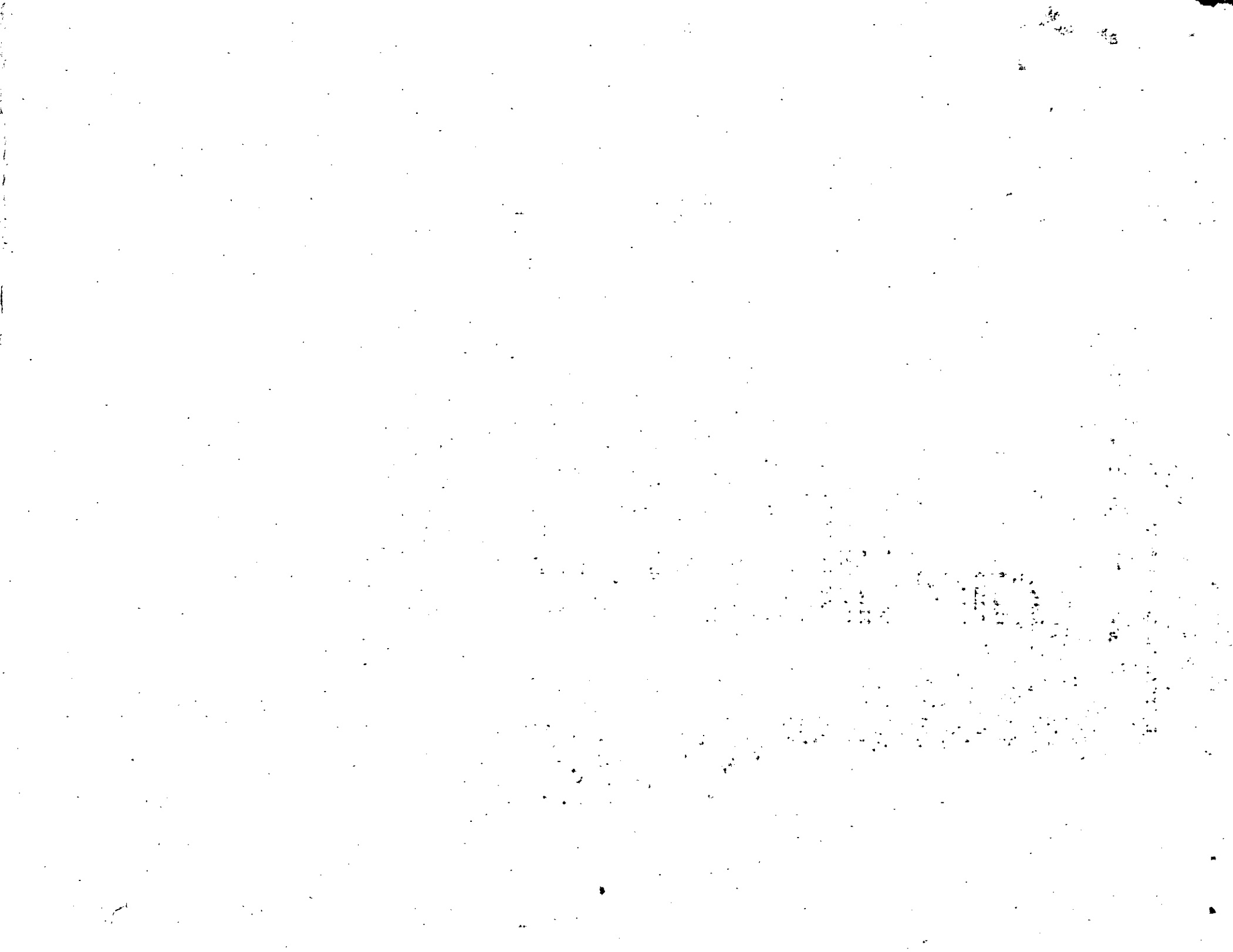


DIRECTORIO DE PROFESORES DEL CURSO: PREFABRICACION DE ESTRUCTURAS

DE CONCRETO Y VIVIENDA DICIEMBRE 1984.

1. ARQ. JOSE MARIA FRANCES CAMPS.
PROFESOR
FACULTAD DE ARQUITECTURA
TALLER M
UNAM.
MEXICO, D.F.
550 52 15 EXT. 3503.
2. DR. PORFIERIO BALLESTEROS BAROCIO (COORDINADOR)
PROFESOR
DIVISION DE ESTUDIOS SUPERIORES
FACULTAD DE INGENIERIA
UNAM
MEXICO, D.F.
550 52 15 EXT. 4498
3. ING. ALFONSO OLVERA LOPEZ
DIRECTOR DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
E S I A
INSTITUTO POLITECNICO NACIONAL
UNIDAD ZACATENCO, EDIFICIO 6 LABORATORIO PESADO
MEXICO 14, D.F.
586 01 44
4. ARQ. FERNANDO LOPEZ CARMONA
COORDINADOR DE CURSOS DE ESPECIALIZACION
FACULTAD DE ARQUITECTURA
UNAM
MEXICO, D.F.
5. DR. JUAN GERARDO OLIVA SALINAS
INVESTIGADOR
COORDINACION DE ARQUITECTURA APLICADA
FACULTAD DE INGENIERIA
UNAM
MEXICO, D.F.



PREFABRICACION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y VIVIENDA 1984

Fecha	Tema	Horario	Profesor
Diciembre 3	GENERALIDADES SOBRE PREFABRICACION	10 a 11:30 a.m.	ARQ. JOSE MARIA FRANCES CAMPS
	APLICACIONES CREATIVAS	12 a 13:30 h	DR. JUAN GERARDO OLIVA SALINAS
	ANTECEDENTES SOBRE PREFABRICACION	15 a 16:30 h	ING. ALFONSO OLVERA LOPEZ
	DIF. ASPECTOS DE PREFABRICACION	17 a 18:30 h	ING. ALFONSO OLVERA LOPEZ
Diciembre 4	APLICACIONES CREATIVAS	10 a 11:30 a.m.	ARQ. FERNANDO LOPEZ CARMONA
	FUNDAMENTOS DE DISEÑO Y ANALISIS	12 a 13:30 h	DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO
	PROCESOS DE PREFABRICACION	15 a 16:30 h	ING. ALFONSO OLVERA LOPEZ
	PREFABRICACION EN MEXICO	17 a 18:30 h	ARQ. JOSE MARIA FRANCES CAMPS
Diciembre 5	MOLDES TUNELES	10 a 11:30 a.m.	ARQ. JOSE MARIA FRANCES CAMPS
	APLICACIONES CREATIVAS	12 a 13:30 h	ARQ. FERNANDO LOPEZ CARMONA
	PROCESOS DE PREFABRICACION	15 a 16:30 h	ING. ALFONSO OLVERA LOPEZ
	EVALUACION DE SISTEMAS	17 a 18:30 h	ING. ALFONSO OLVERA LOPEZ
Diciembre 6	APLICACIONES CREATIVAS	10 a 11:30 a.m.	DR. JUAN GERARDO OLIVA SALINAS
	FUNDAMENTOS DE DISEÑO Y ANALISIS	12 a 13:30 h	DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO
	PREFABRICACION INTERNACIONAL	15 a 16:30 h	ING. ALFONSO OLVERA LOPEZ
	GRANDES TABLEROS (PANELES)	17 a 18:30 h	ARQ. JOSE MARIA FRANCES C.

1
[Faint, illegible text]

[Faint, illegible text]

[Faint, illegible text]

[Faint, illegible text]

[Faint, illegible text]

[Faint, illegible text]

[Faint, illegible text]

[Faint, illegible text]

[Faint, illegible text]

[Faint, illegible text]

[Faint, illegible text]

[Faint, illegible text]

[Faint, illegible text]

[Faint, illegible text]

[Faint, illegible text]

[Faint, illegible text]



Tema	Tema	Horario	Profesor
Diciembre 7	PREFABRICACION EN OTROS MATERIALES	10 a 11:30 a.m.	ARQ. JOSE MARIA FRANCES CAMPS
	APLICACIONES CREATIVAS	12 a 13:30 h	ARQ. ALFONSO LOPEZ CARMONA
	PREAFABRICACION INTERNACIONAL	15 a 18:30 h	ING. ALFONSO OLVERA LOPEZ
Diciembre 8	FUNDAMENTOS DE DISEÑO Y ANALISIS	10 a 11:30 h	DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO
	MESA REDONDA CLAUSURA	12 a 13:30 h	TODOS

EVALUACION DEL PERSONAL DOCENTE

(E)

CURSO: PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

FECHA: Del 3 al 8 de Diciembre de 1983.

		DOMINIO DEL TEMA	EFICIENCIA EN EL USO DE AYUDAS AUDIOVISUALES	MANTENIMIENTO DEL INTERES. (COMUNICACION CON LOS ASISTENTES, AMENIDAD, FACILIDAD DE EXPRESION).	PUNTUALIDAD
CONFERENCISTA					
1.	DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO				
2.	ARQ. JOSE MARIA FRANCES CAMPS				
3.	ING. ALFONSO OLVERA LOPEZ				
4.	DR. JUAN GERARDO OLIVA SALINAS				
5.	ARQ. FERNANDO LOPEZ CARMONA				
6.					
7.					
8.					
9.					

EDCS
ESCALA DE EVALUACION: 1 a 10

EVALUACION DEL CURSO

3

	CONCEPTO	EVALUACION
1.	APLICACION INMEDIATA DE LOS CONCEPTOS EXPUESTOS	
2.	CLARIDAD CON QUE SE EXPUSIERON LOS TEMAS	
3.	GRADO DE ACTUALIZACION LOGRADO CON EL CURSO	
4.	CUMPLIMIENTO DE LOS OBJETIVOS DEL CURSO	
5.	CONTINUIDAD EN LOS TEMAS DEL CURSO	
6.	CALIDAD DE LAS NOTAS DEL CURSO	
7.	GRADO DE MOTIVACION LOGRADO CON EL CURSO	

ESCALA DE EVALUACION DE 1 A 10

1. ¿Qué le pareció el ambiente en la División de Educación Continua?

MUY AGRADABLE	AGRADABLE	DESAGRADABLE

2. Medio de comunicación por el que se enteró del curso:

PERIODICO EXCELSIOR ANUNCIO TITULADO DI VISION DE EDUCACION CONTINUA	PERIODICO NOVEDADES ANUNCIO TITULADO DI VISION DE EDUCACION CONTINUA	FOLLETO DEL CURSO

CARTEL MENSUAL	RADIO UNIVERSIDAD	COMUNICACION CARTA, TELEFONO, VERBAL, ETC.

REVISTAS TECNICAS	FOLLETO ANUAL	CARTELETA UNAM "LOS UNIVERSITARIOS HOY"	GACETA UNAM

3. Medio de transporte utilizado para venir al Palacio de Minería:

AUTOMOVIL PARTICULAR	METRO	OTRO MEDIO

4. ¿Qué cambios haría usted en el programa para tratar de perfeccionar el curso?

5. ¿Recomendaría el curso a otras personas?

SI	NO

6. ¿Qué cursos le gustaría que ofreciera la División de Educación Continua?

7. La coordinación académica fue:

EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA

8. Si está interesado en tomar algún curso intensivo ¿Cuál es el horario más conveniente para usted?

LUNES A VIERNES DE 9 A 13 H. Y DE 14 A 18 H. (CON COMIDAS)	LUNES A VIERNES DE 17 A 21 H.	LUNES, MIERCOLES Y VIERNES DE 18 A 21 H.	MARTES Y JUEVES DE 18 A 21 H.

VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 14 H.	VIERNES DE 17 A 21 H. SABADOS DE 9 A 13 Y DE 14 A 18 H.	O T R O

9. ¿Qué servicios adicionales desearía que tuviese la División de Educación Continua, para los asistentes?

10. Otras sugerencias:



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

PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

Generalidades, DISEÑO PRODUCCION

Dr. Porfirio Ballesteros Barocio

D I C I E M B R E, 1984.



I N D I C E

I. GENERALIDADES

1.1 Generalidades Sobre la Prefabricación

1.2 Industrialización y Prefabricación

1.3 Ventajas y Problemas de la Prefabricación

1.4 Posibilidades de la Prefabricación en nuestro País

1.5 Vivienda en México

1.6 Desarrollo de la Industrialización y la Influencia del Concreto Armado

1.7 Desarrollo del Concreto Armado y de la Prefabricación

1.8 Primeros Sistemas de Prefabricación

1.9 Estado Actual de la Prefabricación y Tendencias

II DISEÑO

2.1 Sistemas de Prefabricación de Edificios

2.2 Elementos Prefabricados

2.3 Consideraciones Sobre Proyecto y Construcción con Elementos Prefabricados

2.4 Tipo de elementos que son susceptibles de prefabricarse

2.5 Consideraciones sobre las Juntas

III PRODUCCION

3.1 Plantas y Procesos de Fabricación

3.2 Los materiales

IV TRANSPORTE Y MONTAJE

1. Generalidades

- 1.1 Generalidades sobre la Prefabricación**
- 1.2 Industrialización y Prefabricación**
- 1.3 Ventajas y Problemas de la Prefabricación**
- 1.4 Posibilidades de la Prefabricación en nuestro país**
- 1.5 La vivienda en México**
- 1.6 Desarrollo de la Industrialización y la influencia del Concreto Armado**
- 1.7 Desarrollo del Concreto Armado y de la Prefabricación**
- 1.8 Primeros Sistemas de Prefabricación**
- 1.9 Estado Actual de la Prefabricación y Tendencias**

1.1 GENERALIDADES SOBRE LA PREFABRICACION

El proceso Industrial de la Construcción ha seguido un desarrollo progresivo análogo al que han seguido otras industrias.

Debido a las características de la construcción, la industrialización ha tenido que vencer ciertos obstáculos y su proceso se ha retrasado con respecto a otras industrias. Algunas industrias ya han alcanzado procesos automáticos, pero precisamente la fábrica en la cual se realizan operaciones automáticas ha sido construida con métodos antiguos de construcción.

Indudablemente que la Industria de la Construcción ha hecho progresos, se trabaja con procesos muy avanzados en programación de obras, los más modernos métodos aerofotogrametría son de uso constante etc. Pero en la realización de obras hay varios factores que han frenado los avances técnicos. Citaremos algunos:

Una obra debe de estar bien cimentada, la construcción de los cimientos está condicionada por las características del terreno por lo que difícilmente puede ser industrializado.

Por otro lado en la construcción de un edificio intervienen más de 40 industrias diversas con productos y características especiales. También un edificio obedece a valores arquitectó

nicos determinados y no simplemente a problemas constructivo-funcionales.

Por estas razones la construcción está sometida a un proceso más lento de desarrollo.

La industrialización que se inició a principios del siglo pasado, es un proceso económico-social que tiene como finalidad el aumento de la producción por medio de la racionalización y mecanización del trabajo. La industrialización tuvo sus orígenes en el aumento de la población mundial y como consecuencia de los diversos adelantos científicos y técnicos.

La industrialización de la Construcción tiende a hacer racional la misma, introduciendo la mecanización del trabajo. Su finalidad es la de aumentar la productividad de la construcción.

La Prefabricación no depende necesariamente de la industrialización. Podemos hacer una cosa prefabricada con elementos que no tengan que ver nada con la industria.

De hecho la prefabricación existe desde la antigüedad. Fabricar un elemento fuera de su lugar definitivo es ya prefabricar. La prefabricación en el concepto moderno como parte de un proceso de industrialización se origina en la misma revolución industrial. La prefabricación así concebida es un mé

todo industrial de construcción en el que los elementos fa
bricados en grandes series son montados en la obra por medio
de ciertos mecanismos. Estos elementos, en términos genera-
les se les llama prefabricados.

La Prefabricación tiene varios grados según su desarrollo

- Partiremos de la Construcción tradicional en la que ya se incluyen algunos elementos fabricados fuera de la obra, de hecho los tabiques son prefabricados.
- La Construcción Tradicional evolucionada incluye un mayor número de elementos fabricados fuera de la obra y las ope-
raciones se han mecanizado en cierta forma.
- La Prefabricación al pie de la obra que varía según su desarrollo puede ser lo más rudimentaria y simple en la que no exista ninguna instalación y en la cual sólo el ingeniero de los operarios o técnicos los condujo por fa
cilidad o ahorro de trabajo, a prefabricar un elemento. Puede llegar a ser lo más completa al grado de contarse con una verdadera planta de prefabricación al pie de la obra, es decir, una planta móvil construida ahí en el lu-
gar de la obra misma si el volumen de producción lo re-
quiere.
- La prefabricación en plantas de prefabricación, verdade-

ras industrias en las que se produce en serie. Algunas plantas tienen procesos en cierta forma manuales y algunos son automáticos ésto depende del grado de desarrollo de la prefabricación y del país. La producción en otras plantas varía desde la fabricación de elementos pequeños hasta la fabricación de casas y unidades completas.

