015 \times 568)$$

$$= 175 - (11.61 + 8.52).$$

$$= 175 - (20.13) = 154.67 \text{ L.}$$

Consideramos 155 Lt.

Proporcionamiento final: (en peso)

$$\text{Agua} = 155 \text{ Kg}$$

$$\text{Cemento} = 296 \text{ Kg}$$

$$\text{Grava} = 1190 \text{ Kg}$$

$$\text{Arena} = 587.9 \text{ Kg}$$

$$\hline 2228.9 \text{ Kg}$$

a-2) COSTO MATERIALES QUE INTERVIENEN EN EL CONCRETO

Cemento Tipo III (R.R.)

Ver análisis pag. 16 Factores de Consistencia

Costo = \$ 680.00 /Ton.

Grava y Arena:

Costo de material

-Incluyendo flete en el D.F.	\$ 140.00/m ³
Desperdicio 6%	\$ 8.40/m ³
	<hr/>
	\$ 148.40/m ³

Suponemos que en este caso no nos cuesta el agua.

Costo cemento por m ³ concreto:	
\$ 680.00 /Ton x 0.296 Ton. /m ³	= \$201.28
Costo grava por m ³ concreto:	
(\$ 148.90/m ³ ÷ 1.59 Ton/m ³) x 1190.0 kg.	=
= \$ 93.33 Ton x 1.190 Ton	= \$ 111.06
Costo arena por m ³ concreto:	
(\$ 148.40/m ³ ÷ 1.6 Ton./m ³) x 587.9 kg.	=
= \$ 92.75 Ton x 0.5879 Ton.	= \$ 54.52
Costo materiales por m ³ de concreto	= \$ 366.86/m ³

a-3) COSTO DEL EQUIPO DE MEZCLADO

Revolvedora 6S

Analizamos su costo horario y nos dá: \$ 63.75/hora
incluyendo operador.

La producción horaria de esta mezcladora es:

Capacidad: $6 \times (0.305)^3 = 0.170 \text{ m}^3$

$$R = \frac{V \times 60 \times \text{ef}}{t}$$

Consideramos un factor de eficiencia de 0.75 y un tiempo de mezclado de 2 minutos.

$$R = \frac{0.170 \text{ m}^3 \times 60 \times 0.75}{2} = 3.83 \text{ m}^3/\text{hora.}$$

El volumen de la losa se colaría en un poco más de una hora, así que necesitamos una sola revolvedora.

$$\frac{7.2}{3.83} = 1.88 \text{ hora} = 1 \text{ hora } 53 \text{ minutos}$$

$$\text{Costo equipo revolutura: } \$63.75 / \text{hora} \div 3.83 \text{ m}^3/\text{hora} = \$14.03/\text{m}^3$$

a-4) MANO DE OBRA EN FABRICACION, MEZCLADO Y COLOCACION DE CONCRETO

Considerando transporte del concreto con malacate y canaletas por estar en un segundo piso, el personal necesario es:

Peones:	$3.83 \text{ m}^3 / \text{hora} \times 2.30 = 8.8 \text{ personas}$
Cabos:	$3.83 \text{ m}^3 / \text{hora} \times 0.22 = 0.8 \text{ personas}$
Operador de malacate:	$3.83 \text{ m}^3 / \text{hora} \times 0.22 = 0.8 \text{ personas}$
	<hr/>
	10.4 personas

Consideramos 11 personas:

9 peones, 1 cabo y un operador de malacate.

Los distribuimos en la forma siguiente:

Peón acarreado agua y cemento a la rev.	=2
Peones acarreado grava y arena	=3
Peones cargando botes abajo	=2
Peones distribuyendo y nivelando el concreto	=2
Para el D.F. consideramos peones a \$ 106.40	} (977)
Cabo y operador malacate a \$ 118.10	

Total por día trabajado: (factor 1.53 para salario mínimo y 1.48 para salarios mayores que el mínimo)

Peón: \$162.79

Cabo y Op: \$174.79

Costo mano de obra:

9 peones x \$162.79 = \$1,465.11

2 (cabo y op) x \$174.79 = \$349.58

\$1,814.69/Turno

Considerando un rendimiento del personal del 75% en turno de 8 horas.

$8 \times 0.75 = 6$ horas efectivas por turno.

Mezclado y colocación por m^3

$\frac{\$1,814.69/\text{Turno}}{6 \text{ horas} / \text{Turno} \times 3.83 \text{ m}^3/\text{hora}} = \$78.97/\text{m}^3$

Costo mano de obra mezclado y colocación concreto: \$78.91/ m^3

a-5)

HERRAMIENTA

Consideramos un 10% de la obra de mano (varía de 5 a 20%).

$78.97 \times 0.10 = \$7.90/\text{m}^3$

Costo herramienta = \$7.90/ m^3

a-6)

VIBRADO DE CONCRETO

Costo horario del vibrador incluyendo operación = \$36.15/hora.

Rendimiento igual al del colado.

Costo Vibrado. = $\frac{\$36.15/\text{hora}}{3.83 \text{ m}^3/\text{hora}} = \$9.43/\text{m}^3$

a-7)

CURADO DEL CONCRETO

Costo curaceto: \$10.00/litro

Rendimiento por litro incluyendo desperdicios = 5.00 $m^2/1$.
(varía entre 4 y 6 m^2).

Para 15 cm. de espesor:

$5.00 \text{ m}^2 \times 0.15 \text{ m} = 0.75$

Costo curado por $m^3 = \$10.00/1 \div 0.75 \text{ m}^3/1$.

= \$13.33/ m^3

Costo del curado = \$13.33/ m^3

RESUMEN DEL COSTO DE CONCRETO

a-2 Materiales	\$ 366.86/ M^3
a-3 Equipo	\$ 14.03 •
1-4 Mano de obra	\$ 78.97 •
a-5 Herramienta	\$ 7.90 •
a-6 Vibrado	\$ 9.43 •
a-7 Curado	\$ 13.33 •

a) COSTO CONCRETO HECHO EN OBRA: \$ 490.52/ M^3

b) ACERO

b-1) Material

Del ejemplo No. 1 (Factores de consistencia), actualizado a Enero 1977.

Costo material puesto en obra por ton. = \$7.180.00/Ton.

Cantidad de acero necesario por M² de losa = 7.50 Kg

Material por M² de losa = 7.50 Kg/M² x \$ 7.18/Kg. = \$53.85/M²

b-2) Obra de mano (corte, habilitado y colocación)

Costo obra de mano por tonelada = \$1,754.92/ton. accro

Ejemplo No. 7

Obra de mano por M² de losa = \$1.75/Kg. x 7.50 Kg/M² = \$13.12/M²

b-3) Herramienta

Se representa como un porcentaje de la obra de mano, varía entre 5% y 10%; usaremos 8%

Herramienta por m² losa = 0.08 x 13.12 = \$ 1.05/m²

RESUMEN ACERO POR M2 DE LOSA

b-1) Material	\$ 53.85
b-2) Obra de Mano	\$ 13.12
b-3) Herramienta	\$ 1.05
SUMA	\$ 68.02/M ²

Para 15 cm. de espesor: \$ 68.02/0.15 = \$ 453.47/M³.

COSTO ACERO = \$ 453.47/M³ DE CONCRETO

c) CIMBRA

c-1) Materiales

Daremos cantidades aproximadas de madera, clavo y aceite o diesel, necesarios por M² de losa, sin incluir trabes.

Madera (Núm. de pies tablón necesario). Por metro cuadrado de losa.

Ducla 1" Tablero, superficie contacto = 3.28' x 3.28' x 1" = 10.76 P. T.

Polín 3" x 4" Largueros (madrinas a cada 80 cm) = 3" x 4" x 3.28' x 1.25/12 = 4.10

Polín 4" x 4" Pies derechos a cada 1.25 mts. 4" x 4" x 8-1/4' x 1.00 = 11.00

Contraventeo pies derechos: 10% 0.10 x 11.00 P. T. = 1.10

Calzas, uniones, etc. estimado: = 1.00

SUMA = 27.96 P. T.

Desperdicios 10% = 0.10 x 27.96 P. T. = 2.80

Suma por M² inc. desperdicios = 30.76 P. T.

No. de usos = 6 usos (varía entre 4 y 10 usos)

No. de pies tablón por uso = 30.76/6 = 5.13 P. T./uso

Costo P. T. en el D. F. = \$ 9.50 (enero 1977)

Madera por M² de losa = 5.13 X \$ 9.50 \$ 48.73

(NOTA: En este ejemplo, consideramos que la madera y demás materiales empleados en las rampas, andamios y pasarelas, se involucra en los costos indirectos, así como la obra de mano para fabricarlos).

Clavo:

Cantidad clavo necesaria/M² losa = 0.50 Kg.
(varía entre : 0.2 y 0.8 Kg/M²)

Costo clavo por kilo = \$ 30.00 (enero 1977)
(varía según longitud)

Clavo por M² de losa = \$ 30.00 x 0.50 = \$ 15.00

Áceite quemado:

Se emplea para la protección de la madera

Costo por litro = \$ 1.50

No. de litros por M² de losa = 1.0 lt.

(Varía entre: 0.50 y 2.00 lts.)

Áceite quemado por M² losa = 1.0 x \$ 1.50 = \$ 1.50

Suma c-1) Materiales por M² de losa = \$ 65.23

c-2) Obra de mano

Costo cimbrado y descimbrado/M² = \$ 50.52 (Ejemplo No. 8)

Por M² de losa = 1.00 x \$ 50.52 = \$ 50.52

c-3) Herramienta

Porcentaje de la obra de mano.

Varía entre el 1% y 5%, usaremos 2%

Herramienta por M² de losa = 0.02 x \$ 50.52 = \$ 1.01

Resúmen cimbra por M² de losa.

c-1) Materiales \$ 65.23

c-2) Obra de Mano \$ 50.52

c-3) Herramienta \$ 1.01

S U M A..... \$ 116.76

Para 15 cm. de espesor: \$ 116.76/0.15 = \$ 778.40

COSTO CIMBRA = \$ 778.40

COSTO DIRECTO DEL METRO CUBICO DE CONCRETO HECHO EN OBRA

a) CONCRETO	:	\$	490.52/M ³
b) ACERO	:	\$	453.47/M ³
c) CIMBRA	:	\$	778.40/M ³
		\$	<u>1,722.39/M³</u>

COSTO DIRECTO	\$ 1,722.39/M ³
INDIRECTOS (30% C. D.)	\$ <u>516.72/M³</u>
COSTO UNITARIO	\$ 2,239.11/M ³
UTILIDAD (15 % C.U.)	\$ <u>335.87/M³</u>
PRECIO UNITARIO	\$ 2,574.98/M ³

TABLAS PARA PROPORCIONAMIENTO DE CONCRETO HIDRAULICO

TABLA 1. Revenimientos recomendados para diversos tipos de construcciones

Tipo de construcción	Revenimiento, cm	
	Máximo	Mínimo
Zapatas y muros de cimentación reforzados	8	2
Zapatas, capones y muros de sub-estructura no reforzados	8	2
Vigas y muros reforzados	10	2
Columnas de edificios	10	2
Losos y pavimentos	8	2
Concreto en masa	5	2

*Se puede incrementar en 2 cm cuando se utilicen métodos de consolidación diferentes de la vibración.

TABLA 2. Requisitos aproximados de agua de la mezcla y contenidos de aire para diferentes revenimientos y tamaños máximos de agregado*

Revenimiento cm	Agua en kilogramos por metro cúbico de concreto para los tamaños máximos de agregado indicados						
	10 mm	13 mm	20 mm	25 mm	40 mm	50 mm	75 mm
Concreto sin aire incluido							
3 a 5	205	200	185	180	160	155	145
6 a 10	225	215	200	195	175	170	160
15 a 18	240	230	210	205	185	180	170
Contenido de aire, por ciento	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3
Concreto con aire incluido							
3 a 5	180	175	165	160	145	140	135
6 a 10	200	190	180	175	165	155	150
15 a 18	215	205	190	185	170	165	160
Contenido de aire, por ciento	8	7	6	5	4.5	4	3.5

*Estas cantidades de agua de la mezcla deben usarse en el cálculo de factores de cemento para revoluturas de prueba. Son los máximos para concreto con agregado grueso angular de buena forma, graduado dentro de los límites aceptados por las especificaciones.

Los valores del revenimiento para concreto con agregado grueso de 40 mm se basan en pruebas de revenimiento hechas después de retirar las partículas mayores de 40 mm por lavado.

TABLA 3. (a) Correspondencia entre la relación agua/cemento y la resistencia del concreto a la compresión

Resistencia a la compresión a 28 días, kg/cm ² *	Relación agua/cemento, en peso	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
450	0.38	—
400	0.43	—
350	0.48	0.45
300	0.55	0.48
250	0.62	0.53
200	0.70	0.61
150	0.80	0.71

*Los cifras indican resistencias promedio estimadas para concretos que contienen aire en porcentajes no mayores que los mostrados en la Tabla 5.2.3. Para una relación agua/cemento constante la resistencia del concreto se reduce a medida que el contenido de aire se incrementa.

La resistencia está basada en cilindros de 15 x 30 cm, sometidos a carga máxima durante 28 días ± 17°C, de acuerdo con la Sección 9(b) de la norma ASTM C39, "Fabricación y Curado en el Curapo de Especímenes de Concreto para Pruebas de Compresión y Flexión". La resistencia en cubos es aproximadamente un 25% más alta. Los relaciones suponen un tamaño máximo de agregado de 20 a 25 mm para cubos. Para una procedencia determinada, la resistencia producida por una relación agua/cemento dada debe aumentarse cuando disminuya el tamaño máximo de agregado. Véanse las Secciones 3.4 y 5.2.2.

TABLA 4. Volumen de agregado grueso por volumen unitario de concreto

Tamaño máximo de agregado, mm	Volumen de agregado grueso*, seco y compactado con varilla, por volumen unitario de concreto para diferentes módulos de finura** de la arena			
	2.40	2.60	2.80	3.00
10	0.50	0.48	0.46	0.41
13	0.59	0.57	0.55	0.50
20	0.66	0.64	0.62	0.56
25	0.71	0.69	0.67	0.61
40	0.75	0.73	0.71	0.65
50	0.78	0.76	0.74	0.68
75	0.81	0.79	0.77	0.71
150	0.87	0.85	0.83	0.77

*Los volúmenes están basados en agregados en condición "seco y compactado con varilla" como se describe en ASTM C29, "Peso Unitario de Agregados".

Esos volúmenes se han seleccionado de relaciones empíricas que producen los mejores resultados con grados de manejabilidad convenientes para la construcción normal. Para concretos menos manejables, tales como los que se requieren en la construcción de pavimentos de concreto, estas valores se pueden incrementar en un 10%. Para concretos más manejables, como los que se requieren cuando la construcción se realiza en un 10%.

TABLA 17-1 MANO DE OBRA EXPRESADA EN HORAS-HOMBRE, REQUERIDA PARA LA FABRICACION Y COLOCACION DE UN METRO CUBICO DE CONCRETO (+)

MEZCLADORA MUELO	METODO DE MANEJO DE LOS MATERIALES Y CONCRETO	TRABAJO DE FUNDIS	CABOS	OPERADOR DE MEZCLADORA	OPERACION DE MALACATE	OPERADOR DE GRUA	CARPINTERO
COLADOS DE GRANDES MASAS DE CONCRETO (CIMENTACIONES, PRESAS, PILASTRAS, ETC.)							
10S	Cucharón de almeja, grúa y bota.	1.2	0.13	0.12	0.12	0.12	0.12
20S	Cucharón de almeja, grúa y bota.	0.85	0.095	0.071	0.071	0.071	0.71
COLADOS EN ESTRUCTURAS DE EDIFICACIONES Y SIMILARES							
Ninguna	A mano	4.25	0.43				
6S	Carretillas de mano	2.95	0.22				
6S	Molcote y conolotas	2.30	0.22		0.22		
11S	Carretillas de mano	2.60	0.16	0.16			0.16
11S	Molcote y conolotas	2.30	0.16	0.16	0.16		0.16
14S	Carretillas de mano	2.60	0.13	0.13			0.13
14S	Molcote y conolotas	2.30	0.13	0.13	0.13		0.13
16S	Carretillas de mano	2.60	0.13	0.13			0.13
16S	Carretilla conolotas (Vaque)	2.50	0.13	0.13			0.13
16S	Cucharón de almeja molcote y "vaque"	2.00	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
28S	Cucharón de almeja molcote y "vaque"	2.00	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10

(+) Estos valores deberán considerarse como índices, y para convertirlos a datos prácticos, deberán afectarse de los correspondientes factores de rendimiento de trabajo, y los derivados del criterio de calificación racional de la mano de obra, de acuerdo con lo consignado en la Sexta Parte de este Manual.

TABLA 17-7 LABOR EXPRESADA EN HORAS-HOMBRE, REQUERIDA PARA HACER 100 GANCHOS O DOBLECES EN FIERRO DE REFUERZO. (+)

DIAMETRO DE LA VARILLA EN PULGADAS	TRABAJO A MANO		TRABAJO CON MAQUINA	
	doblez	gancho	doblez	gancho
1/2" o menor	3	4.5	1.2	1.9
de 5/8" a 7/8"	3.8	6	1.5	2.3
de 1" a 1 1/8"	4.5	7.5	1.9	3.0
1 1/4" a 1 1/2"	5.5	9	2.3	3.75

(+) El trabajo de cortado usualmente requiere un promedio de 2 horas por cada 100 cortes efectuados.

TABLA 17-8 LABOR REQUERIDA, EN HORAS-HOMBRE, PARA LA COLOCACION Y ARMADO DE 100 VARILLAS DE REFUERZO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO. (+)

DIAMETRO DE LA VARILLA	LONGITUD DE LA VARILLA		
	Igual o menor a	de 3 a 6 m.	de 6 a 9 m.
	3.0 m.		
1/2" o menor	4.8	6	7
de 5/8" a 7/8"	5.8	7.3	8.3
de 1" a 1 1/8"	6.8	8.5	10
1 1/4" a 1 1/2"	7.8	10	12

(+) El trabajo de colocación incluye silietas, espaciadores, colocación y amarre con alambra.

$$f_{cr} = \frac{f_c}{(1 - V)} \quad (7)$$

donde:

f_{cr} = resistencia promedio requerida.

f_c = resistencia de proyecto especificada.

t = constante que depende de la proporción de resultados inferiores a f_c y del número de muestras empleadas para calcular el coeficiente de variación V . (Véase la Tabla 4)

V = coeficiente de variación expresado como fracción.

TABLA 4.—VALORES DE t

Número de muestras menos 1**	Porcentaje de ensayos que caen dentro de los límites $\bar{x} \pm t \sigma$							
	50	60	70	80	90	95	98	99
	Probabilidades de caer debajo del límite inferior							
	25 en 10	2 en 10	1.5 en 10	1 en 10	1 en 20	1 en 50	1 en 100	1 en 200
1	1.000	1.250	1.463	1.678	1.874	2.057	2.227	2.387
2	0.818	1.021	1.195	1.356	1.501	1.632	1.750	1.857
3	0.665	0.838	0.980	1.105	1.212	1.301	1.375	1.437
4	0.541	0.681	0.790	0.878	0.947	1.000	1.041	1.072
5	0.437	0.545	0.625	0.688	0.737	0.776	0.807	0.831
6	0.354	0.435	0.490	0.530	0.561	0.585	0.604	0.619
7	0.287	0.345	0.385	0.415	0.437	0.454	0.468	0.479
8	0.233	0.275	0.305	0.325	0.341	0.353	0.363	0.371
9	0.189	0.225	0.245	0.260	0.271	0.279	0.286	0.291
10	0.153	0.185	0.200	0.211	0.219	0.225	0.230	0.234
15	0.091	0.115	0.125	0.131	0.135	0.138	0.141	0.143
20	0.057	0.075	0.080	0.083	0.085	0.087	0.088	0.089
25	0.034	0.045	0.048	0.050	0.051	0.052	0.053	0.053
30	0.023	0.030	0.031	0.032	0.032	0.033	0.033	0.033
∞	0.014	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018	0.018

TABLA 3.2 Resistencia de cilindros de concreto (Resistencia a los 28 días de cilindros de 15 x 30 cm)

No.	Resistencia kg/cm ²	No.	Resistencia kg/cm ²	No.	Resistencia kg/cm ²	No.	Resistencia kg/cm ²
1	247	26	265	51	236	76	204
2	249	27	279	52	236	77	208
3	241	28	314	53	211	78	203
4	197	29	308	54	261	79	205
5	252	30	293	55	243	80	198
6	252	31	253	56	243	81	277
7	241	32	239	57	249	82	253
8	197	33	246	58	251	83	253
9	304	34	268	59	261	84	251
10	276	35	300	60	277	85	224
11	249	36	266	61	233	86	266
12	332	37	251	62	249	87	271
13	348	38	288	63	249	88	216
14	241	39	277	64	267	89	216
15	249	40	268	65	211	90	251
16	194	41	267	66	238	91	263
17	236	42	257	67	253	92	229
18	233	43	267	68	241	93	217
19	208	44	227	69	246	94	227
20	231	45	236	70	246	95	193
21	261	46	257	71	253	96	204
22	304	47	273	72	211	97	193
23	288	48	268	73	217	98	207
24	308	49	257	74	213	99	187
25	281	50	270	75	224	100	193

Promedio $\bar{x} = 247 \text{ kg/cm}^2$
 Desviación estándar $\sigma = 32.7 \text{ kg/cm}^2$
 Coeficiente de variación $V = 32.7/247 = 13.2\%$

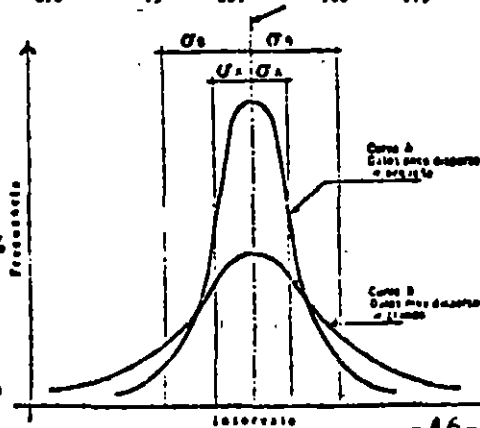


Figura 3.2 Distribuciones simétricas

TABLA 3.3 Coeficientes de variación de concreto en consecuencia a distintos grados de control en la fabricación

Condiciones de mezclado y colocación	Control	Coefficiente de variación, V por ciento
Agregados secos, granulometría precisa, relación exacta agua/cemento, y temperatura controlada de curado. Supervisión continua.	De laboratorio	5 - 6
Pesado de todos los materiales, control de la granulometría y del agua, tomando en cuenta la humedad de los agregados en el peso de la grava y la arena y en la cantidad de agua. Supervisión continua.	Excelente	7 - 8
Pesado de todos los materiales, control de granulometría y de la humedad de los agregados. Supervisión continua.	Bueno	10 - 12
Pesado de los agregados, control de la granulometría y del agua. Supervisión frecuente.	Muy bueno	13 - 15
Pesado de los materiales. Contenido de agua verificado a menudo. Verificación de la trabajabilidad. Supervisión intermitente.	Bueno	16 - 18
Proporcionamiento por volumen, considerando el cambio en volumen de la arena por la humedad. Cemento pesado. Contenido de agua verificado en la mezcla. Supervisión intermitente.	Regular	20
Proporcionamiento por volumen de todos los materiales. Poca o ninguna supervisión.	Pobre	25

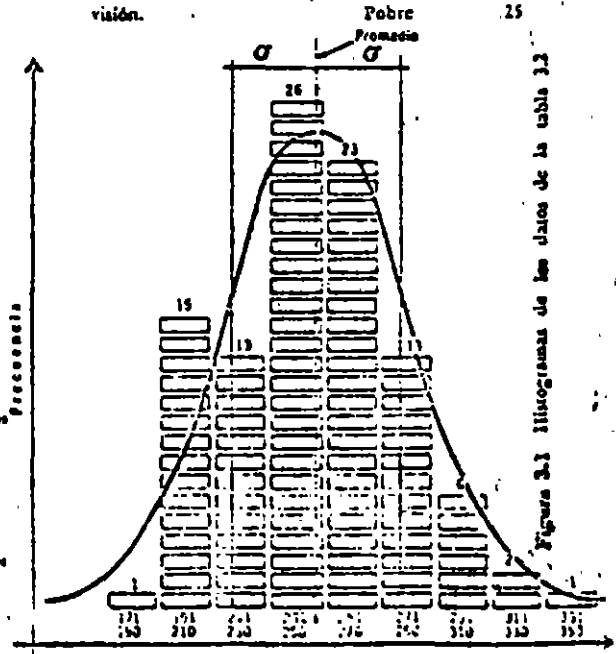
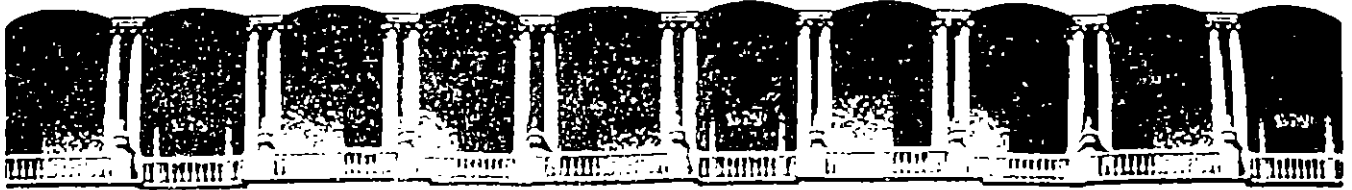


Figura 3.3 Histogramas de los datos de la tabla 3.2



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

CURSOS ABIERTOS

RESIDENTES DE CONSTRUCCION

SEGURIDAD EN LAS OBRAS

ING. J. ANTONIO PRUNEDA PADILLA



AGRUPACION DE SEGURIDAD INDUSTRIAL, A.C.



AGRUPACION DE SEGURIDAD INDUSTRIAL, A.C

ING JUAN ANTONIO PRUNEDA PADILLA
PRESIDENTE

Santisimo 29, México D.F.
C.P. 01000
Fax: 660-8845 Tel: 550-0171

SEGURIDAD ES :

"UNA FORMA DE ACTUAR"

SEGURIDAD ES :

"UNA HERRAMIENTA HACIA
LA EXCELENCIA "

ETAPAS HISTORICAS EN LA PREVENCION DE ACCIDENTES

I.- PRACTICA INDIVIDUALISTA Y DEFENSIVA

FOR EL SENTIDO DE CONSERVACION Y TEMOR AL DOLOR.

(_____ HASTA ANTES DE LA REVOLUCION INDUSTRIAL)

II.- PROCEDIMIENTO ORGANIZADO POR LA LEGISLACION

ATAcando CAUSAS FISICAS DEFINIDAS

(EN LA REVOLUCION INDUSTRIAL HASTA PRINCIPIOS
DEL SIGLO XX)

III.- PROCEDIMIENTO ACEPTADO POR LOS EMPRESARIOS

FORMANDO PARTE DE LA ADMINISTRACION.

(POR EL CONCEPTO DE RIESGO PROFESIONAL Y
FUNDAMENTOS DE LA SEGURIDAD INDUSTRIAL)

CONSTITUCION POLITICA DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS

ART. 123

FRACC. XIV .- SEÑALA LA RESPONSABILIDAD PATRONAL EN CUANTO A ACCIDENTES DE TRABAJO Y ENFERMEDADES PROFESIONALES. ASI COMO EL PAGO DE LAS INDEMNIZACIONES CORRESPONDIENTES.

FRACC. XV .- CONSIGNA LA RESPONSABILIDAD PATRONAL PARA LA PROTECCION DE SUS TRABAJADORES DE LOS RIESGOS INHERENTES AL TRABAJO.

FRACC. XXIX.- CONSIDERA DE UTILIDAD PUBLICA LA EXPEDICION DE LA LEY DEL SEGURO SOCIAL, LA QUE COMPRENDERA SEGURO DE RIESGOS DE TRABAJO.

LEY FEDERAL DEL TRABAJO

LEY DEL SEGURO SOCIAL

ART. 1º LA LEY FEDERAL DEL TRABAJO RIGE LAS RELACIONES DEL TRABAJO COMPRENDIDAS EN EL ART. 123 DE LA CONSTITUCION.

ART. 60 EL PATRON QUE HAYA ASEGURADO A LOS TRABAJADORES A SU SERVICIO CONTRA RIESGOS DE TRABAJO, QUEDARA RELEVADO EN LOS TERMINOS QUE SEÑALA ESTA LEY, DEL CUMPLIMIENTO DE LAS OBLIGACIONES QUE SOBRE RESPONSABILIDAD POR ESTA CLASE DE RIESGOS ESTABLECE LA LEY FEDERAL DEL TRABAJO.

ARTS.: 473, 474 Y 475

DEFINE RIESGOS DE TRABAJO, ACCIDENTES Y ENFERMEDAD PROFESIONAL.

ARTS.: 48, 49 Y 50

ART. 487

ENUNCIAN LAS PRESTACIONES EN ESPECIE DE LOS TRABAJADORES QUE SUFRAN UN RIESGO DE TRABAJO.

ART. 63

ART. 489

NO LIBERA EL PATRON SU RESPONSABILIDAD.

ART. 490

SEÑALA QUE EN LOS CASOS DE FALTA INEXCUSABLE DEL PATRON, LA INDEMNIZACION PODRA AUMENTARSE.

ART. 56

ART. 47

FRACC. XII ESTABLECE COMO CAUSA DE RESCISION DE LA RELACION DE TRABAJO SIN RESPONSABILIDAD PARA EL PATRON, EL NEGARSE EL TRABAJADOR A ADOPTAR LAS MEDIDAS PREVENTIVAS O A SEGUIR LOS PROCEDIMIENTOS INDICADOS PARA EVITAR ACCIDENTES O ENFERMEDADES.

ART. 51

FRACC. VII SEÑALA CAUSAS DE RESCISION DE CONTRATO SIN RESPONSABILIDAD PARA EL TRABAJADOR POR INSEGURIDAD.

ART. 132

SEÑALA LAS OBLIGACIONES DE LOS PATRONES.

FRACC. XV EN CUANTO A CAPACITACION Y ADIESTRAMIENTO.

FRACC. XVI EN CUANTO A PREVENCIÓN DE RIESGOS.

FRACC. XVII OBSERVAR MEDIDAS ADECUADAS Y LEGALES, PARA LA PREVENCIÓN DE ACCIDENTES.

FRACC. XVIII FIJAR Y DIFUNDIR LAS DISPOSICIONES DE LOS REGLAMENTOS DE SEGURIDAD E HIGIENE.

FRACC. XXIV PERMITIR LA INSPECCION Y VIGILANCIA DE LAS AUTORIDADES DEL TRABAJO, PARA CERCIONARSE DEL CUMPLIMIENTO DE NORMAS.

ART. 134

SEÑALA LAS OBLIGACIONES DE LOS TRABAJADORES CON RESPECTO A LA SEGURIDAD.

ART. 135

PROHIBE A LOS TRABAJADORES REALIZAR CUALQUIER ACTO QUE PONGA EN PELIGRO SU PERSONA, LA DE SUS COMPAÑEROS Y LOS ESTABLECIMIENTOS.

ART. 422

ESTABLECE LA OBLIGACION DE ELABORAR UN REGLAMENTO INTERIOR QUE CONTEMPLE NORMAS DE SEGURIDAD.

ART. 509

ESTABLECE LA OBLIGACION DE ORGANIZAR LAS CONDICIONES DE SEGURIDAD E HIGIENE.

SEÑALA LOS TIPOS DE INCAPACIDAD QUE PUEDEN PRODUCIR LOS RIESGOS DE TRABAJO.

ART. 62

SEÑALA QUE EL SEGURO SOCIAL PROPORCIONA LOS SERVICIOS ESPECIFICADOS MEDIANTE PRESTACIONES EN DINERO Y EN ESPECIE.

ART. 7

RELACIONA LAS PRESTACIONES QUE SE CUBREN CON DINERO.

ART. 65

FUNDAMENTOS DE LA TECNICA DE PREVENCION DE ACCIDENTES

1- PREVISION DE LOS ACCIDENTES

2 % IM-PREVISIBLES

LOS QUE OCURREN POR LAS FUERZAS INCONTROLABLES DE LA NATURALEZA :
TORMENTAS ELECTRICAS, TERREMOTOS,
MAREMOTOS, ERUPCIONES, AEROLITOS,
ETC.

98 % PRE-VISIBLES (HUMANAMENTE)

LOS QUE OCURREN EN EL HOGAR, VIA
PUBLICA Y TRABAJO.

FUNDAMENTOS DE LA TECNICA DE PREVENCION DE ACCIDENTES

2.- CAUSAS DE LOS ACCIDENTES

ACTOS PELIGROSOS

HUMANOS :

LOS QUE REALIZA EL INDIVIDUO Y VAN CONTRA
LO QUE SENALA :

EL SENTIDO COMUN
CONOCIMIENTO
EXPERIENCIA
MALICIA DEL RIESGO

CONDICIONES PELIGROSAS

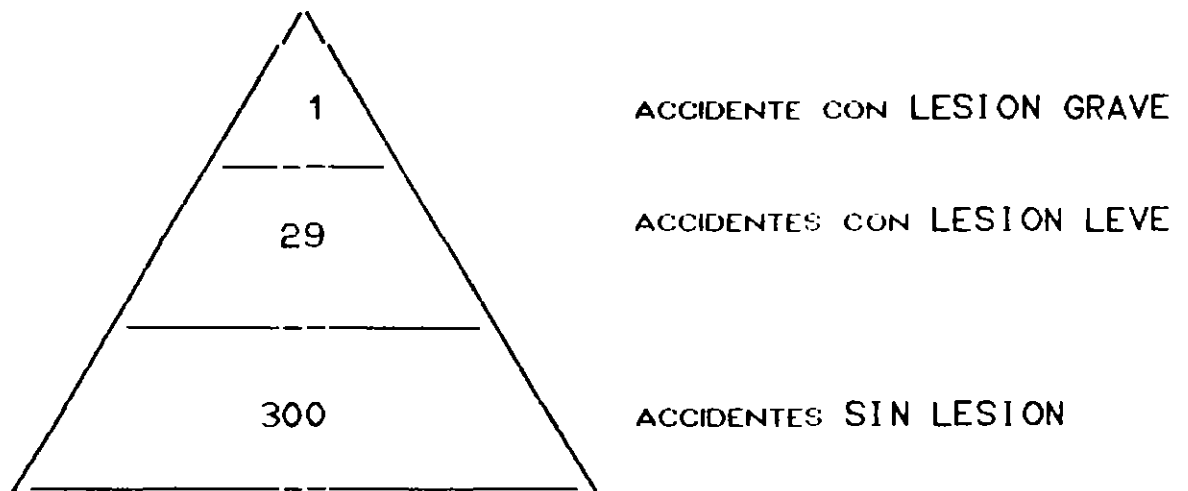
FISICAS

LAS QUE EXISTEN EN EL LUGAR, POSICION,
OBJETO O SUSTANCIA CON QUE ENTRA EN
CONTACTO EL INDIVIDUO O QUE ESTAN PROXIMAS
A EL Y QUE CONSTITUYEN UN RIESGO
ANALIZANDOLO POR :

SENTIDO COMUN
CONOCIMIENTO
EXPERIENCIA
MALICIA DEL RIESGO

FUNDAMENTOS DE LA TECNICA DE PREVENCION DE ACCIDENTES

3.- CONSECUENCIAS DE UN RIESGO POTENCIAL.



(TRAVELERS INSURANCE COMPANY 1924)

FUNDAMENTOS DE LA TECNICA DE PREVENCION DE ACCIDENTES

4.- COSTO DEL ACCIDENTE

EL COSTO TOTAL DE LOS ACCIDENTES LO INTEGRAN :

EL COSTO ASEGURADO POR RIESGO PROFESIONAL QUE CUBRE :

HOSPITALIZACION
ATENCION MEDICA E
INDEMNIZACION DE LEY

EL COSTO NO ASEGURADO POR LA EMPRESA Y QUE SE
INTEGRA POR :

- TIEMPO PERDIDO POR EL LESIONADO
- TIEMPO PERDIDO POR OTROS TRABAJADORES
- TIEMPO PERDIDO POR LOS SUPERIORES
- TIEMPO EMPLEADO POR PERSONAL DE
PRIMEROS AUXILIOS
- DANO A MAQUINARIA - EQUIPO - HERRAMIENTA *
- DANO A MATERIALES
- DANO AL LUGAR O INSTALACIONES *
- INTERFERENCIAS EN LA PRODUCCION
- DISMINUCION EN LA PRODUCCION DE OTROS
TRABAJADORES
- BAJA PRODUCCION DEL LESIONADO HASTA SU
RECUPERACION
- ADIESTRAMIENTO DEL PERSONAL SUSTITUTO
- DANO AL PRESTIGIO DE LA EMPRESA
ETC., ETC.

EL COSTO ASEGURADO LO CONSTITUYE LA PRIMA QUE POR
RIESGO PROFESIONAL CUBRE LA EMPRESA AL IMSS.

EL COSTO NO ASEGURADO ES POR LO MENOS
CUATRO VECES MAYOR QUE EL COSTO ASEGURADO

* ALGUNAS VECES ASEGURADO EN PARTE.

(TRAVELERES INSURANCE CO. 1926)

ACCIDENTE : ACONTECIMIENTO IMPREVISTO Y NO DESEADO

DIFERENCIAS ENTRE ACCIDENTES Y LESION:

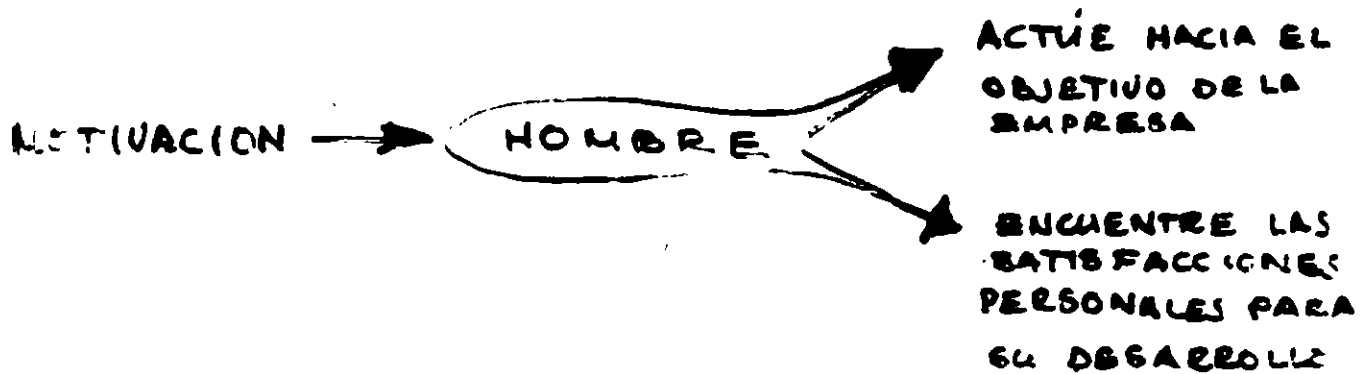
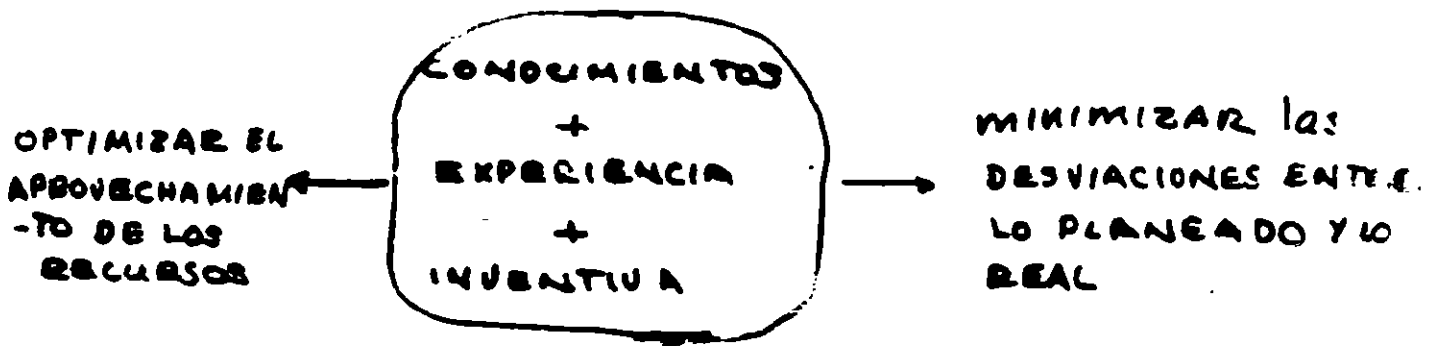
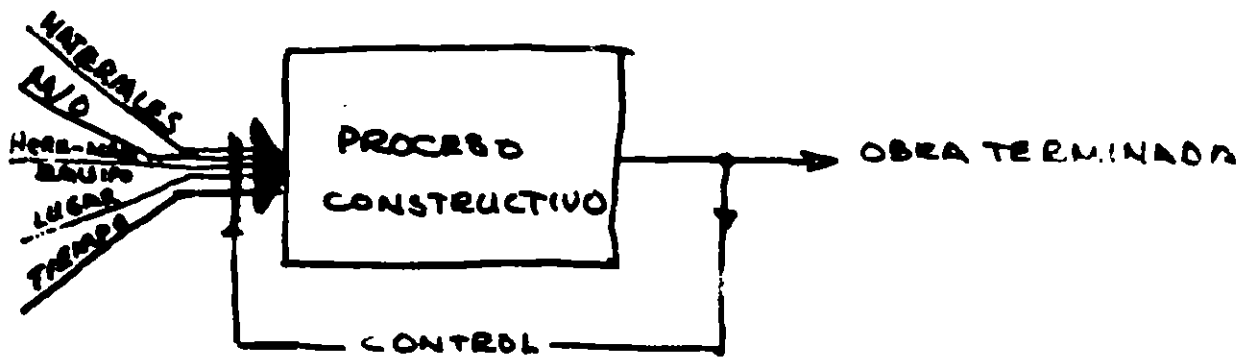
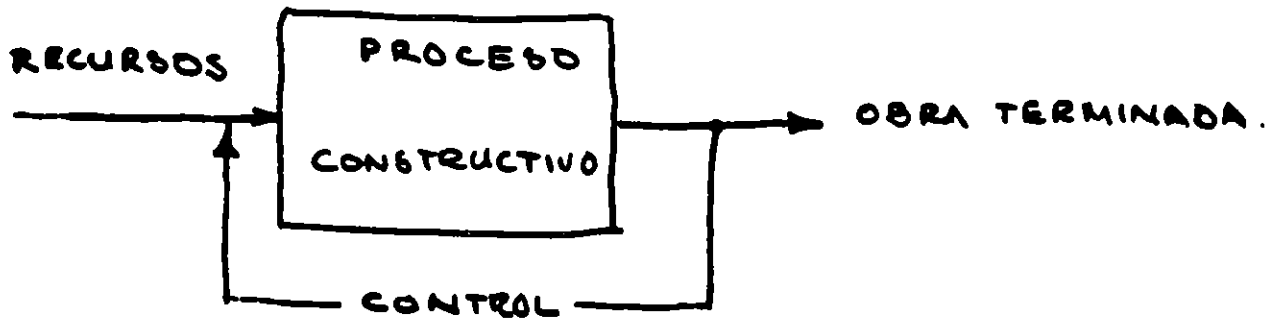
- NO TODOS LOS ACCIDENTES CAUSAN LESION.
- LESION Y ACCIDENTE NO SON LO MISMO.
- PARA QUE OCURRA UNA LESION ES NECESARIA LA OCURRENCIA DE UN ACCIDENTE.
- TODO ACCIDENTE AFECTA A LA PRODUCCION.

LESION : ES CONSECUENCIA DEL ACCIDENTE.

PARA EVITAR LESIONES

DEBEMOS

PREVENIR LOS ACCIDENTES



OBJETIVO DE LA SEGURIDAD INDUSTRIAL:

"CONSEGUIR EL MEJOR APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS, REDUCIENDO O ELIMINANDO LOS ACCIDENTES..".

PARA PROTEGER AL RECURSO :

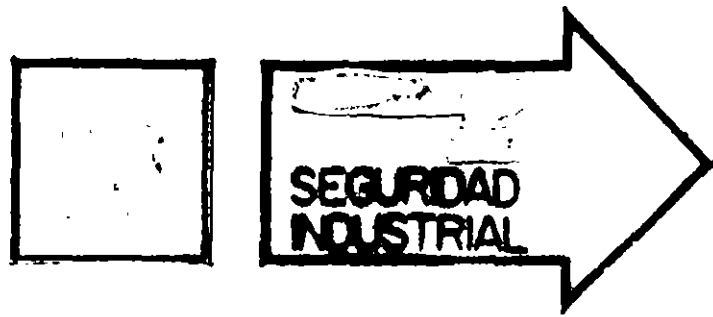
HUMANO : EVITANDOLE DANOS EN SU SALUD
E INTEGRIDAD FISICA.

MATERIALES : EVITANDO DESPERDICIO O DAÑO.

MAQ.-EQ.-HERR.-VEH. : EVITANDOLE DANOS QUE LES IMPIDAN
UTILIZARSE COMO SE TENIA PREVISTO.

INSTALACIONES - LUGAR : NO OCASIONANDO DANOS O TRASTORNOS
QUE AFECTEN SU UTILIZACION
PREVISTA.

TIEMPO : NO OCASIONANDO LAS DEMORAS POR SUCESOS
IMPREVISTOS QUE SIEMPRE AFECTAN ESTE
RECURSOS.



Cómo ?



INSPECCION
INVESTIGACION DE ACCIDENTES
ESTUDIO DEL TRABAJO



RIESGO POTENCIAL
VALORACION MATEMATICA



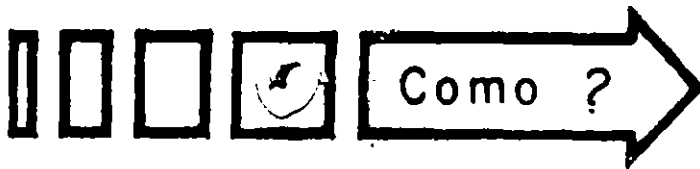
MEDIOS PARA LA MODIFICACION DE LA CONDUCTA

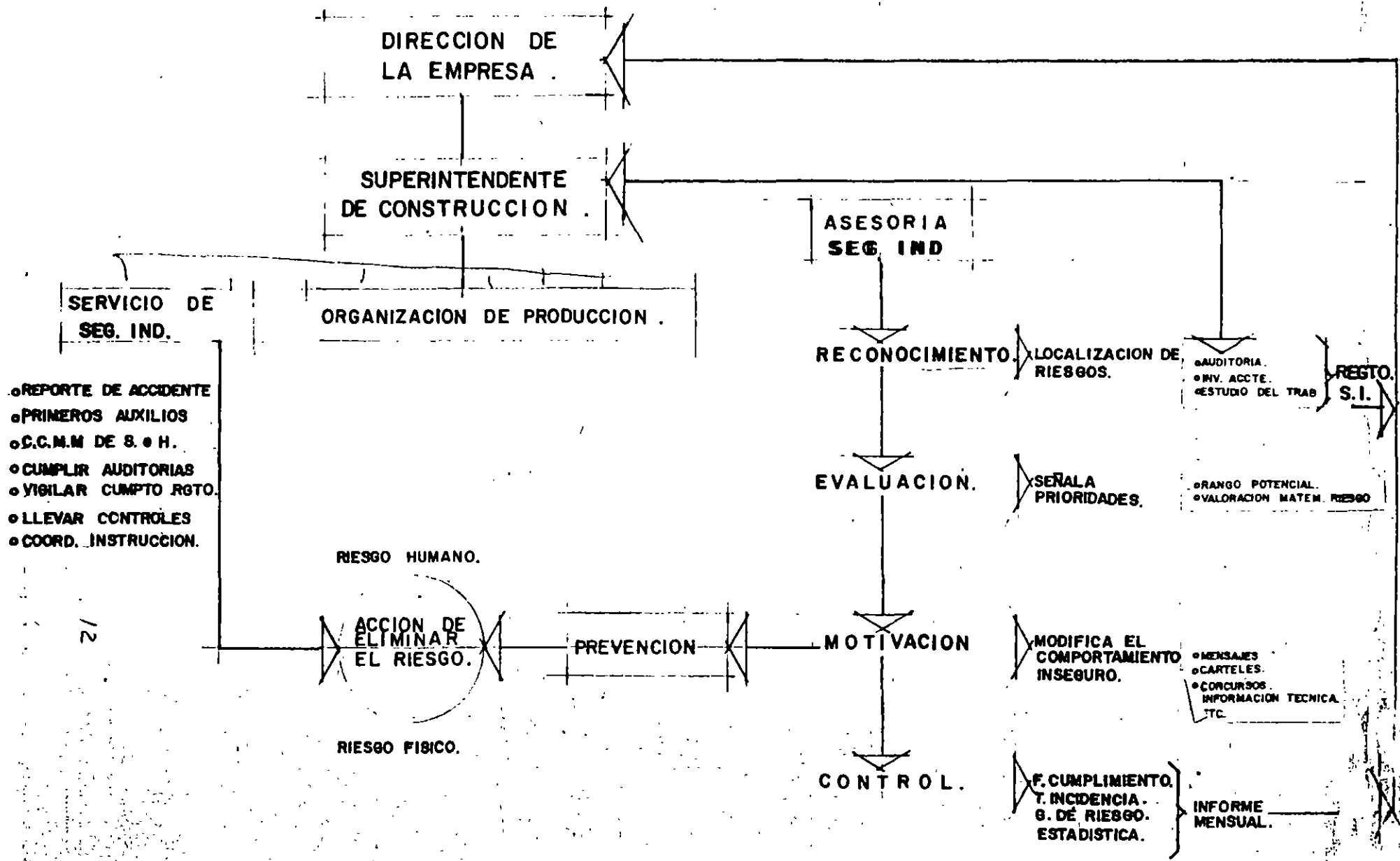


MEDIANTE UN PROCEDIMIENTO.



FACTOR DE CUMPLIMIENTO
GRADO DE RIESGO
TASA DE INCIDENCIA





AGRUPACION DE SEGURIDAD INDUSTRIAL AC.

OBRA: [REDACTED] FREENTE: [REDACTED]	CLAVES: C-1
$FS = \frac{\text{FACTOR DE CUMPLIMIENTO}}{\Sigma SC} \times 100$ $FS = \frac{\text{FACTOR DE CUMPLIMIENTO}}{\Sigma (SC + NC)}$	Se Reporta No Cumplida No Observada Se Cumplio Deja De Requerirse
	CR NC NO SC DR

HOJA # 1 / 5

BITACORA DE RIESGOS			4. AUDITORIA							
1. SEC.	2. ESPEC.	3. DESCRIPCION	DIA	26	3	12	21	6	27	10
			MES	5	6	6	6	7	7	8
JAP		MANTENER CERRADAS PUERTAS Y CONTRA PUERTAS DE ELEVADORES DURANTE SU MOVIMIENTO.	13	SC	-	-	-	-	-	-
JAP		ACORDONAR VANOS O CERRARLOS TAPIANDOLOS.	13	■	SC	-	-	-	-	-
JAP	25x2x4 200	COLOCAR RED O TAPIAL EN TODO CUBO C/S NIVELES.	13	SC	-	-	-	-	-	■
JAP	N-49	MANTENER CERRADA PUERTA ACCESO A CONTROLES DE ELEVADORES.	13	■	SC	-	-	-	-	-
JAP	N-49	RESTRINGIR A SOLO PERSONAL AUTORIZADO EL ACCESO A AREAS CON ALTA TENSION.	13	■	SC	-	-	-	-	-
JAP	15x3x5 225	RECARGAR EXTINTOR. (JAUJA PERSONAL)	13	■	SC	-	-	-	■	■
JAP		NO PUENTEAR INTERRUPTORES. (7-1).	13	SC	■	■	■	■	■	φ
JAP		COLOCAR ROTULO CON LA CAPACIDAD DE CADA ELEVADOR.	13	■	SC	-	-	-	-	-
JAP	25x2x4 200	COLOCAR CINTA DE PELIGRO ENTRE COLUMNAS, RESTRINGIENDO EL ACCESO A FACHADAS ABIERTAS.	13	■	■	■	■	■	■	■
JAP	30x1x3 90	COLOCAR CAPUCHON Y MANTENER VERTICALES Y SUJETAS LAS BOTELLAS DE LOS EQUIPOS DE OXICORTE.	13	■	■	■	■	■	■	■
JAP	25x2x4 N-49 200	MANTENER CERRADOS LOS TABLEROS DE CONTROL Y LEVANTAR CABLES DE ELECTRICIDAD.	13	■	■	■	SC	-	-	■

FS(%)= 27 56 0 25 0 0 0 0 0 0 0

1. INICIALES PERSONAL DE SEGURIDAD.
2. CLAVE NUMERICA DE ESPECIFICACION DE SEGURIDAD.
3. DESCRIPCION BREVE DE LA MEDIDA.
4. FECHA DE CUANDO SE REALIZA LA AUDITORIA.
5. FIRMA Y CARGO: JF=Jefe de Frente; JO=Jefe de Obra; S=Superintendente.

5. ENTERADO PRODUCCION

ELIMINAR EL RIESGO ES NUESTRA SEGURIDAD



AGRUPACION DE SEGURIDAD INDUSTRIAL A.C.

REPORTE DE ACCIDENTE

QUE OCASIONA LESION

DIVISION _____ No. _____

EMPRESA _____

1. EL TRABAJADOR
 APELLIDO PATERNO _____ A MATERNO _____ NOMBRE (S) _____
 R.F.C. [] No. ECO. _____ CON SALARIO DIARIO \$ _____
 RESULTO LESIONADO EL _____ A LAS _____ Hrs. EN _____ LUGAR DEL ACCIDENTE _____

TENIENDO ANTIGÜEDAD EN LA EMPRESA _____ años / _____ meses ANTIGÜEDAD EN LA OBRA _____ años / _____ meses

Y REALIZANDO UNA ACTIVIDAD DE: _____

POR INSTRUCCIONES DIRECTAS DE JEFE INMED. _____

R.F.C. []
 APELLIDO PATERNO _____ A MATERNO _____ NOMBRE (S) _____
 CON CATEGORIA DE _____

- | | | |
|-----------------------------|---|-----------------------------|
| I CATEGORIA DEL LESIONADO | II PARTE DEL CUERPO LESIONADA | III NATURALEZA DE LA LESION |
| (1) PROFESIONAL TECNICO | (1) CABEZA { CRANEO (A)
CARA (B) | (1) LESION CORTANTE |
| (2) SOBRESTANTE | (2) CUELLO | (2) IRRITACIONES |
| (3) CABO | (3) TORAX { FRENTE (A)
ESPALDA (B) | (3) MACHUCONES |
| (4) OFICIAL | (4) EXTREMIDADES { SUPERIORES (A)
INFERIORES (B) | (4) RELAJAMIENTO |
| (5) AYUDANTE | | (5) FRACTURAS |
| (6) PEON | | (6) QUEMADURAS |
| (7) PERSONAL ADMINISTRATIVO | | (7) MAGULLADURAS |
| (8) OPERADOR DE MAQ. EQ. | | (8) OTROS _____ |
| (9) OTRO _____ | | |

- | | | |
|--------------------------|----------------------------------|---------------------------|
| IV TIPO DE ACCIDENTE | V TIPO DE INCAPACIDAD | VI DAÑOS MATERIALES |
| 1. CAIDA DE ALTURA | 1. TEMPORAL DE _____ DIAS | MANO DE OBRA* _____ |
| 2. CAIDA A NIVEL | 2. PERMANENTE PARCIAL DE _____ % | MATERIALES _____ |
| 3. CAIDA DE OBJETOS | 3. TOTAL O MUERTE. | INSTALACIONES LUGAR _____ |
| 4. MANEJO DE MATERIALES | | TIEMPO** _____ |
| 5. RESBALONES | | _____ |
| 6. GOLPES CONTRA OBJETOS | | TOTAL _____ |
| 7. HERRAMIENTAS DE MANO | | |
| 8. MAQUINARIA O EQUIPO | | |
| 9. VEHICULOS | | |
| 10. POLVO, HUMO, GASES | | |
| 11. ELECTRICIDAD | | |
| 12. QUEMADURAS | | |
| 13. OTROS _____ | | |

¿ COMO OCURRIO EL ACCIDENTE? _____

* TIEMPO PERDIDO EN HORAS POR EL LESIONADO Y COMPAÑEROS Y OTROS, CONSIDERANDO EL COSTO DEL SALARIO A LA EMPRESA.

** EN CONSEGUIR SUSTITUTO, REPUESTO MATERIAL, ETC. QUE ATRASE EL AVANCE, MULTAS POR ATRASO DEL PROGRAMA.

1º Copia: Superintendente de Construcción
 2º Copia: CC.MM. de Seguridad e Higiene.

REPORTE _____
 Nombre _____
 Firma _____

CALIFICACION DE PELIGROSIDAD POTENCIAL

CIRCULE EL NUMERO QUE INDIQUE LAS PEORES CONSECUENCIAS QUE PODRIAN TENERSE, EN CASO DE OCURRIR UN ACCIDENTE POR LAS MISMAS CAUSAS O SEMEJANTES (CONSIDERAR LAS CONSECUENCIAS POTENCIALES Y NO LAS REALES)

MAGNITUD POTENCIAL DE LESIÓN

- 1 INCAPACIDAD TEMPORAL
- 5 INCAPACIDAD PARCIAL PERMANENTE
- 10 INCAPACIDAD TOTAL PERMANENTE O MUERTE

POSIBILIDAD DE REPETICIÓN

- 0 PRACTICAMENTE NULA
- 1 BAJA
- 5 MODERADA
- 10 ALTA

ANALISIS DEL ACCIDENTE

No. _____

AGENTE: máquina, herramienta, objeto o sustancia que provocó la lesión

SUB-AGENTE: parte del agente

CONDICIÓN(ES) FÍSICA(S) INSEGURA(S) iluminación o ventilación inadecuada, falta de señalamientos, falta de protecciones, malas condiciones de equipo, herramienta, falta de orden y limpieza, etc.

ACTOS HUMANOS PELIGROSOS: no usar equipo de protección personal, uso de alcohol o drogas, jugar, operar equipos sin autorización, reparar equipos en movimiento, manejo inadecuado de materiales, etc.

FACTOR PERSONAL DE INSEGURIDAD: deficiencia física/mental, actitud inadecuada, etc.

MEDIDAS PREVENTIVAS:

- 1.- _____
- 2.- _____
- 3.- _____

¿ QUE ACCIÓN(ES) HA(N) TOMADO PARA EVITAR UN ACCIDENTE SIMILAR?

RESPUESTA: _____

ANALIZÓ: _____

nombre

firma

fecha

Original: Gerencia de Seguridad (para ser enviado sólo con la información de la primera página).

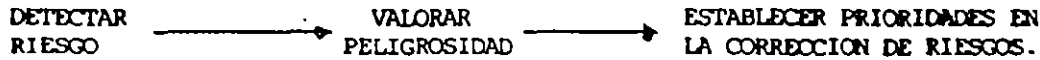
1a copia: Seguridad Obra- Comisión mixta de Seguridad e Higiene. (conservarla en obra)

2a copia: Superintendencia de Construcción

VALORACION MATEMATICA DEL RIESGO

GRADO DE PELIGROSIDAD = CONSECUENCIAS X EXPOSICION X PROBABILIDAD

DIAGRAMA DE FLUJO:



	DAÑOS HUMANOS	DAÑOS MATERIALES U.S.DLLS.
C= CONSECUENCIAS	1 PEQUEÑAS HERIDAS, GOLPES O DAÑOS QUE REQUIERAN ATENCION DE BOTIQUIN.	MENORES
	5 LESTIONES QUE LE IMPIDAN LABORAR AL DIA SIGUIENTE O MAS.	HASTA 1,000
	15 LESTIONES MUY GRAVES CON INCAPACIDAD PARCIAL PERMANENTE.	1,000 A 100,000
	25 MUERTE	100,000 A 500,000
	50 VARIAS MUERTES	500,000 A 1,000,000
	100 CATASTROFE	MAS DE 1,000,000

E= EXPOSICION	0.5 MUY RARAMENTE (NO SE SABE QUE HAYA OCURRIDO, PERO SE CONSIDERA REMOTAMENTE POSIBLE).
	1 RARAMENTE (SE HA SUETIDO QUE OCURRE).
	2 IRREGULARMENTE (DE UNA VEZ AL MES A UNA VEZ AL AÑO).
	3 OCASIONALMENTE (UNA VEZ POR SEMANA A UNA VEZ AL MES).
	6 FRECUENTEMENTE (UNA VEZ AL DIA)
	10 CONTINUAMENTE (VARIAS VECES AL DIA).

P=PROBABILIDAD	0.1 POSIBILIDAD UNO EN UN MILLON. PRACTICAMENTE IMPOSIBLE; NUNCA HA SUCRIDO A PESAR DE AÑOS DE EXPOSICION.
	0.5 EXTREMADAMENTE REMOTA PERO CONCEBIBLE.
	2 REMOTAMENTE POSIBLE.
	3 RARAMENTE: SE SABE QUE HA OCURRIDO.
	6 COMPLETAMENTE POSIBLE: PROBABILIDAD DEL 50%.
	10 RESULTADO MAS PROBABLE Y ESPERADO SI SE PRESENTA LA SITUACION DEL RIESGO.

GRADO DE PELIGROSIDAD	PRIORIDAD	CLAVE
SUPERIOR A 270	DETENER LA ACTIVIDAD; REQUIERE ACCION INMEDIATA	A
ENTRE 90 / 270	URGENTE. REQUIERE ACCION LO ANTES POSIBLE	B
ENTRE 18 Y 90	ELIMINAR EL RIESGO SIN DEMORA	C
INFERIOR A 18	DEBE ELIMINARSE EL RIESGO	D

ACCIÓN DE
ELIMINAR EL RIESGO

PREVENCIÓN

RESPONSABILIDAD DE LA
SUPERINTENDENCIA
DE
CONSTRUCCION

CAPACITACION Y ADIESTRAMIENTO

SUPERVISION

MOTIVAR EN SEGURIDAD

→ CORRECCION DE CONDICIONES FISICAS
PELIGROSAS,

- ELIMINANDOLAS
- REDUCIENDOLAS Y PROTEGIENDOLAS
- PROTEGIENDO AL PERSONAL

- SUPERVISAR QUE NO SE CREEN
CONDICIONES DE RIESGO

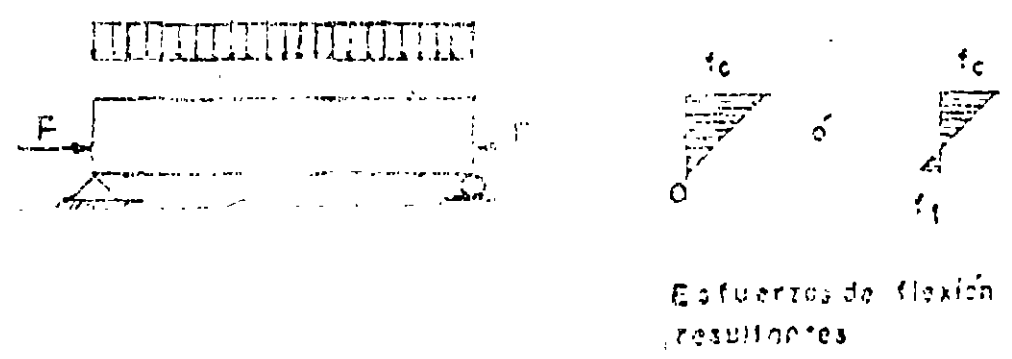
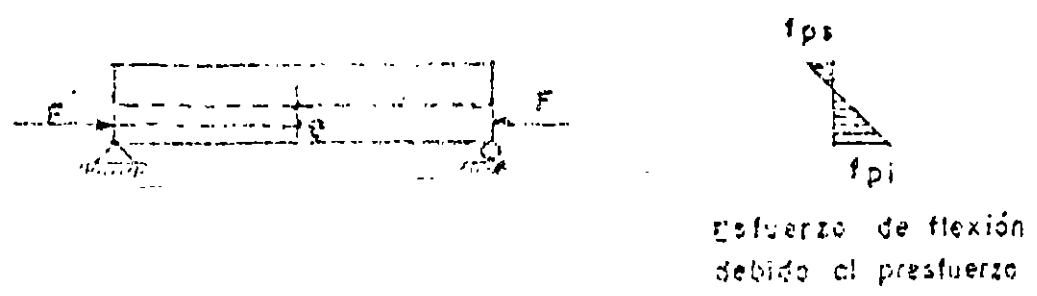
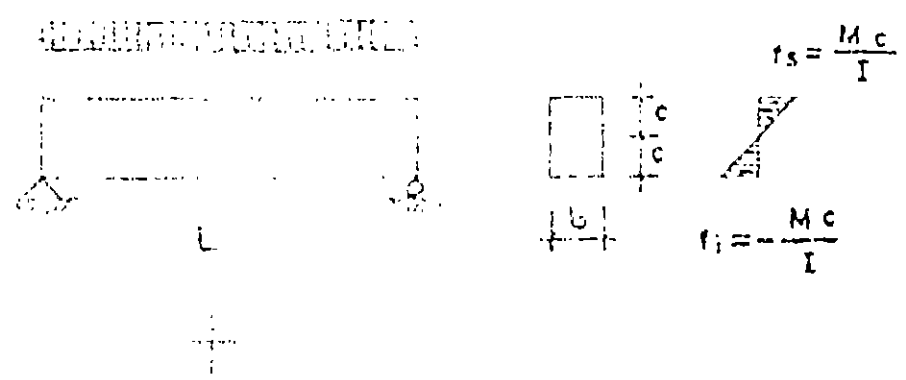


**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
RESIDENTES DE CONSTRUCCION**

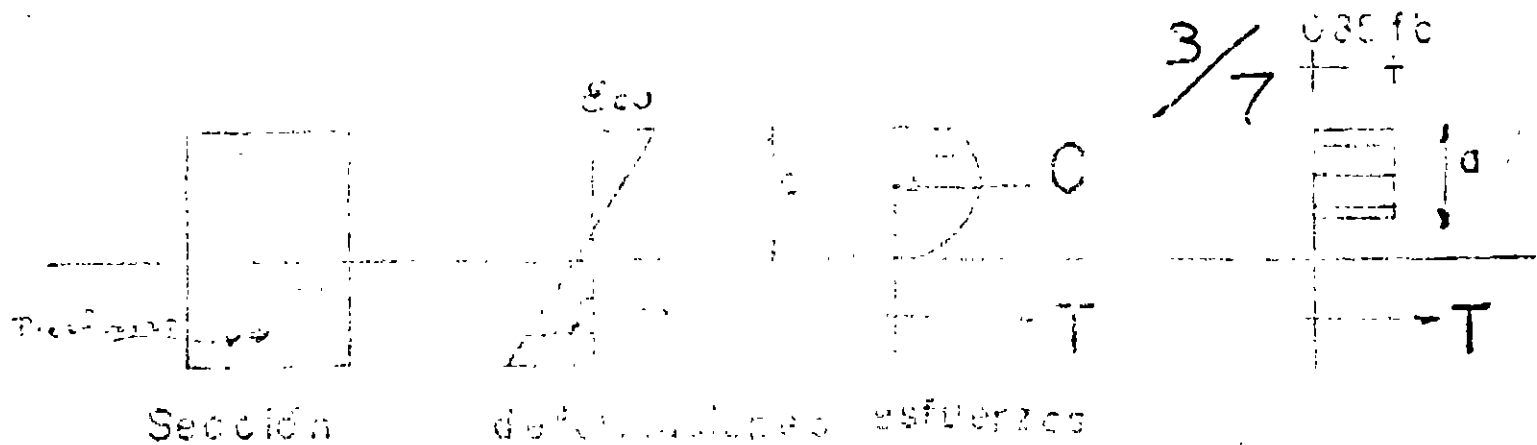
CIMENTACIONES TRANSPORTES Y MONTAJE

DR. JOSE LUIS CAMBA CASTAÑEDA

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO. Postal M-2285
Teléfonos: 512-8955 512-5121 521-7335 521-1987 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

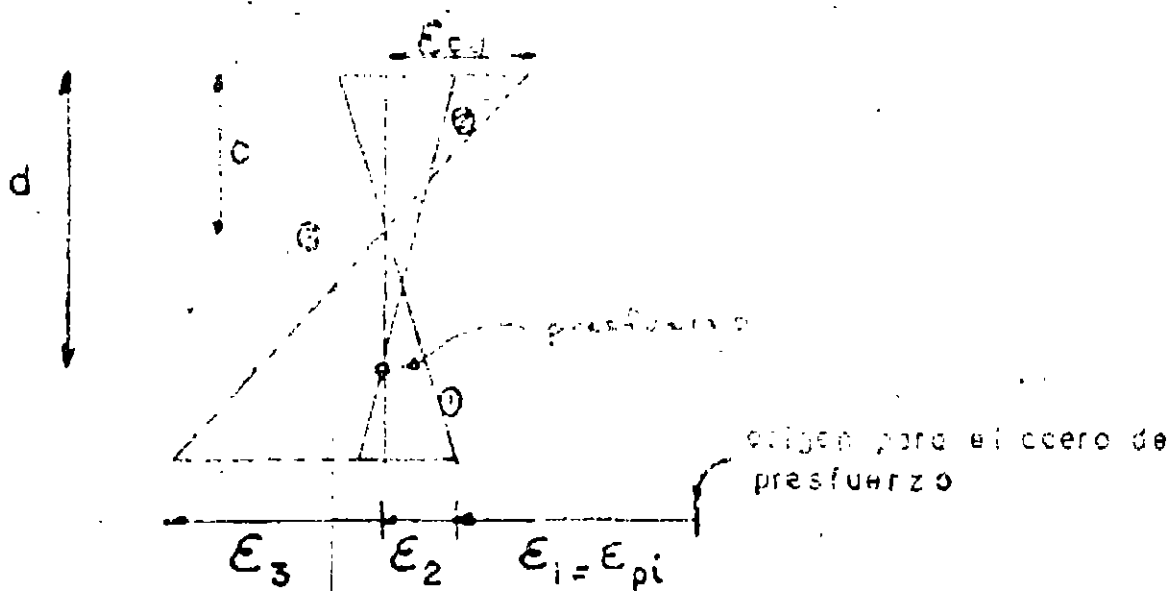


ILUSTRACION DEL PRINCIPIO DE PRESFUERZO

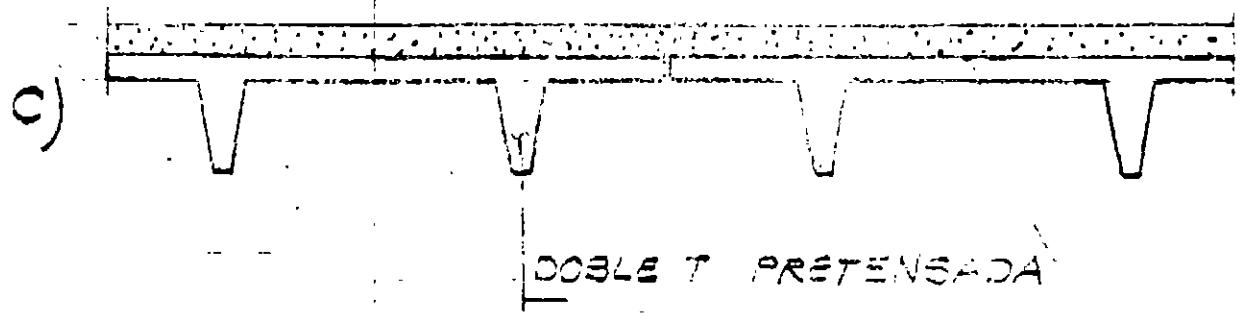
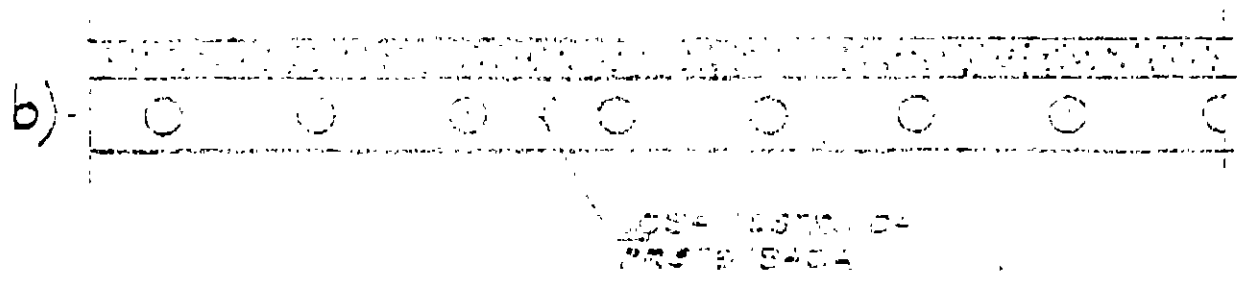


a).- Hipótesis

origen para el concreto



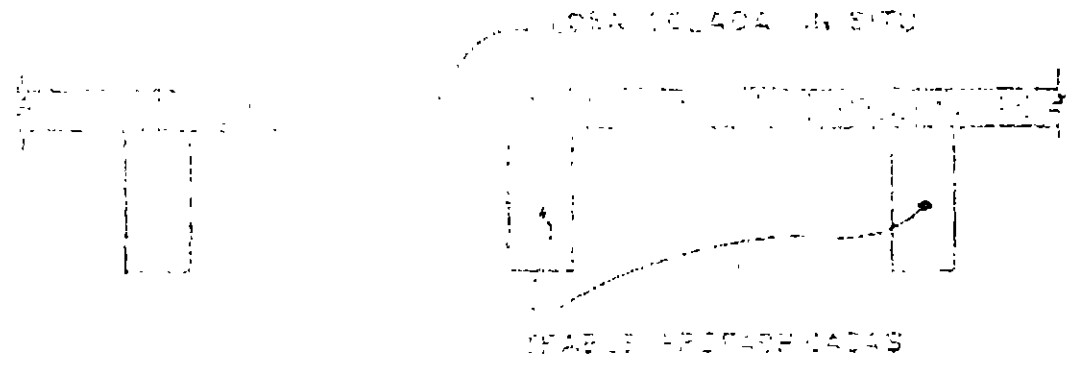
b).- Diagrama de deformaciones



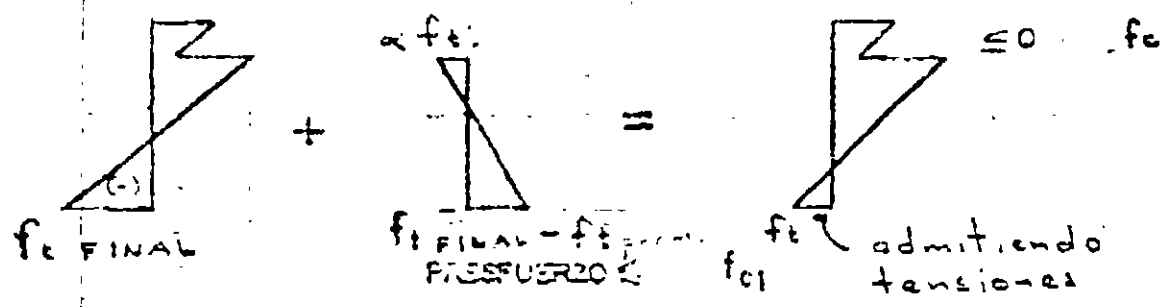
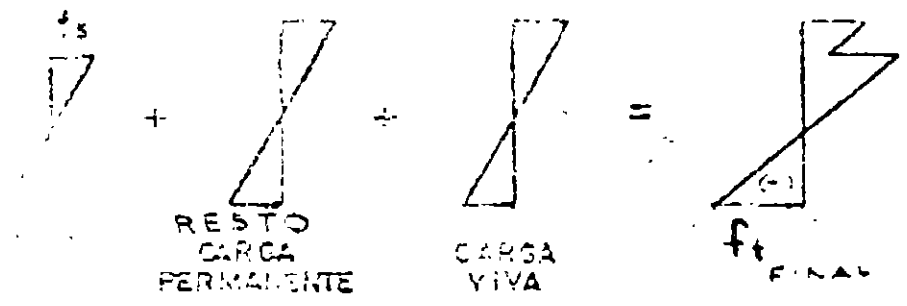
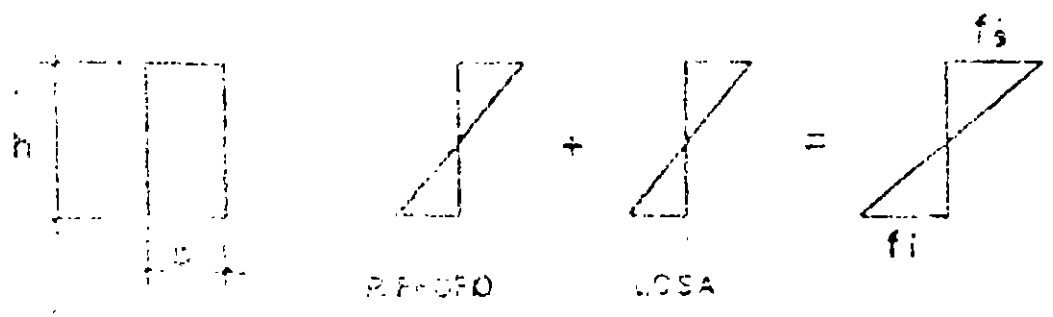
SISTEMAS DE PISO PREFABRICADOS

5/7

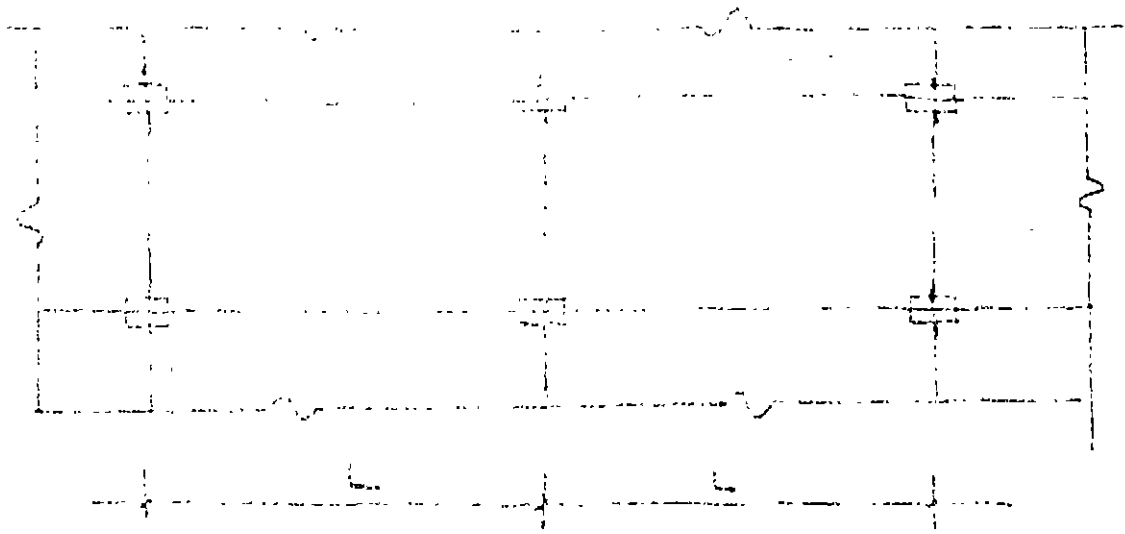
-11-



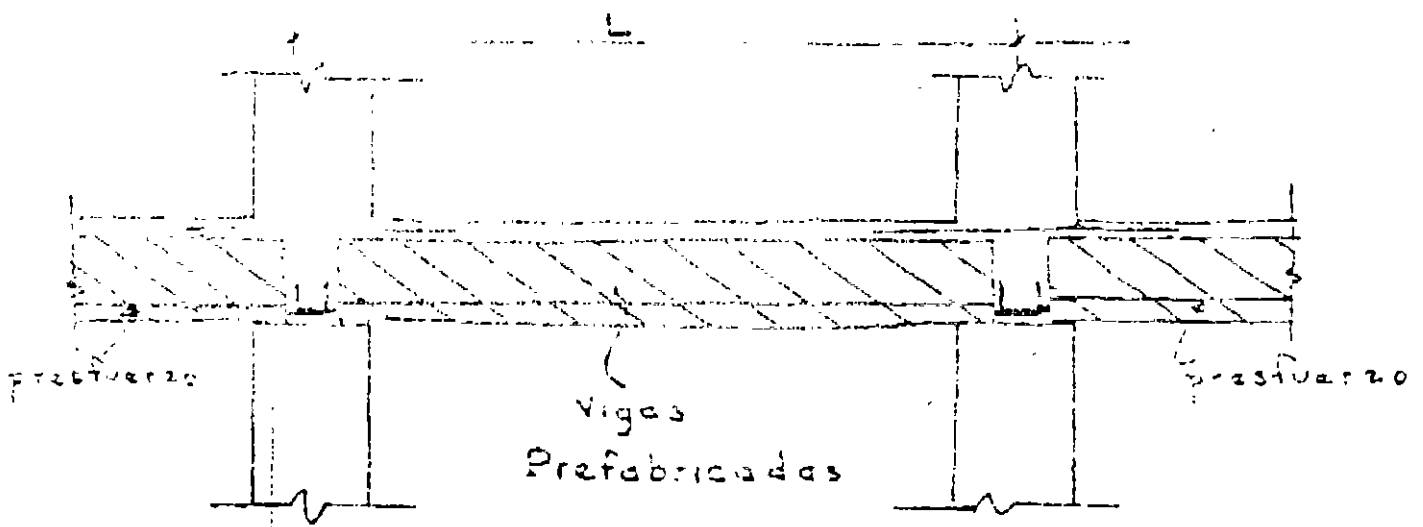
DIAGRAMAS DE TENSIONES PARA DISEÑO (no son otros efectos de carga)



SECCIONES COMPUESTAS



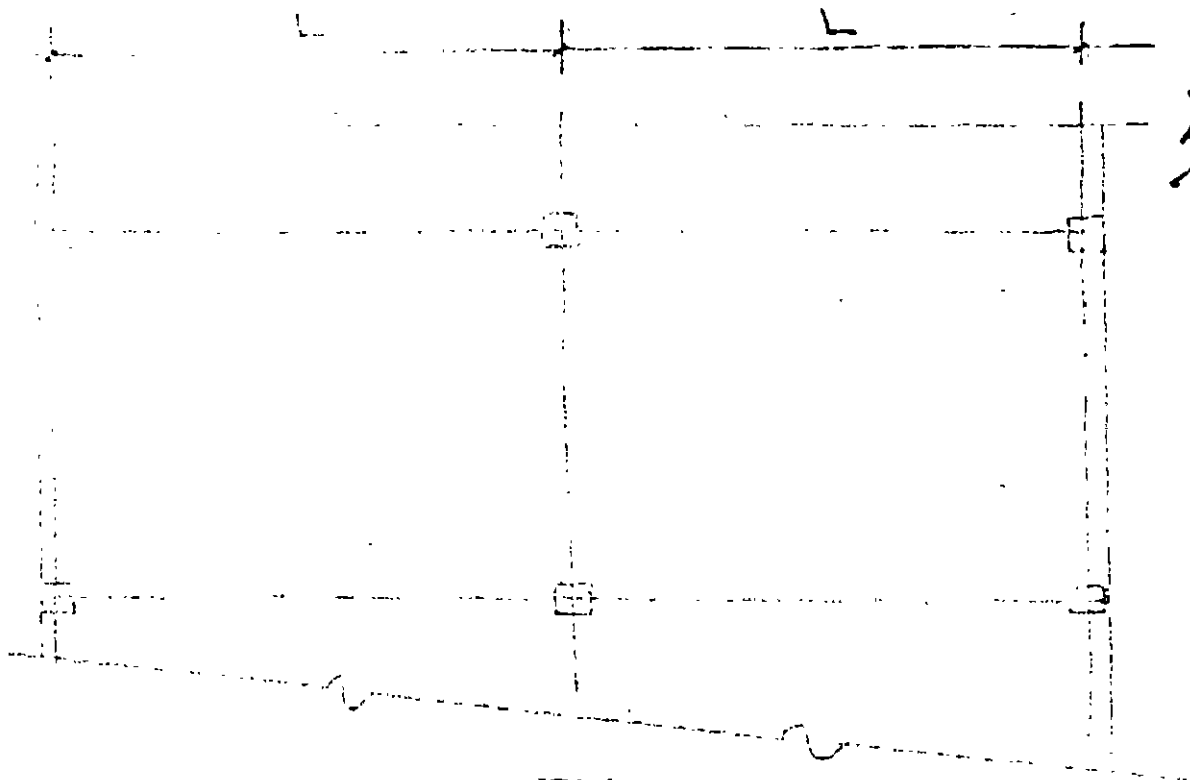
PLANTA



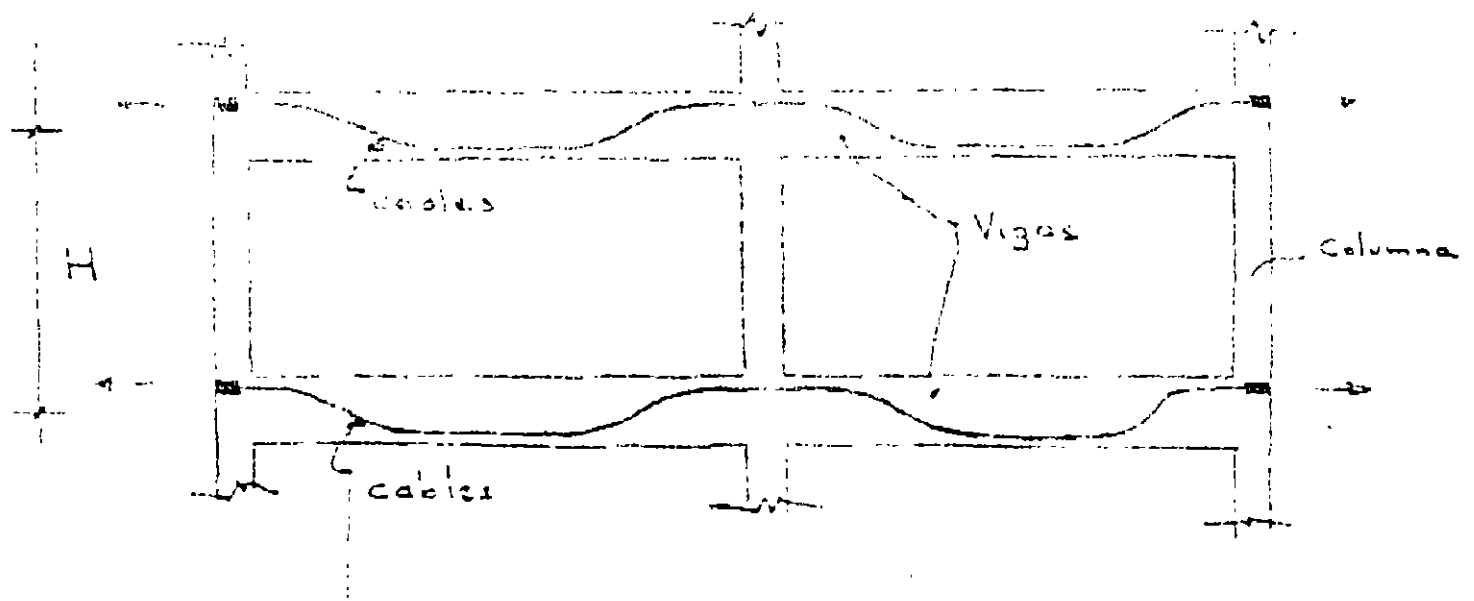
ELEVACION

ESTRUCTURACION PRETENSADA

7/7



PLANTA



ELEVACION

ESTRUCTURACION POSTENSADA



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

**CURSOS ABIERTOS
RESIDENTES DE CONSTRUCCION**

IMPERMEABILIZACION

ING. MARIO GOMEZ GALVARRIATO

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO. Postal M-2285
Teléfonos: 512-8955 512-5121 521-7335 521-1987 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

IMPERMEABILIZANTES

ASFALTICOS

- MICROPRIMER
- MICROFEST
- MICROLASTIC
- MICROLASTIC FBR
- MICROSEAL 1
- MICROSEAL 2 F
- MICROSEAL 3 A
- HIDROPRIMER
- VAPORTITE 550
- ROOF COATING
- PLASTIC CEMENT
- FESTER M.I.P.
- ASFALTO OXIDADO

NO ASFALTICOS

- FERROFEST "I"
- VINLOX MEMBRANE COATING
- FESTEGRAL
- INTEGRAL AZ
- FESTEX SILICON

MEMBRANAS DE REFUERZO

- FESTERFELT
- BUTILFEST
- FESTER FLEX
- FESTER PLY
- PELICULA DE POLIETILENO

ACABADOS

- FESTALUM
- FESTER BLANC (VER SECC. RECUBRIMIENTOS)
- FESTER BOND (VER SECC. ADHESIVOS)
- PINTURA DE HULE CLORADO (VER SECC. RECUB.)
- SUPER COLOR COAT (VER SECC. RECUBRIMIENTOS)

SELLADORES	PLASTICOS	<ul style="list-style-type: none"> • AEROFEST • ASBESTOFEST • ELASTOFEST • FESTIJOINT • S.R.H. 200 • PLASTIC CEMENT (VER SECC. ASFALTICOS) • MICROSEAL 2F (VER SECC. ASFALTICOS)
	SINTETICOS	<ul style="list-style-type: none"> • SILICON FESTER • THIOFEST • VINLOX C.W.C. • FESTAGRIL
	COMPLEMENTOS DE SELLADORES	<ul style="list-style-type: none"> • BANDA FLEXIBLE OJILLADA DE P.V.C. (VER SECC. DE COMP. DE PROD. PARA CONCRETO) • FEXPAN (VER SECC. DE COMP. DE PROD. PARA CONCRETOS) • SISMOFLEX (VER SECC. DE COMP. DE PROD. PARA CONCRETOS) • AEROFEST (VER SECC. PLASTICOS)
	VARIOS	<ul style="list-style-type: none"> • BRISTAR • FESTER TAK • APCOSEAL "FESTER TIPO I" • GEOTEXILES SUPAC.* PETROMAT* • FESTERMICIDE • PISTOLA TUBULAR Y PISTOLA 1/2 CAÑA • ADITIVO PARA ASFALTO

ADITIVOS

- FESTEGRAL VER SECC. EPIC
- INTEGRAL AZ VER SECC. EPIC
- FESTERLITH 1500 "N"
- FESTERLITH 1500 "R"
- FESTERLITH 1600 S.F.
- FESTERLITH 1700 S.F.
- FESTERLITH A.I.
- FESTER MIX
- FESTAIRE
- FESTARD

ADHESIVOS

- FESTER BOND
- EPOXINE 200 (VER SECC. COMP.) DE PROD. P. CONCRETO
- EPOXINE 220
- EPOXINE 300 (VER SECC. COMP.) DE PROD. P. CONCRETO
- EPOXINE 710

PRODUCTOS PARA CONCRETO

MEMBRANAS DE CURADO

- CURAFEST BLANCO Y ROJO
- CURAFEST BLANCO EMULSION

TRATAMIENTOS DE PISOS

- FERROFEST "H"
- FERROFEST "H" L.P.U.
- ENDUMIN Y ENDUMIN READY MIX
- LAPIDOFEST
- EPOXINE 500
- EXPOXINE 510
- EPOXINE 1000 MORTERO

GROUTS

- FERROFEST "G" Y FERROFEST "G" L.P.U.
- FESTER GROUT N.M.
- EPOXINE 600 GROUT

COMPLEMENTOS (DE PRODUCTOS PARA CONCRETO)

- BANDA FLEXIBLE DE P.V.C (ojillada)
- FEXPAN
- SISMO FLEX
- CIMBRA FEST
- EPOXINE 200
- EPOXINE 300
- EPOXINE 400
- INTEGRAL A.Z. (VER SECC. ADITIVOS)

RECUBRIMIENTOS

EPOXICOS

- EPOXINE 100
- EPOXINE 400 (VER SECC. COMP. DE PROD. PARA CONCRETO)
- EPOXINE 500 (VER SECC. TRAT. DE PISOS DE PROD. PARA CONCRETO)
- EPOXINE 510 (VER SECC. TRAT. DE PISOS DE PROD. PARA CONCRETO)
- EPOXITRAN Y EPOXITRAN DILUYENTE
- DILUYENTE PARA EPOXINE

ARQUITECTONICOS

- FESTER BLANC
- FESTER BOND (VER SECC. ADHESIVOS)
- SUPER COLOR COAT
- EPOXINE 100 (VER SECC. EPOXICOS)
- PINTURA DE HULE CLORADO
- FESTER ROLL
- SOLVENTE PARA FESTER ROLL

INDUSTRIALES

- FESTARQ
- EPOXINE 100 (VER SECC. REC. EPOXICOS)
- EPOXINE 400 (VER SECC. COMP. DE PRODUCTOS P. CONCRETO)
- EPOXINE 500 (VER SECC. TRAT. DE PISOS DE PROD. PARA CONCRETO)
- EPOXINE 510 (VER SECC. TRAT. DE PISOS DE PROD. PARA CONCRETO)
- EPOXINE 710 (VER SECC. ADHESIVOS)
- EPOXINE 1000 MORTERO (VER TRAT. PISOS)
- EPOXITRAN
- EPOXITRAN DILUYENTE

MICROPRIMER

IMPRIMADOR ASFALTICO EMULSIONADO

DESCRIPCION

MICRO PRIMER es una emulsión asfáltica líquida de gran estabilidad, con un alto contenido de sólidos.