Los materiales

"Un material de Construcción se renueva cuando la técnica de su utilización se modifica".

Esta premisa de carácter teórico, es fundamental en la consideración sobre el empleo de los materiales en la prefabricación. Un material de construcción ideal que satisfaga todas las condiciones que se exigen no existe. Cuales son esas condiciones

- debe poder unirse y tener continuidad. Unirse en forma sencilla.
- debe ser capaz de cumplir las funciones de cargas y de división
- debe ser aislante térmico, acústico
- no debe exigir grandes cuidados de conservación
- ser resistente

Tomando en cuenta estas condiciones, vemos que el concreto armado es el material idóneo en la prefabricación.

1.2 INDUSTRIALIZACION Y PREFABRICACION

La industrialización no es un concepto nuevo, su origen lo encontramos en el siglo XVIII en la revolución industrial de Inglaterra. La introducción del trabajo organizado y mecánico empezó a cambiar los conceptos en la construcción. Se iniciaba entonces la marcha de la producción industrial que estamos viviendo. En nuestra vida cotidiana estamos rodeados de productos de la industrialización, nuestras ropas, nuestros vehículos, en fin todas nuestras necesidades materiales están casi completamente satisfechas gracias a la industria.

Comparada con otros campos de la producción, la técnica de la Construcción se encuentra atrasada. En una era que nos muestra todos los signos de una industrialización completa, la arquitectura está casi sola y adherida de una manera desusada a los principios de oficios y artesanías.

Cuando empleamos en la arquitectura numerosos materiales de origen industrial, por ejemplo, las complejas instalaciones sanitarias en un hospital, nuestros métodos de construcción parecen primitivos. Los métodos industriales de construcción usados actualmente en otros países, están muy lejos aún de alcanzar la impresionante producción de los métodos de fabricación de automóviles, por ejemplo, o de refrigeradores o aparatos diversos de uso diario. Y la razón es muy sencilla

el objeto industrial se fabrica en gran número de ejemplares iguales según un diseño determinado. Como consecuencia inmediata se amortizan los estudios previos y los elementos de producción. El problema se limita a la producción.

En la construcción y en la arquitectura hay muchos otros factores: por ejemplo la habitación en los métodos industriales actuales debe ser armada al exterior, fijada al terreno (gran variedad de terrenos) dotada de agua, drenaje, gas, etc. La comparación no puede ser válida si se conserva el concepto actual de construcción y el concepto actual de habitación.

Los métodos industriales de construcción, tienden a cambiar tanto el concepto actual de construcción como la concepción misma de la arquitectura.

En la industrialización se prosiguen tres finalidades.

La primera y más importante es la cantidad. El aumento de población y el aumento del nivel de vida, exigen cada día un mayor número de habitaciones y de construcciones de todo tipo.

La segunda es la economía. La mano de obra, por el mismo aumento del nivel de vida, se hace más escasa y más cara. La finalidad de los métodos industriales de construcción es de bajar los costos, aunque esta meta está todavía muy

lejos de alcanzar la reducción de costos que se ha logrado en la producción industrial de objetos de uso diario por comparación con los producidos manualmente.

La tercera es el tiempo. Por razones sociales y económicas, se necesita construir lo más rápido posible. La industrialización es el único camino. Sin embargo, la Industrialización de la Construcción a pesar de su obvia necesidad, ha encontrado serios obstáculos, que han impedido alcanzar su desarrollo. Estos obstáculos son:

1. Fuerza de la costumbre. Las formas industriales en la arquitectura difieren de las formas a las que estamos acostumbrados, y esto crea un círculo vicioso ya que si no se ataca el problema desde las escuelas de arquitectura, no habrá avances posibles.
2. Duración. En nuestro concepto actual de la morada, se le considera como algo imperecedero, se tiene la idea de que la habitación debe ser eterna, patrimonio familiar. En cambio, en la construcción como proceso industrial, la edificación tiene una duración limitada; sin embargo, el cascarón se ha querido conservar eterno.
3. Razones económicas. Con los actuales métodos industriales de construcción, que se están empleando en otros países y que más adelante veremos, no se resuelve totalmente la construcción desde el punto de vista económico.

Industrialización y Prefabricación son dos términos distintos. La industrialización es un proceso económico que va desde una investigación del mercado hasta la distribución del producto industrial. La prefabricación, que existe desde la antigüedad, implica la construcción de elementos, fuera de la obra, o al pie de la obra, para su fácil colocación.

1.3 VENTAJAS Y PROBLEMAS DE LA PREFABRICACION

Ventajas

a) Economía de mano de obra

El empleo de sistemas de producción en serie y la mecanización tanto de la fabricación de elementos prefabricados como de su montaje, implica economías importantes en la mano de obra.

Además cuando se recurre a la prefabricación resulta más fácil programar los trabajos de manera que se reduzcan los tiempos perdidos. Por otro lado la prefabricación no requiere personal obrero altamente especializado.

b) Economía de Materiales

Las características de la fabricación en serie de elementos estructurales permite aplicar sistemas de control de calidad que no es posible utilizar en las obras convencionales. Un buen control de calidad hace posible un aprovechamiento más eficiente de los materiales.

c) Rapidez

La posibilidad de traslapar las distintas etapas de la construcción reduce los tiempos de ejecución. Con una correcta programación se puede conseguir que los elementos prefabricados para la estructura estén listos en el momento en que se termina la cimentación.

Además la limpieza que caracteriza a la prefabricación, permite un mejor control del resto de las operaciones de una obra.

La disminución de los tiempos de ejecución supone una disminución no sólo de los gastos de administración y supervisión, sino también de los intereses sobre capital.

d) Recuperabilidad

En algunos casos el tipo de juntas que se utilizan en los elementos prefabricados, permite el desmantelamiento de las obras de tal forma que puedan trasladarse a otro lado y recuperarse.

e) Producción de gran número de elementos**f) Control de calidad****Desventajas****a) Necesidad de invertir en equipo especial**

Cualquier sistema de prefabricación requiere inversiones en

equipo que no son necesarios en las obras convencionales.

b) Dificultad en el diseño

El diseño de edificios prefabricados exige una actitud y conocimientos distintos a los empleados en los métodos tradicionales de construcción. La forma misma de proyectar una obra varía. El concepto de arquitectura se ha venido modificando. Para diseñar edificios prefabricados no basta con tener conocimientos sobre ejecución de obras con sistemas de prefabricación, es necesario poseer la formación que proporcionan el estudio de redes, la teoría de las combinaciones, la topología y otras disciplinas comunes en el arquitecto y en el diseñador industrial cuando su función se basa en esta técnica y no en conceptos antiguos intuitivo-artísticos.

c) Juntas

El diseño de juntas y conexiones es probablemente uno de los aspectos que más problemas presenta en la prefabricación. Las juntas como más adelante se estudiará, tienen entre otras la tarea de transmitir la continuidad entre las diferentes partes de una estructura cuando ésta lo requiera.

d) Supervisión

La fabricación, el transporte y el montaje de estructuras

prefabricadas, requiere una supervisión muy cuidadosa, sobre todo en lo que se refiere a las dimensiones, acabados y juntas de los elementos prefabricados.

e) Programación

La prefabricación como parte de un proceso industrial requiere una programación mucho más cuidadosa en todos sus aspectos. Las operaciones complementarias en una construcción, inclusive deberá supeditarse a la programación general que requiere la prefabricación.

1.4 POSIBILIDADES DE LA PREFABRICACION EN NUESTRO PAIS

En la primera parte de esta unidad, se planteó a grandes rasgos el problema de la Habitación con el objeto de dejar fuera de toda duda nuestro objetivo básico: Racionalización e Industrialización de los sistemas y materiales empleados en la Edificación. Arquitectos, Ingenieros y Constructores coinciden en que uno de los principales obstáculos en la solución al problema de la vivienda es la falta de continuidad en las inversiones, esto es, un problema económico cuyos orígenes son de orden administrativo. Sobre este aspecto estamos convencidos de la necesidad de la continuidad en la inversión aunque sea una escala mínima.

Los materiales que se han venido utilizando en los programas

de vivienda han sido en la mayoría de los casos los tradicionales, provocando en general la demanda excesiva de los mismos, lo que dificulta su obtención y encarece su precio ya que se producen en forma primitiva y en cantidades limitadas. Esto ha sido un problema técnico y económico.

Hemos venido utilizando sistemas constructivos que requieren una considerable cantidad de mano de obra, lo que ha obligado a utilizar operarios de preparación muy deficiente y que se traduce en un rendimiento muy bajo, o sea elevación de costos y por otro lado la calidad en acabados es muy mala.

Los datos analizados en la primera parte nos indican que se necesitarán construir más de 1000 viviendas diarias para satisfacer las necesidades de habitación. Suponiendo que se contara con los medios económicos suficientes, sería imposible construir ese número de viviendas con los métodos tradicionales de construcción por lo que tenemos forzosamente que recurrir a los sistemas industrializados de construcción.

En el año de 1967, que ha sido el de mayor inversión pública y privada en lo concerniente a vivienda, sólo se construyeron, según datos del FOVI, 85 000 viviendas entre multifamiliares y habitaciones unifamiliares. Dicha cifra cubre apenas el 22.5 % de la demanda anual, dejando sin solución el 72.5 % aumentando el déficit.

Las ventajas que la Industrialización de las Construcciones puede aportar son entre otras las siguientes:

1. Aprovechamiento óptimo de la mano de obra y materiales.
Existe la creencia errónea de que la prefabricación provocaría desempleo, sin embargo, por otro lado, aumentaría la necesidad de obreros especializados con la creación de industrias.
2. Control de calidad tanto de materiales como de productos terminados. Se evita así mismo el desperdicio.
3. Rapidez de ejecución
4. Abatimiento de costos

La prefabricación en México está actualmente en su etapa inicial de experimentación. En nuestro país no existen obstáculos de orden técnico para su desarrollo y a medida que ésto se logre, sus ventajas económicas le darán mayor impulso. Debemos aprovechar todas las experiencias y avances técnicos que se han obtenido con otros países para adaptarlos a las condiciones de nuestro país tanto técnicas en cuanto a materiales y métodos de realización y en cuanto a posibilidades económicas de desarrollo.

Ya se tiene experiencia en nuestro país en la prefabricación aún cuando esas experiencias han sido aisladas sin contarse con una planeación general. Este curso pretende en primer

lugar realizar estudios en este campo, produciendo y difundiendo información técnica a nivel de recomendaciones en diseño, fabricación y montaje, especificaciones y costos de los sistemas industrializados para la construcción de edificios. Se pretende también, formar especialistas capaces de plantear, estudiar y resolver los problemas inherentes a la construcción industrializada en nuestro medio contribuyendo a la elevación del nivel de aprovechamiento de los recursos técnicos que en éste campo existen en México impulsando nuestro desarrollo.

1.5 LA VIVIENDA EN MEXICO

Crecimiento de la Población.- México se encuentra actualmente en una etapa en la cual la población crece a una tasa mayor del 3 % anual, una de las más altas del mundo. Este crecimiento exige una producción masiva en todas las ramas de la industria; en el caso de la habitación, la industrialización de los actuales métodos artesanales de construcción es indispensable para poder solucionar el problema de vivienda.

Actualmente la población de nuestro país se acerca a los millones de habitantes; más del 50 % vive en comunidades urbanas. En el año 2000 o sea dentro de 29 años, se estima que el 69 % de la población vivirá en núcleos urbanos. En 1930 el 69 % de la población habitaba en el campo, o

que en un período de 60 años los factores se habrán invertido.

Dentro de la anterior clasificación urbana se considera como tal o toda población con más de 2500 habitantes, notándose que si en 1960, 9.7 millones de habitantes vivían en comunidades mayores de 50 000 habitantes, en 1970 14.3 millones viven en el mismo tipo de comunidades o sea un incremento del 48 %, mientras que en el mismo período, la población nacional aumentaría un 35 %.

De lo anterior se puede definir que las necesidades de habitación en cuanto a las posibilidades de uso de materiales industrializados, se encuentra fundamentalmente en las áreas urbanas en crecimiento.

Necesidades de habitación estimadas.- De acuerdo al "Programa Financiero de Vivienda" editado por la Sría. de Hacienda y Crédito Público en 1964, el 54 % de la población urbana se encontrará en ciudades mayores de 50 000 habitantes en el año 2000, el 20 % en ciudades entre 10 000 y 50 000 y el resto en localidades menores a 10 000 habitantes.

La misma población indica que las necesidades estimadas para el año de 1970, son del orden de 187 000 habitaciones anuales y que entre el sector oficial y el privado se construyen aproximadamente 93, 000 o sea que existe un déficit aproximado de

90 000 habitaciones anuales, mismo que se va incrementando al crecer en mayor proporción el número de familias. El déficit total acumulado se estima en 1.9 millones de viviendas en 1970 y para 1980 en 4.4 millones de viviendas.

Con las cifras anteriores, queda ampliamente demostrada la necesidad que existe de producir materiales y servicios en forma masiva para la realización de habitaciones que se necesitarán construir en los próximos años.

La industria de los materiales de construcción requiere para su desarrollo y para poder ofrecer sus productos a precios mínimos, abatir sus costos por medio de la producción de altos volúmenes y en forma continua. Para esto se necesita una planeación oficial.

La participación del arquitecto y del ingeniero dedicado a obras civiles es primordial en la investigación y desarrollo de productos y sistemas constructivos industrializados que permitan un mayor aprovechamiento de nuestros recursos. Mayor será su responsabilidad al proponer y manejar productos de un gran volumen de consumo, productos normalizados.

En resumen estamos frente a un nuevo enfoque que deberá darse a la habitación. Los nuevos materiales y sistemas industrializados que las grandes necesidades de vivienda están exigiendo, y que nos proponemos estudiar por medio de nues-

tra preparación; modificarán sin duda la formación tradicional del profesional de la construcción el cual ya no actuará como un individuo aislado sino que pasará a formar parte de un equipo.

El planteamiento de soluciones de éste, requiere por parte del arquitecto y del ingeniero, una nueva filosofía. La racionalización de los sistemas constructivos tiene como objeto reducir los tiempos de construcción y abatir los costos. En el desarrollo del presente curso veremos todas las consideraciones al respecto, lo importante es tener la conciencia clara en cuanto a las necesidades y problemas reales antes enunciados.

1.6 DESARROLLO DE LA INDUSTRIALIZACION Y LA INFLUENCIA DEL CONCRETO ARMADO

Como decíamos en un principio, los orígenes de la industrialización de la Construcción los encontramos en la misma revolución industrial de Inglaterra en el siglo XVIII. Los primeros elementos industrializados que se usaron en la construcción eran de fierro. Antes del siglo XVIII sólo se había usado el fierro en la construcción en piezas de unión, tirantes, armaduras de arcos, y como fierro forjado.

En un sentido muy amplio podemos considerar como producción

en serie o industrialización a la industria artesanal de los romanos que producían en serie columnas y placas de mármol para pavimentos o revestimientos.

La arquitectura gótica en lo que podríamos llamar la prehistoria de la prefabricación, diferencia la estructura y el muro divisorio creando los vitrales de igual dimensión para los entreejes de columnas.

A partir de 1750 se empiezan a producir vigas y viguetas. Las primeras piezas de este tipo se emplearon en la construcción de fábricas en Inglaterra a principios del siglo XIX. En el momento en que la producción de hierro fue industrializada, este material adquirió gran importancia y se construyeron enormes puentes en Inglaterra.

En 1845, William Fairbairn construye un edificio de 8 pisos utilizando vigas y columnas de acero para la estructura y rellenos de concreto en los entrepisos. Las grandes exposiciones de la segunda mitad del siglo pasado dan al fierro plena aceptación.

En 1892, Edmond Coignet, hijo de Francois Coignet uno de los precursores del concreto armado, da origen a la prefabricación en concreto armado con la construcción de viguetas en concreto para el casino de Biarritz. En 1902

Christophe en su libro "Le Betón et ses applications" hace

referencia a las piezas colocadas con anterioridad.

"El procedimiento de fabricación de vigas en un taller puede ser más económico que el colado en obra; de la posibilidad de ensayar todas las piezas antes de su colocación; la construcción de un entrepiso se hace más fácil y más rápida; este trabajo puede ser ejecutado aun en mal tiempo sin que resulten retrasos; en fin, el entrepiso al ser capaz de soportar las cargas inmediatamente después de su colocación permite que los trabajos puedan continuarse sin interrupción".

En 1901 la empresa Deutsche Cemenbau Gesellschaft de Berlín empleó para entrepisos bloques de concreto ligero colocados entre viguetas metálicas.

Alrededor de 1900, la prefabricación en concreto empezó a desarrollarse notablemente. Entre los pioneros se puede mencionar a Atterbury principalmente por sus intentos de construcción en concreto armado a base de paneles montados con grúa; es un sistema que precede a los modernos sistemas de prefabricación pesada y que aun podría competir.

Tomás A. Edison ideó y patentó en 1909 un sistema en el que las operaciones de construcción se reducían a dos; una para la cimentación y otra para la estructura. Empleó cimbras metálicas deslizantes.

Después de la Primera Guerra Mundial en Europa se empiezan a desarrollar numerosos sistemas de prefabricación. En 1919 Walter Gropius funda en Weimar el Bauhaus que fue una especie de universidad de la construcción pura y de las artes aplicadas. El programa del Bauhaus daba un lugar muy importante a la enseñanza de la producción industrial; su influencia se continuó en todo el mundo aun después de que fue cerrada la escuela en 1933.

A propósito de los primeros años del Bauhaus, Gropius nos dice:

" En la persecución de mis finalidades, me esforce en repetir que los arquitectos deberían preparar el camino a la prefabricación y que la enseñanza y la educación visual deberán partir de bases mucho más amplias y actuales, como lo hicimos más tarde en el Bauhaus. Esos esfuerzos los he continuado en diferentes países y a distintos niveles; pero siempre he encontrado poca simpatía y colaboración en las organizaciones profesionales especialmente en lo que se refiere a la producción en masa. Antes de la Primera Guerra Mundial, compartí con algunos de mis colaboradores la inquietud de que muchos arquitectos ignoraban las posibilidades que ofrece la producción en serie. Preferían entonces adjudicarse el papel de decoradores a la moda y ahora

cincuenta años más tarde la mayor parte de ellos no se han convencido aun de la utilidad de la prefabricación, ni de la necesidad de considerar la enseñanza visual tan fundamental como los otros principios de la educación".

Actualmente, las enseñanzas del Bauhaus aun son válidas.

En 1915 Le Corbusier proponía sus casas de Concreto Armado producidas en serie.

En 1922 Augusto Perret intenta industrializar la construcción de habitaciones por medio de un sistema de aire comprimido que proyectaba mortero de cemento sobre un armazón de alambre.

1.7 DESARROLLO DEL CONCRETO ARMADO Y DE LA PREFABRICACION

La expansión del sistema Monier comenzó en el año de 1878, año en que las patentes de invención para Alemania y Austria fueron adquiridas por una casa alemana; la sociedad G. A. Wayss et Cie. de Berlín convertida más tarde en "Actien-Gesellschaft fur Beton und Monierbau". Aplicando el sistema Monier, esta empresa tuvo experiencias que mostraban las ventajas de la nueva combinación de materiales y al mismo tiempo fijaron los principios a seguir en su aplicación. Esa fue una fase decisiva en la Historia del Concreto Armado y, desde entonces el sistema Monier fue extendiendo de día en día su campo de

aplicación y encontró en Alemania gran aceptación. Esa misma sociedad de Berlín estableció sucursales en muchas ciudades de Europa Central. La patente Monier se extendió por toda Europa y se hizo del dominio público. Hacia 1890 se construyeron los primeros puentes bajo el procedimiento Monier.

Paralelamente al desarrollo del sistema Monier, Moller en Alemania, Wunsch en Hungría y Melan en Austria crearon sistemas que encontraron su mejor aplicación en la construcción de puentes.

No puede fijarse fecha fija para el nacimiento del Concreto Armado en Estados Unidos ni en Inglaterra. El sistema Concreto-Acero empezó a usarse sobre todo por sus cualidades incombustibles. A fines del siglo pasado existía en Estados Unidos gran variedad de sistemas, frecuentemente más ingeniosos que racionales, y sin un método común de construcción. En las construcciones que realizó en Inglaterra Sir W. Fairbairn, el hierro y el concreto estaban juntos, pero ni en sus construcciones ni en otras posteriores ningún constructor ruvo la verdadera intuición de los principios del concreto armado tal como en esa época se tenían en Francia. Por el contrario, en los Estados Unidos el atrevimiento de los constructores los llevó muy pronto a interesantes combinaciones. Hacia el año de 1875 W. E. Ward construyó una

..

casa de concreto cuyos pisos estaban contruídos con vigas, según un sistema que se aproximaba a los franceses de la época. La importancia de Ward reside en sus observaciones sobre la adherencia perfecta del concreto y del acero cuando, en 1867, vió en Inglaterra con qué dificultad los obreros despegaban el cemento que se había pegado a sus instrumentos de trabajo. En 1906, Tomás A. Edison construyó una serie de casas en Nueva Jersey empleando un sistema inventado por él.

1.8 PRIMEROS SISTEMAS DE PREFABRICACION

El sistema Monier, que fue importado de Francia a Alemania en 1878, se seguía desarrollando en su país de origen, pero no con tanta rapidez como en Alemania. Sin embargo, a los constructores franceses les estaba reservado tomar la ventaja sobre los éxitos obtenidos por sus colegas extranjeros. El año de 1892 vió surgir dos nuevos sistemas: F. Hennebique y Edmond Coignet hicieron patentar casi simultáneamente sus tipos de vigas de concreto armado.

En 1888, Francois Hennebique (1842-1921), edificó en Lombardzeyde, Bélgica, el primer edificio de concreto armado. Estableció en 1880 a 1894 las reglas y cálculos de un sistema al que dio su nombre. Uno de sus amigos M. Madoux, le pidió que construyera un edificio incombustible y le pro

puso una envoltura refractaria. Hennebique sabía que bajo compresión, el concreto es preferible al fierro, y que presentaba al esfuerzo cortante una resistencia considerable. La trabe heterogénea requería entonces el concreto a compresión y el acero a tensión. Lenta y metódicamente, verificando por medio de la experiencia cada una de sus hipótesis, F. Hennebique elaboró el cálculo de ese híbrido que bautizó con el nombre de Concreto Armado (Betón Armé). Tuvo la idea de elevar las barras inferiores sobre los apoyos, resistiendo así la pieza al esfuerzo cortante y al momento negativo de las vigas continuas. La viga, tal como la conocemos hoy en día, data de 1889. Hacia 1894, F. Hennebique estudia y realiza la ménsula, los tanques y pilotes en 1895, la columna en 1896, y en 1897, construye el primer puente de concreto armado en arco.

F. Hennebique era, además, un experto contratista y construyó en diversas partes de Europa: fábricas en Nantes, silos en Génova y Estrasburgo, sanatorios en Suiza, etc. La "villa" que construyó para su recreo en Bourg-la-Reine (Francia), sirvió como manifiesto de propaganda para el empleo de concreto armado. La finca demostraba al observador todas las posibilidades del nuevo material; la torre octogonal se apoyaba en dos audaces ménsulas que sobresalen cuatro metros. Hennebique y Colquet no fueron sin duda los primeros en rea-

lizar la viga de concreto armado. Antes de que ellos, o simultáneamente, Moller en Alemania, Ransome en los Estados Unidos y Cottancin en Francia tuvieron la misma idea, y no podríamos negar que, aunque Monier y Wayss no aplicaron la nervadura de manera común y corriente, sí presintieron al menos su empleo. El hecho de saber quién fue el primero ha suscitado siempre controversias.

Los primeros constructores de concreto armado no fueron teóricos; muchos de ellos no tenían ni idea de la estabilidad de las construcciones. El sistema fue estudiado por vías de la experiencia que permitió establecer algunos principios sobre los cuales se basaron las hipótesis: este papel corresponde a los alemanes en el desarrollo del sistema Monier. Koenen y Wayss dieron a conocer en 1886-1887 fórmulas que se aplicaron considerablemente en el empleo y desarrollo del sistema Monier. Eran fórmulas empíricas que no trataban de explicar los diferentes papeles del acero y del concreto en la resistencia del Concreto Armado. Esta explicación fue buscada por muchos ingenieros. Los estudios llevados a cabo desde el principio sobre este tema reconocieron que el funcionamiento de las piezas de concreto armado, bajo la acción de las cargas, debería depender de las propiedades elásticas del fierro y del concreto.

Desde 1876 M. Mazas aplicó en Francia el cálculo a una construc

ción de concreto. El problema fue estudiado después por M. Planat, Coignet y De Tedesco, que definieron las propiedades esenciales y el comportamiento estático del nuevo material, así como los principios para el cálculo de las estructuras.

1.9 ESTADO ACTUAL DE LA PREFABRICACION Y TENDENCIAS

En el momento actual la preocupación por la producción en serie en la Industria de la Construcción es un fenómeno mundial. Indudablemente que las limitaciones de este curso nos impiden profundizar en el análisis de la situación de la prefabricación en los diferentes países, y tal vez no podríamos hacerlo aun cuando tuvieramos el tiempo. La idea de este capítulo es la de dar un panorama amplio, una visión general de lo que se hace en otros países.

Para sintetizar este estudio, trataremos primero de hacer ciertas consideraciones generales y después ejemplificar con la situación de la prefabricación en algunos países.

Es hasta los años treinta en donde la prefabricación comienza a desarrollarse plenamente en los Estados Unidos, Europa y en los países socialistas. La segunda guerra mundial vino a acelerar su desarrollo en esos mismos países por las razones de reconstrucción explosión demográfica.

En Europa, Francia ha sido el país que más la desarrollado la prefabricación, lo ha hecho a tal grado que su técnica compete, por no decir que casi domina el mercado europeo.

En la Unión Soviética así como en la mayoría de los países socialistas, la prefabricación está sostenida por una tipificación y modulación muy efectiva. Así por ejemplo el Comité del Estado para la construcción civil y la arquitectura de la URSS y el Instituto Central de Investigación y Estudio para la Vivienda establecieron una serie de catálogos de elementos modulares unificados para la construcción civil; todos los elementos prefabricados utilizados en la construcción son producidos de acuerdo a estas listas. Prácticamente todos los tipos de elementos, se han estandarizado. La construcción de edificios de habitación con grandes paneles se efectúa conforme a series de proyectos tipo. En lo referente a ventanas, puertas y otros elementos, éstos son producidos por otras empresas conforme a normas comunes.

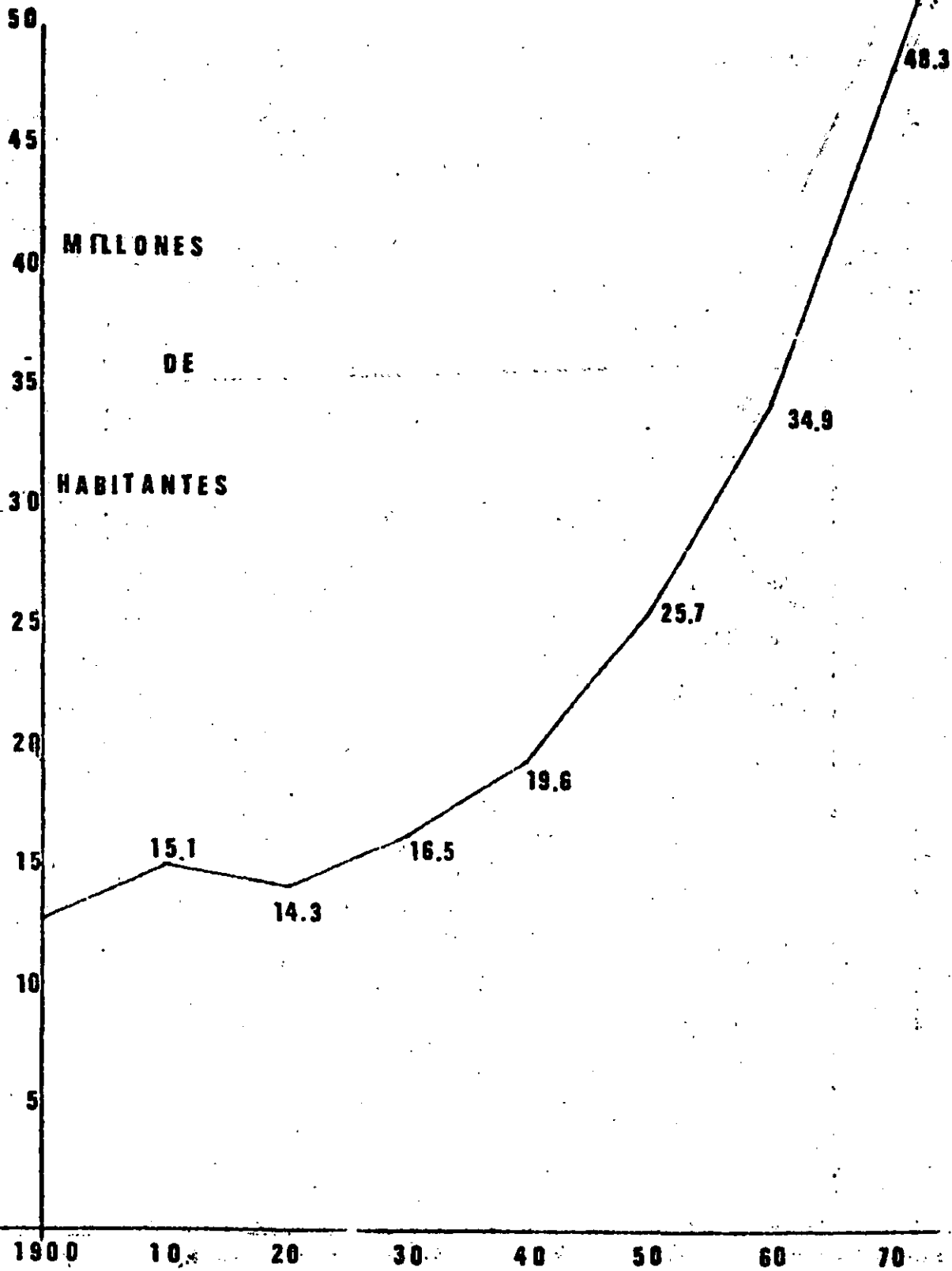
El uso de catálogos y nomenclaturas ha favorecido el desarrollo de la construcción industrializada. La construcción de habitaciones prefabricadas corresponde al 95 % del total de habitaciones que se producen, en cuanto a edificios públicos más del 80 %. Desde luego que los elementos de los catálogos pueden ser utilizados para proyectos individuales.

Todos los catálogos están fundados en el sistema modular, con un módulo base de 10 cm que fue adoptado por la URSS en 1954 aunque ya se empleaba con anterioridad.

En los países escandinavos se ha llevado a cabo un desarrollo constante e ininterrumpido de los procedimientos de prefabricación. Los centros de mayor desarrollo de la construcción con grandes paneles son Malmö y Estocolmo en Suecia, Copenhague y Helsinki. La empresa Larsen and Nielsen de Copenhague que es una de las más fuertes industrias de prefabricación en concreto, la patente opera ya en los Estados Unidos y en Puerto Rico.

Las primeras tentativas de prefabricación se hicieron en 1925 y en 1930 en Frankfurt en Alemania. No fue sino hasta después de 1945 cuando surgieron nuevas posibilidades en la prefabricación en concreto, actualmente Alemania Occidental con su gran producción de cemento es uno de los países en los que más se emplean elementos de concreto prefabricados.