USOS

- Para sellar la porosidad en superficies de mampostería y concreto.
- Como imprimador en impermeabilizaciones con MICROLASTIC, MICROFEST y en sistemas de aplicación en caliente.

VENTAJAS

- No es inflamable.
- Se aplica en superficies húmedas o secas.

RENDIMIENTO

1 litro de MICRO PRIMER diluido con un litro de agua rinde aproximadamente 5 m².

APLICACION

- Limpiar perfectamente la superficie.
- Diluir con agua a partes iguales y aplicar con brocha, cepillo o equipo mecánico.

- Una vez aplicado, permitir que el material seque 24 horas antes de cubrirlo con las capas impermeables.

PRESENTACION

Bote con 4 lt.
Cubeta con 19 lt.
Tambor con 200 lt.

ALMACENAJE

En lugar seco y fresco.

MICROFEST

RECUBRIMIENTO IMPERMEABLE FIBRATADO PARA TECHOS Y AZOTEAS.

DESCRIPCION

Compuesto asfáltico emulsionado, formado con fibras de asbesto y rellenos minerales.

USOS

Para impermeabilizar techos y azoteas. Se adhiere a superficies húmedas o secas.

VENTAJAS

- No es inflamable.
- Por su fácil aplicación y bajo costo, resulta el material ideal para AUTOCONSTRUCCIONES, obras económicas y de interés social.

RENDIMIENTO

Sin membrana: 1.5 lt/m²
Con membrana: 1 lt/m² por capa.

APLICACION

La superficie debe estar limpia, libre de polvo y grasas, etc. Imprimir la superficie con MICROPRIMER. Una vez seco el imprimador, aplicar una capa continua y

uniforme de MICROFEST con brocha de ixtle o cepillo de fibra dura. Si el sistema es como membrana de refuerzo, utilizar FESTER FLEX, asentándolo perfectamente mientras aún esté fresco el MICROFEST*. Un mínimo de 24 horas después, aplicar una segunda capa de MICROFEST*. Ocho días más tarde, aplicar el acabado reflectivo FESTALUM o FESTERBLANC.

PRESENTACION

Bote con 4 lt.
Cubeta con 19 lt.
Tambor con 200 lt.

ALMACENAJE

Lugar seco y fresco.

* Tomar en cuenta el clima, la humedad y la zona donde se aplica

MICROLASTIC

IMPERMEABILIZANTE ELASTICO Y FLEXIBLE

DESCRIPCION

Dispersión de asfaltos refinados y derivados de hule modificado.

Máxima elasticidad y flexibilidad.

Extraordinaria adherencia a superficies húmedas o secas.

USOS

Como revestimiento impermeable para muros, techos, azoteas, dallas, coronas de cimentación, etc., siempre como segunda capa impermeable. Como adhesivo para placas de aislamiento térmico. (poliestireno, poliuretano, etc.).

VENTAJAS

Por su alta elasticidad y flexibilidad se adapta perfectamente a los esfuerzos por las contracciones térmicas que sufren los diversos elementos constructivos. Se adhiere firmemente a superficies de cualquier textura húmedas o secas, en cualquier temporada del año.

RENDIMIENTO

Sin membrana: 1.5 lt./m² a dos manos.

Con membrana: 1 lt./m² por capa.

APLICACION

La superficie debe estar limpia, libre de polvo y grasa, etc. Imprimir la superficie con:

MICROPRIMER. Una vez seco, se recomienda aplicar una primera capa con MICROFEST o MICROSEAL 3A, asentando

FESTERFLEX, dejar secar un mínimo de 24 hrs., y después, aplicar una segunda capa con MICROLASTIC.

Ocho días después, aplicar el acabado reflectivo FESTERBLANC. No se debe aplicar FESTALUM.

PRESENTACION

Bote con 1 lt.

Bote con 4 lt.

Cubeta con 19 lt.

Tambor con 200 lts.

ALMACENAJE

Lugar seco y fresco.

MICROLASTIC FBR

IMPERMEABILIZANTE AHULADO DE ALTA VISCOSIDAD

DESCRIPCION

Compuestos de asfaltos seleccionados, mezclas de hules modificados y cargas minerales, alta viscosidad. Gran elasticidad y adherencia a superficies húmedas o secas.

USOS

- Como recubrimiento impermeable para techos, azoteas, muros, cimentaciones, etc.
- Como cama para aislamientos térmicos.
- Obras de interés social.

VENTAJAS

- Su gran contenido de cargas minerales y hules modificados permiten en ciertos casos aplicar MICROLASTIC FBR sin membrana de refuerzo.
- Su alta viscosidad facilita el control del espesor durante la aplicación.

RENDIMIENTO

Sin membrana. 2 lt./m² a dos manos.

Con membrana: 1 lt./m² por capa.

APLICACION

La superficie debe estar limpia, libre de polvo y grasas, etc. Imprimir la superficie con MICROPRIMER. Una vez seco, aplicar una capa de MICROLASTIC FBR sin diluir ni calentar, con brocha de ixtle, cepillo de fibra dura o equipo mecánico.

Si el sistema es con membrana, asentar FESTER FLEX inmediatamente. 24 hrs. después, aplicar una segunda capa de MICROLASTIC FBR. Ocho días después, aplicar el acabado reflectivo FESTER BLANC. (No utilizar FESTALUM).

PRESENTACION

Bote con 4 lt.

Cubeta con 19 lt.

Tambor con 200 lt.

ALMACENAJE

Lugar seco y fresco.

MICROSEAL 1

SELLADOR ASFALTICO ANTICORROSIVO

DESCRIPCION

Dispersión asfáltica de consistencia líquida.

USOS

- Para imprimir superficies húmedas o secas antes de la aplicación de MICROSEAL 2F o MICROSEAL 3A.
- Para conservar estructuras de madera y metal en la intemperie.

VENTAJAS

- No es inflamable
- Contiene sustancias que impiden la acción de elementos corrosivos, como las sales marinas.

RENDIMIENTO

1 litro de MICROSEAL 1 diluido en 1 litro de agua rinden aproximadamente 5 m².

APLICACION

a) Estructura de metal o madera.

- Limpiar perfectamente la superficie y dejarla sin oxidación, barnices y pintura mal adherida.

- Agitar el MICROSEAL 1 y aplicar con brocha, cepillo o pistola de aire.
- Dejar secar un mínimo de 24 hrs. antes de aplicar cualquier sistema.

b) Mampostería y Techos.

- Limpiar perfectamente la superficie a que quede libre de polvo y partículas sueltas.
- Diluir el MICROSEAL 1 con agua a partes iguales y aplicar con brocha, cepillo o pistola de aire.
- Dejar secar un mínimo de 24 hrs. antes de aplicar cualquier sistema.

PRESENTACION

Bote con 4 lt.
Cubeta con 19 lt.
Tambor con 200 lt.

ALMACENAJE

Lugar seco y fresco.

MICROSEAL 2F (FIBRATADO)

IMPERMEABILIZANTE Y TERMOAISLANTE PARA SUPERFICIES HUMEDAS

DESCRIPCION

Dispersión asfáltica, con fibras de asbesto y rellenos minerales selectos.

USOS

Ideal como base para materiales aislantes y como recubrimiento para cuartos de refrigeración.

VENTAJAS

Excelente como impermeabilizante para superficies húmedas y como material termoaislante.

RENDIMIENTO

Sin membrana: 2 lt/m²
Con membrana: 1 lt/m² por capa

APLICACION

Limpiar perfectamente la superficie.
Imprimir con MICROSEAL 1 y al secar, colocar una primera capa de MICROSEAL 2 fibratado sin diluir y sin calentar, con brocha de ixtle, cepillo de fibra dura o equipo mecánico.
Si el sistema es con

membrana, asentar el FESTER FLEX de inmediato. 24 hrs. después, aplicar una segunda capa de MICROSEAL 2F. Cuando el recubrimiento impermeable quede a la intemperie proteger con el acabado reflectivo FESTERBLANC o FESTALUM.

PRESENTACION

Bote con 4 lt.
Cubeta con 19 lt.
Tambor con 200 lt.

ALMACENAJE

Lugar seco y fresco.

I.—MATERIALES IMPERMEABILIZANTES

Estos materiales tienen por definición, la cualidad principal de impedir el paso del agua a través de las películas que forman. Sin embargo, esta no debe ser su única característica, pues existen otras que son también de mucha importancia. Por ejemplo deben ser dúctiles, tener cierta elasticidad y plasticidad, ser resistentes al envejecimiento o a la intemperie y tal vez al tránsito, no deben escurrir a temperaturas ambiente máximas y su instalación debe ser fácil, además de tener una buena adherencia sobre los substratos y tener precio razonable, por mencionar algunas más. Todas éstas son características que deben reunir estos materiales para que su uso se justifique en las construcciones.

Existen normas de calidad hechas por la American Society For Testing and Material (A. S. T. M.) para todos estos materiales. Estas y otras normas, han sido establecidos para definir con toda claridad la calidad de un impermeabilizante determinado, con las cuales el constructor puede establecer requerimientos y comparaciones, y así, solicitar a proveedores o contratistas, materiales que cubran las normas de calidad correspondientes. Por lo tanto, al solicitar impermeabilizantes que cubran especificaciones determinadas, ya se está dando el primer paso para obtener mejores impermeabilizaciones, pues al menos no habrá fallas motivadas por la mala calidad del material.

El estudio de los materiales impermeabilizantes se ha dividido en dos grandes grupos los bituminosos y los no bituminosos. Los bituminosos están fabricados a partir de asfaltos de petróleo o bien de alquitran de hulla. En el caso concreto de México, el asfalto es especialmente abundante y el alquitran de hulla bastante escaso, por lo cual prácticamente sólo se emplea el asfalto para la fabricación de impermeabilizantes.

Los bituminosos se pueden subdividir por su forma de aplicación, ya que ésta se puede efectuar en caliente, en frío, en forma prefabricada o en combinación de ellos tres.

A continuación se explica el uso de cada material y se describen las principales características que ellos deben poseer:

1a — LOS CEMENTOS PLÁSTICOS ("BITUPLASTIC")

Ellos son mastiques asfálticos que se emplean en el calafateo de grietas y zonas críticas.

Las características que deben reunir estos materiales son las siguientes:

Tendrán como vehículo, solvente en pequeñas cantidades, para que no se produzcan resacamientos ni contracciones fuertes.

Su consistencia es la de una pasta espesa no escurrible, aplicable a espátula.

Ellos deben tener una alta ductilidad, pues deben soportar movimientos en grietas y juntas.

Su resistencia al intemperismo debe ser muy buena, pues algunas veces quedan expuestas a la intemperie, como por ejemplo, cuando se usa para sellar terrillos en techos de lámina o para trabajos de mantenimiento, y de hecho, se puede decir que estos materiales nunca deben de perder su ductilidad.

2a. — LA BASE IMPRIMADORA

a) — BASE IMPRIMADORA EN SOLVENTES ("IMPERPRIM SOLVENTE"):

Ellos son líquidos de color negro que se emplean como base "tapa poros" en las superficies por impermeabilizar y sirven también para asegurar la adherencia de las capas subsecuentes. Deben tener como características necesarias una viscosidad muy baja, pues deben penetrar lo más posible en la porosidad de la superficie.

Su secado debe ser rápido para que no se interrumpan demasiado los trabajos de impermeabilización.

Debe lograrse una adherencia en húmeda buena, porque generalmente cuando se usa sobre las losas de concreto, éstas tienen un alto contenido de humedad.

Puesto que la mayoría de los solventes empleados no son compatibles con el agua, es necesario que la fórmula contenga solventes aditivos que contrarresten este inconveniente.

b) — BASE IMPRIMADORA EN EMULSION ACUOSA ("IMPERPRIM S-L"):

Es un líquido café oscuro que tiene el mismo uso y características que la base imprimadora en solventes, pero con la ventaja de que se penetra más en el concreto húmedo, debido a que el vehículo adelgazador es agua, en lugar de solventes derivados del petróleo, con lo cual se logra también un manejo menos peligroso, si bien su secado es un poco más lento.

3. — REVESTIMIENTOS IMPERMEABLES

a) — DE APLICACION EN CALIENTE ("OXIBIT 1412"):

Desde mediados del siglo pasado tomó gran popularidad el uso de asfalto soplado u oxidado para la impermeabilización de techos, ya que para un mismo punto de reblandecimiento, se obtiene mayor ductibilidad en asfalto oxidado que en los asfaltos endurecidos exclusivamente por destilación con arrastre de vapor, lo cual se traduce en mayor resistencia al agrietamiento motivado por los cambios de temperatura y por los movimientos de los techos.

Las características más notables y sencillas de medir de un asfalto son "el punto de reblandecimiento" y "la penetración".

El "punto de reblandecimiento", mide la temperatura a la que el asfalto escurre, condición muy importante para definir qué tipo de asfalto oxidado se requiere para determinadas inclinaciones de techos y temperaturas ambiente. Obviamente para mayor inclinación o temperatura, se requiere un mayor punto de reblandecimiento.

La "penetración" es una medida muy importante, porque está directamente relacionada con la ductilidad del material, es decir, con la propiedad de estirarse sin romper la continuidad de la película, lo cual produciría grietas en el sistema impermeable y permitiría el paso del agua. Generalmente un asfalto con mayor punto de reblandecimiento tiene menor penetración (menor ductilidad), por lo cual es conveniente emplear asfalto con la mayor penetración posible, procurando que no disminuya el punto de reblandecimiento, para evitar que la carpeta impermeable se oscurezca e inutilice la impermeabilización. Cuando se utilizan estos productos, es muy importante no sobrecalentar ni recalentar el material, ya que en ambos casos se eliminan aceites plastificantes, provocándose un degradamiento en las características y propiedades del asfalto, lo que origina un envejecimiento prematuro del material. Por ello es necesario disponer del equipo adecuado de calentamiento, como son las calderas especiales para este fin, que disponen de termómetros, aislamiento térmico, etc.

Los usos específicos de cada tipo de asfalto oxidado, dependen de la pendiente del techo; de las máximas temperaturas, del calor, peso y tipo de acabado, etc. En términos generales, podemos decir que el tipo "A" sólo debe utilizarse en techos con poca pendiente y en climas extremadamente fríos, no en México. El tipo "B" en techos con poca pendiente y en climas fríos, aplicable a muy pocas regiones de México.

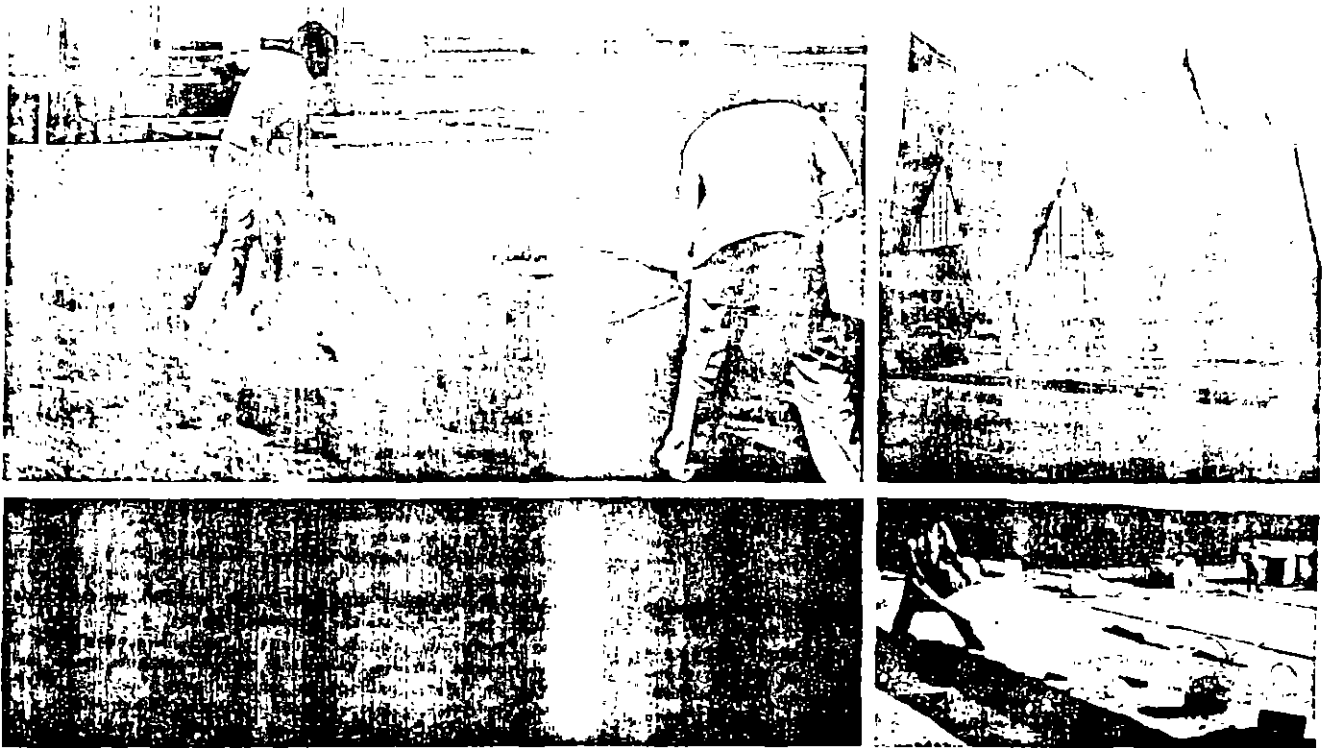
El tipo "C" en techos con pendientes hasta de 30°, en climas templados o en techos con pendientes pequeñas y en clima cálido.

Finalmente, el tipo "D" en techos con pendientes fuertes y en clima cálido.

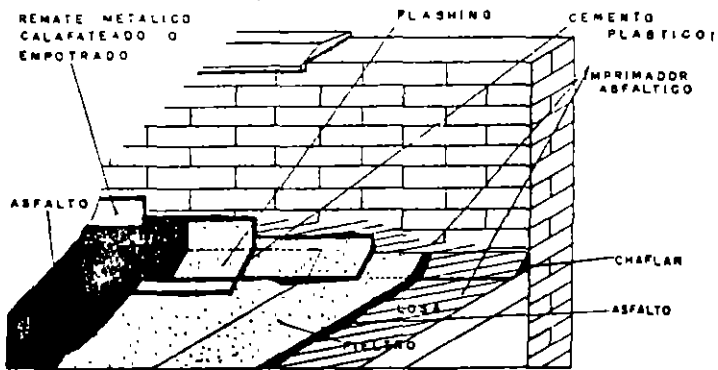
De lo anterior se desprende que para las condiciones de nuestro país, el tipo "C" debe ser el de uso general, y solamente en casos extremos se deberá emplear el tipo "D".

Los asfaltos oxidados de aplicación en caliente pueden mejorarse, dándoles mayor ductilidad, mediante un proceso de oxidación catalítica, haciéndolos más elásticos mediante la incorporación de hules sintéticos, o confiriéndoles mayor resistencia al intemperismo mediante la incorporación de ciertas cargas minerales. Sin embargo, se recomienda a los técnicos especificadores, que constaten que esas adiciones se efectúen en fábricas debidamente instaladas y bajo control químico, porque, cuando se hacen en forma empírica, generalmente degradan la calidad del revestimiento asfáltico.

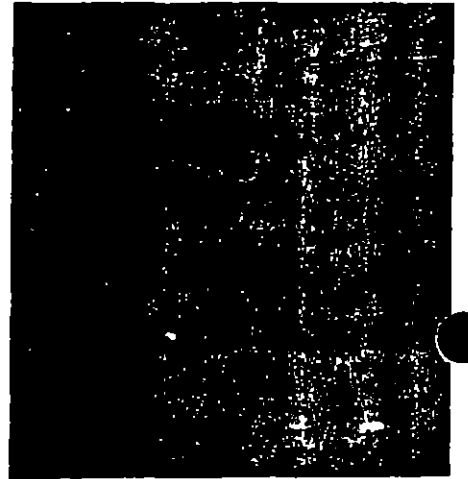
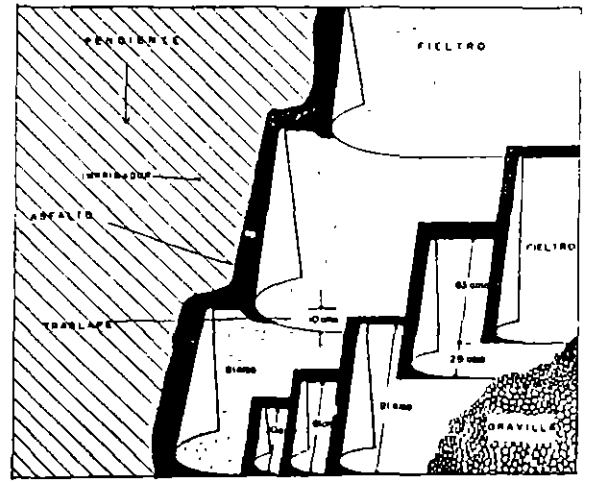
Puede pensarse que la impermeabilización con asfalto oxidado de aplicación en caliente, seguirá siendo por muchos años la alternativa más económica para impermeabilizar y que, siguiendo los lineamientos de instalación correctos, bajo un sistema impermeable fuerte y completo, resuelve con éxito la protección de muchos tipos de techos.



DETALLE DE REMATE EN PRETILES



IMPERMEABILIZACION EN CALIENTE A BASE DE FIELTROS



b) — DE APLICACION EN FRIO

b 1) — REVESTIMIENTOS EN FRIO CON BASE EMULSION ACUOSA ("IMPERCOAT S-40", "ELASTICOAT", "FIBRACOAT")

Estos revestimientos impermeables reúnen notables ventajas entre las que destacan las siguientes:

Se obtienen ya listos para usarse y no es necesario calentarlos previamente. Son flexibles a bajas temperaturas y no escurren en las condiciones más extremas.

Se adhieren sobre todo tipo de superficies o materiales húmedos o secos.

Funcionan sobre pendientes con cualquier inclinación, aun verticales.

Su manaja es sencilla y exenta de peligros.

Se pueden aplicar en forma manual o con equipo neumático.

Conservan sus propiedades por largo tiempo, aún en exposiciones directas al intemperismo.

Se pueden emplear solas o combinadas con membranas de refuerzo, para obtener sistemas multi-capas.

Las limitaciones de estos productos son las siguientes:

No son recomendables para servicios de inmersión muy prolongada o continua.

Requieren de 4 a 8 horas de tiempo de secado por capa, y su costo es algo mayor que los revestimientos de aplicación en caliente, pero tienen ventajas que, en algunos casos, los justifican ampliamente.

b 2) — REVESTIMIENTOS EN FRIO EN BASE DE SOLVENTES ORGANICOS ("ASFASOL", "FLEXOL").

Se clasifican dentro de este grupo a todos aquellos productos impermeabilizantes que se aplican directamente del envase y cuyo vehículo es un solvente; reciben también el nombre de impermeabilizantes rebajados. Estos impermeabilizantes son productos asfálticos mejorados con la adición de fibra de asbesto, elastómeros y rellenos minerales, que alargan su vida y permiten que formen capas, con una gran resistencia al agrietamiento producido por los efectos de la intemperie.

Los impermeabilizantes rebajados forman películas flexibles y sumamente impermeables con características de gran adhesividad, lo que permite que se utilicen no sólo como impermeabilizantes en sistemas nuevos, sino también como productos para rejuvenecimiento en sistemas ya aplicados y que puedan tener cierto deterioro. Además, ellos soportan inmersión continua.

10. — MEMBRANAS DE REFUERZO ("FIELTROQUIM", "IMPERFELT", "VITROCOAT").

Las membranas de refuerzo se aplican en sistemas impermeables generalmente en forma de "sandwich", entre dos capas de revestimiento impermeable, lográndose con esta impermeabilización más gruesas, resistentes e impermeables al paso del agua. Las membranas de refuerzo instaladas como componentes de un sistema, cubren las siguientes funciones:

- 10. — Aumentan la impermeabilidad del sistema protector.
- 10. — Permiten la aplicación de capas sucesivas de revestimientos impermeables.
- 10. — Aseguran un espesor mínimo a la carpeta impermeable.
- 10. — Aumentan la resistencia del sistema impermeable a los esfuerzos mecánicos.
- 10. — Retrasan el avance de las grietas superficiales hacia la losa.

Las diversas membranas de refuerzo que se obtienen en el mercado mexicano, cubren las funciones enumeradas y es aceptado que dichas membranas son elementos recomendables en un buen sistema de impermeabilización.

En el mercado nacional existen diferentes tipos de membranas, uniéndose entre ellas los fieltros, elaborados a base de fibras de celulosa, madera, algodón o fibras sintéticas, con las que se forman fieltros laminados que se saturan con asfalto y se utilizan como elementos de refuerzo con impermeabilizantes de aplicación en caliente. Estas membranas son impermeables por sí mismas, por lo cual aumentan la efectividad del sistema, además del refuerzo que le confieren.

Existen también membranas de filamentos de fibra de vidrio que se saturan o no con asfalto y que se utilizan como refuerzo en impermeabilizaciones de aplicación en caliente o en frío. Estas membranas no son impermeables de por sí, por lo cual sólo actúan como refuerzo.

50 — MATERIALES PREFABRICADOS ("FIELTROQUIM MINERALIZADO")

Los materiales prefabricados contienen tres de los elementos enunciados para un sistema impermeable, en un solo conjunto, ya que constan de un fieltro de celulosa o fibra de vidrio, recubierto con asfaltos estabilizados, terminando o no, con gravillas minerales opacas y decorativas.

De acuerdo con las necesidades del diseño, se pueden colocar como capas intermedias o de acabado.

60. — ACABADOS.

Los acabados son un elemento fundamental en la impermeabilización y con mucho acierto se ha dicho que, la vida útil del acabado, es la vida del sistema impermeable.

Lo anterior es comprensible, si se considera que los techos de una construcción, son la parte que más severamente es atacada por el intemperismo y por los destructores rayos ultravioleta de la luz solar. También debe considerarse que los materiales asfálticos, principalmente los de aplicación en caliente, son muy poco resistentes a la acción de la intemperie, por lo cual no es recomendable que queden directamente expuestos. Por ello, debe procurarse mantener siempre en condiciones, el acabado de cualquier impermeabilización.

Los acabados para impermeabilizaciones deben ser de colores claros, con el objeto de que los techos se calienten lo menos posible, lográndose con esto que los interiores se mantengan más frescos y que la vida útil de la impermeabilización se vea incrementada.

Los acabados más frecuentes para terminar los sistemas de impermeabilización, son los siguientes:

- 1 — Las gravillas naturales o pigmentadas.
- 2 — Las pinturas bituminosas en color aluminio ("BITUCOLOR ALUMINIO").
- 3 — Las pinturas elastoméricas blancas o en colores ("FLEXODECOR").
- 4 — Las pastas reflejantes (Fabricadas empleando "QUIMIWELD").
- 5 — El papel aluminio.
- 6 — En enladrillado u otro recubrimiento cerámico.
- 7 — Los pavimentos asfálticos, en frío o caliente ("FLEXOCRETO").
- 8 — Los recubrimientos elastoméricos con alta resistencia a la abrasión ("TIROPLASTIC").
- 9 — Los acabados prefabricados ("FIELTROQUIM MINERALIZADO").

Veamos ellos con más detalle:

1. — LAS GRAVILLAS NATURALES O PIGMENTADAS, son muy interesantes por su naturaleza inorgánica que les confiere alta resistencia al intemperismo, lográndose una amplia vida útil. Sin embargo, debe hacerse notar, que entre partícula y partícula hay intersticios en los cuales queda expuesto el asfalto al ataque de los elementos, además de que estas gravillas, generalmente tienen algún contenido de humedad, por lo que, al aplicarse en asfalto caliente, hay un anclaje pobre, lo cual ocasiona que posteriormente las gravillas se desprendan y quede "calvo", por así decirlo, el recubrimiento impermeable. Para evitar estos problemas, se recomienda aplicar una capa de acabado adicional sobre la base de gravillas, con la cual se cubrirán los intersticios y se fijarán entre sí mismas, evitando que se desprendan.

2. — LAS PINTURAS BITUMINOSAS ("BITUCOLOR ALUMINIO"), de color aluminio, son un acabado muy fácil de instalar, por lo que son ideales para trabajos de mantenimiento continuo, tienen una vida útil del orden de 1 a 3 años, dependiendo de su calidad y deben ser renovadas frecuentemente. No se recomiendan para techos con tránsito y su reflectividad es de primera clase.

3. — LOS RECUBRIMIENTOS ELASTOMERICOS ("FLEXODECOR"), son muy decorativos y durables, pero deben de tener ciertas características para asegurar buenos resultados.

Ellos no se deben aplicar directamente sobre asfalto de aplicación en caliente, sino sobre una base previa de gravilla o fibras ancladas al asfalto y pueden ser aplicados en forma directa, sobre algunos revestimientos de aplicación en frío.

Deben formar películas con buena elasticidad y estar formulados con resinas exentas de plastificantes volátiles, para que no se rigidicen rápidamente con la exposición directa al sol. Un acabado que cumpla las anteriores consideraciones, aplicado con un rendimiento del orden de 1/2 litro por metro cuadrado, tendrá una duración adecuada y soportará bien el tránsito eventual.

MATERIALES IMPERMEABILIZANTES

4

4 - LAS PASTAS REFLECTIVAS, se fabrican a partir de cal, cemento blanco y un ligante a base de resinas emulsionadas que les confiere cohesión y buena adherencia ("QUIMIWELD"). Estas pastas son durables y económicas, por lo cual su uso se ha extendido bastante. Son resistentes al intemperismo y soportan bien el tránsito eventual. Por ser rígidas, pueden aparecer ligeras fisuras, pero ellas no crean fallos de impermeabilidad.

5 - EL PAPEL DE ALUMINIO, se emplea algunas veces para recubrir impermeabilizaciones, ya que tiene muy buen poder reflectante y es resistente al intemperismo. Sin embargo, su uso se ha visto limitado por su pobre adherencia al asfalto, que ocasiona rápidos desprendimientos y roturas que dejan al descubierto el asfalto en un tiempo muy breve.

6 - EL ENLADRILLADO, es el recubrimiento tradicional de azoteas en nuestro país, y es un magnífico elemento protector para impermeabilizaciones. Entre sus cualidades podemos enumerar que es un material decorativo, que da un buen aislamiento al calor, siendo resistente a la intemperie y al tránsito frecuente. Cuando el ladrillo se coloca cuidadosamente sobre una impermeabilización, sin dañar a ésta, se puede asegurar que la impermeabilización tendrá una vida útil prolongada. Sin embargo, en la práctica se observa que los enladrilladores destruyen la carpeta impermeable, casi en forma inevitable, con lo que las filtraciones se manifiestan en seguida. La viciada práctica constructiva de fijar los hilos de nivel con clavos, directamente sobre la superficie, la de palear mezcla sobre la azotea; la de hacer pilas de ladrillos o de transitar con carretillas sobre las impermeabilizaciones, producen daños que rompen la continuidad del sistema y se presentan posteriormente las humedades. Es muy importante llamar la atención sobre el punto anterior, para así poder lograr una mayor colaboración entre los residentes, albañiles e impermeabilizadores, que redunde en trabajos más seguros, mejor coordinados y ejecutados. Siempre el trabajo en equipo, dará mejores frutos.

7 - LOS PAVIMENTOS ASFALTICOS ("FLEXOCRETO"), han ido adquiriendo en los últimos tiempos mayor importancia, como acabados para impermeabilización. Ellos son verdaderos sustitutos del enladrillado, ya que soportan tránsito pesado, aún de vehículos, y su vida útil es muy prolongada. Estos acabados se aplican con espesores mínimos de 1 cm. y se hacen a base de emulsiones asfálticas, con agregados de granulometría controlada y cemento Portland, colocándose sobre el techo por medio de maestras y emparejando con reglas de madera, en la misma forma en que se cuele un piso de concreto, pudiéndose obtener tanto acabados finos, como ásperos. Como estos acabados son colocados por el mismo instalador de la impermeabilización, se logra una garantía total sobre la impermeabilidad del techo, ya que se elimina la posibilidad de que durante el enladrillado se dañe la impermeabilización. Creemos que este tipo de acabados se irá aplicando cada vez más por las ventajas que posee. Estos acabados son magníficos sustitutos del ladrillo, pero no deben emplearse como impermeabilización única. Con ellos se obtendrá un funcionamiento óptimo si se colocan siempre sobre un sistema de impermeabilización completo, que contenga todos los elementos requeridos.

8 - RECUBRIMIENTOS ELASTOMERICOS CON ALTA RESISTENCIA A LA ABRASION ("FIROPLASTIC"). En los últimos tiempos se han venido desarrollando algunos recubrimientos "tipo pintura", que llevan en su formulación agregados de muy alta resistencia a la abrasión, con lo cual se obtienen superficies que no se desgastan fácilmente con el tránsito de personas. Estos revestimientos especiales superan a otro tipo de materiales semejantes, en cuanto a su resistencia al tránsito. Son de muy alta duración y se instalan fácilmente, teniendo también la característica de poderse colocar prácticamente en cualquier color.

9 - ACABADOS PREFABRICADOS ("FIELTROQUIM MINERALIZADO"). La característica de estos acabados es que son sumamente resistentes a la intemperie y de color uniforme, son fáciles de colocar y dan buena impermeabilidad a los sistemas en los que se aplican.

Estos son, a grandes rasgos, los materiales impermeabilizantes más usados hoy en día. Claro está que faltaban mencionar otros tales como las láminas metálicas, ya de cobre o plomo, u otros materiales como tejas o pizarras que en sí no son materiales impermeabilizantes.

II - SISTEMAS IMPERMEABLES.

Ya se ha establecido que los sistemas impermeabilizantes deben consistir con un número de tres componentes principales que son:

- 1 - EL PRIMARIO O BASE ADHERENTE
- 2 - LA CARPETA IMPERMEABLE.
- 3 - EL ACABADO

El primario o base adherente tendrá por objeto sellar la porosidad y las partículas de polvo sueltas en la superficie. La carpeta impermeable, será la verdaderamente responsable de la impermeabilidad del sistema. Estas carpetas pueden estar formadas por capas alternadas de revestimientos y membranas de refuerzo. Se acepta generalmente que, a mayor número de capas, se obtiene más seguridad y mayor duración, lo cual es relativamente cierto cuando se comparan entre sí sistemas a base de los mismos materiales. Sin embargo, debe de considerarse también, que existen materiales de mejor funcionamiento con los que se obtienen óptimos resultados a espesores menores. Podemos establecer que un material más elástico, dúctil, impermeable y resistente al envejecimiento, dará un funcionamiento equivalente con menor espesor. Los acabados, como ya queda dicho también, tienen por función proteger a la carpeta impermeable contra el ataque del intemperismo y del ataque físico por el uso inadecuado e imprevisto a que se somete esa carpeta. Una vez establecidos ya los componentes de los sistemas de impermeabilización, se podrían clasificar en cuatro grupos:

- 1 - Los de aplicación en frío.
- 2 - Los de aplicación en caliente.
- 3 - Los de aplicación mixta.
- 4 - Los prefabricados.

Las características de cada uno de estos tipos de sistemas son las siguientes:

1 - LOS DE APLICACION EN FRIO

Ellos se efectúan partiendo de materiales listos para usarse, sin necesidad de calentarlos.

Los materiales de aplicación en frío se adhieren firmemente sobre todo tipo de superficies, en algunos casos aún estando húmedas, lo cual reduce la posibilidad de que se presenten las tan comunes burbujas y desprendimientos, aunque algunas veces aparecen cuando se trabaja con superficies con alto contenido de humedad.

Otro aspecto interesante es que los refuerzos que se emplean para aplicaciones en frío son generalmente dúctiles y flexibles, lográndose con ello trabajos mejor adaptados a las sinuosidades de las superficies.

Ventajas también muy importantes de estos sistemas de aplicación en frío, son que no se escurren, sea cual fuera la inclinación de las superficies o la temperatura de operación y que tampoco se cristalizan.

Se debe mencionar que estos sistemas son muy resistentes al intemperismo y al envejecimiento natural, manteniéndose impermeables, flexibles y dúctiles durante muchos años.

Así pues, los impermeabilizantes en frío son sumamente ventajosos en la mayoría de los casos, ya que su instalación es rápida y sin molestias, además de que tienen una gran efectividad y larga duración.

Por otra parte, estos materiales son bastante indicados para trabajos de mantenimiento local, ya que por su facilidad de aplicación pueden ser instalados por personal que tenga poco entrenamiento.

2 - SISTEMAS DE APLICACION EN CALIENTE.

Los sistemas de impermeabilización que se aplican en caliente, tienen la ventaja de ser económicos, formar carpetas fuertes y resistentes a la penetración y resistir el tránsito y el uso rudo que suele existir en algunas obras en construcción. Por estas razones es recomendable su uso en techos que serán recubiertos con enladrillado, además de cualquier otro tipo de obra en las que se requiera una buena protección a bajo costo. Ventaja adicional de estos materiales es la de que están exentos de solventes.

Para que estos materiales se puedan aplicar en forma adecuada, deben de ser calentados hasta que se fundan. Sin embargo, la temperatura del calentamiento no debe ser superior de 220°C., porque se degradan. Tampoco debe recalentarse el material durante más de 10 hs., porque se logra un efecto similar. Debemos señalar que estos materiales no se adhieren sobre superficies hú-

medas. Se puede decir pues, que los procedimientos de impermeabilización a base de asfaltos oxidados aplicados en caliente, están llamados a perdurar en la industria de la construcción, mientras no se encarezcan demasiado los derivados del petróleo requeridos para su obtención.

3 — SISTEMAS DE IMPERMEABILIZACION DE APLICACION MIXTA.

Estos sistemas consisten en la combinación de aplicaciones de sistemas de impermeabilización en caliente, terminados con una capa superior de impermeabilizante en frío, con lo cual se logran conjugar las ventajas de ambos procedimientos, que son obtener fuerza y resistencia al mal trato, que confiere la impermeabilización en caliente, protegerla por un recubrimiento en frío, que soporta el intemperismo y el envejecimiento. Simultáneamente se fijan mejor las gravillas y se pueden terminar bien varios detalles que son fundamentales para asegurar la eficacia de la impermeabilización, tales como pretilas, bajadas pluviales, tuberías, etc., lográndose además una cubierta superior, sumamente resistente al agrietamiento.

Lo anterior explica el porqué, con los sistemas mixtos, se obtienen carpetas impermeables seguras y durables.

4 — SISTEMAS A BASE DE PREFABRICADOS.

Estos sistemas tienen la ventaja de poseer un espesor uniforme controlado en fábrica, con lo cual se obtiene una protección adecuada en todos los puntos recubiertos.

Son indicados para recubrir superficies desde bajas temperaturas, hasta de 60°C, sin riesgo de escurrimiento.

Además, debemos mencionar que su acabado granulada en colores, se aplica en fábrica, lográndose con ello un aspecto decorativo de larga duración.

Este tipo de sistemas se pueden fijar sobre la superficie, bien por medios mecánicos o bien por medio de adhesivos asfálticos en frío o caliente, con bastante rapidez; es recomendable colocar membranas de refuerzo adicionales.

IMPERMEABILIZANTES NO BITUMINOSOS.

Todo lo que se ha mencionado anteriormente se refiere a impermeabilizantes de índole asfáltica. Sin embargo, hay que indicar que existen otras impermeabilizantes de distinta base, las cuales se pueden dividir en:

1 — ELASTOMERICOS ("FLEXODECOR", "ÁLBERQUIM"), que pueden ser líquidos o ya en membranas prefabricadas.

LOS ELASTOMERICOS LIQUIDOS — Son los productos que se aplican por medio de brocha o equipo de aspersión, sobre las superficies.

Algunos de ellos curan por evaporación del solvente y algunos otros por reacciones químicas, significando que son cien por ciento sólidos.

Estos materiales tienen magníficas propiedades generales. Por ejemplo: los hay que son a base de neopreno-hypalon, poliuretano o hule clorado, y se emplean con éxito en el acabado de albercas. Tienen alta resistencia al intemperismo y una gran elasticidad. Sin embargo, su uso en techos es bastante limitado, debido al muy alto precio del producto.

LOS ELASTOMERICOS SÓLIDOS, que se presentan ya en forma de membranas prefabricadas, tales como las de hule butilo, P.V.C. o similares; tienen el inconveniente de que son sumamente difíciles de sellar en los traslapes entre membrana y membrana. Además, como las superficies no son siempre totalmente planas, sino que hay algunas irregularidades, se forman pequeños alanos durante su colocación, que son prácticamente imposibles de pegar en forma eficiente. El resultado es que aunque a través de la membrana no logra pasar el agua, ella pasará por el traslape, ocasionando muy serios problemas. Por esta razón, la aplicación de estos materiales se debe encargar a compañías muy especializadas en este tipo de trabajos.

2 — MATERIALES VARIOS

Otro grupo sería el formado por los materiales rígidos, cerámicos, materiales rígidos laminados tales como las tejas, las láminas metálicas, que pueden ser de cobre, plomo, hierro o aluminio y un tercer grupo que estaría formado por los materiales de capilaridad negativa o hidrófugos, en los cuales podríamos señalar dos grupos: los silicónes para impermeabilizaciones de superficies

verticales y el de los impermeabilizantes integrales, formado a base de jabones metálicos.

3 — MATERIALES CERAMICOS — En el grupo de los materiales rígidos, cerámicos, tenemos por ejemplo las tejas, que en algunas épocas se han usado como materiales únicos en los techos, pero que debido a que se rompen y desacomodan fácilmente con el viento, se considera que su uso, hoy en día, debería de destinarse más bien a fines únicamente decorativos y de protección contra la intemperie. Lo correcto sería colocar debajo de las tejas una impermeabilización formal, como sucede en otros países. Este material día a día va cayendo en desuso.

4 — LAMINAS METALICAS

Podríamos citar las láminas metálicas de plomo o de cobre. Como ejemplo de la aplicación de ellas se pueden mencionar el Palacio de los Deportes o la misma Basílica de Nuestra Señora de Guadalupe en la Ciudad de México. Con su uso se pueden lograr efectos decorativos muy interesantes y de muy alta duración. Sin embargo, se debe señalar que su colocación significa una verdadera obra de artesanía, ya que deben de soldarse con todo cuidado los traslapes oblicuos. Además, en ellas deben de hacerse recortes muy finos y su costo es muy elevado, lográndose muy buenos resultados, aunque deben ser tomados en cuenta los inconvenientes ya mencionados.

En cambio, no es lo mismo cuando se usan láminas de hierro, aun cuando éste esté galvanizado, porque existen puntos, sobre todo donde se daña el galvanizado a la hora del engargolado en los traslapes, que inevitablemente se oxidan, se corroen y dan puntos de penetración al agua. Lo más grave de este tipo de recubrimientos, es que posteriormente el agua se almacena debajo de ellas y "sigue lloviendo" muchos meses después de que pasa la temporada de lluvias. Así pues, se recomienda que estos acabados sean tratados con mucho cuidado, cuando decidan usarse las láminas de hierro como impermeabilizantes.

5 — Un quinto grupo sería, como ya se mencionó, el de los MATERIALES DE CAPILARIDAD NEGATIVA. Estos materiales no forman verdaderas películas sobre los materiales que protegen, sino que su acción consiste en invertir la capilaridad de las porosidades, de tal manera que de ser afines hacia el agua sean repelentes hacia ella, por lo cual habrá cierto rechazo al agua que esté en contacto con esa superficie. Naturalmente que el agua es rechazada en tanto que la presión que la empuja hacia dentro, no supere a la fuerza de repelencia.

Estos materiales de capilaridad negativa, hay que considerarlos a su vez, divididos en dos grupos, formados por:

a) — SILICONES REPELENTES ("AQUASIL "A" Y "S"), los cuales se emplean para proteger de la entrada de agua de la lluvia, superficies verticales. Debe hacerse hincapié en que estos repelentes a base de silicónes, no son para impermeabilizar techos, puesto que ahí se acumulan tirantes de agua con presiones suficientes para vencer a la repelencia de los silicónes. Deben emplearse exclusivamente en fachadas en las cuales se tengan acabados a base de materiales absorbentes, con la limitación de que los poros de dichos materiales deben de ser de tamaño capilar. Si son poros grandes, entonces la acción de los silicónes se ve bastante disminuida y el agua será absorbida hacia el interior.

b) — El segundo grupo de estos materiales es el formado por los IMPERMEABILIZANTES INTEGRALES ("IMPERQUIM POLVO, LIQUIDO Y PASTA") que, generalmente, están formados a base de jabones metálicos, con lo cual se disminuye grandemente la absorción del agua. Debe decirse que estos materiales tampoco son una solución completa en lasas de concreto, ya que ahí el agua no entrará exclusivamente por la porosidad que queda en el concreto, sino que también penetrará a través de las fisuras capilares y por todos los detalles constructivos que componen la losa, independientemente de que en ellos invariablemente se presentan agrietamientos posteriores al colado, por la hidratación natural del cemento, o bien, por los asentamientos de las construcciones. Así pues, los impermeabilizantes integrales son adecuados y se recomiendan más bien para disminuir en alto grado la absorción de agua a través de cimentaciones, en muros de concreto, cisternas, etc., pero con las serias reservas ya mencionadas. Una vez enumerados los diferentes materiales impermeabilizantes con que se cuenta, y explicada la forma de combinarse para lograr lo que se llama un sistema impermeable, se señalan algunos sistemas:

MATERIALES IMPERMEABILIZANTES

6

SISTEMAS DE IMPERMEABILIZACION

TIPO DE SUPERFICIE	VIDA UTIL ESPERADA					
	3 AÑOS		5 AÑOS		10 AÑOS	
	FRIO	CALIENTE	FRIO	CALIENTE	FRIO	CALIENTE
LOSAS HIGROSCOPICAS	IQF1	IQC1	IQF2	IQC2	IQF4	IQC4
LOSAS AISLADAS	IQF1	IQC1	IQF2	IQC2	IQF4	IQC4
LABERINTES DE CONCRETOS	IQF1	IQC1	IQF2	IQC2	IQF4	IQC4
LOSAS DE SOLERA	IQF1	IQC1	IQF2	IQC2	IQF4	IQC4
BOVEDA CATALANA	IQF1	IQC1	IQF2	IQC2	IQF4	IQC4
MADERA	IQF1M	IQC1M	IQF2M	IQC2M	IQF4M	IQC4M
TRABELOCAS	IQF1	IQC1	IQF2	IQC2	IQF4	IQC4
GRANULAS DE BARRO	IQF1	IQC1	IQF2	IQC2	IQF4	IQC4
CONJUNTO DE DIRECCION	IQF1	IQC1	IQF2	IQC2	IQF4	IQC4

"IQF1"

- Limpieza y preparacion de la superficie, eliminando materiales sueltos o mal adheridos
- Calafateo de zonas criticas, tales como grietas, juntas, chafflans, bajadas, tuberias, etc, empleando "Bituplastic".
- Aplicacion de una mano de imprimador "Imperprim S-L", para sellar la porosidad de la superficie a razon de 0,2 lt/m²
- Aplicacion en frio de una capa de impermeabilizante "Impercoat S-40" a razon de 1,5 lt/m²
- Colocacion de una malla de fibra de vidrio "Vitracoat" con traslapes minimos de 5 cm
- Aplicacion de una segunda capa de "Impercoat S-40" a razon de 1,5 lt/m².
- Aplicacion de gravilla a grano de marmol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

"IQF2"

- Siganse los cuatro primeros pasos realizados para "IQF1".
- Colocacion de una malla de fibra de vidrio "Vitracoat" con traslapes minimos de 5 cm
- Aplicacion de una segunda capa de "Impercoat S-40" a razon de 1,5 lt/m².
- Colocacion de una segunda malla "Vitracoat".
- Aplicacion de una tercera capa de "Impercoat S-40".
- Aplicacion de gravilla a grano de marmol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

"IQC1"

- Siganse los tres primeros pasos realizados para "IQF1".
- Aplicacion en caliente de una capa de impermeabilizante "Asfalquim 1512" a razon de 1,5 kg/m².
- Colocacion de una lamina de fieltro impermeable "Fieltraquim No 15", con traslapes minimos de 5 cm.
- Aplicacion de una segunda capa de impermeabilizante "Asfalquim 1512".
- Aplicacion de gravilla a grano de marmol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

"IQC2"

- Siganse los cuatro primeros pasos realizadas para "IQC1"
- Colocacion de una lamina de fieltro impermeable "Fieltraquim No. 15", con traslapes minimos de 5 cm
- Aplicacion de una segunda capa de impermeabilizante "Asfalquim 1512"
- Colocacion de una segunda lamina de "Fieltraquim No. 15"
- Aplicacion de una tercera capa de "Asfalquim 1512".
- Aplicacion de gravilla a grano de marmol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

"IQF4"

- Siganse los ocho primeros pasos realizados para "IQF2".
- Colocacion de una tercera malla de "Vitracoat".
- Aplicacion de una cuarta capa de "Impercoat S-40".
- Colocacion de una cuarta malla de "Vitracoat".
- Aplicacion de una quinta capa de "Impercoat S-40"
- Aplicacion de gravilla a grano de marmol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados)

"IQC4"

- Siganse los ocho primeros pasos realizados para "IQC2".
- Colocacion de una tercera lamina de "Fieltraquim No. 15".
- Aplicacion de una cuarta capa de "Asfalquim 1512".
- Colocacion de una cuarta lamina de "Fieltraquim No. 15".
- Aplicacion de una quinta capa de "Asfalquim 1512".
- Aplicacion de gravilla a grano de marmol
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

NOTAS:

"S": En los sistemas terminados en "S", aumentese la siguiente al punto segundo: sellado de juntas entre losa y losa, empleando "Gasolastic".

"M.": En los sistemas terminados en "M", sustituyese el punto tercero por lo siguiente: claveteado sobre toda la superficie de, una lamina de "Fieltraquim No. 15", con traslapes minimos de 20 cm.

ACABADOS PARA IMPERMEABILIZACION

MATERIAL	VIDA UTIL ESPERADA	RESISTENCIA AL TRAFICO	COLOUR	NIVEL DE PRECIO	CICLO DE MANTENIMIENTO
FLORDECOR	5 AÑOS	EVENTUAL	TODOS COLORES	85%	5 AÑOS
PASTA QUINQUEL	5 AÑOS	EVENTUAL	BLANCO	8%	5 AÑOS
BIVUCOLOR ALUMINIO	5 AÑOS	NO	ALUMINIO	8%	5 AÑOS
BIVUCOLOR ROJO	5 AÑOS	NO	ROJO OSCURO	8%	5 AÑOS
FLORCRETO	10 AÑOS	ECCLENTE	TODOS COLORES	70%	10 AÑOS
ENLADRILLADO	10 AÑOS	ECCLENTE	ROJO	100%	10 AÑOS



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
RESIDENTES DE CONSTRUCCION**

**TRANSPORTACION Y MONTAJE DE
ESTRUCTURAS DE ACERO**

ING. GUILLERMO DELGADO TERRAZAS

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO. Postal M-2285
Teléfonos: 512-8955 512-5121 521-7335 521-1987 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

✓

" RESIDENTES DE CONSTRUCCION "

TEMA:-----TRANSPORTACION Y MONTAJE DE ESTRUCTURAS-----

- 1.- Especificaciones:
Precios Unitarios
Contratación
Estimaciones
Seguros
Daños Típicos
Seguridad.

- 2.- Herramientas:
Grilletes
Cables
Estrobos
Grampas
Ganchos
Cadenas
Templadores.

- 3.- Equipos:
Trailers.
Plataformas Normales
Plataformas Telescópicas
Low-Boy
Dolly
Módulos
Grúas montadas en camión Telescópicas Hidráulicas
Grúas montadas en camión de Pluma Estructural.
Grúas montadas en orugas de Pluma Estructural.
Grúas
Grúas Torres sobre camión.
Grúas Torres fijas en Obra.

- 4.- Estructuras de acero:
Columnas.
Trabes
Largueros
Arcos.
Armaduras.
Tanques horizontales, elevados verticales

- 5.- Estructuras de Concreto:
Zapatas.
Columnas.
Trabes.
Largueros.
Losas Planas.
Doble "T"
Dovelas para Tanques.
Dovelas para Tomar Tubería.

TABLA DE CARGAS
SUPERLOOP
 "CAMESA".

ESTROBOS



TABLA DE CARGAS MAXIMAS CON LAS QUE DEBEN TRABAJAR LOS ESTROBOS "SUPERLOOP CAMESA" EN LAS DIVERSAS APLICACIONES SEGUN ILUSTRACION.

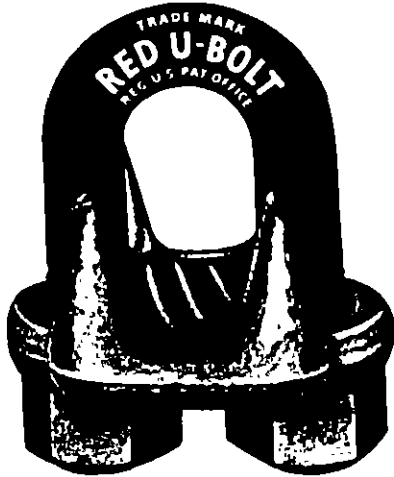
CABLE DIAMETRO:		CARGA DE SEGURIDAD Tons.	ESTROBO									
mm.	pulg.		Tons.	Tons.	Tons.	Tons.	100	200	600	900	1200	1500
7.94	5/16"	.65	.65	.48	1.3	1.3	1.25	1.13	0.91	0.65	0.34	
9.53	3/8"	.96	.96	0.71	1.92	1.92	1.85	1.66	1.35	0.96	0.49	
11.11	7/16"	1.36	1.36	1.01	2.72	2.72	2.62	2.36	1.91	1.36	0.70	
12.70	1/2"	1.8	1.8	1.34	3.6	3.6	3.48	3.1	2.53	1.8	0.93	
14.30	9/16"	2.28	2.28	1.7	4.56	4.56	4.43	3.94	3.21	2.28	1.18	
15.90	5/8"	2.8	2.8	2.08	5.6	5.6	5.4	4.85	3.93	2.8	1.45	
19.05	3/4"	4.0	4.0	3.0	8.0	8.0	7.7	6.92	5.63	4.0	2.07	
22.23	7/8"	5.41	5.41	4.05	10.82	10.82	10.45	9.35	7.62	5.41	2.8	
25.40	1"	7.04	7.04	5.25	14.08	14.08	13.6	12.17	9.92	7.04	3.62	
28.60	1 1/8"	8.5	8.5	6.35	17.0	17.0	16.4	14.7	11.98	8.5	4.30	
31.75	1 1/4"	10.8	10.8	8.05	21.6	21.6	20.8	18.6	15.22	10.8	5.6	
34.90	1 3/8"	13.0	13.0	9.7	26.0	26.0	25.1	22.48	18.52	13.0	6.7	
38.10	1 1/2"	15.4	15.4	11.5	30.8	30.8	29.8	26.63	21.71	15.4	7.95	

Tabla calculada únicamente para cables de construcción 6 x 19 alma de fibra tipo Cobra. El Coeficiente de seguridad utilizado para calcular las cargas máximas indicadas es de 5 a 1. Si desea utilizar otra construcción de cable, bastará dividir entre 5 la carga efectiva de ruptura indicada en nuestra sección. TABLAS Y CONSTRUCCIONES.

Observese que la resistencia de los estrobos varía según la forma en que se instalan, a medida que el ángulo que forman los brazos del estrobo aumenta, la carga de seguridad disminuye.

GRAMPAS, PERNOS O NUDOS

CROSBY® CLIPS



G-450

Look for the Red-U-Bolt®
your assurance of
Crosby Clips

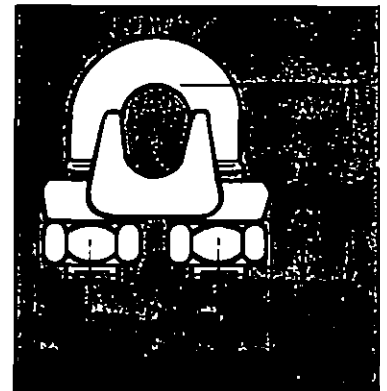
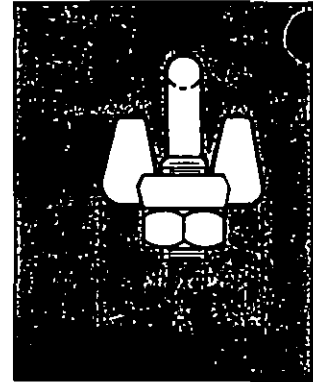
- Forged base
- Rolled Threads*
- Entire Clip — "Hot dip" galvanized to resist corrosive and rusting action
- Only Crosby Clips have a Red U-BOLT for instant recognition

IMPORTANT: Failure to make a termination using Crosby Clips in accordance with available application information could lead to a reduction in the efficiency rating.

Correct application instructions available in handy Crosby Clip Application Card, from your Crosby-Group distributor

Crosby Clips all sizes 1/4" and larger, meet Federal Specification FF-C-450 TYPE 1 CLASS 1.

For Crosby Clip Application instruction booklet, write Crosby Group Advertising Dept., P.O. Box 3128, Tulsa, OK 74101



*Rolled Threads 1/8" Through 1 1/2" sizes.

1/8	7/32	23/32	7/16	15/32	13/32	13/16	15/16	2	6
3/16	1/4	31/32	9/16	19/32	1/2	15/16	15/32	2	10
1/4	5/16	11/32	1/2	3/4	21/32	13/16	17/16	2	18
5/16	3/8	13/8	3/4	7/8	23/32	15/16	111/16	2	30
3/8	7/16	1 1/2	3/4	1	29/32	15/8	115/16	2	47
7/16	1/2	1 7/8	1	1 3/16	1 1/32	1 13/16	2 9/32	2	76
1/2	1/2	1 7/8	1	1 3/16	1 1/8	1 29/32	2 9/32	3	80
9/16	9/16	2 1/4	1 1/4	1 5/16	1 7/32	2 1/16	2 1/2	3	104
5/8	9/16	2 3/8	1 1/4	1 5/16	1 11/32	2 1/16	2 1/2	3	106
3/4	5/8	2 3/4	1 7/16	1 1/2	1 13/32	2 1/4	2 27/32	4	150
7/8	3/4	3 1/8	1 5/8	1 3/4	1 19/32	2 7/16	3 5/32	4	212
1	3/4	3 1/2	1 13/16	1 7/8	1 25/32	2 5/8	3 15/32	5	250
1 1/8	3/4	3 7/8	2	2	1 29/32	2 13/16	3 19/32	6	280
1 1/4	7/8	4 1/4	2 1/8	2 5/16	2 3/16	3 1/8	4 1/8	7	415
1 3/8	7/8	4 5/8	2 5/16	2 3/8	2 5/16	3 1/8	4 3/16	7	460
1 1/2	7/8	4 15/16	2 3/8	2 19/32	2 17/32	3 13/32	4 7/16	8	530
1 5/8	1	5 5/16	2 5/8	2 3/4	2 21/32	3 5/8	4 3/4	8	700
1 3/4	1 1/8	5 3/4	2 3/4	3 1/16	2 15/16	3 13/16	5 9/32	8	925
2	1 1/4	6 7/16	3	3 3/8	3 9/32	4 7/16	5 7/8	8	1325
2 1/4	1 1/4	7 1/8	3 3/16	3 7/8	3 15/16	4 9/16	6 3/8	8	1625
2 1/2	1 1/4	7 11/16	3 7/16	4 1/8	4 7/16	4 11/16	6 5/8	9	1775
2 3/4	1 1/4	8 5/16	3 9/16	4 3/8	4 7/8	5	6 7/8	10	2200
3	1 1/2	9 3/16	3 7/8	4 3/4	5 11/32	5 5/16	7 5/8	10	3100
3 1/2	1 1/2	10 3/4	4 1/2	5 1/2	6	6 3/16	8 5/8	12	4000

FORGED SHACKLES

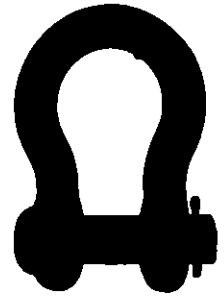
GRILLETES

Load Rated



G-209 S-209

Screw pin anchor shackles meet Federal Specification RR-C-271b Type IV Class 1.



G-213 S-213

Round pin anchor shackles meet Federal Specification RR-C-271b Type IV Class 4.

- Safe Working Load permanently shown on every shackle.
- Forged, Quenched and Tempered, with alloy pins.
- Capacities 1/3 thru 150 tons.
- Look for the red color . . . mark of genuine Crosby-Laughlin quality.
- Shackles can be furnished proof tested with certificates per requirements of A.B.S. and/or I.C.G.B. Charges for proof testing and certification available on request.
- Hot Dip Galvanized or Self Colored

ANCHOR SHACKLES

Safe Working Load, Tons	Nominal Shackle Size, Inches	Pin Dia., Inches	Pin Length, Inches	Pin Width, Inches	Pin Thickness, Inches	Pin Diameter, Inches	Pin Length, Inches	Pin Width, Inches	Pin Thickness, Inches	Pin Diameter, Inches	Pin Length, Inches
† 1/3	3/16	7/8	3/8	1 1/16	1/4	9/16	1/16	1/16	—	.05	
1/2	1/4	1 1/8	1/2	25/32	5/16	1 1/16	1/16	1/16	.13	.10	
3/4	5/16	1 7/32	17/32	27/32	3/8	1 3/16	1/16	1/16	.18	.19	
1	3/8	1 7/16	2 1/32	1 1/32	7/16	3 1/32	1/8	1/16	.25	.25	
1 1/2	7/16	1 11/16	2 3/32	1 5/32	1/2	1 1/16	1/8	1/16	.38	.50	
2	1/2	1 7/8	1 3/16	1 5/16	5/8	1 3/16	1/8	1/16	.56	.75	
3 1/4	5/8	2 3/8	1 1/16	1 11/16	3/4	1 9/16	1/8	1/16	1.25	1.44	
4 3/4	3/4	2 13/16	1 1/4	2	7/8	1 7/8	1/4	1/16	2.32	2.25	
6 1/2	7/8	3 5/16	1 7/16	2 9/32	1	2 1/8	1/4	1/16	3.40	3.50	
8 1/2	1	3 3/4	1 11/16	2 11/16	1 1/8	2 3/8	1/4	1/16	5.00	5.00	
9 1/2	1 1/8	4 1/4	1 13/16	2 29/32	1 1/4	2 3/8	1/4	1/16	6.97	7.25	
12	1 1/4	4 11/16	2 1/32	3 1/4	1 3/8	3	1/4	1/16	10.13	9.75	
13 1/2	1 3/8	5 3/16	2 1/4	3 1/2	1 1/2	3 5/16	1/4	1/8	13.25	13.25	
17	1 1/2	5 3/4	2 3/8	3 3/8	1 5/8	3 3/8	1/4	1/8	17.25	17.70	
25	1 3/4	7	2 7/8	5	2	4 5/16	3/4	1/8	29.46	30.38	
35	2	7 3/4	3 1/4	5 3/4	2 1/4	5	3/4	1/8	45.75	45.00	
†55	2 1/2	10 1/2	4 1/8	7 1/4	2 3/4	6	3/4	1/4	—	85.75	

†Furnished in screw pin only.

S-2131



Trawling shackle with thin square head with screw pin.

TRAWLING SHACKLES Self Colored only

2	1/2	1 5/8	1 3/16	5/8	1 3/16	1/8	1/16	.75
3 1/4	3/8	2	1 1/16	3/4	1 9/16	1/8	1/16	1.24
4 3/4	3/4	2 3/8	1 1/4	7/8	1 7/8	1/4	1/16	2.25
6 1/2	7/8	2 13/16	1 7/16	1	2 1/8	1/4	1/16	3.28
8 1/2	1	3 3/16	1 11/16	1 1/8	2 3/8	1/4	1/16	4.66

EYE HOOK

GANCHOS DE OJO

Load Rated

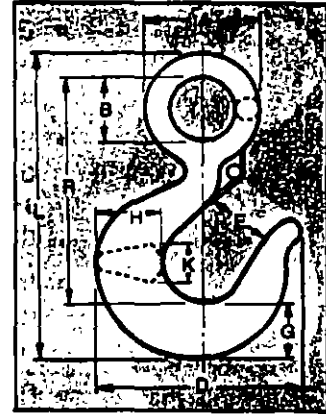


S-320

- The most complete line of eye and shank hooks — ¼ ton through 300 ton capacities.
- Available in three materials — carbon steel, alloy steel and bronze.
- Quenched and tempered.
- Proper design, careful forging and precision controlled quench and tempering gives maximum strength without excessive weight and bulk.
- Rated capacity is permanently shown on each hook.
- All hooks are offered with a drilled cam at no extra cost.
- Every Crosby-Laughlin Eye Hook with the pre-drilled cam can be a latch equipped hook.
- Simply purchase the latch assemblies listed and shown on page 25 and 26.
- Even years after purchase of the original hook, latch assemblies can be added.
- Load Rating code stamped on each hook.

REVERSED EYE HOOKS 321 — Reversed eye hooks also available with eye at right angle to plane of hook. Stocked in capacities through 30 ton. Latch assemblies cannot be added to reversed eye hooks.

NOTE: Proof load twice safe working load. ¼ ton through 40 ton carbon — average straightening load (ultimate load) is five times safe working load. All bronze and alloy hooks — average straightening load (ultimate load) is four times safe working load.



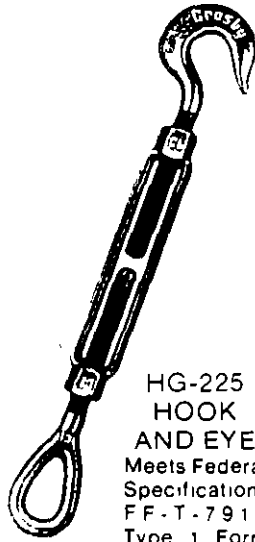
Eye Hook Dimensions with S-4055 Latch Assembled

Capacity	Eye Dia	Shank Dia	Eye Dia	Shank Dia	Weight	Weight	Weight	Weight	Weight	Weight	Weight	Weight	Weight	Weight	Weight
¾	1	DC	DA	1.47	.75	2.88	.94	.75	.81	.56	4.34	3.22	.81	.88	.50
1	1½	FC	FA	1.75	.91	3.19	1.03	.84	.94	.62	4.94	3.66	.81	.97	.75
1½	2	GC	GA	2.03	1.12	3.62	1.06	1.00	1.16	.75	5.56	4.09	.84	1.00	1.00
2	3	HC	HA	2.41	1.25	4.09	1.22	1.12	1.31	.84	6.81	4.69	1.19	1.12	1.70
3	4½	IC	IA	2.94	1.56	4.94	1.50	1.44	1.62	1.12	7.91	5.75	1.38	1.34	3.60
5	7	JC	JA	3.81	2.00	6.50	1.88	1.81	2.06	1.38	10.09	7.38	1.78	1.69	7.50
7½	11	KC	KA	4.69	2.44	7.56	2.25	2.25	2.62	1.62	12.44	9.06	2.12	2.06	13.00
10	15	LC	LA	5.38	2.84	8.69	2.50	2.59	2.94	1.94	13.94	10.06	2.56	2.25	19.00
15	22	NC	NA	6.62	3.50	11.00	3.38	3.00	3.50	2.38	17.09	12.50	2.88	3.00	35.00
20	30	OC	OA	7.00	3.50	13.62	4.00	3.66	4.62	3.00	19.47	14.06	3.44	3.62	60.00
25	37	PC	PA	8.50	4.50	14.06	4.25	4.56	5.00	3.75	24.75	18.19	3.88	3.75	105.00
30	45	SC	SA	9.31	4.94	15.44	4.75	5.06	5.50	4.12	27.38	20.12	4.75	4.25	148.00
40	60	TC	TA	10.75	5.69	18.50	5.75	6.00	6.50	4.62	32.25	23.72	5.69	5.12	228.00

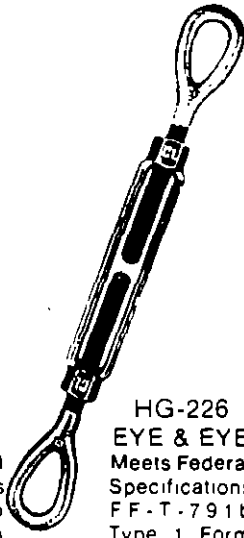
320C — Carbon steel. 320A — Alloy steel

*Available hot dip galvanized thru 15 tons

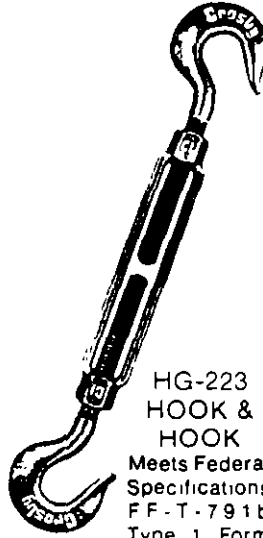
TEMPLADORES



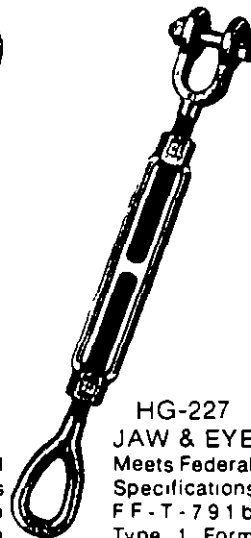
**HG-225
HOOK
AND EYE**
Meets Federal
Specifications
FF-T-791b
Type 1 Form
1 — CLASS 6



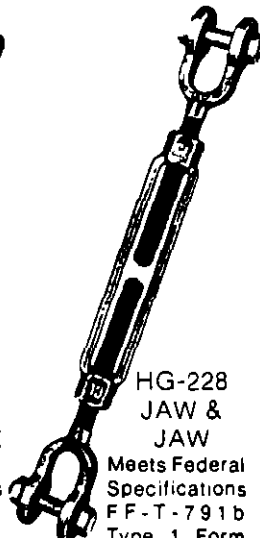
**HG-226
EYE & EYE**
Meets Federal
Specifications
FF-T-791b
Type 1 Form
1 — CLASS 4



**HG-223
HOOK &
HOOK**
Meets Federal
Specifications
FF-T-791b
Type 1 Form
1 — CLASS 5



**HG-227
JAW & EYE**
Meets Federal
Specifications
FF-T-791b
Type 1 Form
1 — CLASS 8



**HG-228
JAW &
JAW**
Meets Federal
Specifications
FF-T-791b
Type 1 Form
1 — CLASS 7

Hot dip galvanized forged steel, all end fittings except $\frac{1}{4}$, $\frac{5}{16}$ and $\frac{3}{8}$, sizes quenched and tempered, bodies heat treated by normalizing. Outstanding design features include elongated turnbuckle eyes. For turnbuckle sizes, $\frac{1}{4}$ " through $2\frac{1}{2}$ ", shackles one size smaller can be reeved through turnbuckle eye. Mod thread an exclusive feature.

THE TURNBUCKLE WITH THE MOD THREAD

Jaw End Fittings, sizes $\frac{1}{4}$ " through $\frac{5}{8}$ " have Bolts and Nuts. Jaw End Fittings, sizes $\frac{3}{4}$ " through $2\frac{3}{4}$ " have Pins and Cotters.

Hot dip galvanized Lock Nuts available for all sizes — R.H.-G4060, L.H.-G4061.

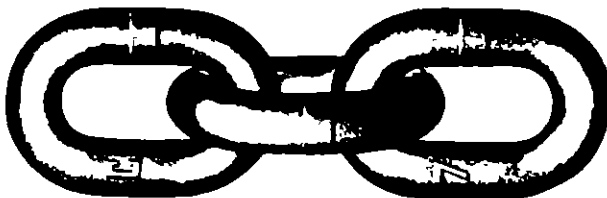
Hooks not supplied on sizes larger than $1\frac{1}{2}$ ".

$\frac{1}{4}$ x 4	8 $\frac{1}{4}$.30	.32	.36
$\frac{5}{16}$ x 4 $\frac{1}{2}$	9 $\frac{9}{16}$.63	.47	.52
$\frac{3}{8}$ x 6	11 $\frac{7}{8}$.75	.76	.81
$\frac{1}{2}$ x 6	13 $\frac{5}{16}$	1.60	1.53	1.50
9	16 $\frac{5}{16}$	1.83	1.71	1.74
12	19 $\frac{5}{16}$	2.25	2.06	2.40
$\frac{5}{8}$ x 6	15 $\frac{1}{2}$	2.75	2.35	3.02
9	18 $\frac{1}{2}$	3.13	3.06	2.88
12	21 $\frac{1}{2}$	3.50	3.78	4.00
$\frac{3}{4}$ x 6	17	3.89	4.00	4.11
9	20	4.61	4.75	5.10
12	23	5.43	5.36	5.65
18	29	7.25	7.00	7.00
$\frac{7}{8}$ x 12	24 $\frac{5}{8}$	8.10	8.00	8.17
18	30 $\frac{5}{8}$	9.25	9.75	9.13
1 x 6	20 $\frac{5}{8}$	9.33	9.00	9.75
12	26 $\frac{5}{8}$	11.93	11.20	12.00
18	32 $\frac{5}{8}$	14.00	13.30	14.00
24	38 $\frac{5}{8}$	17.25	17.00	17.00
$1\frac{1}{4}$ x 12	29 $\frac{7}{8}$	18.00	20.00	21.50
18	35 $\frac{7}{8}$	23.00	24.18	25.25
24	41 $\frac{7}{8}$	27.00	27.50	28.00
$1\frac{1}{2}$ x 12	32 $\frac{3}{8}$	27.50	28.50	30.05
18	38 $\frac{3}{8}$	31.00	35.00	34.25
24	44 $\frac{3}{8}$	37.50	38.73	40.67
$1\frac{3}{4}$ x 18	41 $\frac{3}{4}$	52.50	53.75	55.04
24	47 $\frac{3}{4}$	58.00	61.00	63.36
2 x 24	51 $\frac{3}{4}$	85.25	89.00	94.00
$2\frac{1}{2}$ x 24	58 $\frac{1}{2}$	144.25	150.00	165.00
$2\frac{3}{4}$ x 24	61 $\frac{1}{2}$	194.00	183.00	198.00

*normalized

CADENAS

HIGH TENSILE TRANSPORT CHAIN



- High tensile carbon steel. Heat treated
- Standard container — fibre drum
- Finish — Clean, shot blasted — coated with clear, dry rust inhibitor
- Permanent embossing on alternate links **CG** (Crosby Group) **C** (Carbon Steel) **7** (Grade)
- Proof tested
- Proof load in excess of 2 times working load limit.
- Minimum ultimate load 3.5 times working load limit.
- Spectrum 7 Chain is not recommended for overhead lifting. For these applications Crosby Alloy Chain, Spectrum 8, should be used

1/4	3,150	800	77	0273153	400	0273260
5/16	4,700	550	117	0273162	275	0273279
3/8	6,600	400	165	0273171	200	0273288
7/16	8,750	300	220	0273180	150	0273297
1/2	11,250	200	282	0273199	100	0273304
* 5/8	16,500	150	422	0273206	75	0273313

Please include stock numbers when ordering.

*Not an item normally stocked. Please check Tulsa for availability and/or delivery schedule.



SPECTRUM 7 CHAIN — 100 POUNDS PAIL

1/4	105	134	0273377
5/16	105	90	0273386
3/8	105	64	0273395

Please include stock numbers when ordering.

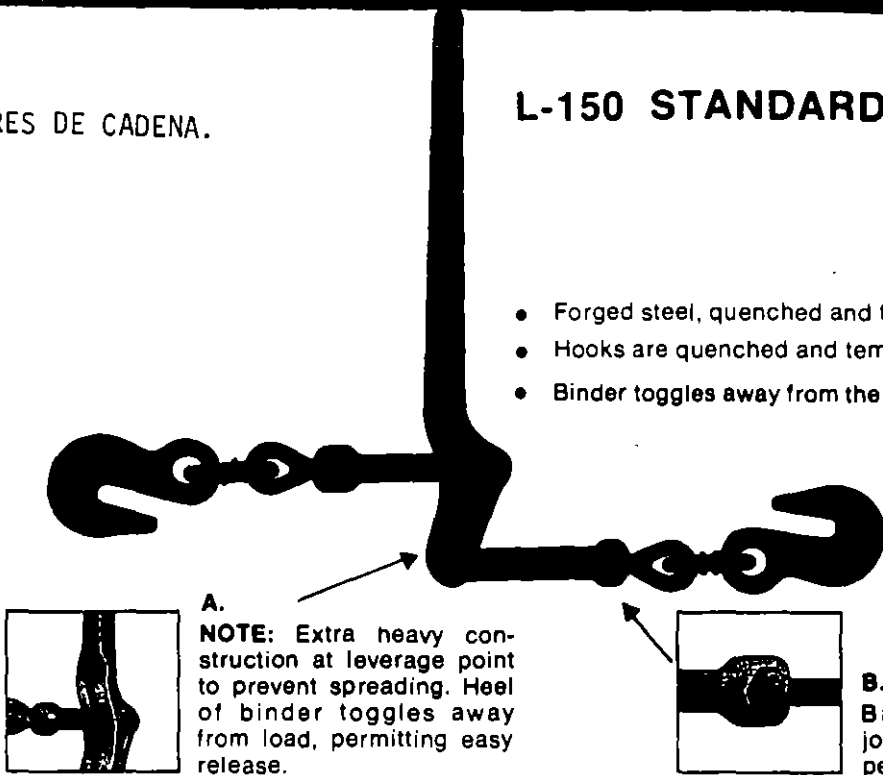
Spectrum 7 Chain is not recommended for overhead lifting. For these applications Crosby Alloy Chain, Spectrum 8, should be used.

LEVER TYPE LOAD BINDERS

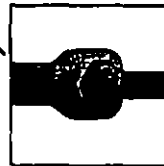
TEMPLADORES DE CADENA.

L-150 STANDARD LOAD

- Forged steel, quenched and tempered.
- Hooks are quenched and tempered alloy steel.
- Binder toggles away from the load.



A.
NOTE: Extra heavy construction at leverage point to prevent spreading. Heel of binder toggles away from load, permitting easy release.



B.
Ball and socket swivel joints at hook assemblies permit a straight line pull.

CATALOG NUMBER	MIN-MAX CHAIN SIZE INCHES	HANDLE LENGTH INCHES	TAKE-UP INCHES	WORKING LOAD LIMIT POUNDS	PROOF LOAD POUNDS	MINIMUM ULTIMATE STRENGTH, LBS.	WEIGHT POUNDS EACH
7-1	5/8-3/8	16	4 1/2	5400	10800	19000	6.70
A-1	3/8-1/2	18 1/2	4 1/2	9200	16400	26000	11.50
C-1	1/2-5/8	21	4 3/4	13000	23000	37000	18.70

STANDARD PACK — 4 PER CARTON

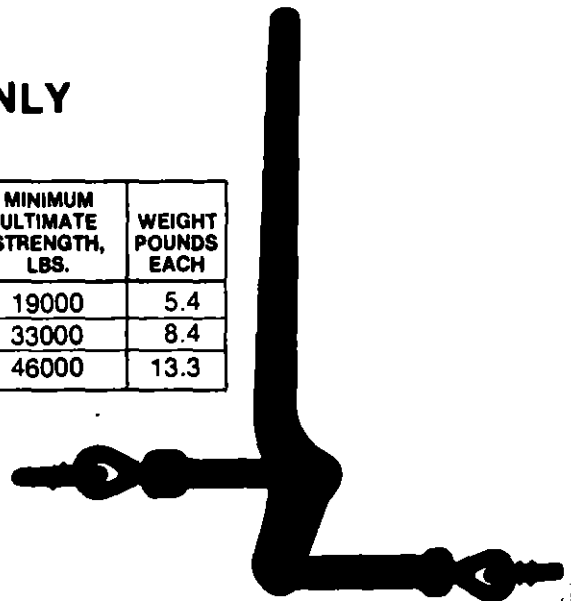
L-150 BINDER WITH LINKS ONLY

CATALOG NUMBER	MIN-MAX CHAIN SIZE INCHES	HANDLE LENGTH INCHES	TAKE-UP INCHES	WORKING LOAD LIMIT POUNDS	MINIMUM ULTIMATE STRENGTH, LBS.	WEIGHT POUNDS EACH
7-10	5/8-3/8	16	4 1/2	5400	19000	5.4
A-10	3/8-1/2	18 1/2	4 1/2	9200	33000	8.4
C-10	1/2-5/8	21	4 3/4	13000	46000	13.3

BULK PACK

For special load binder applications, contact:

Lebus Manufacturing Company
P.O. Box 271
Longview, Texas 75601
(214) 759-4424



NOTE: Binders shown with Proof Load Pounds have been individually proof tested to these values shown prior to shipment.



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

**CURSOS ABIERTOS
RESIDENTES DE CONSTRUCCION**

IMPERMEABILIZACION

ING. MARIO GOMEZ GALVARRIATO

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO. Postal M-2285
Teléfonos: 512-8955 512-5121 521-7335 521-1987 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

IMPERMEABILIZANTES

ASFALTICOS

- MICROPRIMER
- MICROFEST
- MICROLASTIC
- MICROLASTIC FBR
- MICROSEAL 1
- MICROSEAL 2 F
- MICROSEAL 3 A
- HIDROPRIMER
- VAPORTITE 550
- ROOF COATING
- PLASTIC CEMENT
- FESTER M.I.P.
- ASFALTO OXIDADO

NO ASFALTICOS

- FERROFEST "I"
- VINLOX MEMBRANE COATING
- FESTEGRAL
- INTEGRAL AZ
- FESTEX SILICON

MEMBRANAS DE REFUERZO

- FESTERFELT
- BUTILFEST
- FESTER FLEX
- FESTER PLY
- PELICULA DE POLIETILENO

ACABADOS

- FESTALUM
- FESTER BLANC (VER SECC.
RECUBRIMIENTOS)
- FESTER BOND
(VER SECC. ADHESIVOS)
- PINTURA DE HULE CLORADO (VER.
SECC. RECUB.)
- SUPER COLOR COAT (VER SECC.
RECUBRIMIENTOS)

SELLADORES	PLASTICOS	<ul style="list-style-type: none"> • AEROFEST • ASBESTOFEST • ELASTOFEST • FESTIJOINT • S.R.H. 200 • PLASTIC CEMENT (VER SECC. ASFALTICOS) • MICROSEAL 2F (VER SECC. ASFALTICOS)
	SINTETICOS	<ul style="list-style-type: none"> • SILICON FESTER • THIOFEST • VINLOX C.W.C. • FESTAGRIL
	COMPLEMENTOS DE SELLADORES	<ul style="list-style-type: none"> • BANDA FLEXIBLE OJILLADA DE P.V.C. (VER SECC. DE COMP. DE PROD. PARA CONCRETO) • FEXPAN (VER SECC. DE COMP. DE PROD. PARA CONCRETOS) • SISMOFLEX (VER SECC. DE COMP. DE PROD. PARA CONCRETOS) • AEROFEST (VER SECC. PLASTICOS)
	VARIOS	<ul style="list-style-type: none"> • BRISTAR • FESTER TAK • APCOSEAL "FESTER TIPO I" • GEOTEXTILES SUPAC-* PETROMAT* • FESTERMICIDE • PISTOLA TUBULAR Y PISTOLA 1/2 CAÑA • ADITIVO PARA ASFALTO

PRODUCTOS PARA CONCRETO

ADITIVOS

- FESTEGRAL VER SECC. 176
- INTEGRAL AZ VER SECC. 170
- FESTERLITH 1500 "N"
- FESTERLITH 1500 "R"
- FESTERLITH 1600 S.F.
- FESTERLITH 1700 S.F.
- FESTERLITH A.I.
- FESTER MIX
- FESTAIRE
- FESTARD

ADHESIVOS

- FESTER BOND
- EPOXINE 200 (VER SECC. COMP.) DE PROD. P. CONCRETO
- EPOXINE 220
- EPOXINE 300 (VER SECC. COMP.) DE PROD. P. CONCRETO
- EPOXINE 710

MEMBRANAS DE CURADO

- CURAFEST BLANCO Y ROJO
- CURAFEST BLANCO EMULSION

TRATAMIENTOS DE PISOS

- FERROFEST "H"
- FERROFEST "H" L.P.U.
- ENDUMIN Y ENDUMIN READY MIX
- LAPIDOFEST
- EPOXINE 500
- EXPOXINE 510
- EPOXINE 1000 MORTERO

GROUTS

- FERROFEST "G" Y FERROFEST "G" L.P.U.
- FESTER GROUT N.M.
- EPOXINE 600 GROUT

COMPLEMENTOS (DE PRODUCTOS PARA CONCRETO)

- BANDA FLEXIBLE DE P.V.C (ojillada)
- FEXPAN
- SISMO FLEX
- CIMBRA FEST
- EPOXINE 200
- EPOXINE 300
- EPOXINE 400
- INTEGRAL A.Z. (VER SECC. ADITIVOS)

RECUBRIMIENTOS

EPOXICOS

- EPOXINE 100
- EPOXINE 400 (VER SECC. COMP. DE PROD. PARA CONCRETO)
- EPOXINE 500 (VER SECC. TRAT. DE PISOS DE PROD. PARA CONCRETO)
- EPOXINE 510 (VER SECC. TRAT. DE PISOS DE PROD. PARA CONCRETO)
- EPOXITRAN Y EPOXITRAN DILUYENTE
- DILUYENTE PARA EPOXINE

ARQUITECTONICOS

- FESTER BLANC
- FESTER BOND (VER SECC. ADHESIVOS)
- SUPER COLOR COAT
- EPOXINE 100 (VER SECC. EPOXICOS)
- PINTURA DE HULE CLORADO
- FESTER ROLL
- SOLVENTE PARA FESTER ROLL

INDUSTRIALES

- FESTARQ
- EPOXINE 100 (VER SECC. REC. EPOXICOS)
- EPOXINE 400 (VER SECC. COMP. DE PRODUCTOS P. CONCRETO)
- EPOXINE 500 (VER SECC. TRAT. DE PISOS DE PROD. PARA CONCRETO)
- EPOXINE 510 (VER SECC. TRAT. DE PISOS DE PROD. PARA CONCRETO)
- EPOXINE 710 (VER SECC. ADHESIVOS)
- EPOXINE 1000 MORTERO (VER TRAT. PISOS)
- EPOXITRAN
- EPOXITRAN DILUYENTE

MICROPRIMER

IMPRIMADOR ASFALTICO EMULSIONADO

DESCRIPCION

MICRO PRIMER es una emulsión asfáltica líquida de gran estabilidad, con un alto contenido de sólidos.

USOS

- Para sellar la porosidad en superficies de mampostería y concreto.
- Como imprimador en impermeabilizaciones con MICROLASTIC, MICROFEST y en sistemas de aplicación en caliente.

VENTAJAS

- No es inflamable.
- Se aplica en superficies húmedas o secas.

RENDIMIENTO

1 litro de MICRO PRIMER diluido con un litro de agua rinde aproximadamente 5 m².

APLICACION

- Limpiar perfectamente la superficie.
- Diluir con agua a partes iguales y aplicar con brocha, cepillo o equipo mecánico.

- Una vez aplicado, permitir que el material seque 24 horas antes de cubrirlo con las capas impermeables.

PRESENTACION

Bote con 4 lt.
Cubeta con 19 lt.
Tambor con 200 lt.

ALMACENAJE

En lugar seco y fresco.

MICROFEST

RECUBRIMIENTO IMPERMEABLE FIBRATADO PARA TECHOS Y AZOTEAS.

DESCRIPCION

Compuesto asfáltico emulsionado, formado con fibras de asbesto y rellenos minerales.

USOS

Para impermeabilizar techos y azoteas. Se adhiere a superficies húmedas o secas.

VENTAJAS

- No es inflamable.
- Por su fácil aplicación y bajo costo, resulta el material ideal para AUTOCONSTRUCCIONES, obras económicas y de interés social.

RENDIMIENTO

Sin membrana: 1.5 lt/m²
Con membrana: 1 lt/m² por capa.

APLICACION

La superficie debe estar limpia, libre de polvo y grasas, etc. Imprimir la superficie con MICROPRIMER. Una vez seco el imprimador, aplicar una capa continua y

uniforme de MICROFEST con brocha de ixtle o cepillo de fibra dura. Si el sistema es como membrana de refuerzo, utilizar FESTER FLEX, asentándolo perfectamente mientras aún esté fresco el MICROFEST*. Un mínimo de 24 horas después, aplicar una segunda capa de MICROFEST*. Ocho días más tarde, aplicar el acabado reflectivo FESTALUM o FESTERBLANC.

PRESENTACION

Bote con 4 lt.
Cubeta con 19 lt.
Tambor con 200 lt.

ALMACENAJE

Lugar seco y fresco.

* Tomar en cuenta el clima, la humedad y la zona donde se aplica.

MICROLASTIC

IMPERMEABILIZANTE ELASTICO Y FLEXIBLE

DESCRIPCION

Dispersión de asfaltos refinados y derivados de hule modificado. Máxima elasticidad y flexibilidad. Extraordinaria adherencia a superficies húmedas o secas.

USOS

Como revestimiento impermeable para muros, techos, azoteas, dadas, coronas de cimentación, etc., siempre como segunda capa impermeable. Como adhesivo para placas de aislamiento térmico. (poliestireno, poliuretano, etc.).

VENTAJAS

Por su alta elasticidad y flexibilidad se adapta perfectamente a los esfuerzos por las contracciones térmicas que sufren los diversos elementos constructivos. Se adhiere firmemente a superficies de cualquier textura húmedas o secas, en cualquier temporada del año.

RENDIMIENTO

Sin membrana: 1.5 lt/m² a dos manos.
Con membrana: 1 lt./m² por capa.

APLICACION

La superficie debe estar limpia, libre de polvo y grasa, etc. Imprimir la superficie con MICROPRIMER. Una vez seco, se recomienda aplicar una primera capa con MICROFEST o MICROSEAL 3A, asentando FESTERFLEX, dejar secar un mínimo de 24 hrs., y después, aplicar una segunda capa con MICROLASTIC. Ocho días después, aplicar el acabado reflectivo FESTERBLANC. No se debe aplicar FESTALUM.

PRESENTACION

Bote con 1 lt.
Bote con 4 lt.
Cubeta con 19 lt.
Tambor con 200 lts.

ALMACENAJE

Lugar seco y fresco.

MICROLASTIC FBR

IMPERMEABILIZANTE AHULADO DE ALTA VISCOSIDAD

DESCRIPCION

Compuestos de asfaltos seleccionados, mezclas de hules modificados y cargas minerales, alta viscosidad. Gran elasticidad y adherencia a superficies húmedas o secas.

USOS

- Como recubrimiento impermeable para techos, azoteas, muros, cimentaciones, etc.
- Como cama para aislamientos térmicos.
- Obras de interés social.

VENTAJAS

- Su gran contenido de cargas minerales y hules modificados permiten en ciertos casos aplicar MICROLASTIC FBR sin membrana de refuerzo.
- Su alta viscosidad facilita el control del espesor durante la aplicación.

RENDIMIENTO

Sin membrana: 2 lt/m² a dos manos.
Con membrana: 1 lt/m² por capa.

APLICACION

La superficie debe estar limpia, libre de polvo y grasas, etc. Imprimir la superficie con MICROPRIMER. Una vez seco, aplicar una capa de MICROLASTIC FBR sin diluir ni calentar, con brocha de ixtle, cepillo de fibra dura o equipo mecánico. Si el sistema es con membrana, asentar FESTER FLEX inmediatamente. 24 hrs. después, aplicar una segunda capa de MICROLASTIC FBR. Ocho días después, aplicar el acabado reflectivo FESTER BLANC. (No utilizar FESTALUM).

PRESENTACION

Bote con 4 lt.
Cubeta con 19 lt.
Tambor con 200 lt.

ALMACENAJE

Lugar seco y fresco.

MICROSEAL 1

SELLADOR ASFALTICO ANTICORROSIVO

DESCRIPCION

Dispersión asfáltica de consistencia líquida.

USOS

- Para imprimir superficies húmedas o secas antes de la aplicación de MICROSEAL 2F o MICROSEAL 3A.
- Para conservar estructuras de madera y metal en la intemperie.

VENTAJAS

- No es inflamable
- Contiene sustancias que impiden la acción de elementos corrosivos, como las sales marinas.

RENDIMIENTO

1 litro de MICROSEAL 1 diluido en 1 litro de agua rinden aproximadamente 5 m².

APLICACION

a) Estructura de metal o madera.

- Limpiar perfectamente la superficie y dejarla sin oxidación, barnices y pintura mal adherida.

- Agitar el MICROSEAL 1 y aplicar con brocha, cepillo o pistola de aire.
- Dejar secar un mínimo de 24 hrs. antes de aplicar cualquier sistema.

b) Mampostería y Techos.

- Limpiar perfectamente la superficie a que quede libre de polvo y partículas sueltas.
- Diluir el MICROSEAL 1 con agua a partes iguales y aplicar con brocha, cepillo o pistola de aire.
- Dejar secar un mínimo de 24 hrs. antes de aplicar cualquier sistema.

PRESENTACION

Bote con 4 lt.
Cubeta con 19 lt.
Tambor con 200 lt.

ALMACENAJE

Lugar seco y fresco.

MICROSEAL 2F (FIBRATADO)

IMPERMEABILIZANTE Y TERMOAISLANTE PARA SUPERFICIES HUMEDAS

DESCRIPCION

Dispersión asfáltica, con fibras de asbesto y rellenos minerales selectos.

USOS

Ideal como base para materiales aislantes y como recubrimiento para cuartos de refrigeración.

VENTAJAS

Excelente como impermeabilizante para superficies húmedas y como material termoaislante.

RENDIMIENTO

Sin membrana: 2 lt/m²
Con membrana: 1 lt/m² por capa

APLICACION

Limpiar perfectamente la superficie.
Imprimir con MICROSEAL 1 y al secar, colocar una primera capa de MICROSEAL 2 fibratado sin diluir y sin calentar, con brocha de ixtle, cepillo de fibra dura o equipo mecánico.
Si el sistema es con

membrana, asentar el FESTER FLEX de inmediato. 24 hrs. después, aplicar una segunda capa de MICROSEAL 2F. Cuando el recubrimiento impermeable quede a la intemperie proteger con el acabado reflectivo FESTERBLANC o FESTALUM.

PRESENTACION

Bote con 4 lt.
Cubeta con 19 lt.
Tambor con 200 lt.

ALMACENAJE

Lugar seco y fresco.

I.—MATERIALES IMPERMEABILIZANTES

Estos materiales tienen por definición, la cualidad principal de impedir el paso del agua a través de las películas que forman. Sin embargo, esta no debe ser su única característica, pues existen otras que son también de mucha importancia. Por ejemplo, deben ser dúctiles, tener cierta elasticidad y plasticidad, ser resistentes al envejecimiento o a la intemperie y tal vez al tránsito, no deben escurrir a temperaturas ambientes máximas y su instalación debe ser fácil, además de tener una buena adherencia sobre los substratos y tener precio razonable, por mencionar algunas más. Todas estas son características que deben reunir estos materiales para que su uso se justifique en las construcciones.

Existen normas de calidad hechas por la American Society For Testing and Material (A S T M) para todos estos materiales. Estas y otras normas, han sido establecidas para definir con toda claridad la calidad de un impermeabilizante determinado, con las cuales el constructor puede establecer requerimientos y comparaciones, y así, solicitar a proveedores o contratistas, materiales que cubran las normas de calidad correspondientes. Por lo tanto, al solicitar impermeabilizantes que cubran especificaciones determinadas, ya se está dando el primer paso para obtener mejores impermeabilizaciones, pues al menos no habrá fallas motivadas por la mala calidad del material.

El estudio de los materiales impermeabilizantes se ha dividido en dos grandes grupos, los bituminosos y los no bituminosos. Los bituminosos están fabricados a partir de asfaltos de petróleo o bien de alquitran de hulla. En el caso concreto de México, el asfalto es especialmente abundante y el alquitran de hulla bastante escaso, por lo cual prácticamente sólo se emplea el asfalto para la fabricación de impermeabilizantes.

Los bituminosos se pueden subdividir por su forma de aplicación, ya que esta se puede efectuar en caliente, en fría, en forma prefabricada o en combinación de ellos tres.

A continuación se explica el uso de cada material y se describen las principales características que ellos deben poseer:

1a.—LOS CEMENTOS PLÁSTICOS ("BITUPLASTIC")

Ellos son mortajos asfálticos que se emplean en el calafateo de grietas y zonas críticas.

Las características que deben reunir estos materiales son las siguientes:

Tendrán como vehículo, solvente en pequeñas cantidades, para que no se produzcan resquecimientos ni contracciones fuertes.

Su consistencia es la de una pasta espesa no escurrible, aplicable a espátula.

Ellos deben tener una alta ductilidad, pues deben soportar movimientos en grietas y juntas.

Su resistencia al intemperismo debe ser muy buena, pues algunas veces quedan expuestas a la intemperie, como por ejemplo, cuando se usa para sellar tornillos en techos de lámina o para trabajos de mantenimiento, y de hecho, se puede decir que estos materiales nunca deben de perder su ductilidad.

2a.—LA BASE IMPRIMADORA**a) — BASE IMPRIMADORA EN SOLVENTES ("IMPERPRIM SOLVENTE"):**

Ellos son líquidos de color negro que se emplean como base "tapa poros" en las superficies por impermeabilizar y sirven también para asegurar la adherencia de las capas subsecuentes. Deben tener como características necesarias una viscosidad muy baja, pues deben penetrar lo más posible en la porosidad de la superficie.

Su secado debe ser rápido para que no se interrumpan demasiado los trabajos de impermeabilización.

Debe lograrse una adherencia en húmeda buena, porque generalmente cuando se usa sobre las losas de concreto, éstas tienen un alto contenido de humedad.

Puesto que la mayoría de los solventes empleados no son compatibles con el agua, es necesario que la fórmula contenga solventes aditivos que contrarresten este inconveniente.

b) — BASE IMPRIMADORA EN EMULSION ACUOSA ("IMPERPRIM S-L"):

Es un líquido café oscuro que tiene el mismo uso y características que la base imprimadora en solventes, pero con la ventaja de que se penetra más en el concreto húmedo, debido a que el vehículo adelgazador es agua, en lugar de solventes derivados del petróleo, con lo cual se logra también un manejo menos peligroso, si bien su secado es un poco más lento.

J. — REVESTIMIENTOS IMPERMEABLES.**a) — DE APLICACION EN CALIENTE ("OXIBIT 1412").**

Desde mediados del siglo pasado tomó gran popularidad el uso de asfalto soplado u oxidado para la impermeabilización de techos, ya que para un mismo punto de reblandecimiento, se obtiene mayor ductibilidad en asfalto oxidado que en los asfaltos endurecidos exclusivamente por destilación con arrastre de vapor, lo cual se traduce en mayor resistencia al agrietamiento motivado por los cambios de temperatura y por los movimientos de los techos.

Las características más notables y sencillas de medir de un asfalto son "el punto de reblandecimiento" y "la penetración".

El "punto de reblandecimiento", mide la temperatura a la que el asfalto escurre, condición muy importante para definir qué tipo de asfalto oxidado se requiere para determinadas inclinaciones de techos y temperaturas ambientes. Obviamente para mayor inclinación o temperatura, se requiere un mayor punto de reblandecimiento.

La "penetración" es una medida muy importante, porque está directamente relacionada con la ductilidad del material, es decir, con la propiedad de estirarse sin romper la continuidad de la película, lo cual produciría grietas en el sistema impermeable y permitiría el paso del agua. Generalmente un asfalto con mayor punto de reblandecimiento tiene menor penetración (menor ductilidad), por lo cual es conveniente emplear asfalto con la mayor penetración posible, procurando que no disminuya el punto de reblandecimiento, para evitar que la carpeta impermeable se escurra e inutilice la impermeabilización. Cuando se utilicen estos productos, es muy importante no sobrecalentar ni recalentar el material, ya que en ambos casos se eliminan aceites plastificantes, provocándose un degradamiento en las características y propiedades del asfalto, lo que origina un envejecimiento prematuro del material. Por ello es necesario disponer del equipo adecuado de calentamiento, como son las calderas especiales para este fin, que disponen de termómetros, aislamiento térmico, etc.

Los usos específicos de cada tipo de asfalto oxidado, dependen de la pendiente del techo; de las máximas temperaturas, del calor, peso y tipo de acabado, etc. En términos generales, podemos decir que el tipo "A" sólo debe utilizarse en techos con poca pendiente y en climas extremadamente fríos, no en México. El tipo "B" en techos con poca pendiente y en climas fríos, aplicable a muy pocas regiones de México.

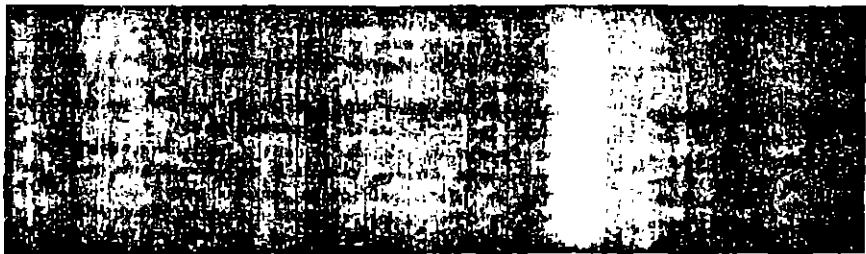
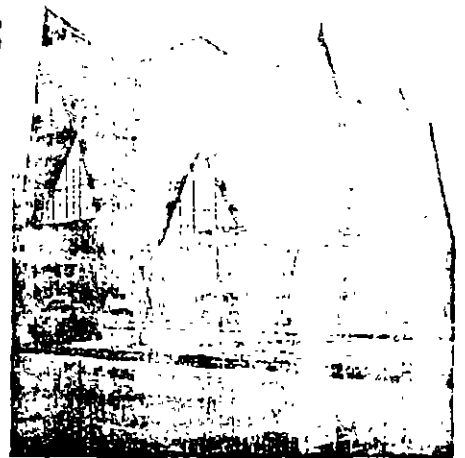
El tipo "C" en techos con pendientes hasta de 50°, en climas templados o en techos con pendientes pequeñas y en clima cálido.

Finalmente, el tipo "D" en techos con pendientes fuertes y en clima cálido.

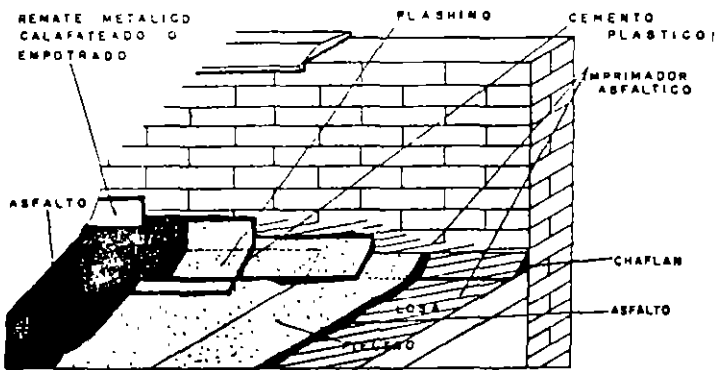
De lo anterior se desprende que para las condiciones de nuestro país, el tipo "C" debe ser el de uso general, y solamente en casos extremos se deberá emplear el tipo "D".

Los asfaltos oxidados de aplicación en caliente pueden mejorarse, dándoles mayor ductilidad, mediante un proceso de oxidación catalítica, haciéndolos más elásticos mediante la incorporación de hules sintéticos, o confiriéndoles mayor resistencia al intemperismo mediante la incorporación de ciertas cargas minerales. Sin embargo, se recomienda a los técnicos especificadores, que constaten que esas adiciones se efectúan en fábricas debidamente instaladas y bajo control químico, porque, cuando se hacen en forma empírica, generalmente degradan la calidad del revestimiento asfáltico.

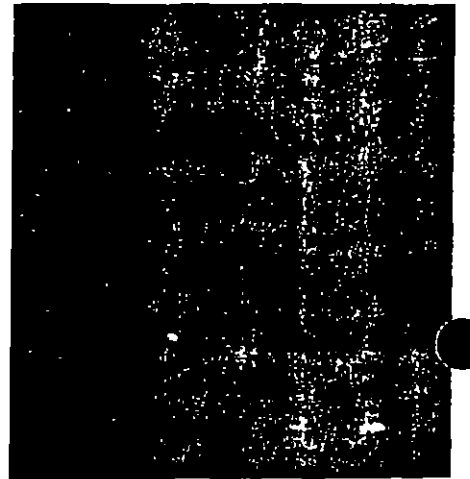
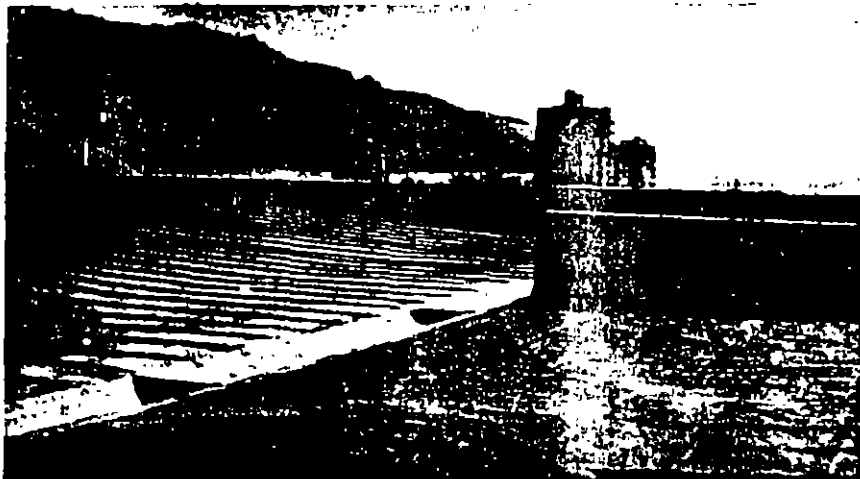
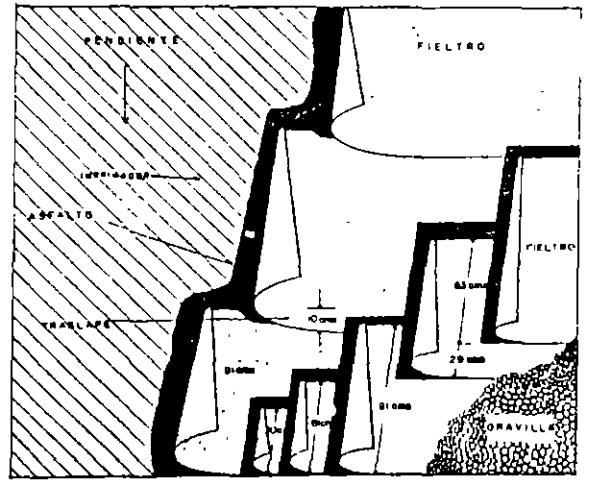
Puede pensarse que la impermeabilización con asfalto oxidado de aplicación en caliente, seguirá siendo por muchos años la alternativa más económica para impermeabilizar y que, siguiendo los lineamientos de instalación correctos, bajo un sistema impermeable fuerte y completo, resuelve con éxito la protección de muchos tipos de techos.



DETALLE DE REMATE EN PRETILES



IMPERMEABILIZACION EN CALIENTE A BASE DE FIELTROS



3

b) — DE APLICACION EN FRIO

b.1) — REVESTIMIENTOS EN FRIO CON BASE EMULSION ACUOSA ("IMPERCOAT S-40", "ELASTICOAT", "FIBRACOAT").

Estos revestimientos impermeables reúnen notables ventajas entre las que destacan las siguientes:

Se obtienen ya listos para usarse y no es necesario calentarlos previamente. Son flexibles a bajas temperaturas y no escurren en las condiciones más extremas.

Se adhieren sobre toda tipo de superficies a materiales húmedos o secos.

Funcionan sobre pendientes con cualquier inclinación, aún verticales.

Su manejo es sencillo y exento de peligros.

Se pueden aplicar en forma manual o con equipo neumático.

Conservan sus propiedades por largo tiempo, aún en exposiciones directas al intemperismo.

Se pueden emplear solos o combinados con membranas de refuerzo, para obtener sistemas multi-capas.

Las limitaciones de estos productos son las siguientes:

No son recomendables para servicios de inmersión muy prolongada o continua.

Requieren de 4 a 8 horas de tiempo de secado por capa, y su costo es algo mayor que los revestimientos de aplicación en caliente, pero tienen ventajas que, en algunos casos, los justifican ampliamente.

b.2) — REVESTIMIENTOS EN FRIO EN BASE DE SOLVENTES ORGANICOS ("ASFASOL", "FLEXOL").

Se clasifican dentro de este grupo a todos aquellos productos impermeabilizantes que se aplican directamente del envase y cuyo vehículo es un solvente; reciben también el nombre de impermeabilizantes rebajados. Estos impermeabilizantes son productos asfálticos mejorados con la adición de fibra de asbesto, elastómeros y rellenos minerales, que alargan su vida y permiten que formen capas, con una gran resistencia al agrietamiento producido por los efectos de la intemperie.

Los impermeabilizantes rebajados forman películas flexibles y sumamente impermeables con características de gran adhesividad, lo que permite que se utilicen no sólo como impermeabilizaciones en sistemas nuevos, sino también como productos para rejuvenecimiento en sistemas ya aplicados y que puedan tener cierta deterioro. Además, ellos soportan inmersión continua.

4a. — MEMBRANAS DE REFUERZO ("FIELTROQUIM", "IMPERFELT", "VITROCOAT").

Las membranas de refuerzo se aplican en sistemas impermeables generalmente en forma de "sandwich", entre dos capas de revestimiento impermeable, lográndose con esta impermeabilización más gruesas, resistentes e impermeables al paso del agua. Las membranas de refuerzo instaladas como componentes de un sistema, cubren las siguientes funciones:

1a. — Aumentan la impermeabilidad del sistema protector.

2a. — Permiten la aplicación de capas sucesivas de revestimientos impermeables.

3a. — Aseguran un ángulo mínimo a la carpeta impermeable.

4a. — Aumentan la resistencia del sistema impermeable a los esfuerzos mecánicos.

5a. — Retrasan el avance de las grietas superficiales hacia la losa.

Las diversas membranas de refuerzo que se obtienen en el mercado mexicano, cubren las funciones enumeradas y es aceptado que dichas membranas son elementos recomendables en un buen sistema de impermeabilización.

En el mercado nacional existen diferentes tipos de membranas, reuniéndose entre ellas los fieltros, elaborados a base de fibras de celulosa, madera, algodón o fibras sintéticas, con las que se forman fieltros laminados que se saturan con asfalto y se utilizan como elementos de refuerzo con impermeabilizantes de aplicación en caliente. Estas membranas son impermeables por sí mismas, por lo cual aumentan la efectividad del sistema, además del refuerzo que le confieren.

Existen también membranas de filamentos de fibra de vidrio que se saturan o no con asfalto y que se utilizan como refuerzo en impermeabilizaciones de aplicación en caliente o en frío. Estas membranas no son impermeables de por sí, por lo cual sólo actúan como refuerzo.

5a — MATERIALES PREFABRICADOS ("FIELTROQUIM MINERALIZADO")

Los materiales prefabricados contienen tres de los elementos enunciados para un sistema impermeable, en un solo conjunto, ya que constan de un fieltro de celulosa o fibra de vidrio, recubierto con asfaltos estabilizados, terminando o no, con gravillas minerales opacas y decorativas.

De acuerdo con las necesidades del diseño, se pueden colocar como capas intermedias o de acabado.

6a — ACABADOS.

Los acabados son un elemento fundamental en la impermeabilización y con mucho acierto se ha dicho que, la vida útil del acabado, es la vida del sistema impermeable.

Lo anterior es comprensible, si se considera que los techos de una construcción, son la parte que más severamente es atacada por el intemperismo y por los destructores rayos ultravioleta de la luz solar. También debe considerarse que los materiales asfálticos, principalmente los de aplicación en caliente, son muy poco resistentes a la acción de la intemperie, por lo cual no es recomendable que queden directamente expuestos. Por ello, debe procurarse mantener siempre en condiciones, el acabado de cualquier impermeabilización.

Los acabados para impermeabilizaciones deben ser de colores claros, con el objeto de que los techos se calienten la menos posible, lográndose con esto que los interiores se mantengan más frescos y que la vida útil de la impermeabilización se vea incrementada.

Los acabados más frecuentes para terminar los sistemas de impermeabilización, son los siguientes:

- 1 — Las gravillas naturales o pigmentadas.
- 2 — Las pinturas bituminosas en color aluminio ("BITUCOLOR ALUMINIO").
- 3 — Las pinturas elastoméricas blancas o en colores ("FLEXODECOR").
- 4 — Las pastas reflejantes (Fabricadas empleando "QUIMIWELD").
- 5 — El papel aluminio.
- 6 — En enladrillado u otro recubrimiento cerámico.
- 7 — Los pavimentos asfálticos, en frío o caliente ("FLEXOCRETO").
- 8 — Los recubrimientos elastoméricos con alta resistencia a la abrasión ("TIROPLASTIC").
- 9 — Los acabados prefabricados ("FIELTROQUIM MINERALIZADO").

Veamos ellos con más detalle:

1. — LAS GRAVILLAS NATURALES O PIGMENTADAS, son muy interesantes por su naturaleza inorgánica que les confiere alta resistencia al intemperismo, lográndose una amplia vida útil. Sin embargo, debe hacerse notar, que entre partícula y partícula hay intersticios en los cuales queda expuesto el asfalto al ataque de los elementos, además de que estas gravillas, generalmente tienen algún contenido de humedad, por lo que, al aplicarse en asfalto caliente, hay un anclaje pobre, lo cual ocasiona que posteriormente las gravillas se desprendan y quede "calva", por así decirlo, el recubrimiento impermeable. Para evitar estos problemas, se recomienda aplicar una capa de acabado adicional sobre la base de gravillas, con la cual se cubrirán los intersticios y se fijarán entre sí mismas, evitando que se desprendan.

2 — LAS PINTURAS BITUMINOSAS ("BITUCOLOR ALUMINIO"), de color aluminio, son un acabado muy fácil de instalar, por lo que son ideales para trabajos de mantenimiento continuo, tienen una vida útil del orden de 1 a 3 años, dependiendo de su calidad y deben ser renovadas frecuentemente. No se recomiendan para techos con tránsito y su reflectividad es de primera clase.

3 — LOS RECUBRIMIENTOS ELASTOMERICOS ("FLEXODECOR"), son muy decorativos y durables, pero deben de tener ciertas características para asegurar buenos resultados.

Ellos no se deben aplicar directamente sobre asfalto de aplicación en caliente, sino sobre una base previa de gravilla o fibras ancladas al asfalto y pueden ser aplicadas en forma directa, sobre algunos revestimientos de aplicación en frío.

Deben formar películas con buena elasticidad y estar formulados con resinas exentas de plastificantes volátiles, para que no se rigidicen rápidamente con la exposición directa al sol. Un acabado que cumpla las anteriores consideraciones, aplicado con un rendimiento del orden de 1/2 litro por metro cuadrado, tendrá una duración adecuada y soportará bien el tránsito eventual.

MATERIALES IMPERMEABILIZANTES

4 - LAS PASTAS REFLECTIVAS, se fabrican a partir de cal, cemento blanco y un ligante a base de resinas emulsionadas que les confiere cohesión y buena adherencia ("QUIMIWELO").

Estas pastas son durables y económicas, por lo cual su uso se ha extendido bastante. Son resistentes al intemperismo y soportan bien el tránsito eventual.

Por ser rígidas, pueden aparecer ligeras fisuras, pero ellas no crean fallos de impermeabilidad.

5 - EL PAPEL DE ALUMINIO, se emplea algunas veces para recubrir impermeabilizaciones, ya que tiene muy buen poder reflectante y es resistente al intemperismo. Sin embargo, su uso se ha visto limitado por su pobre adherencia al asfalto, que ocasiona rápidos desprendimientos y roturas que dejan al descubierto el asfalto en un tiempo muy breve.

6 - EL ENLADRILLADO, es el recubrimiento tradicional de azoteas en nuestro país, y es un magnífico elemento protector para impermeabilizaciones. Entre sus cualidades podemos enumerar que es un material decorativo, que da un buen aislamiento al calor, siendo resistente a la intemperie y al tránsito frecuente.

Cuando el ladrillo se coloca cuidadosamente sobre una impermeabilización, sin dañar a ésta, se puede asegurar que la impermeabilización tendrá una vida útil prolongada.

Sin embargo, en la práctica se observa que los enladrilladores destruyen la carpeta impermeable, casi en forma inevitable, con lo que las filtraciones se manifiestan en seguida. La viciada práctica constructiva de fijar los hitos de nivel con clavos, directamente sobre la superficie; la de palear mezcla sobre la azotea, la de hacer pilas de ladrillos o de transitar con carretillas sobre las impermeabilizaciones, producen daños que rompen la continuidad del sistema y se presentan posteriormente las humedades. Es muy importante llamar la atención sobre el punto anterior, para así poder lograr una mayor colaboración entre los residentes, albañiles e impermeabilizadores, que redunde en trabajos más seguros, mejor coordinados y ejecutados. Siempre el trabajo en equipo, dará mejores frutos.

7 - LOS PAVIMENTOS ASFALTICOS ("FLEXOCRETO"), han ido adquiriendo en los últimos tiempos mayor importancia, como acabados para impermeabilización.

Ellos son verdaderos sustitutos del enladrillado, ya que soportan tránsito pesado, aun de vehículos, y su vida útil es muy prolongada. Estos acabados se aplican con espesores mínimos de 1 cm y se hacen a base de emulsiones asfálticas, con agregados de granulometría controlada y cemento Portland, colocándose sobre el techo por medio de maestras y emparejando con reglas de madera, en la misma forma en que se cuele un piso de concreto, pudiéndose obtener tanto acabados finos, como ásperos.

Como estos acabados son colocados por el mismo instalador de la impermeabilización, se logra una garantía total sobre la impermeabilidad del techo, ya que se elimina la posibilidad de que durante el enladrillado se dañe la impermeabilización.

Creemos que este tipo de acabados se irá aplicando cada vez más por las ventajas que posee. Estos acabados son magníficos sustitutos del ladrillo, pero no deben emplearse como impermeabilización única. Con ellos se obtendrá un funcionamiento óptimo si se colocan siempre sobre un sistema de impermeabilización completo, que contenga todos los elementos requeridos.

8 - RECUBRIMIENTOS ELASTOMERICOS CON ALTA RESISTENCIA A LA ABRASION ("TIROLPLASTIC"). En los últimos tiempos se han venido desarrollando algunos recubrimientos "tipo pintura", que llevan en su formulación agregados de muy alta resistencia a la abrasión, con lo cual se obtienen superficies que no se desgastan fácilmente con el tránsito de personas.

Estos revestimientos especiales superan a otro tipo de materiales semejantes, en cuanto a su resistencia al tránsito. Son de muy alta duración y se instalan fácilmente, teniendo también la característica de poderse colocar prácticamente en cualquier color.

9 - ACABADOS PREFABRICADOS ("FIETROQUIM MINERALIZADO"). La característica de estos acabados es que son sumamente resistentes a la intemperie y de color uniforme, son fáciles de colocar y dan buena impermeabilidad a los sistemas en los que se aplican.

Estos son, a grandes rasgos, los materiales impermeabilizantes más usados hoy en día. Claro está que faltarían mencionar otros tales como las láminas metálicas, ya de cobre o plomo, u otros materiales como tejas o pizarras que en sí no son materiales impermeabilizantes.

II - SISTEMAS IMPERMEABLES.

Ya se ha establecido que los sistemas impermeabilizantes deben constar con un mínimo de tres componentes principales que son:

- 1 - EL PRIMARIO O BASE ADHERENTE
- 2 - LA CARPETA IMPERMEABLE
- 3 - EL ACABADO

El primero a base adherente tendrá por objeto sellar la porosidad y las partículas de polvo sueltas en la superficie. La carpeta impermeable, será la verdaderamente responsable de la impermeabilidad del sistema. Estas carpetas pueden estar formadas por capas alternadas de revestimientos y membranas de refuerzo. Se acepta generalmente que, a mayor número de capas, se obtiene más seguridad y mayor duración, lo cual es relativamente cierto cuando se comparan entre sí sistemas a base de los mismos materiales. Sin embargo, debe de considerarse también, que existen materiales de mejor funcionamiento con los que se obtienen óptimos resultados a espesores menores. Podemos establecer que un material más elástico, dúctil, impermeable y resistente al envejecimiento, dará un funcionamiento equivalente con menor espesor. Los acabados, como ya quedó dicho también, tienen por función proteger a la carpeta impermeable contra el ataque del intemperismo y del ataque físico por el uso inadecuado e imprevisto a que se somete esa carpeta.

Una vez establecidos ya los componentes de los sistemas de impermeabilización, se podrían clasificar en cuatro grupos.

- 1 - Los de aplicación en frío.
- 2 - Los de aplicación en caliente.
- 3 - Los de aplicación mixta.
- 4 - Los prefabricados.

Los características de cada uno de estos tipos de sistemas son las siguientes:

1 - LOS DE APLICACION EN FRIO

Ellos se efectúan partiendo de materiales listos para usarse, sin necesidad de calentarlos.

Los materiales de aplicación en frío se adhieren firmemente sobre todo tipo de superficies, en algunos casos aun estando húmedas, lo cual reduce la posibilidad de que se presenten las tan comunes burbujas y desprendimientos, aunque algunos veces aparecen cuando se trabaja con superficies con alto contenido de humedad.

Otro aspecto interesante es que los refuerzos que se emplean para aplicaciones en frío son generalmente dúctiles y flexibles, lográndose con ello trabajos mejor adaptados a las sinuosidades de las superficies.

Ventajas también muy importantes de estos sistemas de aplicación en frío, son que no se escurren, sea cual fuera la inclinación de las superficies a la temperatura de operación y que tampoco se cristalizan.

Se debe mencionar que estos sistemas son muy resistentes al intemperismo y al envejecimiento natural, manteniéndose impermeables, flexibles y dúctiles durante muchos años.

Así pues, los impermeabilizantes en frío son sumamente ventajosos en la mayoría de los casos, ya que su instalación es rápida y sin molestias, además de que tienen una gran efectividad y larga duración.

Por otra parte, estos materiales son bastante indicados para trabajos de mantenimiento local, ya que por su facilidad de aplicación pueden ser instalados por personal que tenga poco entrenamiento.

2 - SISTEMAS DE APLICACION EN CALIENTE.

Los sistemas de impermeabilización que se aplican en caliente, tienen la ventaja de ser económicos, formar carpetas fuertes y resistentes a la penetración y resistir el tránsito y el uso rudo que suele existir en algunas obras en construcción. Por estas razones es recomendable su uso en techos que serán recubiertos con enladrillado, además de cualquier otro tipo de obra en las que se requiera una buena protección a bajo costo. Ventaja adicional de estos materiales es la de que están exentos de solventes.

Para que estos materiales se puedan aplicar en forma adecuada, deben de ser calentados hasta que se fundan. Sin embargo, la temperatura del calentamiento no debe ser superior de 220°C, porque se degradan. Tampoco debe recalentarse el material durante más de 10 hs., porque se logra un efecto similar. Debemos señalar que estos materiales no se adhieren sobre superficies hú-

5

medas. Se puede decir pues, que los procedimientos de impermeabilización a base de asfaltos oxidados aplicados en caliente, están llamados a perdurar en la industria de la construcción, mientras no se encuentren demasiado los derivados del petróleo requeridos para su obtención.

3 - SISTEMAS DE IMPERMEABILIZACION DE APLICACION MIXTA

Estos sistemas consisten en la combinación de aplicaciones de sistemas de impermeabilización en caliente, terminadas con una capa superior de impermeabilizante en frío, con lo cual se logran conjugar las ventajas de ambos procedimientos, que son: obtener fuerza y resistencia al mal trato, que confiere la impermeabilización en caliente, protegerla por un recubrimiento en frío, que soporta el intemperismo y el envejecimiento. Simultáneamente se fijan mejor las gravillas y se pueden terminar bien varios detalles que son fundamentales para asegurar la eficacia de la impermeabilización, tales como pretilas, bajadas pluviales, tuberías, etc., lográndose además una cubierta superior, sumamente resistente al agrietamiento.

Lo anterior explica el porqué, con los sistemas mixtos, se obtienen carpetas impermeables seguras y durables.

4 - SISTEMAS A BASE DE PREFABRICADOS.

Estos sistemas tienen la ventaja de poseer un espesor uniforme controlada en fábrica, con lo cual se obtiene una protección adecuada en todos los puntos recubiertos. Son indicados para recubrir superficies desde bajas temperaturas, hasta de 60°C, sin riesgo de escurrimiento. Además, debemos mencionar que su acabado granulado en caliente, se aplica en fábrica, lográndose con ello un aspecto decorativo de larga duración. Este tipo de sistemas se pueden fijar sobre la superficie, bien por medios mecánicos o bien por medio de adhesivos asfálticos en frío o caliente, con bastante rapidez; es recomendable colocar membranas de refuerzo adicionales.

IMPERMEABILIZANTES NO BITUMINOSOS.

Todo lo que se ha mencionado anteriormente se refiere a impermeabilizantes de índole asfáltica. Sin embargo, hay que indicar que existen otros impermeabilizantes de distinta base, los cuales se pueden dividir en:

1 - ELASTOMERICOS ("FLEXODECOR", "ALBERQUIM"), que pueden ser líquidos o ya en membranas prefabricadas.

LOS ELASTOMERICOS LIQUIDOS - Son los productos que se aplican por medio de brocha o equipo de aspersión, sobre las superficies.

Algunos de ellos curan por evaporación del solvente y algunos otros por reacciones químicas, significando que son cien por ciento sólidos.

Estos materiales tienen magníficas propiedades generales. Por ejemplo: los hay que son a base de neopreno-hypalon, poliuretanos o hule clorado, y se emplean con éxito en el acabado de albarcas. Tienen alta resistencia al intemperismo y una gran elasticidad. Sin embargo, su uso en techos es bastante limitado, debido al muy alto precio del producto.

LOS ELASTOMERICOS SÓLIDOS, que se presentan ya en forma de membranas prefabricadas, tales como las de hule butilo, P.V.C. o similares; tienen el inconveniente de que son sumamente difíciles de sellar en los traslapes entre membrana y membrana. Además, como las superficies no son siempre totalmente planas, sino que hay algunas irregularidades, se forman pequeños aleros durante su colocación, que son prácticamente imposibles de pegar en forma eficiente. El resultado es que aunque a través de la membrana no logra pasar el agua, ella pasará por el traslape, ocasionando muy serios problemas. Por esta razón, la aplicación de estos materiales se debe entregar a compañías muy especializadas en este tipo de trabajos.

2 - MATERIALES VARIOS

Otro grupo sería el formado por los materiales rígidos, cerámicos, materiales rígidos laminados tales como las tejas, las láminas metálicas, que pueden ser de cobre, plomo, hierro o aluminio y un tercer grupo que estaría formado por los materiales de capilaridad negativa o hidrófugos, en los cuales podríamos señalar dos grupos: los silicones para impermeabilizaciones de superficies

verticales y el de los impermeabilizantes integrales, formado a base de jabanes metálicos.

3 - MATERIALES CERAMICOS - En el grupo de los materiales rígidos, cerámicos, tenemos por ejemplo las tejas, que en algunas épocas se han usado como materiales únicos en los techos, pero que debido a que se rompan y desacomoden fácilmente con el viento, se considera que su uso, hoy en día, debería de destinarse más bien a fines únicamente decorativos y de protección contra la intemperie. Lo correcto sería colocar debajo de las tejas una impermeabilización formal, como sucede en otros países. Este material día a día va cayendo en desuso.

4 - LAMINAS METALICAS.

Podríamos citar las láminas metálicas de plomo o de cobre. Como ejemplo de la aplicación de ellas se pueden mencionar el Palacio de los Deportes o la misma Basílica de Nuestra Señora de Guadalupe en la Ciudad de México. Con su uso se pueden lograr efectos decorativos muy interesantes y de muy alta duración. Sin embargo, se debe señalar que su colocación significa una verdadera obra de artesanía, ya que deben de soldarse con todo cuidado los traslapes oblicuos. Además, en ellas deben de hacerse recortes muy finos y su costo es muy elevado, lográndose muy buenos resultados, aunque deben ser tomados en cuenta los inconvenientes ya mencionados.

En cambio, no es lo mismo cuando se usan láminas de hierro, aun cuando éste esté galvanizado, porque existen puntos, sobre todo donde se daña el galvanizado a la hora del engargolado en los traslapes, que inevitablemente se oxidan, se corren y dan puntos de penetración al agua. Lo más grave de este tipo de recubrimientos, es que posteriormente el agua se almacena debajo de ellos y "sigue lloviendo" muchos meses después de que pasa la temporada de lluvias. Así pues, se recomienda que estos acabados sean tratados con mucho cuidado, cuando decidan usarse las láminas de hierro como impermeabilizantes.

5 - Un quinto grupo sería, como ya se mencionó, el de los MATERIALES DE CAPILARIDAD NEGATIVA. Estos materiales no forman verdaderas películas sobre los materiales que protegen, sino que su acción consiste en invertir la capilaridad de las porosidades, de tal manera que de ser afines hacia el agua sean repelentes hacia ella, por lo cual habrá cierto rechazo al agua que esté en contacto con esa superficie. Naturalmente que el agua es rechazada en tanto que la presión que la empuja hacia dentro, no supere a la fuerza de repelencia.

Estos materiales de capilaridad negativa, hay que considerarlos a su vez, divididos en dos grupos, formados por:

a) - **SILICONES REPELENTES ("AQUASIL "A" Y "S")**, los cuales se emplean para proteger de la entrada de agua de la lluvia, superficies verticales. Debe hacerse hincapié en que estos repelentes a base de silicones, no son para impermeabilizar techos, puesto que ahí se acumulan tirantes de agua con presiones suficientes para vencer a la repelencia de los silicones. Deben emplearse exclusivamente en fachadas en las cuales se tengan acabados a base de materiales absorbentes, con la limitación de que los poros de dichas materiales deban de ser de tamaño capilar. Si son poros grandes, entonces la acción de los silicones se ve bastante disminuida y el agua será absorbida hacia el interior.

b) - El segundo grupo de estos materiales es el formado por los **IMPERMEABILIZANTES INTEGRALES ("IMPERQUIM POLVO, LIQUIDO Y PASTA")** que, generalmente, están formados a base de jabones metálicos, con lo cual se disminuye grandemente la absorción del agua. Debe decirse que estos materiales tampoco son una solución completa en losas de concreto, ya que ahí el agua no entrará exclusivamente por la porosidad que queda en el concreto, sino que también penetrará a través de las fisuras capilares y por todos los detalles constructivos que componen la losa, independientemente de que en ellos invariablemente se presentan agrietamientos posteriores al colado, por la hidratación natural del cemento, o bien, por los asentamientos de las construcciones. Así pues, los impermeabilizantes integrales son adecuados y se recomiendan más bien para disminuir en alto grado la absorción de agua a través de cimentaciones, en muros de concreto, cisternas, etc., pero con las serias reservas ya mencionadas. Una vez enumerados los diferentes materiales impermeabilizantes con que se cuenta, y explicada la forma de combinarse para lograr lo que se llama un sistema impermeable, se señalan algunos sistemas:

MATERIALES IMPERMEABILIZANTES

6

SISTEMAS DE IMPERMEABILIZACIÓN

TIPO DE SUPERFICIE	CICLO DE MANTENIMIENTO					
	3 AÑOS		5 AÑOS		10 AÑOS	
	FRIO	CALIENTE	FRIO	CALIENTE	FRIO	CALIENTE
LOSAS HORMIGONADAS	1001	1001	1002	1002	1004	1004
LOSAS ALISADAS	1001	1001	1002	1002	1004	1004
BASES DE CONCRETO	1001	1001	1002	1002	1004	1004
LOSAS DE VIDRIO	1001	1001	1002	1002	1004	1004
REVEDA CATALANA	1001	1001	1002	1002	1004	1004
MADERA	1001M	1001M	1002M	1002M	1004M	1004M
TABERLEAS	1001	1001	1002	1002	1004	1004
CAROLINE DE BARR	1001	1001	1002	1002	1004	1004
CERAMAS DE CIMENTACION	1001	1001	1002	1002	1004	1004

"IQF1"

- Limpieza y preparación de la superficie, eliminando materiales sueltos o mal adheridos.
- Calafateo de zonas críticas, tales como grietas, juntas, chafflones, bajadas, tuberías, etc., empleando "Bituplastic".
- Aplicación de una mano de imprimador "Imperprim S-L", para sellar la porosidad de la superficie a razón de 0.2 lt/m².
- Aplicación en frío de una capa de impermeabilizante "Impercoat S-40" a razón de 1.5 lt/m².
- Colocación de una malla de fibra de vidrio "Vitracoat" con traslapes mínimos de 5 cm.
- Aplicación de una segunda capa de "Impercoat S-40" a razón de 1.5 lt/m².
- Aplicación de gravilla o grano de mármol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

"IQF2"

- Siganse los cuatro primeros pasos realizados para "IQF1".
- Colocación de una malla de fibra de vidrio "Vitracoat" con traslapes mínimos de 5 cm.
- Aplicación de una segunda capa de "Impercoat S-40" a razón de 1.5 lt/m².
- Colocación de una segunda malla "Vitracoat".
- Aplicación de una tercera capa de "Impercoat S-40".
- Aplicación de gravilla o grano de mármol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

"IQC1"

- Siganse los tres primeros pasos realizados para "IQF1".
- Aplicación en caliente de una capa de impermeabilizante "Asfalquim 1512" a razón de 1.5 kg/m².
- Colocación de una lámina de fieltro impermeable "Fieltroquim No. 15", con traslapes mínimos de 5 cm.
- Aplicación de una segunda capa de impermeabilizante "Asfalquim 1512".
- Aplicación de gravilla o grano de mármol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

"IOC2"

- Siganse los cuatro primeros pasos realizados para "IQC1".
- Colocación de una lámina de fieltro impermeable "Fieltroquim No. 15", con traslapes mínimos de 5 cm.
- Aplicación de una segunda capa de impermeabilizante "Asfalquim 1512".
- Colocación de una segunda lámina de "Fieltroquim No. 15".
- Aplicación de una tercera capa de "Asfalquim 1512".
- Aplicación de gravilla o grano de mármol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

"IQF4"

- Siganse los ocho primeros pasos realizados para "IQF2".
- Colocación de una tercera malla de "Vitracoat".
- Aplicación de una cuarta capa de "Impercoat S-40".
- Colocación de una cuarta malla de "Vitracoat".
- Aplicación de una quinta capa de "Impercoat S-40".
- Aplicación de gravilla o grano de mármol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

"IOC4"

- Siganse los ocho primeros pasos realizados para "IOC2".
- Colocación de una tercera lámina de "Fieltroquim No. 15".
- Aplicación de una cuarta capa de "Asfalquim 1512".
- Colocación de una cuarta lámina de "Fieltroquim No. 15".
- Aplicación de una quinta capa de "Asfalquim 1512".
- Aplicación de gravilla o grano de mármol.
- Acabado (Véase la Tabla de Acabados).

NOTAS:

"S": En los sistemas terminados en "S", aumentase lo siguiente al punto segundo: sellado de juntas entre losa y losa, empleando "Gasolastic".

"M": En los sistemas terminados en "M", sustituyase el punto tercero por lo siguiente: clavetado sobre toda la superficie de una lámina de "Fieltroquim No. 15", con traslapes mínimos de 20 cm.

ACABADOS PARA IMPERMEABILIZACIÓN

MATERIAL	VIDA UTIL ESPERADA	RESISTENCIA AL TRÁNSITO	COLOR	NIVEL DE PRECIO	CICLO DE MANTENIMIENTO
FLEXOCOLOR	5 AÑOS	EVENTUAL	TODOS COLORES	50%	5 AÑOS
PASTA QUIRIVEL	5 AÑOS	EVENTUAL	BLANCO	5%	5 AÑOS
SITUCOLOR ALUMINIO	5 AÑOS	NO	ALUMINIO	5%	5 AÑOS
SITUCOLOR ROJO	5 AÑOS	NO	ROJO OSCURO	5%	5 AÑOS
FLEXOCRETO	30 AÑOS	EXCELENTE	TODOS COLORES	70%	10 AÑOS
ENLADRILLADO	10 AÑOS	EXCELENTE	ROJO	100%	10 AÑOS



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
RESIDENTES DE CONSTRUCCION**

INSTALACIONES ELECTRICAS E ILUMINACION

[Small, illegible handwritten mark]

ING. IGNACIO GONZALEZ CASTILLO

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO. Postal M-2285
Teléfonos: 512-8955 512-5121 521-7335 521-1987 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

1.- INSTALACIONES ELECTRICAS E ILUMINACION

Una instalación eléctrica diremos muy brevemente que es el conjunto de tuberías, canalizaciones, cajas de conexión, conductores, accesorios de protección y control hasta los receptores de servicio.

Los receptores de corriente son muy variados pero los podemos resumir en: lámparas, contactos, motores y salidas especiales.

TUBERIAS Y CANALIZACIONES

Pueden ser tuberías, ductos, charolas y trincheras. Que se utilizan para introducir, colocar o apoyar los conductores eléctricos para su protección.

TIPOS DE TUBERIAS

a).- Tubo conduit flexible de PVC. (poliducto) color naranja. Su uso es general en casas y edificios donde quedara ahogado en pisos, muros, losas, castillos, columnas y trabes; es muy flexible, su precio económico.

Existen accesorios como codos a 90o., coples y chiquiadores para unirlos a las cajas de conexión en todas las medidas (10 a 51 mm. de diámetro.)

b).- Tubo de PVC rigido características similares al anterior

solo que este puede tambien quedar aparente con sus soportes adecuados.

c).- Tubos conduit de acero esmaltado, existen dos tipos el de pared delgada al cual no se le pueden hacer cuerdas en sus extremos, pero si se puede doblar, su unión se hace por medio de coples, codos a 90o. y conectores con las cajas de conexión. Su uso puede ser oculto o aparente.

El de pared gruesa, ya trae cuerda en los extremos y se le puede hacer cuerda a cualquier tramo, su unión es con coples con cuerda, codos de 90o. y su unión a las cajas de conexión con contras y monitores, la continuidad mecánica es de 100% - efectiva, usos pueden ser oculto o aparente.

Mayor resistencia mecánica, a la temperatura y humedad.

d).- Tubo conduit de acero galvanizado. Existen tambien dos tipos, pared delgada y pared gruesa, sus características son similares al anterior, ademas por estar galvanizado puede instalarse en locales expuestos a humedad permanente, con ambiente oxidante o corrosivo, en contacto con aceites, gasolina o solventes.

e).- Ducto cuadrado, este se fabrica en tramos rectos, codos, tees, adaptadores, cruces, reductores y colgadores. Se usa en grandes concentraciones de conductores, ademas el lado superior es una tapa embisagrada para su mantenimiento. Se utiliza en instalaciones industriales.

f).-Tubo conduit de asbesto-cemento clase A-3 y A-5 esta se suministra en tramos , se une con coples y se sella con anillos de hule se usa en redes subterranas, acometidas de la Cía. de Luz, en sub-estaciones etc.

g).-Tubos flexibles (corrugados) de plástico o acero, su uso se limita a conexión terminal a motores y equipos especiales.

CAJAS DE CONEXION

a).-Negras o de acero esmaltado

b).-Galvanizadas

c).-Condulets (aluminio)

d).-Chalupas

Se utilizan como paso, cambios de dirección y como terminales para contactos, apagadores y salidas a servicio.

OBJETIVOS DE UNA INSTALACION ELECTRICA

Para un buen funcionamiento debe comprender lo siguiente:

- 1.-Seguridad
2. Eficiencia
- 3.-Economía
- 4.-Mantenimiento
- 5.-Accesibilidad

Por lo que los proyectos deben estar realizados por técnicos o Ingenieros con bastante experiencia y conocimientos de las normas del reglamento de obras eléctricas y de las disposiciones de la D.G.E.

C O N D U C T O R E S

Estos deben estar fabricados con materiales que ofrescan poca resistencia al paso de la corriente eléctrica.

Todos los metales son buenos conductores de la electricidad, el mejor es la plata pero su costo es muy alto, en cambio el cobre es el mas apropiado por las siguientes características:

- 1.-Alta conductividad
- 2.-Resistencia mecánica
- 3.-Flexibilidad
- 4.-Bajo costo

Para identificar los conductores se tomo como base su sección circular y se le llamo calibre el alambre que esta compuesto de un solo hilo y el cable que tiene varios hilos.

En la tabla siguiente se detallan sus características.

TABLA No. 1

	CALIBRE A.W.G. 0 M.C.M.	DIAMETRO DEL COBRE. EN m.m.	AREA DEL COBRE		DIAMETRO TOTAL CON ATSLAMIENTO	
			m.m. ²	C.M.	TW VINANEL 900	THW VINANEL 900
ALAMBRES	14	1.63	2.08	4098	3.25	2.74
	12	2.05	3.30	6502	3.68	3.17
	10	2.59	5.27	10380	4.22	3.96
	8	3.26	8.35	16443	5.72	5.19
CABLES	14	1.84	2.66	5238	3.48	2.96
	12	2.32	4.23	8328	3.96	3.44
	10	2.95	6.83	13465	4.57	4.32
	8	3.71	10.81	21296	6.15	5.64
	6	3.91	12.00	23654	7.92	6.60
	4	5.89	27.24	53677	9.14	8.38
	2	7.42	43.24	85185	10.67	9.91
	0	9.47	70.43	138758	13.54	12.54
	00	10.64	88.91	175162	14.70	13.71
	000	11.94	111.97	220580	16.00	15.00
	0000	13.41	141.23	278237	17.48	16.40
	250	14.61	167.65	330261	19.50	18.24
	300	16.00	201.06	396088	20.90	19.63
	400	18.49	268.51	528970	23.40	22.12
	500	20.65	334.91	659777	25.60	24.28

EXISTEN CUATRO TIPOS DE FORROS PRINCIPALES
PARA LOS CONDUCTORES QUE SON:

1. T.W. a base de PVC. (cloruro de polivinilo) su uso es general en interiores con ambiente humedo o seco, características, tensión a 600 volts. temperatura máxima 40° C.

2. THW. a base de goma termoplástica (plastilac) resistente al calor y la humedad, mayor capacidad de conducción en amperos que el anterior, uso general en edificaciones con ambiente humedo o seco. Características tensión a 600 V. temperatura máxima a 60° C.

3. Vinanel 900 a base de PVC. (cloruro de polivinilo) especial, resistente al calor, humedad y agentes químicos, no propaga las llamas, gran capacidad de conducción y resistente a sobrecargas. Uso general en la industria, edificios públicos, hoteles, etc.

Características tensión 600 volts. temperatura máxima 90° C. - al aire.

4. Vinanel nylon a base de dos capas termoplásticas la primera de PVC. de alta rigidez dieléctrica, gran capacidad térmica y gran flexibilidad.

La segunda de nylon de alta rigidez dieléctrica y gran resistencia mecánica, no propaga las llamas, características tensión 600 volts, temperatura maxima 90° C. Su uso en alimentación secundaria a transformadores, tableros generales, table-


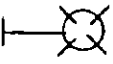


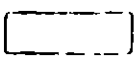











ros de distribución en baja tensión, circuitos de alumbrado y fuerza, así como acometidas de Cía., de Luz.

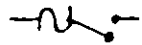
EXISTEN OTROS TIPOS DE AISLAMIENTO

PARA USOS ESPECIFICOS COMO:

- a).-Alambre o cable duplex con endidura
- b).-Bipolar con aislamiento de vinamel
- c).-Cordón flexible
- d).-Cordón para uso rudo
- e).-Cordón con forro de asbesto o algodón

SIMBOLOGIA TIPICA

	Salida Incandescente
	Arbotante
	Spot
	Reflector
	Luminaria Fluorescente
	Salida Incandescente en caja
	Apagador Sencillo
	Apagador de Escalera
	Contacto Monofásico
	Contacto Monofásico en piso
	Contacto Trifásico
	Salida para Motor
	Salida para Motor
	Boton para Timbre
	Timbre (campana)
	Interruptor de Navajas



Interrupción de Navajas



Tablero de Distribución



Tablero General



Medidor de Cía. de Luz



Salida a tierra



Interrupción Termomagnético



Portero Eléctrico



Salida para Antena

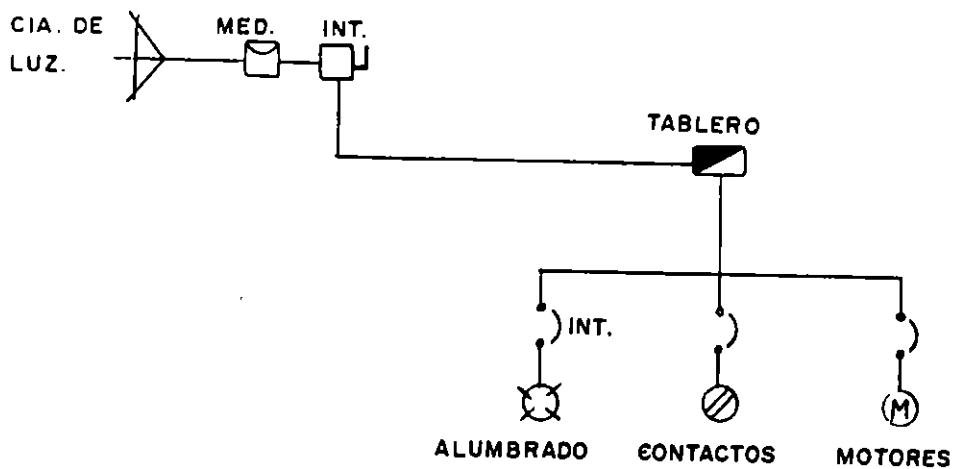


Tubería por muro o losa

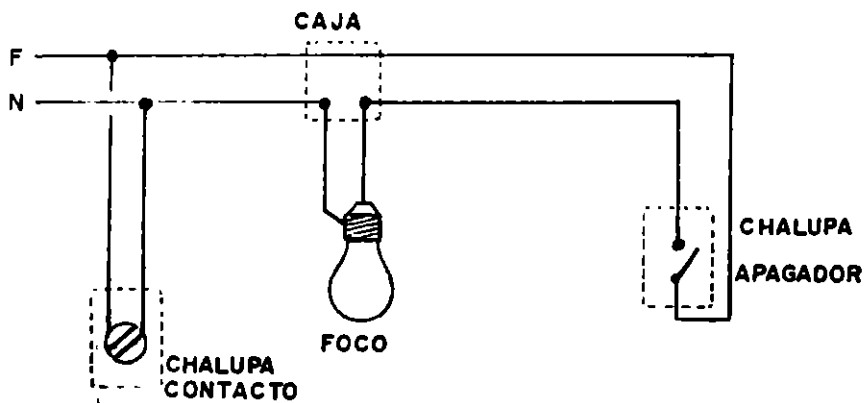


Tubería por piso

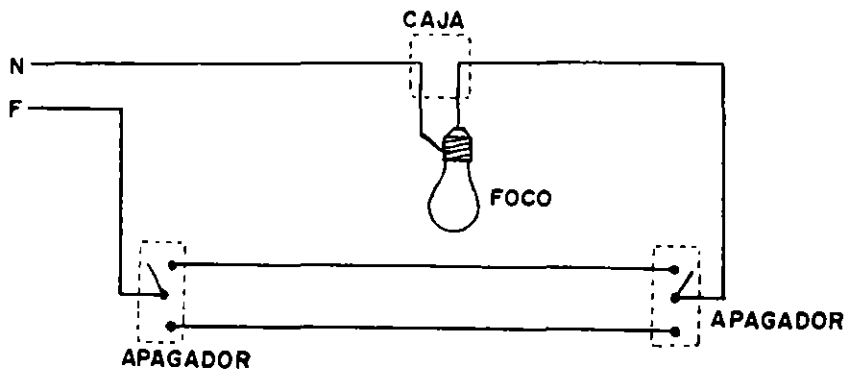
DIAGRAMA TÍPICO PARA CASAS



DIAGRAMAS ELEMENTALES



CONEXION DE UN APAGADOR DE ESCALERA
O TRES VIAS



SUMINISTROS-AUTORIZADOS-POR CIA. DE LUZ

Para casas habitación o locales pequeños cuya carga no pase de 4,000 W., proporcionarán la alimentación en 1 fase y neutro (monofásica 2 hilos)

Para cargas de 4,000 a 8,000 W., la alimentación será de 2 fases y neutro (bifásica 3 hilos)

Para cargas de 8,000 W., en adelante la alimentación será de 3 fases y neutro (trifásica 4 hilos)

SUB-ESTACIONES

EXISTEN DOS TIPOS PRINCIPALES:

a).-Tipo rural en poste

CAPACIDAD DE CORRIENTE PROMEDIO DE LOS CONDUCTORES DE 1 A 3
EN TUBO CONDUIT (TODOS HILOS DE FASE) Y A LA INTEMPERIE

TABLA No. 2

CALIBRE	TIPO DE AISLAMIENTO			A LA INTEMPERIE		
	A.W.G. o M.C.M.	TW	THW	VINANEL-NYLON Y VINANEL 900	TW	VINANEL NYLON-900 THW
14	15	25	25	20	30	
12	20	30	30	25	40	
10	30	40	40	40	55	
8	40	50	50	55	70	
6	55	70	70	60	100	
4	70	90	90	105	135	
2	95	120	120	140	180	
0	125	155	155	195	245	
00	145	185	185	225	285	
000	165	210	210	260	330	
0000	195	235	235	300	385	
250	215	270	270	340	425	
300	240	300	300	375	480	
350	260	325	325	420	530	
400	280	360	360	455	575	
500	320	405	405	515	660	
FACTORES DE CORRECCION POR TEMPERATURA AMBIENTE MAYOR DE 30°C						
C°	MULTIPLIQUESE LA CAPACIDAD DE CORRIENTE POR LOS SIGUIENTES FACTORES.					
40	NO SE	0.88	0.90			
45	USA A	NO A	0.85			
50	MAS DE	MAS DE	0.80			
55	35°	40°	0.74			
FACTORES DE CORRECCION POR AGRUPAMIENTO.						
DE 4 a 6 CONDUCTORES 60%						
DE 7 a 20 CONDUCTORES 70%						
DE 21 a 30 CONDUCTORES 60%						

b).-Tipo gabinete para interior o exterior

Estas se utilizan cuando las cargas de las edificaciones son mayores de 40,000 W., y que exista línea de alta tensión en servicio municipal.

El servicio de alta tensión puede ser en 23,000, 13,200 o 6,000 volts, y la salida de la sub-estación puede ser en 440, 220 o 127 volts., de acuerdo a las necesidades de la edificación.

La cuota en alta tensión baja hasta un 40% en relación a la baja tensión.

CALCULO DE CONDUCTORES

Por reglamento se dice que podemos utilizar conductor calibre 14 en apagadores y calibre 12 de contactos y lámparas.

Pero con el incremento de estos se aumentarán los calibres de los conductores.

La fórmula que se utiliza para el cálculo de cargas monofásicas es

$$I = \frac{W}{E \cos \phi}$$

Donde: I=Intensidad de corriente en amps.

W=Carga en Watts.

E=Corriente en Volts. (127.5)

Loa: 0=Factor de Potencia (0.85 constante)

Ejemplo: Si tenemos una carga de 3,800 W., aplicando la fórmula nos dará:

$$I = \frac{3,800}{127.5 \times 0.85} = 35 \text{ Amps.}$$

En estos resultados se les debe aplicar un factor de utilización o factor de demanda que varía del 60 al 90% dependiendo del tipo de servicio que se trate, para este caso tomaremos

70% para obtener la corriente máxima efectiva o corregida.

$$I = 35 \times 0.70 = 24.5 \text{ Amps.}$$

Para esta corriente de acuerdo a la tabla siguiente necesitaremos conductores con aislamientos tipo T.W. cal. 10 que transportan hasta 30 Amps. en condiciones normales.

CALCULO DE LA TUBERIA

Los conductores calibre 10 ocupan una area total de 27.98 mm² según la tabla siguiente por lo que pueden alojarse en un tubo de 13 mm. de diámetro ya que se puede ocupar hasta 78 mm² de su area.

De acuerdo al reglamento solo se debe ocupar el 40% del area de los tubos y ductos.

PARA CORRIENTE MONOFASICA A TRES HILOS (2F-IN)

SE DEBERA UTILIZAR LA SIGUIENTE FORMULA:

$$I = \frac{W}{2 E_n \cos \phi}$$

PARA CORRIENTE TRIFASICA A CUATRO HILOS (3F-IN)

SE DEBERA UTILIZAR LA SIGUIENTE FORMULA:

$$I = \frac{W}{3 E_n \cos \phi}$$

Ejemplo: Datos W=28,000
 E_n=220 volts.
 Cos. ϕ = 0.85
 F. D.=0.70

SUBSTITUYENDO TENDREMOS

$$I = \frac{28,000}{3 \times 220 \times 0.85} = 86.55 \text{ Amps.}$$

$$I_c = 86.55 \times 0.70 = 60.58 \text{ Amps.}$$

Para esta corriente se necesitan conductores calibre 4 que transportan en condiciones normales hasta 70 amps.

Serían cuatro conductores calibre 4, aunque por el hilo de neutro no circula corriente y de acuerdo al reglamento se puede disminuir un calibre o sean 3 calibre 4 y un calibre 6. Para calcular la tubería sumamos sus áreas.

$$\begin{array}{r} 3 \text{ No. } 4 = 196.83 \\ 1 \text{ No. } 6 = 49.26 \\ \hline 246.09 \text{ mm}^2 \end{array}$$

Por lo que el diámetro de la tubería será de 25 mm. de la cual se pueden ocupar hasta 250 mm² de su área.

La corriente también deberá calcularse por caída de tensión originada por la distancia que recorre en sus alimentadores en un proyecto con corriente bifásica o trifásica la carga de las fases deberá ser equivalente, para que estas estén balanceadas ya que el reglamento exige que el desbalanceo sea menor del 5%.

PARA ESTO SE UTILIZA LA FORMULA SIGUIENTE:

$$D.F. = \frac{\text{FASE MAYOR} - \text{FASE MENOR}}{\text{FASE MAYOR}} \times 100 = \% \text{ DESB.}$$

Es recomendable separar los circuitos de alumbrado, contactos motores y aparatos especiales.

Cada circuito debera tener una carga máxima de 2,000 W., ya que esta carga nos origina lo siguiente:

$$I = \frac{2,000}{127.5 \times 0.85} = 18.46 \text{ Amps.}$$

$$I_c = 18.46 \times 0.70 = 12.92 \text{ Amps.}$$

Ya que el interruptor termomagnético más pequeño que se coloca en el tablero es de 15 amperes.

El centro de carga debera ubicarse en un punto medio de la edificación para que el recorrido de los alimentadores sea el mismo.

PROTECCION CONTRA SOBRECORRIENTE

Al circular la corriente produce un calentamiento y si este es excesivo produce daño en los aislamientos de los conductores y como consecuencia se produce un corto circuito.

Para proteger las instalaciones se colocan los interruptores de seguridad o cuchillas con fusibles de acuerdo a la carga instalada.

Los interruptores termomagnéticos protegen además de calentamiento por bajo voltaje en cualquier fase.

CAPACIDAD H.P.	CAPACIDAD Monof. Kwatts.	CAPACIDAD Trif. Kwatts.	KW/HP
1/20 = 0.0500	0.060		
1/16 = 0.0625	0.080		1.200
1/8 = 0.1250	0.150		1.280
1/6 = 0.1666	0.202		1.200
1/5 = 0.20000	0.233		1.212
0.25	0.293	0.284	1.172 - 1.056
0.33	0.345	0.355	1.197 - 1.075
0.50	0.527	0.507	1.054 - 1.014
0.67	0.700	0.668	1.044 - 0.997
0.75	0.780	0.740	1.040 - 0.986
1.00	0.993	0.953	0.993 - 0.953
1.25	1.236	1.190	0.968 - 0.952
1.50	1.480	1.418	0.983 - 0.945
1.75	1.620	1.622	0.925 - 0.926
2.00	1.935	1.844	0.967 - 0.922
2.25	2.168	2.067	0.963 - 0.918
2.50	2.390	2.290	0.956 - 0.916
2.75	2.574	2.503	0.936 - 0.910
3.00	2.766	2.726	0.927 - 0.908
3.25		2.959	0.910
3.50		3.182	0.909
3.75		3.415	0.910
4.00		3.618	0.904
4.25		3.840	0.903
4.50		4.074	0.905
4.75		4.266	0.898
5.00		4.490	0.898
5.50		4.945	0.899
6.00		5.390	0.898
6.50		5.836	0.897
7.00		6.293	0.899
7.50		6.577	0.877
8.00		7.022	0.877
8.50		7.458	0.877
9.00		7.834	0.877
9.50		8.340	0.877
10.00		8.674	0.867
11.00		9.535	0.867
12.00		10.407	0.867
13.00		11.278	0.867
14.00		12.140	0.867
15.00		12.860	0.857
16.00		13.720	0.857
20.00		16.953	0.847
25.00		21.188	0.847
30.00		24.725	0.824
40.00		32.609	0.815
50.00		40.756	0.815

Para determinar la capacidad en Kwatts para motores con más de 50 caballos de potencia, multiplíquense los caballos de potencia por 0.8.

I L U M I N A C I O N

Anteriormente se utilizaba como unidad lumínica la bujía (intensidad de una vela ahora se tomó unidad de flujo lumínico al lúmen (1 bujía = 12 lúmenes)

Existe una tabla de niveles medios de alumbrado, autorizada por el reglamento de la dirección general de electricidad.