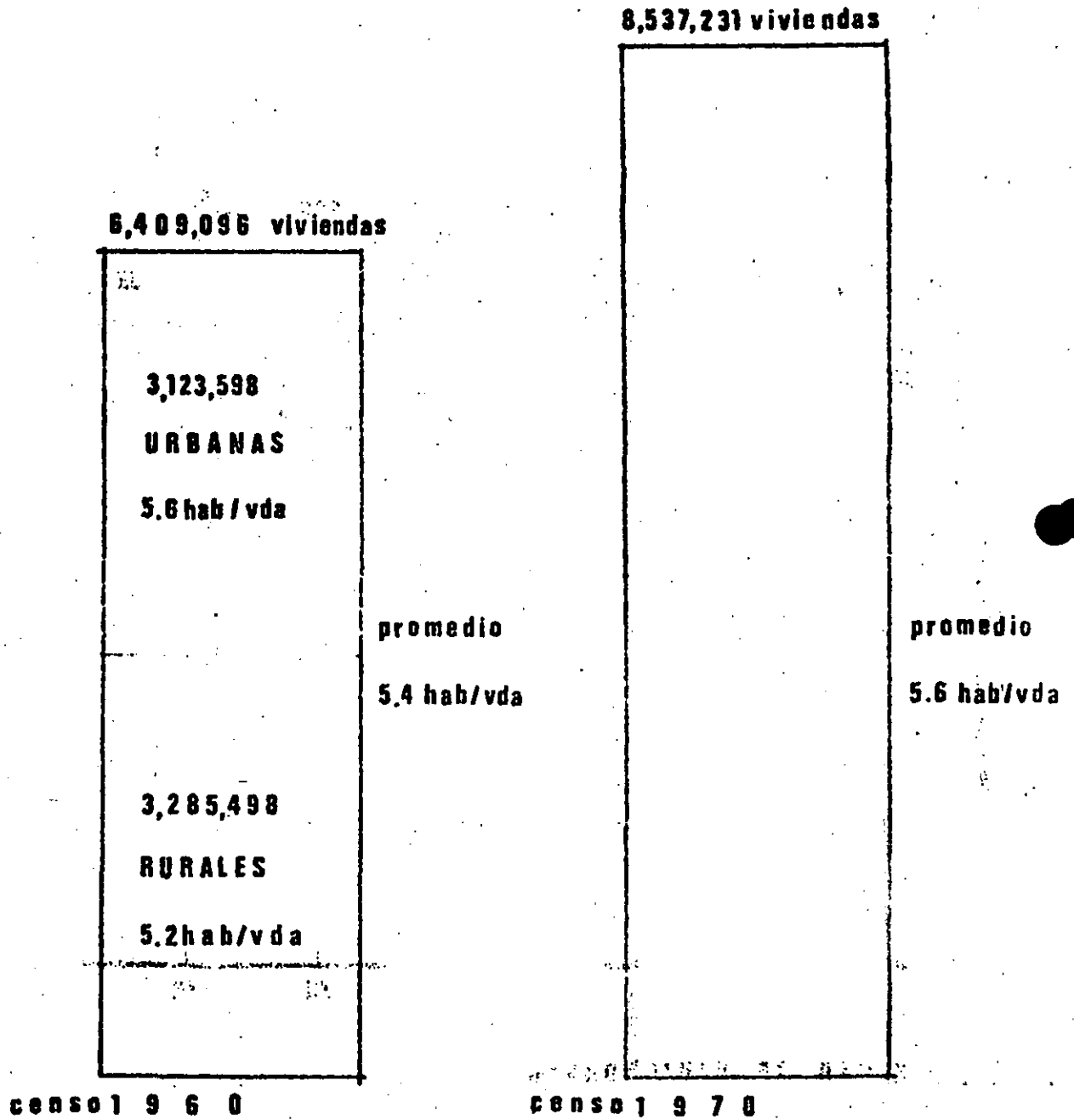
Existen empresas como la Cía. Dyckerhoff-Widman que tiene 14 plantas y más de 4 000 empleados.



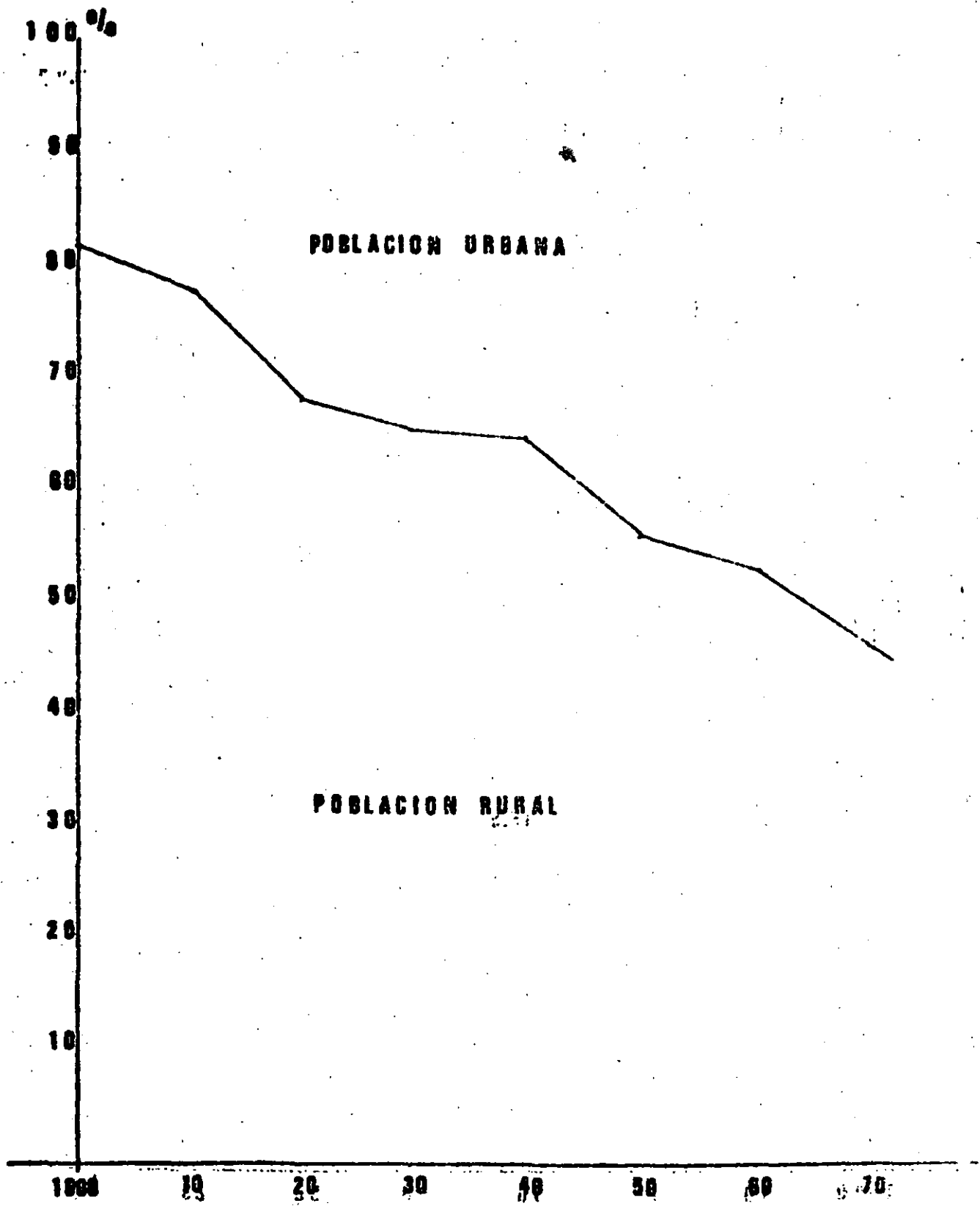
CRECIMIENTO DE LA POBLACION

producción aparente 4.1 vdas/ 1,000 habitantes

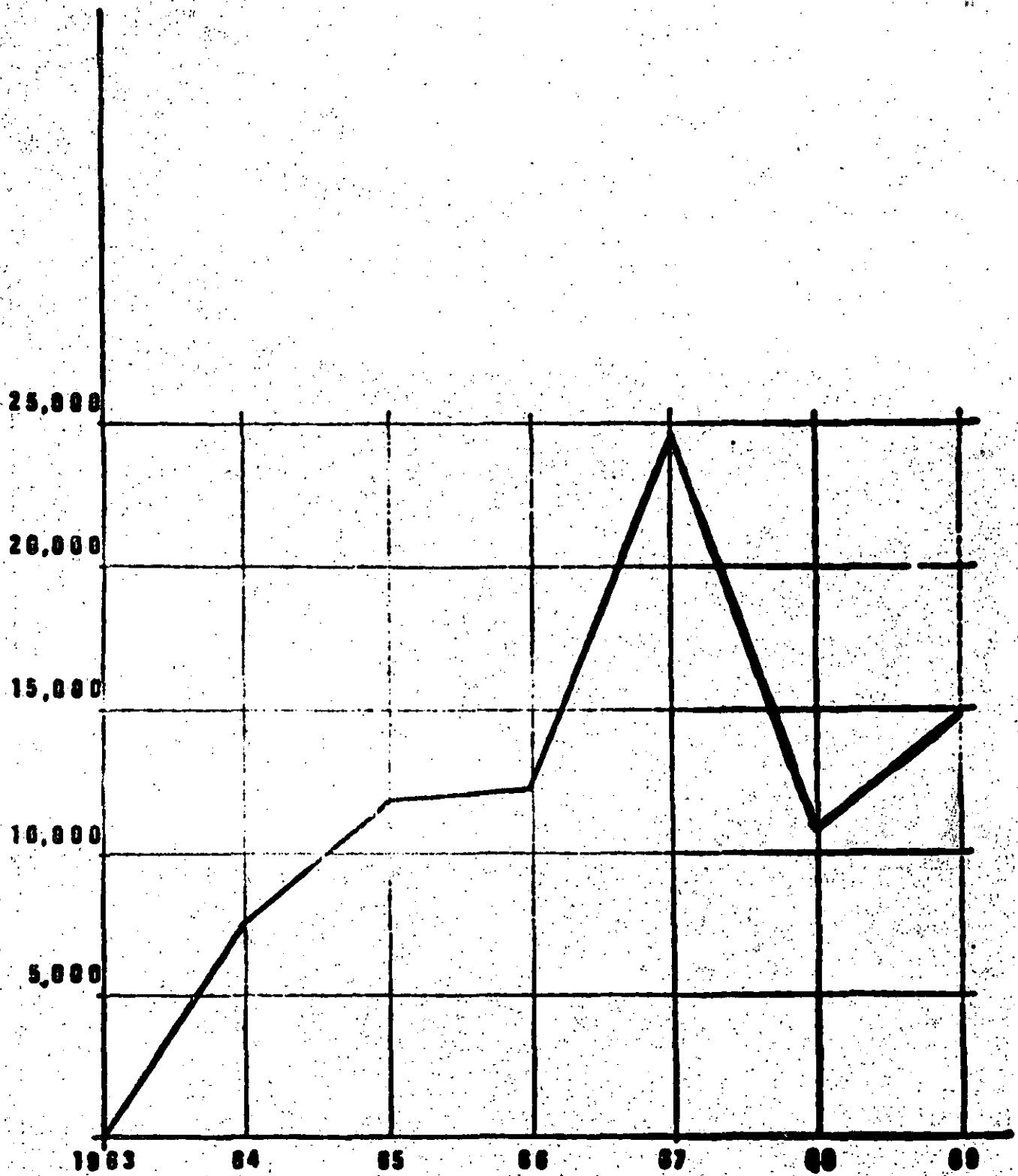
198,000 unidades por año



Nº DE VIVIENDAS urbana y rural



POBLACION URBANA Y RURAL



PROGRAMA FINANCIERO DE VIVIENDA
VIVIENDAS DE INTERES SOCIAL CONSTRUIDAS ANUALMENTE

II DISEÑO

2.1 Sistemas de Prefabricación de Edificios

Sistemas Cerrados
" Abiertos
" Pesados
" Ligeros

2.2 Elementos Prefabricados

2.21 Lineales
2.22 Planos
2.23 Tridimensionales
2.24 Especiales

2.3 Consideraciones Sobre Proyecto y Construcción con Elementos Prefabricados

2.4 Tipo de elementos que son susceptibles de pre- fabricarse

2.41 Producción Masiva y Tipificada
2.42 Coordinación Modular

2.5 Consideraciones sobre las Juntas

Juntas Coladas
" Soldadas
" Mecánicas
" Postensadas

Ejemplos

2.1 Sistemas de Prefabricación de Edificios

La palabra "sistema" se usa actualmente para tal variedad de definiciones que realmente ha perdido fuerza en nuestro vocabulario como término significativo. Se utiliza en la terminología de "Sistemas Constructivos" hasta en el de "Enfoque de Sistemas".

El "Enfoque de Sistemas" puede definirse como un proceso que se basa en visualizar un problema como un juego de partes relacionadas entre sí e interdependientes que funcionan juntas para el objetivo del todo.

Dentro de esta definición o enfoque de Sistemas encaja la catalogación de sistemas de prefabricación que haremos a continuación.

Un Sistema cerrado de prefabricación de edificios es un sistema en el cual todos los componentes que intervienen pueden usarse única y exclusivamente en ese sistema. Ejemplo, los sistemas Franceses de prefabricación hechos a base de paneles.

Un Sistema abierto de prefabricación de edificios es un sistema en el cual se utilizan componentes prefabricados, los cuales pueden emplearse en cualquier otro edificio. Ejemplo de componente en un sistema de este tipo: una losa prefabricada de concreto producida en serie.

Un Sistema pesado de prefabricación de edificios está compuesto de componentes o elementos que tienen que ser manejados tanto en fábrica como en obra con la ayuda de mecanismos especiales.

Un Sistema ligero de prefabricación de edificios está compuesto de componentes o elementos que pueden ser manejados tanto en fábrica como en obra con mecanismos simples no especiales.

Un edificio puede ser total o parcialmente prefabricado dependiendo del porcentaje de componentes que intervienen en su construcción.

2.2 Elementos Prefabricados

En el capítulo anterior hemos hablado de Sistemas y de Componentes, en este capítulo hablaremos solamente de los Componentes.

En términos generales podemos mencionar que existen elementos o componentes

Lineales

Planos

Tridimensionales y

Especiales

Los elementos lineales que intervienen en un sistema de prefabricación de edificios son aquellos en los que predomina una dimensión sobre la otra. En términos concretos son las columnas y las trabes.

Los elementos planos que intervienen en un sistema de prefabricación de edificios son aquellos en los que dos dimensiones son casi iguales. Concretamente son las losas, muros y escaleras.

Los elementos tridimensionales son componentes especiales, células o habitaciones completas realizadas en fábrica y ensamblados en obra.

Los elementos especiales son todos aquellos componentes prefabricados que quedan fuera de la anterior clasificación. Sus características varían desde adoquines para piso hasta elementos de fachada para uno o varios niveles.

2.22 Las losas y muros prefabricados los vamos a generalizar con el término paneles, ya que en los sistemas de prefabricación de edificios a base de losas y muros todos los elementos se generalizan en esa forma. Los paneles en muros puedan ser divisorios o de carga.

El comité 533 del ACI, dedicado al estudio de paneles se refiere exclusivamente a los muros*. En el estudio de paneles debe tomarse en cuenta los siguientes factores:

1. Materiales

- a- Concreto y sus componentes
- b- Armado y accesorios
- c- Materiales de aislamiento
- d- Cimbras

2. Diseño

- a- Diseño de las unidades, teniendo en cuenta su tipo
- b- Diseño de los conjuntos o sistemas de paneles
- c- Concepción de las construcciones prefabricadas a base de paneles
- d- Juntas. Horizontales y Verticales

* el ACI editó la publicación SP-11 después de una Revisión al efecto "Symposium on Precast Concrete Wall Panels".

3- Procesos de Fabricación de los paneles

a- Fabricación horizontal

b- Fabricación vertical

4. Movimiento, Transporte y Montaje de los paneles de concreto

1. MATERIALES

1a. En la parte tres de este estudio se hace una revisión general de los componentes del concreto de modo que no entraremos en detalles en este capítulo.

1b. El tipo y la calidad del armado de los paneles, depende del tamaño y la función del panel. Analizando podemos decir que los paneles pueden ser simplemente armados o presforzados. Estos últimos se han desarrollado ultimamente con los sistemas de extrusión.

1c. Indudablemente que los paneles tanto para muros como para losas deben de proporcionar un buen aislamiento tanto térmico como acústico. Los paneles tipo sandwich y los paneles extruidos presentan mejores características que los paneles macizos. Los tipo sandwich tienen en --- su interior una capa que generalmente ~~de~~ de poliestireno expandido, y los paneles extruidos por su misma geometría proporcionan el aislamiento. En los paneles se puede lograr un buen aislamiento con el empleo de concretos ligeros (concreto celular, vermiculita, perlita, etc.).

1d. El empleo de paneles en la construcción presupone el deseo de ahorrar tiempo de ejecución principalmente, de ahí que por lo general se dejan aparentes los paneles. Esto implica el empleo de buenas cimbras. Como veremos más adelante, existen dos métodos de fabricación horizontal para la fabricación de paneles tipo sandwich, y paneles con agregados expuestos y paneles extruidos, y vertical para paneles divisorios principalmente.

Las cimbras pueden ser de madera, concreto, plástico o metal y depende la selección del número de usos que se quiera, de la posibilidad de hacer flexible el molde, es decir, de adaptarlo a diferentes necesidades del costo y del tamaño de los paneles.

2c. Las estructuras prefabricadas son menos rígidas que aquellas coladas en el lugar. Los principios básicos en la concepción y la construcción de estructuras a base de paneles se seleccionan de una forma especial con las conexiones y uniones entre los elementos prefabricados con el fin de hacer la estructura prefabricada tan resistente a las fuerzas horizontales como una estructura monolítica.

La rigidez de una estructura prefabricada realizada con paneles está asegurada por medio de muros transversales. La mejor solución es aquella estructura que incluye núcleos rígidos colados en sitio.

Por experiencias en otros países en los cuales está ampliamente definida esta técnica, se sabe que hasta cierto nivel de esfuerzos en las juntas verticales, la rigidez de un muro prefabricado no difiere de la de un muro monolítico. Para esfuerzos mayores, aparecen grietas en las juntas verticales y la rigidez del muro se hace más débil. El límite de comportamiento monolítico de los muros prefabricados depende del tipo de junta, es decir de su forma geométrica, de su armado y de la resistencia del concreto.

2d. Juntas Horizontales y Verticales

La concepción y la realización de las juntas presenta un compromiso entre las exigencias de la técnica de fabricación de elementos y la de la seguridad estructural del edificio. Según las exigencias de la técnica de fabricación, la forma de los elementos prefabricados debe de ser lo más simple posible, de preferencia sin varillas salientes en las juntas. Las exigencias estructurales en el sentido opuesto. Las juntas son los puntos débiles de una estructura y la reacción lógica es la de aumentar su resistencia. En este sentido se necesita que los paneles presenten varillas salientes y orillas o bordes con ciertos relieves, así como separaciones entre elementos prefabricados para ser llenados con concreto. Muchas veces las juntas son soldadas o de tipo mecánico.

Las juntas deben concebirse en función de las cargas y de las sollicitaciones que pueden presentarse en el curso de la vida de una determinada estructura.

2.23 Elementos Tridimensionales

Dentro del desarrollo de la prefabricación, últimamente se ha generalizado en varios países la tendencia a utilizar unidades prefabricadas tridimensionales que constituyen en sí una habitación o célula habitacional completa.

Esta fase de la prefabricación es la más avanzada y utiliza todos los recursos que la industrialización pone a la disposición de la construcción.

La construcción de edificios con unidades tridimensionales prefabricadas no es solamente un nuevo método constructivo, sino que el hecho viene inclusive a cambiar los conceptos de diseño arquitectónico.

Este sistema de diseño y construcción, exige una labor de equipo mucho más efectiva entre arquitectos, ingenieros y constructores; en realidad, todos los sistemas de prefabricación obedecen a labores coordinadas.

La idea de la construcción, empleando unidades tridimensionales prefabricadas, data de principios de siglo, en realidad, los proyectos no entraron en el campo de la realización práctica sino hasta 1950, año en el que se inició la fabricación de unidades sanitarias completas como complemento de los sistemas de construcción a base de placas o paneles prefabrica-

dos de concreto. La empresa francesa Coignet empleó en 1955 y, en gran escala, unidades sanitarias prefabricadas totalmente equipadas en planta: estas unidades se utilizaron en la construcción de edificios de habitación de varios niveles.

Originalmente la prefabricación como sistema constructivo, trató simplemente de sustituir los elementos constructivos realizados en el lugar, por elementos producidos en planta; actualmente la prefabricación se concibe bajo otros conceptos, a tal grado que inclusive el diseño arquitectónico se modifica.

De la fabricación de elementos lineales para formar estructuras, se pasó a la fabricación de placas o paneles para resolver simultáneamente la función estática de la estructura y las exigencias de limitación de espacio que proporciona el muro. Con la utilización de grandes placas prefabricadas, se formaron los sistemas de prefabricación de edificios a base de grandes losas y muros.

Tan pronto como lo permitieron las condiciones de montaje y gracias al desarrollo de las grúas, se empezaron a emplear elementos de mayores dimensiones y de mayor peso. El número de elementos necesarios para la construcción de una habitación, se redujo notablemente, y de igual forma, la mano de obra necesaria para los trabajos de montaje y terminación se

redujo en forma considerable. Todos estos factores se trajeron en una disminución de costos.

Prosiguiendo el intento de eliminar los procesos de construcción en húmedo a pie de obra, y tratando de reducir el número de juntas y uniones, que es el problema más importante en la prefabricación, surgió la tendencia a construir elementos tridimensionales o células completas.

En 1960 se edificó en la URSS, el primer edificio experimental de este tipo. La idea de construir con unidades modulares tridimensionales, ya tenía antecedentes. En 1925 el Ing. Fread Heath, de los EE.UU., propuso el empleo de un módulo estándar en la edificación. En 1929, en Alemania, Walter Gropius se anticipó a la fabricación de las unidades tridimensionales con su proyecto de una unidad habitación en el que empleaba el concepto de "incremento modular", basado en la yuxtaposición de cuerpos volumétricos, Gropius se anticipó a la idea que tuvo el industrial de Boston, Albert Farwell Bemis, con su proposición del cubical method of design que publicó en 1935 en su tratado The Envolving House.

En relación a los procedimientos de prefabricación pesada, se han desarrollado y se utilizan actualmente en Francia los siguientes sistemas:

- Concreto colado en el lugar empleando grandes cimbras (beton banché).

- Cimbras túnel del tamaño de un entreje
- Grandes paneles de concreto para losas y muros
- Elementos tridimensionales de concreto

Precisamente en París, recientemente, se concluyó la construcción del conjunto habitacional "Seine Saint Denis", conjunto en el cual se emplearon elementos tridimensionales de concreto. En este caso se reunieron numerosas condiciones que hicieron indispensable optar por el último de los sistemas antes mencionados. Las condiciones que se tomaron en cuenta fueron: el tiempo de ejecución, el número de habitaciones por construir, el costo, las posibilidades de transporte y las características del proyecto.

En 1967, y entre las realizaciones más significativas de los últimos años, se construyó en Montreal, el conocido conjunto "Habitat", proyecto del arquitecto M. Safdie. En el sistema constructivo se empleó concreto presforzado como principal material de construcción; la idea básica del proyecto se basó en el principio de agrupar elementos modulares estandarizados. El resultado estético del conjunto es producto de una lógica estructural perfectamente clara.

En Richmond, California, la Stressed Structures Inc., construyó una unidad experimental tridimensional de concreto armado. En esta estructura se empleó cemento expansivo con el

fin de dar una precompresión a los elementos. Las dimensiones en planta de la unidad son 3.35 x 11.00 m. Los muros, tanto interiores como exteriores tuvieron 5 cm de espesor. El edificio de 6 departamentos se construyó en sólo 30 días.

El Hotel Hilton, de San Antonio, Texas, construido en 1968, según proyecto de Cerna, Garza y Asociados, representa una de las más recientes experiencias en el campo de las unidades prefabricadas tridimensionales. Por primera vez este sistema constructivo se ha aplicado a un edificio alto (21 pisos). La estructura principal, a la cual están unidos los elementos prefabricados modulados del tamaño de una habitación, es un núcleo central de concreto colado en el lugar. La planta de prefabricación en este caso, estaba situada lejos de la obra, por lo que estos elementos se tuvieron que transportar varios kilómetros. Las unidades prefabricadas llegaban a la obra totalmente terminadas en todos sus detalles; la cadencia de producción fue de ocho unidades diarias. Ningún otro sistema constructivo hubiera permitido concluir esta obra en el plazo que se tenía fijado.

Las unidades tridimensionales prefabricadas pueden ser autoportantes o pueden servirse de una estructura principal en la cual van a colocarse.

En la Hochschule für Gestaltung de Ulm, Alemania, escuela en la que el autor tuvo la oportunidad de asistir a un curso en el Departamento de Construcción Industrializada, se desarro-

lló un proyecto en el cual se emplearon unidades tridimensionales prefabricadas de concreto. En el desarrollo del proyecto se tomaron en cuenta las experiencias de los países escandinavos en relación a los sistemas de prefabricación que utilizan elementos de concreto en forma de "L".

Actualmente en la URSS se están realizando estudios en el campo de la tecnología de las unidades tridimensionales.

Indudablemente que el sistema de construcción que emplea elementos tridimensionales prefabricados de concreto, representa actualmente el más alto grado de la industrialización en la construcción. Con los ejemplos aquí mencionados, y con el panorama general del desarrollo de este sistema, podemos ver que la tendencia en la prefabricación se orienta a la producción de elementos lo más grande posible. Las realizaciones experimentales han sido numerosas en diversos países y si la tecnología algunas veces rudimentaria no permite aún alcanzar todas las ventajas económicas que la prefabricación aporta, el camino está abierto para alcanzar un amplio desarrollo

2.24 Para el estudio de los elementos especiales prefabricados sería muy difícil enumerar uno a uno el tipo de elementos. Podemos decir que todo elemento constructivo susceptible de repetirse un número determinado de veces puede ser un producto prefabricado.

A continuación se presenta una lista sobre el tipo de elementos que se prefabrican o pueden prefabricarse.

2.3 CONSIDERACIONES SOBRE EL PROYECTO Y CONSTRUCCION CON ELEMENTOS PREFABRICADOS

La construcción según los sistemas de montaje es un campo de actividad en que es absolutamente necesaria una estrecha colaboración entre el arquitecto y el ingeniero desde las primeras fases del proyecto. El ideal sería que el arquitecto y el ingeniero fueran una sola persona, porque el primero tiene que idear formas armonizables con la ingeniería y el segundo tiene que pensar en el carácter arquitectónico de las formas que imagina. Esto atañe a la parte constructiva del proyecto, ya que deben concordar formas y materiales, tanto como a las formas y aspectos del interior y del exterior. La técnica de la prefabricación constituye igualmente un importante tema al planificar y proyectar.

La labor del proyecto en las construcciones prefabricadas exige una mayor cantidad de trabajo y una acertada minuciosidad en el mismo. Esto es más acentuado cuando se proyecta para producciones masivas en las que el acortamiento del tiempo de fabricación o la reducción en la cantidad necesaria de materiales influyen en alto grado en la economía del producto. Los tiempos de ejecución de las obras son más cortos en la prefabricación, en tanto que los trabajos de planificación exigen, por el contrario, un

período de tiempo más prolongado. Además se necesita mucha habilidad y destreza para dar una forma constructiva fácil a los distintos elementos prefabricados y a sus enlaces y uniones. Cuando se trata de un primer proyecto con piezas prefabricadas, el más sencillo de sus detalles hace perder con frecuencia mucho tiempo. Una vez que están ya bien maduradas las secciones, empalmes, uniones, etc., y ha dado su conformidad la oficina técnica o el taller, el trabajo del proyecto se reduce mucho en la mayoría de los casos. Esa labor difícil y pesada se facilita bastante a medida que se van proyectando numerosas construcciones y detalles.

Principios básicos constructivos

Finalmente, la construcción se perfila y configura al aprovechar y sacar partido de las mutuas relaciones existentes, por una parte, entre las circunstancias características de la obra (los claros de los tramos, las alturas libres, las cargas que pueden levantar las grúas, la iluminación por la luz natural), y por otra, entre las posibilidades y facilidades para su ejecución (prefabricación, transporte y montaje).

Hay que considerar siempre, que sólo en rarísimos casos los sistemas estadísticos concebidos para la forma clásica de su construcción con concreto "in situ" pueden resultar económicos al construirlos por el sistema de prefabricación. La bondad de una construcción a base de piezas prefabricadas no viene determinada por su aproximación a la ejecución con concreto "in situ". Antes bien, la prefabricación tiene sus propios sistemas constructivos característicos adecuados a la fabricación en serie y al montaje.

Según el parecer del autor la fabricación en serie y el montaje son las cualidades más características de la construcción prefabricada.

Las piezas y partes constructivas que sólo difieren de

otras construcciones similares hechas con concreto "in situ" , en que no se hacen a pie de obra, pero que por lo demás, ni se fabrican en serie ni se montan de forma continua, no son en realidad construcciones prefabricadas; se trata unicamente de construcciones monolíticas que se levantan o que se sumergen para colocarlas en obra.

Respecto a las formas y disposiciones constructivas rigen los principios básicos siguientes:

1. La obra debe hacerse con un corto número de tipos de elementos. Se entiende por tipo de elementos o elemento-tipo aquella pieza constructiva que desempeña en la obra una determinada función; por ejemplo, las armaduras, los pilares, los paneles de pared, etc.
2. En materia de elementos-tipo debe haber el menor número posible de elementos diferentes. Esos elementos deben, en todo caso, poder ser fabricados con los mismos moldes (producción en serie).
3. Deben necesitarse pocas y fáciles combinaciones y que éstas sean iguales entre sí para la misma obra, con lo cual su formación podrá hacerse por iguales métodos y con los mismos aparatos.

4. Los elementos deben en lo posible estar previstos para varias funciones (por ejemplo, para soportar cargas o para delimitar y cerrar locales).

Siempre resulta más económico que para una nueva función no se requieran nuevos elementos, sino que dicha función quede solucionada con los elementos existentes.

5. Los elementos deben ser fabricados mecánicamente o, por lo menos, a base de un alto grado de mecanización.

6. Los elementos deben corresponder a una misma categoría de pesos, con lo cual pueden ser económicamente montados con una misma grúa. Desde un punto de vista general hay direcciones distintas en que conducir la construcción:

- a) elementos de fabricación sencilla, bien transportables, que pueden fabricarse en un taller y que en su mayoría sean piezas lineales hasta de 30 m de longitud y elementos pequeños de cerramiento de locales;
- b) elementos de gran formato de tipo superficial, fabricados mecánicamente que desempeñen simultáneamente las funciones de soportar cargas y de cerrar espacios, que necesiten poco trabajo de montaje en la obra y que, eventualmente, puedan ser fabricados al pie de la misma;
- c) elementos pequeños fabricados en serie que mediante el pretensado pueden ser reunidos en estructuras portantes unitarias.

CONSTRUCCION DE NAVES INDUSTRIALES Y DE ESTRUCTURAS DE CUBIERTAS PLANAS

Las construcciones industriales de una sola planta son cobertizos o naves y estructuras de cubierta plana. Estas últimas se caracterizan por su gran superficie cubierta, sus moderadas alturas libres y sus pequeñas cargas para las grúas. La obra tiene un armazón de tipo tradicional, o bien reúne las funciones portantes y de cerramiento en unas mismas estructuras planas o aplanadas.

Según sean los elementos portantes del esqueleto o armazón hay que distinguir:

- a) traveses de alma llena;
- b) armaduras de celosía o entramado;
- c) estructuras en forma de arcos.

Las estructuras portantes planas son:

- a) las placas;
- b) las estructuras plegadas o pliegues;
- c) estructuras laminares

Naturalmente también es posible una combinación de construcciones de armazón y estructuras planas especialmente en edificaciones de cubierta plana en las que, en general,

sólo pueden ser empleadas las estructuras planas en una dirección.

Los sistemas portantes mismos pueden a su vez ser clasificados según los tipos principales y sus modos de ejecución. Una clasificación tan completa hace posible delimitar bien los campos de aplicación y buscar para cada caso la construcción más apropiada.

Las traveses, en la mayoría de los casos, se fabrican muy económicamente en una larga bancada o lecho de tensado; los pies derechos o pilares se arman sin pretensar. Con esta clase de construcción, el montaje se ejecuta muy rápidamente. El empotramiento de los pies derechos requiere muy poco tiempo y la unión articulada entre los apoyos y las traveses es sumamente fácil de hacer. La economía de mano de obra y de tiempo invertido en la misma, como consecuencia de la falta de continuidad, es mucho mejor que el pequeño aumento del consumo de acero.

Si por ser mayores los claros, el transporte de las traveses o armaduras no es posible, se fabrican en el taller, descompuestas en piezas de tamaño transportable que luego se montan en la obra mediante elementos tensores, hasta formar una sola unidad o estructura portante. En general no es rentable fabricar traveses o armaduras con piezas separadas porque el montaje, el ajuste de las piezas y la for-

mación y arreglo de las juntas exigen mucho trabajo y gasto de mano de obra. Además hay que tener en cuenta que la sujeción o anclaje de los elementos tensores es un factor más que hay que agregar al costo. Si la altura libre interior del local tiene que exceder de unos 18 m y al mismo tiempo aumentan las cargas relativas a las grúas, las deformaciones por los esfuerzos horizontales pueden llegar a ser tan grandes que para que no perturbe el funcionamiento de las grúas-puente se hace indispensable un refuerzo de los ángulos o esquinas capaz de contrarrestar las flexiones.

Para tales trabes o armaduras se combina entonces el pretensado en el lecho o bancada de tensor con el pretensado de los tensores de enlace, a fin de que las uniones en las esquinas queden aseguradas mediante elementos tensores.