Hay varias fórmulas para hacer los cálculos por ejemplo:

PARA OBTENER EL FLUJO TOTAL EN LUMENES.

$$F_t = \frac{E \times S}{U \times C}$$

Donde: F_t = Flujo total

E = Claridad en luxes

S = Superficie alumbrada
en M²

U = coeficiente de utilización

C = Coeficiente de depreciación

PARA OBTENER EL NUMERO DE APARATOS DE ALUMBRADO

$$N = \frac{F_t}{F_a}$$

Donde: F_t =Flujo total en lúmenes
 F_a =Flujo por luminar en lúmenes
(dato de catálogo)

PARA OBTENER EL COEFICIENTE DE UTILIZACION

$$U = \frac{E \times S}{F_l}$$

Donde: E =Claridad en luxes
 S =Superficie en M2 del plano de trabajo
 F_l =Flujo total de las lámparas en lúmenes

Existe un metodo muy práctico llamado del lúmen y lo explicaremos con un ejemplo: datos; tenemos un despacho con 25 M2 de área queremos que tenga una intensidad lumínica de 150 luxes/M2. Lo vamos a iluminar con lámparas incandescentes sabemos por **tabla** o catálogo que un foco de 100 W. nos produce - 800 luxes por M2 a 2.20 mts. de altura, lo resolvemos de la siguiente forma:

$$\frac{25 \times 150}{800} = 4.6 \text{ focos (5 de 100 W.)}$$

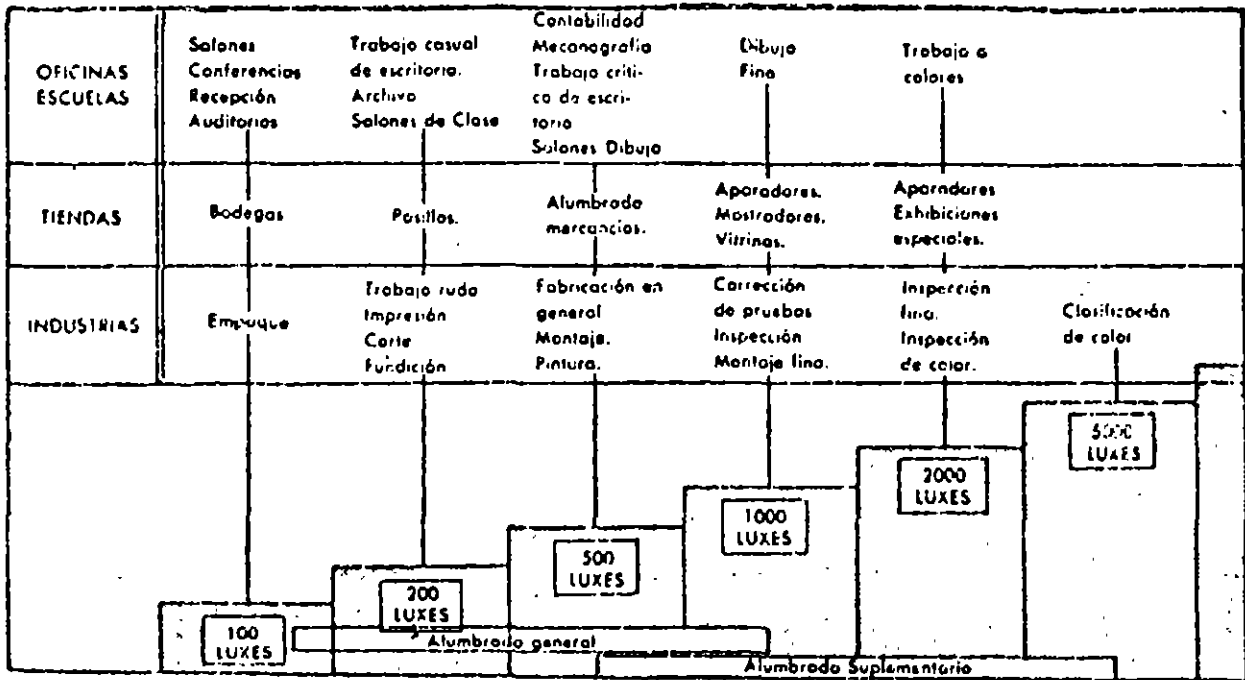
ALUMBRADO

NIVELES MEDIOS DE ALUMBRADO RECOMENDABLES

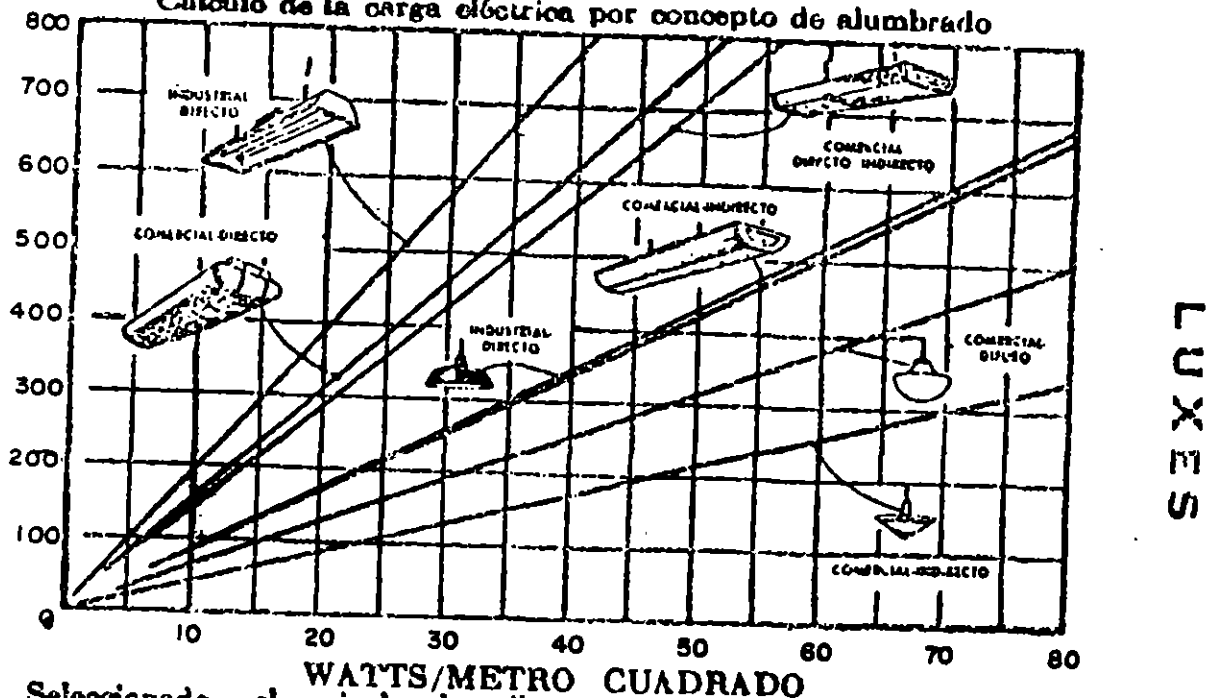
Locales cerrados o vías públicas a iluminar	Alumbrado medio lux
<i>Talleres</i>	
Trabajos bastos: almacenaje, manejo, etc.	80 a 100
Trabajos finos: mecanización, control	150 a 250
Trabajos muy finos: rectificación, medida	800 a 1000*
<i>Oficinas</i>	
Despachos	150 a 250
Oficinas de dibujo	300 a 600
Excusados y locales adjuntos	60 a 100
<i>Almacenes</i>	
Almacenes propiamente dichos	200 a 300
Escaparates: según las calles y los prod. expuestos	500 a 2000
Excusados y locales adjuntos	60 a 100
<i>Escuelas.</i>	
Salas de clase	120 a 200
Salas de dibujo o de costura	200 a 250
Laboratorios varios	150 a 200
<i>Hoteles y edificios públicos</i>	
Halls	80 a 120
Salas de lectura	125 a 200
Comedores	120 a 150
Cocinas	120 a 150
Pasillos y excusados	40 a 50
Habitaciones	60 a 75
<i>Casas particulares</i>	
Salones (preferentemente alumbrado indirecto)	100 a 120
Comedores	120 a 150
Despachos	120 a 150
Cocinas	100 a 150
Vestíbulos, trasteros	50 a 100
<i>Vías públicas</i>	A B
Carreteras interurbanas y arterias periféricas	15 30
Vías urbanas de gran tráfico	8 15
Vías urbanas de tráfico mediano	8 8
Vías urbanas de poco tráfico	2 8

* localmente. — A. Vías claras. — B. Vías oscuras

NIVELES DE ILUMINACION RECOMENDABLES LUXES o LUMENS/m²



Cálculo de la carga eléctrica por concepto de alumbrado



**Seleccionado el nivel de iluminación de Luxes adecuado
 determinense los Watts por metro cuadrado en la gráfica
 correspondiente al tipo de equipo de alumbrado escogido.**

INSTALACIONES HIDRAULICAS.

1.- DEFINICION

Es el conjunto de tuberias, conexiones, válvulas, cisternas, bombas, tinacos y accesorios. Que nos proporcionaran un servicio satisfactorio de acuerdo a las necesidades de nuestra obra.

2.- MATERIALES EN GENERAL

a.-Tuberias de Cobre. Deberan ser tipo "M" con extremos lisos y conexiones para soldar, existe gran variedad de conexiones y accesorios para realizar una Instalación completa y funcional.

Usos generales en cualquier edificación es conveniente que se instale ahogada en pisos, muros etc. por tener poca resistencia mecánica y no debe instalarse aparente ni en zonas jardinadas o de tierra suelta.

Se puede utilizar para conducir agua fria, agua caliente, aire y aceites.

b.- Tuberias de acero galvanizado. Deberan ser -- tipo "A" cédula 40, con extremos roscados para recibir las conexiones y accesorios con los cuales se puede realizar una Instalación completa y funcional. Su costo en 30 % menor que el cobre.

Usos generales en cualquier edificación puede instalarse ahogada o aparente, tiene buena resistencia mecanica. Se puede utilizar para agua fria, -

agua caliente, gas, aire y aceite.

c.- Tuberías de PVC. Deben ser tipo RD. 26 Hidráulica existe con extremos lisos y conexiones para cementar o con campana y anillo de ajuste, existe gran variedad de conexiones y accesorios para realizar una instalación completa y funcional.

Usos restringidos a conducir solo agua fría su resistencia al calor es de 60° C. máximo por lo que no debe utilizarse para agua caliente. En poblaciones costeras es muy usual por resistir la corrosión. También se utiliza en redes exteriores de agua por ser muy maleable y fácil de instalar. Su costo es 40 % menor que el cobre.

3.- CALCULO DE LA TOMA DOMICILIARIA

Se toma como base el consumo dependiendo del número de personas que habitan la edificación.

Se anexa tabla de consumos.

Ejemplo:

Una casa con cinco personas, con un consumo de 200 lts. por persona y por día = 1,000 lts./día. Suponemos un tiempo de servicio de agua de la Red municipal de 12 hs. (43,200 seg.) Podemos hacer la siguiente operación.

$$\text{GASTO} = \frac{1,000}{43,200} = 0.023 \text{ LPS.}$$

Ahora aplicando la siguiente fórmula tenemos.

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} \quad \text{SUBST.} \quad \sqrt{\frac{4 \times 0.000023}{3.14 \times 1}} = 0.0054 \text{ M} = 5.4 \text{ mm.}$$

Por lo tanto el diámetro de la toma será de 13 mm. - siendo este el tubo más pequeño que autoriza la--

SIMBOLOGIA INSTALACIONES HIDRAULICAS Y
SANITARIAS.

— — — — —	AGUA FRIA
— · — · — ·	AGUA CALIENTE
— · — · — ·	RETORNO DE AGUA CALIENTE
— — — — —	VALVULA DE COMPUERTA
— — — — —	VALVULA DE GLOBO
— — — — —	GAS
— — — — —	AIRE
— — — — —	C. I. — CONTRA-INCENDIO
— — — — —	V — VAPOR
— — — — —	R. V. — RETORNO DE VAPOR
— — — — —	VALVULA DE RETENCION
— — — — —	VALVULA PARA MANGUERA
— — — — —	VALVULA FLOTADOR
— — — — —	VALVULA DE PASO PARA GAS
— — — — —	TUERCA UNION
— — — — —	VALVULA DE ALIVIO
V E A	VALVULA ELIMINADORA DE AIRE

— — — — —	DESAGÜES
— — — — —	VENTILACION
⊙	COLADERA
⊞	REGISTRO
O.H	OBTURACION HIDRAULICA
T. R.	TAPON REGISTRO
B. A. N.	BAJADA DE AGUAS NEGRAS
B. A. C.	BAJADA DE AGUAS CLARAS
B. A. J.	BAJADA DE AGUAS JABONOSAS
B. A. P.	BAJADA DE AGUAS PLUVIALES
T. V.	TUBO VENTILADOR
— — — — —	CONCRETO-ALBAÑAL

MUEBLES SANITARIOS QUE COMO MINIMO SE
REQUIEREN EN DIVERSOS TIPOS DE EDIFICIOS:

HABITACIONES
 | EXCUSADO POR VIVIENDA O DEPARTAMENTO
 | LAVABO
 | TINA REGADERA
 | FREGADERO
 | LAVADERO

ESCUELAS primarias:
 | EXCUSADO POR CADA 100 NIÑOS O FRACCION
 | EXCUSADO " " 35 NIÑAS.
 | URINARIO " " 30 NIÑOS.
 | LAVABO " " 60 PERSONAS.
 | BEBEDERO " " 75 PERSONAS.

ESCUELAS secundarias:
 | EXCUSADO POR CADA 100 HOMBRES.
 | EXCUSADO " " 45 MUJERES.
 | URINARIO " " 30 HOMBRES.
 | LAVABO " " 100 PERSONAS.
 | BEBEDERO " " 75 PERSONAS.

EDIFICIOS DE OFICINAS O PUBLICOS
 | PERSONA POR CADA 10 m.2
 | EXCUSADO 1 - 15 PERSONAS
 2 " 16 - 35 " "
 3 " 36 - 55 " "
 4 " 56 - 80 " "
 5 " 81 - 110 " "
 6 " 111 - 150 " "

| MAS POR CADA 40 PERSONAS ADICIONALES
 URINARIO- SE SUPRIME UN EXCUSADO POR CADA
 URINARIO INSTALADO SIN QUE EL NUMERO DE
 EXCUSADOS SEA MENOR QUE DE 2/3 DE LO
 ANOTADO.

1 LAVABO- 1 - 15 PERSONAS
 2 LAVABOS - 16 - 35 PERSONAS
 3 " 36 - 60 " "
 4 " 61 - 90 " "
 5 " 91 - 125 " "

| ADICIONALES POR CADA 45 PERSONAS
 MAS O FRACCION.
 | BEBEDEROS POR CADA 75 PERSONAS. NO
 SE DEBEN INSTALAR DENTRO DE LOS
 SANITARIOS.

CONSUMO DE AGUA.

CASAS Y GRANJAS:	CONSUMO EN LTS. X DIA:
BEBIDA, COCINA, LIMPIEZA POR PERSONA	40 - 60
LAVADO DE ROPA POR HABITANTE POR DIA	20 - 30
WC POR HABITANTE POR DIA	40 - 60
CADA DESCARGA DE W.C. FLUX.O CAJA	15 - 20
BAÑO DE ASIENTO	30
RIEGO DE PATIOS, JARDINES Y ACERAS SOLO EN DIA CALUROSO	3 LTS / M ²
ABREBAR Y LAVAR UN CABALLO SIN LIMPIEZA DE LA CUADRA	100
ABREBAR Y LAVAR POR CABEZA DE GANADOMAYOR	70
ABREBAR Y LAVAR TERNERAS Y CERDOS	20
ABREBAR Y LAVAR OVEJAS	15
RASTROS POR CADA RES SACRIFICA!	350
LAVADEROS POR KG.DE ROPA SECA	45
BAÑOS, POR CADA BAÑO DE TINA (PUBLICO)	5000
BAÑO, POR CADA BAÑO DE REGADERA	10000
CUARTELES POR HOMBRE POR DIA	40 - 80
LIMPIEZA DE UN COCHE	200
HOTELES, CASAS DE DEPTOS	200
OFICINA	60 - 120
DEPARTAMENTOS	
1 RECAMARA (3 PERSONAS)	600
2 RECAMARAS (5 PERSONAS)	1000
3 RECAMARAS (7 PERSONAS)	1400
4 RECAMARAS (9 PERSONAS)	1800
ESCUELAS POR ALUMNO POR DIA:	
PRIMARIA O KINDER	20
SECUNDARIA O PREPARATORIA	25
UNIVERSIDAD, TECNOLOGICO, NORMAL	30
INTERNADO	200

ALIMENTACION DE AGUA A LOS MUEBLES			
M U E B L E	DIAM.	M U E B L E	DIAM.
BEBEDERO	10 mm.	LLAVE MANGUERA	13 mm.
EXCUSADO (TANQUE)	10 "	MINGITORIO (TANQUE)	13 "
EXCUSADO (VALVULA)	25 "	MINGITORIO (VALVULA)	19 "
FREGADERO RESIDENCIA	13 "	REGADERA	13 "
FREGADERO COMERCIAL	19 "	TINA	13 "
HIDRANTE DE PARED	13 "	VERTEDERO	13 "
LAVABO	10 "	VERTEDERO COMBINACION	13 "
LAVADERO 1,2 ó 3 COMP.	13 "	VERTEDERO LAVADO AUTOMATICO	19 "
LAVADORA TRASTOS (DOMESTICO)	13 "		

PRESION NECESARIA Y CONSUMO DE AGUA DE LOS MUEBLES SANITARIOS		
M U E B L E	PRESION m.	GASTO l.p. m.
EXCUSADO TANQUE	10.5	11.3
EXCUSADO VALVULA	7.0	57.0 (85)
LLAVE DE AGUA	5.6	11.3
MINGITORIO VALVULA	10.5	57
MANGUERA 15 m.	21.0	19
REGADERA	8.5	19
TINA	3.5	23
VERTEDERO 10 mm.	7.0	17
VERTEDERO 13 mm.	3.5	17

28

EQUIVALENCIA DE LOS MUEBLES EN UNIDADES MUEBLE

M U E B L E	S E R V I C I O	C O N T R O L	U. M.
EXCUSADO	PUBLICO	VALVULA	10
EXCUSADO	PUBLICO	TANQUE	5
FREGADERO	RESTAURANTE	LLAVE	4
LAVABO	PUBLICO	II	2
MINGITORIO PEDESTAL	II	VALVULA	10
MINGITORIO PARED	II	II	5
MINGITORIO PARED	II	TANQUE LLAVE	3
REGADERA	II	MEZCLADORA	4
TINA	II	LLAVE	4
VERTEDERO	OFICINA	II	(3)
EXCUSADO	PRIVADO	VALVULA	6
EXCUSADO	II	TANQUE	3
FREGADERO	II	LLAVE	2
GRUPO BAÑO	II	W.C. VALVULA	8
GRUPO BAÑO	II	W.C. TANQUE	6
LAVABO	II	LLAVE	1
LAVADERO	II	II	(3)
REGADERA	II	MEZCLADORA	2
TINA	II	II	2

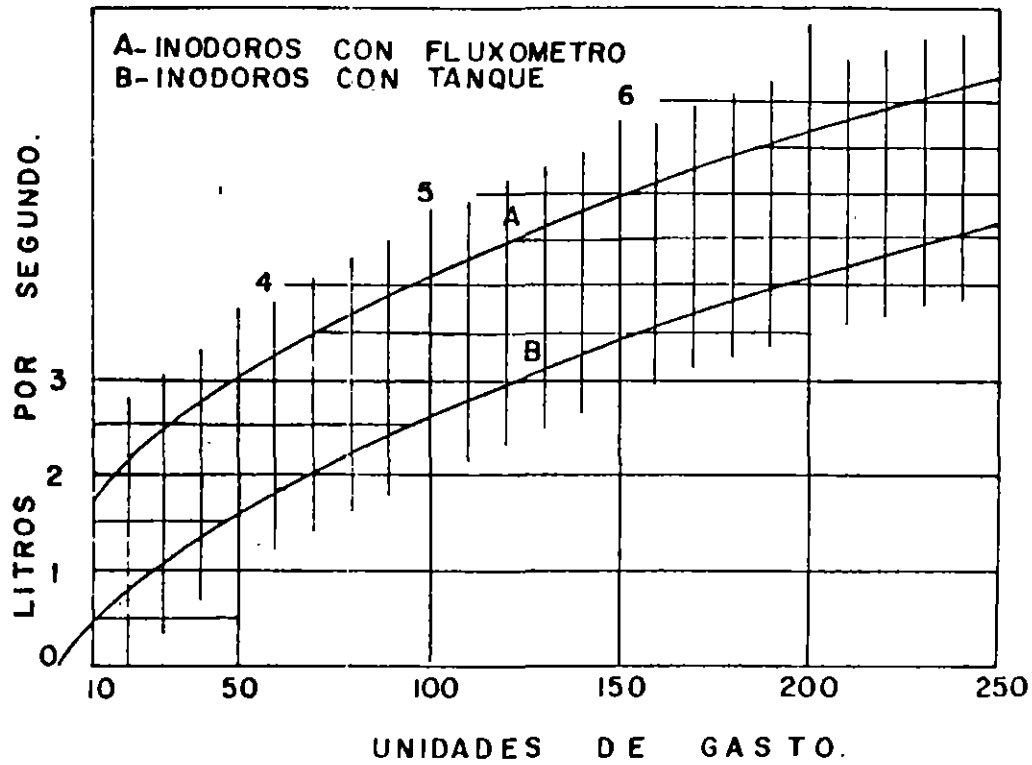
ALIMENTACION DE AGUA A LOS MUEBLES

M U E B L E	DIAM.	M U E B L E	DIAM.
BEBEDERO	10	LLAVE MANGUERA	13
EXCUSADO (TANQUE)	10	MINGITORIO (TANQUE)	13
EXCUSADO (VALVULA)	32	MINGITORIO (VALVULA)	19
FREGADERO RESIDENCIA	13	REGADERA	13
FREGADERO COMERCIAL	19	TINA	13
HIDRANTE DE PARED	13	VERTEDERO	13
LAVABO	10	VERTEDERO COMBINACION	13
LAVADERO (1, 2, 3 COMP.)	13	VERTEDERO LAVADO AUTOMATICO	19
LAVADORA TRASTOS (DOMESTICO)	13		

PRESION NECESARIA Y CONSUMO DE AGUA DE LOS MUEBLES SANITARIOS

M U E B L E	PRESION m.	GASTO l.p.m.
EXCUSADO TANQUE	10.5	11.3
EXCUSADO VALVULA	7 a 14	57 a 151 (85)
LLAVE DE AGUA	5.6	11.3
MINGITORIO VALVULA	10.5	57
MANGUERA 15 m.	21.0	19
REGADERA	8.5	19
TINA	3.5	23
VERTEDERO 10 mm.	7.0	17
VERTEDERO 13 mm.	3.5	17

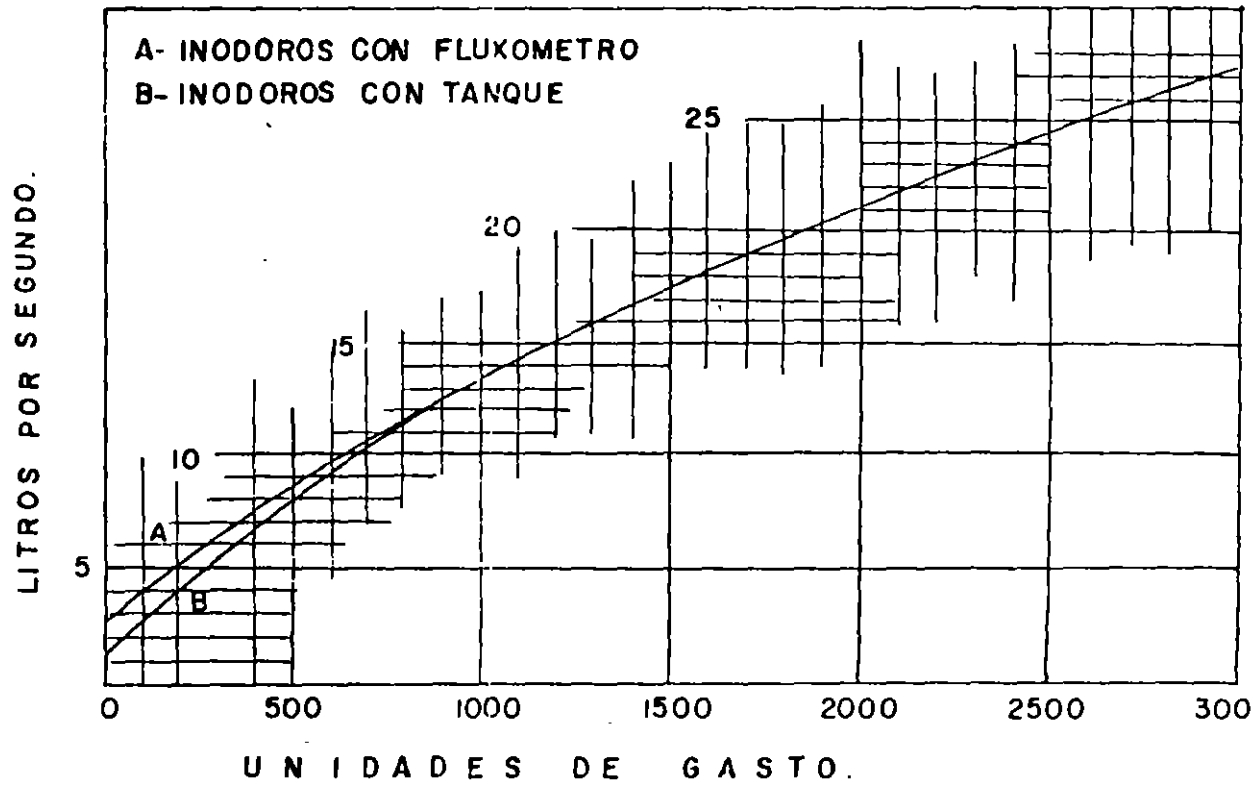
GASTO MAXIMO PROBABLE.



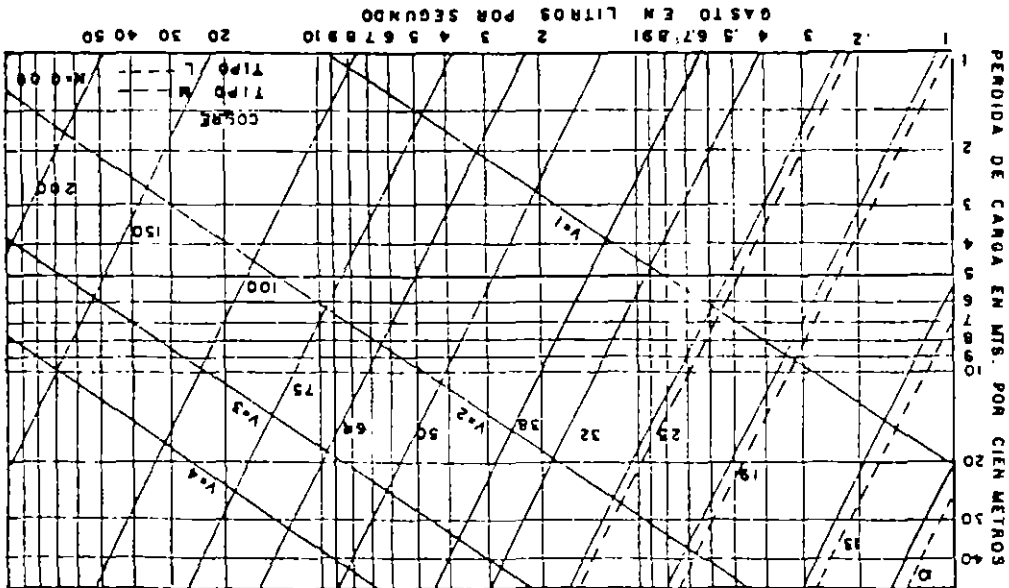
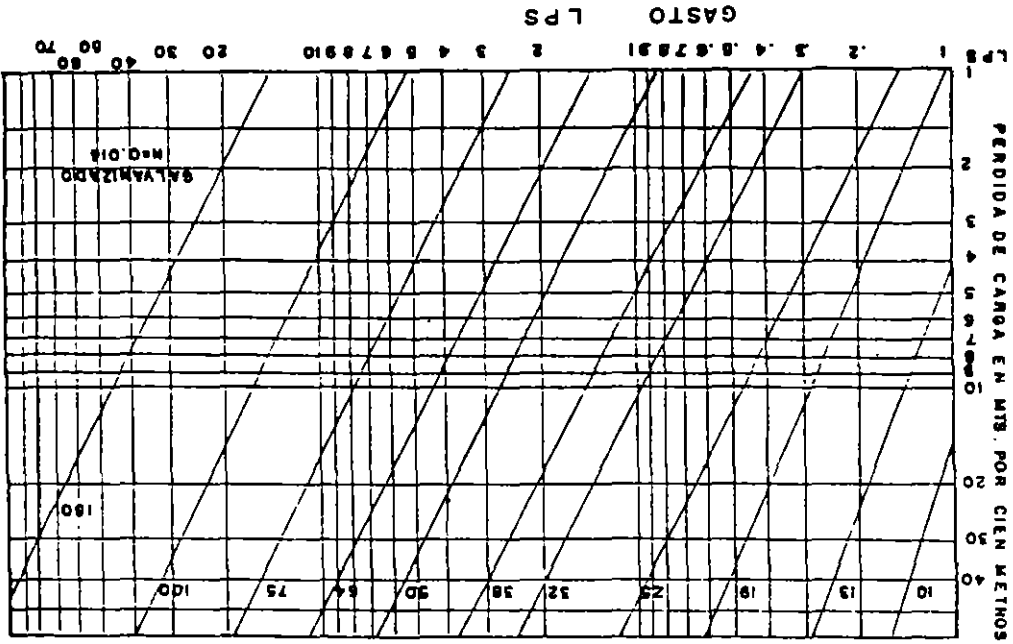
25

31

GASTO MAXIMO PROBABLE



3/












PERDIDA DE CARGA EN VALVULAS Y CONEXIONES

El cambio brusco de dirección del flujo en una tubería por medio de Codos, Tees, válvulas y curvas causa pérdidas de presión. Es práctico común expresar esta pérdida en términos de un equivalente de longitud de tramo recto de tubería del mismo diámetro. Por ejemplo: La pérdida de carga en un codo de 2" equivale a la que se originaría en un tramo recto de tubo de igual diámetro y de 1.68 m. de longitud.

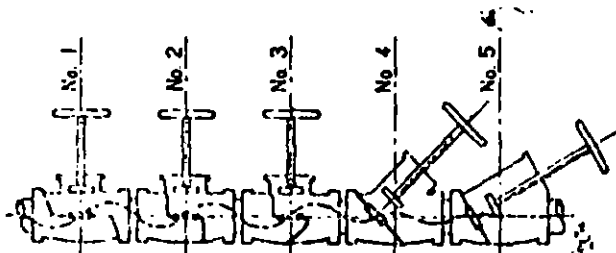
La tabla siguiente contiene pérdidas de carga para las piezas más usuales, expresados en metros de tramos rectos de tubería del diámetro correspondiente.

RESISTENCIA EN VALVULAS Y CONEXIONES

DIAMETRO DEL TUBO		CODO	CODO DE RADIO MEDIO	CODO DE RADIO GRANDE	CODO DE 45°	TEE	CURVA DE RAYO...	VALVULA COMPLETA ABIERTA	VALVULA GLOBO ABIERTA	VALVULA ANULO ABIERTA
		STANDARD								
m.m.	PULG.									
LONGITUD DE TRAMO RECTO EQUIVALENTE A LA RESISTENCIA AL ESCURRIMIENTO										
13	1/2"	0.457	0.427	0.335	0.235	1.036	1.158	0.106	4.877	2.560
19	3/4"	0.671	0.548	0.427	0.305	1.372	1.524	0.143	6.705	3.656
25	1"	0.823	0.701	0.518	0.396	1.768	1.859	0.183	8.230	4.572
32	1 1/4"	1.128	0.914	0.732	0.488	2.377	2.591	0.244	11.278	5.456
38	1 1/2"	1.311	1.097	0.853	0.610	2.743	3.046	0.290	13.411	6.706
61	2"	1.676	1.402	1.067	0.762	3.353	3.962	0.366	17.374	8.534
64	2 1/2"	1.981	1.646	1.280	0.914	4.267	4.572	0.427	20.117	10.058
76	3"	2.469	2.073	1.554	1.158	5.182	5.486	0.518	25.908	12.602
89	3 1/2"	2.896	2.438	1.829	1.341	5.791	6.401	0.610	30.175	15.240
102	4"	3.353	2.774	2.134	1.524	6.706	7.315	0.701	33.526	17.678
114	4 1/2"	3.658	3.048	2.408	1.707	7.315	8.230	0.792	39.624	18.593
127	5"	4.267	3.658	2.713	1.859	8.230	9.449	0.854	42.672	21.336
152	6"	4.877	4.267	3.353	2.347	10.058	11.278	1.067	48.768	25.298
203	8"	6.401	5.486	4.267	3.048	13.106	14.935	1.372	67.056	33.528
254	10"	7.925	6.706	5.182	3.962	17.089	18.593	1.737	88.392	42.672
305	12"	9.754	7.925	6.096	4.572	20.117	22.250	2.042	103.632	51.816
356	14"	10.973	9.449	7.010	5.102	23.165	25.908	2.438	118.872	57.912
406	16"	12.802	10.668	8.230	5.791	26.518	30.480	2.743	131.064	67.056
457	18"	14.021	12.192	9.144	6.401	30.480	33.528	3.109	152.400	76.200
508	20"	15.850	13.106	10.363	7.010	33.528	36.576	3.658	170.688	85.344
559	22"	17.678	15.240	11.278	7.620	39.624	42.672	3.962	185.928	94.488
610	24"	19.202	16.154	12.192	8.534	42.672	45.720	4.267	207.264	103.632
762	30"	24.079	20.720	15.240	10.668	50.292	57.912	5.182	262.128	126.016
814	36"	28.651	24.079	18.288	13.106	60.960	67.056	6.096	304.800	152.400
1067	42"	36.576	28.956	21.846	15.240	73.152	78.248	7.010	365.760	182.880
1219	48"	41.148	33.528	24.994	17.678	83.820	81.440	7.925	426.720	207.264

Además de las válvulas indicadas en la tabla hay muchos otros tipos, algunos de los cuales se muestran a continuación.

Una fórmula para determinar la pérdida de carga a través de las válvulas es la siguiente.



$$h = f \frac{V^2}{2g}$$

h = pérdida de carga en mts.
 V = velocidad en mts./seg.
 f = coeficiente de fricción.

oficina de AGUA POTABLE.

Ejemplo 2. Si se tratara de un Condominio de 20 Departamentos con cinco personas por departamento tendríamos :

$$\text{GASTO} = \frac{20,000}{43,200} = 0.46 \text{ LPS.}$$

$$\text{SUBST. } \phi = \sqrt{\frac{4 \times 0.00046}{3.14 \times 1}} = 0.024 \text{ M.} = 24 \text{ mm.}$$

Por lo que el diámetro de la towa será de 25 mm. (1")

4.- CALCULO DE LOS DIAMETROS DE LAS TUBERIAS

Primero se transforman los muebles en Unidades Mueble de acuerdo a sus características y tomando como base la tabla que se anexa.

Una vez obtenidas las U.M. y si el sistema es de -- alta presión (Fluxómetros) aplicamos la siguiente fórmula : $\text{GASTO} = \sqrt{\frac{\text{U.M.}}{5}}$

Si el sistema es de baja presión (excusados de tanque) se utilizara la siguiente fórmula : $\text{GASTO} = \sqrt{\frac{\text{U.M.}}{15}}$

Cuando se ha obtenido el gasto se aplicará la siguiente fórmula para obtener los diámetros :

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}}$$

Donde : Q= litros en metros cúbicos

V= velocidad en mts./seg.

Se anexan tablas para el cálculo del gasto y de los diámetros.

5.- CALCULO DE CISTERNAS Y TINACOS

Tomando en cuenta el gasto por día se debera considerar una reserva que puede ser del 50 al 100 % del -- mismo gasto. y teniendo el gasto total se dividirá - de la siguiente manera :

2/3 partes del volumen = capacidad de cisterna

1/3 parte del volumen = capacidad de tinacos.

Ejemplo :

La misma casa con cinco personas.

gasto de 200 lts./pers./dia.....1,000 lts.

reserva del 100 %1,000.lts.

gasto total2,000 lts.

agua en cisterna.....1,333 lts.

agua en tinaco 666 lts.

6.- CALCULO DE LA BOMBA

La fórmula que aplicaremos para este caso será :

$$C. P. = \frac{Q \times h}{76 \times Ef}$$

Donde : Q = gasto en litros por segundo

h = altura total de descarga

76 = constante de presión

Ef. = eficiencia (del 70 al 90 % segun zona)

Ejemplo : Datos. Q = 5.0 l.p.s.

h = 20.00 mts.

Substituyendo : $C.P. = \frac{5 \times 20}{76 \times .70} = 1.8$

Por lo tanto nuestra bomba debera estar acoplada a un motor eléctrico 2.0 c.p. (Por ser esta la capacidad del motor inmediato superior comercial)

7.- Los Fluxómetros necesitan una presión mínima de agua de 7 mts. de altura.

8.- CALENTADORES. Se dividen en dos tipos principales de Depósito con capacidad de 25 hasta 240 lts. y de una hasta cinco regaderas. Los otros calentadores son de Paso y abastecen solo a dos regaderas

INSTALACIONES SANITARIAS

1.- DEFINICION.

Es el conjunto de tuberías, conexiones y accesorios que nos proporcionaran una instalación satisfactoria de acuerdo a las necesidades de nuestra obra.

2.- MATERIALES

A.- Tuberías de Cobre, debera ser tipo "M" con conexiones soldables existiendo una gran variedad de estas con accesorios para realizar una instalación completa. Para líneas de ventilación debera usarse tubería tipo "K".

Usos generales en cualquier edificación es recomendable que se use en diámetros de 50 mm. o menores y para mayores usar Fo. fundido.

B.- Tubería de Acero galvanizado. Debe ser tipo "A" cédula 40. con extremos roscados para recibir las conexiones y accesorios haciendo una instalación completa. Su costo es 30 % menor que el cobre.

Usos generales para desagües aunque se recomienda usarlo en diámetros de 50 mm. o menores y para mayores usar Fo. fundido.

C.-Tubería de PVC. debe ser tipo Sanitario existiendo dos clases con extremos lisos y con conexiones para cementar o con campanas para acoplar con lubricante y anillo, hay desde 40 hasta 150 mm. de diámetro. Su costo es 40 % menor que el cobre.

Usos generales en cualquier edificación, Su mano de obra es más rápida y económica, Se utiliza en laboratorios ser resistente a los ácidos.

D.- Tubería de Hierro Fundido, Existen varios tipos y calidades, pero todos bajo una misma norma de calidad su diferencia es unicamente el precio. Existen en diámetros desde 50 mm. hasta 200 mm. comercialmente y en diámetros mayores solo sobre pedido. Se utiliza en cualquier tipo de edificación principalmente en bajadas de aguas negras y pluviales.

Su costo en tres veces menor que el cobre.

E.- Tubería de Concreto Simple de 10 a 45 cm. de diámetro y para mayores con armado. Su uso es para Albañal o sea exterior a las edificaciones y para unir registros y pozos de visita.

3.- CALCULO DE LOS DIAMETROS

Primero se deben transformar los muebles Sanitarios en Unidades Mueble para poder aplicar las fórmulas que se mencionaron en el capítulo de Inst. Hidráulicas. Ya existen por reglamento los diámetros nominales para cada uno de los muebles.

Se anexan Tablas y Nomogramas.

Cuando ya se conoce el gasto se puede aplicar la -- fórmula de Manning que es :

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

Donde : V = velocidad en mts./seg.

n = coeficiente de fricción de la tubería

r = radio hidráulico

s = pendiente en mm/mt.

DESAGÜES

UNIDADES		MUEBLES					
M	U	E	B	L	E	U. M.	D. mm.
DEBEDERO						0.5	25
BIDET						3	30
COLADERA DE PISO						1	50
EXCUSADO TANQUE						4	75
EXCUSADO VALVULA						8	75
FREGADERO DOMESTICO						2	38
FREGADERO DOMESTICO TRITURADOR						3	50
GRUPO DE BAÑO CON EXCUSADO							
LAVABO Y TINA O REGADERA							
EXCUSADO TANQUE						6	
EXCUSADO VALVULA						8	
LAVABO (DESAGÜE PEQUEÑO)						1	32
LAVABO (DESAGÜE GRANDE)						2	38
LAVABO BARBERIA						2	38
LAVABO CIRUGIA						2	38
LAVABO COLECTIVO CADA JUEGO DE LLAVES						2	38
LAVABO DENTAL						1	32
LAVADERO						2	38
LAYADORA TRASTOS DOMESTICOS						2	38
MINGITORIO PEDESTAL						6	70
MINGITORIO PARED						4	38
MINGITORIO PARED						4	50
MINGITORIO COLECTIVO CADA 60 cm.						2	38
REGADERA						2	50
REGADERA GRUPO CADA CEBOLLA						3	
TINA						2	38
TINA						3	50
UNIDAD DENTAL						1	32
VERTEDERO CIRUGIA						3	38
VERTEDERO SERVICIO						3	70
VERTEDERO SERVICIO TRAMPA P.						2	50
VERTEDERO COCINA						4	38

UNIDAD MUEBLE 2 L. P. M.

EQUIVALENCIA EN UNIDADES MUEBLES DE LOS MUEBLES NO LISTADOS

DREN. Ø TRAMPA DEL MUEBLE	U. M.
32 Ø MENOR	1
38	2
50	3
64	4
75	5
100	6

DRENAJES DE LOS EDIFICIOS

Ø mm.	MAX. DE U.M. QUE PUEDEN CONECTARSE A CUALQUIER SECCION DEL DRENAJE.			
	PENDIENTE %			
	0.5 %	1 %	2 %	4 %
50			21	26
64			24	31
75		20	27	36
100		180	216	250
125		390	480	375
150		700	840	1000
200	1400	1600	1920	2300
250	2500	2900	3500	4200
300	3900	4600	5600	6700

RAMALES HORIZONTALES Y BAJADAS.

MAXIMO DE U.M. QUE PUEDEN CONECTARSE.

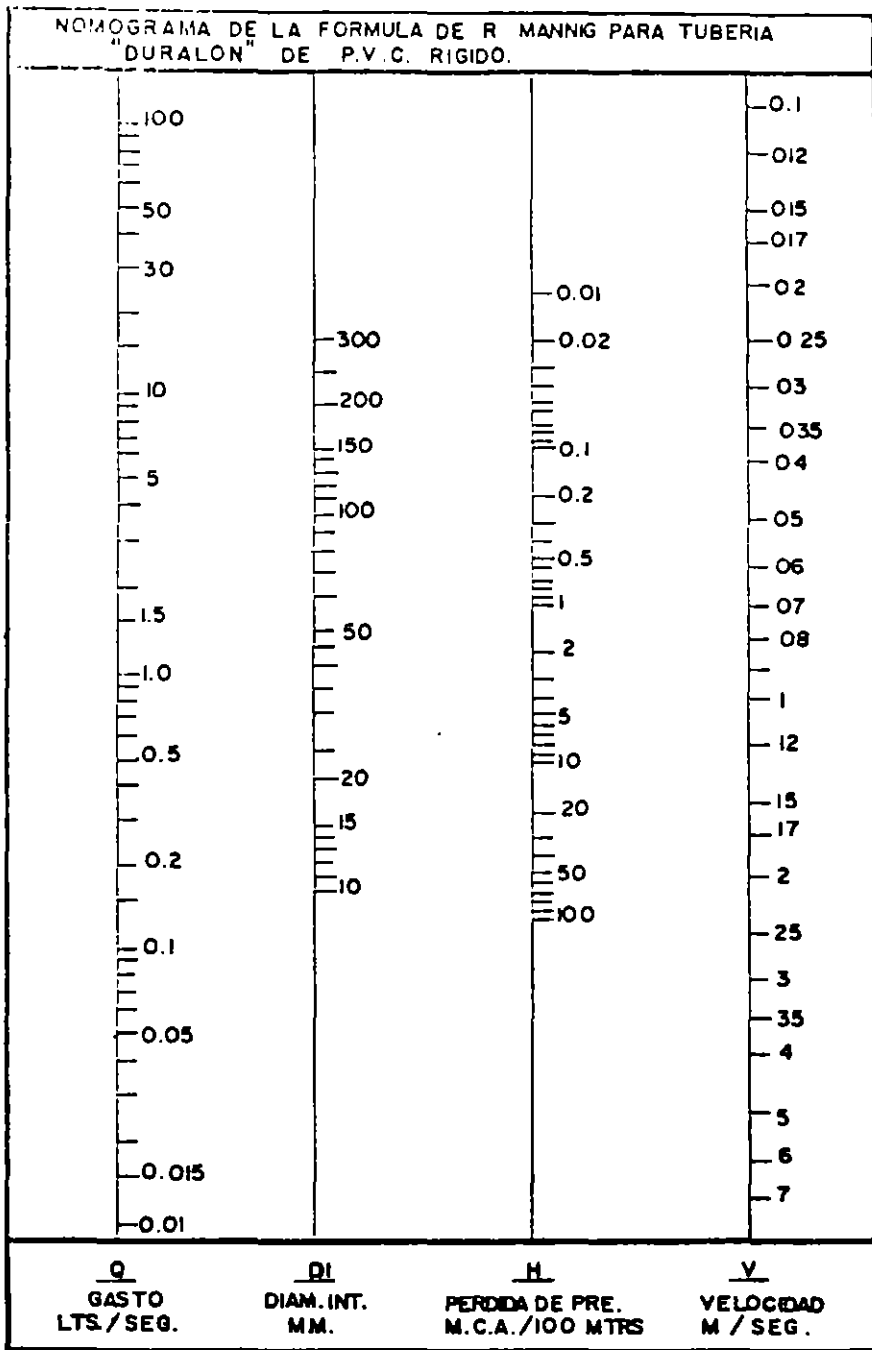
Ø m.m.	CUALQUIER RAMAL HOR.	BAJADAS DE TRES PISOS	MAS DE	3 PISOS
			TOTAL EN LA BAJADA	TOTAL EN UN PISO
32	1	2	2	1
38	3	4	8	2
50	6	10	24	6
64	12	20	42	9
75	20	30	60	16
100	160	240	500	90
125	360	540	1100	200
150	620	960	1900	350
200	1400	2200	3600	600
250	2800	3800	5600	1000
300	3900	6000	8400	1500

DIAMETRO DE TUBOS HORIZONTALES PARA AGUA PLUVIAL.			
DIAMETRO. (mm)	AREA MAXIMA DE AZOTEA PARA TUBOS DE DI- FERENTES PENDIENTES.		
	S . 0 . 01	S . 0 . 02	S . 0 . 04
	M ²	M ²	M ²
75	80	115	166
100	188	268	378
125	338	470	688
150	538	758	1070
200	1150	1630	2300
250	2070	2920	4140
300	3330	4700	6880
380	5950	8400	11900

DIAMETROS DE BAJADAS PLUVIALES.	
DIAMETRO (mm)	AREA MAXIMA DE AZOTEA EN M ²
50	70
64	130
75	220
100	460
125	868
150	1350
200	2900

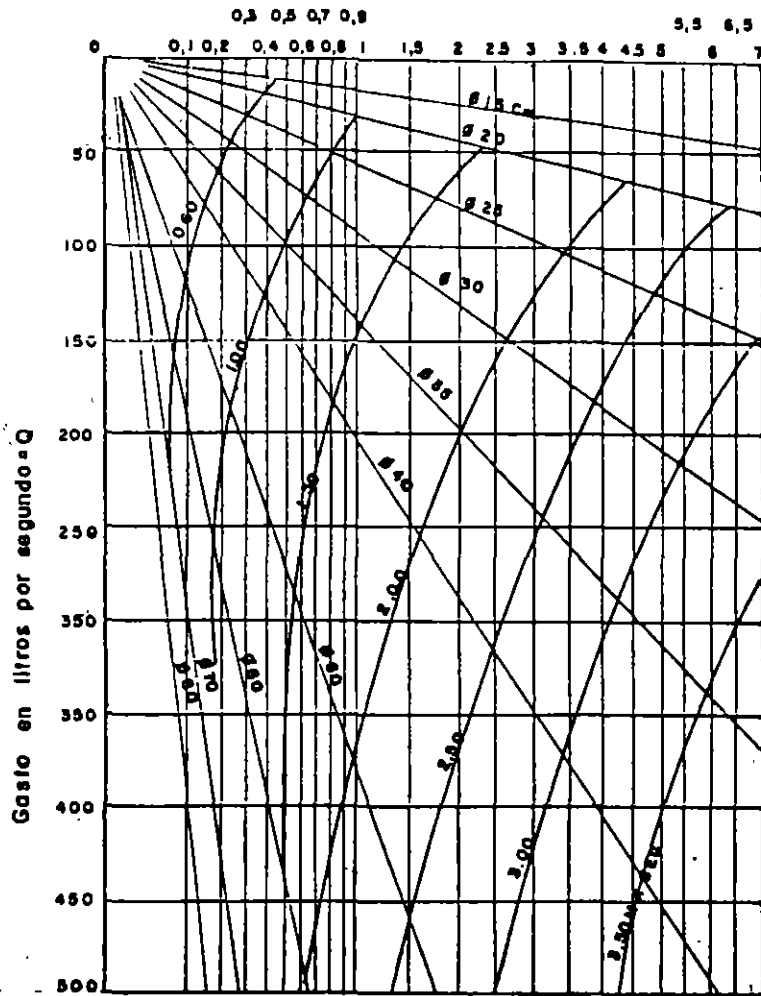
DIAMETROS DE CANALES B.A.P.				
DIAMETRO DE LA CANAL	AREA MAXIMA DE AZOTEA			
	0.5 %	1 %	2 %	4 %
75	16	22	32	48
100	33	47	67	88
125	58	82	116	168
150	89	126	180	258
175	128	181	257	368
200	188	260	370	521
250	338	474	670	980

LOS CANALES QUE NO SEAN SEMICIRCULARES TENDRAN EL AREA DE SU SECCION TRANSVERSAL EQUIVALENTE PRECIPITACION PLUVIAL 10 CM/H. (100 mm/H.)



CURVAS PARA GASTOS (FORMULA DE KUTTER)
TUBO LLENO

Pendiente, en tanto por ciento.



CONDICIONES DE LA ZONA	%
Suburbios con alcantarillas pero sin pavimento	0.20
Suburbios con alcantarillas y pavimento	0.30 a 0.40
Zonas edificadas, con alcantarillas y pavimentos	0.40 a 0.50
Tejados o' pisos con pavimento	cerca de 1.00
Para precipitacion de 0,028mm/seg.=2.8 Lts./seg./100M ²	



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

CURSOS ABIERTOS

RESIDENTES DE CONSTRUCCION

**INSTALACIONES HIDRAULICAS
RECOMENDACIONES RESPECTO A ALGUNAS DE LAS MAS FRECUENTES
FALLAS EN LAS INSTALACIONES HIDROSANITARIAS
DE UN HOTEL**

ING. SERGIO HERRERA MUNDO

1
 RECOMENDACIONES RESPECTO A ALGUNAS DE LAS MAS FRECUENTES FALLAS EN
 LAS INSTALACIONES HIDROSANITARIAS DE
 UN HOTEL

A) .- TOMA DOMICILIARIA.

	PROBLEMA	CAUSAS	RECOMENDACIONES
1.-	PRESENCIA DE ARENA	- TUBERIAS FRACTURADAS	- INSTALAR FILTROS "Y"
2.-	PERDIDA POR FRICCION	- ESCASO DIAMETRO	- AUMENTO DE DIAMETRO DES <u>PUES</u> DE MEDIDOR
3.-	DESBORDE FRECUENTE - EN CISTERNA	- FALLA DE FLOTADOR	- CAMBIO POR CALIDAD - INSTALACION ALARMA ALTO NIVEL

B) .- CISTERNA.

1.-	PRESENCIA DE IMPURE- SAS	- CISTERNA DESTAPADA	- REVISION DE SELLADO DE ACCESO
2.-	PRESENCIA DE ALIMA-- ÑAS O ROEDORES	- TUBOS ABIERTOS	- REVISION DE PROTECCION DE TUBOS VENTILADORES
3.-	CONTAMINACION ORGANI- CA	- TUBOS CERCANOS DE ALBAÑAL FRACTURADOS	- CORREGIR INFILTRACIONES

c) .- EQUIPOS DE BOMBEO.

	PROBLEMA	CAUSAS	RECOMENDACIONES
1.-	RUIDOS	- TRANSMISION POR TUBERIAS	- INSTALAR MANGUERAS FLEXIBLES
2.-	GOLPE DE ARIETE EN BOMBAS	- CIERRE ABRUPTO DE VALVULAS	- INSTALAR VALVULAS CHECK DE CIERRE AMORTIGUADO
3.-	GOLPE DE ARIETE ANTES DE TANQUE	- GOLPE DE ARIETE	- DERIVACION DE LA RED AL TANQUE DE PRESION BAJO EL NIVEL DE AGUA
4.	DESCEBADO DE SUCCIONES	- FALLA DE VALVULA DE PIE	- DERIVACION DE LA TOMA A DESCARGA DE BOMBAS
5.-	BAJA EFICIENCIA DE BOMBAS	- FALLA EN SUCCIONES	- REVISION DISTANCIA Y DIAMETRO DE SUCCION
6.-	ARRANQUE Y PARO CONSTANTE DE BOMBAS	- FALLA DE AIRE EN EL TANQUE HIDRONEUMATICO	- REPOSICION DE COLCHON DE AIRE

PROBLEMA	CAUSAS	RECOMENDACIONES
1.- RUIDOS a).- SISEO	VELOCIDAD EXCESIVA	<ul style="list-style-type: none"> - HACER DERIVACIONES EN COLUMNAS PARA ROMPER ARMONIA ONDAS. - INSTALAR ESPIRALES DE LAMINA PARA REDUCIR VELOCIDAD
b).- VIBRACIONES	TRANSMISION DE EQUIPOS	<ul style="list-style-type: none"> - REVISION ANCLAJES A ESTRUCTURA. - INSTALAR EMPAQUES DE HULE CON ABRAZADERAS. - INSTALAR MANGUERA FLEXIBLE EN COLUMNAS.
c).- GOLPES	VALVULAS	<ul style="list-style-type: none"> - REVISAR QUE VALVULAS DE COMPUERTA ESTEN TOTALMENTE CERRADAS. - RETIRAR VALVULAS CHECK EN REDES.
d).- ARRANQUE Y PARO DE EQUIPOS	TRANSMISION	<ul style="list-style-type: none"> - REVISION DE COMUNICACIONES CON TUBOS DE ESCALERA Y DUCTO SELLADO CON MATERIAL AISLANTE ACUSTICO.
2.- FRACTURAS a).- MOVIMIENTO SISMICO	ESFUERZO AL CORTE	<ul style="list-style-type: none"> - INSTALAR JUNTAS FLEXIBLES
b).- AGUA CALIENTE	POR DILATAACION	<ul style="list-style-type: none"> - INSTALAR JUNTAS DE DILATAACION
c).- EN UNIONES	FALLA SOLDADURA	<ul style="list-style-type: none"> - REVISAR CALIDAD DE MANO DE OBRA EN SOLDADURA, ROSCAS Y UNIONES (CHECAR MOTIVOS ANTERIORES)
d).- EN UNIONES	GOLPE DE ARIETE	<ul style="list-style-type: none"> - LOCALIZAR Y ELIMINAR EL GOLPE DE ARIETE.

E).- ALIMENTACIONES INTERIORES.

PROBLEMA	CAUSAS	RECOMENDACIONES
1.- RUIDOS a).- GOLPE INTERMITENTE	LLAVES DE LAVABO FLOTADOR EN W C	- REVISION DE LLAVES DE LAVABOS Y FREGADEROS POR FALLA DE TORNILLO. - REVISION DE EMPAQUE Y AUMENTAR TIEMPO DE LLENADO
b).- ACCION DE FLUXOMETROS	ALTA VELOCIDAD	- INDISPENSABLE AUMENTO DE DIAMETROS
c).- GOLPES	GOLPE DE ARIETE	- REVISAR QUE EXISTEN CAMARAS DE PRESION DE 60 cm DE LONGITUD EN TODOS LOS MUEBLES
2.- DEMASIADO TIEMPO PARA OBTENER AGUA CALIENTE	SE ENFRIA EL AGUA EN TUBERIA	- REVISAR EL SISTEMA DE RETORNO, INSTALARLO SI NO LO HAY REVISAR CIRCULADOR
3.- VARIACIONES BRUSCAS DE TEMPERATURA.		
a).- POR ACCIONAR MUEBLES CERCANOS	DIAMETROS REDUCIDOS	- CAMBIAR DIAMETROS
b).- POR ARRANQUE DE EQUIPO DE BOMBEO	SISTEMA DESBALANCEADO	- REVISAR Y CORREGIR CONFINES PARA BALANCEAR EL MA
c).- POR EXCESO DE TEMPERATURA	ALTA TEMPERATURA	- REDUCIR TEMPERATURA EN TANQUE DE AGUA CALIENTE
4.- FALTA DE AGUA SIN MOTIVO APARENTE	AIRE EN TUBERIAS	- ELIMINAR AIRE EN TUBERIAS - EVITAR SIFONES INVERTIDOS, - REVISAR PENDIENTES HACIA VALVULAS ELIMINADORAS DE AIRE.
5.- SALIDA INTERMITENTE DE AGUA (ESCAPE)	AIRE EN TUBERIAS	- ELIMINAR AIRE EN TUBERIAS - EVITAR SIFONES INVERTIDOS - REVISAR PENDIENTES HACIA VALVULAS ELIMINADORAS DE AIRE.

6.-	SALE AGUA CALIENTE EN LLAVE DE AGUA - FRIA	INSTALACION ERRONEA	- REVISAR ALGUNA INTERCONE-- XION INDEBIDA
		TUBERIAS UNIDAS	-REVISAR QUE NO SE HAYA RETI RADO ALGUNA REGADERA Y DE- JADO LAS LLAVES ABIERTAS
		REGADERAS AJUSTA--- BLES	- RETIRAR REGADERAS CON MECA NISMO INTEGRAL DE CIERRE
		CONEXIONES INVERTI- DAS EN MEZCLADORAS	- REVISAR VALVULAS MEZCLADO- RAS DEL TIPO DE "RELOJ"
7.-	SALPICADURAS EN LA- VABOS	EXCESIVA PRESION	- INSTALAR VALVULAS ANGULA-- RES EN ALIMENTADORES
8.-	MOLESTIAS POR USO - DE REGADERA (GOLPEA)	EXCESIVA PRESION	- VERIFICAR QUE PRESION NO - EXCEDA DE 4 6 4.5 Kg/cm ²
9.-	FALTA AGUA EN MUE- BLES ALEJADOS	FALTA PRESION	- VERIFICAR DIAMETROS (POR - PERDIDA DE FRICCIÓN EN USO DE ALTA SIMULTANEIDAD
		EQUIPO INSUFICIENTE	- VERIFICAR CAPACIDAD DE BOM BAS

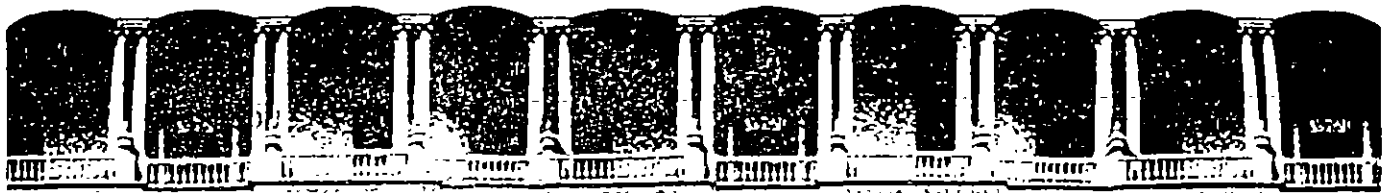
F).- DESAGUES Y VENTILACION.

PROBLEMA	CAUSAS	RECOMENDACIONES
1.- NO ARRANSTRAS SOLIDOS EL INODORO	-DESCARGA INEFICIENTE - POCA AGUA (TANQUE)	-REVISAR DOBLE VENTILACION -AUMENTAR CAPACIDAD DE - - AGUA EN CAJA
	-POCA AGUA (FLUXOMETRO)	-REGULAR FLUXOMETRO A MA-- YOR CANTIDAD DE AGUA
2.- NO DESCARGA EL INODORO	-OBTURACION EN DRENAJE	-DESTAPAR DRENAJE
3.- ESCURRIMIENTOS EN PISO DE INODORO	-MUEBLE MAL ASENTADO	-REVISAR JUNTA SELLADORA
4.- ESCURRE EL TANQUE DEL INODORO	-FRACTURA O MAL MONTAJE	-DESMONTAR Y REVISAR
5.- SE DESBORDAN COLADERAS	-OBTURACION EN DRENAJES	-DESTAPAR DRENAJES
	MUEBLES MAL CONECTADOS	-REVISAR DIAMETRO DE DESCARGA
	-TINA A COLADERA	-CAMBIAR REJILLA POR TA CIEGA
6.- NO DESCARGA O DESCARGA LENTA DE LAVABO	-OBTURACION EN TRAMPA " P "	-DESTAPAR DRENAJE
7.- PRESENCIA DE AGUA EN LAVABO SIN USO	-MUEBLES INTERCONECTADOS	-INDEPENDIZAR O CAMBIAR CONEXION EN "T" POR "Y"
8.- NO DESCARGA O DESCARGA LENTA DE FREGADERO	-GRASA EN LA TUBERIA	-ELIMINAR GRASA INSTALAR- TRAMPA ESPECIAL.
9.- MALOS OLORES EN CUARTO DE BAÑO	-FALLA EL SELLO HIDRAULICO	-REVISAR EL SISTEMA DE DOBLE VENTILACION
	-SE EVAPORA EL SELLO-HIDRAULICO	-REPONER SELLO
	-FALTA SELLO O ROTO EN COLADERAS	-REPONER COMO EN COLADERAS

10.-	MOVIMIENTOS DE AGUA EN INODORO, SIN USARLOS	-PRESIONES DE AIRE EN TUBERIAS	-REVISAR EL SISTEMA DE DOBLE VENTILACION
11.-	PRESENCIA DE AGUA EN TINA, SIN USO	-DOS TINAS INTERCONECTADAS	-CORREGIR EL SISTEMA, SEPARAR
12.-	EXPULSION DE AGUA POR CUALQUIER DESAGUE	-AIRE EN TUBERIAS	-FALLA DEL SISTEMA DE DOBLE VENTILACION
13.-	DESBORDE DE MUEBLES -- PISOS BAJOS	-CONEXION A TUBERIAS QUE OPERAN A TUBO LLENO	-SEPARAR ESTOS DRENAJES DE LOS PISOS SUPERIORES O DE BAJADAS PLUVIALES
14.-	OBTURACION EN BAÑOS PUBLICOS DE DAMAS	-PRESENCIA DE TOALLAS SANITARIAS	-AUMENTAR DIAMETRO DE TRONCALES A 150 m

G).- SISTEMA PLUVIAL.

	PROBLEMAS	CAUSAS	RECOMENDACIONES
1.-	HUMEDADES	- FISURAS	- REVISAR IMPERMEABILIZACION
	a).- EN LOSA		- REVISAR SI HAY GRIETAS CAPILARES EN UNION DE COLADERA
			- REVISAR JUNTA DE IMPERMEABILIZANTE Y COLADERA
			- LIMPIAR COLADERA
1.-	b).- EN MUROS	- FISURAS	- MISMOS CONCEPTOS ANTERIORES
			- REVISAR JUNTAS EN BAJADA
			- REVISAR QUE NO HAYA OBTURACIONES EN DRENAJE BAJOPISO
2.-	COLADERA DESBORDA EN VEZ DE DESAGUAR	- COLADERAS DIFERENTES NIVELES DE BAJADA	- REVISAR QUE NO HAYA S. (OBTURADORES) EN BASE DE BAJADA
3.-	BROTA AGUA EN REGISTROS DE ALBAÑAL	- FALTA CAPACIDAD - DE COLECTOR	- AUMENTAR DIAMETRO O DAR NUEVAS SALIDAS
			- EN ZONAS DELICADAS, PONER REGISTROS SELLADOS
4.-	PENETRA AGUA DEL EXTERIOR	- ALBAÑAL PRINCIPAL SATURADO	- INSTALAR VALVULAS CHECK



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

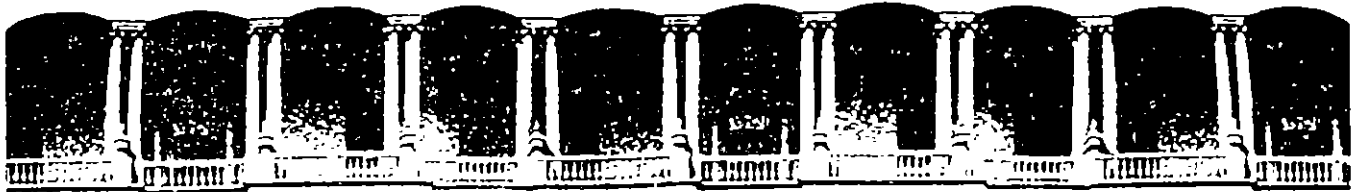
CURSOS ABIERTOS

RESIDENTES DE CONSTRUCCION

APLICACION DE LA COMPUTADORA EN LA RESIDENCIA

DE OBRAS

ING. ARTURO FLORES ALDAPE



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

CURSOS ABIERTOS

RESIDENTES DE CONSTRUCCION

MEZCLAS DE CONCRETO

ING. ENRIQUE TAKAHASHI

PROPORCIONAMIENTO DE MEZCLAS
DE CONCRETO

LAS PROPORCIONES DEL CONCRETO DEBEN SELECCIONARSE DE MANERA QUE SEA POSIBLE OBTENER LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:

- COLOCACION
- CONSISTENCIA
- RESISTENCIA
- DURABILIDAD
- DENSIDAD
- GENERACION DE CALOR

EJEMPLO:

SE DESEA FABRICAR UN CONCRETO EL CUAL DEBE DE CUMPLIR CON UNA RESISTENCIA $F'c=250 \text{ Kg/cm}^2$, Y SE UTILIZARA EN UNA CIMENTACION QUE NO ESTARA SUJETA A INTEMPERISMO SEVERO, SE REQUIERE HACER LOS AJUSTES POR HUMEDAD DE LOS AGREGADOS CON UN TAMAÑO MAXIMO DEL MISMO DE 19 MM.

	PESO VOL. [Kg/M3]	PESO ESPECIFICO	HUMEDAD TOTAL [%]	ABSOR- CION	MODULO FINURA
CEMENTO	—	3.10	—	—	—
GRAVA	1,600	2.34	1.5	0.5	—
ARENA	1,590	2.40	3.80	1.50	2.90

PASO 1: ELECCION DEL REVENIMIENTO

CUANDO NO SE ESPECIFIQUE EL REVENIMIENTO PUEDEN SELECCIONAR LOS SIGUIENTES VALORES:

REVENIMIENTOS RECOMENDADOS PARA
DIVERSOS TIPOS DE CONSTRUCCION.

<i>Tipo de construcción</i>	<i>Revenimiento, cm</i>	
	<i>Máximo*</i>	<i>Mínimo</i>
Muros de cimentación y zapatas reforzadas	8	2
Zapatas, campanas y muros de subestructura sencillos	8	2
Vigas y muros reforzados	10	2
Columnas para edificios	10	2
Pavimentos y losas	8	2
Concreto masivo	5	2

* Pueden incrementarse en 2.5 cm cuando los métodos de compactación no sean mediante vibrado.

PASO 2: ELECCION DEL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO

EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO DEBERA SER EL MAYOR DISPONIBLE ECONOMICAMENTE Y GUARDAR RELACION CON LA ESTRUCTURA.

- NO DEBE EXCEDER DE $1/5$ DE LA MENOR DIMENSION DE LOS COSTADOS DE LA CIMBRA.
- NO DEBE SER MAYOR DE $1/3$ DEL PERALTE DE LAS LOSAS.
- NO DEBE SER MAYOR DE $3/4$ DEL ESPACIO LIBRE MINIMO ENTRE -- LAS VARILLAS DE REFUERZO INDIVIDUAL, PAQUETES DE VARILLA O TORONES DE PRETENSADO.

EN NUESTRO EJEMPLO SE CUENTA CON UN TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO DE 19 MM.

PASO 3: CALCULO DEL AGUA DE MEZCLA

REQUISITOS APROXIMADOS DE AGUA DE MEZCLADO Y
CONTENIDO DE AIRE PARA DIFERENTES REVENI-
MIENTOS Y TAMAÑOS MAXIMOS NOMINALES DE
AGREGADO

<i>Revenimiento, cm</i>								
<i>Agua, Kg/m³ de concreto para los tamaños máximos nominales de agregado, mm.</i>								
	10'	12.5'	20'	25'	40'	50†	70†++	150†++
Concreto sin aire incluido								
de 3 a 5	205	200	185	180	160	155	145	125
de 8 a 10	225	215	200	195	175	170	160	140
de 15 a 18	240	230	210	205	185	180	170	—
Cantidad aproximada de aire atrapado en concreto sin inclusión de aire, expresado como un porcentaje	3	2.5	2	1.5	1	0.5	0.3	0.2
Concreto con aire incluido								
de 3 a 5	180	175	165	160	145	140	135	120
de 8 a 10	200	190	180	175	160	155	150	135
de 15 a 18	215	205	190	185	170	165	160	—
Promedio recomendado** del contenido total de aire, porcentaje de acuerdo con el nivel de exposición:								
Exposición ligera	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0	1.5***††	1.0***††
Exposición moderada	6.0	5.5	5.0	4.5	4.0	3.5***††	3.0***††	
Exposición severa ++ ++	7.5	7.0	6.0	6.0	5.5	5.0	4.5***††	4.0***††

¿QUE VALOR SE TOMA?

CANTIDAD DE AGUA 200 KG/M3

PASO 4: CALCULO DE LA CANTIDAD DE CEMENTO

CORRESPONDENCIA ENTRE LA RELACION AGUA/CEMENTO
Y LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO

Resistencia a la compresión a los 28 días, kg/cm ² *	Relación agua/cemento por peso	
	Concreto sin aire incluido	Concreto con aire incluido
420	0.41	—
350	0.48	0.40
280	0.57	0.48
210	0.68	0.59
140	0.82	0.74

* Los valores son resistencias promedio estimadas para concreto que no contiene más del porcentaje de aire que se indica en la tabla 5.3.3. Para una relación agua/cemento constante se reduce la resistencia del concreto conforme se incrementa el contenido de aire.

La resistencia se basa en cilindros de 15 x 30 cm, curados con humedad a los 28 días, a 23± 1.7°C, de acuerdo con la sección 9 (b) de la norma ASTM C31.

La relación supone un tamaño máximo de agregado de 3/4 a 1"; para para un banco dado, la resistencia producida por una relación agua/cemento dada se incrementará conforme se reduce el tamaño máximo de agregado. Consúltense las secciones 3.4 y 5.3.2.

RELACION AGUA CEMENTO

$\frac{A}{C} = 0.62$	280	0.57
	250	0.62
	210	0.68

CANTIDAD DE CEMENTO

$$C = \frac{A}{0.62} = \frac{200}{0.62} = 323 \text{ Kg/M}^3$$

PASO 5: ESTIMACION DE LA CANTIDAD DE AGREGADO GRUESO

VOLUMEN DE AGREGADO GRUESO POR VOLUMEN UNITARIO DE CONCRETO

Tamaño máximo de agregado, mm	Volumen de agregado grueso* varillado en seco, por volumen unitario de concreto para distintos módulos de declinura de la arena			
	2.40	2.60	2.80	3.00
10 (3/8")	0.50	0.48	0.46	0.44
12.5 (1/2")	0.59	0.57	0.55	0.53
20 (3/4")	0.66	0.64	0.62	0.60
25 (1")	0.71	0.69	0.67	0.65
40 (1 1/2")	0.77	0.73	0.71	0.69
50 (2")	0.78	0.76	0.74	0.72
70 (3")	0.87	0.80	0.78	0.76
150 (6")	0.87	0.85	0.83	0.81

Los volúmenes están basados en agregados en condiciones de varillado en seco, como se describe en la norma ASTM C29. Estos volúmenes se han seleccionado a partir de relaciones empíricas para producir concreto con un grado de trabajabilidad adecuado a la construcción reforzada común. Para concretos menos trabajables, como los requeridos en la construcción de pavimentos de concreto, pueden incrementarse en un 10% aproximadamente. Para concretos más trabajables, véase la sección 5.3.6.1.

2.8

3.0

COMO EL AGUA ABSORVIDA NO FORMA PARTE DEL AGUA DE MEZCLADO Y DEBE SER EXCLUIDA DEL AJUSTE:

0.61 X 1.600 = 976

H_T = H_L + A

PARA LA DETERMINACION DEL AGREGADO FINO

H_L = HUMEDAD LIBRE = H_T - A

AGREGADO GRUESO = 1.5 - 0.5 = 1.0 %

AGREGADO FINO = 3.8 - 1.5 = 2.3 %

ACUERDO A LOS DATOS DEL LABORATORIO TENIENDO UNA HUMEDAD TOTAL DEL 1.2% PARA EL AGREGADO GRUESO Y 3.8% PARA EL AGREGADO FINO. ES OMIITIR EL AGUA ESTIMADO POR LO QUE EL REQUERIMIENTO DE AGUA ESTIMADO ES:

200 - 976(0.01) - 856(0.023) = 171 Kg/M3

R E S U M E N

LOS PASOS ESTIMADOS POR MEZCLAS PARA UN METRO CUBICO DE CONCRETO SON:

AGUA 171 Kg

CEMENTO 323 Kg

AGREGADO GRUESO 991 Kg

AGREGADO FINO 889 Kg

T O T A L 2,374 Kg

E J E M P L O

SE DESEA REALIZAR UN COLADO DE 250 M³ EN UN MURO DE CIMENTACION Y SE DEBERA OBTENER UNA MUESTRA POR CADA 5 M³ DE CONCRETO FABRICADO, EL CONCRETO TIENE UNA RESISTENCIA DE PROYECTO DE 250 Kg/cm² Y SOLO SE ACEPTA UN 5 % DE LAS PRUEBAS ABAJO DE LA RESISTENCIA -- PROYECTO.

DATOS	PESO VOLUMETRICO	PESO ESPECIFICO	HUMEDAD TOTAL [%]	ABSORCION %	MODULO FINURA
CEMENTO	—	3.15	—	—	—
GRAVA	1,620	2.68	2.00	0.50	—
ARENA	1,540	2.64	6.00	0.7	2.8

T.M.A. = 40 mm.

$$\text{NUMERO DE MUESTRAS} = \frac{250}{5} = 50 \text{ MUESTRAS}$$

$$T = 1.67$$

$$U = 0.15$$

$$F'_{CR} = \frac{250}{1 - (1.67)(0.15)} = 1.33 F'_c = 334 \text{ Kg/cm}^2$$

PASO 1 : REVENIMIENTO 8 - 10 cm.

PASO 2 : TAMAÑO MAXIMA AGREGADO 40 mm.

PASO 3 : CANTIDAD DE AGUA 175 Kg/M³ CON 1 % DE AIRE INCLUIDO

PASO 4 : RELACION AGUA/CEMENTO

$\frac{A}{C} = 0.50$	350 — 0.48
	334 — 0.50
	280 — 0.57
$C = \frac{175}{0.50} = 350 \text{ Kg/M}^3$	

PASO 5 : CANTIDAD DE AGREGADO GRUESO

$$0.71 \times 1,620 = 1,150 \text{ Kg/M}^3$$

PASO 6 : CANTIDAD DE AGREGADO FINO

AGUA 175 Kg/M3

CEMENTO 350 Kg/M3

GRAVA (SECA) 1,150 Kg/M3
1,675 Kg/M3

PESO ESTIMADO DEL CONCRETO: 2,420 Kg/M3

$$2,420 - 1,675 = 745 \text{ Kg/M3 (SECO)}$$

EN BASE A SU VOLUMEN ABSOLUTO:

$$\text{VOLUMEN DE AGUA} \quad \frac{175}{1,000} = 0.175 \text{ M3}$$

$$\text{VOLUMEN DE CEMENTO} \quad \frac{350}{3.15 \times 1,000} = 0.111 \text{ M3}$$

$$\text{VOLUMEN DE GRAVA} \quad \frac{1,150}{2.68 \times 1,000} = 0.43 \text{ M3}$$

$$\text{VOLUMEN DE AIRE} \quad 0.01 \times 1 = 0.01 \text{ M3}$$

$$\text{T O T A L} \quad 0.726 \text{ M3}$$

VOLUMEN DE ARENA :

$$1.00 - 0.726 = 0.274 \text{ M}^3$$

PESO REQUERIDO DE ARENA:

$$0.274 \times 2.64 \times 1,000 = 723 \text{ Kg/M}^3$$

RESUMIENDO :

	PESO [Kg/M ³]	VOLUMEN [M ³]
AGUA	175	0.175
CEMENTO	350	0.111
GRAVA	1,150	0.430
ARENA	745	0.274
AIRE	—	0.01
	<hr/>	<hr/>
	2,420 Kg/M ³	1.00 M ³

PASO 7 : AJUSTE DE LA CANTIDAD DE AGUA

$$\text{GRAVA (HUMEDA)} = 1,150 (1.02) = 1,173 \text{ Kg}$$

$$\text{ARENA (HUMEDA)} = 745 (1.06) = 790 \text{ Kg}$$

COMO EL AGUA ABSORVIDA NO FORMA PARTE DEL AGUA DE MEZCLA:

$$\text{GRAVA} \quad 2.00 - 0.5 = 1.5 \%$$

$$\text{ARENA} \quad 6.00 - 0.7 = 5.3 \%$$

CANTIDAD DE AGUA ABSORVIDA:

$$\text{GRAVA} \quad 1,150 (0.015) = 17.00 \text{ Kg}$$

$$\text{ARENA} \quad 745 (0.053) = 39.00 \text{ Kg}$$

AGUA REQUERIDA DE MEZCLA:

$$175 - 17.00 - 39.00 = 119 \text{ Kg}$$

LOS PESOS ESTIMADOS DE MEZCLA PARA UN METRO CUBICO DE CONCRETO
SON:

AGUA (POR AÑADIR) 119 Kg

CEMENTO 350 Kg

GRAVA (HUMEDA) 1,173 Kg

ARENA (HUMEDA) 790 Kg

FABRICACION DE MEZCLAS DE CONCRETO

DE LOS ASPECTOS MAS IMPORTANTES DE LAS OBRAS DE CONCRETO, SIN DUDA ALGUNA ES SU DOSIFICACION YA QUE EN ELLA INTERVIENEN UNA SERIE DE VARIABLES QUE DEBEN SER CONTROLADAS DE ACUERDO A UNA NORMA DE CALIDAD. COMO ESTO NOS RESULTA MUY DIFICIL Y NO SIEMPRE SE CUMPLE EN LA OBRA . . .

DEBEMOS GARANTIZAR QUE DE CUALQUIER FORMA NUESTROS CONCRETOS CUMPLAN CON LA RESISTENCIA PARA LA QUE FUE DISEÑADA.

PARA ESTO ES NECESARIO APOYARNOS DE LA ESTADISTICA QUE NOS PERMITIRA TRABAJAR DENTRO DEL CONTROL DE CALIDAD REQUERIDO Y UN RANGO DE COSTO ECONOMICO EN SU DOSIFICACION.

EXISTEN DIVERSOS CRITERIOS EN CUANTO A LA FORMA DE OBTENER EL ,
FACTOR DE SOBRE DISEÑO.

$$F'_{CR} = F'C + \sigma_T$$

$$F'_{CR} = F'C - K + \sigma_T$$

$$F'_{CR} = \frac{F'C}{1 - \sigma_T}$$

F'_{CR} = RESISTENCIA PROMEDIO REQUERIDA [Kg/cm²]

$F'C$ = RESISTENCIA DE PROYECTO [Kg/cm²]

σ = DESVIACION ESTANDAR [Kg/cm²]

T = CONSTANTE QUE DEPENDE DEL NUMERO DE EVENTOS Y LA PROBABILIDAD DE ESTAR DENTRO DEL AREA DE LA CURVA QUE SE UTILICE.

K = CONSTANTE QUE DEPENDE DEL GRADO DE CALIDAD DEL CONCRETO (R.C.D.D.F.)

CLASE	K	MODULO DE ELASTICIDAD	PESO VOLUMETRICO
1	35 Kg/cm ²	14,000 $\sqrt{F'c}$	2,200 Kg/M ³
2	50 Kg/cm ²	8,000 $\sqrt{F'c}$	1,900 - 2,200 Kg/M ³

δ = COEFICIENTE DE VARIACION QUE CORRESPONDE A UN CIERTO TIPO DE CONTROL.

PARA CONCRETOS HECHOS A MANO 0.30

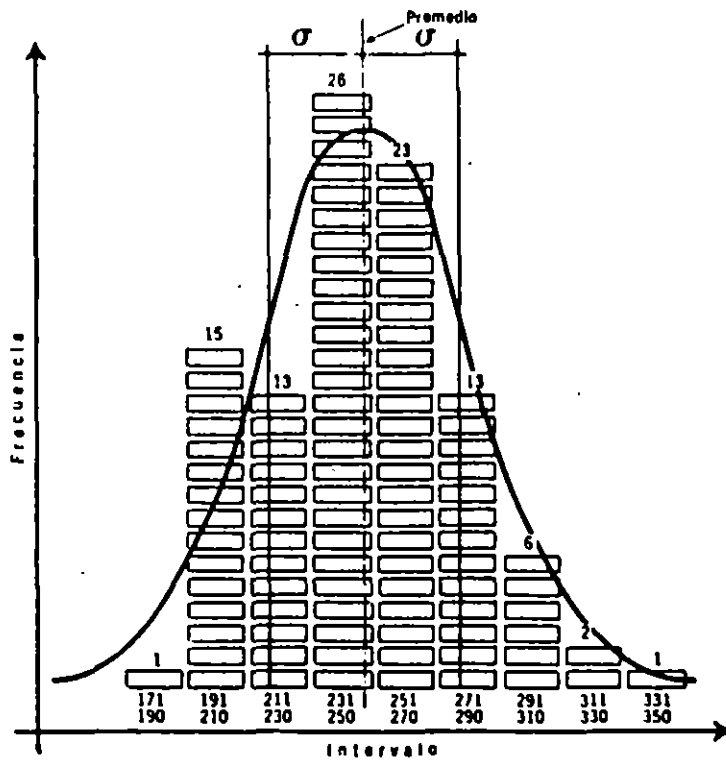
PARA CONCRETO PROPORCIONADO
EN PESO, CONTROLANDO HUMEDAD 0.15

RESISTENCIA DE CILINDROS DE CONCRETO

(RESISTENCIA A LOS 28 DÍAS DE CILINDROS 15 X 30 CM)

No.	Resistencia kg/cm ²	No.	Resistencia kg/cm ²	No.	Resistencia kg/cm ²	No.	Resistencia kg/cm ²
1	247	26	265	51	236	76	204
2	249	27	279	52	236	77	208
3	241	28	314	53	211	78	203
4	197	29	308	54	261	79	208
5	252	30	293	55	243	80	198
6	252	31	283	56	243	81	277
7	241	32	239	57	249	82	253
8	197	33	246	58	251	83	253
9	304	34	288	59	261	84	251
10	276	35	300	60	247	85	224
11	249	36	286	61	233	86	268
12	322	37	281	62	249	87	271
13	348	38	288	63	249	88	216
14	241	39	277	64	267	89	216
15	249	40	268	65	211	90	251
16	194	41	267	66	238	91	203
17	236	42	257	67	253	92	229
18	233	43	267	68	241	93	217
19	208	44	227	69	246	94	227
20	231	45	236	70	246	95	193
21	261	46	257	71	253	96	204
22	304	47	273	72	211	97	193
23	288	48	268	73	217	98	204
24	308	49	257	74	213	99	187
25	281	50	270	75	224	100	193

Promedio $\bar{X} = 247 \text{ kg/cm}^2$
 Desviación
 estándar $\sigma = 32.7 \text{ kg/cm}^2$
 Coeficiente
 de variación $V = 32.7/247 = 13.2 \%$



HISTOGRAMA DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

COEFICIENTES DE VARIACION DEL CONCRETO
CORRESPONDIENTES A DISTINTOS GRADOS
DE CONTROL EN LA FABRICACION

<i>Condiciones de mezclado y colocación</i>	<i>Control</i>	<i>Coficiente de variación, V por ciento</i>
Agregados secos, granulometría precisa, relación exacta agua/cemento, y temperatura controlada de curado. Supervisión continua.	De laboratorio	5 — 6
Pesado de todos los materiales, control de la granulometría y del agua, tomando en cuenta la humedad de los agregados en el peso de la grava y la arena y en la cantidad de agua. Supervisión continua.	Excelente	7 — 8
Pesado de todos los materiales, control de granulometría y de la humedad de los agregados. Supervisión continua.	Alto	10 — 12
Pesado de los agregados, control de la granulometría y del agua. Supervisión frecuente.	Muy bueno	13 — 15
Pesado de los materiales. Contenido de agua verificado a menudo. Verificación de la trabajabilidad. Supervisión intermitente.	Bueno	16 — 18
Proporcionamiento por volumen, considerando el cambio en volumen de la arena por la humedad. Cemento pesado. Contenido de agua verificado en la mezcla. Supervisión intermitente.	Regular	20
Proporcionamiento por volumen de todos los materiales. Poca o ninguna supervisión.	Pobre	25

Percentiles (t_p)
de la
distribución t de Student
con ν grados de libertad



ν	$t_{.55}$	$t_{.60}$	$t_{.70}$	$t_{.75}$	$t_{.80}$	$t_{.90}$	$t_{.92}$	$t_{.975}$	$t_{.99}$	$t_{.995}$
1	.158	.325	.727	1.000	1.376	3.08	6.31	12.71	31.82	63.66
2	.142	.289	.617	.816	1.061	1.89	2.92	4.30	6.96	9.92
3	.137	.277	.584	.765	.978	1.64	2.35	3.18	4.54	5.84
4	.134	.271	.569	.741	.941	1.53	2.13	2.78	3.75	4.60
5	.132	.267	.559	.727	.920	1.48	2.02	2.57	3.36	4.03
6	.131	.265	.553	.718	.906	1.44	1.94	2.45	3.14	3.71
7	.130	.263	.549	.711	.896	1.42	1.90	2.36	3.00	3.50
8	.130	.262	.546	.706	.889	1.40	1.86	2.31	2.90	3.36
9	.129	.261	.543	.703	.883	1.38	1.83	2.26	2.82	3.25
10	.129	.260	.542	.700	.879	1.37	1.81	2.23	2.76	3.17
11	.129	.260	.540	.697	.876	1.36	1.80	2.20	2.72	3.11
12	.128	.259	.539	.695	.873	1.36	1.78	2.18	2.68	3.06
13	.128	.259	.538	.694	.870	1.35	1.77	2.16	2.65	3.01
14	.128	.258	.537	.692	.868	1.34	1.76	2.14	2.62	2.98
15	.128	.258	.536	.691	.866	1.34	1.75	2.13	2.60	2.95
16	.128	.258	.535	.690	.865	1.34	1.75	2.12	2.58	2.92
17	.128	.257	.534	.689	.863	1.33	1.74	2.11	2.57	2.90
18	.127	.257	.534	.688	.862	1.33	1.73	2.10	2.55	2.88
19	.127	.257	.533	.688	.861	1.33	1.73	2.09	2.54	2.86
20	.127	.257	.533	.687	.860	1.32	1.72	2.09	2.53	2.84
21	.127	.257	.532	.686	.859	1.32	1.72	2.08	2.52	2.83
22	.127	.256	.532	.686	.858	1.32	1.72	2.07	2.51	2.82
23	.127	.256	.532	.685	.858	1.32	1.71	2.07	2.50	2.81
24	.127	.256	.531	.685	.857	1.32	1.71	2.06	2.49	2.80
25	.127	.256	.531	.684	.856	1.32	1.71	2.06	2.48	2.79
26	.127	.256	.531	.684	.856	1.32	1.71	2.06	2.48	2.78
27	.127	.256	.531	.684	.855	1.31	1.70	2.05	2.47	2.77
28	.127	.256	.530	.683	.855	1.31	1.70	2.05	2.47	2.76
29	.127	.256	.530	.683	.854	1.31	1.70	2.04	2.46	2.76
30	.127	.256	.530	.683	.854	1.31	1.70	2.04	2.46	2.75
40	.126	.255	.529	.681	.851	1.30	1.68	2.02	2.42	2.70
60	.126	.254	.527	.679	.848	1.30	1.67	2.00	2.39	2.66
120	.126	.254	.526	.677	.845	1.29	1.66	1.98	2.36	2.62
∞	.126	.253	.524	.674	.842	1.28	1.645	1.96	2.33	2.58



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
CURSOS ABIERTOS
RESIDENTES DE CONSTRUCCION**

CONTROL DE CALIDAD

ING. ALVARO ORTIZ FERNANDEZ

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México, D.F. APDO. Postal M-2285
Teléfonos: 512-8955 512-5121 521-7335 521-1987 Fax 510-0573 521-4020 AL 26

La Fundación para la Enseñanza de la Construcción, - FUNDEC, A. C., es una asociación civil cuyo principal objetivo es implementar los mecanismos conducentes al fomento y mejoramiento de la enseñanza de la construcción, promoviendo acciones que tiendan al beneficio y superación académica de profesores y alumnos en el ámbito nacional y, particularmente, en el Departamento de Construcción de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

CONTROL DE CALIDAD DEL
CONCRETO HIDRAULICO Y SUS COMPONENTES

El presente documento describe los procedimientos de control de calidad para el concreto hidráulico y sus componentes, con el fin de garantizar la calidad y resistencia de las estructuras de concreto.