Para cobertizos y naves de altura aún mayor no basta, en general, la capacidad de la autogrúa para montar los pies derechos si son de una sola pieza. Entonces se hacen también los pies derechos con piezas menores que se van montando con la grúa de torre giratoria y se unen luego mediante pretensado. En tal caso es siempre necesario un andamio de montaje; en cambio, las piezas sueltas pueden ser fabricadas en serie.

Los claros menores (hasta unos 12 m) en locales de bastante

altura pueden cubrirse económicamente a base de pórticos de triple articulación. Como las piezas de forma no lineal no pueden ser transportadas por carretera se hace necesario fabricarlas a pie de obra.

Las uniones rígidas de los ángulos son ventajosas en los cobertizos de mucha altura por causa de las mayores sollicitaciones horizontales que han de soportar. Otro sistema básico es el de pórticos con articulación única, que conviene para los casos de claros relativamente grandes (de más de 20 m), siempre que la potencia de los aparatos elevadores no sea suficiente para montar los pórticos o armaduras en una sola pieza. En tales casos es necesario un apoyo en el centro de la nave y la formación del enlace o unión rígida a la flexión en los ángulos lograda convenientemente por medio del pretensado.

La unión o empalme de las piezas de los pórticos en los puntos de momento nulo se conocen con el nombre de "lambda". Es una imitación de la construcción tradicional. Sin embargo, las piezas se preparan en el taller y sin necesidad de emplear concreto "in situ", solamente hay que agregar un sencillo enlace con los pernos. La ventaja estriba en la reducida cantidad de material necesario y que en las piezas de forma lineal son más sencillas de fabricar y montar.

Si la pendiente de la cubierta es de más de 10 % y el cobertizo va cubierto con placas onduladas de fibrocemento o con tejas o solera de ladrillo, las armaduras triangulares son más económicas porque su aumento de peso a causa de la mayor altura de la construcción es relativamente pequeño y las barras de su estructura sólo están solicitadas esencialmente por fuerzas normales. Hay una serie de posibilidades de despiezar en elementos sencillos las estructuras de entramado cuando se trata de mayores luces, y luego unirlos mediante enlaces.

El cordón inferior y eventualmente también algunas otras de las barras de tracción son pretensados, a fin de evitar, por una parte, grietas en el concreto y, por otra, para disminuir las tensiones secundarias, consecuencia de la rigidez de los nudos, y según el caso, incluso eliminarlas totalmente. Los claros mayores requieren a veces también armaduras con arco.

El revestimiento de la cubierta resulta tal vez algo más costoso pero se compensa por la reducida cantidad de material necesario. La construcción de los arcos se suele hacer a pie de obra por causa de la dificultad de transporte de las traves arqueadas. Las armaduras o traves se suelen componer de dos piezas y rara vez

de mayor número de ellas. Para su montaje, por lo regular, se necesita algún aparato auxiliar. El arco de la trabe puede también ser estructurado en forma de celosía. Cuando el claro excede de 30 m sólo está compuesta de piezas sueltas. Para grandes cargas de las grúas y en cobertizos de gran altura en los que no existe posibilidad de ejecutar uniones rígidas a la flexión entre los cuchillos y los pies derechos, estos últimos se hace pretensados o de celosía. Mediante el pretensado se disminuyen las deformaciones porque los pies derechos en los cobertizos de gran altura están solicitados principalmente por flexión.

Los cobertizos o locales de varias naves pueden realizarse, en principio, según los mismos sistemas constructivos que los de una sola nave.

Las construcciones de techo plano se diferencian de los cobertizos, principalmente en que necesitan claraboyas o lumbreras y que las cargas de grúas han de ser menores. Sus sistemas de sustentación básicos se acomodan a las ideas aquí expuestas.

La forma y disposición constructiva con estructuras portantes de cubierta plana.

Las estructuras de sustentación para cubiertas planas

son solamente apropiadas para locales de nave única.

En ellas únicamente hay que contar con la función portante.

Las estructuras portantes para cubierta plana desempeñan en este caso el papel de los elementos de cubierta.

Naturalmente, en los locales de varias naves se ha procurado también evitar la necesidad de cuchillos o armaduras y estructurar la construcción portante solamente con pies derechos y elementos sustentadores planos.

Así pues, aquí sólo se estudiarán sistemas de construcción para cobertizos o locales de nave única. En lugar de pilares intervienen la pared de carga. El sistema estático es el mismo; en los cimientos los paneles y tableros de pared van empotrados y las estructuras portantes planas se apoyan en forma articulada.

Los tableros o paneles de pared pueden adoptar la misma forma que el elemento de cubierta, según la disposición arquitectónica. Para anchura de los elementos puede elegirse la de 2.50 m que es la máxima permitida para el transporte por carretera.

Los elementos "T-T" resultan económicos hasta 15 m de claro. Más allá de ese claro los nervios han de ser de mucha altura y el desmoldeo se efectúa con más difi-

cultad. De todos modos los claros mayores pueden ser mejor logrados con menos placas y más anchas.

Los elementos "T" son utilizables entre 12 y 30 m de claro; fuera de esas dimensiones son relativamente pesados. El aumento de las alturas de construcción de las nervaduras no dificulta el desmoldeo porque éste puede efectuarse de modo distinto, con las placas "T-T".

Las construcciones plegadas a las cáscaras de tipo laminar son empleadas por encima de los 15 m y hasta unos 30 m de claro. Este tamaño es el límite.

Esto se refiere a las bóvedas cáscaras HP o a las bóvedas cáscaras cilíndricas.

Los paneles de pared hasta 10 m de altura admiten la forma de placas "U" o de placas "T". Los tableros "U" desde el punto de vista estético son considerados como de mejor aspecto. La altura de los locales y la altura de construcción de las nervaduras viene limitada por la longitud de pandeo.

Para 10 m de altura de la nave y 50 cm de altura de construcción se llega ya aproximadamente a los límites admisibles.

En el caso de mayores alturas de las naves, por consiguiente, se empleará un tablero "T" para paredes, porque en este último la altura de construcción de las nervaduras no está limitada. La altura del local puede llegar hasta 20 m; en cobertizos de tanta altura se procurará la rigidez de los enlaces en los ángulos.

Las estructuras plegadas son aplicables también como tableros de pared. Tiene un elevado momento de inercia por lo cual sin necesidad de enlaces rígidos en los ángulos puede llegarse a alturas de 15 m en los locales. Resulta difícil lograr un enlace resistente a la flexión. Las cáscaras HP o estructuras laminares no son convenientes como tableros para paredes; tampoco las cáscaras cilíndricas son aceptables más que en raros casos.

Las grúas ligeras pueden ser admitidas en locales de estructura portante plana con tableros de pared.

En el caso de grúas para cargas mayores sería necesario modificar la anchura de las nervaduras, pero habría que recurrir entonces a formas nuevas.

Otros sistemas estáticos distintos de los mencionados rara vez son empleados en estructuras portantes planas.

Los pórticos de una o de tres articulaciones son utilizados para claros menores.

Para grandes claros como, por ejemplo, las de 24 m, las estructuras portantes planas se cubren con elementos compuestos de varias piezas o con dos elementos formando arco y provistos de un tirante. Estas construcciones son posibles hasta claros de unos 40 m.

En la valoración y comparación del material necesario para las construcciones de armazón y las de estructura portante plana hay que tener en cuenta que las cifras, en las estructuras portantes planas, dan la cantidad total necesaria, mientras que en las construcciones de esqueleto hay que sumar el material necesario para las de cubierta. Los locales con estructuras portantes planas constan de menos número de elementos que los que están formados por construcciones de esqueleto, por lo cual también son montadas mucho más rápidamente.

ESTRUCTURA DEL SISTEMA PORTANTE EN LOS EDIFICIOS ALTOS

La estructura del sistema portante, el sistema de montaje y la formación de las uniones en los edificios de pisos son aún más destacados en sus relaciones mutuas que en las construcciones de cobertizos o naves.

En principio se puede también en este caso establecer la distinción entre construcciones de armazón y construc

ciones de superficie portantes planas.

La construcción de armazón o esqueleto puede disponerse longitudinal o transversalmente; las distancias o vanos entre las trabes se cubre con elementos de piso o techo.

En edificios cuya altura no pase de unos 18 m, los pilares o los pies derechos no necesitan ser empalmados porque las autogrúas pueden montarlos todavía con una sola pieza. Es evidente que existen también en uso grúas automóviles que pueden operar con mayores alturas; pero sólo se las emplea cuando también es necesario una gran potencia para el montaje de las trabes o armaduras. Como la autogrúa, en general, tiene el sitio demasiado escaso para poder operar entre dos trabes, la construcción se va montando trabe por trabe por encima de toda la altura del edificio. La grúa va desplazándose hacia atrás y va dejando colocados entre sí elementos. Las uniones son articuladas cuando pueden ser aplicados elementos transversales rígidos (posiblemente las cajas de escalera) para lograr el debido anclaje; si es así hay que ejecutar las uniones rígidas contra flexiones mediante la aplicación del pretensado y del vaciado in situ.

La construcción del esqueleto está formada de marcos o

bastidores cuando no existen placas transversales o si se ha previsto un montaje a base de una grúa giratoria de torre. Para elementos de mayor peso se realiza el montaje verticalmente con lo cual el brazo de la pluma de la grúa giratoria de torre no necesita ser tan largo y su potencia es mejor aprovechada. Además, las uniones, en tal caso han de ser capaces de soportar cargas inmediatas para lograr la indispensable estabilidad durante el período de la construcción, lo cual se logra con soldadura o tornillos. Para construcciones de mucha altura únicamente la grúa giratoria de torres es la que sirve para el montaje. Por razones de estabilidad hay que proyectar los enlaces o uniones de manera rígida a la flexión.

El peso de los elementos tiene que acomodarse a la potencia de la grúa giratoria de torre. Cuando hay que reducir pesos es necesario recurrir a una fabricación especial de los pies derechos y de las vigas y trabes. Los enlaces y uniones rígidos a las flexiones, la mejor manera de hacerlos es con concreto "in situ", lo cual a su vez exige un montaje de tipo horizontal. Es decir, montar todos los elementos de un piso entero, con lo cual el concreto colocado en obra dispone de tiempo suficiente para fraguar y ad-

quirir resistencia, ya que al efectuar el montaje del piso siguiente tienen que ser capaces de soportar cargas.

Los edificios de pisos con estructuras portantes son económicos cuando las paredes exteriores están construidas para soportar carga y los elementos de los pisos y techos pueden ir de pared exterior sin apoyos intermedios. Esta solución constructiva en los edificios industriales es ventajosa porque deja libertad para el montaje e instalación de las máquinas. En los edificios para oficinas y tal vez en los de viviendas, asegura una posibilidad de libertad en la disposición y forma de los locales.

El sistema estático es el de pies derechos empotrados con elementos de pisos libremente apoyados. Para el caso de mayores cargas útiles puede ser necesario que las uniones sean rígidas contra las flexiones.

Los elementos de paredes y pisos-techos tienen prácticamente iguales secciones que en la construcción de locales industriales. Los elementos de estructura plegada se cierran con una placa horizontal superior con lo cual se obtiene una sección hueca en que pueden ir alojadas las conducciones de servicio.

PRINCIPIOS CONSTRUCTIVOS EN LOS EDIFICIOS DE VIVIENDAS

Hay que distinguir dos sistemas de construcción:

- a) construcciones con tableros pequeños;
- b) construcciones con tableros grandes.

Las construcciones con tableros pequeños se caracterizan por el hecho de que una habitación se cubre y está delimitada por mayor número de elementos, por lo que en la construcción en bruto son visibles más juntas.

En la construcción a base de tableros grandes se emplean paneles y placas del tamaño mismo de las habitaciones, por lo que en éstas no se ven en paredes ni techos juntas de ninguna clase. Como estructuras portantes se utilizan las paredes y en este caso parece más favorable elegir para tales estructuras las paredes transversales, ya que esto da al edificio mayor rigidez en sentido transversal y las fachadas sin cargas pueden quedar disponibles libremente.

Han sido también proyectadas construcciones en que elementos en "L", en "U" o en otras formas diferentes y con paredes delgadas forman los pilares o pies derechos de carga vertical que según la disposición de la planta pueden ser utilizados como armarios empotrados, cajas de ascensores, etc.

2.41 PRODUCCION MASIVA Y TIPIFICADA

Sólo es posible una producción masiva cuando se pueden fabricar grandes series de un determinado tipo de elemento. Esto puede conseguirse si el elemento se ajusta a las condiciones siguientes:

1. Que pueda ser empleado en obras de distintos tipos
2. Que pueda ser empleado para distintos fines (cubiertas o muros)
3. Que pueda emplearse en varias dimensiones pero desempeñando igual cometido gracias a la combinación de distintos tipos de moldes.

Todos estos elementos deben ser fabricados mecánicamente y ser transportados fácilmente.

En efecto la tipificación constituye un método moderno de trabajo para la preparación de las construcciones en serie de alta calidad. La posibilidad de realizar edificios ensamblando elementos, ha impuesto nuevas exigencias, cada vez más rigurosas a los ciclos de la tipificación.

Facilita enormemente la construcción de los distintos elementos en las fábricas, asegurando un proceso continuo de producción, económico y rápido. Asimismo esta repetición, al disminuir el número de elementos distintos que entran a formar parte en la construcción, hace posible el rápido montaje de los

edificios por medio de equipos altamente especializados y con maquinaria apropiada, lo cual redundará en la economía de la construcción y en beneficio de la solución del problema de la vivienda, en especial donde se precisa una gran rapidez de construcción.

La tipificación se refiere tanto a los elementos prefabricados considerados individualmente, como a los conjuntos (apartamento, célula, etc.) que resulta del ensamblaje de diversas piezas prefabricadas. En ciertos países, la tipificación puede ser de aplicación general, extendiéndose a lo largo de todo el territorio y, en ese caso, en los países de economía planificada, las autoridades publican catálogos de elementos tipo, de células tipo e incluso de edificios completos.

Los proyectos tipificados tienen que ser elaborados de acuerdo a un sistema de unidades, siendo necesario al mismo tiempo que representen una solución económica, constructiva y estrictamente adecuada. Además para la tipificación debe elegirse construcciones que puedan ser realizadas en la misma forma durante un período largo de tiempo que presenta la construcción en serie.

La unificación y tipificación deben servir como medio de enlace entre el proyecto y la ejecución (fabricación). La unificación sólo es posible cuando las dimensiones de los productos o elementos constructivos concuerdan entre sí y están coordi-

nados. Esta coordinación modular es posible por la introducción de una ordenación de medidas, esta ordenación de medidas es la base de toda la industrialización. En la coordinación modular debe tomarse en cuenta los siguientes factores:

- a) hacer posible la agregación o suma de los elementos
- b) permitir la substitución o intercambio de los mismos
- c) permitir las combinaciones entre los elementos

Empleada en amplia escala, la coordinación modular hace posible que resulte factible el mutuo enlace de diferentes productos industriales.

Las consecuencias de la coordinación de medidas son:

- a) La posibilidad de elegir el producto más conveniente, ya que pueden ser varios los que con iguales dimensiones pueden ser adecuados para llenar un mismo objeto.
- b) La simplificación del trabajo en el desarrollo del proyecto y la disminución de las posibilidades de errores.
- c) El aumento de la productividad, gracias a la unificación
y
- d) La especialización de la producción

La unidad de tal sistema de medidas se denomina "Módulo". El módulo es el máximo común divisor a partir del cual pueden deducirse todas las medidas de la construcción por adición o por multiplicación. Cuando todas las dimensiones de una obra

son múltiples del módulo y existen relaciones entre tales dimensiones, se ha conseguido en el sistema la mutua coordinación de medidas. El tamaño del módulo puede elegirse libremente, lo importante no es su tamaño, sino su utilización y aplicación.

En la prefabricación se comprueba una tendencia al aumento de las dimensiones de las piezas prefabricadas. Las operaciones de montaje y relleno de las juntas son más reducidas a medida que los elementos son mayores. Sin embargo, el tamaño de los elementos se ve limitado por el problema de flexibilidad de adaptación a la concepción del proyecto arquitectónico, si se desea que éste goce de un grado de libertad suficiente para permitir la categoría estética y evitar la monotonía de la edificación.

Así, cuando los elementos son de grandes dimensiones y reducido el número de tipos diferentes, la flexibilidad de adaptación arquitectónica es bastante reducida. Si se desean elementos de gran tamaño adaptables fácilmente a un programa funcional, dado resultarán numerosos tipos de elementos. Por último, para conseguir una gran flexibilidad con pocos elementos distintos, éstos habrán de ser de tamaño bastante reducido. Como límite de este último caso tenemos la construcción tradicional en ladrillos.

Ampliando la documentación referente a la tipificación de elementos de grandes dimensiones en la prefabricación pesada, consideremos los grados de diferenciación entre elementos:

1° grado, cuando los elementos se diferencian por su forma, sección o material y exigen para su producción moldes y a veces técnicas diferentes.

2° grado, si los elementos se diferencian por el largo o el ancho, pero se fabrican de idéntica manera y en el mismo molde, al cual se adaptan piezas suplementarias.

3° grado, cuando los elementos conservan la misma forma y se fabrican de análoga manera, difiriendo solamente en el armado, el acabado, etc., o bien en la existencia de huecos, ranuras, etc., que se practican mediante la introducción en el molde de piezas suplementarias.

En principio, el número de elementos-tipo decrece a medida que sus dimensiones aumentan, facilitando en primer lugar la aplicación en fábrica de los métodos de fabricación que consigan una mayor productividad, y en segundo el rendimiento del montaje, el cual exige que los elementos sean tan grandes como lo permita la maquinaria de elevación. K. Lachert y T.

Perzynski, en su trabajo "La relación entre el diseño y los métodos industrializados de organización referentes a sistemas constructivos con grandes paneles", exponen la relación de parámetros siguiente:

	Dimensiones de los elementos	
	Grandes	Pequeños
Condiciones reunidas para una producción de carácter industrial	Sí	No
Eficacia de las juntas	Sí	No
Calidad del acabado	Sí	No

La tipificación, en la edificación, proporciona la posibilidad de obtener el grado más elevado de repetición, tanto en el estudio del proyecto como en la producción. La especialización de la producción y el costo de las instalaciones necesarias para una determinada producción, ejercen una gran influencia para lograr la disminución del número de los elementos tipo diferentes.

2.42 COORDINACION MODULAR

La coordinación dimensional tiene como objetivo primordial la normalización de las series de dimensiones que deben tener los diferentes elementos constructivos con objeto de facilitar su montaje.

El proyectista, el arquitecto, como potencia creadora, ha de constituir un nexo entre los puntos de vista de usuario y fabricante, conociendo a fondo las exigencias de aquél y procurando tener en cuenta los problemas de la fabricación industrial y los inherentes a la construcción industrializada, como montaje, transporte, etc. Habrá de actuar con imparcialidad e intervenir en la preparación de normas, asesorándose de la técnica dedicada a la investigación.

Generalmente, la Industria propugna las normas, pues los fabricantes se dan cuenta de que poseyendo una norma saben anticipadamente qué características debe tener el producto. El técnico, a su vez, conocerá la existencia de los materiales y elementos, cuyo empleo se facilitará por una normalización.

Lo ideal sería poder llegar a establecer normas internacionales que favorecieran la intercambiabilidad de productos y la normalización del diseño. La existencia de organismos tales como la ISO (International Standardising Organizations) y IMG (International Modular Group) contribuyen eficazmente a regularizar los sistemas de proyecto, producción y montaje de los elementos que habrán de integrar la edificación industrializada.

La racionalización, standarización o normalización son inconcebibles sin una coordinación dimensional sistemática de los

2.5 Juntas

La parte de las Juntas o Conexiones en la Prefabricación es un aspecto de gran importancia y uno de los aspectos que más cuidado requiere, ya que cuando se quiere obtener una estructura monolítica, se confía sólo a las juntas o conexiones esa monoliticidad.

Cuando se analiza una estructura prefabricada, ya sea de las del tipo lineal, de paneles o de elementos tridimensionales, se hace por cualquiera de los métodos usuales y los elementos de la estructura se diseñan considerando sus distintas condiciones de trabajo. Es precisamente en las juntas o conexiones en donde se presenta la duda del comportamiento real de éstas. Actualmente no existe un criterio de diseño uniforme en cuanto a las juntas, y el criterio que se sigue está basado en investigaciones empíricas.

Respecto al tipo de conexiones, se puede decir que las hay ARTICULADAS Y RIGIDAS. En México se usan las conexiones articuladas solamente en construcciones de un nivel.

Las juntas o conexiones deben satisfacer ciertas exigencias previamente establecidas:

- Seguridad
- Ductilidad
- Rigidez y monolitismo

- Estabilidad durante el montaje
- Resistencia al intemperismo y al fuego
- Precisión geométrica
- Sencillez
- Economía
- Buena apariencia

Desde el punto de vista de la ejecución, éstas pueden clasificarse en

- Coladas
- Soldadas
- Mecánicas y
- Postensadas

Otra posible clasificación en las juntas que comúnmente se hace, está relacionada con el tipo de elemento constructivo del que se trate. Se puede hablar de:

- Juntas entre cimentación y columna
- Columna y columna
- Columna y trabe
- Trabe y trabe
- Trabe y losa
- Muro y losa
- Muro y muro, etc.

7

Las conexiones COLADAS se forman dejando varillas u otros elementos de unión que se anclan en la parte colada en el lugar por adherencia. Generalmente no se considera que la superficie de contacto entre una pieza precolada y el concreto colado en el lugar tenga capacidad para resistir fuerza cortante y toda la fuerza cortante debe ser resistida por las varillas o por otros elementos metálicos.

Las conexiones SOLDADAS se forman dejando placas u otros elementos metálicos ahogados en los elementos prefabricados. Debe de considerarse que las placas deberán estar debidamente ancladas por medio de varillas soldadas para que los esfuerzos no se presenten directamente sobre la superficie de contacto sino que se transmitan por adherencia a lo largo de las varillas. Las conexiones soldadas pueden complementarse con colados que tienen la finalidad de proteger a los conectores del intemperismo.

Las conexiones MECANICAS básicamente en pernos y tuercas o piezas metálicas de diseño especial. Es indudable que la naturaleza de la junta de este tipo, exige una mayor precisión dimensional por lo que se recomienda dejar ciertas holguras y tolerancias.

Las conexiones POSTENSADAS se emplean cuando se requiere un alto grado de continuidad entre los elementos prefabricados. Respecto a las juntas o conexiones se incluye al final de esta publicación una serie de detalles tipo.



APLICACIONES DE LOS ELEMENTOS PREFABRICADOS

Edificación

Edificios de diversos tipos
Naves Industriales y Agrícolas
Viviendas
Elementos estructurales
Elementos de relleno
Elementos exteriores
Bancas
Bardas

Obras Civiles

Puentes
Muros de contención
Señales de carreteras
Pilotes
Pavimentos
Revestimientos
Durmientes

Obras Hidráulicas

Placas para canales
Tuberías de diversos diámetros
Protección de bordes
Revestimiento de taludes
Dovelas
Muelles

ELEMENTOS PREFABRICADOS

Lineales (estructurales)

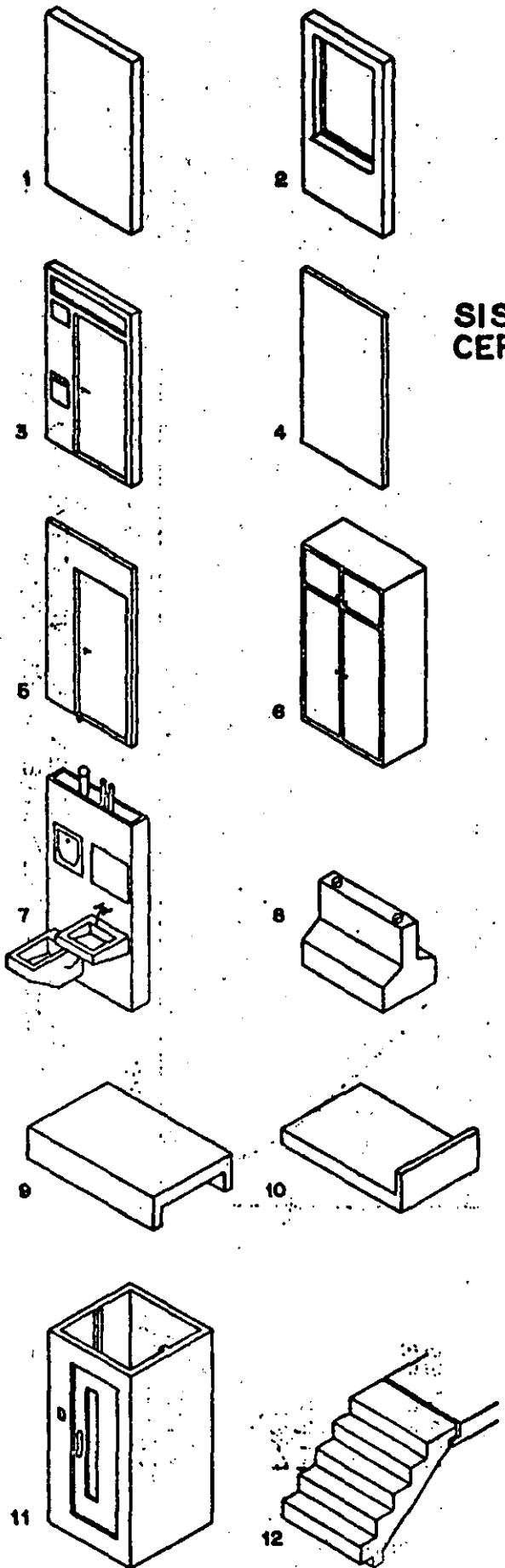
- Trabes
- Columnas
- Vigas
- Viguetas

Superficiales estructurales o limitativos

- Losas
- Muros
- Cascarones

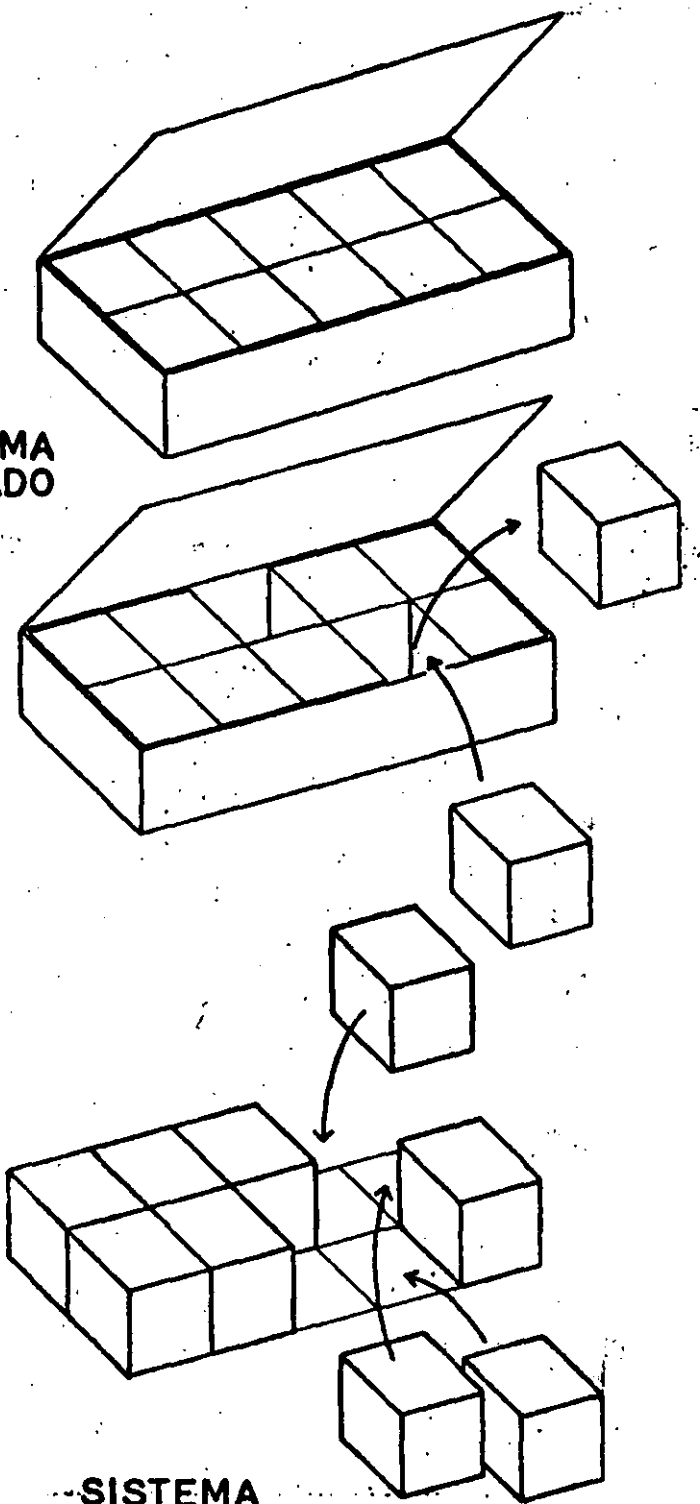
Especiales

- Fachadas
- Bovedillas
- Escaleras
- Balcones
- Tubos
- Guarniciones
- Postes
- Durmientes
- Ductos
- Revestimientos

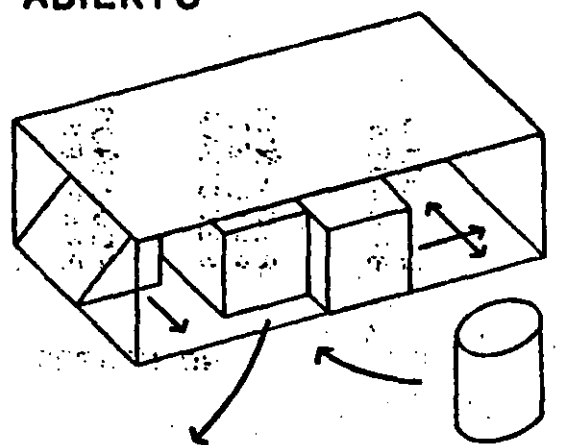


COMPONENTES DE UN SISTEMA

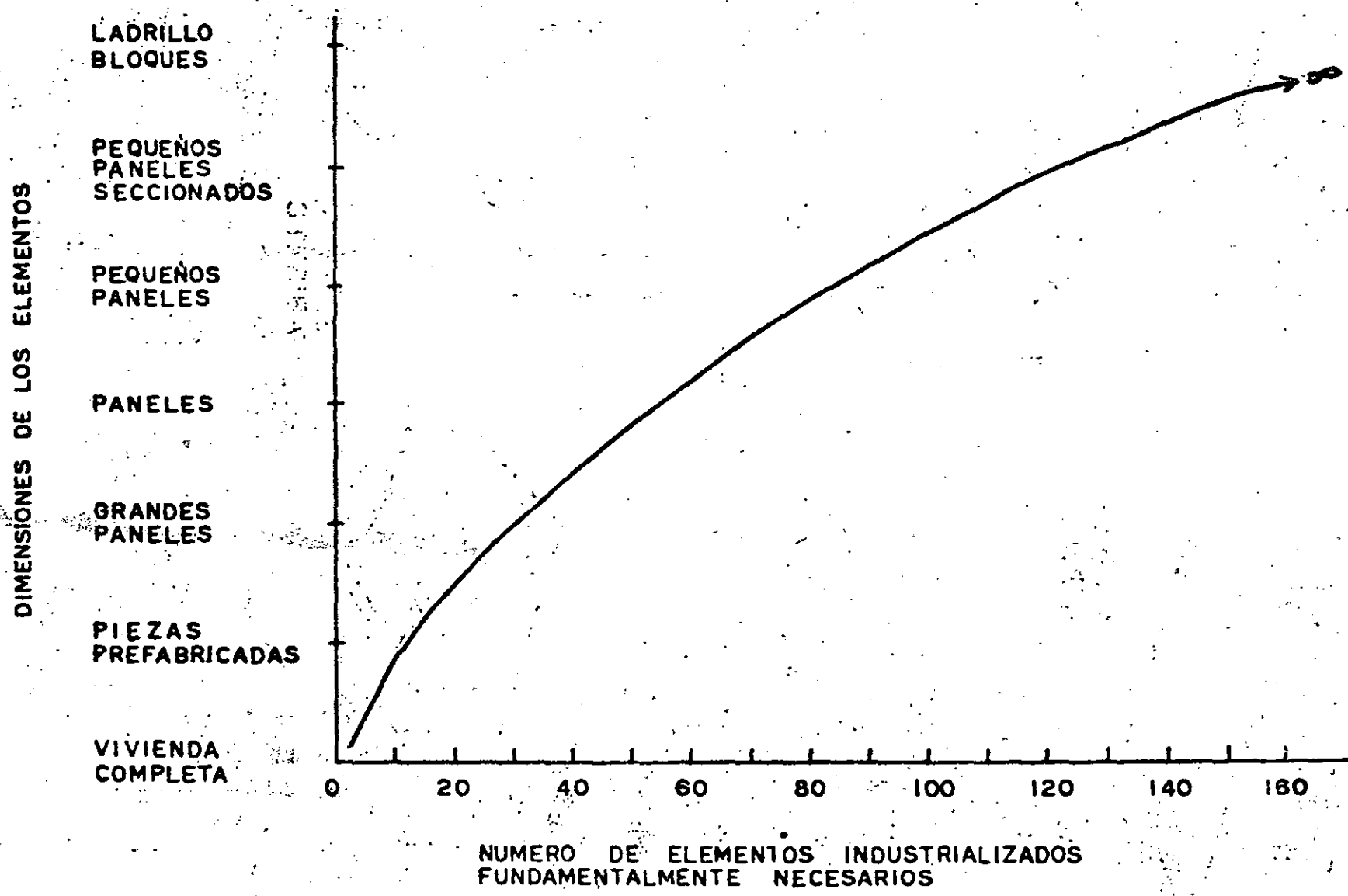
SISTEMA CERRADO



SISTEMA ABIERTO



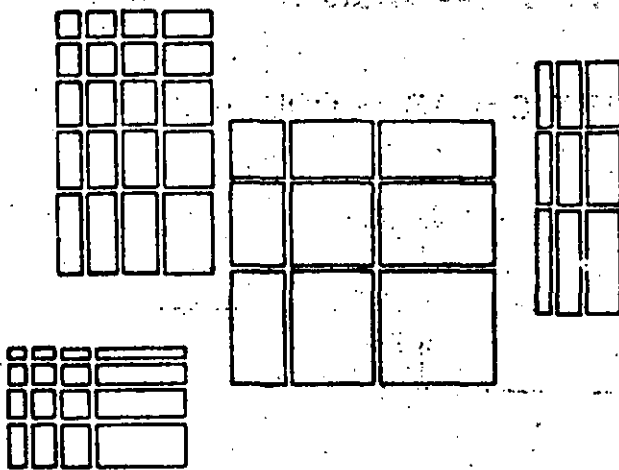
GRAFICA QUE ILUSTR LA RELACION ENTRE TAMAÑO, NUMERO DE COMPONENTES Y FLEXIBILIDAD DE PROYECTO