ING. ALVARO J. ORTIZ FERNÁNDEZ.

ING. ALVARO J. ORTIZ FERNÁNDEZ.

C A P I T U L O	I	
INTRODUCCION		1
C A P I T U L O	II	
PROPIEDADES INDICE DE LOS COMPONENTES DEL CONCRETO		4
C A P I T U L O	III	
CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL CONCRETO FRESCO		42
C A P I T U L O	IV	
PRUEBAS PARA DETERMINAR - LAS PROPIEDADES GENERALES DEL CONCRETO ENDURECIDO		60
C A P I T U L O	V	
APLICACION DE METODOS ES - TADISTICOS PARA LA INTER - PRETACION DE RESULTADOS -- DE ACUERDO AL ACI - 214 - 77		89
C A P I T U L O	VI	
CONCLUSIONES		113
BIBLIOGRAFIA		119

C A P I T U L O I

I N T R O D U C C I O N .

Es un hecho frecuente que se haga alusión a la nobleza del concreto como material de construcción, en relación con las libertades que sus diversas propiedades han permitido a través de innumerables aplicaciones. No obstante puede decirse que, - un tanto paradójicamente, esa renombrada aptitud del concreto - para salir airoso de situaciones difíciles han hecho renovar el interés por obtener un conocimiento más exacto de la materia -- prima con que se han construido tantas y tan audaces obras de - Ingeniería.

Una revisión actualizada de los aspectos relacionados con la resistencia del concreto debe incluir necesariamente tanto los conceptos que son fundamentales, y que por ello han sufrido pocos cambios, como los temas relacionados con nuevos estudios, ya se trate de buscar explicaciones racionales para comportamientos conocidos o de superar características en áreas de nuevas aplicaciones.

De este modo, no olvidando las reglas básicas para la juiciosa selección y proporcionamiento de los ingredientes, y - sabiendo elegir los equipos más adecuados para el mezclado, - - transporte y colocación del concreto, posiblemente se estará en aptitud de producir un concreto que, una vez endurecido, se - -

traduzca en una estructura homogénea sana y estable bajo condiciones normales de servicio. Pero ello evidentemente no sería suficiente, el concreto, que es una masa endurecida de materiales heterogéneos, está sujeto a la influencia de numerosas variables. Dependiendo de su propia variabilidad, las características de cada uno de los ingredientes del concreto pueden ocasionar variaciones en la resistencia de éste. Las variaciones también pueden ser el resultado de la aplicación deficiente de las prácticas seguidas durante la dosificación, el mezclado, la transportación, la colocación y el curado.

Además de las variables presentes en el concreto mismo, deberán tomarse en cuenta las variaciones que se tienen durante las pruebas de evaluación de su resistencia.

Por otra parte, aunque partir de premisas ciertas debe conducir a conclusiones felices, es necesario evitar caer en la falacia de "suponer" resultados correctos, no haciendo uso de procedimientos establecidos para la oportuna verificación de esos resultados y disponiendo de medios para interpretarlos debidamente.

Es pues por esto que se ha preparado este material con la esperanza de poder proporcionar al profesionista interesado una herramienta más para la evaluación y el mejor conocimiento de los resultados de ensayos de resistencia a compresión del --

concreto y localizar o evitar con esto las posibles variaciones que surgieran al interpretar estos resultados, así, como el origen y causas que pudieran ocasionar a una obra en donde la resistencia del concreto sea un factor decisivo para que esta se traduzca como se dijo anteriormente en una estructura sana y estable bajo condiciones normales de servicio.

Con el fin de comprender el significado de estos ensayos es necesario conocer las propiedades de los componentes del concreto para poder visualizar las características principales del concreto fresco, continuando con las pruebas para determinar las propiedades generales del concreto endurecido, dentro de las cuales esta principalmente la de resistencia a la compresión y con esto poder observar el comportamiento del producto final mediante la interpretación de los resultados de los ensayos a compresión del concreto en cuestión, es decir, una vez teniendo estos resultados ¿Que debo hacer con ellos? ¿Cómo interpretarlos? ¿Para qué sirven?

PROPIEDADES INDICE DE LOS COMPONENTES DEL CONCRETO.

GENERALIDADES

Principiaremos este trabajo indicando que el concreto es un material artificial, obtenido de la mezcla en proporciones determinadas, de cemento, agregados pétreos, agua y/o aditivos. El cemento, el agua y algunas veces el aire atrapado forman una pasta que rodea a los agregados, constituyendo un material heterogéneo

El aire atrapado en el concreto puede ser incluido intencionalmente mediante un aditivo o utilizando cemento inclusor de aire.

Con frecuencia los aditivos se usan también con otros propósitos como para acelerar, retardar, mejorar la trabajabilidad, reducir los requerimientos de agua de mezclado, incrementar la resistencia o mejorar otras propiedades del concreto.

Ordinariamente, la pasta de cemento constituye del 25 al 40% del volumen total del concreto, como se muestra en la fig. II.1, el volumen absoluto de cemento está comprendido usualmente entre 7 y 15%, el agua del 14 al 21% y el agregado constituye aproximadamente del 60 al 80% del volumen total de éste.

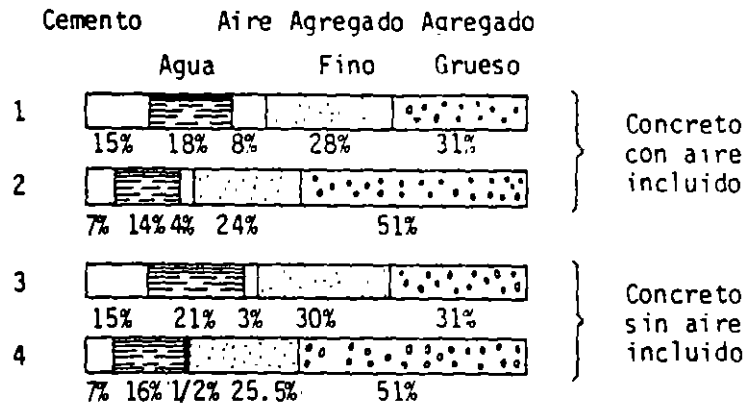


FIG. II.1 Variación en las proporciones de materiales usados en el concreto. Las barras 1 y 3 representan mezclas ricas con agregados pequeños. Las barras 2 y 4 representan mezclas pobres con agregados grandes.

Las variaciones de tipos y calidad de todos estos ingredientes son muy grandes si los consideramos en términos generales. Sin embargo debemos comprender que para cada obra en especial se deben realizar las investigaciones y estudios iniciales necesarios para definir los siguientes conceptos:

- Fuentes de abastécimiento
- Tipos y características especiales dependiendo de la calidad y fin que requiera la obra.
- Diseño de proporcionamientos.
- Especificaciones de calidad del concreto.

Los técnicos encargados de efectuar estos trabajos preliminares normalmente se apoyan en las normas oficiales o reconocidas las cuales se nombraran en su oportunidad.

Sin embargo en ocasiones se ven obligados a rebasar algunos de estos límites por las características especiales de la obra, o por las limitaciones de la región en cuanto a fuentes de abastecimiento se refiere. Estas circunstancias deben ser tomadas en cuenta en los estudios y cualquier solución propuesta debe garantizar el comportamiento correcto de la estructura, a pesar de aparentes deficiencias en los materiales.

En estos casos, las especificaciones de obra deberán abarcar y limitar en forma realista las anomalías existentes, dentro de los rangos que el especialista juzgue conveniente.

CEMENTO PORTLAND

El nombre de cemento Portland fue concebido originalmente debido a la semejanza de color y calidad entre el cemento fraguado y una caliza obtenida en la cantera de Portland, Inglaterra.

En el sentido general de la palabra, el cemento puede describirse como un material con propiedades tanto adhesivas como cohesivas, las cuales le dan la capacidad de aglutinar fragmentos minerales para formar un todo compacto.

El cemento Portland es un producto comercial de fácil adquisición el cual cuando se mezcla con agua, ya sea solo o en combinación con arena, piedra, u otros materiales similares, -- tiene la propiedad de fraguar y endurecer en virtud de que experimenta una reacción química con dicha agua, es por esto que se le denomina cemento hidráulico, la norma de calidad que rige al Cemento Portland en la República Mexicana es la Norma Oficial Mexicana NOM-C-1-1980, la cual da la siguiente definición de este producto:

Es el conglomerado hidráulico que resulta de la pulverización del Clinker 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 incorporar-

se 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-133-1980 (Coadyuvantes de molienda empleados en la elaboración de cementos hidráulicos).

También en la norma de Cemento Portland, se define el Clinker como el mineral sintético granular, resultante de la cocción a una temperatura del orden de 1673°K (1400°C), de materias primas de naturaleza calcarea y arcillo ferruginosa previamente trituradas, proporcionadas, mezcladas, pulverizadas y homogeneizadas. Esencialmente el Clinker está constituido por silicatos, aluminio y aluminoferrito cálcicos.

PROPIEDADES DEL CEMENTO PORTLAND

La mayor parte de las especificaciones para cemento Portland limitan la composición Química y algunas propiedades físicas de éste. El conocimiento de sus principales propiedades, es importante para poder interpretar los resultados de las pruebas a compresión del concreto

Dentro de las propiedades Químicas es conveniente indicar cuales son los principales componentes de un cemento:

Silicato tricálcico	C_3S
Silicato dicálcico	C_2S
Aluminato tricálcico	C_3A
Ferroaluminato tetracálcico	C_4AF

Estos elementos constituyen alrededor del 90% del cemento, el otro 10% lo constituyen elementos como: yeso, cal libre, magnesio, alcalisis, etc.

A continuación se describe brevemente la función de cada uno de estos elementos en el cemento.

C_3S Silicato tricálcico.

De este elemento dependen las resistencias que se obtengan hasta los 28 días aproximadamente.

C_2S Silicato dicálcico.

Del C_2S dependerán las resistencias que se obtengan a partir de los 28 días.

C_3A Aluminato tricálcico.

Es el elemento que más calor genera en el cemento. De éste dependen las variaciones del volumen del cemento y la formación de grietas. Este elemento es el más vulnerable al ataque de los sulfatos.

C_4AF Ferroaluminato tetracálcico

Ayuda a acelerar la hidratación en el concreto.

SO_4Ca Yeso

Regula la acción química entre el cemento y el agua y controla el tiempo de fraguado.

Dentro de las principales Propiedades Físicas tenemos: finura, sanidad, tiempo de fraguado, resistencia a la compresión, resistencia a la tensión, calor de hidratación y falso fraguado.

A continuación se describen las propiedades en forma breve así como la Norma en que se apoyan estas.

FINURA:

NOM-C-150-1973 determinación de la finura de cementantes hidráulicos mediante el Tamiz N° 80.

NOM-C-49-1970 método de prueba para la determinación de la finura de cementantes hidráulicos mediante el Tamiz N° 130 M.

NOM-C-55-1966 método de prueba para determinar finura de los cementantes hidráulicos (Método turbidimétrico).

NOM-C-56-1968 Método de prueba para determinar la fi
nura de los cementantes hidráulicos (Método de permea-
bilidad al aire)

La finura del cemento interviene en forma determinan-
te en la resistencia y en la hidratación de este.

Al aumentar la finura del cemento aumenta la rapidez
a la que se hidrata el cemento, acelerando la adquisición de -
resistencia. Los efectos del aumento de finura en la resisten-
cia se manifiestan principalmente durante los primeros 7 días.
Al aumentar la finura, el agua necesaria para obtener un con-
creto con un cierto rendimiento disminuye hasta alcanzar los -
elevados grados de finura del tipo III o de rápido endureci-
miento.

SANIDAD:

NOM-C-62-1968 Método de prueba para determinar la sa
nidad de cementantes hidráulicos.

Sanidad es la propiedad que tiene una pasta de cemen-
to fraguado a permanecer con un volumen constante.

Estas variaciones al volumen son atribuidas a diver-
sos compuestos, pero principalmente se presentan cuando existe
cal libre después del fraguado inicial. Esta cal, al absorber
agua, aumenta en forma notoria el volumen de la pasta.

En ocasiones los cambios volumétricos se presentan meses después de elaborada la mezcla, por lo que las pruebas que existen para determinar la sanidad de un cemento aceleran el tiempo de fraguado. La mayor parte de las especificaciones para el cemento limitan la proporción de magnesia y la dilatación en el autoclave. Desde la adopción de la prueba de la dilatación en el autoclave por la ASTM en 1943, prácticamente no han ocurrido casos de dilatación anormal atribuibles a la falta de firmeza.

TIEMPO DE FRAGUADO:

NOM-C-58-1967 Determinación del tiempo de fraguado en cementantes hidráulicos (Método de Gillmore).

NOM-C-59-1968 Determinación del tiempo de fraguado de cementantes hidráulicos (Método de Vicat).

Considerando que el fraguado es el proceso mediante el cual una pasta de cemento pasa del estado fluido al estado sólido, el proceso ha sido dividido en 2 etapas para su correcto estudio:

Fraguado Inicial.- Considerado desde el momento en que el agua entra en contacto con el cemento, hasta que la aguja del aparato llamado de Vicat (Fig. II.2) penetra 5 mm. en la mezcla.

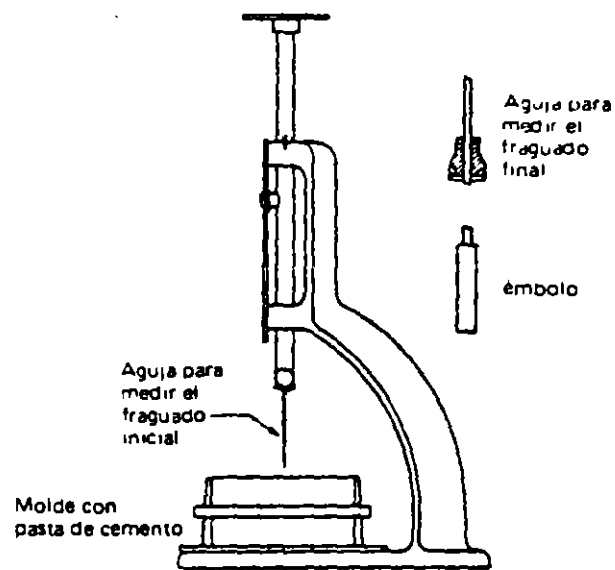


FIG. II. 2 APARATO DE VICAT

Fraguado Final.- Para poder determinar cuando ocurre esta etapa, es necesario recurrir a una aguja de sección cuadrada de 1 mm. con un cono ahuecado de manera que tenga una arista cortante de 5 mm. de diámetro y colocado 0.5 mm. arriba del extremo de la aguja. Al poner estos implementos en contacto con la pasta, la aguja dejará una marca, no así el filo cortante del cono.

FALSO FRAGUADO

NOM-C-132-1970 Determinación del fraguado falso del cemento Portland por el método de pasta.

Este fenómeno se presenta pocos minutos después de que el cemento ha hecho contacto con el agua. Consiste en el endurecimiento casi inmediato, es decir antes del tiempo normal de fraguado, de la mezcla.

La causa del fraguado falso se origina cuando se deshidrata el yeso contenido en el cemento. Esta deshidratación ocurre en los molinos donde el clinker y el yeso se muelen conjuntamente para obtener el cemento.

Al presentarse el fraguado falso, es recomendable dejar reposar la mezcla durante 5 minutos y remezclar nuevamente por espacio de 3 minutos.

RESISTENCIA A LA COMPRESION

NOM-C-67-1976 Determinación de la resistencia a la --
presión de cementantes hidráulicos.

La resistencia a la compresión del cemento Portland, -
según lo especifica la NOM, es la obtenida en pruebas de cubos
estandar de 2 pulgadas. Estos cubos se hacen y curan de la ma-
nera prescrita usando una "arena estandar". Las resistencias a
las diferentes edades son indicadoras de las características --
del cemento para adquirir resistencia, pero no pueden usarse pa-
ra predecir las resistencias del concreto con precisión a causa
de las muchas variables que intervienen en las mezclas de con-
creto.

CALOR DE HIDRATACION.

El calor de hidratación es el generado cuando reaccio-
nan el cemento y el agua. La cantidad de calor generado depen-
de principalmente de la composición química del cemento; a la -
tasa de generación de calor la afecta la finura y temperatura -
de curado, así como la composición química. En algunas estruc-
turas, como aquellas de gran masa, la rapidez y la cantidad de-
calor generado son importantes ya que si no se disipa este ca--
lor rápidamente, puede ocurrir una importante elevación de tem-
peratura en el concreto, acompañado de una dilatación térmica.

PERDIDA POR IGNICION

La pérdida por ignición del cemento Portland se determina calentando una muestra de cemento de peso conocido al rojo vivo (de 900 a 1000°C) hasta obtener un peso constante. Posteriormente se determina la pérdida de peso de la muestra. Normalmente, la pérdida de peso no excede del 2 por ciento. Una elevada pérdida por ignición es una indicación de prehidratación o carbonatación que puede ser producida por un almacenamiento incorrecto y prolongado.

PESO ESPECIFICO:

NOM-C-152-1970 Método de prueba para la determinación del peso específico de cementantes hidráulicos.

El peso específico del cemento Portland generalmente es de 3.15. El cemento Portland de escorias de altos hornos -- puede tener pesos específicos de aproximadamente 2.90. El peso específico de un cemento no indica la calidad del mismo pero su uso principal es para el diseño de mezclas.

TIPOS DE CEMENTO PORTLAND

Los diferentes tipos de cemento Portland se fabrican para satisfacer ciertas propiedades físicas y químicas y para objetos especiales.

La NOM-C-1-1980 Clasifica al cemento Portland en cinco tipos:

TIPO I. Común. Para uso general en construcciones de concreto cuando no se requieran las propiedades especiales de los tipos II, III, IV, y V. Es decir se usa donde el cemento o el concreto no está sujeto al ataque de factores específicos, como a los sulfatos del suelo o del agua, o a elevaciones perjudiciales de temperatura, debido al calor generado en la hidratación. Entre sus usos incluyen pavimentos y aceras, edificios de concreto reforzado, puentes, estructuras para ferrocarriles, tanques y depósitos, alcantarillas, tuberías para agua, mamposteo, etc.

TIPO II. Modificado. Destinado a construcciones de concreto expuestos a una acción moderada de los sulfatos o cuando se requiera un calor de hidratación moderado, como en las estructuras de drenaje, donde las concentraciones de sulfato en las aguas subterráneas sean algo más elevadas que lo normal, pero normalmente no muy graves. Si se especifica el calor máximo de hidratación para el cemento, puede usarse este tipo de cemento en las estructuras de gran masa, como en las grandes pilas, estribos gruesos, y en los muros de contención gruesos. Con su uso, se disminuye al mínimo la elevación de temperatura, lo que es especialmente importante cuando el concreto se cuela en climas cálidos.

TIPO III. De Rápida Resistencia Alta. Para la elaboración de concretos en los que se requiera una alta resistencia a temprana edad. Se usa cuando se tienen que retirar las cimbras o moldes lo más pronto que sea posible, o cuando la estructura se debe poner en servicio rápidamente. En tiempo frío, su uso permite reducir el período de curado controlado.

TIPO IV. De bajo calor. Cuando se requiera un reducido calor de hidratación. Sus propiedades son las necesarias para usarse en estructuras de concreto de gran masa, como las grandes presas de gravedad, donde la elevación producida en la temperatura por el calor generado durante el endurecimiento es un factor crítico.

TIPO V. De alta resistencia a los sulfatos. Cuando se requiera una alta resistencia a la acción de los sulfatos. Es decir, principalmente donde los suelos o el agua subterránea tenga una concentración elevada de sulfatos.

Además de estos cinco tipos de cemento la industria cementera mexicana produce los siguientes tipos de cemento Portland:

Blanco

Portland-Puzolana

Portland-Escoria de Alto Horno

Cemento de Albañilería.

CEMENTO PORTLAND BLANCO.

Este cemento puede ser clasificado como Tipo I o Tipo III según satisfaga los requerimientos de la NOM-C-1-1980 para los tipos mencionados. El bajo contenido de óxido férrico (menor a un 0.5%), origina su color blanco, en su fabricación se utiliza caolin (material blanco cuyos componentes son sílice, óxido de aluminio y óxido férrico en mínima proporción) en lugar de arcilla.

Sus aplicaciones están condicionadas a elementos constructivos de acabado aparente, algunos ejemplos de la utilización del cemento blanco los tenemos en: fachadas prefabricadas para edificios, elaboración de piedras artificiales, mosaicos, terrazos, pisos, juntas, base para la fabricación de pintura, etc.

CEMENTO PORTLAND PUZOLANICO.

De acuerdo a la Norma Oficial Mexicana el cemento Portland Puzolánico, es el conglomerante hidrúlico que se obtiene de la molienda conjunta de clinker Portland, puzolana y sulfato de calcio natural, que le imparten un calor de hidratación moderado. Cuando se requiera una resistencia moderada a la acción de los sulfatos, el clinker Portland que se emplee contendrá -- como máximo, 8% del aluminato tricálcico. La cantidad de puzolana constituirá del 15 al 40% en peso del producto.

Algunas puzolanas naturales que se emplean en la fabricación del cemento Portland-Puzolana, son: cenizas volcánicas, pomez, tierra de diatomáceas, pizarras, esquistos, etc. pero -- también pueden ser utilizados ciertos subproductos industriales como cenizas volantes, determinados tipos de escoria o algunos materiales activados por calentamiento.

En la NOM-C-2-1970 se especifican los requisitos químicos y físicos que deberá satisfacer este cemento Portland Puzolana.

CEMENTO DE ESCORIAS

NOM-C-184-1970 Cemento de escoria

En este grupo de cementos, existen 3 tipos, diferenciados cada uno por la característica de la escoria y del aglomerante utilizado.

La fabricación de este cemento requiere de la mezcla en frío de los siguientes elementos previamente pulverizados; - escoria ácida, cal (hidratada o hidráulica) y un sulfato que actuará como acelerador del proceso de fraguado.

Debido a las escorias, el fraguado al aire de un concreto elaborado a base de cemento de escorias es lentísimo. en medios sumergidos o semihúmedos es donde mayor resistencia alcanza. Durante su hidratación desprende poco calor, pero además es muy sensible a las bajas temperaturas, ya que estas retardan su fraguado y disminuyen su resistencia.

Se recomienda su utilización en colados donde se requieran grandes volúmenes de concreto.

CEMENTO PORTLAND DE ALTOS HORNOS.

La obtención de este cemento requiere de la molienda conjunta de clinker, escoria granulada de alto horno y yeso. Las escorias constituyen de un 30% a un 70% del volumen total del cemento.

Para enfriar el clinker Portland, es suficiente el aire a la salida del horno rotativo, en cambio las escorias de alto horno requieren de chorros de agua o tanques con agua para poder enfriarlas.

La molienda de los elementos antes citados deberá efectuarse con todos los componentes ya fríos.

Debido a que las escorias son muy frágiles, este tipo de cemento resulta por lo general de una finura mayor que la de los cementos Portland.

Sus propiedades lo hacen más resistente al ataque de las aguas agresivas.

El bajo calor de hidratación que desprende durante su fraguado, lo hace ideal para obras hidráulicas, pero por sus características puede ser empleado en cualquier tipo de estructura.

CEMENTO DE ALBAÑILERIA

La obtención de este cemento se logra por la molienda conjunta del clinker, calizas, y yeso, a veces cierto tipo de materiales puzolánicos y en algunas ocasiones la adición de algún agente inclusor de aires.

Este cemento, debidamente mezclado con arena fina y agua produce un mortero plástico y cohesivo. Su tiempo de fraguado es menor y se logran mayores resistencias que con un mortero elaborado con cualquier otro tipo de cemento.

Otras propiedades que posee este tipo de cemento hidráulico son: menores cambios volumétricos, mayor poder de retención del agua y gran trabajabilidad.

A G U A .

Casi cualquier agua natural que pueda beberse y que no tenga sabor u olor notable sirve para mezclar el concreto. Sin embargo, el agua que sirve para mezclar concreto puede no servir para beberla.

Puede usarse agua cuyo comportamiento no se conozca para hacer concreto, si los cubos de mortero hechos con esa agua alcanzan resistencias a los 7 y a los 28 días iguales a la de cuando menos el 90% de muestras en que se hayan empleado agua potable. Además, deben hacerse pruebas para tener la seguridad de que no afecta desfavorablemente el tiempo de fraguado del cemento por las impurezas contenidas en el agua de mezcla. Cuando son excesivas las impurezas contenidas en el agua de mezcla, pueden afectar no solamente el tiempo del fraguado, la resistencia del concreto, la constancia de volumen, sino que pueden hasta producir eflorescencia o corrosión del refuerzo.

Para determinar las características que presenta el agua para concreto, se deben utilizar las muestras tal como se reciben y de acuerdo con la NOM-C-277-1980 (Método para obtener una muestra representativa de agua para concreto), además de analizar, cuando menos, tres muestras representativas.

Los métodos de análisis que se deben aplicar al agua para obtener sus características se especifican en la NOM-C- - 283-1982 "agua para concreto" y son:

1. Determinación de aceite, grasa y sólidos en suspensión.
2. Determinación de la suma de carbonatos y bicarbonatos como $\text{CO}_3^{=}$.
3. Determinación de sulfatos como $\text{SO}_4^{=}$
4. Determinación de cloruros como Cl^{-}
5. Determinación de la materia orgánica por el oxígeno consumido.
6. Determinación del magnesio Mg^{++}
7. Determinación de CO_2 disuelto
8. Determinación del PH
9. Determinación de impurezas en solución
10. Determinación de alcalis como Na^{+}

A G R E G A D O S .

No obstante que los agregados pétreos representan la mayor parte del volumen del concreto (aproximadamente del 60 al 80%), el importante papel que estos desempeñan como ingrediente principal, es a menudo subestimado a causa de su bajo costo en relación con el del cemento. Originalmente, los agregados eran considerados como un material inerte esparcido en la pasta del cemento sólo por razones económicas, siendo que en realidad no es un material inerte, sino que sus propiedades físicas, térmicas y químicas influyen grandemente en el comportamiento del concreto. Así tenemos que la durabilidad, economía, trabajabilidad, permeabilidad, propiedades térmicas, peso volumétrico, resistencia y elasticidad, pueden ser adversamente afectados o, al contrario, mejorados con sólo cambiar la calidad y granulometría de los agregados. Los agregados para concreto deben estar de acuerdo con la NOM-C-111-1980 (Agregados para concreto).

Estos se pueden clasificar de acuerdo a las siguientes características:

Por su origen

Por su peso

Por su tamaño

Por su forma y textura

CLASIFICACION POR SU ORIGEN

Las rocas se dividen en tres grupos principales que --
son los siguientes:

Rocas ígneas

Rocas sedimentarias

Rocas metamórficas

El origen de los agregados y su composición mineralógica es importante, principalmente en los estudios preliminares, para definir la posibilidad de reacciones nocivas con los componentes alcalinos del cemento.

Aun cuando esto no es muy común, no debe descartarse esta posibilidad, sobre todo si no se cuenta con estudios o experiencias, previas que aseguren la ausencia de efectos detri--
mentos al concreto.

CLASIFICACION POR PESO.

Esta forma de clasificar a los agregados tiene mucha utilidad, principalmente para conocer o diseñar el peso de las estructuras de concreto. Asi, los agregados quedan divididos - en los siguientes tres grupos: ligeros, normales y pesados. El control de esta caracterfstica es importante cuando el peso de la estructura influye en su diseño o su comportamiento.

CLASIFICACION POR TAMAÑO

En forma general los agregados se clasifican en grueso y fino, para lo cual ha quedado establecido como norma que el límite que divide estas dos fracciones, en cuanto a su tamaño - de partículas, es el de la malla No. 4, es decir, que el agregado grueso está formado por las partículas retenidas en dicha malla, hasta el tamaño máximo de partícula que se haya escogido - para el concreto. Los tamaños máximos más utilizados son de -- $3/4$ " y $1\ 1/2$ ", sin tocar el tema de concretos especiales o ciclópeos. A su vez, el agregado fino se compone del material que pasa la malla No. 4, (4.76 mm.) hasta las partículas más finas malla No. 100 (0.15 mm).

La importancia de clasificar los agregados en grueso y fino es primordialmente para lograr, en la práctica, una combinación adecuada de estas dos fracciones, asegurando así una com

posición granulométrica correcta y suficientemente uniforme para obtener el producto final deseado.

CLASIFICACION POR SU FORMA Y TEXTURA

Las características de forma y textura tienen también efectos importantes en el concreto, sobre todo en cuanto a su compactación y su trabajabilidad. Existen varias clasificaciones para la forma de la partícula, de las cuales la siguiente es un ejemplo:

Redondeada

Irregular

Lajeada

Angular

Elongada

Otro ejemplo es el siguiente:

Muy redonda

Redonda

Subredonda

Subangular

Angular

A la vez la textura puede clasificarse como sigue:

Vitrea

Lisa

Granular

Aspera

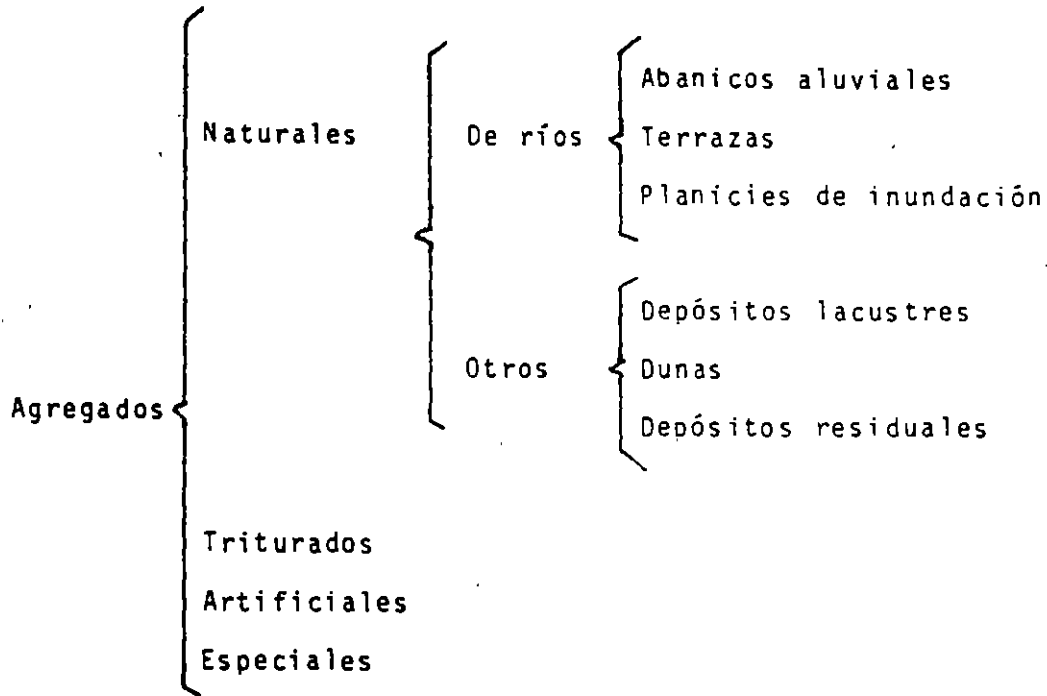
Cristalina

Porosa

La forma y textura pueden afectar la trabajabilidad -- del concreto, por lo cual también podrán alterar a la demanda = del agua y del cemento y, por consiguiente, a la resistencia fi nal. La textura afecta también a la adherencia que se desarro lla entre la partícula y la pasta de cemento, por lo cual nueva mente está influenciando a la resistencia del concreto.

Estas características se deberán tomar en cuenta para los estudios iniciales pero, una vez definidos los agregados, - no es factible tratar de controlar sus variaciones, más que en casos muy contados, como sería por ejemplo, el empleo de equipo especial de trituración para mejorar la forma de la partícula.

Una clasificación muy general de los agregados la pode mos manejar como sigue:



Los agregados más comunmente usados como la arena, grava, piedra triturada y escoria de altos hornos enfriada al aire producen concreto de peso normal es decir concreto que pesa de 2100 a 2500 kilogramos por metro cúbico.

Las lutitas, arcillas, pizarras y escoria esponjadas se usan como agregados para producir concretos estructurales ligeros, con pesos unitarios que varían de 1300 a 1800 kilogramos por metro cúbico y otros materiales ligeros como la piedra pómez, la escoria, la perlita, la vermiculita y la diatomita se usan para producir concretos aisladores que pesan de 240 a 1400 kilogramos por metro cúbico. Los materiales muy densos como la

barita, limonita, magnetita, ilmenita, hierro y partículas de acero se usan para producir concreto muy denso.

Los agregados de peso normal deben satisfacer los requisitos de calidad de la especificación NOM-C-111-1980 "Agregados para concreto". Los agregados estructurales ligeros deben satisfacer los requisitos de las Especificaciones de los Agregados Ligeros para concreto estructural (NOM-C-299-1980). Los agregados para concretos Aisladores deben satisfacer los requisitos de la Especificación para Agregados Ligeros para Concretos Aisladores (ASTM, C332). En la actualidad no existen especificaciones para los materiales de gran peso.

En la norma NOM-C-305-1980 "Agregados para concreto, - descripción de sus componentes minerales naturales" se describen los minerales más comunes o importantes que se encuentran en los agregados. La clasificación mineralógica ayuda a determinar las propiedades de un agregado, pero no ofrece ninguna base para predecir la actuación del concreto, pues no hay minerales universalmente deseables, y muy pocos resultan siempre indeseables.

PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE LOS AGREGADOS

Composición granulométrica

Peso específico

Absorción

Peso volumétrico

Sanidad

Resistencia

Resistencia al desgaste

Reacción alcali-agregado

Forma y textura superficial de las partículas

COMPOSICION GRANULOMETRICA.

La composición granulométrica es la distribución de ta maños de partículas, determinada en laboratorio por medio de -- una separación mecánica efectuada con mallas reglamentarias. -- Los valores que se obtienen mediante esta prueba (NOM-C-77-1966 método de prueba para análisis granulométrico de agregados fi-- nos y gruesos), expresados como porcentajes retenidos, o que pa sen las diversas mallas, se tabulan y se grafican para su inter pretación. La granulometría de los agregados juega un papel de máxima importancia en las características del concreto.

Las variaciones en graduación de los agregados alteran a una serie muy compleja de factores, empezando por el área es pecífica del material pétreo, que a su vez afecta a la trabaja bilidad del concreto y a la demanda de agua y cemento. Como re sultado también se afecta a la compactación de la masa de con-- creto y otras características tales como el acabado, la segrega ción y el sangrado.

Las norma oficial señala lmites de graduación ópti ma para los agregados grueso y fino. Aún cuando no siempre es posible ajustarse a ellos, constituyen un criterio definido a las tendencias que deben buscarse para obtener el mejor comportamiento de los agregados.

PESO ESPECIFICO, ABSORCION Y PESO VOLUMETRICO

Estas caracterfsticas son importantes para los estudios iniciales del concreto, ya que todos estos valores intervienen en el diseño de los porporcionamientos para las resistencias especificadas de proyecto.

Además el peso especffico da una buena idea de la composición ffsica de las partculas individuales, que a su vez -- proporciona datos para clasificar al agregado como ligero o pesado (NOM-C-72-1968) y para tener un indicio inicial sobre resistencia potencial. El peso volumétrico también califica al agregado en caracterfsticas semejantes, para este caso se refiere al conjunto de partcúlas en vez de a las partculas individuales.

En la NOM-C-73-1972. Se contempla la determinación -- del peso unitario de los agregados.

Por su parte, la absorción proporciona idea de la poro

sidad del material, que estará influenciado a su vez a características tales como su densidad aparente, textura, demanda de agua y resistencia estructural.

SANIDAD

Esta es la capacidad del agregado para resistir cambios excesivos en volumen, como consecuencia de los cambios en condiciones físicas, estos últimos causados por variaciones ambientales tales como: Congelamiento y deshielo, cambios térmicos y estados de saturación y secado.

Existen pruebas de laboratorio (NOM-C-75-1972 determinación de la sanidad de los agregados por medio de sulfato de sodio o del sulfato de magnesio) que pretenden reproducir en forma aproximada esta condición y por consiguiente dan valores relativos que clasifican al agregado en cuanto a su resistencia contra estos agentes.

RESISTENCIA

Es clara la importancia que tiene la resistencia de los agregados puesto que de ella dependerá la resistencia al concreto.

Se pueden considerar dos tipos principales de resisten

cia en las partículas que forman el agregado que son: Resistencia a la compresión y resistencia al impacto (tenacidad). Existen métodos para valuar ambas resistencias y, aunque principalmente se utilizan para los estudios iniciales de aceptación, -- también se emplean para control de calidad de los agregados ya que es muy factible que se presenten variaciones de estas características, aún en un mismo banco de material.

RESISTENCIA AL DESGASTE

La resistencia al desgaste de un agregado se usa con frecuencia como indicador general de la calidad del agregado. Esta característica es esencial cuando el agregado se usa en -- concreto sujeto a desgaste como en los pisos para servicio pesado.

El método de prueba más común para la resistencia al desgaste es el método del tambor giratorio de Los Angeles (NOM-C-196-1978). Sin embargo, la comparación de los resultados de las pruebas de desgaste de los agregados con las hechas para determinar la resistencia al desgaste del concreto no muestran -- una correlación directa. La resistencia al desgaste del concreto puede determinarse con más precisión mediante pruebas de desgaste en el mismo concreto.

REACCION ALCALI-AGREGADO (NOM-C-298-1980)

Se considera que los agregados tienen estabilidad química cuando no reaccionan químicamente con el cemento en forma peligrosa, ni sufren la influencia química de otras fuentes externas. En algunas regiones, los agregados que tienen ciertos elementos químicos reaccionan con los álcalis del cemento. Esta reacción álcali agregado puede producir expansión anormal y agrietamientos irregulares en el concreto.

Si no existen registros sobre el comportamiento del -- agregado y se sospecha que es inestable químicamente, existen pruebas para identificar los agregados que reaccionan con los -- álcalis la NOM-C-180-1971 "Métodos de prueba para la determinación de la reactividad potencial de los agregados con los álcalis del cemento por medio de barras de mortero"

FORMA Y TEXTURA SUPERFICIAL DE LAS PARTICULAS

La forma de las partículas y la textura superficial de un agregado influyen en las propiedades del concreto fresco más que en el concreto endurecido. Las partículas de superficie rugosa o las planas y alargadas requieren más agua para producir un concreto manejable que los agregados redondeados o con partículas cuboides. Por tanto, las partículas del agregado que son angulares requieren más cemento para mantener la misma relación

agua-cemento. Sin embargo, cuando la gradación es buena, tanto los agregados triturados como los no triturados generalmente -- dan la misma resistencia, siempre que la dosificación de cemento sea la misma.

En la siguiente tabla se resumen las características antes mencionadas.

Característica	Significado o importancia	N.O.M.	Requisitos, según la(s) especificación(es).
Resistencia al desgaste	Indicador de la calidad del agregado. Para los pisos de bodegas, plataformas de carga, pavimentos.	C-196-1978	Máximo porcentaje de -- pérdida
Resistencia a la congelación y la fusión	Estructuras sujetas al intemperismo	C-75-1972	Número máximo de ciclos
Estabilidad química	Resistencia y durabilidad de todos los tipos de estructuras	C-180-1971	Máxima dilatación de la barra de mortero * Los agregados no deberán reaccionar con los álcalis del cemento.
Forma de la partícula y textura superficial.	Manejabilidad del concreto fresco.		Porcentaje máximo de -- piezas.
Granulometría.	Manejabilidad del concreto fresco. Economía.	C-77-1966	Porcentaje máximo y mínimo que pasa por las cribas estándar.
Peso volumétrico unitario.	Cálculos para el proyecto de mezclas Clasificación.	C-73-1972	Peso unitario mínimo o máximo (concretos especiales).
Absorción y humedad superficial.	Control de la calidad del concreto.		

SUSTANCIAS PERJUDICIALES EN LOS AGREGADOS.

Las sustancias perjudiciales que pueden estar presentes en los agregados incluyen las impurezas orgánicas, limo, arcilla, carbón de piedra, lignito y algunas partículas blandas y ligeras. La mayor parte de las especificaciones limitan las cantidades permisibles de estas sustancias en los agregados.

Los métodos de prueba para descubrir las sustancias perjudiciales, cualitativa o cuantitativamente, se dan en la siguiente tabla:

Sustancias Perjudiciales	Efectos sobre el concreto	NOM
Impurezas orgánicas	afectan el fraguado y el endurecimiento, y pueden producir deterioro.	C-76-1966
Materiales más finos que la malla N° 200	Afectan la adherencia y aumentan la cantidad de agua necesaria.	C-71-1967
Carbón de Piedra, Lignito u otros materiales ligeros.	Afectan la durabilidad y pueden producir manchas y reventones.	C-72-1968
Partículas blandas.	Afectan la durabilidad	
Partículas frágiles.	Afectan la manejabilidad y la durabilidad, y pueden producir reventones.	

Resumiendo las características de los agregados que --
afectan las propiedades del concreto tenemos:

Propiedad del Concreto	Propiedad Sobresaliente del Agregado
DURABILIDAD:	
Resistencia al congelamiento y deshielo	Sanidad Porosidad Permeabilidad Grado de Saturación Resistencia a la tensión Textura Presencia de Arcilla
Resistencia al mojado y secado	Estructura de los Poros Módulo de Elasticidad
Resistencia al calentamiento y enframamiento	Coeficiente de expansión térmica
Resistencia a la abrasión	Dureza
Reacción álcali-agregados	Presencia de ciertos componentes silíceos
RESISTENCIA:	
	Resistencia Textura superficial Limpieza Forma de la partícula Tamaño máximo
CONTRACCION:	
	Módulo de elasticidad Forma de la partícula Granulometría Limpieza Tamaño máximo Porcentaje de arcilla
COEFICIENTE DE EXPANSION TERMICA:	Coeficiente de expansión térmica Módulo de elasticidad
CONDUCTIVIDAD TERMICA:	Conductividad térmica
CALOR ESPECIFICO:	Calor específico

Propiedad del ConcretoPropiedad sobresaliente del AgregadoPESO VOLUMETRICO:

Densidad
Forma de la partícula
Granulometría
Tamaño máximo

MODULO DE ELASTICIDAD:

Módulo de elasticidad
Relación de Poisson

DESLIZAMIENTO:

Tendencia al pulimento

ECONOMIA:

Forma de la partícula
Granulometría
Tamaño máximo
Cantidad de procesamiento
Disponibilidad

C A P I T U L O III

CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL
CONCRETO FRESCO.

Para continuar con la finalidad de proporcionar al profesionalista, herramientas para el mejor conocimiento del concreto, así como para tener bases más firmes para la interpretación de los resultados de ensayos de resistencia a compresión del -- mismo, daremos un pequeño repaso a las características principales del concreto fresco.

CARACTERISTICAS PRINCIPALES

Entre las principales características del concreto --- fresco podemos considerar las siguientes:

UNIFORMIDAD

Considerando que el concreto es un material heterogé-- neo que se produce mezclando diversos componentes en cantidades establecidas, es necesario que esta mezcla sea uniforme de bue-- na cohesión y no segregable. Para que esto ocurra se requiere conjugar dos condiciones indispensables:

Que la mezcla este correctamente diseñada y con la --- consistencia adecuada a las condiciones de ejecución de la obra.

Que se utilicen equipos y procedimientos de elaboración y colocación adecuados.

TRABAJABILIDAD

Podemos definir el término "trabajabilidad" de un concreto como la facilidad que presenta para ser transportado, colocado y compactado. Es importante hacer notar que esta trabajabilidad es relativa: Un concreto trabajable para una presa puede no ser trabajable para una columna. Con base en esta definición se llega a la conclusión que no se conoce ningún procedimiento de ensaye que la mida directamente, sin embargo existen algunos que pueden proporcionar información útil dentro de intervalos razonables de variación.

SEGREGACION Y SANGRADO

NOM-C-296-1980 Industria de la Construcción, concreto, determinación del sangrado.

Se conoce como segregación a la separación de los elementos que forman una mezcla heterogénea de modo que su distribución deje de ser uniforme. En el concreto se presenta debido a la diferencia de tamaño de las partículas y a la densidad de los componentes.

El sangrado es una forma de segregación en la cual una parte del agua de la mezcla tiende a elevarse a la superficie del concreto recién colocado.

FRAGUADO

Se entiende por fraguado al cambio de un fluido al estado rígido. En concreto se emplea para describir la rigidez de la mezcla. En forma arbitraria para el concreto, se emplean dos términos: Fraguado inicial y Fraguado final. Se dice que el concreto alcanza el Fraguado inicial cuando su resistencia a la penetración es de (35 kg/cm²): el Fraguado final se alcanza cuando la resistencia a la penetración es de (280 kg/cm²).

Estas características son muy importantes; ya que para formar criterios de aceptación o rechazo es necesario conocerlas mediante las pruebas que se realizan a dicho concreto fresco.

Estas pruebas se ubican dentro del Proceso de Control del Concreto Fresco, el cual puede dividirse en dos etapas, la primera que consiste en aquellos trabajos o verificaciones que se realizan previo o durante la elaboración del concreto y la segunda etapa que la componen dichos ensayos o determinaciones que se realizan al concreto ya elaborado.

PRIMERA ETAPA

Los trabajos de esta etapa consisten básicamente de los siguientes pasos:

a) Verificación del funcionamiento y precisión de los equipos de dosificación y mezclado.

La verificación de los equipos de dosificación y mezclado, se realiza mediante la Norma Oficial Mexicana NOM-C-155-1984 la cual presenta las siguientes especificaciones para el equipo de las plantas dosificadoras.

Depósito y tolvas

Las plantas dosificadoras deben estar provistas de depósitos con compartimiento separados, adecuados para el agregado fino y para cada uno de los tamaños de agregado grueso utilizado. Cada compartimiento del depósito debe ser marcado y operado en tal forma que la descarga a la tolva pesadora sea eficiente, libre y con una segregación mínima. Se debe contar con instrumentos de control, que pueden interrumpir la descarga del material en el momento que la tolva-báscula contenga la cantidad deseada. Esta tolva debe permitir acumulación de residuos y de materiales que puedan modificar la tara.

Báscula

Debe tener una precisión tal que al calibrarse con carga estática la tolerancia sea de $\pm 0.4\%$ de su capacidad total.

Las básculas para dosificar los ingredientes para el -- concreto pueden ser de balancín o de carátula, sin re-- sortos. Se pueden aceptar otros equipos (eléctricos, - hidráulicos, celdas de carga), diferentes a las báscu-- las de balancín o de carátulas, sin resortes, siempre y cuando cumplan con las tolerancias señaladas.

Para la verificación y calibración de las básculas se - requiere de taras normalizadas. Se deben mantener lim-- pios todos los puntos de apoyo, abrazaderas y partes de trabajo similares de la báscula. Las básculas de balan-- cín deben estar equipadas con un indicador suficiente-- mente sensible para mostrar movimientos cuando una masa igual al 0.1% de la capacidad nominal de la báscula se coloque en la tolva-pesadora. La separación entre dos marcas debe ser cuando menos del 5% de la capacidad ne-- ta del brazo en su primera aproximación y del 4% del -- brazo menor en la segunda aproximación.

Medidores de agua

Los aparatos para la medición del agua añadida deben ser capaces de proporcionar a la revoltura la cantidad requerida. Deben estar arreglados de tal forma que las mediciones no sean afectadas por variaciones de presión en la tubería de abastecimiento del agua y los tanques de medición deben estar equipados con vertederos y válvulas para su calibración, a menos que se proporcionen otros medios para determinar rápidamente y con exactitud la cantidad de agua en el tanque.

Medidores de aditivos

El equipo de medición del aditivo debe proporcionar a la revoltura la cantidad requerida y debe contar con válvulas y vertederos para su calibración, a menos que se proporcionen otros medios para determinar rápidamente y con exactitud la cantidad de aditivo en el dispositivo.

Mezcladoras y revolvedoras

Las mezcladoras pueden ser estacionarias o camiones -- mezcladores y/o agitador.

El concreto debe ser mezclado por medio de los requisitos de uniformidad de mezclado del concreto indicados en la siguiente tabla. La aprobación de la mezcladora puede ser otorgada con el cumplimiento de cuatro pruebas de las cinco indicadas en dicha tabla.

P R U E B A

DIFERENCIA MAXIMA PERMISIBLE ENTRE RESULTADOS DE PRUEBA CON MUESTRAS OBTENIDAS DE DOS PORCIONES DIFERENTES DE LA DESCARGA (*).

1. Peso volumétrico (Determinado según la Norma NOM-C-162 en Kg/m ³).	15 kg/m ³ .
2. Contenido de aire en % del volumen del concreto (determinado según Norma NOM-C-157) para concretos con -- aire incluido.	1 %
3. Revenimiento: Si el revenimiento promedio es me-- nor de 5 cm.	1.5 cm.
Si el revenimiento promedio está -- comprendido entre 5 y 10 cm.	2.5 cm.
Si el revenimiento promedio es supe rior a 10 cm.	3.5 cm.
4. Contenido del agregado grueso rete-- nido en la criba M 1.7 expresado en % del peso de la muestra.	6 %
5. Promedio de la resistencia a la com-- presión a 7 días de edad de cada -- muestra. Expresado en % (**).	7.5 %

(*) Las dos muestras para efectuar las determinaciones de esta tabla deben obtenerse de dos porciones diferentes tomadas al principio y al final de la descarga. (Principio: Del 10 al 15%; Final del 85 al 90% del volumen).

(**) La aprobación tentativa de la mezcladora puede ser otorgada en -- tanto se obtengan los resultados de la prueba de Resistencia.

b) Tolerancias en la medida de los materiales.

CEMENTO

El cemento debe ser pesado en una tolva-báscula. Cuando la cantidad de cemento de una revoltura de concreto sea igual o exceda al 30% de la capacidad total de la tolva-báscula, la tolerancia máxima debe ser de $\pm 1\%$ de la masa requerida. Para revolturas menores donde la cantidad de cemento es menor del 30% de la capacidad total de la tolva-báscula, la cantidad de cemento pesado no debe ser menor que la requerida, ni mayor que 4%.

AGREGADOS

Cuando los agregados se les determine individualmente su masa, la cantidad indicada por la tolva-báscula debe tener una tolerancia de $\pm 2\%$ de la masa requerida. Cuando a los agregados se les determine su masa en forma acumulativa y su masa sea del 30% o más de la capacidad de la tolva-báscula, la tolerancia máxima debe ser de $\pm 1\%$ y si la masa es menor del 30%, la tolerancia máxima debe ser de $\pm 0.3\%$ de la capacidad total de la báscula o de $\pm 3\%$ de la masa requerida acumulada, aceptando el valor que sea menor. En la masa de los materiales, se debe tomar en cuenta la humedad y la absorción de los agregados.

AGUA

En el agua de mezclado se considera el agua que se adiciona a la revoltura, el hielo que se le agrega, el agua que esté en forma de humedad superficial en los agregados y el agua agregada con los aditivos. El agua agregada debe ser medida por masa o por volumen con una tolerancia de $\pm 1\%$. Al hielo agregado se le determina su masa. En el caso de camiones mezcladores, cualquier agua de lavado retenida en la olla para usarla en la siguiente revoltura de concreto se mide con precisión. Si esto no es práctico o es imposible, el agua de lavado se debe eliminar de la olla antes de cargar la siguiente revoltura de concreto. El agua de mezclado, cuando incluye el agua de lavado, se mide o se determina su masa con una tolerancia de $\pm 3\%$ de la cantidad calculada.

ADITIVOS

A las puzolanas, cenizas volátiles y aditivos en polvo se les dosifica por masa y a los aditivos en pasta o líquidos se pueden dosificar, por masa o por volumen con una tolerancia de $\pm 3\%$ de la cantidad requerida.

SEGUNDA ETAPA

En esta etapa es necesario conocer las características del concreto fresco mediante la realización de pruebas al concreto elaborado.

TRABAJABILIDAD

Como se mencionó anteriormente, aún cuando no exista un procedimiento de ensaye que mida directamente la trabajabilidad existen algunos que proporcionan información útil, entre los más conocidos tenemos los siguientes:

REVENIMIENTO

NOM-C-156-1980 Determinación del revenimiento del concreto fresco.

El ensaye que con mayor frecuencia se realiza en las obras, es la determinación rutinaria de la consistencia del concreto mediante la prueba de revenimiento, esto es debido principalmente a su facilidad y al hecho de que se obtienen resultados inmediatos. Se puede considerar al valor del revenimiento como indicativo de la uniformidad en la relación agua-cemento, para una relación grava-arena determinada. La variación en el revenimiento es con frecuencia un medio para detectar variacio-

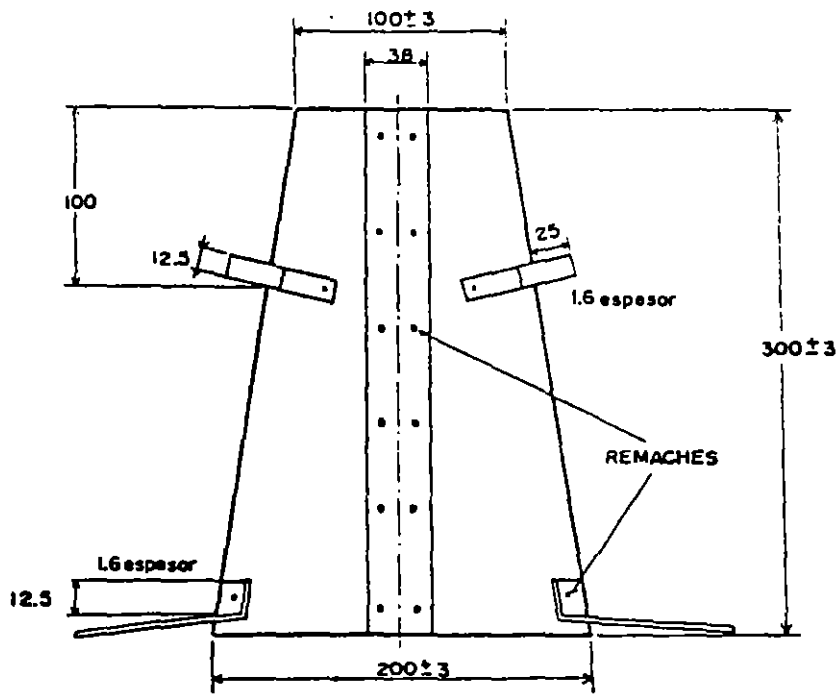
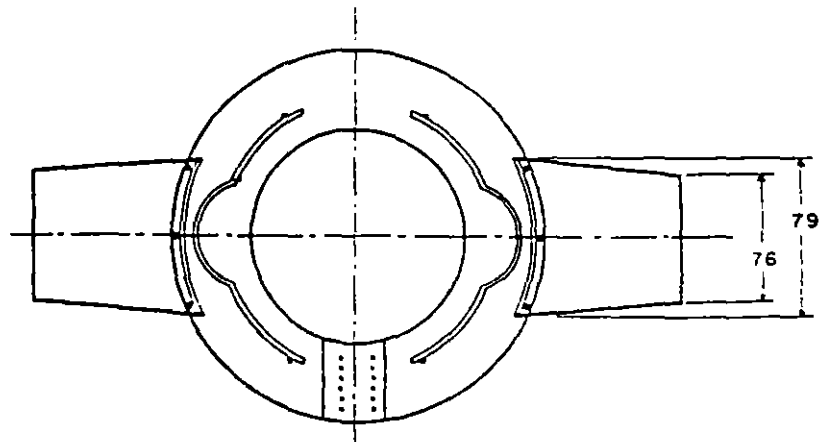
nes en la relación agua-cemento, por lo que es posible utilizar esta prueba como un criterio para la aceptación o rechazo del concreto fresco, desde el punto de vista de las variaciones que esto podría ocasionar en la resistencia, además de los efectos que puede ocasionar en los procesos de transporte, colocación, compactación y acabado del concreto en la estructura.

La Norma Oficial Mexicana NOM-C-156-1980 da la definición de Revenimiento como sigue:

Revenimiento es la medida de consistencia del concreto fresco en términos de la disminución de altura, en un tiempo de terminado, de un cono truncado de concreto fresco de dimensiones específicas, las cuales se muestran en la fig. III.1.

El equipo que se especifica para esta prueba es: Molde metálico, varilla de acero de sección circular, recta, lisa, de 16 mm. de diámetro aproximadamente 600 mm. de longitud, con uno de los extremos redondeados hemisféricamente con un radio de 8 mm. Equipo de cribado (malla 38 mm), y herramienta manual, como palas, cucharas, llanas metálicas y guantes de hule.

En la NOM-C-155-1984 "Concreto Premezclado" y ASTM-C-94, se establecen las siguientes tolerancias en la medida del revenimiento:



NOM-c-156	CONO METALICO	Esc: no Acot: mm
-----------	---------------	---------------------

FIG. III.1 EQUIPO PARA LA OBTENSIÓN DEL REVENIMIENTO

Revenimiento Especificado	Tolerancia	
	NUM.	ASTM
Hasta 5 cm.	± 1.5 cm.	± 1.3 cm.
Más de 5 hasta 10 cm.	± 2.5 cm.	± 2.5 cm.
Más de 10 cm.	± 3.5 cm.	± 3.8 cm.

FACTOR DE COMPACTACION

Puede decirse que la prueba del factor de compactación es el método más confiable para medir la trabajabilidad del concreto. Consiste en determinar el grado de compactación alcanzado por una cantidad estándar de trabajo. El grado de compactación, llamado factor de compactación, se mide mediante la relación de peso específico, es decir, el cociente del peso específico realmente obtenido en la prueba entre el peso específico del mismo concreto totalmente compactado.

En la fig. III.2 se muestra un aparato común para medir el factor de compactación. Su empleo es poco frecuente debido al tamaño del equipo y solamente se usa en laboratorios de investigación o de algunas obras de gran tamaño. Para concretos con agregado hasta 19 mm., la altura del aparato es de aproximadamente 1.20 m.; para concreto con agregados de 19 a 28 mm. (3/4" a 1 1/2") debe usarse un aparato mayor, el cual tiene --- aproximadamente 1.8 m. de altura.

Para concretos de consistencia seca se obtienen resultados más confiables que con la prueba de revenimiento.

ESFERA DE KELLY

Esta es una prueba más sencilla y rápida de realizar que la del revenimiento, sin embargo en nuestro medio no se ha generalizado su uso. El método consiste en medir la penetración en el concreto de una esfera de 3" de radio y 30 lb. de peso. A fin de evitar efectos de frontera, la profundidad del concreto que se prueba no debe ser menor de 20 cm., y la menor dimensión lateral de 46 cm. No existe una correlación directa entre esta prueba y la de revenimiento ya que ninguna de las pruebas miden propiedades básicas del concreto. En la fig. III.3 se muestra este equipo.

PRUEBA DE REMOLDEO DE POWERS.

En esta prueba se mide la trabajabilidad en función del esfuerzo realizado para cambiar la forma de una muestra de concreto; esto es, de la forma de un cono truncado (cono de revenimiento) a la de un cilindro. Se realiza mediante una mesa de fluidez (fig. III.4) y al esfuerzo realizado se expresa por el número de impactos o golpes que se requieren. Esta prueba se considera de laboratorio exclusivamente.

FIG. III.2. APARATO PARA MEDIR EL FACTOR DE COMPACTACION.

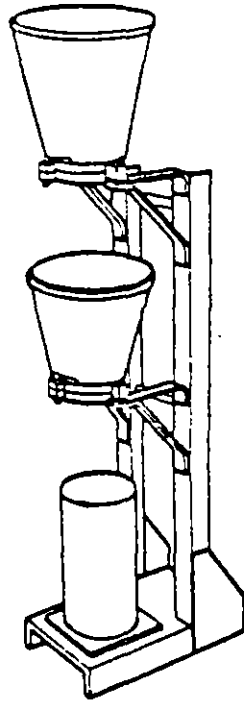
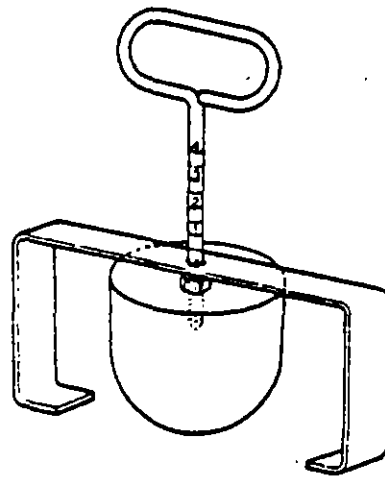


FIG. III.3 ESFERA DE KELLY.



a

PRUEBA VEBE

Al igual que la anterior es un procedimiento de remoldeo, para lo cual se ocupa una mesa vibratoria (fig. III.5) en lugar de la mesa de fluidez. Se cuantifica la trabajabilidad como el tiempo en que este remoldeo se realiza. Por ser un juicio visual, la dificultad de establecer el final de la prueba puede ser una fuente de error.

CONTENIDO DE AIRE

Esta determinación se realiza básicamente en aquellos casos en los cuales se emplean aditivos inclusores de aire, --- principalmente en zonas con climas extremos en donde es necesario proteger al concreto de los efectos de hielo y deshielo.

TIEMPO DE FRAGUADO

Entre las pruebas que se realizan al concreto fresco, tal vez a la que menos atención se le presta, es la determinación de tiempos de fraguado, aún cuando es una prueba que debe considerarse como importante, principalmente en aquellos casos en los cuales se emplean aditivos.

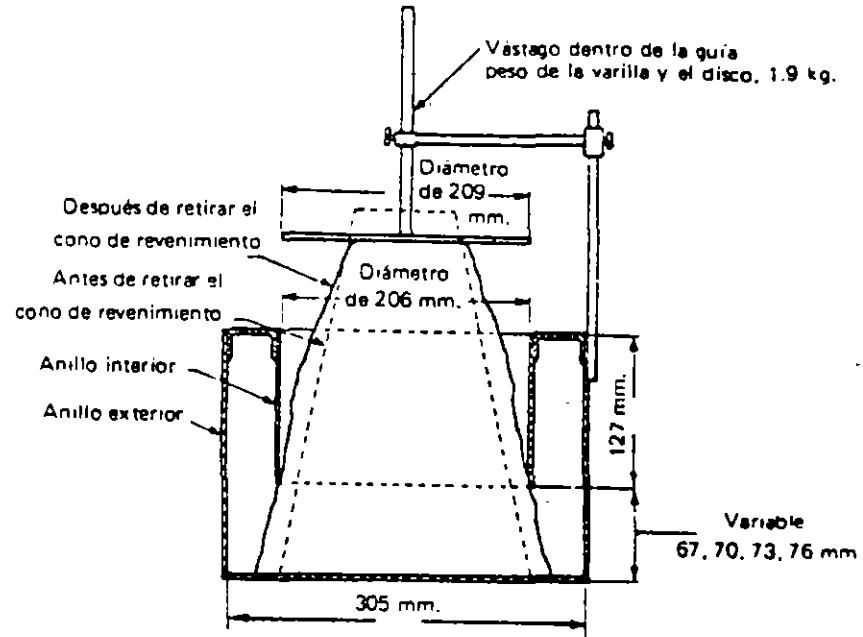


FIG. III. 4. APARATO PARA LA PRUEBA DE REMOLDEO.

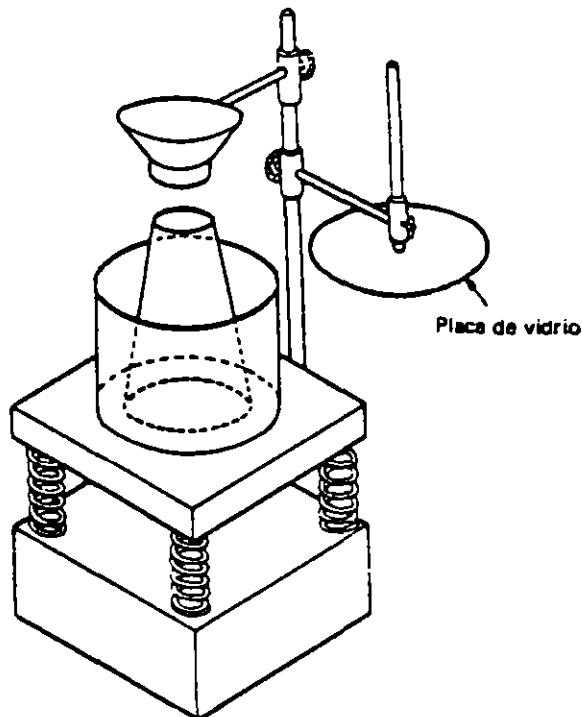


FIG. III. 5 APARATO VEBE

PESO VOLUMETRICO

Este tipo de determinación se efectúa principalmente durante el control de producción de concreto con objeto de calcular los rendimientos. En algunas ocasiones, en estructuras especiales, se fijan límites máximos o mínimos, haciendo necesario en este caso para fines de control efectuar determinaciones.

ANALISIS DEL CONCRETO FRESCO

En la actualidad, principalmente en obras de gran magnitud, se realiza la determinación de la composición del concreto para conocer básicamente la relación agua-cemento o simplemente el consumo de cemento. Pueden ser dos los objetivos que se buscan con la realización de estas pruebas; el primero de ellos es con fines de controlar la producción del concreto conociendo los consumos reales de cemento; el segundo objetivo es emplearlo como un procedimiento acelerado para predecir la resistencia del concreto mediante la determinación de la relación agua-cemento.

PRUEBAS PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES
GENERALES DEL CONCRETO ENDURECIDO

Debido al proceso continuo de hidratación del cemento, el concreto tiende a aumentar su resistencia y en general, a mejorar sus características, con la edad.

Este proceso de hidratación puede ser más o menos efectivo, según sean las condiciones de intercambio de agua con el ambiente después del colado. Por lo tanto, las propiedades del concreto endurecido, dependen generalmente de las condiciones de curado a través del tiempo, no obstante como veremos más adelante, existen otros factores que afectan a éstas.

Las principales propiedades y características del concreto endurecido, son las siguientes:

- Resistencia a la Compresión Simple
- Resistencia a la Tensión
- Resistencia a la Flexión
- Resistencia al Esfuerzo Cortante
- Resistencia a la Compresión Triaxial
- Resistencia a la Torsión
- Resistencia al Impacto
- Resistencia a la Fatiga

- Resistencia al Intemperismo
- Resistencia a la Abrasión
- Resistencia al Fuego
- Adherencia
- Permeabilidad
- Durabilidad
- Conductividad Térmica y Acústica
- Flujo Plástico
- Absorción de Radiaciones
- Contracción por Hidratación del Cemento
- Contracción por Secado
- Expansión por Saturación
- Expansión por Reacción Química
- Expansión Térmica
- Módulo de Elasticidad a la Compresión
- Módulo de Elasticidad al Esfuerzo Cortante
- Coeficiente de Poisson
- etc.

De éstas la resistencia del concreto endurecido, se -- considera como su propiedad más importante, sin embargo, en algunos casos especiales, otras propiedades, tales como: impermeabilidad, durabilidad, conductividad térmica, etc., pueden resultar más valiosas. Además, muchas de las características deseables del concreto, aunque no todas, se relacionan cualitativamente con su resistencia a la compresión, ya que ésta ofrece un

panorama general de la calidad del concreto, porque está relacionada directamente con la estructura de la pasta de cemento endurecido. Sin embargo, la razón principal consiste en la importancia intrínseca que tiene dicha resistencia en el comportamiento de las estructuras de concreto, bajo la gama total de sollicitaciones a que pueden quedar sujetas.

Para determinar las características antes indicadas -- las pruebas de concreto endurecido pueden clasificarse en: ENSAYES DESTRUCTIVOS Y ENSAYES NO DESTRUCTIVOS. Las pruebas destructivas, se han venido usando desde hace muchos años, sin embargo, hasta la fecha no existe una prueba de este tipo que sea mundialmente aceptada; de aquí, que en diversos países se utilizan distintos métodos y técnicas. Por lo que respecta a pruebas no destructivas, éstas hacen posible probar repetidamente la misma muestra, y consecuentemente, estudiar la variación de las propiedades del concreto con el paso del tiempo.

A continuación se describen brevemente las pruebas de concreto endurecido que se usan comunmente en nuestro medio; de éstas las Pruebas Destructivas más comunes son: Prueba a la Compresión Simple, Prueba de Flexión, Prueba Brasileña de Tensión; las Pruebas No Destructivas más comunes son: Prueba del Martillo de Rebote (Esclerómetro), Prueba de Resistencia a la Penetración (Pistola Windsor), Prueba de Pulso Ultrasónico, Prueba de corazones extraídos del Concreto Endurecido y Prueba de Extracción (Pull-Out) en Concreto Endurecido, los tres últimos tipos de pruebas son consideradas, por algunos autores, como pruebas semidestructivas.

PRUEBA DE FLEXION

El índice de resistencia a la flexión de concreto simple se obtiene del ensaye de vigas de sección cuadrada, simplemente apoyadas y sujetas a una o dos cargas concentradas, como puede observarse en la figura IV.1. Como en el caso de Pruebas de resistencia a la compresión, (NOM-C-84-1966) existen Normas en las cuales se especifica también el modo de muestreo, el curado y las condiciones del ensaye, en nuestro medio, las normas usuales están basadas, entre otras, en las NOM-C-161-1974, - C-160-1976.

La resistencia en la flexión es mayor en especímenes sujetos a una carga concentrada que en aquellos sujetos a dos cargas simétricas porque en el segundo caso la zona de esfuerzos máximos se presentan en una porción mayor del espécimen, lo que aumenta las posibilidades de que una región de menor resistencia que la promedio se encuentre en dicha zona: como puede observarse en la figura IV.2, donde se presentan los resultados de módulos de ruptura de vigas de diferentes tamaños, sometidas a cargas concentradas en el centro y a los tercios del claro.

La resistencia a la flexión (NOM-C-191-1978) se usa como índice de la resistencia de pavimentación de concreto simple. No obstante, el prisma de concreto simple se usa también para medir la resistencia del concreto en tensión (modulo de ruptura) originada por flexión.

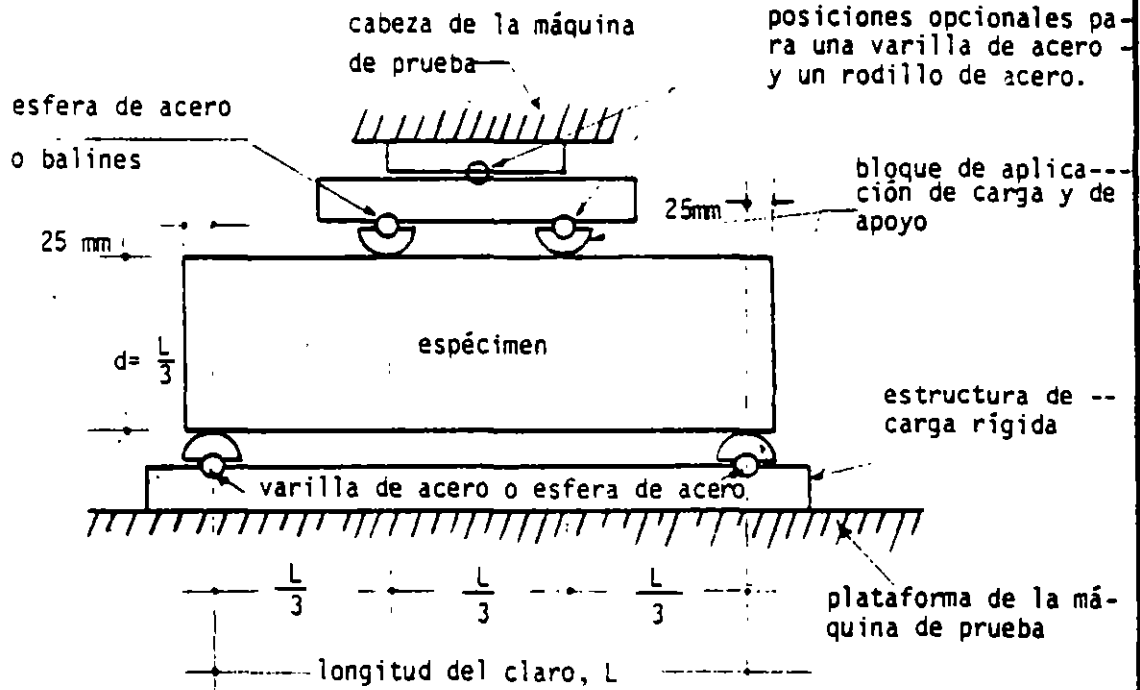
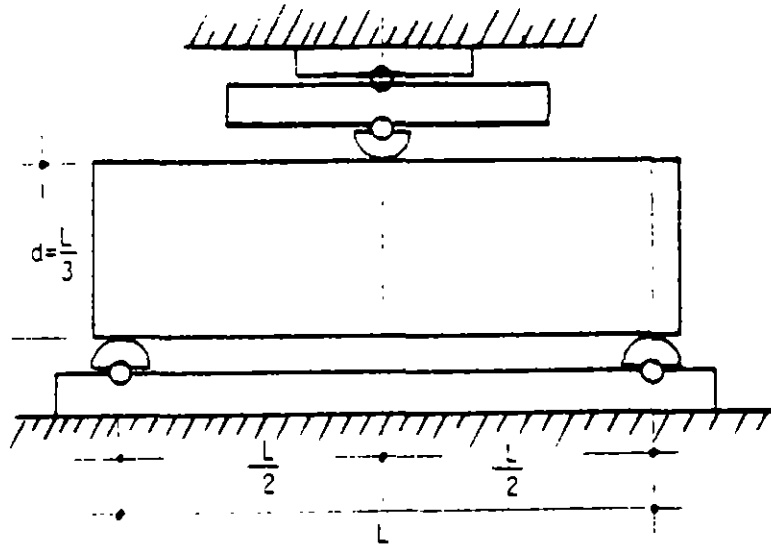


FIG. IV.1 EQUIPO PARA ENSAYAR A FLEXION POR EL METODO DE CARGA EN LOS TERCIOS Y AL CENTRO DEL CLARO

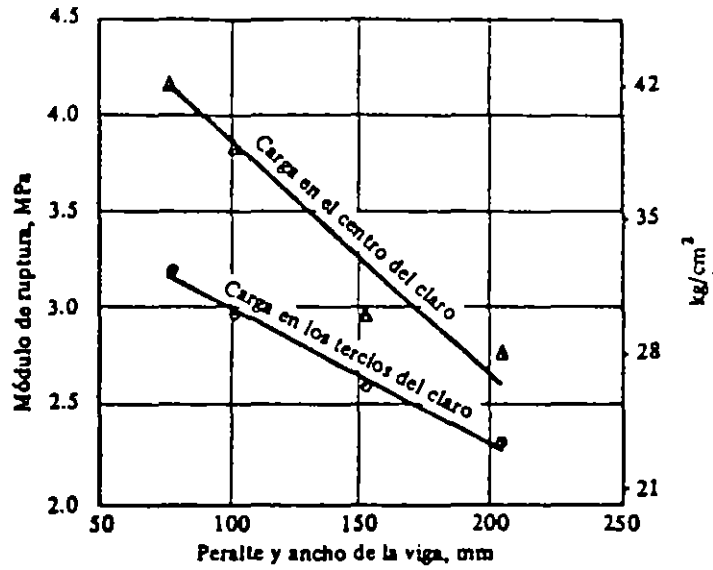


FIG. IV. 2 MODULO DE RUPTURA DE VIGAS DE DIFERENTES TAMAÑOS.

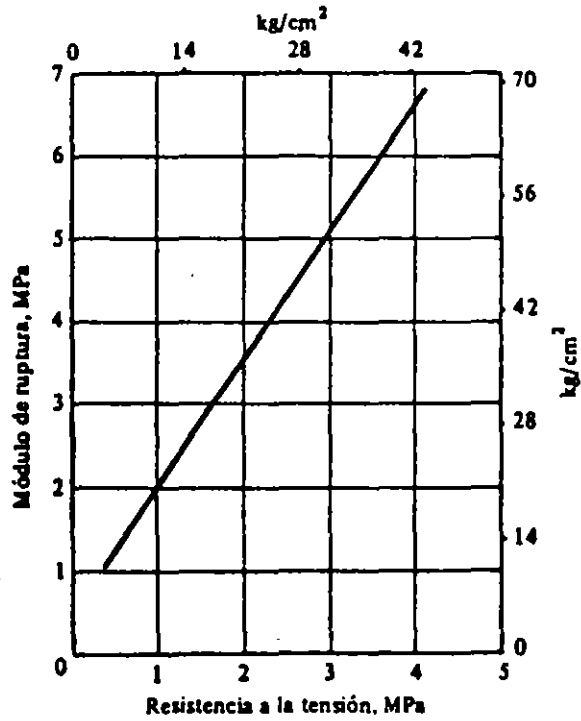


FIG. IV. 2

RELACION ENTRE EL MODULO DE RUPTURA Y LA RESISTENCIA EN TENSION DIRECTA.

PRUEBA BRASILEÑA DE TENSION

Esta prueba es utilizada debido a las dificultades que existen para realizar un ensaye en tensión uniaxial, tension pura.

Por lo tanto un método indirecto de aplicar la tensión, en forma de separación longitudinal, es la prueba brasileña, -- llamada así por deberse a Fernando Carneiro, de Brasil, aun -- cuando independientemente, también se desarrolló en Japón. En -- está prueba, un cilindro de concreto de los que se utilizan pa -- ra las pruebas de compresión se coloca con su eje en posición -- horizontal entre las platinas de una máquina de prueba, y se -- aumenta la carga hasta observar una falla de separación por com -- presión a lo largo del diámetro vertical.

En esencia consiste en someter un cilindro a compre -- sión lineal diametral, como se muestra en la figura IV.3, la -- carga se aplica a través de un material relativamente suave, co -- mo triplay o corcho. Si el material fuera perfectamente elásti -- co, se originarían esfuerzos de tensión uniformemente distribui -- dos en la mayor parte del plano diametral de carga, como se -- muestra en la figura IV.3. La resistencia en tensión se calcu -- la con la expresión.

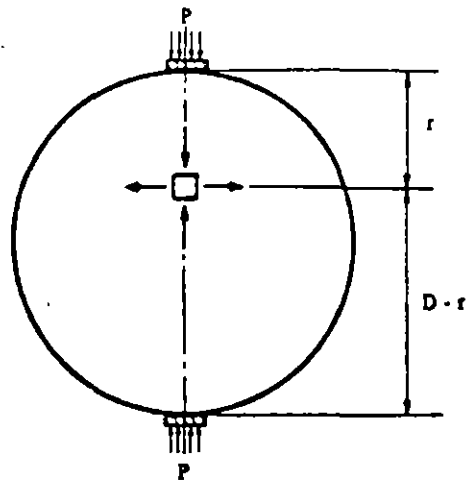


FIG. IV. 3 PRUEBA BRASILEÑA DE TENSION

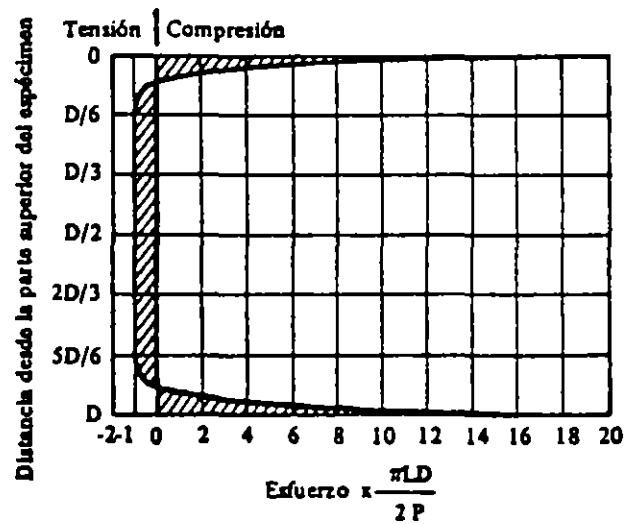


FIG. IV. 3 DISTRIBUCION DEL ESFUERZO HORIZONTAL EN UN CILINDRO CARGADO SOBRE UN ANCHO IGUAL A 1/12 DEL DIAMETRO

$$f_t = \frac{2P}{DL}$$

Dónde

P = Carga máxima

D = Diámetro del espécimen

L = Longitud del espécimen

El muestreo, curado y ensaye de los especímenes, deberá realizarse de acuerdo con las Normas establecidas, que para esta prueba están basadas.

La prueba brasileña se basa en la NOM-C-163-1978 (determinación de la resistencia a la tensión por compresión diametral de cilindros de concreto), es fácil de efectuar y produce resultados más uniformes que otras pruebas de tensión. La resistencia determinada en la prueba brasileña es, según se cree, más apegada a la verdadera resistencia a la tensión del concreto que en el módulo de ruptura; la resistencia a la tensión longitudinal es del 5 al 12% más alta que la resistencia a la tensión directa. Otra de las ventajas de la prueba brasileña consiste en que se puede usar el mismo tipo de muestra para las pruebas de compresión y de tensión.

RESISTENCIA A LA COMPRESION

En virtud que la resistencia a la compresión del concreto, es la característica que se utiliza normalmente para definir la calidad de este, hablaremos de las pruebas principales que se utilizan para medirla.

PRUEBAS DE CORAZONES

Cuando por algún motivo existen dudas sobre la resistencia de un elemento de concreto, se procede a extraer un corazón por medio de una herramienta cortante giratoria con diamante en sus bordes, estos especímenes pueden ser cilindros o prismas, dependiendo si se requieren para determinar la resistencia a la compresión o a la flexión, respectivamente. En la fig. -- IV.4, se presenta un equipo de extracción de corazones.



FIG. IV.4 EQUIPO PARA LA EXTRACCION DE CORAZONES.

Como en los casos anteriores, existe una Norma que especifica el modo de obtención, preparación y ensaye de especímenes de concreto endurecido para ensaye de resistencia a la compresión y flexión.

La resistencia de los corazones es, en general, inferior a la de los cilindros estándar, porque el curado en la obra es siempre de menor calidad que el curado bajo condiciones estándar de humedad. Además, la relación de la resistencia de corazones a la resistencia de cilindros estándar (de la misma edad) no es constante, sino que decrece al aumentar el nivel de resistencia del cilindro.

PRUEBA DEL MARTILLO DE REBOTE

Se han realizado diversos intentos para elaborar pruebas no destructivas, pero pocas han tenido éxito. Uno de los métodos que se le a encontrado aceptación práctica, dentro de alcances limitados, es el de martillo de rebote, una prueba se llama también prueba de martillo de impacto o del esclerómetro; en la figura IV.5 se muestra un esquema de éste.

Esta prueba se basa en el principio de que el rebote de una masa elástica depende de la dureza de la superficie en contra de la cual la masa incide. En la prueba del martillo de rebote, una masa impulsada por medio de un resorte recibe una determinada cantidad de energía al extender el resorte a una posición constante; esto se lleva a cabo al presionar el émbolo contra la superficie del concreto por probar. Al ser liberada la masa, rebota al émbolo que sigue en contacto con la superficie de concreto, y la distancia recorrida por la masa, que se expresa como porcentaje de la extensión inicial del resorte, -- se llama número de rebote; este número queda señalado por un indicador móvil sobre una escala graduada.

Esta prueba determina, en realidad, la dureza de la superficie de concreto y, aún cuando no existe una relación simple entre la dureza y la resistencia del concreto, se puede determinar relaciones empíricas para concretos similares, como la mostrada en la figura IV.6 y IV.7, donde podemos observar, que el número de rebote se ve afectado por factores tales como grado de saturación de la superficie, entre otros.

Esta prueba tiene carácter tan solo comparativo, y no se justifican las afirmaciones de algunos fabricantes de que el número de rebote puede convertirse directamente a un valor de resistencia a la compresión. De cualquier manera, la prueba es

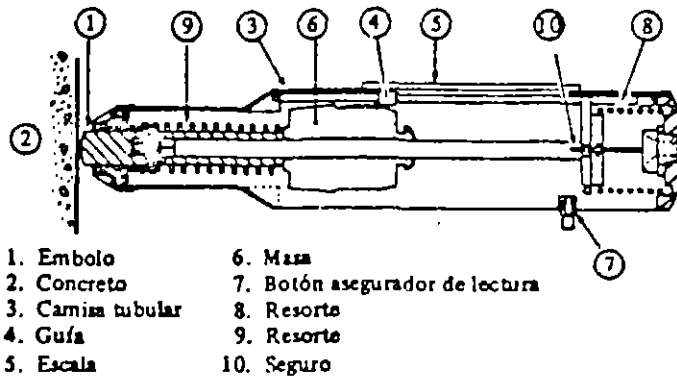


FIG. IV. 5 MARTILLO DE REBOTE.

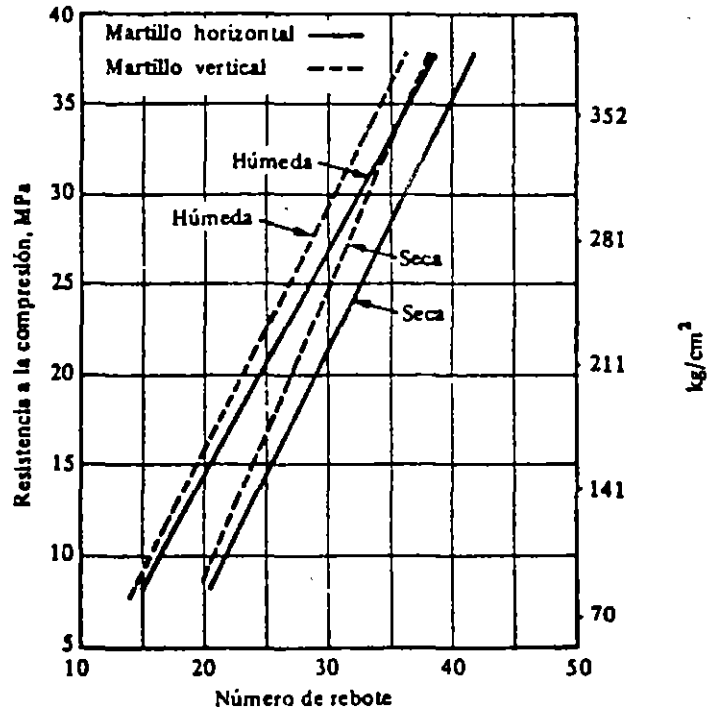


FIG. IV. 6 RELACION ENTRE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE LOS CILINDROS Y EL NUMERO DE REBOTE, PARA LECTURAS DE MARTILLO EN POSICION HORIZONTAL Y VERTICAL, SOBRE UNA SUPERFICIE DE CONCRETO HUMEDA Y SECA.

Útil como medida de la uniformidad del concreto y tiene gran valor para verificar la calidad del material sobre toda una es---trutura, es especial cuando se cuenta con una correlación en--tre el número de rebote y la resistencia a la compresión, determinadas en pruebas destructivas del mismo tipo de concreto. --Una utilidad más es, durante la construcción de una estructura de concreto, probar con el martillo para determinar si el núme--ro de rebote alcanza un valor que se conoce como correspondien--te a la resistencia deseada.

PRUEBA DE RESISTENCIA A LA PENETRACION

Mediante la prueba con Pistola Windsor o de resistencia a la penetración, es posible calcular la resistencia del concreto a partir de la profundidad de penetración de un proyectil metálico impulsado por una carga estándar de pólvora. El principio básico es que, la penetración es inversamente proporcional a la resistencia a la compresión del concreto, pero, en la escala de Mohs debe determinarse la dureza del agregado y esto no presenta dificultad. Hay cuadros publicados de la resistencia vs. la penetración (o longitud del sondeo expuesto) para agregados con dureza entre 3 y 7 en la escala, pero en la práctica la resistencia a la penetración debe relacionarse con la resistencia a la compresión de muestras de prueba estándar o razones del concreto utilizado. En la figura IV.8 aparece una relación característica. Debe tenerse presente que la prueba mide básicamente la dureza, y no puede producir valores absolutos de resistencia, pero resulta de gran utilidad para determinar la resistencia relativa, es decir para comparaciones.

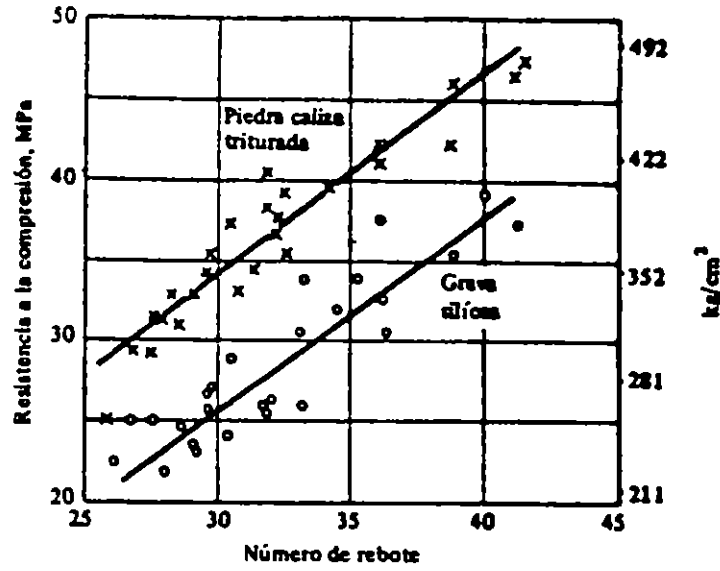


FIG. IV. 7 RELACION ENTRE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION Y EL NUMERO DE REBOTE.

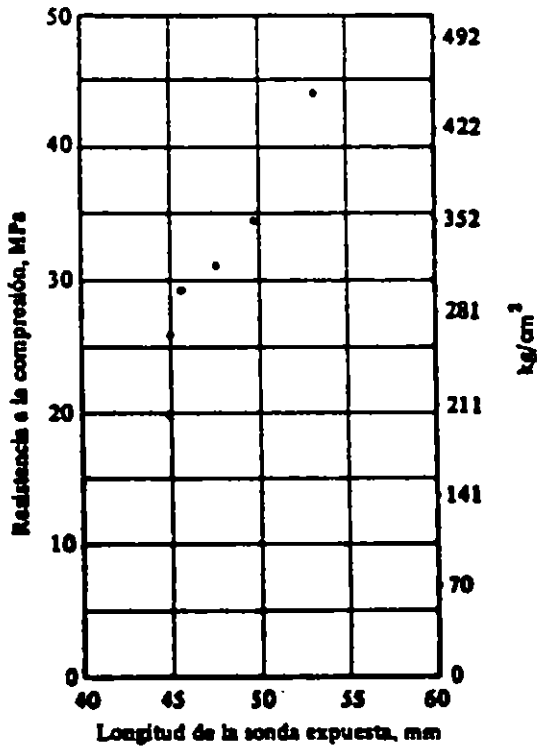


FIG. IV. 8

RELACION ENTRE LA LONGITUD EXPUESTA DE LA SONDA Y LA RESISTENCIA DE CUBOS ASERRADOS DE 152 MM A LA EDAD DE 35 DIAS

La prueba de resistencia a la penetración es por lo menos en parte, superior a la prueba del martillo de rebote, porque la medida no se limita a la superficie del concreto, sino - en su profundidad: el Proyectoil, fractura el agregado y comprime el material en el cual se introduce.

Los sondeos se hacen en grupos de tres en estrecha vecindad, y la penetración promedio se utiliza para estimar la resistencia.

PRUEBA DE PULSO ULTRASONICO

Aunque no existe una relación directa entre la velocidad de onda longitudinal en el concreto y la resistencia de éste, las dos cantidades si tienen una relación directa con el peso específico del concreto. Por lo tanto, una disminución en el peso específico ocasionada por un aumento en la relación - - agua/cemento reduce tanto la resistencia a la compresión del -- concreto como la velocidad de un pulso transmitido a través de él.

La velocidad de onda no se determina directamente, sino se calcula a partir del tiempo que tarda un pulso en reco- - rrer una distancia medida. Este pulso ultrasónico, se mide mediante un aparato de pulso ultrasónico, como el representado esquemáticamente en la figura IV.9, y cuya técnica se describe en la Norma B.S 4408: parte 5.

El transductor está en contacto con el concreto, de modo que las vibraciones viajan a través de él y son recogidas -- por otro transductor en contacto con la cara opuesta de la muestra probada. Normalmente, se pueden probar concretos de 0.1 a 2.5 m de espesor, sin embargo, se han efectuado pruebas de concretos con espesor hasta de 15 m.

La técnica de velocidad de un pulso ultrasónico se usa como medio de control de calidad en productos que supuestamente están elaborados de concretos semejantes, así, se detectan con facilidad la falta de compactación y un cambio en la relación agua/cemento. Sin embargo, la técnica no se puede emplear para determinar la resistencia en concretos elaborados con distintos materiales en proporciones desconocidas, no obstante, es posible hacer una clasificación de la calidad del concreto, como la mostrada en la tabla de la fig. IV. 10.

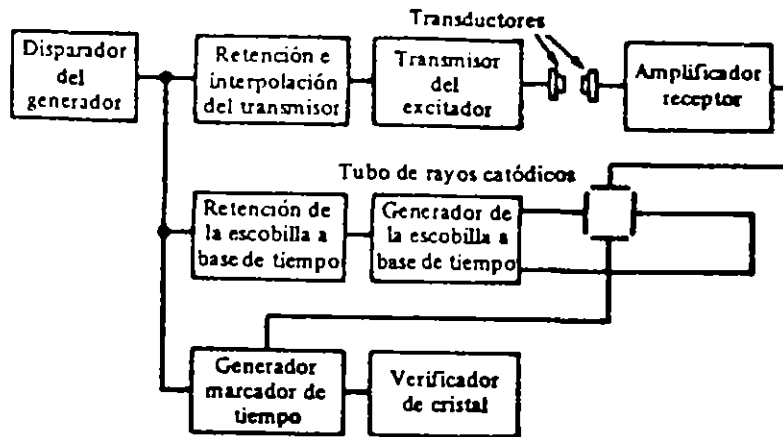


FIG. IV. 9 ESQUEMA DEL APARATO DE PULSO ULTRASONICO

FIG. IV 10 CLASIFICACION DE LA CALIDAD DEL CONCRETO CON BASE EN LA VELOCIDAD DE PULSO

<i>Velocidad longitudinal del pulso km/s</i>	<i>Calidad del concreto</i>
> 4.5	Excelente
3.5-4.5	Buena
3.0-3.5	Dudosa
2.0-3.0	Deficiente
< 2.0	Muy deficiente

Además del control de la calidad del concreto, las medidas de pulso ultrasónico pueden usarse para detectar el desarrollo de grietas, oquedades y deterioro en el concreto endurecido.

PRUEBA DE EXTRACCION

Es una prueba que mide, mediante un ariete de tensión, la fuerza requerida para desprender una varilla de acero, con su extremo de mayor sección transversal previamente empotrada -- generalmente de 25 mm. de diámetro (fig. IV.11). Durante la operación se extrae un cono de concreto y la fuerza requerida para ello está relacionada con la resistencia a la compresión del -- concreto original.

Debido a su forma, la varilla de acero se arranca adherida a un trozo de concreto, este último de forma troncoconica. La resistencia a la extracción se calcula como la relación de -- la fuerza de extracción con el área idealizada del cono tronca--do.

Esta prueba es superior a la prueba del martillo y a -- la resistencia a la penetración, pues la de extracción implica mayor volumen y mayor profundidad del concreto. El aspecto negativo es que hay necesidad de reparar el concreto. Además, -- las varillas para la prueba deben situarse antes del colado, -- por lo que la prueba debe ser planeada de antemano.

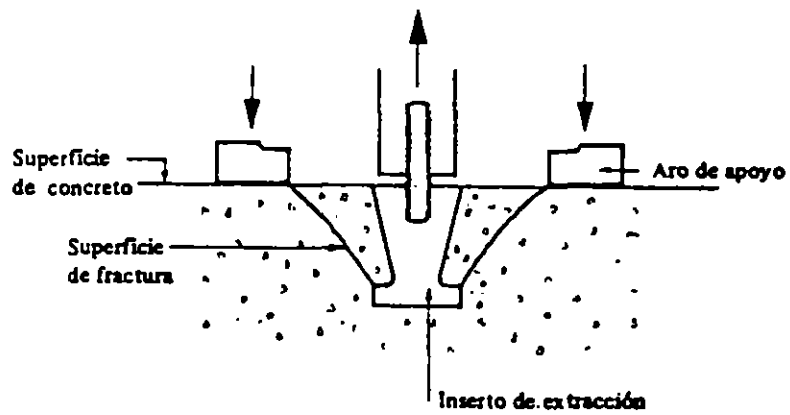
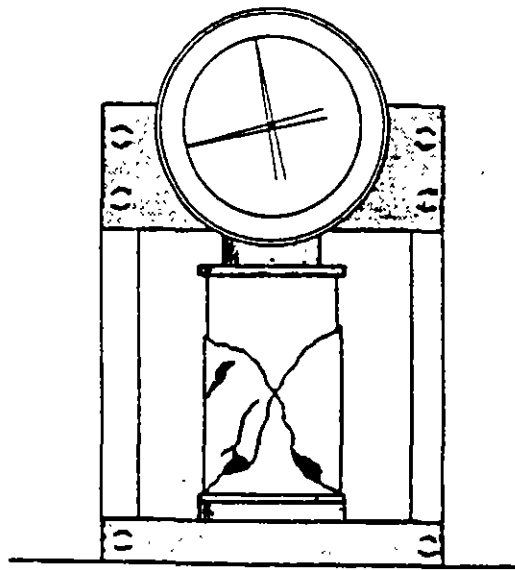


FIG. IX. II REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LA PRUEBA DE EXTRACCION.

Ya que la más común de todas las pruebas de concreto - endurecido es la prueba de resistencia a la compresión simple, lo cual en parte obedece a que es una prueba fácil de ejecutar y en parte a que muchas de las características deseables del -- concreto, aunque no todas, se relacionan cualitativamente con - su resistencia; a un más, a través de los años, se a correlacionado la resistencia a la compresión simple, con la resistencia de elementos estructurales de diversos tipos, sujetos a distintas solicitaciones, hablaremos pues de ella.



PRUEBA A COMPRESION SIMPLE

PRUEBA A LA COMPRESION SIMPLE

No existe una convención aceptada universalmente sobre que tipo de espécimen es el mejor para realizar ensayos en compresión. Comunmente se usan especímenes de tres tipos: cilindros, cubos y prismas.

En nuestro medio, y en numerosos países del mundo, se usan cilindros con una relación de esbeltez igual a dos. En estructuras de concreto reforzado el espécimen usual es el cilindro de 15 x 30 cm. En estructuras construidas con concreto en masa, donde se usan agregados de gran tamaño (10 a 15 cm), se usan cilindros de 30 x 60 cm., y en ocasiones moldes hasta de 60 x 120 cm, para establecer índices de resistencia. Siguiendo la notación de la NOM-C-155-84, se acostumbra designar con $f'c$ la resistencia a la compresión especificada de un cilindro estándar a los 28 días o a la edad en que el concreto vaya a recibir su carga de servicio.

Una vez seleccionado el tipo de espécimen es necesario fijar con gran detalle las condiciones de muestreo, fabricación, curado y ensayo teniendo entre estas últimas particular importancia la velocidad de carga.

En la Tabla de la figura IV.12, se presentan factores de corrección para obtener la resistencia de un cilindro de - -

Especimen	Dimensiones cm	Factores por los que se deben multiplicar las resistencias de un espécimen para obtener las equivalentes de un cilindro de 15 X 30 cm.	
		Variación normal.	Valor medio aceptable.
Cilindro	15 X 30	—	1.00
	10 X 20	0.94 — 1.00	0.97
	25 X 50	1.00 — 1.10	1.05
Cubo	10	0.70 — 0.90	0.80
	15	0.70 — 0.90	0.80
	20	0.75 — 0.90	0.83
	30	0.30 — 1.00	0.90
Prisma	15 X 15 X 45	0.90 — 1.20	1.05
	20 X 20 X 60	0.90 — 1.20	1.05

FIG. IV.12 FACTORES DE EQUIVALENCIA PARA ENSAYES A LA COMPRESION

15 x 30 cm. a partir de la obtenida con un espécimen de otra -- forma o dimensiones, para concretos fabricados con cemento normal y ensayados a los 28 días.

Para lograr una prueba a la compresión aceptable es necesario que las cabezas de la máquina de ensaye estén totalmente en contacto con las superficies del espécimen en ambos extremos, de manera que la presión ejercida sea lo más uniforme posible. Esto se logra fácilmente si el espécimen es un cubo o un prisma.

En nuestro medio, las normas usuales están basadas, entre otras, en las NOM-C-84, C-161 y C-162.

Por otra parte, los cilindros se fabrican generalmente en moldes de acero apoyados en una placa en su cara inferior y libres en su parte superior, donde es necesario dar un acabado manualmente.

Esta operación, llamada cabeceado, y que consiste en aplicar un cierto material generalmente azufre o pasta de cemento, a los extremos del cilindro para producir una superficie lisa de apoyo, prolonga el tiempo necesario para la preparación del ensaye, e introduce una variable adicional en los resultados: el material y la forma del cabeceado.

Aún cuando se sigan cuidadosamente las especificaciones y el proceso sea realizado por operadores experimentados, los resultados que se obtengan no serán uniformes, siempre existirá dispersión en los datos, como en cualquier proceso de medición. Estas dispersiones pueden ser inherentes al tipo de ensaye, debidas a errores accidentales o a la no uniformidad del material ensayado.

Algunos factores, que afectan directamente a los resultados obtenidos en espécimenes de ensaye son:

- Efecto de las condiciones de curado
- Efecto de la esbeltez
- Efecto de la velocidad de carga
- Efecto de la velocidad de deformación
- Efecto de las condiciones de humedad y temperatura durante la prueba.
- Efecto del tamaño del espécimen sobre la resistencia
- Efecto del tamaño del molde y tamaño del agregado
- Efecto de la edad

Algunos de estos factores no solamente afectan a los resultados de pruebas a la compresión, sino también, a los resultados obtenidos en otro tipo de ensayes, como son los de tensión y flexión, aun más, aunque en menor número, a los resultados obtenido en pruebas no destructivas.

**APLICACION DE METODOS ESTADISTICOS PARA
LA INTERPRETACION DE RESULTADOS DE ACUER-
DO AL ACI - 214 - 77**

Como se indicó anteriormente, la función principal de los ensayos de compresión del concreto es asegurar la producción de un concreto uniforme con la resistencia y calidad deseadas. En la actualidad, aprovechando el conocimiento de las técnicas estadísticas es posible controlar la uniformidad de las mezclas de concreto que se fabrican, y así obtener un producto de mejor calidad. Aunque los conceptos estadísticos para evaluar la resistencia del concreto aparecieron en 1957, todavía existe confusión al adoptar y aplicar estas valiosas técnicas. Probablemente, el factor aislado más importante de los que obstaculizan el uso de los procedimientos estadísticos consiste en la tendencia natural a suponer que estos métodos son propios de científicos y matemáticos, esto es una lástima, ya que hay aplicaciones sencillas y prácticas de la curva de distribución normal para evaluar la calidad del concreto.

Es importante que las organizaciones que utilizan este material de construcción se acostumbren a la idea de utilizar la estadística para mejorar y hacer más económicas sus obras.

Es común en muchas organizaciones y aún en laborato--- rios, coleccionar en forma rutinaria cantidades enormes de da--- tos experimentales con la vaga intención de analizarlos ((al--- gún día)) cuando ((no haya tanto trabajo)), por supuesto que - ese día nunca llega y los datos que se almacenan en los expe--- dientes se vuelven más complejos y fuera de época. Si esta in--- formación experimental no es digna de ser analizada en una fe--- cha inmediata a la que fue colectada, entonces tampoco es dig--- na del trabajo de recolección, por lo tanto es importante uti--- lizar menos tiempo en la colección de datos y más tiempo en su análisis.

Con la utilización de métodos estadísticos es factible condensar la información obtenida y presentada en forma concisa y de fácil interpretación.

VARIABLES QUE INFLUYEN EN LA RESISTENCIA DEL CONCRETO.

Agrupando lo que se vió en los capítulos anteriores, - podemos resumir que:

Como el concreto es una masa endurecida de materiales heterogéneos está sujeto a la influencia de numerosas varia--- bles. Las características de cada uno de los ingredientes del concreto pueden producir variaciones que dependen de su unifor

midad. Las variaciones también pueden deberse a las prácticas utilizadas en el proporcionamiento, mezclado, transporte, colocación y curado, además de las variaciones que existen en el concreto mismo, también se introducen variaciones de resistencia durante la fabricación, transporte, cabeceado, ensaye y cuidado de los especímenes de ensaye. Las variaciones en la resistencia del concreto deben aceptarse; pero puede producirse un concreto de calidad adecuada si se mantiene un control correcto, si se interpretan adecuadamente los resultados de ensaye y si se consideran las limitaciones.

La magnitud de las variaciones en la resistencia de especímenes de concreto depende del control que se lleva sobre los materiales, la fabricación del concreto y los ensayos. Las diferencias en resistencia pueden deberse a dos causas fundamentales diferentes:

I. Variaciones Intrínsecas del Concreto (diferencias en las propiedades de la mezcla del concreto, cuando estas influyen en el valor de la resistencia).

1.- Variaciones en la relación agua-cemento debidas a:

- a) Control deficiente de la dosificación del agua
- b) Variaciones excesivas en la humedad de los agregados

- 2.- Variaciones en el consumo de agua debidas a:
 - a) Variaciones en la granulometría de los agregados
 - b) Falta de uniformidad en los materiales.

- 3.- Variaciones en las características y proporciones - de los componentes:
 - a) Agregados
 - b) Cemento
 - c) Puzolana
 - d) Aditivos

- 4.- Variaciones por efecto de transporte, colocación y compactación.

- 5.- Variaciones en la temperatura y el curado.

II. Variaciones en los procedimientos de ensaye

- 1.- Procedimientos de muestreo inconsistentes

- 2.- Técnicas de fabricación no uniformes:
 - a) Compactación variable
 - b) Manejo excesivo de las muestras
 - c) Cuidado deficiente de los especímenes frescos

3.- Deficiencias en el curado:

- a) Variación de la temperatura
- b) Variación de la humedad

4.- Procedimientos de ensaye inadecuados:

- a) Cabeceo incorrecto de los especímenes
- b) Deficiencia en la velocidad de aplicación de la carga.

Se ha establecido que la resistencia del concreto depende de la relación agua-cemento. El primer criterio para producir concreto de resistencia es, por consiguiente, conservar una relación uniforme agua-cemento. Ya que la cantidad de cemento y agua adicionada se pueden medir con precisión, el problema de mantener una relación uniforme agua-cemento es principalmente un problema de controlar el contenido de agua, este problema se complica porque los agregados tienen una humedad libre variable.

El concreto no puede ser más uniforme que los agregados, cemento y aditivos empleados, cada uno de estos ingredientes contribuye a las variaciones en la resistencia del concreto, los métodos de construcción pueden causar también variaciones en la resistencia, un mezclado inadecuado, una compactación pobre, retrasos e interrupciones en la colocación, un curado --

impropio, etc., originan variaciones considerables de la resistencia.

El empleo de aditivos presenta problemas adicionales - para mantener la uniformidad en la resistencia, ya que cada aditivo agrega una nueva variable en el concreto, se deberá controlar el empleo de acelerantes, retardantes, puzolanas y agentes inclusores de aire y deberá considerarse su influencia en la -- resistencia del concreto.

Los ensayos de concreto pueden o no incluir todas las variaciones de la resistencia del concreto colocado dependiendo de las variables que se introduzcan después de elaborados los - especímenes de ensaye, por otro lado, las discrepancias en el - muestreo, la fabricación, el curado y el ensaye de especímenes pueden indicar variaciones en la resistencia que en realidad no existen en el concreto colocado en la obra. Cuando las variaciones debidas a estas discrepancias son excesivas, es necesario aplicar al proyecto un factor de seguridad excesivamente -- grande. Los métodos de ensaye correctos reducen estas variaciones y por consiguiente deben establecerse procedimientos estándar de ensaye, tales como los descritos en las normas N.O.M. y A.S.T.M., los cuales deben seguirse estrictamente.

Es evidente la importancia que tiene el emplear equipo de laboratorio adecuado, pues de este dependerá la precisión de los ensayos. Los resultados uniformes de ensayos no son necesariamente resultados de ensayos precisos. El equipo y los procedimientos de laboratorio deberán ser calibrados y verificados con periodicidad.

Los especímenes de ensaye indican la resistencia potencial de una estructura más que su resistencia real.

EVALUACION DE LOS RESULTADOS

Normalmente los resultados de los ensayos de resistencia o compresión de especímenes de concreto en proyectos controlados caen dentro de la curva de distribución normal de frecuencias o de Gauss. (Fig. V.1)

Cuando hay un buen control, los valores de la resistencia serán más cercanos al valor promedio y la curva será alta y cerrada, (Fig. V.2), si aumentan las variaciones en la resistencia, los valores se dispersan y la curva se vuelve baja y abierta. Las abscisas representan las resistencias obtenidas en los ensayos y las ordenadas la frecuencia con que se presentan dichas resistencias.

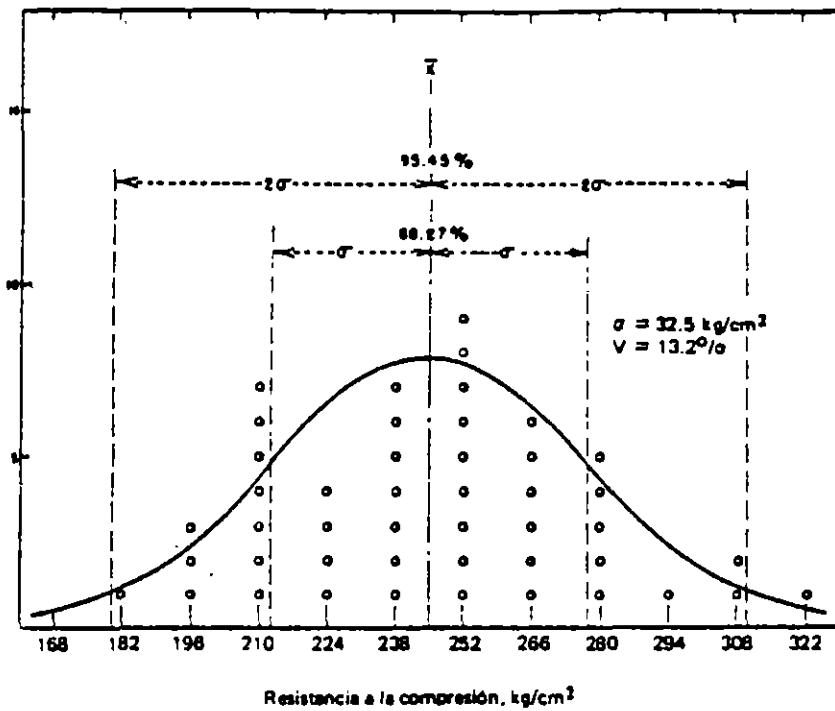


FIG. V. 1 DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS.

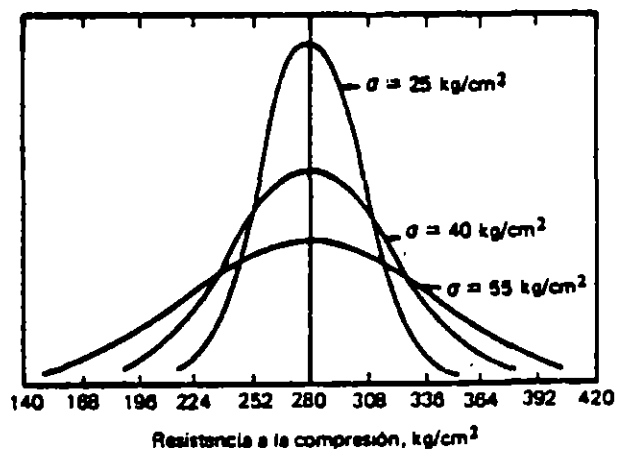


FIG. V. 2 CURVAS NORMALES DE FRECUENCIA.

Para obtener la máxima información, deberán hacerse ensayos de compresión de un número suficiente para representar al concreto producido.

Existen varias funciones en la curva normal de frecuencias que son útiles para comprender la información recibida.

MEDIA O PROMEDIO:

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_n}{n}$$

$X_1, X_2 \dots X_n$.- Promedio de los resultados de los especímenes que componen una muestra.

n = Número total de muestras, entendiéndose por una muestra el número total de especímenes que se obtienen de una misma revoltura y se ensayan a la misma edad.

DESVIACION ESTANDAR: $\sqrt{\quad}$:

La medida más usual de dispersión con respecto al valor central es la raíz cuadrada del promedio de la suma de los cuadrados de las desviaciones de las resistencias respecto a la resistencia promedio, dividido entre el número de resultados, la desviación estándar puede considerarse como el radio -

de giro respecto al centro del área comprendida bajo la curva teórica de probabilidad.

$$s = \sqrt{\frac{(x_1 - \bar{x})^2 + (x_2 - \bar{x})^2 + \dots + (x_n - \bar{x})^2}{n}}$$

En algunos textos de estadística n aparece como ----
($n-1$) pero esto no es significativo, ya que el número mínimo de
muestras que debe analizarse debe ser de 30.

Esta función permite expresar el grado de dispersión -
como valor absoluto.

La siguiente tabla (1) tomada del ACI-214-77 sirve co-
mo guía para evaluar el grado de control en la uniformidad de -
la fabricación del concreto, en función de la desviación están-
dar.

TABLA N° 1
EVALUACION DEL GRADO DE CONTROL DE LA UNIFORMIDAD DE LA
FABRICACION DEL CONCRETO (Kg/cm²)

EXCELENTE	MUY BUENO	BUENO	ACEPTABLE	POBRE
Por debajo de 25	de 25 a 35	de 35 a 40	de 40 a 50	Sobre 50

NOTA: Esta evaluación representa el promedio de resultados de especímenes ensayados a la edad especificada.

INTERVALO "R"

Se determina restando la resistencia más baja de la -- resistencia más alta del grupo de especímenes que integran una muestra. El intervalo es útil para calcular la desviación es-- tándar y posteriormente el coeficiente de variación en los ensa-- yes del laboratorio.

Como se mencionó anteriormente, las variaciones en los resultados de ensayos de resistencia pueden deberse a dos cau-- sas diferentes: (I) propiedades de la mezcla de concreto, y --- (II) discrepancias en los métodos de ensayos. Es posible por -- un análisis de variancia calcular las variaciones debidas a ca--

da una de las causas.

Las variaciones en la resistencia del concreto, dentro de una revoltura, se encuentran determinando, las variaciones de especímenes fabricados de esa misma revoltura, es conveniente suponer que una muestra de concreto es uniforme y, que por lo tanto, cualquier variación entre especímenes compañeros fabricados de dicha muestra se debe a discrepancias en la fabricación, en el curado o en el ensaye. Las muestras tomadas de diferentes partes de una revoltura pueden incluir variaciones debidas a la ineficiencia de las mezcladoras.

Los especímenes compañeros fabricados de muestras tomadas de diversas partes de la revoltura pueden usarse para diferenciar entre la eficiencia de la mezcladora y la eficiencia del ensaye. Una sola revoltura de concreto no proporciona información suficiente para el análisis estadístico por lo que se recomienda fabricar y ensayar especímenes compañeros de por lo menos diez muestras tomadas de diferentes revolturas para poder establecer valores confiables de R. La desviación estándar y el coeficiente de variación en los ensayes se calculan como sigue:

$$\sqrt{s} = \frac{1}{d} \times \bar{R}$$

$$V_1 = \frac{\sqrt{s}}{\bar{X}} \times 100$$

- $\sqrt{1}$ = Desviación estándar de los ensayos
 d = Constante que depende del número de especímenes por muestra (Tabla 2)
 \bar{R} = Promedio o media del total de intervalos.
 V_1 = Coeficiente de variación de los ensayos.
 \bar{X} = Resistencia promedio de todas las muestras

TABLA No. 2*

FACTORES PARA CALCULAR LA DESVIACION ESTANDAR DE LOS ENSAYES

Número de Especímenes	d	$1/d$
2	1.128	0.8865
3	1.693	0.5907
4	2.059	0.4857
5	2.326	0.4299

Este proceso que permite calcular las discrepancias en los métodos de ensaye tiene la ventaja de que constantemente se obtiene información de la calidad del trabajo de los operarios y del laboratorio en general.

La siguiente tabla (3) tomada del ACI 214-77 califica el grado de control del laboratorio en función de los valores de V_1 .

* De la Tabla No. B2 "Manual de Control de Calidad de Materiales" A S T M Special Technical Publication No. 15 C.

TABLA No. 3
EVALUACION DEL GRADO DE CONTROL DEL LABORATORIO

Excelente	Muy Bueno	Bueno	Aceptable	Pobre
Por debajo de 3	de 3 a 4	de 4 a 5	de 5 a 6	Arriba de 6

Nota: Esta evaluación representa el promedio de resultados de especímenes ensayados a la edad especificada.

Existen todavía otros criterios para la evaluación de uniformidad de las mezclas de concreto como las que se presentan a continuación:

NORMA N.O.M. -C- 155 - 1984.

5.1.1 Grados de calidad

5.1.1.1. Grados de calidad A (sólo para resistencia a compresión)

El concreto debe cumplir con los siguiente:

a) Se acepta que no más del 20% del número de pruebas de resistencia tengan valor inferior a la resistencia especificada f'c se requiere un mínimo de 30 pruebas.

b) No más del 1% de los promedios de 7 pruebas de resistencia consecutiva será inferior a la resistencia especificada.

c) No más de 1 % de las pruebas de resistencia pueden ser menor que la resistencia especificada menos 50 Kg/cm^2 .

5.1.1.2 Grado de calidad B (resistencia a compresión y resistencia a flexión)

El concreto debe cumplir con lo siguiente:

a) Se acepta que no más del 10% del número de pruebas de resistencia tengan valores inferiores a la resistencia especificada. Se requiere un mínimo de 30 pruebas.

b) No más del 1% de los promedios de 3 pruebas de resistencia consecutiva puede ser igual o menor que la resistencia especificada.

c) No más del 1% de las pruebas de resistencia pueden ser menor que la resistencia especificada a compresión menos -

35 Kg./cm². o resistencia especificada a la flexión "MR' menos 4 Kg./cm².

Para satisfacer estos requisitos, la resistencia promedio del concreto será obviamente mayor que la resistencia -- del proyecto f'c, dependiendo de la uniformidad esperada en la producción del concreto y del porcentaje que se permite de resultados de ensayos inferiores a la resistencia de proyecto. -- La resistencia promedio requerida; puede obtenerse haciendo -- uso de la fórmulas siguientes:

$$f_{cr} = f'c + \sqrt{t} \quad (1)$$

$$f_{cr} = f'c - K + \sqrt{t} \quad (2)$$

$$f_{cr} = f'c + \frac{t \sqrt{s}}{\sqrt{n}} \quad (3)$$

f_{cr} = Resistencia promedio requerida en Kg/cm².

f'c = Resistencia de proyecto especificada en Kg/cm².

t = Constante que depende de la porción de resultados inferiores a f'c y del número de muestras -- empleadas para calcular la desviación estándar (tabla 4)

\sqrt{s} = Desviación estándar de las muestras en Kg/cm².

n = Número de promedios consecutivos.

K = Valor que depende del grado de calidad del concreto. 50 para grado de calidad A (5.1.1.1.-c) y de 35 para grado de calidad B (5.1.1.2.-c).

TABLA No. 4
VALORES DE t*

Número de Muestras menos 1	Probabilidad de caer debajo del límite inferior	
	2 en 10	1 en 10
2	1.061	1.886
3	0.978	1.638
4	0.941	1.533
5	0.920	1.476
6	0.906	1.440
7	0.896	1.415
8	0.889	1.397
9	0.883	1.383
10	0.879	1.372
15	0.866	1.341
20	0.860	1.325
25	0.856	1.316
30	0.854	1.310
	0.842	1.282

* Los valores de t se tomaron de la tabla original debida a--
Fisher y Yates: "Statistic tables for Biological Agricultu-
re y Medical Research"

El mecanismo para hacer uso de la estadística en la --
evaluación de resultados de resistencia a compresión del concre
to se puede explicar con mayor detalle en el ejemplo ilustrati
vo, que a continuación se presenta, el cual fue realizado por --
medio de un programa de computadora que para este fin utilizan
Laboratorios de Control de Calidad.

**METODOS ESTADISTICOS PARA LA INTERPRETACION DE
RESULTADOS DE RESISTENCIA A COMPRESION DEL CONCRETO**

PROPIETARIO : ALVARO ORTIZ VIZAIRO

OBRA : GRANJA "EL CARACOL" AMECAMECA EDO. DE MEXICO

CONSTRUCTORA : SERVICIOS DE INGENIERIA S. A. DE C.V.

PREPARADOR : CONCRETOS MARSA S.A. DE C.V.

FECHA DE EVALUACION : 15 DE SEPTIEMBRE DE 1985

PERIODO DE MUESTREO : DEL 28 DE MAYO AL 15 DE AGOSTO DE 1985

EDAD DE ENSAYE : 28 DIAS.

F'c DE PROYECTO : 238 KG/CM²

NUMERO DE MUESTRAS EN ESTUDIO : 183

NUMERO DE CILINDROS POR MUESTRA : 2

METODO DE DISEÑO ESTRUCTURAL : DISEÑO PLASTICO

MUESTRA NO.	LOCALIZACION	RESISTENCIA (KG/CM ²)		PROMEDIO (KG/CM ²)	INTERVALO (KG/CM ²)	PROMEDIO DE 3 MUESTRAS CONSECUTIVAS
		CIL. 1	CIL. 2			
PH-1	ZAPATAS DE CIMENTACION	293	293	293.0	0	287.3
PH-2	BASE DE DADOS CIMENTACION	318	315	316.5	3	296.3
PH-3	BASE DE DADOS CIMENTACION	291	294	292.5	3	261.3
PH-4	BASE DE DADOS CIMENTACION	288	288	288.0	0	264.3
PH-5	ZAPATAS Y BASE DE DADOS CIMENTACION	211	213	212.0	2	251.0
PH-6	ZAPATAS Y BASE DE DADOS CIMENTACION	381	381	381.0	0	288.7
PH-7	ZAPATAS Y BASE DE DADOS CIMENTACION	240	248	248.0	0	268.3
PH-8	ZAPATAS Y BASE DE DADOS CIMENTACION	382	388	381.0	2	275.3

LABORATORIO DE CONTROL S.A.
(GRUPO SACMAS)

PH-9	BASE DE COLUMNAS CIMENTACION	264	264	264.0	0	264.5
PH-10	BASE DE COLUMNAS CIMENTACION	259	264	261.5	5	260.2
PH-11	ZAPATAS DE CIMENTACION	274	274	274.0	0	283.0
PH-12	ZAPATAS DE CIMENTACION	270	260	269.0	2	292.2
PH-13	ZAPATAS Y DADOS CIMENTACION	311	306	308.5	5	302.0
PH-14	ZAPATAS Y DADOS CIMENTACION	300	290	299.0	2	302.0
PH-15	ZAPATAS Y DADOS CIMENTACION	301	301	301.0	0	299.3
PH-16	ZAPATAS Y DADOS CIMENTACION	304	311	307.5	7	290.0
PH-17	ZAPATAS Y DADOS CIMENTACION	290	289	289.5	1	284.0
PH-18	ZAPATAS Y DADOS CIMENTACION	301	290	299.5	3	292.5
PH-19	ZAPATAS Y DADOS CIMENTACION	265	266	265.5	1	266.7
PH-20	ZAPATAS CIMENTACION	284	281	282.5	3	261.7
PH-21	ZAPATAS CIMENTACION	249	255	252.0	6	244.0 **
PH-22	ZAPATAS CIMENTACION	249	252	250.5	3	233.3 **
PH-23	ZAPATAS CIMENTACION	230	230	230.0	0	231.7 **
PH-24	DADO CIMENTACION	207	216	211.5	9	230.0 **
PH-25	DADO CIMENTACION	244	247	245.5	3	245.0 **
PH-26	DADO CIMENTACION	234	232	233.0	2	242.7 **
PH-27	DADO CIMENTACION	260	250	259.0	2	261.0
PH-28	COLUMNA	234	230	236.0	4	256.0
PH-29	COLUMNA	207	209	208.0	2	246.3 **
PH-30	COLUMNA	244	244	244.0	0	233.3 **
PH-31	COLUMNA	204	210	207.0	6	244.0 **
PH-32	COLUMNAS	240	250	249.0	2	261.7
PH-33	COLUMNAS	276	276	276.0	0	250.0
PH-34	COLUMNAS	260	260	260.0	0	237.5 **
PH-35	COLUMNAS	214	214	214.0	0	224.7 **
PH-36	COLUMNAS	236	241	238.5	5	231.7 **
PH-37	DADOS Y COLUMNAS	217	226	221.5	9	244.5 **
PH-38	COLUMNAS	242	242	241.0	2	271.1

PH-39	COLUMNAS	271	269	270.0	2	270.3
PH-40	DADO Y COLUMNA	239	247	243.0	8	240.3
PH-41	DADO Y COLUMNA	265	265	265.0	8	261.5
PH-42	DADO Y COLUMNA	274	273	273.5	1	269.5
PH-43	DADO Y COLUMNA	246	246	246.0	8	250.0
PH-44	COLUMNA	275	273	274.0	2	252.7
PH-45	COLUMNA	258	251	258.5	1	259.8
PH-46	COLUMNA	232	235	233.5	3	271.8
PH-47	COLUMNAS	294	297	295.5	3	295.3
PH-48	COLUMNAS	294	291	292.5	3	189.9
PH-49	COLUMNA	297	299	298.0	2	315.7
PH-50	COLUMNA	337	341	339.0	4	305.2
PH-51	COLUMNA	309	311	310.0	2	270.0
PH-52	TRABE PORTANTE	248	241	248.5	1	250.8
PH-53	TRABE PORTANTE	248	244	242.0	4	240.0 **
PH-54	TRABE PORTANTE	258	258	258.0	8	241.7 **
PH-55	TRABE PORTANTE	227	229	228.0	2	238.3 **
PH-56	TRABES DE CIMENTACION	282	254	253.0	2	247.0 **
PH-57	TRABE	232	237	234.5	5	254.7
PH-58	TRABE	256	251	253.5	5	258.0
PH-59	TRABES DE LIGA	274	276	274.0	8	261.0
PH-60	TRABES DE LIGA	249	245	247.0	4	264.7
PH-61	TRABE DE LIGA	268	268	268.0	8	300.3
PH-62	TRABE DE LIGA Y COLUMNA	287	287	287.0	8	301.0
PH-63	TRABE DE LIGA Y COLUMNA	354	351	353.5	8	292.8
PH-64	MEMBLA	268	278	265.0	10	258.0
PH-65	COLUMNA	248	255	251.5	8	259.3
PH-66	TRABE	235	240	231.5	7	201.8
PH-67	TRABE	278	267	268.5	3	279.0
PH-68	MEMBLA	324	323	324.5	3	277.3
PH-69	COLUMNA Y TRABE	245	248	244.5	3	247.3 **

LABORATORIO DE CONTROL "S.A."
(GRUPO BACHAS I)

PH-70	TRADE	241	241	241.0	0	241.3
PH-71	TRADE	236	233	234.5	3	238.2
PH-72	TRADE	226	231	228.5	5	223.3
PH-73	TRADE	224	219	221.5	5	217.0
PH-74	TRADE	219	221	220.0	2	213.0
PH-75	TRADE	211	213	212.0	2	226.3
PH-76	TRADE	205	209	207.0	4	239.0
PH-77	TRADE	240	240	240.0	0	251.0
PH-78	TRADE	250	250	250.0	0	248.7
PH-79	FIRME	241	245	243.0	4	227.7
PH-80	FIRME	226	232	229.0	6	220.8
PH-81	FIRME	211	211	211.0	0	232.0
PH-82	FIRME	249	244	246.5	5	240.5
PH-83	FIRME	236	241	238.5	5	241.0
PH-84	FIRME	238	235	236.5	3	245.7
PH-85	FIRME	252	249	250.5	3	249.5
PH-86	FIRME	240	252	250.0	4	245.7
PH-87	FIRME	292	244	248.0	0	248.5
PH-88	FIRME	237	241	239.0	4	246.3
PH-89	FIRME	241	234	238.5	5	250.3
PH-90	LOSA DE PISO	245	238	241.5	7	246.0
PH-91	LOSA DE PISO	273	277	275.0	4	287.3
PH-92	LOSA DE PISO	227	221	224.0	6	219.0
PH-93	LOSA DE PISO	211	215	213.0	4	214.3
PH-94	LOSA DE PISO	219	221	220.0	2	219.3
PH-95	LOSA DE PISO	210	210	210.0	0	205.5
PH-96	LOSA DE PISO	215	217	216.0	2	204.0
PH-97	OFICINA LOSA DE PISO	184	192	190.5	3	197.0
PH-98	PLAFON LOSA DE PISO	204	197	190.5	3	201.5
PH-99	LOSA DE PISO ANDEN	200	197	198.5	4	207.5

PM-100	LOSA DE PISO ANHEI	195	199	197.5 *	1	210.8 **
PM-101	LOSA DE PISO	225	230	227.5	2	228.3 **
PM-102	LOSA DE PISO	231	230	231.5	3	233.2 **
PM-103	LOSA DE PISO	226	227	226.5	1	228.8 **
PM-104	LOSA DE PISO	230	245	241.5	7	
PM-105	LOSA DE PISO	203	210	206.5 *	7	

* INDICA AQUELLOS PROMEDIOS DE LOS CILINDROS DE LAS PRUEBAS CUYA RESISTENCIA ES MENOR DE 35 KG/CM² POR DEBAJO DE LA FIC DE PROYECTO IN "M - C - 135 - 1984 - 3 - 1 - 1 - 2 1".

** INDICA AQUELLOS PROMEDIOS DE 3 PRUEBAS CONSECUTIVAS CUYA RESISTENCIA ES MENOR QUE LA FIC DE PROYECTO IN "M - C - 135 - - - 1984 - 3 - 1 - 1 - 2 1".

De esta serie de datos se obtiene:

$$\text{Media} = \bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + X_3 + \dots + X_{105}}{105} = 253.4 \text{ Kg/cm}^2.$$

Desviación Estándar :

$$\begin{aligned} \sqrt{\quad} &= \sqrt{\frac{(X_1 - \bar{X})^2 + (X_2 - \bar{X})^2 + \dots + (X_{105} - \bar{X})^2}{105}} \\ &= 32.1 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Media de Intervalos} = \bar{R} = 3.03 \text{ Kg/cm}^2.$$

Desviación Estándar

$$\text{de los ensayos} = \sqrt{d} = \frac{1}{d} \times \bar{R}$$

(d = 1.128 Tabla 2)

$$\sqrt{d} = \frac{1}{1.128} \times 3.03 = 2.7 \text{ Kg/cm}^2.$$

Coefficiente de variación

$$\begin{aligned} \text{de los ensayos} &= V_1 = \frac{1}{\bar{X}} \times 100 \\ &= \frac{2.7}{253.4} \times 100 = 1.1\% \end{aligned}$$

Los cuales nos sirven para deducir las siguientes conclusiones, basándose en las Normas ACI-214-77 y NOM-C-155-1984.

C A P I T U L O **VI**

C O N C L U S I O N E S .

10 10 12 10 11 10 11 10 12 11 11

NORMAS PARA EL CONTROL DE CONCRETO

ACI - 214 - 77

EVALUACION DEL GRADO DE CONTROL EN LA UNIFORMIDAD DE LA FABRICACION DE CONCRETO

LA DESVIACION STANDARD ES DE 32.1 KG/CM2 DE DONDE SE DEDUCE QUE CONFORME AL ACI 214-77 EL GRADO DE CONTROL EN LA UNIFORMIDAD DE LA FABRICACION DEL CONCRETO ES MUY BUENO DE ACUERDO A LA SIGUIENTE TABLA.

EXCELENTE	MUY BUENO	BUENO	ACEPTABLE	POBRE
Menor de 25	25 a 35	35 a 45	45 a 55	Mayor de 55

EVALUACION DEL GRADO DE CONTROL DE LABORATORIO

EL COEFICIENTE DE VARIACION ES 1.1 POR CIENTO DE DONDE SE DEDUCE QUE CONFORME AL ACI 214-77 EL GRADO DE CONTROL DE LABORATORIO ES EXCELENTE DE ACUERDO A LA SIGUIENTE TABLA.

EXCELENTE	MUY BUENO	BUENO	ACEPTABLE	POBRE
Menor de 3	3 a 4	4 a 5	5 a 6	Mayor de 6

N O R M A - C - 1 5 5 - 1 9 8 4

EL PROMEDIO TOTAL DE RESISTENCIA DE LOS CINCO CILINDROS DE LAS PRUEBAS ES DE 253.4 KG/CM2.

INCLUIVO 5.1.1.2 (A)

SE TIENE EL 48.6 POR CIENTO DEL TOTAL DE PROMEDIOS DE F'c DE LOS CINCO CILINDROS DE LA MUESTRA POR DEBAJO DE LA F'c DE PROYECTO Y EL LIMITE ACEPTADO ES DE 10 POR CIENTO PARA DISEÑO PLASTICO O PREFORZADO. POR LO TANTO ESTAS PRUEBAS NO CUMPLEN EN ESTA NORMA.

INCLUIVO 5.1.1.2 (B)

SE TIENEN 79 PROMEDIOS DE 3 PRUEBAS CONSECUTIVAS (CUYAS RESISTENCIAS SON MENORES DE LA F'c DE PROYECTO. ESTAS MUESTRAS NO CUMPLEN EN ESTA NORMA, YA QUE EN BASE AL 1 POR CIENTO DEL NUMERO DE PRUEBAS EN ESTUDIO DEBE EL PROMEDIO PUEDE TENER UNA RESISTENCIA MENOR A LA F'c DEL PROYECTO.

INCLUIVO 5.1.1.2 (C)

SE TIENEN 14 PROMEDIOS DE F'c DE LOS CINCO CILINDROS DE LA MUESTRA (CUYA RESISTENCIA ES DE MAS DE 35 KG/CM2 POR DEBAJO DE LA F'c DE PROYECTO. ESTAS MUESTRAS NO CUMPLEN EN ESTA NORMA YA QUE EN BASE AL 1 POR CIENTO DEL NUMERO DE MUESTRAS EN ESTUDIO DEBE EL PROMEDIO PUEDE TENER UNA RESISTENCIA DE MAS DE 35 KG/CM2 POR DEBAJO DE LA F'c DE PROYECTO.

I. De acuerdo a estos datos estadísticos se puede concluir:

- 1.- La deficiencia en la resistencia del concreto -- utilizado se puede deber a un mal cálculo en la dosificación de los elementos que componen a éste.
- 2.- Una vez observada la importancia de la estadística en la interpretación de resultados se recomienda, que la resistencia promedio (f_{cr}) del -- concreto debe ser superior a la resistencia de -- diseño (f'_c). Esta diferencia en la resistencia dependerá de la variabilidad esperada en los resultados de las pruebas y de la proporción permisible de muestras con resultados menores que los indicados en el nivel de resistencia. Los cuales se especifican en la NOM-C-155-1984 y ----- ACI-214-77.
- 3.- La resistencia promedio requerida (f_{cr}) que se -- debe tomar en cuenta para cualquier diseño puede ser calculada mediante las ecuaciones:

$$f_{cr} = f'_c + t \sqrt{\quad} \quad (1)$$

$$f_{cr} = f'_c - K + \sqrt{\quad} t \quad (2)$$

$$f_{cr} = f'_c + t \sqrt{\quad / \sqrt{n}} \quad (3)$$

II. Generalizando podemos decir:

- 1.- La resistencia de los cilindros de control, por lo general es la única evidencia palpable de la calidad del concreto utilizado en la construcción de una estructura.
- 2.- La resistencia del concreto debe derivarse de un conjunto de ensayos, a partir de los cuales se pueden estimar en forma más precisa la uniformidad y las características del concreto.
- 3.- Si se confía demasiado en los resultados de unos cuantos ensayos, las conclusiones que se alcancen pueden ser erróneas.
- 4.- No resulta práctico especificar una resistencia mínima ya que, aún cuando existe un buen control, siempre cabe la posibilidad de resistencias todavía más bajas.
- 5.- Es un error concluir que la resistencia de una estructura está en peligro cuando sólo un ensayo no cumple con los requisitos de resistencia especificada.

- 6.- Como se indicó anteriormente, son inevitables las variaciones casuales y las fallas ocasionales en el cumplimiento de los requisitos de resistencia.
- 7.- En las ecuaciones del diseño se proporcionan factores de seguridad que permiten obtener resistencias específicas, sin poner en peligro la seguridad de la estructura.
- 8.- Estos factores se han desarrollado con base en -- las prácticas de construcción, los procedimientos de diseño y las técnicas de control de calidad -- utilizadas dentro de la industria de la construcción.
- 9.- El criterio final que concede la probabilidad de que las pruebas caigan por debajo de la $f'c$, utilizada en el diseño, es la decisión del diseñador, que se basa en el conocimiento íntimo de las condiciones que tienen la mayor probabilidad de ocurrir durante la construcción.
- 10.- Algunas personas creen que hacer un control de calidad es simplemente contratar a un laboratorio -

que tome cilindros, que ensaye y reporte los resultados o que con la misma gente en la obra se haga el proceso y simplemente observar los resultados; si estos son altos olvidarse de ellos y si son bajos alarmarse inmediatamente, tratando de recordar dónde fue colocado ese concreto, y de esta forma determinar si se trata de una zona importante y en ese caso extraer corazones para conocer su resistencia.

Esto es totalmente absurdo; en primer lugar se debe definir, antes de empezar la obra, cuales son las especificaciones de calidad, luego determinar como se controlará su cumplimiento y analizar el costo que esto implica, posteriormente controlar el personal que realiza el muestreo, el ensaye y analisis de los resultados. Esto puede encargarse a una institución seria para tener la tranquilidad de que todo el proceso se realice de acuerdo a las Normas establecidas.

BIBLIOGRAFIA

1.- REVISTA INGENIERIA CIVIL

Num. 133

C.I.C.M.

2.- APUNTES PARA EL CURSO DE CONSTRUCCION I

"PRINCIPALES MATERIALES FABRICADOS Y SU EMPLEO EN LA CONSTRUCCION"

Ing. Jorge H. De Alva Castañeda

Facultad de Ingenieria. U.N.A.M.

3.- APUNTES "CONTROL DE CALIDAD DEL CONCRETO"

M.C.Y.C.

1980

4.- PROYECTO Y CONTROL DE MEZCLAS DE CONCRETO

STAFF PORTLAND CEMENT ASSOCIATION

1978

5.- TECNOLOGIA DEL CONCRETO

TOMO I, II, III

A.M. Neville

M.C.Y.C.

1984

- NOM-C-169-1978 OBTENCION Y PRUEBA DE CORAZONES Y VIGAS EXTRAIDAS DE CONCRETO ENDURECIDO.
- 184-1970 RECEPTIVO DE ESCORIA PARA MORTEROS DE CEMENTO USANDO UNA VIGA SIMPLE CON CARGA EN LOS TERCIOS DEL CLARO.
- 191-1978 RESISTENCIA A LA ABRASION DE AGREGADO PARA MORTEROS DE TAMAÑO GRANDE USANDO LA MAQUINA DE LOS ANGELES.
- 199-1971 NOMENCLATURA DE ADITIVOS QUIMICOS PARA CONCRETO.
- 200-1978 ADITIVOS INCUSORES DE AIRE PARA CONCRETO ENDURECIDO.
- 263-1980 INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION, CONCRETO ENDURECIDO DETERMINACION DE LA MASA ESPECIFICA, ABSORCION Y PORCENTAJE DE VAGROSOS.
- 282-1981 AGREGADOS PARA CONCRETO, CAMBIO PARCIAL DE VOLUMEN DE COMBINACIONES CEMENTO AGREGADO.
- 283-1979 AGUA PARA CONCRETO, ANALISIS.
- 290-1980 ELABORACION, CURADO, ACELERADO Y PRUEBA DE COMPRESION DE ESPECIMENES DE CONCRETO INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION, CONCRETO, DETERMINACION DEL SANGRADO.
- 296-1980 CONCRETO, ADITIVOS MINERALES, DETERMINACION DE LA EFECTIVIDAD PARA PREVENIR UNA EXPANSION EXCESIVA DEL CONCRETO DEBIDA A LA REACCION ALCALIS-AGREGADO.
- 299-1980 CONCRETO ESTRUCTURAL, AGREGADOS LIGEROS ESPECIFICACIONES.
- 300-1980 CEMENTO HIDRAULICO, DETERMINACION DEL CONTENIDO DE AIRE EN EL MORTERO.
- 301-1980 CONCRETO ENDURECIDO, DETERMINACION DE LA RESISTENCIA A LA PENETRACION.
- 302-1980 CONCRETO FRESCO, DETERMINACION DE LA MASA POR UNIDAD DE VOLUMEN DE LOS INGREDIENTES MEDIANTE DESHIDRATACION CON ALCOHOL.
- 303-1980 CONCRETO, DETERMINACION DE LA RESISTENCIA A LA FLEXION USANDO UNA VIGA SIMPLE CON CARGA EN EL CENTRO DEL CLARO.
- 304-1980 AGREGADOS PARA CONCRETO, DESCRIPCION DE SUS COMPONENTES MINERALES NATURALES.
- 305-1980 DETERMINACION DE LA RESISTENCIA A LA FLEXION DE MORTEROS PARA AGREGADOS PARA CONCRETO.



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

CURSOS ABIERTOS

RESIDENTES DE CONSTRUCCION

AGENTES DE LA INGENIERIA

AGENTES DE LA INGENIERIA

TEMA: MOVIMIENTO DE TIERRAS

ING. ERNESTO BERNAL VELAZCO

ORGANIZADOR

ING. ERNESTO BERNAL VELAZCO

8 de septiembre de 1999

TRACTORES Y ARADOS

El movimiento de tierras se realiza a través de tres actividades principales:

Excavar Acarrear Colocar

CURSO

materiales que han sido atacados en su estado natural.

RESIDENTES DE CONSTRUCCION

OBJETIVO PRINCIPAL DE UN CONSTRUCTOR

Obtener la máxima producción al mínimo costo.

El tractor con hoja comúnmente llamado bulldozer y equipado con un ripper, puede llevar a cabo estas 3 actividades en forma muy efectiva, dentro de determinadas condiciones.

CLASIFICACIÓN.

De acuerdo a su desplazamiento, los tractores pueden ser:

Sobre neumáticos

Sobre orugas.

De acuerdo al tipo de hoja, pueden clasificarse en:

BULLDOZER

ANGLEDOZER

PUSHDOZER

Algunas marcas de tractores.

CATERPILLAR - KOMATSU - TEREX - ALLIS CHALMERS - INTERNACIONAL

Factores que influyen en la selección de una marca de maquinaria.

OPORTUNIDAD, EXISTENCIA, FACILIDADES DE PAGO, PRECIO, POSIBLE VALOR DE RESCATE, SERVICIO DE REFACCIONES, MANTENIMIENTO.

La potencia y el peso nos determinan la capacidad de un tractor.

La potencia nos determina la fuerza tractiva disponible en el gancho o barra de tiro.

FACTORES QUE AFECTAN LA POTENCIA:

Altura sobre el nivel del mar .

Temperatura.

Resistencia al Rodamiento.

Pendientes del terreno.

La instalación de turbocargadores y enfriadores de aire atenúa los efectos causados por este factor.

POTENCIA.

Es la capacidad de realizar un trabajo por unidad de tiempo

Pies libras/minuto Kilogrametros/minuto)

1 H.P. =33 000 Pies libras por minuto = 746 wats.

La altura sobre el nivel del mar afecta la potencia útil de los motores arriba de los 1000 metros del orden del 1% por cada 100 metros de altura.

Fuerza tractiva en la barra de un tractor.

$$F.T. = 375 \times H.P. \times 0.80$$

donde:

F.T. = Fuerza tractiva en libras.

H.P. = Potencia nominal

V = Velocidad en millas por hora.

RESISTENCIA AL RODAMIENTO.

Es la dureza que se opone al movimiento de una máquina sobre un camino a velocidad uniforme.

$$R.R. = \text{Peso de la máquina} \times \text{coeficiente de R.R.}$$

RESISTENCIA A LA PENDIENTE.

Es la componente del peso de la máquina paralela al plano inclinado.

$$R.P. = \text{Peso del vehículo} \times \% \text{ de pendiente}$$

RESISTENCIA TOTAL.

Es la suma de las resistencias al rodamiento y a la pendiente.

$$RT = R.R. + R.P.$$

FUERZA TRACTIVA.

$$F.T. \text{ max.} = \text{Peso del tractor} \times \text{coeficiente de tracción.}$$

La fuerza tractiva disponible se obtendrá restando las resistencias al rodamiento y a la pendiente de la fuerza tractiva en el gancho.

La fuerza tractiva disponible determina la velocidad de marcha, que a su vez nos permite calcular el tiempo del ciclo.

RENDIMIENTO.

$$R = \frac{E \times C}{T_c}$$

En donde:

R = M3 sueltos/hora

E = Minutos por hora de trabajo (generalmente de 45 a 50 minutos)

C = Capacidad de la máquina en M3 sueltos

T_c = Tiempo del ciclo en minutos

La observación directa en campo también nos permite obtener la producción en campo, para lo cual se medirá el volumen excavado en un tiempo determinado.

APLICACIONES, ADITAMENTOS, PARTES.

PRINCIPALES APLICACIONES DEL BULLDOZER.

- Desmonte, desenraice.
- Limpia de sitios para construcción.
- Construcción y mantenimiento de caminos de acceso.
- Despalle de bancos y arreglo del piso de los mismos.
- Afloje de material para cargadores frontales.
- Afine tosco de taludes.
- Formación de bordos con préstamo lateral.
- Relleno de zanjas.
- Empujador de motoescrepas.
- Auxillar en diversos procedimientos de construcción.
- Excavación y acarreo hasta 100 metros.
- Extendiendo material en terraplenes y remolcando equipo de compactación.

La actividad principal de un bulldozer es la excavar y acarrear en distancias cortas.

Los acarreos medios deberán ser del orden de 30 a 50 metros.

La distancia máxima de acarreo aconsejable es de 100 metros.

LA CAPACIDAD DE LA HOJA TOPADORA ES:

$$V = L h^2$$

V = Capacidad de la hoja.

L = Longitud de la hoja.

H = Altura de la hoja.

X = ángulo de reposo del material.

Si el talud del material es 2:1,

$$\text{tg } x = \frac{1}{2} \text{ y } V = Lh^2$$

Cuando se trabaja cuesta arriba el volumen disminuye 4% por cada 1% pendiente. Al ir cuesta abajo es al contrario.

En distancias mayores de 30 metros el rendimiento disminuye 5% por cada 30 metros adicionales.

EJEMPLO:

Un DBH con una hoja recta 8S excava un material arcilloso muy empacado y acarrea a una distancia de 90 m. en una pendiente positiva del 4%.

El peso volumétrico suelto es de 1650 kg./m³ y se trabajan horas de 50 minutos con un operador mediano. Considerar un coeficiente de resistencia al rodamiento de 0.04.

Calcular la producción horaria.

Entrando a la gráfica de producciones con 90 m. a la curva 8S, la producción ideal es de 230 m³ sueltos/hora.

FACTORES DE CORRECCIÓN.

Operación 0.75.

Material difícil de cortar 0.80

Peso volumétrico 1370 kg./m³ = 0.83

Eficiencia horaria 50 min. = 0.84

Pendiente = 0.92

PRODUCCIÓN REAL

$$P = 230 \times 0.75 \times 0.83 \times 0.84 \times 0.92 \times 0.80$$

$$= 88.51 \text{ m}^3 \text{ sueltos hora}$$

PROCEDIMIENTO MEDIANTE LA FORMULA GENERAL.

$$P = C \times E$$

→

$$T_c$$

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE LA MAQUINA.

Datos del catálogo del fabricante:

Longitud = 4.00 m.

Altura = 1.36 m.

Capacidad = Lh²

$$= 4.00 \times (1.36)^2$$

$$= 7.39 \text{ m}^3 \text{ sueltos.}$$

(considerando un talud de reposo del material de 2:1).

PESO DEL MATERIAL EXCAVADO.

$$7.39 \text{ m}^3 \times 1650 \text{ kg./m}^3 = 12193 \text{ kg.}$$

RESISTENCIA TOTAL DEL TRACTOR Y LA CARGA.

RESISTENCIA AL RODAMIENTO.

$$R.R. \text{ Tractor} = 38\ 000 \times 0.04$$

$$R.R. \text{ Carga} = 12\ 193 \text{ kg.}$$

RESISTENCIA A LA PENDIENTE

R.P. TRACTOR = 38 000 X 4 =

R.P. CARGA 12 193 X 4

CALCULO DE LA VELOCIDAD

Si F.T. = 3375 x H.P. x 0.80

Entonces V = 375 x H.P. X 0.80

Recordaremos que F.T. = R.T.

Con los datos obtenidos

V = 375 x H.P. X 0.80

15 720 KG. X 2.2. IB KG.

Factor de conversión de sistema Inglés a sistema métrico.

V = 2.34 mph

Convertidos a km./h V = 2.34 mph x 1.6 km.

= 3.74 kph

Velocidad media Vm = 3.74x0.8 = 2.992

Por recomendación del fabricante en reversa el tractor opera en segunda velocidad a 8.4 kph como velocidad media.

tiempo del ciclo V = d/t

De IDA = t = d = 90 m = 1.80 min.

De regreso = t = 90 m = 0.64 min.

Tiempos fijos = 0.09 min.

TIEMPO TOTAL DEL CICLO = 2.53 MIN.

PRODUCCIÓN

$$P = C \times E$$

$$P = 7.39 \text{ m}^3 \times 60 \text{ min.} = 146 \text{ m}^3 \text{ sueltos /hr.}$$

FACTORES DE CORRECCIÓN

Operación 0.75

Material. difícil de cortar 0.80

Peso volumétrico (ya considerado)

Eficiencia horaria (ya considerada)

Pendiente (ya considerada)

PRODUCCIÓN FINAL.

$$P = 146 \text{ m}^3/\text{hx}0.75 \times 0.80 = 87.6 \text{ m}^3 \text{ sueltos/hr.}$$

DESGARRADORES.

Aditamento del tractor empleado en el desgarre de materiales tipo III o C

Existen dos tipos de desgarradores:

De bisagra

De paralelogramo, con uno o tres vástagos.

- FRACTURAS Y FALLAS. En términos generales es mas usual el de paralelogramo equipado con un diente.

Los desgarradores de bisagra tienen la desventaja de que al penetrar en el terreno modifican su ángulo de inclinación.

El de paralelogramo penetra conservando siempre el mismo ángulo, aumentando la efectividad en el rompimiento del material.

El uso de desgarradores podrá efectuarse si el terreno presenta estas características:

- PLANOS LAMINADOS.

- INTEMPERIZACION.

- POCA DUREZA

- GRANO GRUESO

- FRAGILIDAD.

- CONGLOMERADOS EMPACADOS EN MATERIALES ARCILLOSOS.

Para una mejor decisión, esta deberá apoyarse en exploraciones geológicas y muestreos.

La profundidad de penetración del vástago en las máquinas modernas puede ser hasta de 84 pulgadas

Una penetración del orden de 30 o 40 pulgadas es frecuente.

La velocidad de marcha al estar usando el arado es de 2 a 3 km./hr.

La distancia entre pasos del arado dependerá de las características de la roca y del sistema de carga de material.

La aplicación de un solo diente es mas frecuente

RENDIMIENTO.

La producción de un tractor aflojando material con un arado, dependerá de

SEPARACIÓN ENTRE LOS PASOS

PROFUNDIDAD DEL VÁSTAGO.

POTENCIA DE LA MAQUINA

VELOCIDAD DE MARCHA.

PRODUCCIÓN.

$$P = a \times h \times v$$

p= producción en m³/hr.

a= separación entre pasos, en metros.

h= penetración del vástago en metros.

v= velocidad en metros/hora (1500 m/hora)

n= el número de pasos requeridos para aflojar el material.

f= factor de corrección que se determina por observación directa según el tipo de material de que se trate

CARGADORES.

CLASIFICACIÓN:

Por su forma de descarga.

- a) **Descarga Frontal.**
- b) **Descarga Lateral.**
- c) **Descarga Trasera.**

Por Tipo De Rodamiento.

- a) **Montados sobre orugas**
- b) **Montados sobre neumáticos**

CARGADORES DE DESCARGA FRONTAL

Excavaciones en sótanos.

Excavaciones a cielo abierto.

Manejo de materiales suaves.

Bancos de arena, grava, arcilla.

Alimentación a plantas trituradoras y dosificadoras.

CARGADORES DE DESCARGA LATERAL

Son más caros que los de descarga frontal.

Rezaga de túneles.

Cortes largos de caminos, ferrocarriles y canales.

CARGADORES DE DESCARGA TRASERA.

Altamente peligrosos.

No se usan en excavaciones de túneles.

También reciben el nombre de rezagadoras.

Pueden estar montados sobre orugas o también sobre ruedas metálicas que ruedan sobre vías.

NOMENCLATURA DE LOS NEUMÁTICOS.

23.5 X 25 -20

23.5 Anchura nominal exterior en pulgadas.

25 Diámetro de la llanta en pulgadas.

20 Número de lonas.

PROTECCIÓN A LOS NEUMÁTICOS.

CADENAS AMORTIGUADAS.

BEADLESS.

CUCHARONES.

BOTE LIGERO

Para materiales sueltos y poco abrasivos.

La parte inferior se encuentra reforzada con una cuchilla.

BOTE REFORZADO.

Para excavar además de cargar.

Equipo con dientes en lugar de cuchilla.

Los dientes se protegen con un casquillo de acero intercambiable.

BOTE SUPER REFORZADO CON DIENTES.

Para rocas fragmentadas o lajas.

Más resistente que las anteriores.

Llevan cuchilla en lugar de dientes.

BOTE PARA DEMOLICIÓN.

Para desechos y escombros de forma irregular.

Mandíbula con fuerza hidráulica con borde dentados.

Planchas laterales desmontables.

BOTE EYECTOR DE ROCAS.

Regula la descarga.

Eyector con desplazamiento delantero.

BOTE DE REJILLA.

Para roca suelta.

Las aberturas permiten desalojar el material indeseable.

Equipado con cuchilla en V.

CAPACIDADES MAS USUALES.

$\frac{1}{2}$ a 5 yd³

RENDIMIENTO.

Factores que afectan el rendimiento de un tractor.

- a) Capacidad del cucharón y su posibilidad de llenado.**
- b) Tipo de material.**

- c) Altura del terreno a excavar y la altura de descarga.
- d) La rotación necesaria entre la posición de excavación y descarga.
- e) La habilidad del conductor.
- f) La rapidez de evacuación de los materiales
- g) Características de la organización de la empresa.
- h) Capacidad del vehículo o recipiente que se cargue.

FORMAS DE OBTENER LOS RENDIMIENTOS.

- a) Por observación directa.
- b) Por medio de reglas y fórmulas.
- c) Por medio de tablas proporcionadas por el fabricante.

A) CALCULO DEL RENDIMIENTO DE UN CARGADOR POR MEDIO DE OBSERVACIÓN DIRECTA.

Es el resultado de medir físicamente los volúmenes de material movidos por el cargador

B) CALCULO DE RENDIMIENTO DE UN CARGADOR POR MEDIO DE REGLAS Y FÓRMULAS.

$$m^3/hora = m^3/ciclo \times ciclos/hora.$$

$$m^3/ciclo = \text{Capacidad nominal del cucharón} \times \text{factor de carga}$$

$$ciclos/hora = \text{minutos efectivos por hora}$$

Los minutos efectivos de trabajo en una hora dependerán del sitio de trabajo y de las características de la empresa.

Tiempo total de un ciclo = tiempo de ciclo básico + tiempo de ciclo de acarreo.

Tiempo del ciclo básico = tiempo de carga, tiempo de descarga, cambios de velocidades, ciclo del cucharón, distancia recorrida, (0-25 segundos.)

El tiempo del ciclo básico deberá afectarse por diversos factores.

Si se desconoce el tiempo del ciclo de acarreo pueden utilizarse las gráficas preparadas por los fabricantes o medir directamente en obra este tiempo.

Al usar las gráficas, debemos tomar en consideración bajo que condiciones se han elaborado:

- Sin la pendiente.
- La velocidades son prácticamente las mismas con carga o sin ella.
- Se considera el tiempo de aceleración en el tiempo de maniobras.
- La posición de cucharón es constante en el recorrido.
- No se incluye el recorrido efectuado en el tiempo de maniobras.

C) CALCULO DEL RENDIMIENTO POR TABLAS PROPORCIONADAS POR EL FABRICANTE.

Condiciones en que están basados:

Pruebas de Campo.

Análisis en computadora.

Investigaciones en laboratorio.

Experiencia adquirida.

100% de eficiencia.

MOTOESCREPAS.

Ventajas en su aplicación:

Acarreos de 200 a 3000 m.

Compiten en costo con los sistemas tradicionales como cargador y camión o cargador y vagonetas.

Colocación del material en capas a espesores controlables.

PARTES PRINCIPALES.

Caja metálica curva.

Cuchilla para corte.

Placa metálica móvil.

Tractor montado sobre neumáticos de uno o dos ejes.

CLASIFICACIÓN.

Escrepas de arrastre.

Escrepas autocargables.

Motoescrepas.

Escrepas en tandem.

Esorepas en Push-Pull

Antes: Cables.

Ahora: sistemas hidráulicos.

Las capacidades de las motoescrepas varían de 8 m³ a 60 m³ siendo las mas comunes las de 14 y 18 yd³.

FACTORES PARA LA SELECCIÓN DE MOTOESCREPAS

1.- EVALUACIÓN DE LA OBRA.

Volúmenes a mover.

Tipo de material.

Configuración topográfica.

2.- COSTOS DE LAS MAQUINAS.

Referidos básicamente al costo hora máquina.

3.- RENDIMIENTOS.

A) POR OBSERVACIÓN DIRECTA.

Como ejemplo, una motoescropa realiza excavaciones en material suave y con un acarreo total de 800 m. en camino sin revestir, los tiempos que se cronometraron fueron:

Tiempo medio de espera 0.28 minutos.

Tiempo medio de demora 0.25 minutos.

Tiempo medio de carga 0.65 minutos.

Tiempo medio de acarreo 4.26 minutos.

Tiempo medio de descarga 0.50 minutos.

Tiempo medio de retorno 2.06 minutos

TOTAL 8.00 minutos.

Peso de la unidad vacía 22070 kgs.

Peso de la unidad cargada

Pesada No. 1 42375 kg.

Pesada No. 2 40720. kg.

Pesada No. 3 40260. kg.

Peso total 123,355 kg.

Peso promedio 41 120 kg.

1.- Peso medio de la carga

41120 - 22070 = 19050 kg.

2.- Peso volumétrico del material 1890 kg./m3.

3.- Carga 19 050 kgs = 10 m3 en banco.

4.- Ciclo = 60 minutos = 7.5 viajes/hora.

5.- Producción media = 7.5 x 10 = 75 m3/hora en banco.

POR MEDIO DE REGLAS Y FÓRMULAS.

Ciclo de una motoescrepa.

CARGA.

DESCARGA.

MANIOBRAS.

ACELERACIONES.

ACARREO.

REGRESO.

RESISTENCIA AL RODAMIENTO.

Es una medida de la fuerza requerida para empujar o jalar y hacer rodar las ruedas en el suelo.

Como resultado de la experiencia, se puede suponer como dato 15 kg./ton de carga y por cada 2.5 cm. de penetración.

CAMINOS SIN REVESTIR.

7.5 CM. DE PENETRACIÓN.

CAMINOS REVESTIDOS.

5.0 CM. DE PENETRACIÓN.

CAMINOS PAVIMENTADOS.

2.5 CM. DE PENETRACIÓN.

OTROS FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA AL RODAMIENTO.

Deformaciones de las llantas.

Ancho de las llantas.

Dibujo.

Velocidad.

Resistencia al aire.

Fricciones internas.

Para considerar estos factores, tomaremos una resistencia de 20 kg. por cada tonelada de máquina.

RESISTENCIA POR PENDIENTE.

Causada por la fuerza de gravedad y puede ser a favor o en contra.

10 kg./ton por cada 1% de inclinación.

RESISTENCIA TOTAL

RESISTENCIA AL RODAMIENTO + RESISTENCIA POR PENDIENTE.

LA RESISTENCIA TOTAL ES LA FUERZA DE TRACCIÓN NECESARIA PARA MOVER LA MAQUINA.

ESTA FUERZA DE TRACCIÓN SE DEBE COMPARAR CONTRA LA FUERZA DE TRACCIÓN DISPONIBLE EN LA MAQUINA.

VELOCIDAD vs. FZA DE TRACCIÓN.

CORRECCIONES POR ALTITUD.

A mayor altura sobre el nivel del mar, la potencia de los motores disminuye en 1% por cada 100 mts. después de los 1500 m.

RESUMEN.

- 1.- Determínese la Fuerza de Tracción necesaria (Resistencia al Rodamiento + Resistencia por pendiente).**
- 2.- Comparar la Fuerza de Tracción obtenida con la Fuerza de Tracción-Velocidad disponible en las especificaciones de la máquina.**
- 3.- Seleccione la velocidad máxima que se pueda emplear.**
- 4.- Calcule la pérdida de potencia para trabajo a mas de 1500 m.**
- 5.- Obtenga la velocidad media considerando 55% de la velocidad máxima.**
- 6.- En función de las longitudes de recorrido, calcule los tiempos de ida y vuelta.**
- 7.- El tiempo total de ciclo estará constituido por:
 - a) tiempo de ida.**
 - b) tiempo de regreso.**
 - c) tiempos fijos.****
- 8.- Calcular la producción horaria de la máquina y el costo por m³ de material movido en banco.**

MOTOCONFORMADORAS.

Las motoconformadoras son máquinas que pueden realizar los siguientes trabajos:

- **Afine de superficies de rodamiento o terraplenes**
- **Acamellonamientos.**
- **Desplazamiento y mezcla de materiales.**
- **Tendido y nivelación de capas asfálticas.**
- **Excavación de cunetas.**
- **Conservación de caminos de construcción y superficies de rodamiento.**
- **Escarificación.**

Los alcances de hoja pueden ser:

- **Desplazamientos del círculo a la derecha o a la izquierda.**
- **Deslizamiento de la hoja a la derecha o a la izquierda.**
- **Ángulo máximo para taludes hasta 90 grados hacia ambos lados.**
- **Levantamiento sobre el suelo hasta 45 cms.**
- **Profundidad de corte, variable.**
- **Giro vertical hidráulico de la hoja hasta 40 grados al frente y 9 grados hacia atrás**

OTROS ADITAMENTOS.

HOJA DE EMPUJE Y QUITA NIEVE. Se monta sobre el frente del bastidor, evita daños por choque contra piedras grandes, o quita nieve.

CAJA EMPAREJADORA.- Sirve para recoger y arrastrar el material sin dejar camellones y rellenar los baches y surcos.

DESGARRADOR.- Sirve para escarificación pesada.

PARTES PRINCIPALES:

CIRCULO, Aro laminado y sin costuras, con dientes cortados en la superficie interior. (Su función es controlar el ángulo vertical y horizontal de la cuchilla).

ESCARIFICADOR, Tipo "V" - Es un juego de dientes que se utiliza para fragmentos bases, asfalto, lajas, materias congeladas, etc.

EJE DELANTERO, Es un armazón compuesto de vigas en "V" de sección en caja que soporta el motor y el sistema de controles. Pueden tener 2 bastidores uno principal y uno posterior: El principal esta articulado y puede girar hasta 20 grados con respecto al eje longitudinal.

TREN DE POTENCIA, Consta de: embrague de doble disco transmisión de velocidades de engranes helicoidales, transmisión secundarias, sincronizada de tres a 8 velocidades hacia delante y de una a 8 hacia atrás.

I. La hoja formando un ángulo de 55° con una inclinación 2.5:1 excava el material depositándolo a lo largo de la carretera.

II. La hoja formando un ángulo de 45° y con el borde cortante en posición horizontal, desplaza el material excavado en la primera etapa desde los bordes hacia el centro de la carretera. La figura II-A muestra el perfil después de esta segunda pasada.

III. La hoja formado un ángulo de 55° y con una inclinación 1.5:1, excava la cuneta a mayor profundidad, la ensancha y le da pendiente necesaria, al mismo tiempo deposita el material excavado sobre la plataforma de la carretera en construcción formando un segundo terraplén, La figura III- A muestra la posición del material después de esta tercera etapa.

IV. La hoja formando un ángulo de 40° y en posición horizontal, extiende el material y da el perfil definitivo.

EJEMPLO:

Un proyecto de movimiento de tierras requiere la colocación de aproximadamente 800,000 m³ de tierra para la formación de un muro en una presa, siendo las condiciones de la obra las siguientes:

a) Clase de material: tierra arcilla - arenosa con un peso aproximado de 1 400 kg./m³ medido en banco y cuyo abundamiento es del orden del 25%.

b) El espesor máximo de las capas depositadas será de 20 cms. compactos.

c) El material se excavará con una máquina cuyo rendimiento es de 400 m³/hr. medido en banco.

d) Todos los rangos de producción estarán basados en un factor de operación de 50 min./hora.

e) Las condiciones de trabajo son regulares y la organización de la obra excelente.

SOLUCIÓN:

Área cubierta por hora = 400 m³ = 2 000 m²

Se utilizarán motoconformadoras de 140 H.P. con una cuchilla de 3.65 mts. y una velocidad promedio de operación de 6.00 km./hr.

Suponiendo que ángulo para extender el material es de 30°, se tendrá un ancho efectivo por pasada de:

$$3.65 \cos 30^\circ = 3.65 (0.86) = 3.14 \text{ mt.}$$

$$6000 \text{ m/hr} = 120 \text{ m.}$$

El área cubierta por hora y por pasada tomando el coeficiente de la tabla 2 para las condiciones antes descritas será:

$$6000 \times 3.14 \times 0.60 = 12\ 240 \text{ m}^2$$

Como se requiere un total de 10 pasadas por capa, el área cubierta por hora y por 10 pasadas será:

12 240 = 1224 m3

Números de unidades necesarias:

N = 2 unidades

Especificaciones | Tractores de Cadena



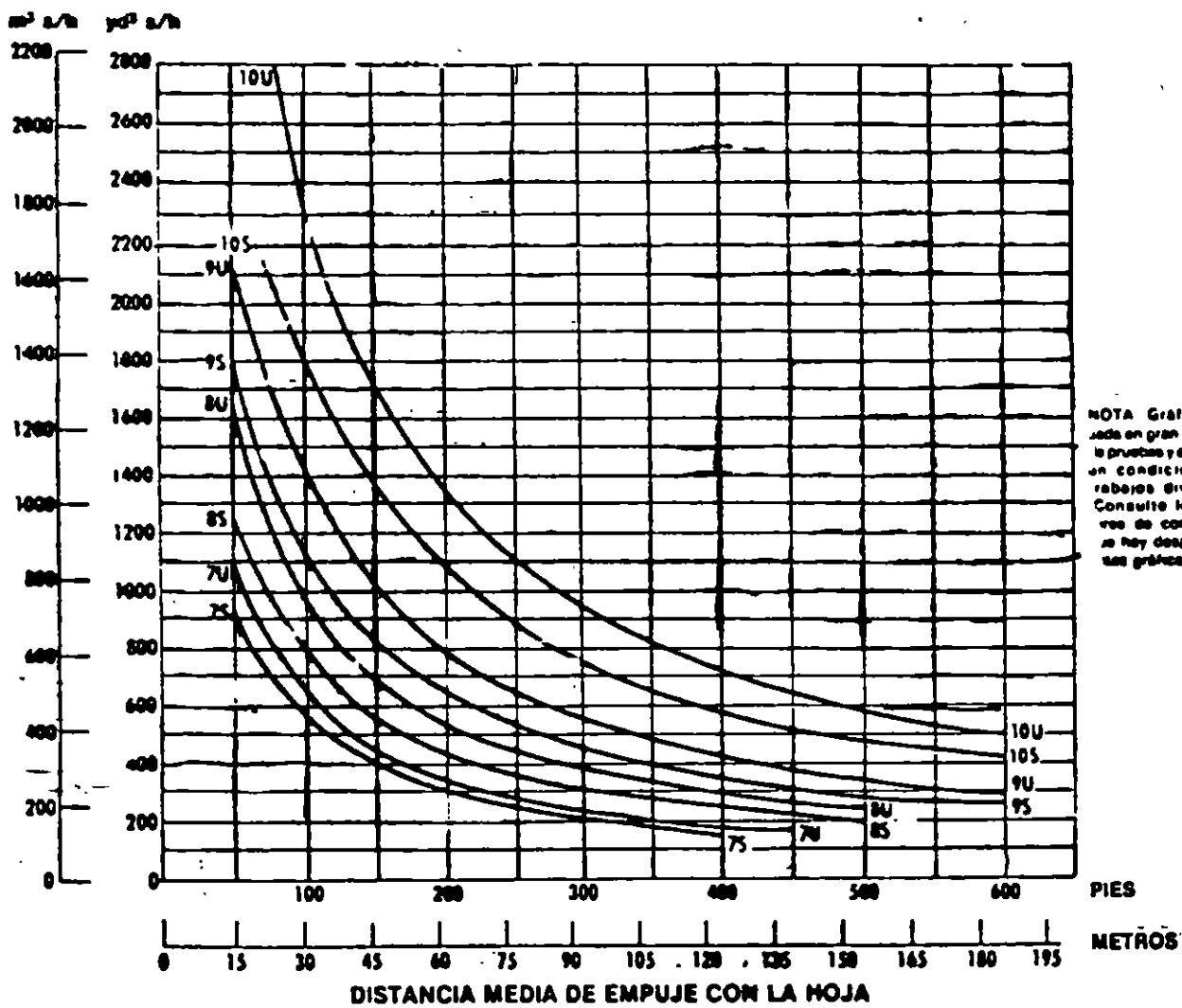
MODELO	D8K		D9H		D10	
Potencia en el volante	224 kW	300 HP	306 kW	416 HP	522 kW	700 HP
Peso de operación* (Trans. P. Shift)	32 523 kg	71,700 lb	42 865 kg	94,500 lb	67 772 kg	149,500 lb
(Trans. Directa)	31 616 kg	69,700 lb	—	—	—	—
Modelo de motor	D342		D353		D348	
RPM indicadas del motor	1330		1375		1800	
Núm. de cilindros	6		6		12	
Diámetro interior	146 mm	5.75"	159 mm	6.26"	137 mm	5.4"
Carros	203 mm	8"	203 mm	8"	165 mm	6.5"
Cilindrada	20.4 L	1246 pulg ³	24.2 L	1473 pulg ³	29.3 L	1796 pulg ³
Rodillos inferiores (a cada lado)	7		7		8	
Largo de zapata estándar	560 mm	22"	610 mm	24"	711 mm	28"
Largo de cada cadena sobre el suelo	3.15 m	10'4"	3.35 m	11'0"	3.91 m	12'10"
Área sobre el suelo (zapatas estándar)	3.51 m ²	8437 pulg ²	4.09 m ²	8338 pulg ²	5.56 m ²	8624 pulg ²
Entrejea de las cadenas	2.13 m	7'0"	2.29 m	7'6"	2.80 m	9'6"
DIMENSIONES PRINCIPALES:						
Altura sin las partes de arriba**	2.30 m	7'10"	2.54 m	8'4"	3.46 m	11'5"
Altura incl. techo de cabina ROPS	3.40 m	11'2"	3.56 m	11'8"	4.52 m	14'10"
Largo total (con hoja recta)	6.56 m	21'7"	7.24 m	23'9"	7.57 m	24'10"
(sin la hoja)	5.26 m	17'3"	5.61 m	18'5"	5.92 m	19'5"
Ancho (con zapatas estándar)	2.79 m	9'2"	3.02 m	9'11"	3.81 m	12'6"
Altura libre sobre el suelo	434 mm	17.1"	460 mm	18.1"	701 mm	27.6"
Tipos y anchos de la hoja:						
Recta	4.04 m	13'3"	4.38 m	14'5"	5.49 m	18'
De giro horizontal	4.72 m	15'6"	4.88 m	16'0"	—	—
Universal	4.24 m	13'11"	4.80 m	16'0"	6.06 m	19'10"
De giro e inclin. con potencia	—	—	—	—	—	—
Amortiguada	—	—	3.67 m	12'1"	3.81 m	12'6"
Capac. tanque de combust. (llenado)	640 L	170 gal	878 L	230 gal	1445 L	382 gal

* Peso de operación. Incluye lubricantes, refrigerante, el tanque lleno de combustible, hoja empujadora recta, correa hidráulica y rueda, techo ROPS, y el operador.

** Altura (a parte superior de la guarnición). Sin el techo o cabina ROPS, el escape, el respatado del asiento, ni otros componentes que obstruyan y sean de fácil extracción.

Producción con hojas U y S | Hojas Empujadoras

PRODUCCION ESTIMADA • Con hoja universal y hoja recta • D7 al D10



NOTA Gráfica basada en gran número de pruebas realizadas en condiciones y trabajos diversos. Consulte los factores de corrección de hoy después de las gráficas.

- Factores en el trabajo
- Estimación de la producción
- Problema como ejemplo

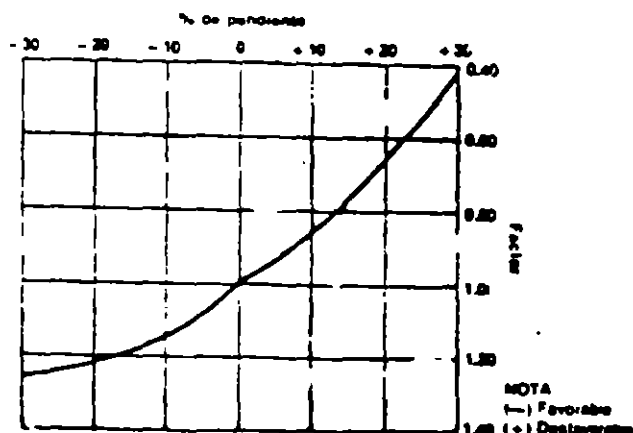
Hojas Empujadoras

FACTORES DE CORRECCION SEGUN LAS CONDICIONES DEL TRABAJO

	TRACTOR DE CADENAS	TRACTOR DE RUEDAS
OPERADOR:		
Excelente	1.00	1.00
Bueno	0.75	0.60
Deficiente	0.60	0.50
MATERIAL		
Suelto y amontonado	1.20	1.20
Difícil de cortar, congelado,		
con cilindro de inclin. lateral	0.80	0.75
sin cilindro de inclin. lateral	0.70	—
hoja con control de cable	0.80	—
Difícil de empujar, se apelmaza		
(seco, no cohesivo) o		
material muy pegajoso.	0.80	0.80
Rocas desgarradas o de voladura	0.60-0.80	—
EMPUJE POR METODO DE ZANJA	1.20	1.20
CON DOS TRACTORES JUNTOS	1.15-1.25	1.15-1.25
VISIBILIDAD:		
Polvo, lluvia, nieve, niebla, oscur.	0.80	0.70
EFICIENCIA DEL TRABAJO:		
30 min/h	0.84	0.84
40 min/h	0.87	0.87
TRANSMISION DIRECTA:		
Tiempo fijo de 0.1 min.	0.80	—
HOJAS: *		
De giro horizontal (A)	0.50-0.75	—
Hoja amortiguadora (C)	1.50-0.75	0.50-0.75
DS de entrevia estrecha	0.80	—
Hoja U para mat. liviano (carbón)	1.20	1.20
Hoja de tipo caja (amontona)	1.30	1.30
PENDIENTES: Vea gráfica sig.		

* Nota: Las hojas de giro horiz. y las amortiguadoras no se consideran herramientas de producción. Según las condiciones del trabajo, la hoja A y la C producen como término medio del 50 al 75% de una hoja recta.

% de pendiente según el factor de empuje



ESTIMACION DE PRODUCCION DE LA HOJA MEDIANTE FÓRMULAS Y REGLAS

Problema a modo de ejemplo:

Halle la producción media por hora de un D64S (con cilindro de inclinación) que mueva, por método de zanja, arcilla compacta una distancia media de 45 m (150 ft.) cuesta abajo, con pendiente del 15%.

Se estima que la densidad del material suelto es de 1570 kg/m³ (2660 lb/ft³). El operador es mediano. La eficiencia del trabajo se estima en 80 min/h.

Producción máxima no corregida: 420 m³ a/h (540 yd³ a/h), según las gráficas de hojas empujadoras.

Factores de corrección aplicables:

Arcilla muy compacta, "difícil de cortar"	—0.80
Corrección de la pendiente (de la gráfica)	—1.19
Método de zanja	—1.20
Operador mediano	—0.76
Eficiencia del trabajo (80 min/h)	—0.84
Corrección de la densidad	—0.87

ORGANIZACION DE LA OBRA								
COEFICIENTE DE UTILIZACION DE LA MAQUINA	EXCELENTE		BUENA		REGULAR		MALA	
	0.83	0.75	0.83	0.75	0.83	0.75	0.83	0.75
CONDICIONES DE TRABAJO:								
EXCELENTES	0.70	0.63	0.67	0.67	0.63	0.57	0.58	0.52
BUENAS	0.65	0.58	0.62	0.56	0.59	0.53	0.54	0.49
REGULARES	0.60	0.54	0.57	0.52	0.54	0.49	0.50	0.45
MALAS	0.52	0.47	0.51	0.46	0.47	0.43	0.43	0.39

TABLAS

EXPANSION, VACIOS Y FACTOR VOLUMETRICO

EXPANSION (%)	VACIOS (%)	FACTOR VOLUMETRICO
5	4.8	.952
10	9.1	.909
15	3.0	.870
20	6.7	.833
25	3.0	.800
30	3.1	.769
35	25.9	.741
40	29.6	.714
45	31.0	.690
50	33.3	.667
55	35.5	.645
60	37.5	.625
65	39.4	.606
70	41.2	.588
75	42.9	.571
80	44.4	.556
85	45.9	.541
90	47.4	.526
95	48.7	.513
100	50.0	.500

FACTORES DE ACARREO DEL CUCHARON

MATERIAL	FACTOR
Agregados húmedos mezclados	95 al 100%
Agregados uniformes hasta de 1/8" (3 mm)	95 al 100%
1/8" a 3/8" (3 a 9 mm)	90 al 95%
1/2" a 3/4" (12 a 20 mm)	85 al 90%
1" (24 mm) y más	85 al 90%
Marga húmeda	100 al 110%
Suelo vegetal, piedras, raíces	80 al 100%
Materiales cementados	85 al 95%
Voladura — buena	80 al 95%
media	75 al 80%
mala (con lajas o bloques)	60 al 65%

ANGULO NATURAL DE REPOSO DE VARIOS MATERIALES

El ángulo natural de reposo (llamado también ángulo de fricción, o talud natural) está formado por la horizontal y la línea de declive en un material apilado.

MATERIAL	Relación	Grados
Carbón industrial	1.4:1—1.3:1	35-38
Tierra común seca	2.8:1—1.0:1	20-45
húmeda	2.1:1—1.0:1	25-45
mojada	2.1:1—1.7:1	25-30
Grava, redonda a angular	1.7:1—0.9:1	30-50
arena y arcilla	2.8:1—1.4:1	20-35
Arena seca	2.8:1—1.7:1	20-30
húmeda	1.8:1—1.0:1	30-45
mojada	2.8:1—1.0:1	20-45

Cargadores de ruedas

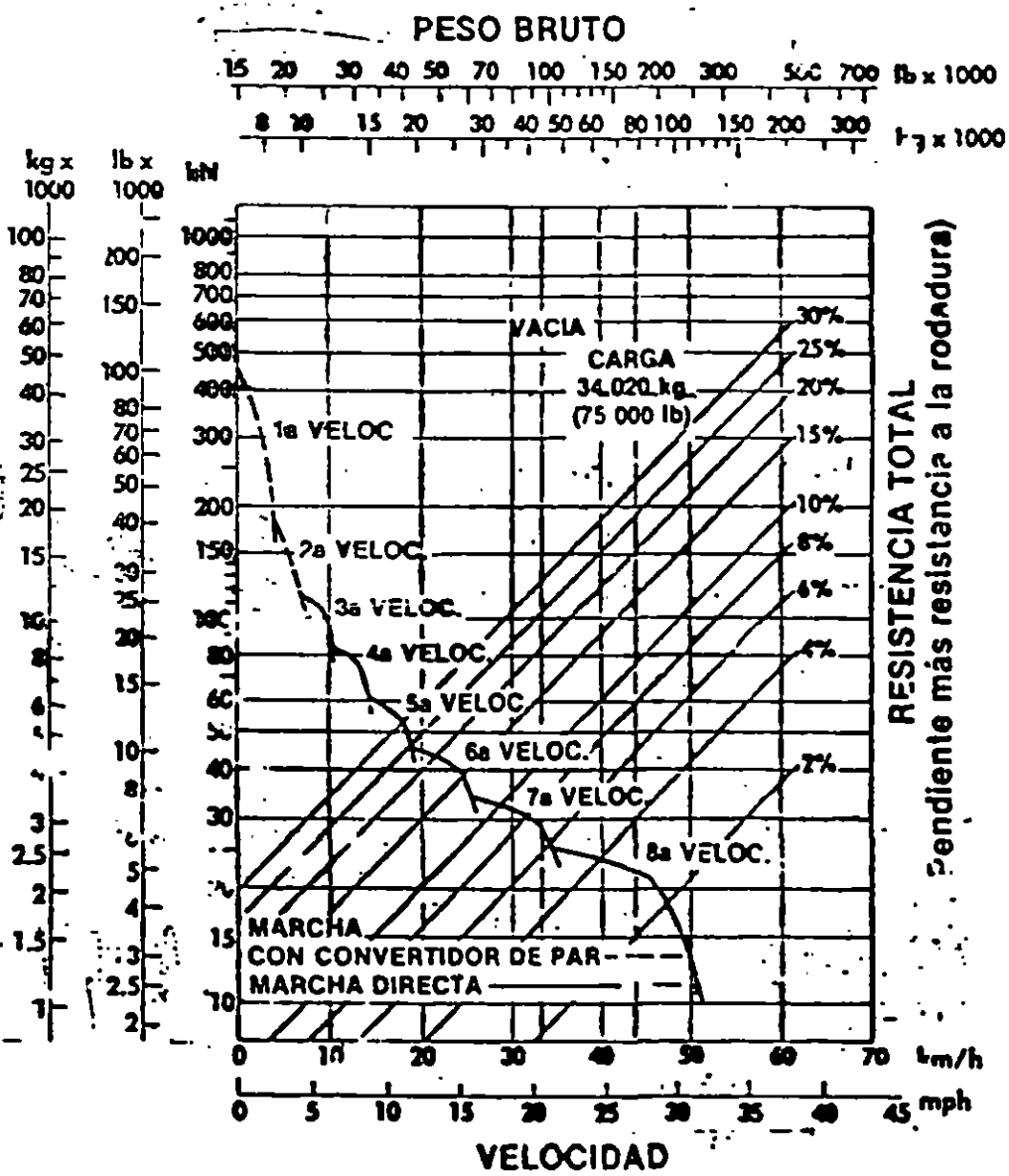
- Tamaño del cucharón
- Cargas límites de equilibrio estático

Modelo	Cucharón	Carga útil máxima a 50% de carga límite de equil. estático	
		En posic. recta	En pleno giro (35°)
910	0,96 m ³ (empleo general)	2450 kg	2041 kg
	1,25 yd ³	4960 lb	4500 lb
920	1,15 m ³ (empleo general)	2961 kg	2722 kg
	1,50 yd ³	6528 lb	6000 lb
	1,34 m ³ (empleo general)	2997 kg	2754 kg
	1,75 yd ³	6607 lb	6072 lb
930	1,53 m ³ (empleo general)	3613 kg	3336 kg
	2,00 yd ³	7965 lb	7355 lb
	1,72 m ³ (empleo general)	3586 kg	3309 kg
	2,25 yd ³	7905 lb	7295 lb
950	1,91 m ³ (empleo general)	4969 kg	4502 kg
	2,50 yd ³	10,735 lb	9925 lb
	2,29 m ³ (empleo general)	4820 kg	4454 kg
	3,00 yd ³	10,825 lb	9820 lb
	2,68 m ³ (empleo general)	4756 kg	4393 kg
960C	3,50 yd ³	10,485 lb	9685 lb
	2,68 m ³ (empleo general)	6067 kg	5600 kg
	3,50 yd ³	13,420 lb	12,345 lb
	3,06 m ³ (empleo general)	6051 kg	5563 kg
	4,00 yd ³	13,340 lb	12,265 lb
	3,44 m ³ (empleo general)	5985 kg	5502 kg
980C	4,50 yd ³	13,195 lb	12,130 lb
	4,00 m ³ (empleo general)	9244 kg	8472 kg
	5,25 yd ³	20,360 lb	18,678 lb
	4,00 m ³ ("V" para rocas)	9030 kg	8259 kg
988B	5,25 yd ³	18,906 lb	18,206 lb
	5,35 m ³ ("V" para rocas)	11 560 kg	10 505 kg
	7,00 yd ³	25,630 lb	23,160 lb
	5,35 m ³ ("V" para rocas)	11 227 kg	10 147 kg
992C	7,00 yd ³	24,760 lb	22,370 lb
	9,56 m ³ ("V" para rocas)	24 254 kg	22 043 kg
	12,50 yd ³	53,479 lb	48,596 lb
	9,56 m ³ ("V" para rocas)	24 150 kg	21 945 kg
	12,50 yd ³	53,340 lb	48,360 lb

NOTA: Estas cargas útiles son únicamente con fines de estimación. Consulte las últimas especificaciones para datos específicos, y con respecto a cucharones especiales, empleo de neumáticos Solidless, contrapesos, y lastre en los neumáticos.

Mototrallas de ruedas | Fuerza de tracción en las ruedas de la 631D

FUERZA DE TRACCION EN LAS RUEDAS PROPULSORAS



Especificaciones Tractores de Cadena

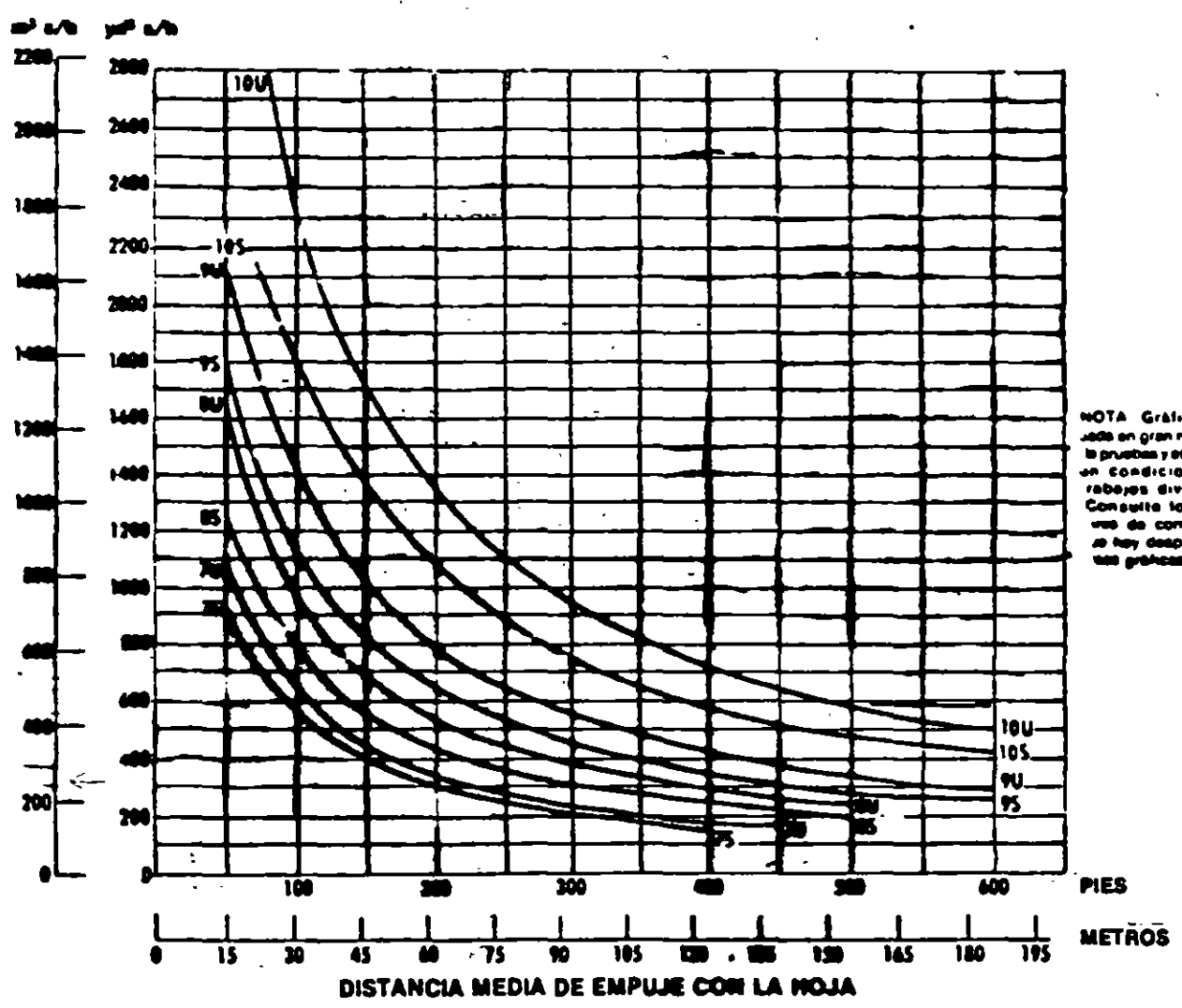


MODELO	D6K		D6H		D10	
Potencia en el volante	224 kW	300 HP	306 kW	408 HP	392 kW	700 HP
Peso de operación* (Trans. P. Shift)	32 523 kg	71,700 lb	42 865 kg	94,680 lb	67 772 kg	149,500 lb
(Trans. Directa)	31 616 kg	69,700 lb	-	-	-	-
Modelo de motor	D342		D363		D348	
RPM indicadas del motor	1338		1375		1488	
Núm. de cilindros	6		6		12	
Diámetro interior	146 mm	5.75"	158 mm	6.25"	137 mm	5.4"
Carrera	203 mm	8"	203 mm	8"	185 mm	7.3"
Cilindrada	20.4 L	1246 pulg ³	24.2 L	1473 pulg ³	28.3 L	1736 pulg ³
Rodillos inferiores (a cada lado)	7		7		8	
Largo de zapata estándar	580 mm	22"	610 mm	24"	711 mm	28"
Largo de cada cadena sobre el suelo	3.15 m	10' 4"	3.35 m	11' 0"	3.91 m	12' 10"
Área sobre el suelo (zapatas estándar)	3.51 m ²	6437 pulg ²	4.09 m ²	6336 pulg ²	5.56 m ²	8624 pulg ²
Entrada de las cadenas	2.13 m	7' 0"	2.29 m	7' 6"	2.88 m	9' 6"
DIMENSIONES PRINCIPALES:						
Altura sin las partes de arriba**	2.38 m	7' 10"	2.54 m	8' 4"	3.48 m	11' 5"
Altura incl. techado cabina ROPS	3.40 m	11' 2"	3.56 m	11' 8"	4.82 m	15' 10"
Largo total (con hoja recta)	6.98 m	22' 9"	7.24 m	23' 9"	7.57 m	24' 10"
(sin la hoja)	5.36 m	17' 7"	5.61 m	18' 5"	6.02 m	19' 9"
Ancho (con zapatas estándar)	2.79 m	9' 2"	3.02 m	9' 11"	3.81 m	12' 6"
Altura libre sobre el suelo	434 mm	17.1"	480 mm	18.9"	791 mm	31.1"
Tipas y anchos de la hoja:						
Recta	4.04 m	13' 3"	4.38 m	14' 5"	5.48 m	18'
De giro horizontal	4.72 m	15' 6"	4.88 m	16' 0"	-	-
Universal	4.34 m	14' 3"	4.88 m	16' 0"	6.85 m	22' 6"
De giro o tracción, con potencia	-	-	-	-	-	-
Amortiguado	-	-	3.67 m	12' 1"	3.81 m	12' 6"
Capac. tanque de combust. (litros)	648 L	170 gal	678 L	178 gal	1045 L	275 gal

* Peso de operación, incluye lubricantes, refrigerante, el tanque lleno de combustible, los empalmes extra, los cables hidráulicos y todos los techos ROPS, y el operador.
 ** Altura de parte superior desquadrada. Sin el techo o cable ROPS, el escape, el respatón del motor, el otros componentes que sobreyran y que de fácil accesión.

Producción con hojas U y S | Hojas Empujadoras

PRODUCCION ESTIMADA • Con hoja universal y hoja recta • D7 al D10



- Factores en el trabajo
- Estimación de la producción
- Problema como ejemplo

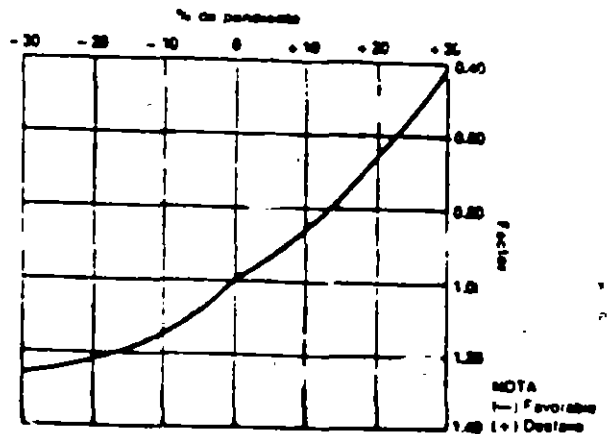
Hojas Empujadoras

FACTORES DE CORRECCION SEGUN LAS CONDICIONES DEL TRABAJO

	FACTOR DE CADENAS	FACTOR DE RUEDAS
OPERADOR:		
Excelente	1.00	1.00
Bueno	0.75	0.60
Deficiente	0.80	0.50
MATERIAL:		
Suelto y amontonado	1.20	1.20
Difícil de cortar, congelado, con cilindro de inclin. lateral	0.80	0.75
con cilindro de inclin. lateral hoja con control de caída	0.70	—
Difícil de empujar, se apelmaza (seco, no cohesivo) o material muy pegajoso.	0.80	—
Rocas desgarradas o de voladura	0.80-0.80	0.80
EMPUJE POR METODO DE ZANJA CON DOS TRACTORES JUNTOS	1.20	1.20
CON DOS TRACTORES JUNTOS	1.15-1.25	1.15-1.25
VISIBILIDAD:		
Pelo, lluvia, nieve, niebla, oscur.	0.80	0.70
EFICIENCIA DEL TRABAJO:		
50 min/h	0.84	0.84
45 min/h	0.87	0.87
TRANSMISION DIRECTA: (tiempo fijo de 0.1 min.)	0.88	—
HOJAS: *		
De giro horizontal (A)	0.80-0.75	—
Hoja amortiguadora (C)	1.20-0.75	0.50-0.75
D5 de entrevia estrecha	0.80	—
Hoja U para mat. liviano (carbón)	1.20	1.20
Hoja de tipo caja (amortona)	1.20	1.20
PENDIENTES: Vea gráfica adj.		

* Nota: Las hojas de giro horiz. y las amortiguadoras no se consideran herramientas de producción. Según las condiciones del trabajo, la hoja A y la C producen como mínimo medio del 80 al 75% de una hoja recta.

% de pendiente según el factor de empuje



ESTIMACION DE PRODUCCION DE LA HOJA MEDIANTE FÓRMULAS Y REGLAS

Problema e modo de ejemplo:

Halle la producción media por hora de un D6MS (con cilindro de inclinación) que mueva, por método de zanja, arcilla parda una distancia media de 45 m (150 ft.) cuesta abajo, pendiente del 15%.

Se estima que la densidad del material suelto es de 1570 kg/m³ (98 lb/ft³). El operador es mediano. La eficiencia del trabajo se estima en 50 min/h.

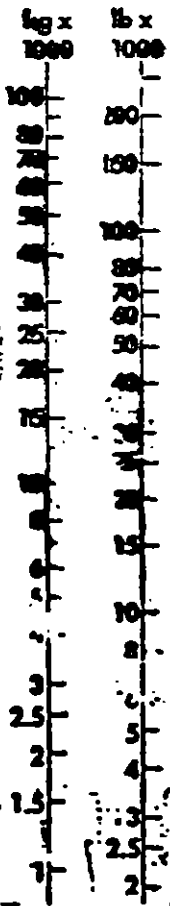
Producción máxima no corregida: 420 m³ a/h (560 yd³ a/h), según las gráficas de hojas empujadoras.

Factores de corrección aplicables:

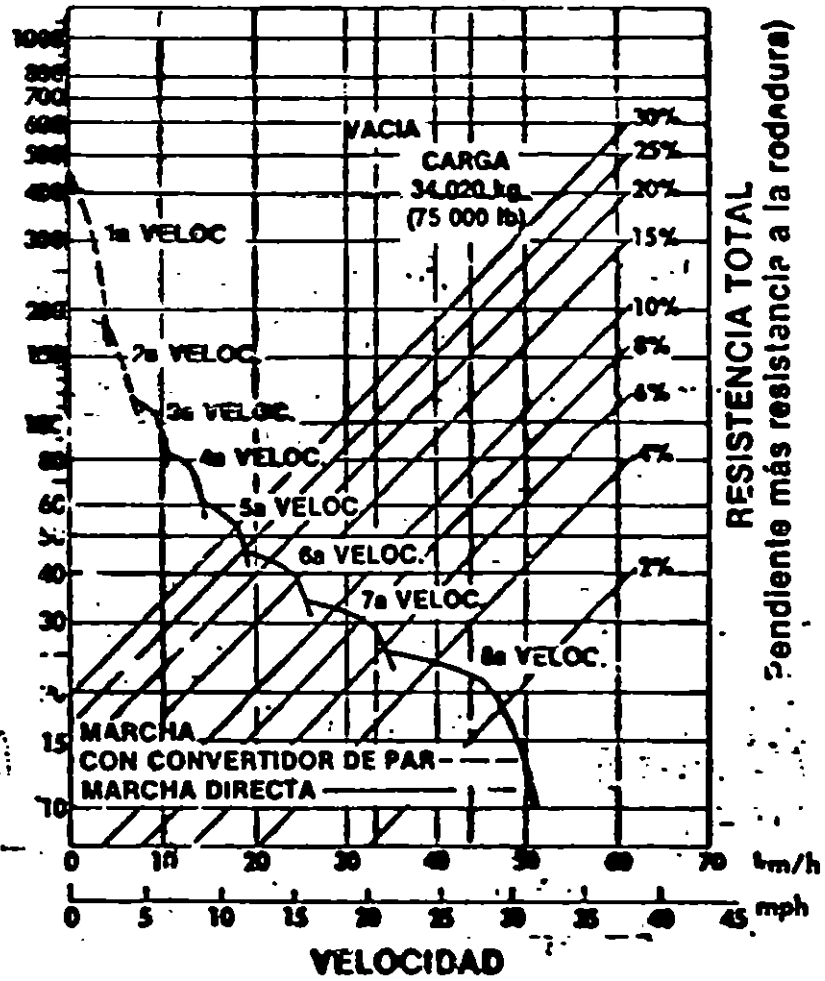
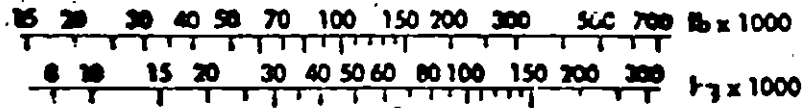
- Arcilla muy compacta, "difícil de cortar" -0.80
- Corrección de la pendiente (de la gráfica) -1.19
- Método de zanja -1.20
- Operador mediano -0.76
- Eficiencia del trabajo (50 min/h) -0.84
- Corrección de la densidad -0.87

Mototrallas de ruedas | Fuerza de tracción en las ruedas de la 631D

FUERZA DE TRACCION EN LAS RUEDAS PROPULSORAS



PESO BRUTO



RESISTENCIA TOTAL
Pendiente más resistencia a la rodadura)

VELOCIDAD



1995

MEXICO, D.F.

ING. ERNESTO MENDOZA SANCHEZ

CONTROL DE OBRAS

Y

PROGRAMACION

RESIDENTES DE CONSTRUCCION

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



PROGRAMACION Y CONTROL DE OBRA

C O N T E N I D O

1 . INTRODUCCION

2 . SISTEMAS DE REPRESENTACION

2.1 SISTEMA DE REPRESENTACION POR FLECHAS

2.2 MATRIZ DE PRECEDENCIAS

2.3 SISTEMA DE REPRESENTACION POR NODOS

3 . CALCULO NUMERICO

3.1 DURACION DE LAS ACTIVIDADES

3.2 RELACION COSTO-TIEMPO

3.3 CALCULO DE LA RED.

3.3.1 DETERMINACION DE LA RUTA CRITICA

3.3.2 HOLGURAS

3.4 DIAGRAMA DE BARRAS.

1. INTRODUCCION

La construcción, representada a través de un esquema simplificado, consiste en la transformación de los recursos o insumos a través de un proceso que los convierte en una obra terminada; dicho proceso, para que pueda ser considerado eficiente, tiene que ser controlado desde el punto de vista de calidad y en función del tiempo y el costo que consume (ver fig. 1).

La participación en cantidad y calidad de los insumos utilizados, debe ser prevista antes de iniciar el proceso de transformación o procedimiento constructivo, para estar seguros de que su empleo va a ser el más adecuado.

Asimismo, el propio proceso constructivo debe planearse para elegir la alternativa que resulte más eficiente en tiempo, costo y con la calidad prevista.

En estas condiciones, el constructor va a tener tres puntos de referencia fundamentales para garantizar el éxito de la obra: CALIDAD, COSTO Y TIEMPO. Cada uno de ellos está referido a un estándar de comparación previamente aceptado que sirve como referencia para ejercer los mecanismos de control; esto es, comparación de lo que ocurre en campo contra el estándar e implementación de una acción correctiva en caso de que se encuentren desviaciones significativas.

En este orden de ideas, el estándar de referencia relativo al tiempo de ejecución de la obra, lo constituye precisamente el PROGRAMA DE OBRA, en el cual se tiene representado gráficamente el proceso constructivo con sus fechas de ejecución.

El propósito de estos apuntes, es describir los sistemas de representación gráfica comúnmente utilizados en nuestro medio, la secuencia de cálculo para obtener información relativa a la duración total de la obra y de cada una de las actividades que la componen, holguras existentes y balance de recursos.

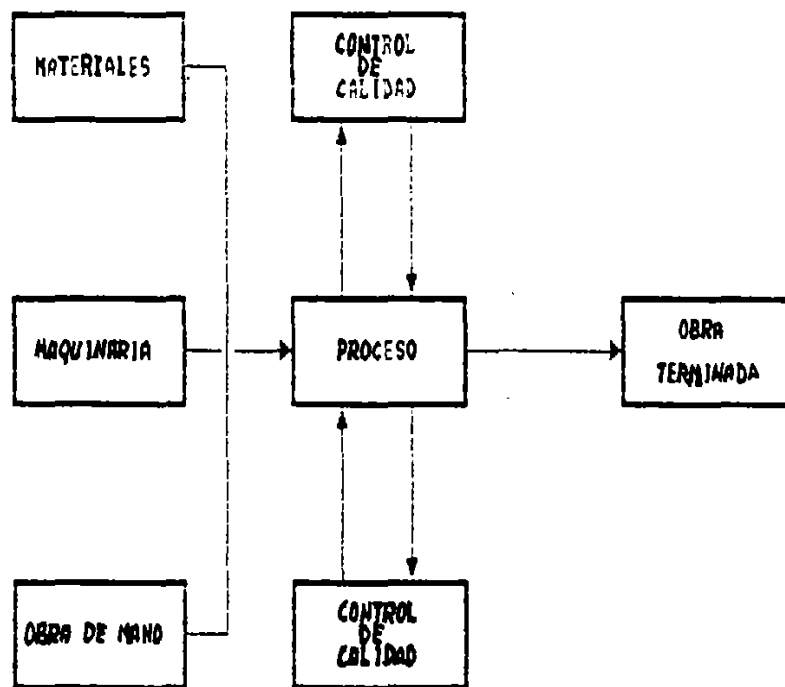
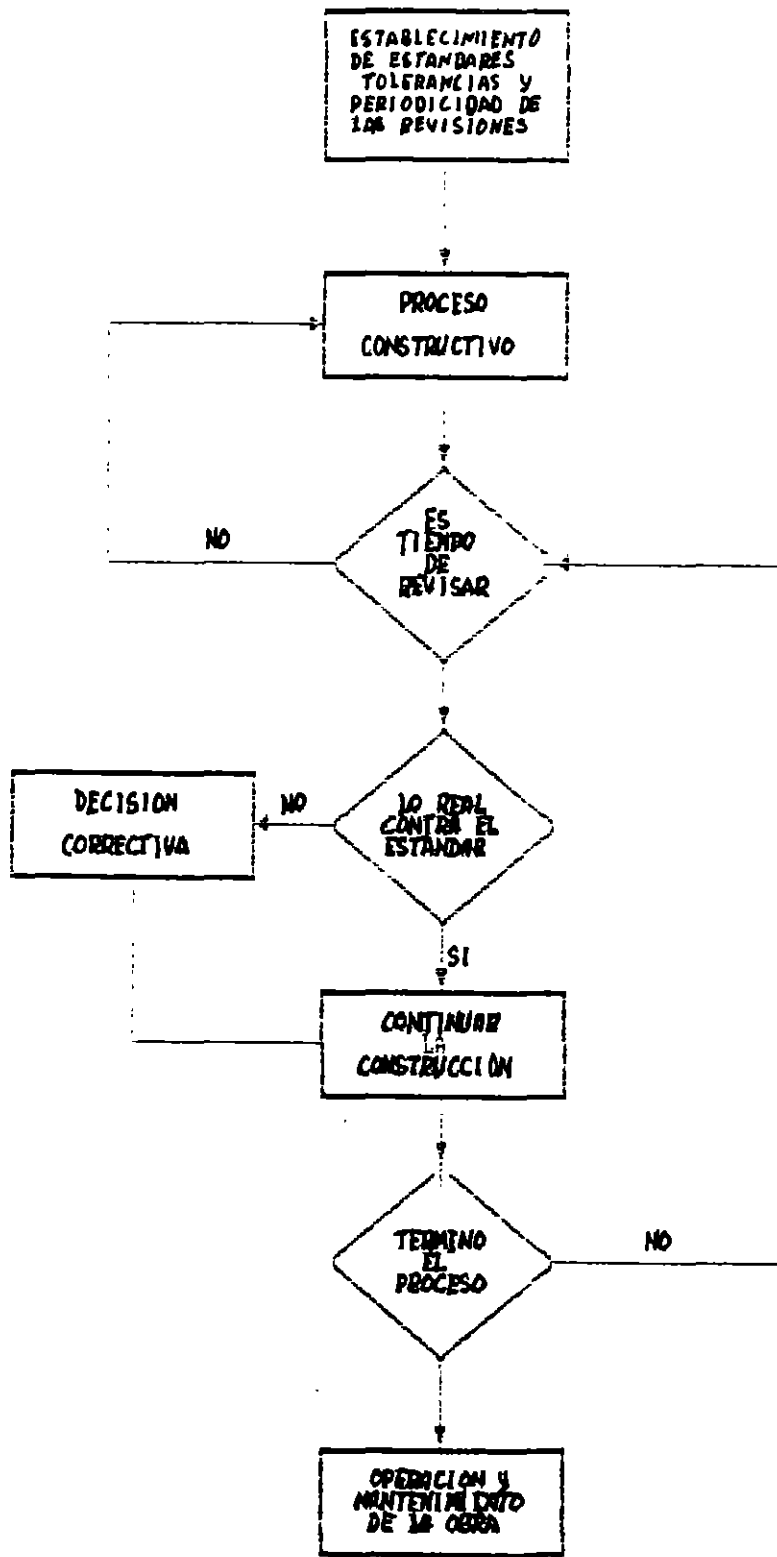


FIG. 1.- REPRESENTACION GRAFICA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO



EL PROCESO DE CONTROL

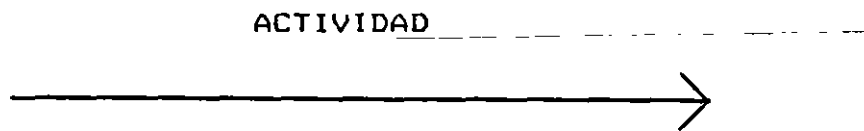
2. SISTEMAS DE REPRESENTACION

Entendemos por programa de obra, la representación gráfica de las actividades que conforman el procedimiento constructivo en el cual se consideran la duración, tiempo de ocurrencia y recursos necesarios para ejecutar los trabajos.

A su vez, se entiende por actividad la ejecución física de un trabajo que consume tiempo y recursos.

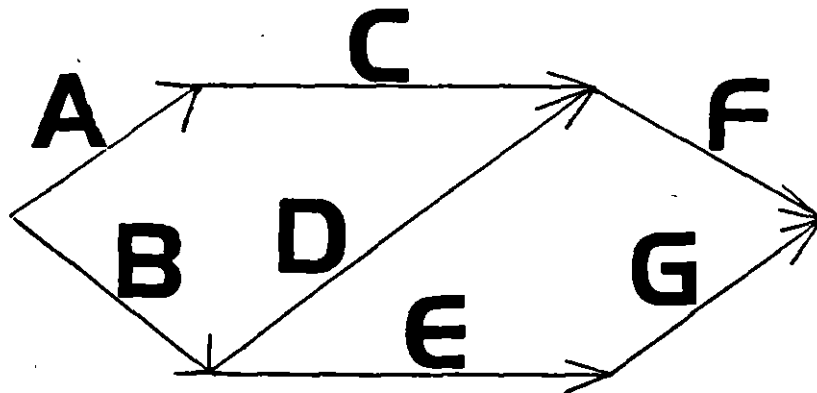
2.1 SISTEMA DE REPRESENTACION POR FLECHAS.

En este caso, las actividades que constituyen el procedimiento constructivo que deseamos representar, se representan con un flecha.



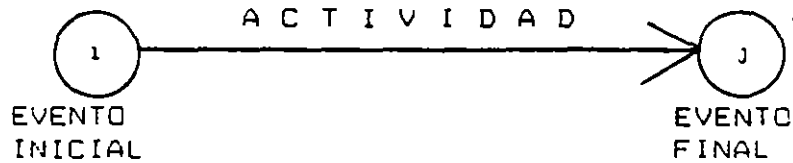
La unión de varias flechas o actividades, señala la secuencia de ejecución.

En las redes de flechas, estas se dibujan fuera de escala buscando que su tamaño sea el adecuado para lograr la mayor claridad del diagrama.



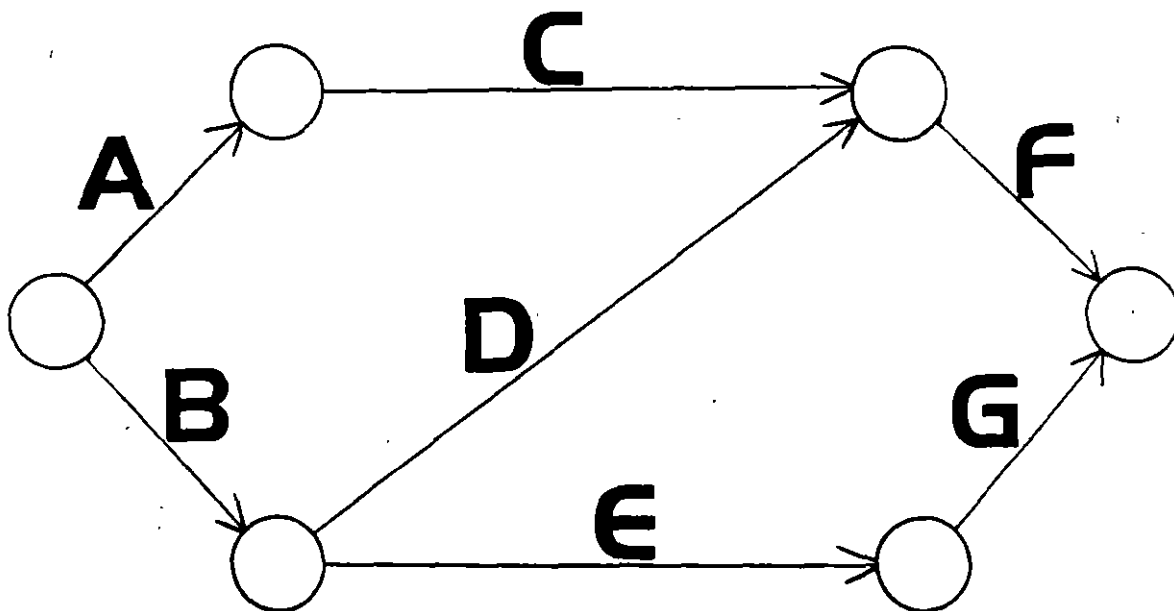
Un segundo elemento gráfico es el evento que se representa por un círculo. El evento marca el inicio o terminación de una actividad, sirve para identificarla y para escribir en él información numérica relativa a sus tiempos de inicio y terminación.

Combinando estos dos elementos gráficos se tiene:



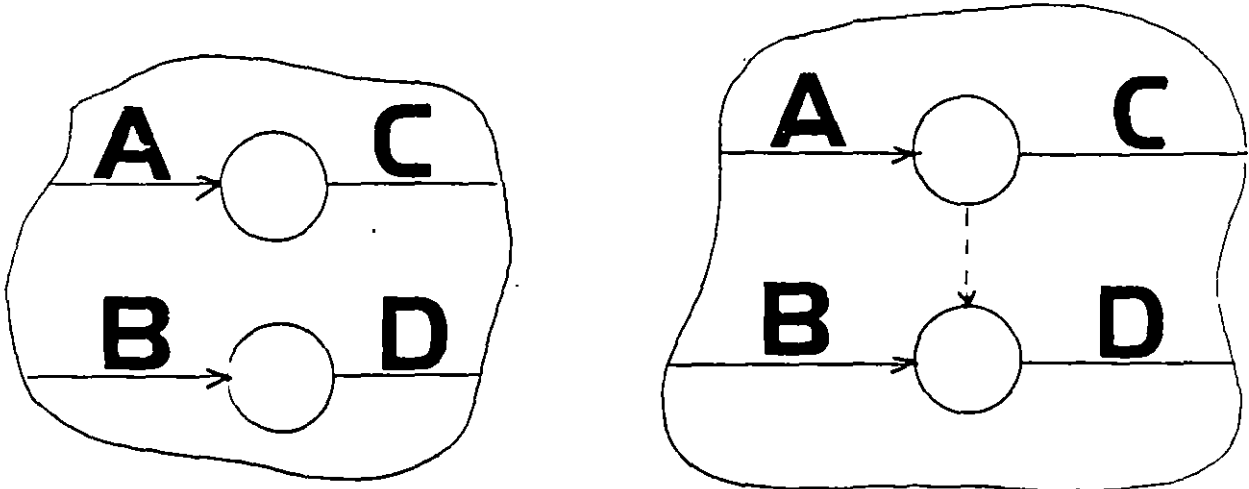
Los eventos pueden identificarse con números o letras.

Incluyendo los eventos en la red anteriormente dibujada:



Por supuesto, en caso de tener dos actividades en secuencia, el evento final de la primera, es a la vez el evento inicial de la segunda.

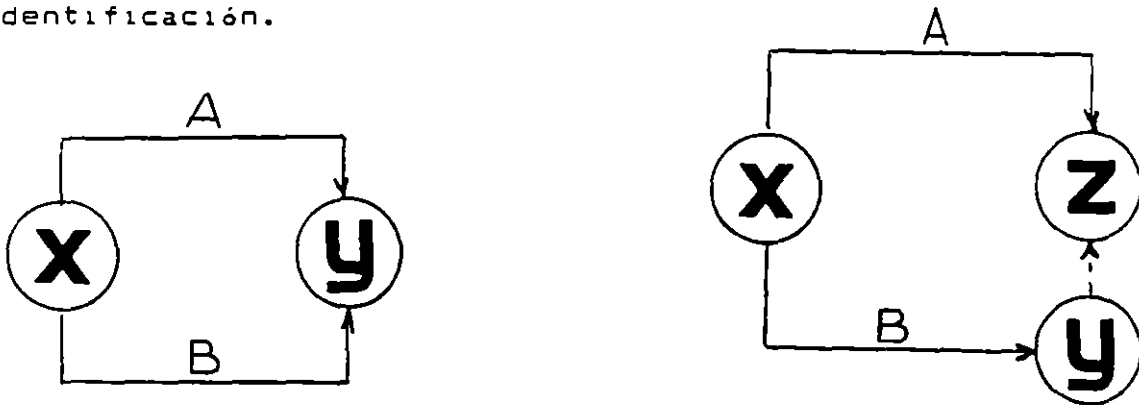
ACTIVIDADES FICTICIAS



Consideremos el caso en el cual C depende de A, y D depende de B, la representación gráfica es como se indica en I. Si suponemos que D también depende de A, la única manera de resolver la representación gráfica es utilizando la flecha con línea discontinua que se indica en II como una actividad de liga. A esta actividad se le llama Actividad Ficticia y tiene la particularidad de no consumir recursos.

Durante el cálculo de la red se maneja como cualquier otra actividad, pero con duración igual a cero.

También se utiliza en el caso en que dos ó más actividades se inician y terminan en el mismo evento para evitar ambigüedad en su identificación.



ACTIVIDAD	IGUAL	A
A	X - Y	
B	X - Y	

ACTIVIDAD	IGUAL	A
A	X - Z	
B	X - Y	

La posición relativa de las actividades en el diagrama, muestra la secuencia en que se irán ejecutando en campo, de acuerdo al procedimiento constructivo seleccionado; en otras palabras, refiriéndonos al diagrama anterior.

La actividad A y B inician el proceso y no dependen de nada.

La actividad C puede iniciarse cuando se termine la actividad A.

El inicio de las actividades D y E depende de la terminación de la actividad B.

Una vez que se han terminado las actividades C y D puede iniciarse la actividad F.

Para que se pueda llevar a cabo la actividad G, es necesario haber terminado la actividad E.

2.2 MATRIZ DE PRECEDENCIAS.

Cuando se tienen muchas actividades, previo al dibujo de la red conviene elaborar una matriz de precedencias como sigue, en la cual se enlistan todas las actividades que integran el proceso.

	A	B	C	D	E	F	G
A			X				
B				X	X		
C						X	
D						X	
E							X
F							
G							

A continuación se analizan por renglón cada una de las actividades, formulándose dos preguntas para cada una de ellas:

1.- ¿Qué actividad ó actividades pueden ejecutarse simultaneamente?

2.- ¿Qué actividad ó actividades pueden realizarse inmediatamente después?

Posteriormente, para verificar la dependencia de actividades, se analizan ahora por columna, haciéndose la pregunta:

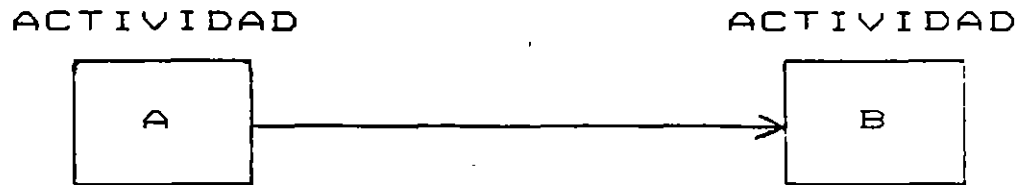
3.- ¿Qué actividad ó actividades deben haberse realizado inmediatamente antes a la actividad particular que estamos analizando?

La matriz puede "leerse" también de la siguiente forma:

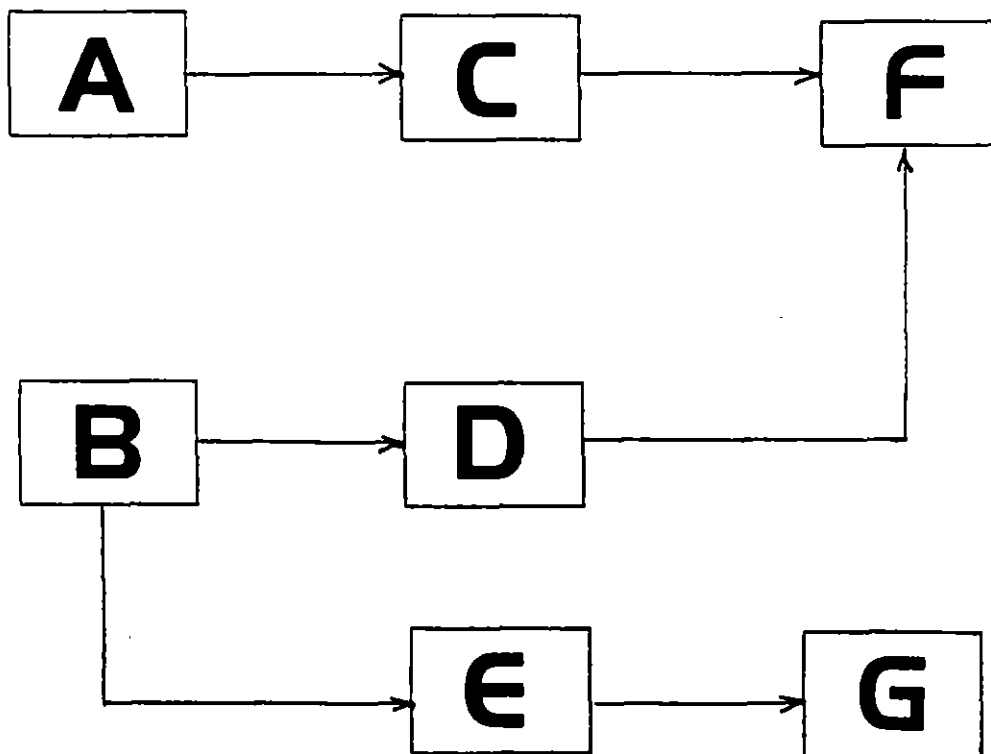
A y B	no dependen de nada
C	depende de A
D y E	dependen de B
F	depende de C y D
G	depende de E

2.3 SISTEMA DE REPRESENTACION POR NODOS

En este sistema, las actividades quedan representadas por un elemento gráfico que puede ser un círculo o un rectángulo y las flechas se emplean para señalar la dependencia entre las actividades.



Utilizando este sistema, el diagrama de flechas anteriormente presentado queda como sigue:



EJERCICIOS

1.- Representar con el sistema de flechas el procedimiento constructivo relacionado con la construcción de una cimentación.

ACTIVIDADES

- | | |
|--------------------------------|---|
| A) LIMPIA Y DESYERBE | G) CIMBRA |
| B) TRAZO Y NIVELACION | H) COLADO |
| C) EXCAVACION | J) ACARREO DE MATERIAL PRODUCTO DE EXCAVACION |
| D) PLANTILLA | K) RELLENO CON TEPETATE |
| E) CORTE Y HABILITADO DE ACERO | |
| F) COLOCACION DE ACERO | |

2.- Representar con el sistema de flechas el procedimiento constructivo para la construcción de una buena bodega.

ACTIVIDADES

OBSERVACIONES

- | | |
|---------------------------------------|---------------------------------|
| A) LIMPIA DEL TERRENO | |
| B) TRAZO Y NIVELACION | |
| C) CIMENTACION | ZAPATAS AISLADAS |
| D) ESTRUCTURA | COLUMNAS DE CONCRETO |
| E) MUROS | DE BLOCK CON CASTILLOS AHOGADOS |
| F) DALAS DE CERRAMIENTO | |
| G) FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA | EN TALLER ESPECIALIZADO |
| H) SUMINISTRO LAMINA METALICA | |
| I) MONTAJE ESTRUCTURA METALICA | |
| J) COLOCACION LAMINA METALICA | |
| K) SUM. Y COLOC. HERRERIA | |
| L) APLANADO CON MEZCLA | |
| M) INSTALACION ELECTRICA | VISIBLE CON TUBO CONDUIT |
| N) COLOCACION LAMPARAS | |
| O) PISO CEMENTO PULIDO | |
| P) PINTURA ESMALTE EN HERRERIA | |
| Q) PINTURA VINILICA EN MUROS | |
| R) COLOCACION DE VIDRIOS | |
| S) LIMPIEZA GENERAL | |

NOTA .-

En caso de considerar más actividades enlistelas en orden sucesivo T, U, V, W, X, Y, Z, AA, AB, etc. Si considera conveniente dividir en etapas una actividad, utilice números para identificarlas, ejemplo: L1 Aplanado en interiores, L2 Aplanado en exteriores.

3. CALCULO NUMERICO

3.1 DURACION DE LAS ACTIVIDADES

Como se puede observar, el diagrama de flechas o de nodos que hasta el momento hemos elaborado, no requiere conocer la duración de las actividades.

Sin embargo, para poder llevar a cabo los cálculos numéricos relativos a la duración total de la obra, fecha de inicio y de terminación de las actividades y holgura disponibles, se tiene que calcular la duración de cada una de las actividades que componen la red. Esto, es función de dos elementos: el volumen o cantidad de obra por ejecutar y el rendimiento de los recursos utilizados, esto es:

$$\text{DURACION DE LA ACTIVIDAD} = \frac{\text{CANTIDAD DE OBRA}}{\text{RENDIMIENTO}}$$

Ejemplo:

Consideremos la construcción de 100m² de muro de tabique rojo recocido juntado con mortero cemento arena. Si el rendimiento promedio de una cuadrilla integrada por oficial albañil y ayudante es de 10m² por jornada (día). la duración de la actividad descrita es igual a:

$$d = \frac{100 \text{ m}^2}{10 \text{ m}^2/\text{día}} = 10 \text{ días}$$

Si en lugar de una cuadrilla consideramos dos o mas cuadrillas. la duración de la actividad disminuye pero hay que verificar qué sucede con el costo.

3.2 RELACION COSTO - TIEMPO.

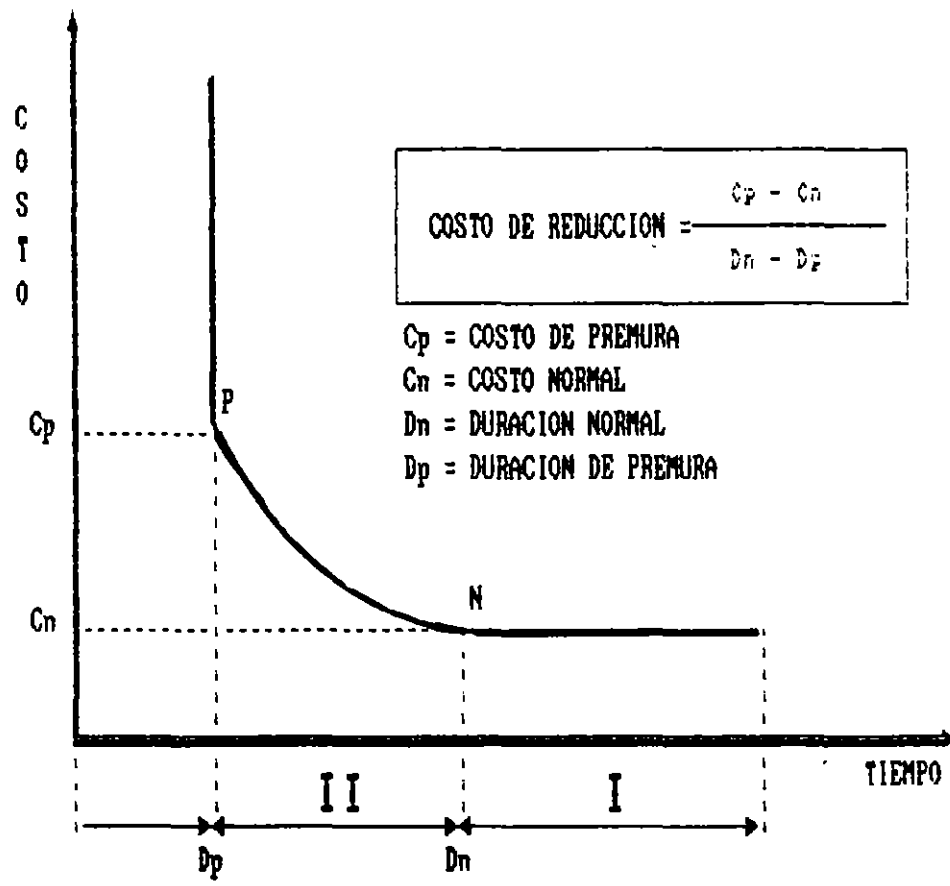
Refiriéndonos al costo directo de una actividad, la variación del costo en relación a su tiempo de ejecución queda representada según se muestra en la Gráfica No. 1

En dicha gráfica podemos observar lo siguiente:

3.- Enlistar y representar por flechas el procedimiento constructivo para la pavimentación de una carretera, considerando la descripción siguiente:

- El material pétreo para la construcción de subbase, base y carpeta, se obtiene a través de trituración de un banco localizado a 10 Km. del centro de gravedad del tramo.

- El concreto asfáltico se elabora en una planta ubicada a 2 Km. del cadenamiento inicial 0 + 000



GRAFICA No. 1.- VARIACION DEL COSTO DIRECTO DE UNA ACTIVIDAD EN RELACION A SU TIEMPO DE EJECUCION

Hay un rango (I) en el cual podemos reducir la duración de la actividad sin modificar el costo. Esto es claro, si consideramos que el costo directo para mano de obra y maquinaria, es la relación entre el costo y el rendimiento, esto es:

$$M = \frac{SR}{R} \quad \text{y} \quad CM = \frac{HMD}{RM}$$

Si incrementamos el numerador asignando más cuadrillas o más equipo a una actividad específica aumenta el costo, pero el rendimiento se incrementa en esa misma proporción; sin embargo, hay un límite en el cual el incremento en la asignación de recursos es proporcional al rendimiento. A partir de ahí el costo aumenta en proporción mayor al rendimiento y el costo por unidad se eleva (rango II).

En el mismo razonamiento anterior entra en juego el volumen de obra por ejecutar pues siendo este pequeño, será más costoso llevar dos máquinas al frente para que terminen el trabajo en menos tiempo.

Otro caso es cuando se decide establecer horas extras o dos o tres turnos de trabajo para lograr mayores avances, los rendimientos en general no se incrementan en la misma proporción que los costos.

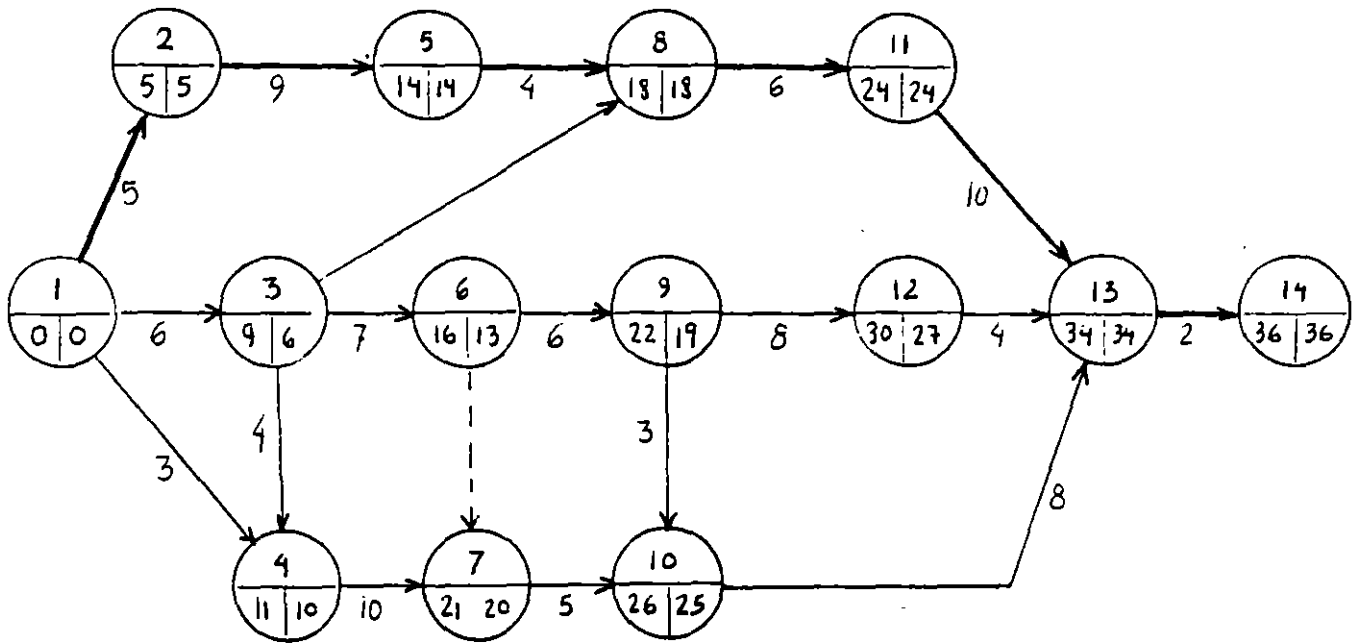
Finalmente, volviendo a la gráfica, hay un punto en el cual ya no es posible reducir el tiempo de ejecución.

Si invertimos en asignar recursos a partir de ese momento, lo único que lograremos será elevar innecesariamente el costo de la actividad.

Los límites del rango II, se denominan duración normal, duración de premura, costo normal y costo de premura, con lo cual, si deseamos calcular cuál es el costo que nos ocasiona reducir una unidad de tiempo (suponiendo el comportamiento lineal dado por la recta NP), basta aplicar:

$$\text{COSTO DE REDUCCION} = \frac{CP - CN}{dn - dp}$$

3.3 CALCULO DE LA RED



Conocida la duración para cada actividad nos interesa saber su fecha de inicio y su fecha de terminación, esto lo podemos calcular simplemente como:

Fecha de terminación = fecha de inicio + duración.

Como de momento no estamos manejando fechas calendarizadas, sino días efectivos de ejecución, podemos escribir:

$$\text{Terminación} = \text{inicio} + \text{duración}$$

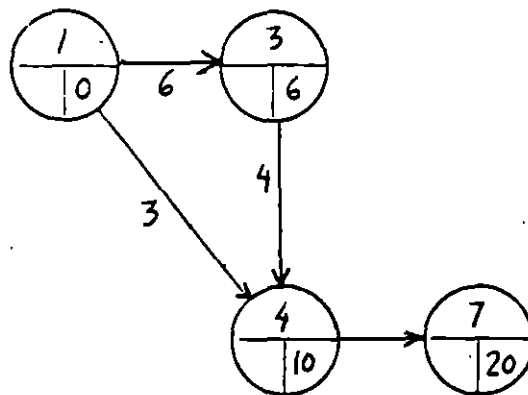
$$T = I + d$$

Para las primeras actividades, que inician en cero, se tiene como fecha de terminación:

ACTIVIDAD	INICIO	DURACION	TERMINACION
1-2	0	5	$0 + 5 = 5$
1-3	0	6	$0 + 6 = 6$
1-4	0	3	$0 + 3 = 3$

Esta información se escribe en el lado derecho del evento final de cada actividad:

Fijemos nuestra atención en las actividades 1-3, 1-4, 3-4 y 4-7:



Calculando la terminación de la actividad 1-4, vemos que es igual a $0+3=3$; sin embargo, como la terminación de la actividad 3-4 es igual a 10, la actividad 4-7 no puede iniciarse hasta el día 10 precisamente, por lo cual este último número es el que se anota en la red.

Lo anterior nos lleva a enunciar la siguiente regla:

"Al estar calculando tiempos de terminación en la red, si dos o más actividades finalizan en el mismo evento se debe anotar el número mayor que resulte de sumar la iniciación más la duración correspondiente a cada actividad".

Por otra parte, vemos que la actividad 1-4 puede iniciarse el día 0 ó el día 7 y terminarse el 3 ó el 10 sin alterar la iniciación de la actividad 4-7.

Para diferenciar los tiempos de iniciación y terminación de este tipo de actividades utilizamos la siguiente nomenclatura.

Ip = Iniciación próxima
 Ir = Iniciación remota
 Tp = Terminación próxima
 Tr = Terminación remota

Los tiempos próximos y remotos señalan posibilidades de inicio y de terminación tanto para cada una de las actividades que componen la red como para el proyecto mismo que está representado por la red el cual tendrá una fecha de inicio próxima, una terminación próxima, o bien una fecha remota de iniciación y una fecha remota de terminación.

Continuando con el procedimiento descrito, llegamos a calcular que la duración total del proyecto es de 36 días hábiles misma que anotamos en el evento final de la red.

Cálculo de los Tiempos Remotos.

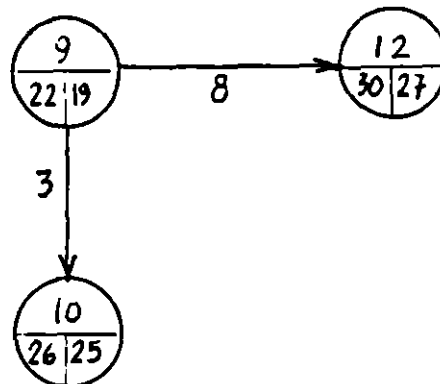
Dado que nuestro interés es terminar la obra representada por la red en el tiempo estrictamente necesario, en el evento final hacemos coincidir el tiempo próximo de terminación con el tiempo remoto de terminación.

Conocido el tiempo remoto de terminación de una actividad y su duración, la iniciación remota podemos calcularla como:

Iniciación Remota = Terminación Remota - duración.

$$I_r = T_r - d$$

Analicemos las actividades 9-10 y 9-12:



Lo más tarde que debe terminarse la actividad 9-10 es el día 26, como su duración es 3, lo más tarde que debe iniciarse es el día 23; sin embargo la actividad 9-12 tiene con terminación remota 30 y duración 8 por lo cual su iniciación remota debe ser el día 22.

Como este día 22 marca el inicio remoto de las dos actividades que se inician en el evento 9, este es el número que se anota en la red.

Nos queda de esta manera una segunda regla en el cálculo de la red:

"Al estar calculando tiempos remotos de inicio si dos ó mas actividades inician en un mismo evento, se anota en la red la cantidad menor que resulte de restar, a los tiempos remotos de terminación, la duración correspondiente de cada una de las actividades".

Continuando con este procedimiento, llegamos al evento inicial de la red donde como comprobación debemos terminar en cero.

Observando la mecánica seguida en el cálculo de la red, vemos que en ella han quedado anotados I_p y T_r por lo cual para calcular I_r y T_p debemos servirnos de una tabla auxiliar en la cual, también, calculamos las holguras.

3.3.1. DETERMINACION DE LA RUTA CRITICA.

Durante el cálculo de los tiempos de iniciación y terminación próximos y remotos, nos percatamos que hay actividades que pueden empezar en dos tiempos diferentes y de terminación están fijos.

Estas últimas actividades reciben el nombre de actividades críticas, pues un atraso o un adelanto en su ejecución, significan un atraso o un adelanto de toda la obra.

La unión de estas actividades resulta en la llamada CADENA ó RUTA CRITICA.

La condición que define el que una actividad sea crítica es:

Los tiempos de iniciación y terminación de la actividad son respectivamente iguales, esto es:

$$I_p = I_r \text{ en el evento inicial y}$$

$$T_p = T_r \text{ en el evento final.}$$

Hay ocasiones, que la primera condición basta para definir la ruta crítica, pero, cuando esto no es suficiente, recurrimos a la condición de que en las red $T_p = I_p + d$

En el ejemplo, la Ruta Crítica está dada por las actividades.

Conocer cuáles son las actividades críticas, permite poner especial cuidado en la ejecución dentro del tiempo fijado de dichas actividades. Asimismo, permite canalizar adecuadamente los recursos cuando queremos agilizar los trabajos.

3.3.2 HOLGURAS

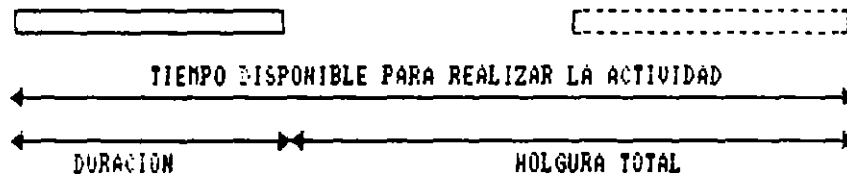
A lo largo del cálculo de la red, hemos visto que algunas actividades tienen la posibilidad de iniciarse y terminarse en fechas diferentes, esto significa que tienen holgura con relación a otras actividades con las que están ligada o con relación a la terminación de la obra.

En estos apuntes consideraremos dos tipos de holguras: Total y libre mismas que se definen y explican a continuación:

HOLGURA TOTAL

Se define como holgura total, el tiempo que puede desplazarse la terminación de una actividad sin modificar la duración del programa de obra, aunque para ello, en ocasiones, sea necesario alterar el tiempo de iniciación próximo de las actividades con la que esta ligada.

GRAFICAMENTE:



EN FUNCION DE LOS TIEMPOS DE INICIO Y DE TERMINACION:

$$\text{HOLGURA TOTAL} = \text{TERMINACION REMOTA} - \text{TERMINACION PROXIMA}$$

$$H_t = T_r - T_p$$

Y COMO $T_r = I_r + d$, y $T_p = I_p + d$, PODEMOS TAMBIEN ESCRIBIR:

$$H_t = I_r - I_p$$

En función de los tiempos de inicio y de terminación:

Holgura total = Terminación remota - Terminación próxima

$$H_t = T_r - T_p$$

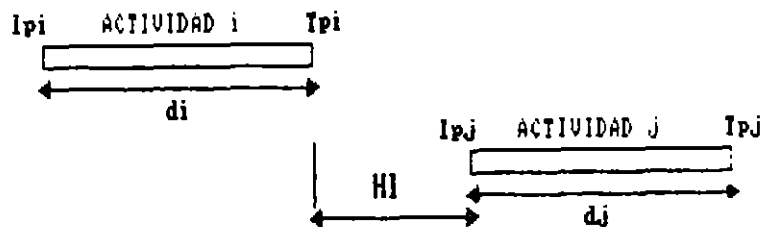
Y como $T_r = I_r + d$, y $T_p = I_p + d$, podemos también escribir:

$$H_t = I_r - I_p$$

HOLGURA LIBRE

Se define como holgura libre, el tiempo que puede desplazarse la terminación de una actividad sin modificar la iniciación próxima de la actividad o actividades con las que esta ligada.

GRAFICAMENTE:



EN FUNCION DE LOS TIEMPOS DE INICIO Y TERMINACION:

En función de los tiempos de inicio y terminación:

Holgura libre = Tiempo de iniciación próximo de la actividad subsecuente - tiempo de terminación próximo de la actividad precedente.

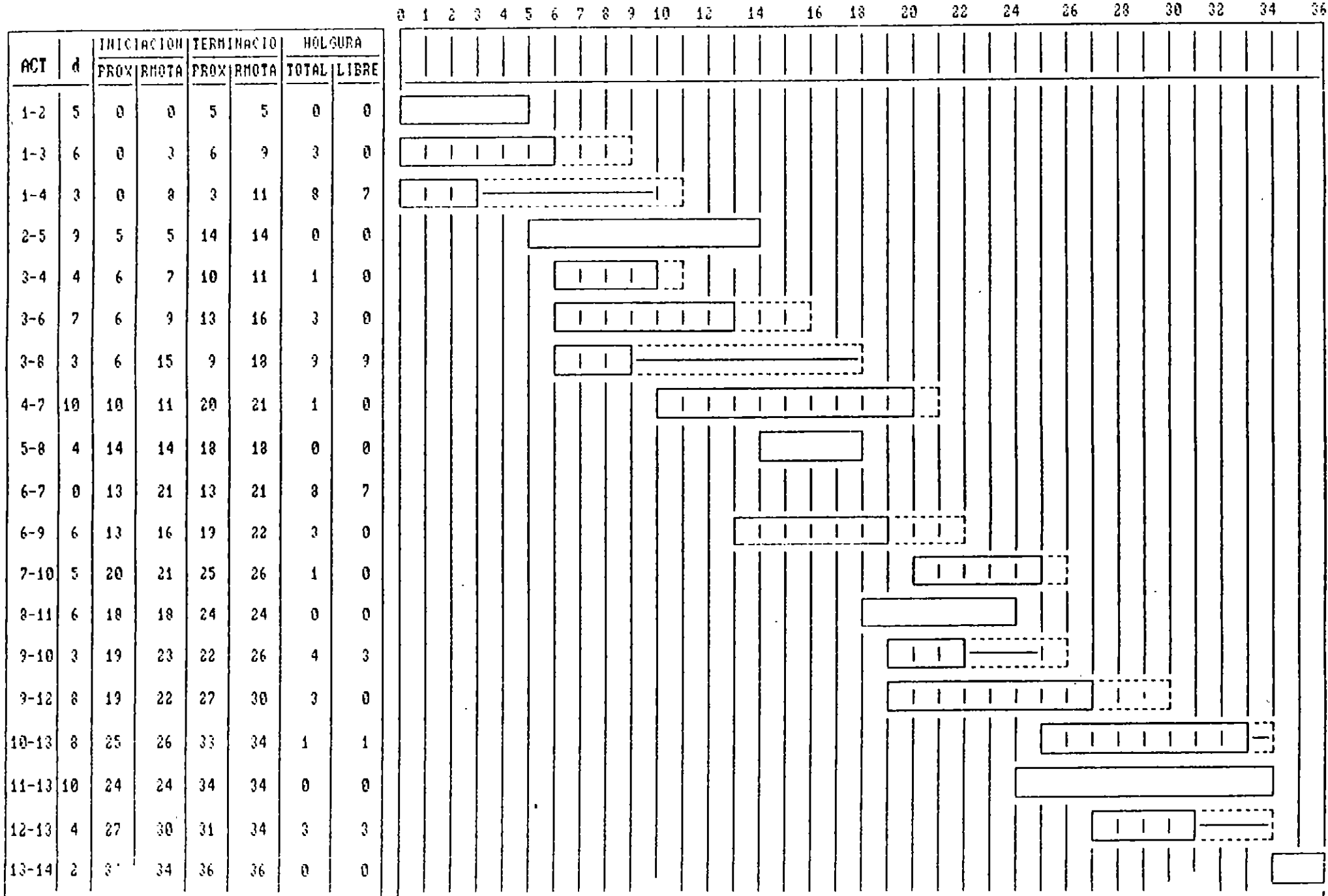
$$H_l = I_{pj} - T_{pi}$$

TANTO LA HOLGURA TOTAL COMO LA HOLGURA LIBRE, SE UTILIZAN PARA LLEVAR A CABO EL BALANCE DE LOS RECURSOS UTILIZADOS PARA LA EJECUCION DE LA OBRA.

3.4 DIAGRAMA DE BARRAS

Derivado del diagrama de flechas o de nodos, el diagrama de barras o de Gantt considera cada actividad representada a escala precisamente por una barra. En el mismo diagrama quedan representadas las holguras total y libre (ver figura).

DIAGRAMA DE BARRAS O DE GANTT



3.3.1 CALCULO NUMERICO

Utilizando la notación que se indica, se deja como ejercicio, dibujar y calcular la red, correspondiente al ejemplo de flechas desarrollado anteriormente.

H_t		H_l
I_p	X	T_p
I_r	d	T_r

BALANCE DE RECURSOS

Utilizando las holguras de las actividades representadas en el diagrama de barras, es posible lograr la mejor distribución de los recursos que intervienen en la obra.

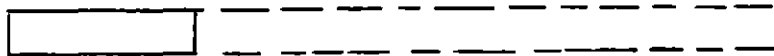
En el ejemplo que sigue (1), se muestra con claridad como se logra tener una mejor distribución de los volúmenes de excavación en una obra hidráulica.

Al considerar la holgura de una actividad para balancear los recursos se pueden implementar dos estrategias:

1.- Recorrer la iniciación y por consiguiente la terminación de la actividad sin modificar su duración o bien.

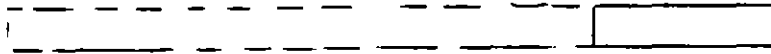
2.- Estudiar la posibilidad de incrementar la duración de la actividad disminuyendo los recursos asignados a ella.

En ambos casos la holgura desaparece y la actividad se vuelve crítica.



1

LA ACTIVIDAD SE RECORRE HASTA SU I

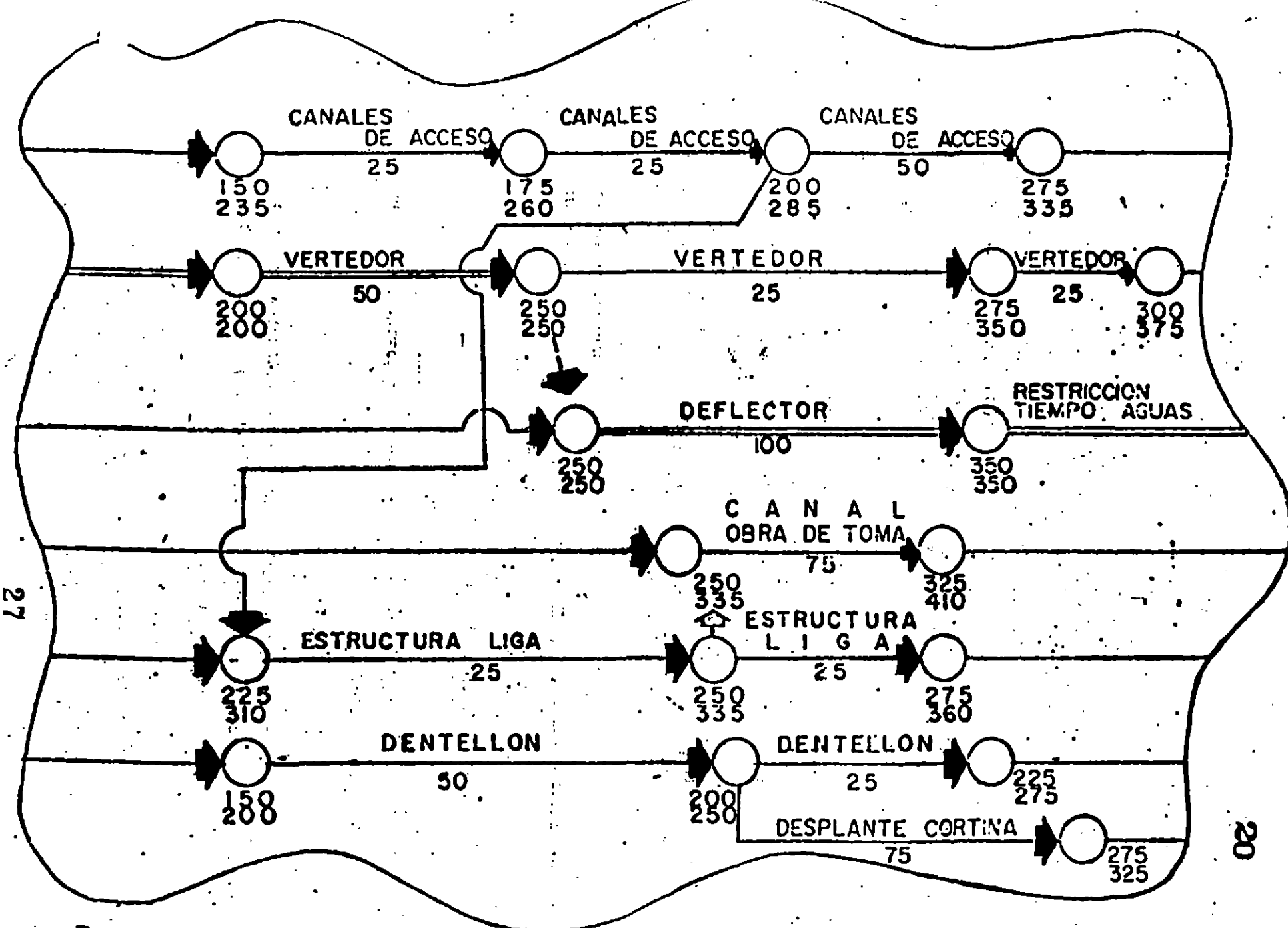


2

SE ALARGA LA DURACION DE LA ACTIVIDAD



(1) Ejemplo desarrollado por Ing. Fernando Favela Lozoya.



27

20

FIG.

CONCEPTO	m ³	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		150	175	200	225	250	275	300	325	350	375	400
CANALES DE ACCESO	20000	[Gantt chart bars for 20000 m³]										
CANALES DE ACCESO	15000	[Gantt chart bars for 15000 m³]										
CANALES DE ACCESO	12000	[Gantt chart bars for 12000 m³]										
VERTEDOR	70000	[Gantt chart bars for 70000 m³]										
VERTEDOR	30000	[Gantt chart bars for 30000 m³]										
VERTEDOR	89000	[Gantt chart bars for 89000 m³]										
DEFLECTOR	120000	[Gantt chart bars for 120000 m³]										
CANAL OBRA TOMA	24000	[Gantt chart bars for 24000 m³]										
ESTRUCTURA LIGA	2000	[Gantt chart bars for 2000 m³]										
ESTRUCTURA LIGA	2000	[Gantt chart bars for 2000 m³]										
DENTELLON	50000	[Gantt chart bars for 50000 m³]										
DENTELLON	10000	[Gantt chart bars for 10000 m³]										
DESPLANTE CORTINA	80000	[Gantt chart bars for 80000 m³]										
SUMA PARCIAL		45000	40000	66000	63000	95000	77000	38000	30000			
SUMA ACUMULADA		45000	85000	171000	234000	329000	406000	444000	474000			

28

DURACION DE LA ACTIVIDAD
 TIEMPO FLOTANTE LIBRE
 TIEMPO FLOTANTE TOTAL
 ACTIVIDAD CRITICA

21

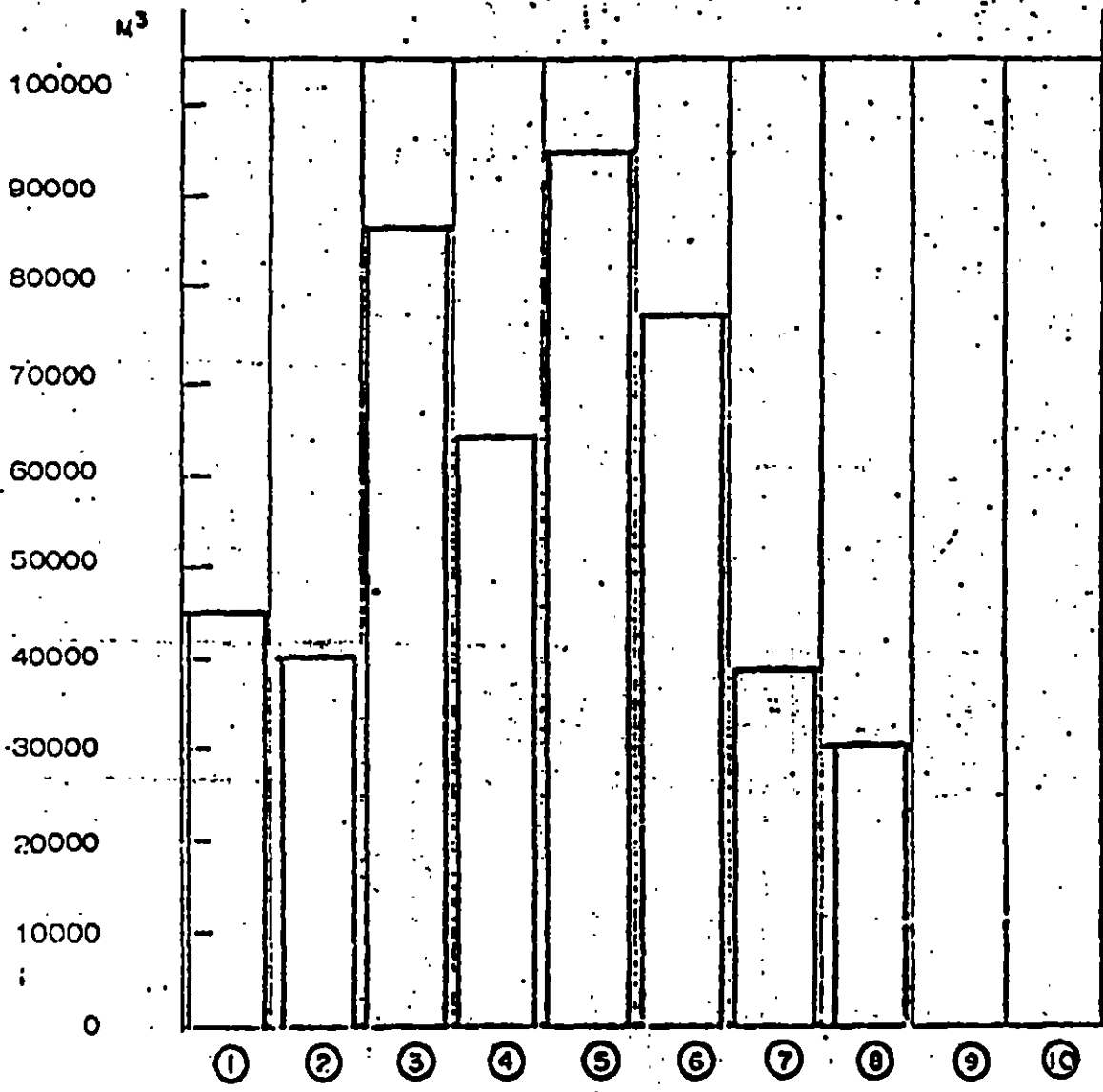
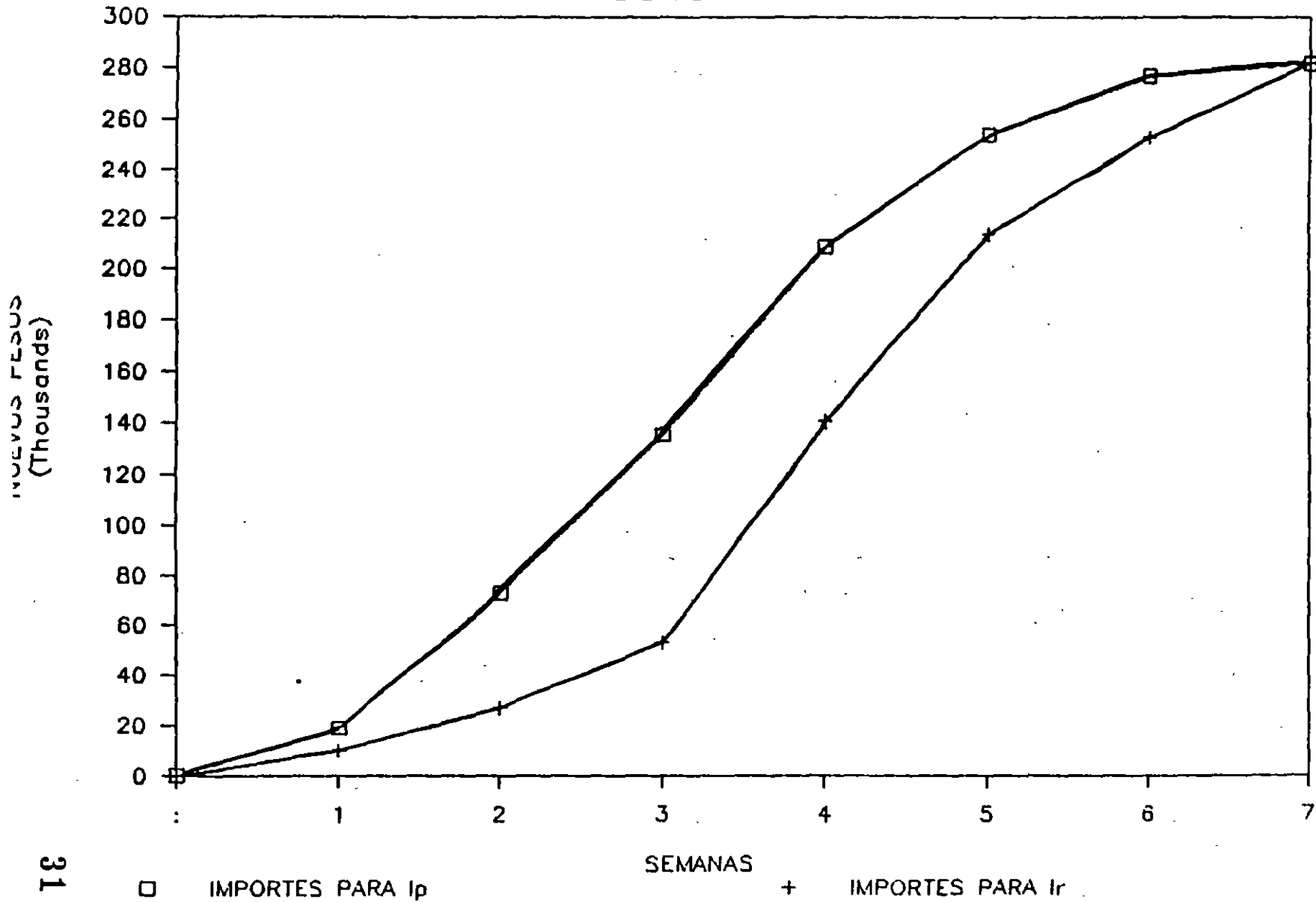


Fig. # 4

FLUJO DE EROGACIONES

EJEMPLO



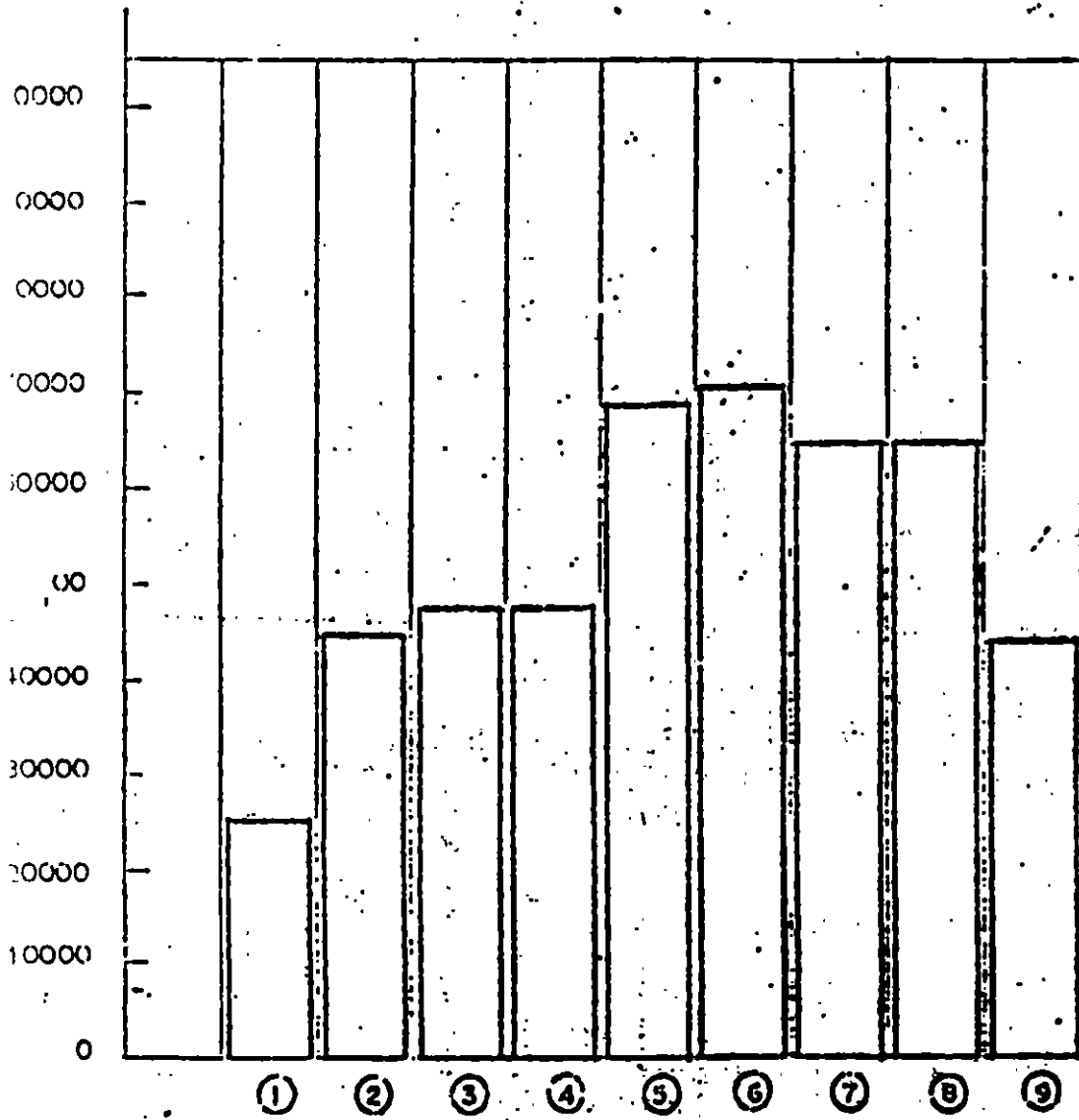


Fig. # 6



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

**CURSOS ABIERTOS
RESIDENTES DE CONSTRUCCION**

INSTALACIONES ELECTRICAS

EXPOSITOR: ING. IGNACIO GONZALEZ CASTILLO

INSTALACION

ELECTRICA :

- CONJUNTO DE :-

- APARATOS

- CONDUCTORES

- ACCESORIOS

- DESTINADOS PARA :-

- PRODUCCION (GENERACION)

- DISTRIBUCION

- UTILIZACION

DE :

ENERGIA ELECTRICA

DIFERENTES PUNTOS DE VISTA DEL CONCEPTO I. E. :-

(RCA)

INSTALACIONES P/
SUMINISTRO
ENERGIA

C.F.E.

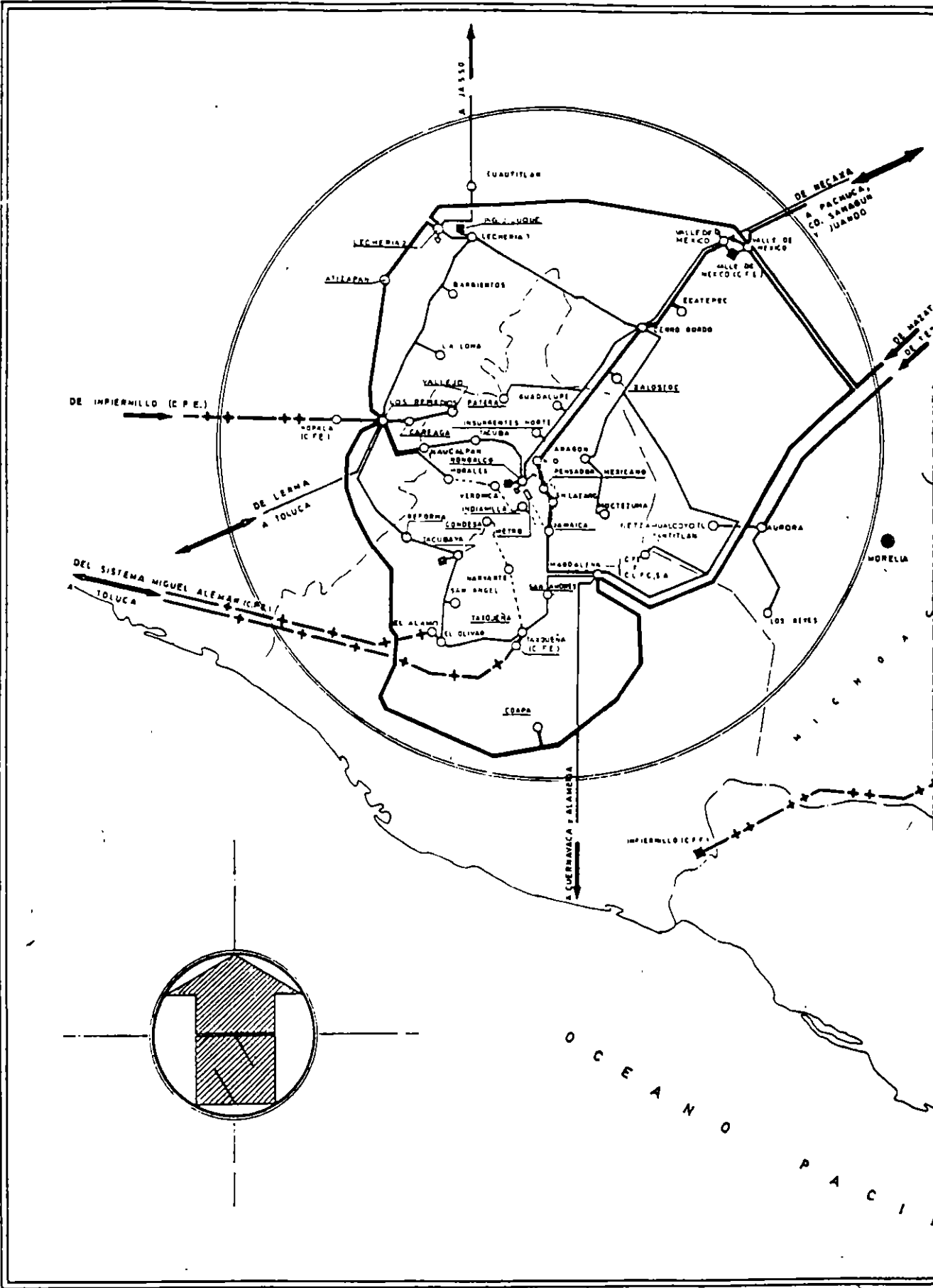
↑
EXTERNO

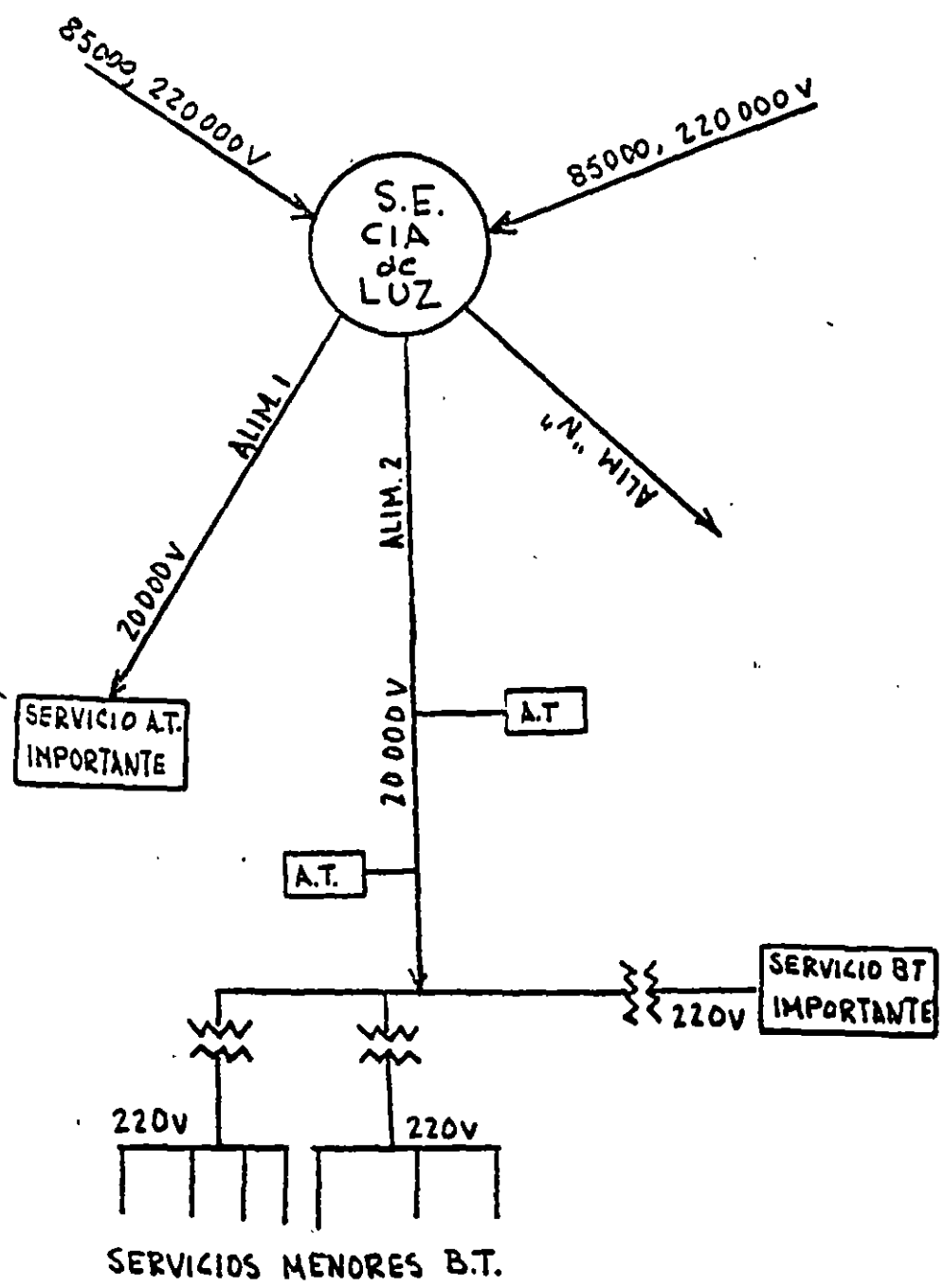
INTERNO

USUARIO

↓
INSTALACIONES P/
UTILIZACION
ENERGIA.

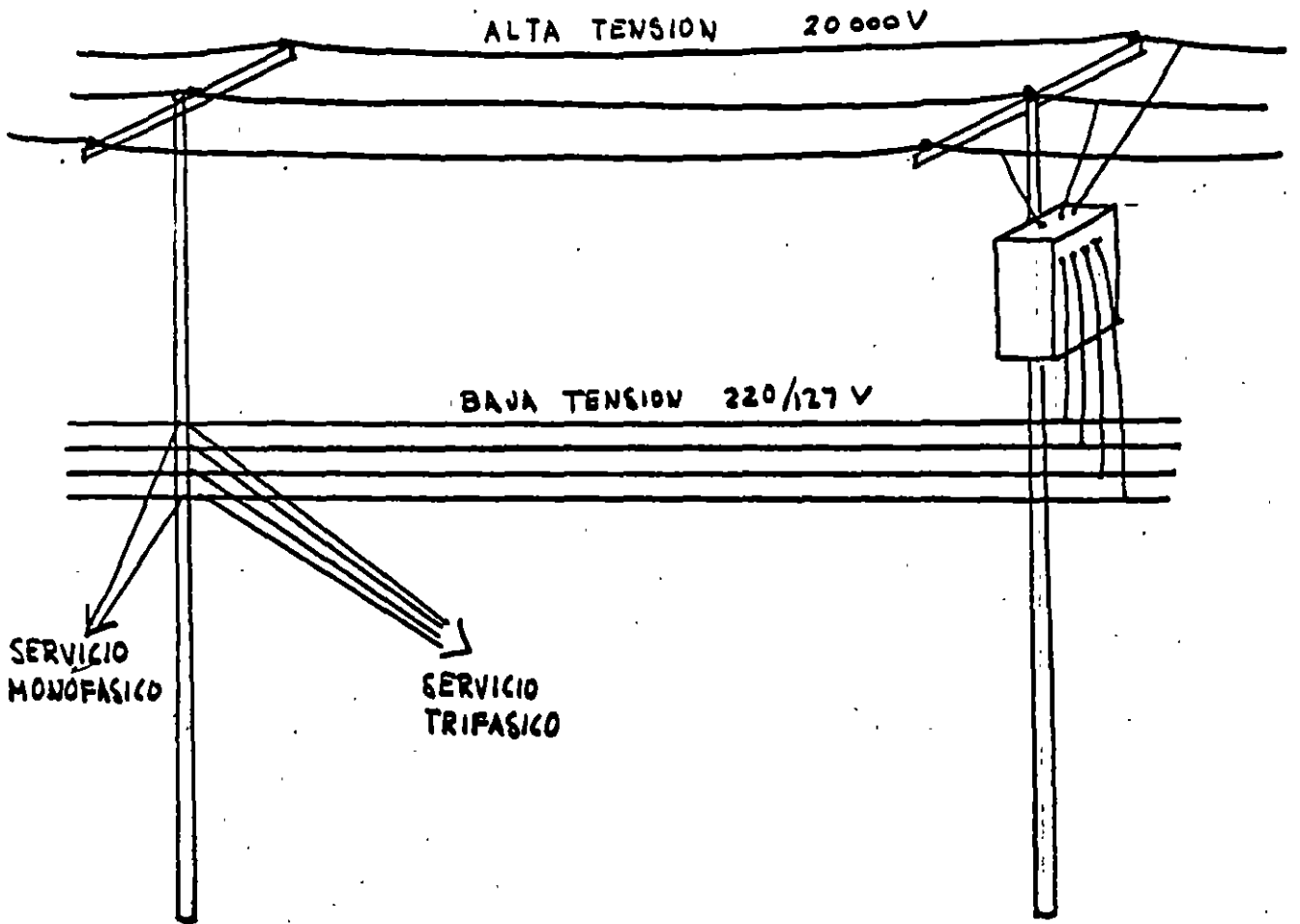
158-9- RC 3
Localización geog
Líneas de Transmisión





ACOMETIDA (LINEA de SERVICIO)

LOS CONDUCTORES QUE LIGAN LA RED DE DISTRIBUCION, DEL SISTEMA DE SUMINISTRO, CON EL PUNTO EN QUE SE CONECTA EL SERVICIO A LA INSTALACION DEL USUARIO. (NTIE-81-101).

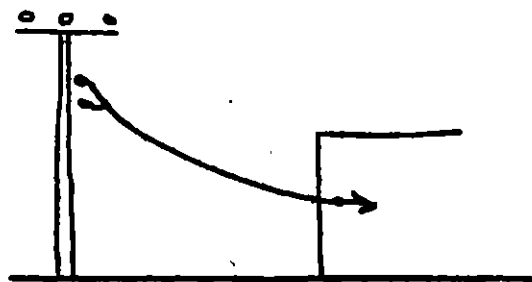


ACOMETIDA

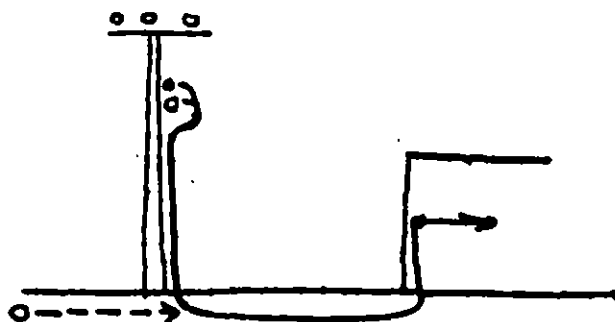
CLASIFICACION

- DE ACUERDO AL TIPO DE LINEA

- AEREA



- SUBTERRANEA



- DE ACUERDO A LA TENSION

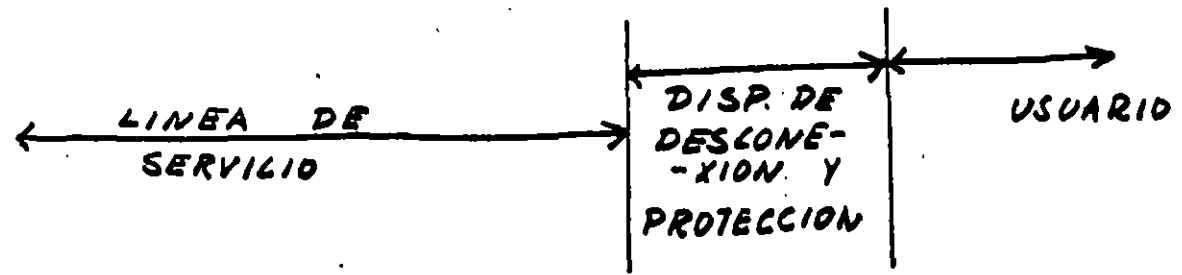
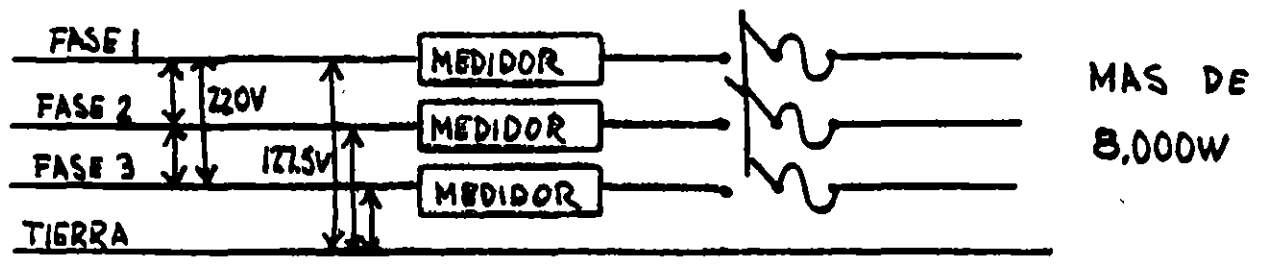
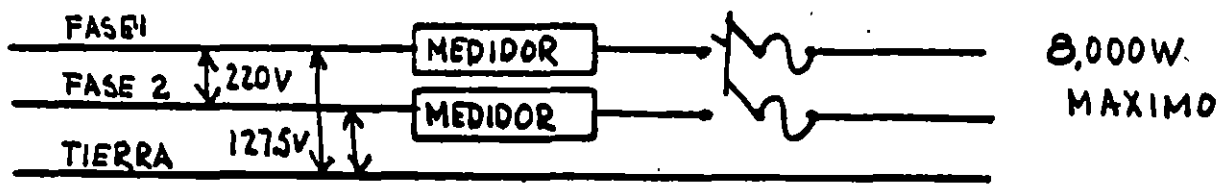
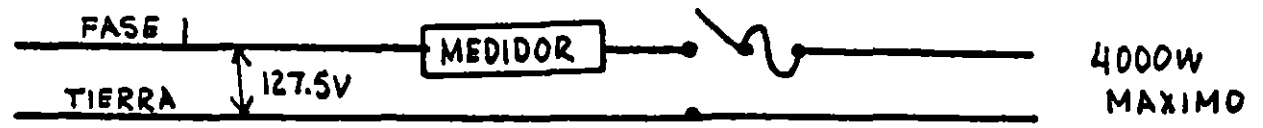
- BAJA TENSION

- 1 HC
- 2 HC
- 3 HC

- ALTA TENSION

- SERV. AT
- SERV. BT

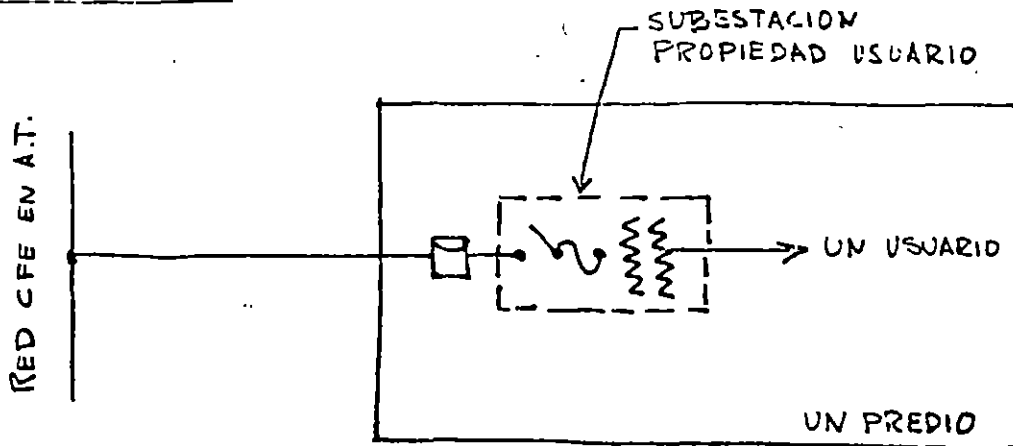
LINEA DE SERVICIO EN BAJA TENSION



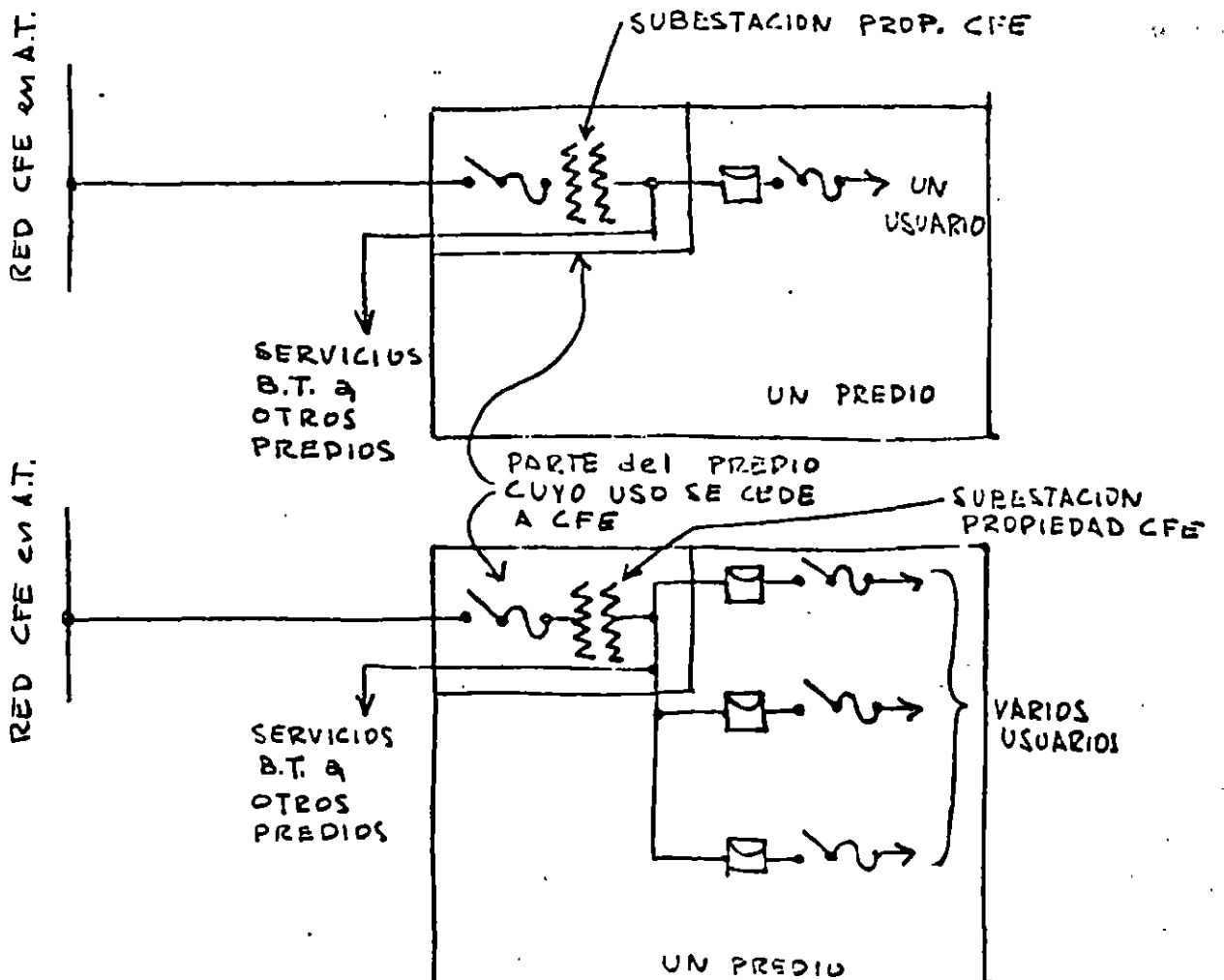
LINEA DE SERVICIO en A.T.

- 1) Para Servicio en Alta Tensión.
- 2) Para Servicio en Baja Tensión

1) SERVICIO en A.T.:-



2) SERVICIO en B.T.



EQUIPO DE SERVICIO

CONJUNTO DE APARATOS, PROPIEDAD DEL ORGANISMO SUMINISTRADOR, O BAJO SU CUIDADO, NECESARIOS PARA EL ADECUADO SUMINISTRO DEL SERVICIO, TAL COMO EQUIPO DE MEDICION, TRANSFORMADORES DE INSTRUMENTO Y GABINETES QUE LO CONTIENEN, CUCHILLAS AUXILIARES, ETC., QUE SE ENCUENTRAN INSTALADOS EN EL EXTREMO DE LA ACOMETIDA MAS PROXIMO AL SERVICIO

(NTIE-81-101)

DISPOSITIVO DE DESCONEXION

PRINCIPAL

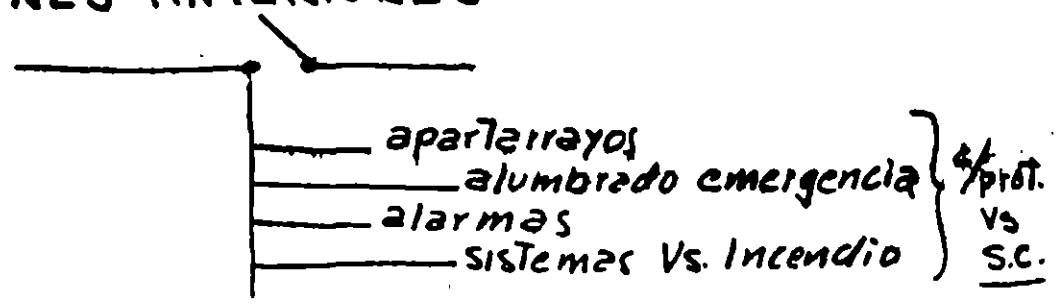
NTIE-81-201-8

OBJETIVO:

PODER INDEPENDIZAR TOTALMENTE
A LA INSTALACION SERVIDA

CARACTERISTICAS:

- INSTALADO DESPUES DEL EQ. DEL SERVICIO
- ADECUADO A TENSION DE SUMINISTRO
- CAPACIDAD SUFICIENTE PARA LA CARGA MAXIMA
- APERTURA SIMULTANEA Y MANUAL DE TODOS LOS CONDUCTORES ACTIVOS
- INDICACION DE POSICION CLARA.
- CONEXIONES ANTERIORES



DISPOSITIVO DE

PROTECCION PRINCIPAL

(vs SOBRECORRIENTE).

NTIE-81-201-9

OBJETIVO:

DESCONECTAR AUTOMATICAMENTE A

LA INSTALACION SERVIDA DE LA

RED DE SUMINISTRO CUANDO

OCURRE UNA SOBRECORRIENTE

SOBRECORRIENTE :

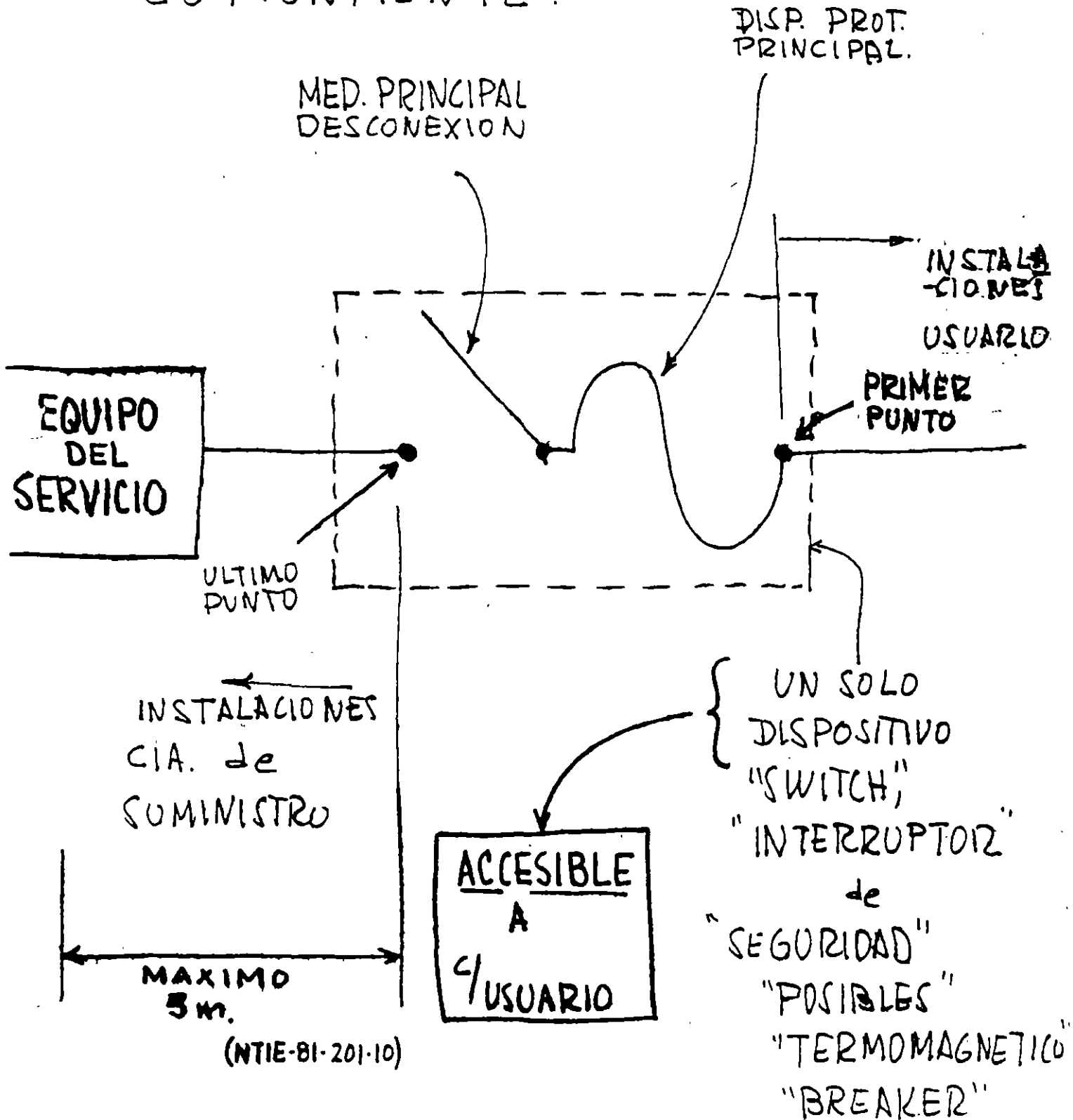
$I_{\text{CIRCULANTE}} > I_{\text{DISEÑO}}$

CAPACIDAD INTERRUPTIVA



ADECUADA AL CORTO CIRCUITO MAXIMO
POSIBLE

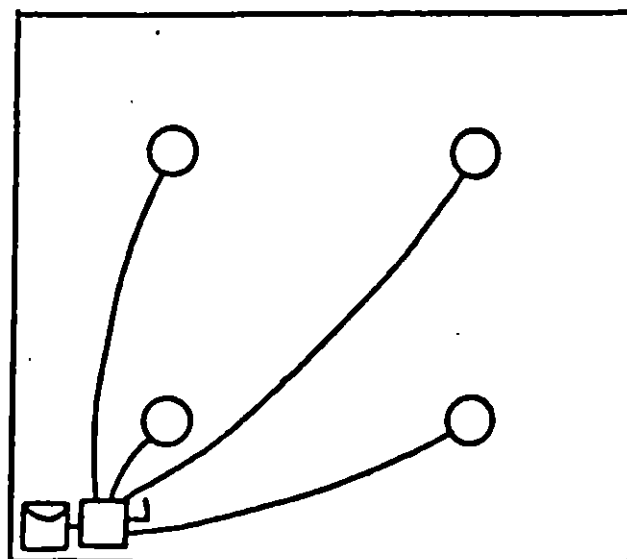
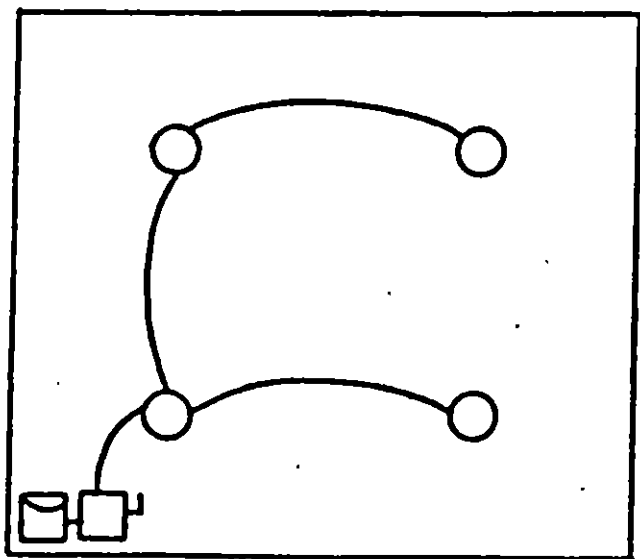
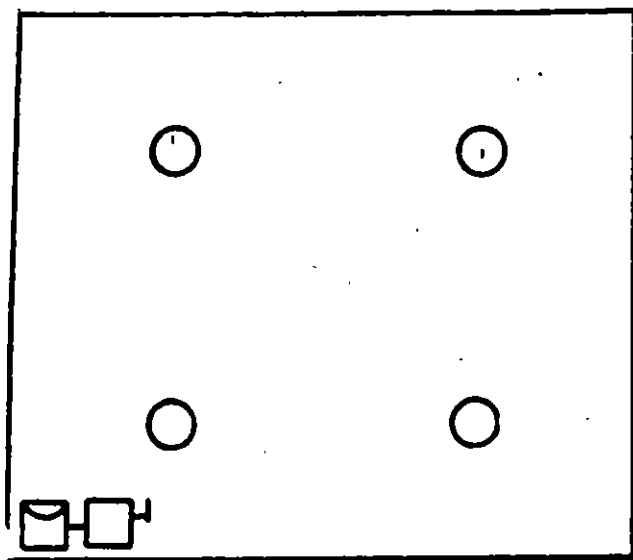
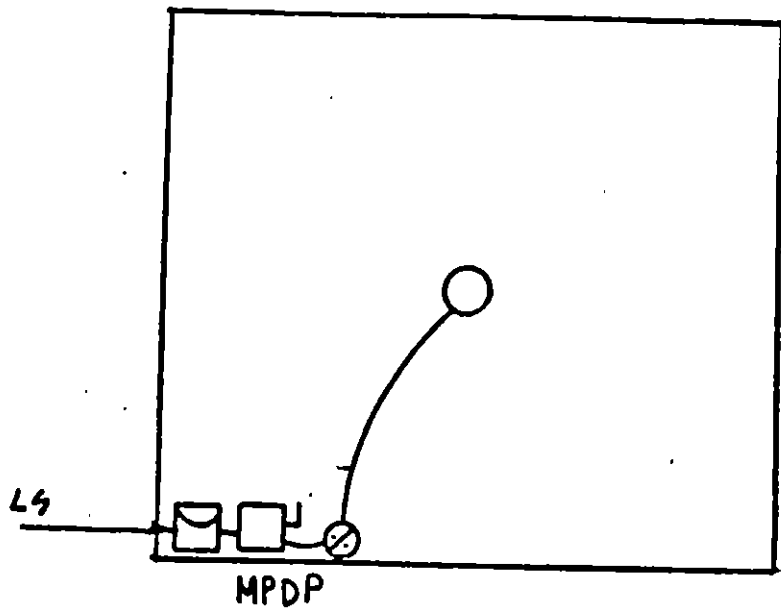
COMUNMENTE :

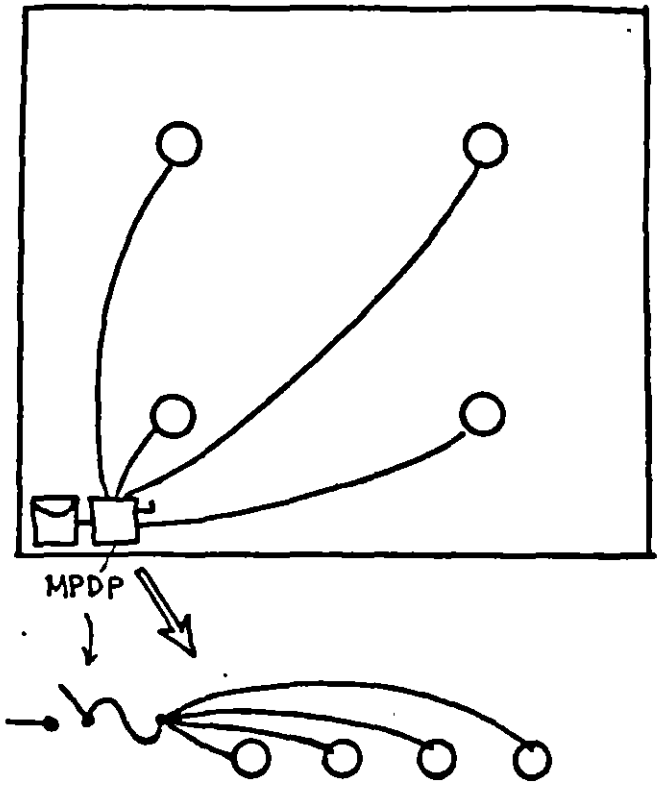
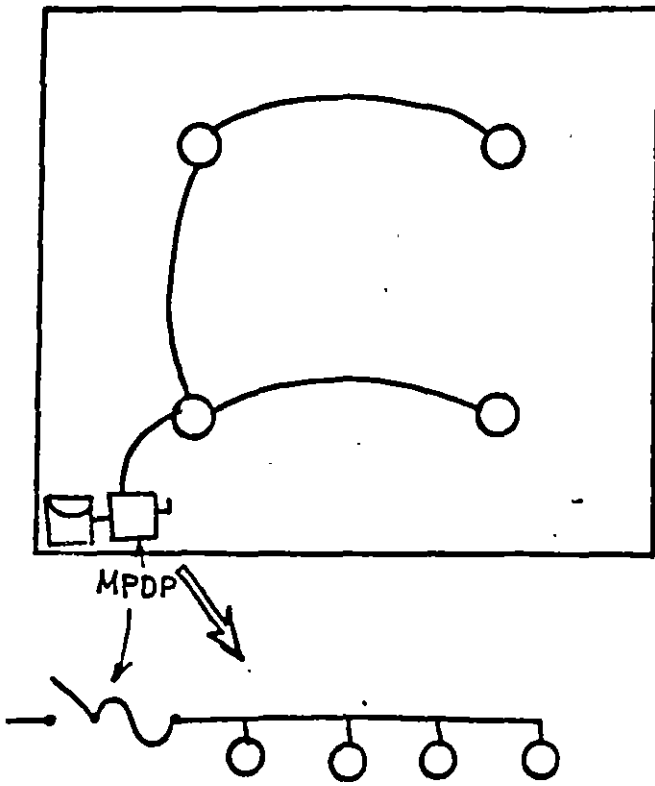


SISTEMA DE DISTRIBUCION

FORMADO POR:-

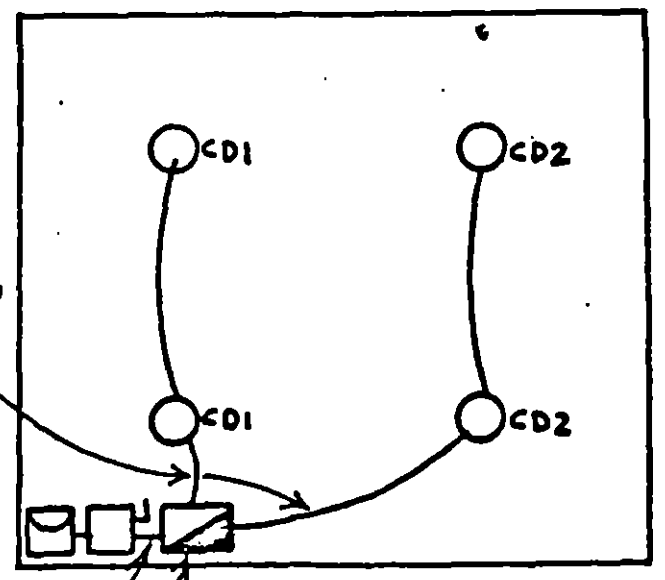
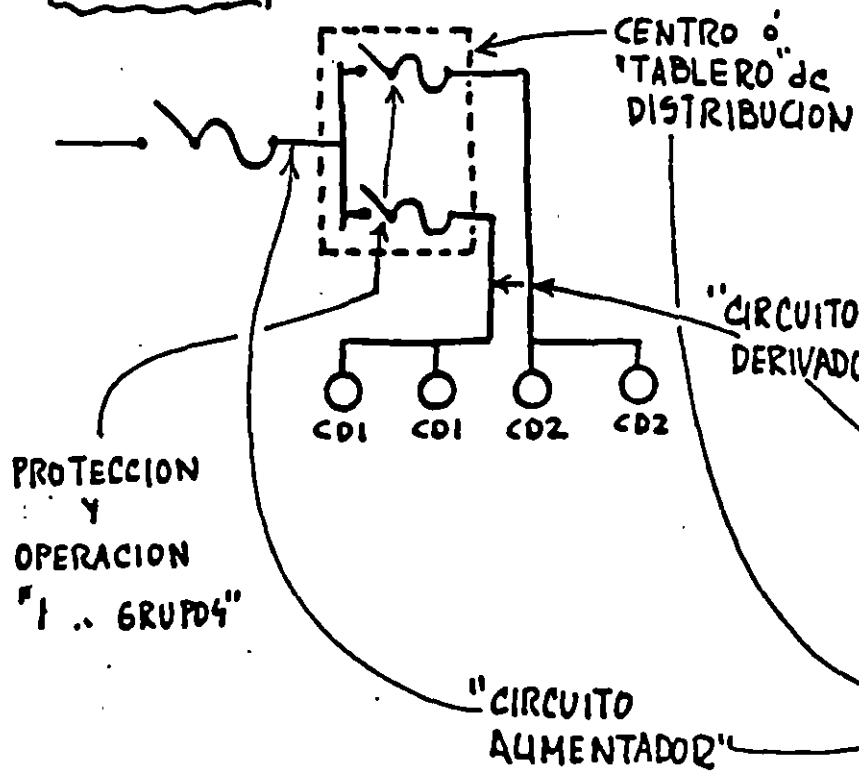
- CIRCUITOS ALIMENTADORES.
- CENTROS de DISTRIBUCION.
(TABLEROS).
- CIRCUITOS DERIVADOS. -

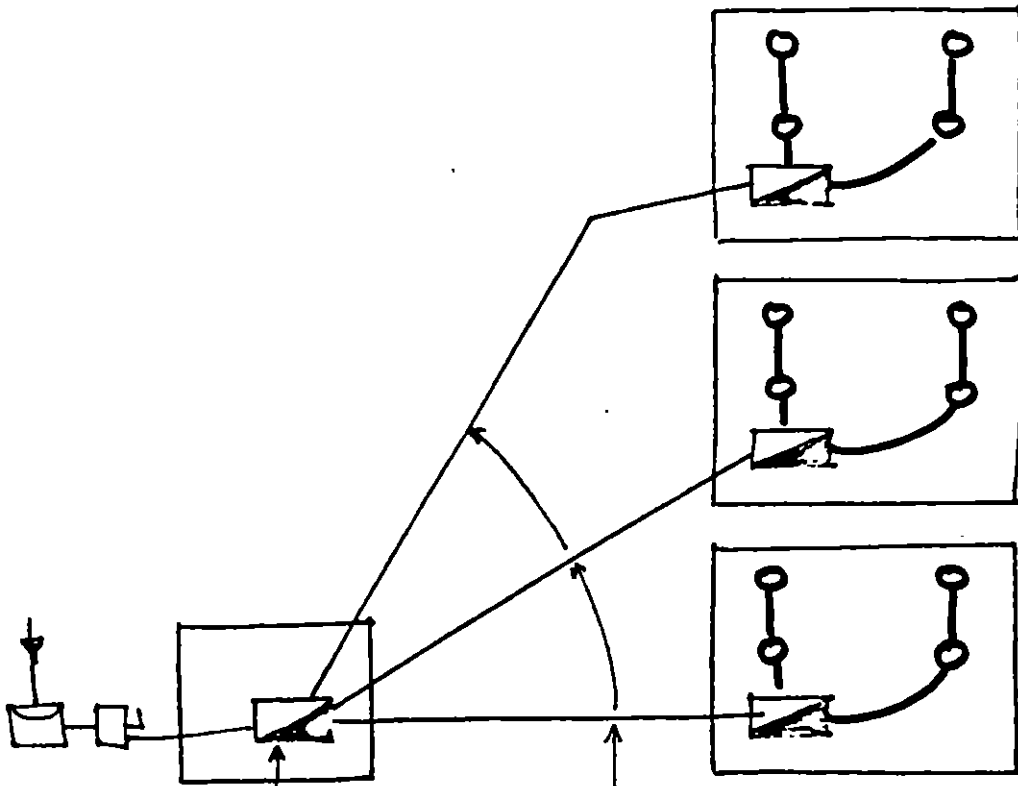




FALLA →
 POSIBILIDAD →
 OPERACION → } TOTAL

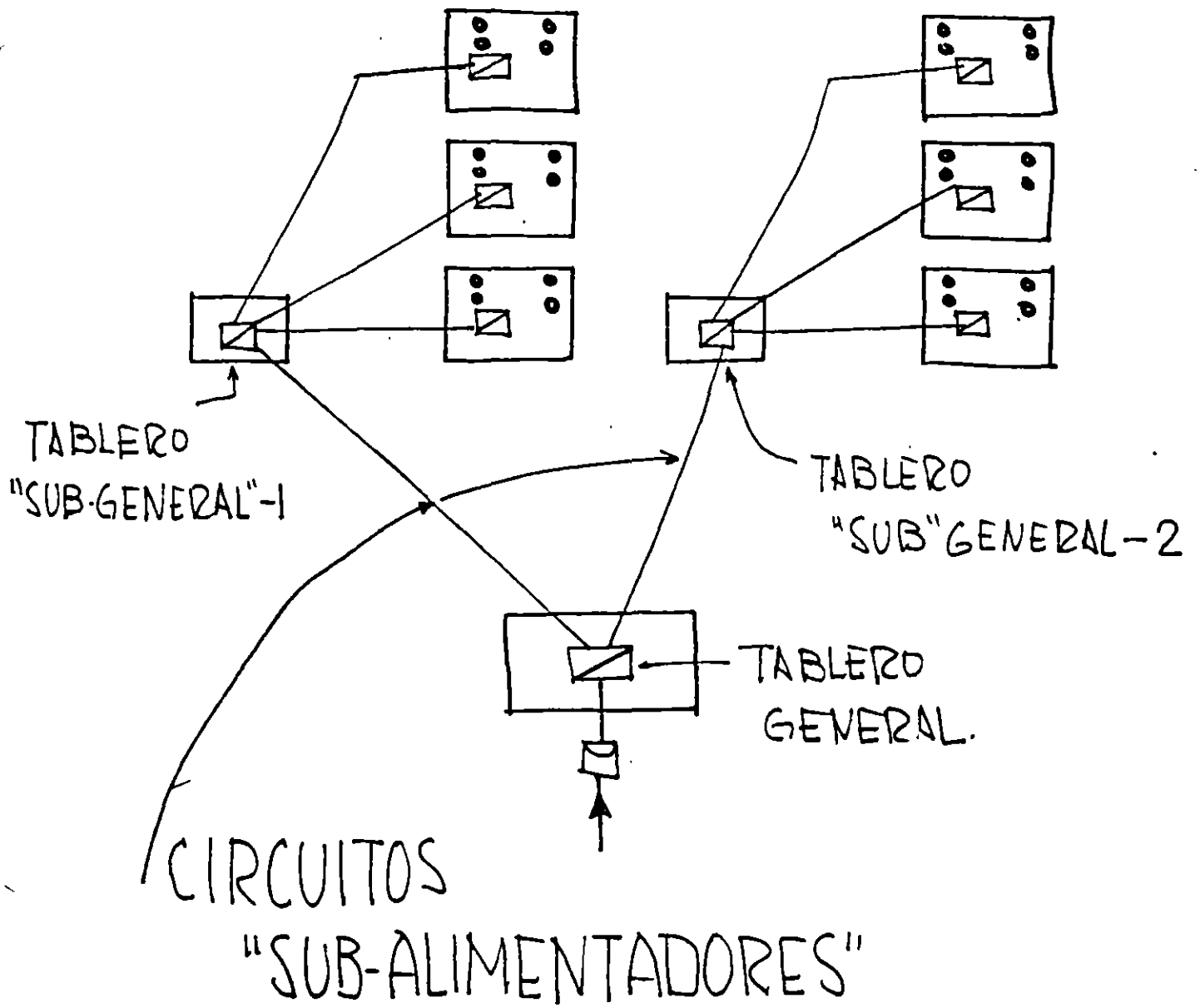
SOLUCION:





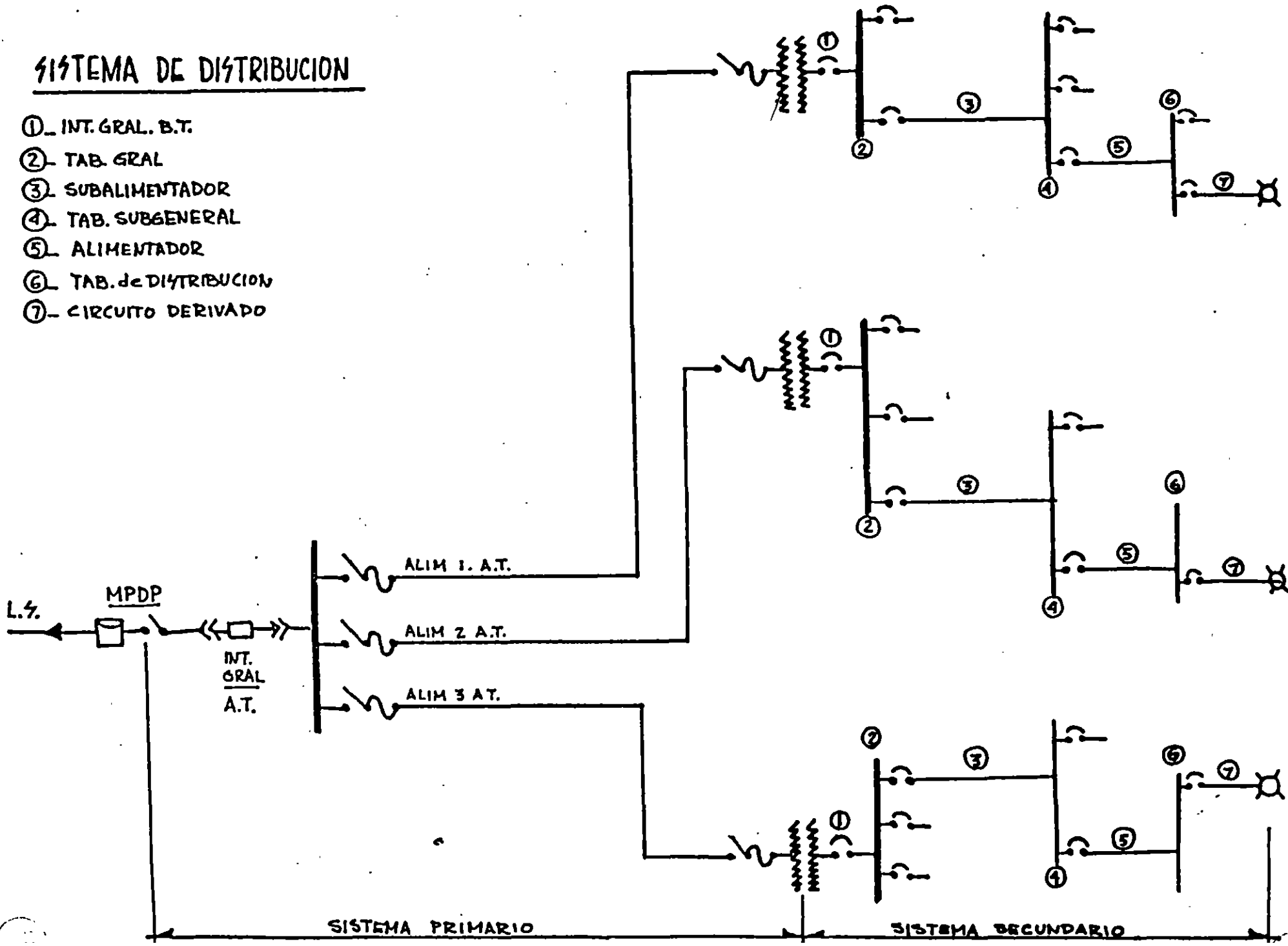
TABLERO
GENERAL

CIRCUITOS
ALIMENTADORES



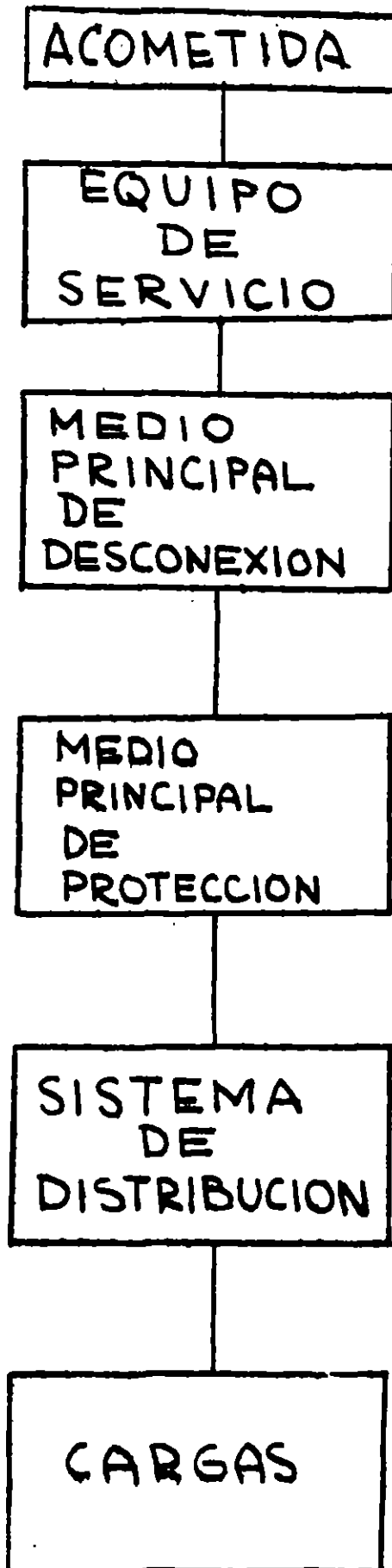
SISTEMA DE DISTRIBUCION

- ① - INT. GRAL. B.T.
- ② - TAB. GRAL
- ③ - SUBALIMENTADOR
- ④ - TAB. SUBGENERAL
- ⑤ - ALIMENTADOR
- ⑥ - TAB. de DISTRIBUCION
- ⑦ - CIRCUITO DERIVADO



SISTEMA PRIMARIO

SISTEMA SECUNDARIO



CARGA

NTIE-101: "POTENCIA QUE DEMANDA UN APARATO O MAQUINA O UN CONJUNTO DE APARATOS DE UTILIZACION..."

"UNA CARGA" ⇒ - DISPOSITIVO ADECUADO PARA ABSORBER O TRANSFORMAR LA ENERGIA ELECTRICA A OTRAS FORMAS DE ENERGIA, PARA SU UTILIZACION

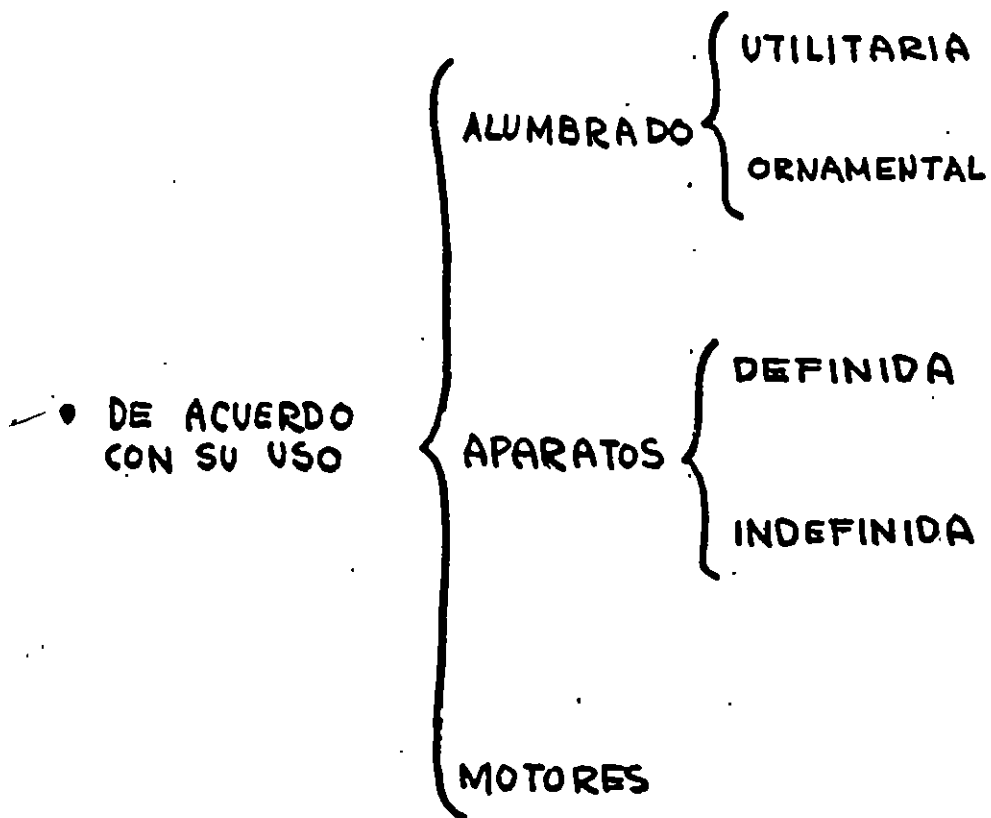
- LUMINOSA → LAMPARAS
- MECANICA → MOTORES
- TERMICA → CALFACTORES

"DETERMINACION" DE UNA CARGA: CONOCIMIENTO O DEFINICION DE SUS CARACTERISTICAS: -

CARACTERISTICAS DE UNA CARGA:

- ① PARAMETROS ELECTRICOS:
 - POTENCIA
 - TENSION
 - CORRIENTE DEMANDADA
 - NOMINAL
 - DE ARRANQUE
 - A ROTOR BLOQUEADO
 - F.P.
 - FRECUENCIA
- ② LOCALIZACION:
 - DE LA CARGA
 - DE SU CONTROL
 - DE SUS PROTECCIONES
- ③ OPERACION:
 - REGIMEN DE CARGA
 - TIPO DE SERVICIO.

CLASIFICACION DE LAS CARGAS:



SISTEMAS QUE INTEGRAN UNA I.E.

1.- SISTEMA DE CONDUCTORES

2.- SISTEMA DE CANALIZACION

3.- SISTEMA DE PROTECCION

4.- SISTEMA DE CONTROL

CARACTERISTICAS DE UN

CONDUCTOR :-

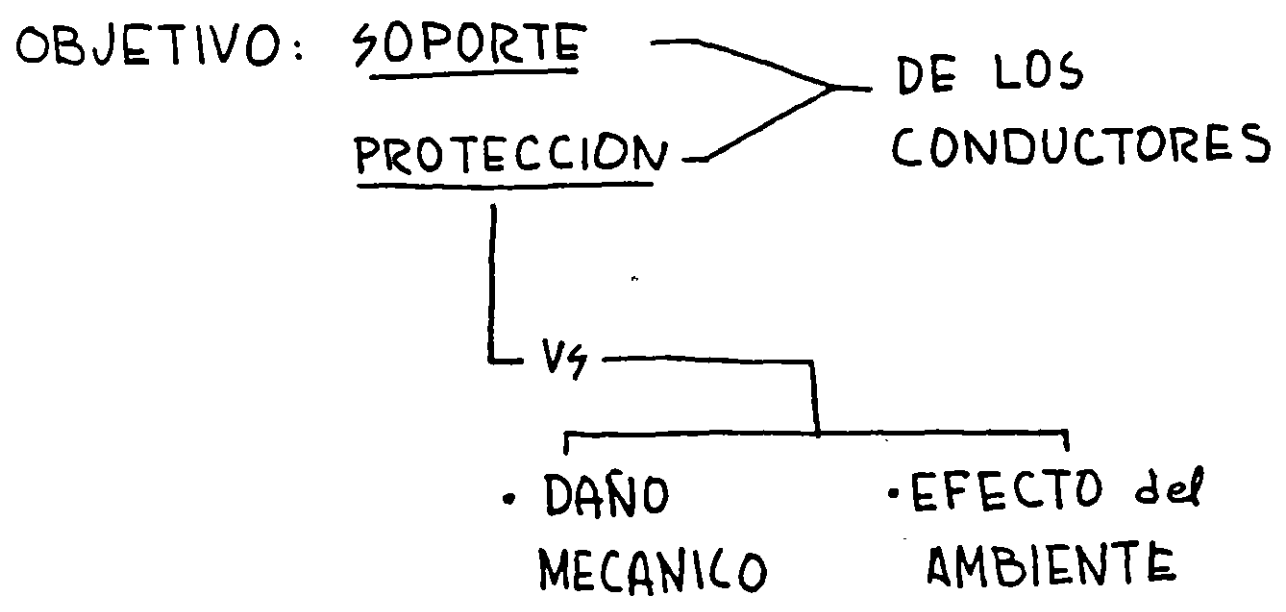
- 1- CAPACIDAD SUFICIENTE PARA CONDUCIR LA CORRIENTE MAXIMA DEL CIRCUITO
- 2- SECCION TRANSVERSAL SUFICIENTE PARA LIMITAR LA CAIDA DE VOLTAJE
- ✓ 3- AISLAMIENTO ADECUADO PARA LAS CONDICIONES DE INSTALACION.-
- 4- RESISTENCIA MECANICA.

MEDIOS DE CANALIZACION

CANALIZACION :- " MEDIO o MEDIOS QUE SE USAN PARA ALOJAR A LOS CONDUCTORES DE UNA I.E. Y QUE SON :

- DISEÑADOS
- CONSTRUIDOS
- UTILIZADOS

..... PARA TAL FIN"
(NTIE-81-101)



CARACTERISTICAS GENERALES

• DEBEN TENER CONTINUIDAD :

• ELECTRICA:

METALICA SIEMPRE CONECTADA A TIERRA

(NTIE-81-301-5, 206-21)

• MECANICA:

• REMATADAS (FIJAS) A CADA CAJA O ACCESORIO

• SI CAMBIA EL TIPO DE CANALIZACION

↓
CAJA ADECUADA

• NO DEBE ALOJAR CONDUCTORES DE

SISTEMAS DIFERENTES : EJ:

- 220/127.5 vs 440V

- C.D.

- FRECUENCIA DIFERENTE

- COMUNICACION . etc.

SIST. NORMAL
VS
SIST. EMERG

Excep: - CONTROL CON CIRCUITO DE FZA → SI ↓

MISMO AISLAMIENTO

CTO. Balastro y CTO Alumbiado.

• CANTIDAD DE CONDUCTORES:

DEBE PERMITIR FACILIDAD PARA

• COLOCARLOS

• REMOVERLOS

• DISIPAR CALOR

CARACTERISTICAS GENERALES

(2)

• DEBE EVITARSE :

• LA CIRCULACION DE AIRE ENTRE PARTES DE UNA CANALIZACION EXPUESTAS A DIFERENTES TEMPERATURAS. (301-13)

• LA CIRCULACION DE CUALQUIER CORRIENTE INDUCIDA EN UNA CANALIZACION METALICA. (301-14)

• INSTALAR UNA CANALIZACION EN DUCTOS DE EXTRACCION DE POLVOS, VAPORES ó BASURA. (301-16)

(SI EN DUCTOS de A.A → TUBERIA METALICA)

• CANALIZACION PARA DIVERSOS USUARIOS :-

(301-17)

• PUEDE OCUPAR MISMA CANALIZACION (EN AREAS COMUNES)

• EN CONDOMINIOS →

CANALIZACIONES SEPARADAS

METODOS DE CANALIZACION REGLAMENTADOS

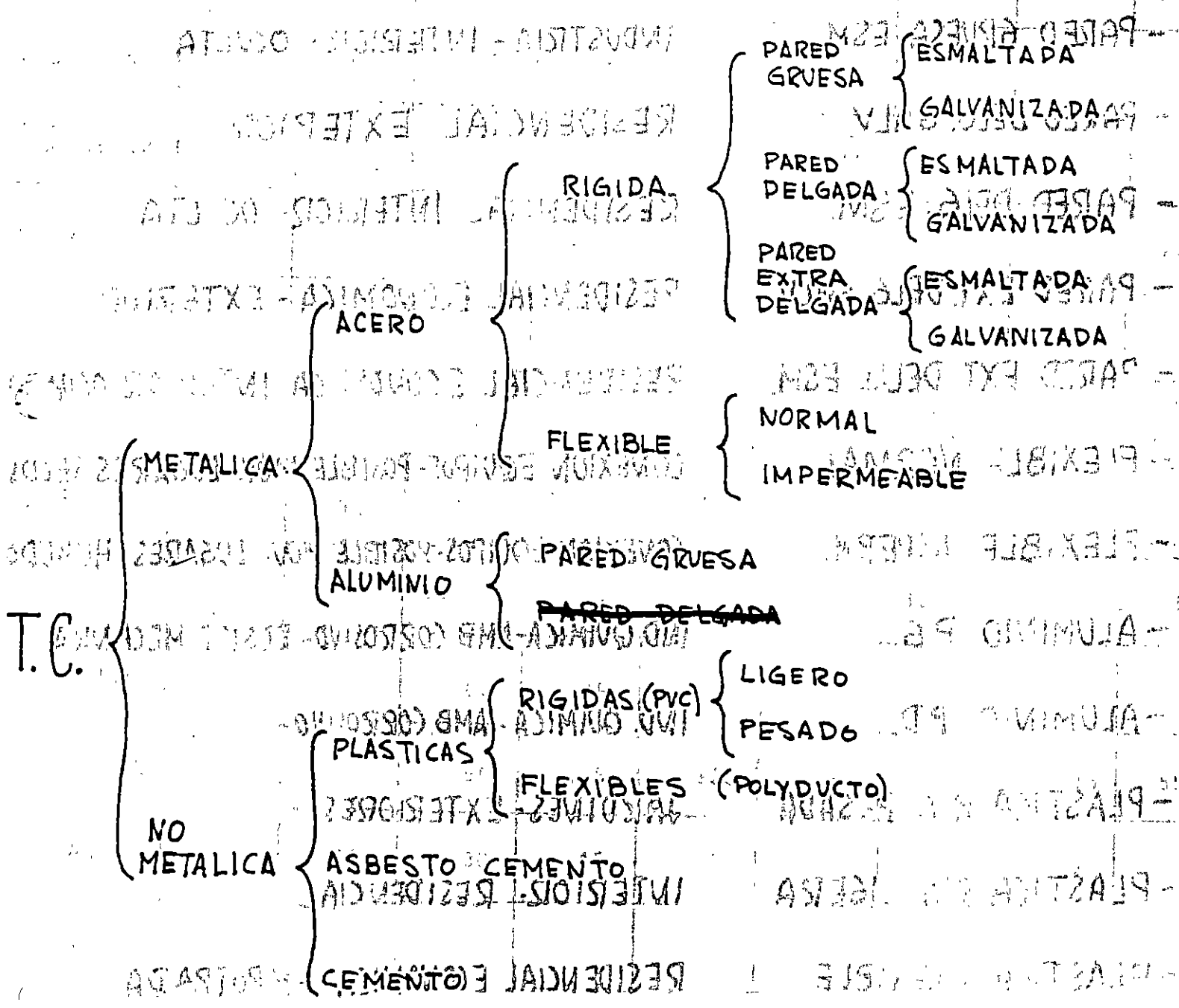
- TUBO CONDUIT
 - METALICO RIGIDO
 - PESADO
 - SEMIPESADO
 - LIGERO
 - METALICO FLEXIBLE
 - NO METALICO
 - PVC
 - POLIETILENO
- DUCTOS METALICOS CON TAPA
- DUCTOS METALICOS CON BARRAS
- DUCTOS PARA PISO
- CHAROLAS
- INSTALACION VISIBLE SOBRE AISLADORES
- EXTENSIONES CORTAS VISIBLES

CANALIZACION CON TUBERIA "CONDUIT"

"CONDUIT" = TUBERIA DISEÑADA Y FABRICADA ESPECIALMENTE PARA ALOJAR CONDUCTORES.

- SUPERFICIE INTERIOR ADECUADA.
- PERMITE DOBLEZ.

TIPOS DE TUBERIA A CONDUIT:



CAPACIDAD

CONVENIENCIA

$$I_{\text{DISEÑO}} \leq I_{\text{REGIMENES DE TRABAJO}}$$

+

RESERVA

REGULACION

PARA :

EN CADA PUNTO : -
INSTALACION

OBSERVACION

CANTIDAD DE ENERGIA NECESARIA
AL ~~VOLTAJE~~ REQUERIDO
TENSION.

AMPLIA CARGA -
FUTURAS

CONSIDERA :

LOCALIZACION DE LAS CARGAS → LONGITUD DE CONDUCTORES

↓
SECCION DE CONDUCTORES

↓
CAIDAS DE VOLTAJE MINIMAS

SEGURIDAD FLEXIBILIDAD

PARA:

+ PERSONAL

- INSTALACION

- OPERACION

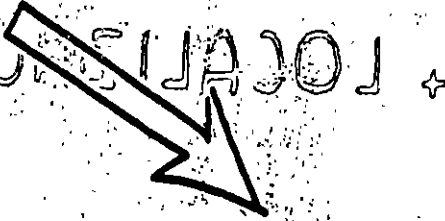
+ EQUIPO

- AMPLIACIONES

FUTURAS OPERACION +

CONDICION

MINIMA



COMPLIR

REGLAMENTACION

EN OPERACION

EN MANTENIMIENTO
EN INSTALACION.

EN OPERACION

EN FALLAS