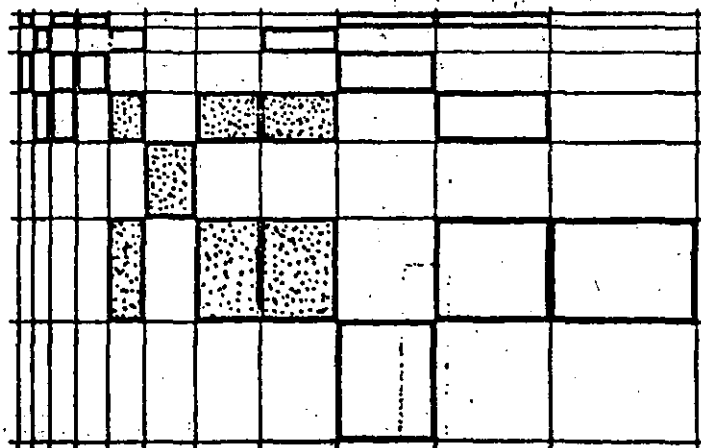
Elementos diseñados para un edificio específico.

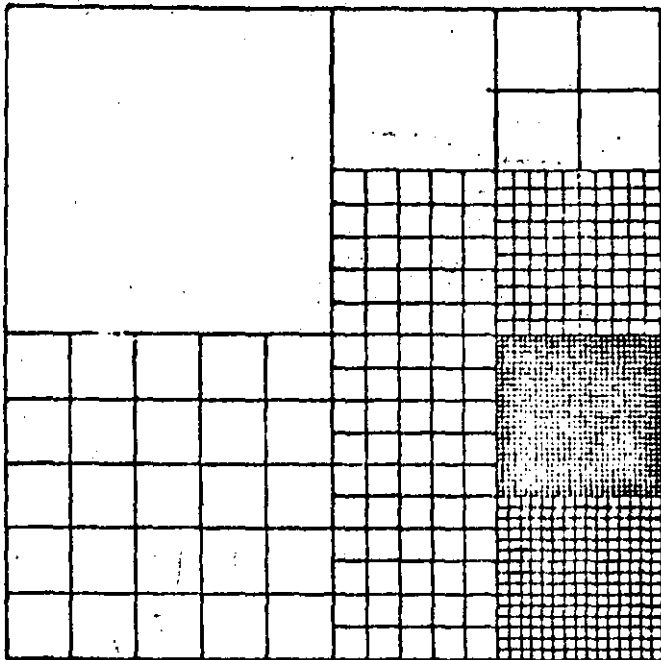


Elementos independientes diseñados por diversos fabricantes y cuyas dimensiones pueden estar conforme a las normas nacionales. Generalmente, no hay relación dimensional entre los diversos grupos.

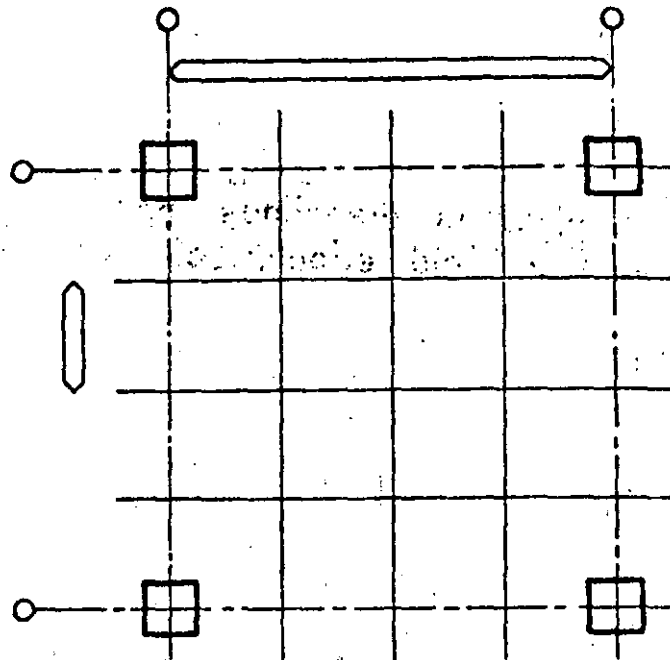


Elementos modulares coordinados dimensionalmente.

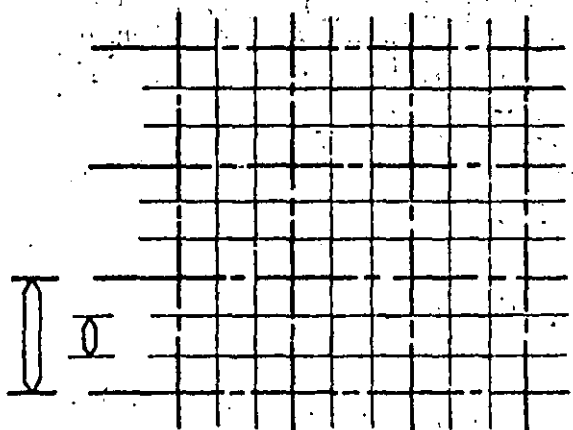




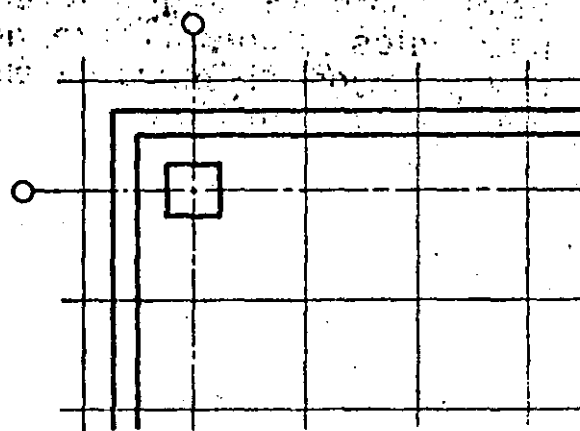
RETICULAS MODULARES



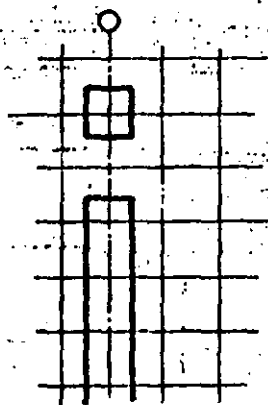
ELEMENTO ESTRUCTURAL SOBRE EL EJE ESTRUCTURAL



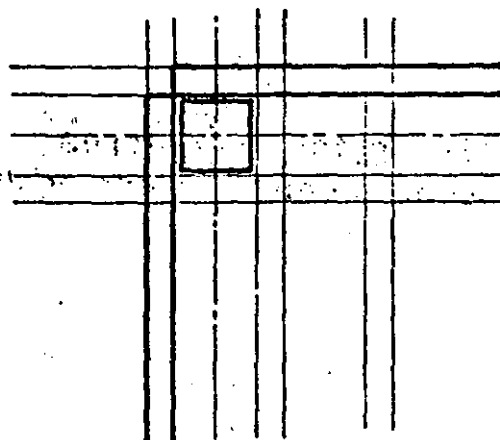
—— RETICULA ESTRUCTURAL
 - - - - RETICULA DE DISEÑO



ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES NO ESTAN SOBRE EL MISMO PLANO



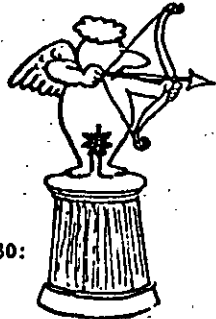
a) Elementos estructurales y no estructurales sobre el eje del plano estructural



DISOCIACION DE PLANOS

MOTIVOS DE LA COORDINACION MODULAR

TAL VEZ POR LA BELLEZA DE SUS MUJERES, POR SU CLIMA, O POR SUS HERMOSOS PAISAJES, O QUIZAS SIMPLEMENTE POR EL AMOR Y SUS CONSECUENCIAS, LA POBLACION DEL MUNDO SE DUPLICARA EN 30 AÑOS.

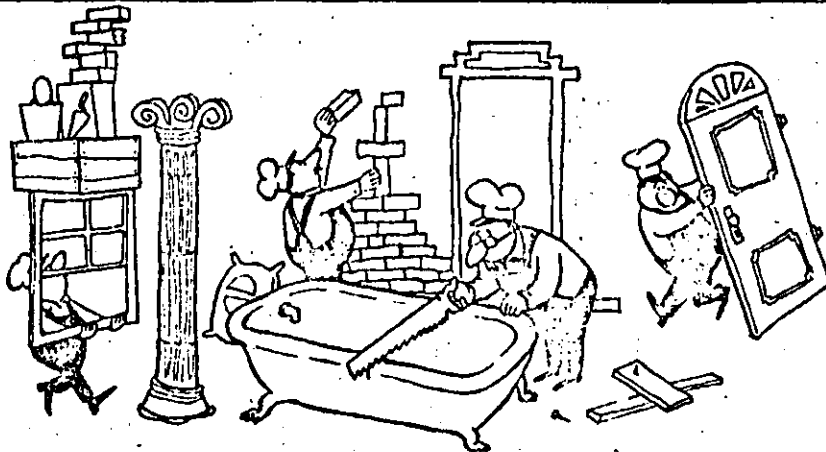


POBLACION EN 1960:
3,000 MILLONES



POBLACION EN 1990:
6,000 MILLONES

ESTO HACE NECESARIO CONSTRUIR
20 MILLONES DE CASAS CADA AÑO.
A UN COSTO APROXIMADO DE
20,000 MILLONES DE DOLARES.

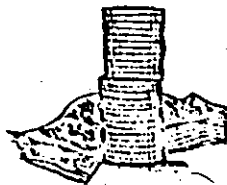


ES LOGICO QUE EN UN PLAN
TAN IMPORTANTE Y AMPLIO,
NO SE PUEDA PERMITIR NI LA
ANARQUIA NI EL DERROCHE
EN LOS METODOS DE
CONSTRUCCION.

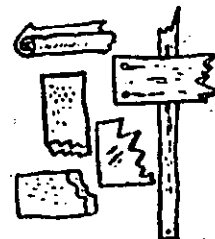
ASI, PUES, HAY QUE ADOPTAR
EL SISTEMA DE COORDINACION
MODULAR, QUE AHORRA



TIEMPO



DINERO



MATERIALES



TRABAJO

TAMAÑOS MODULADOS DE BLOQUES DE CEMENTO

Para uniones normalizadas de 10 mm = "U" normal

Símbolos:

U = 10 mm = Unión

T.T. = tolerancia

M = módulo = 10 cm

m.M. = medida modular

mm = milímetro

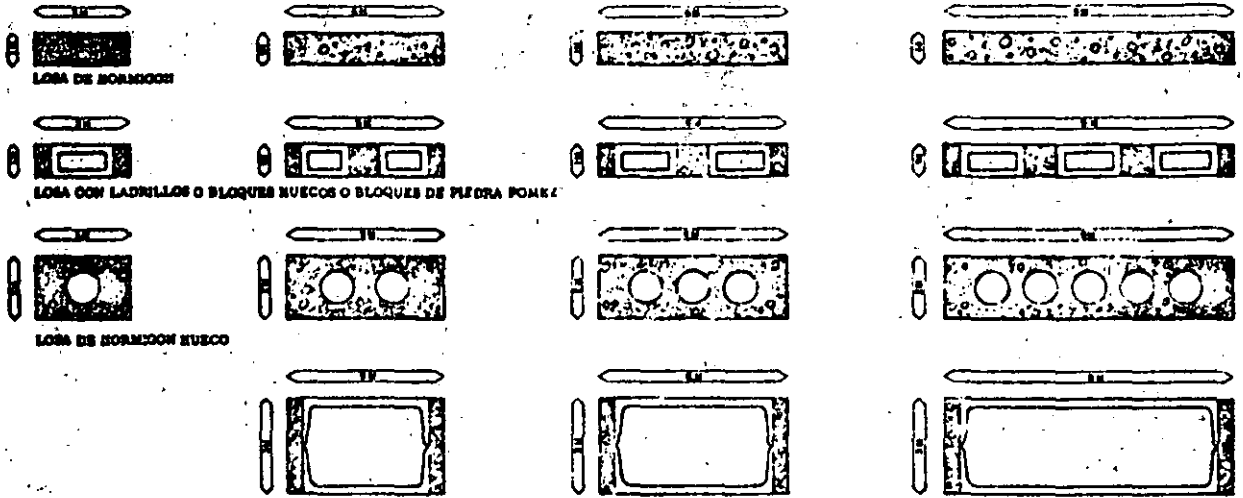
m.T. = medida de trabajo

TAMAÑOS NORMALES PARA ENTREPISOS, CUBIERTAS Y CIELOS RASOS

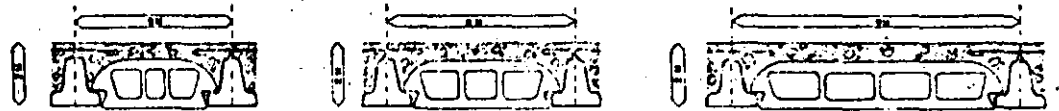
AGREGACIONES EN MÓDULOS BÁSICOS

PARA OBTENER LA MEDIDA DE TRABAJO SE DEBERÁ CONSIDERAR EN CADA CASO EL ESPACIO DE UNIÓN REQUERIDO Y LAS TOLERANCIAS.

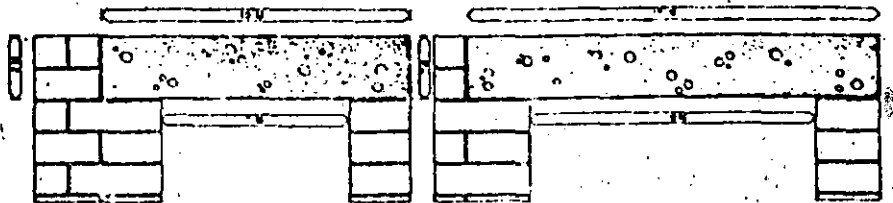
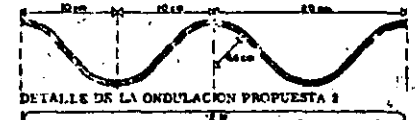
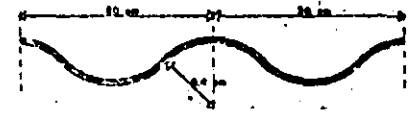
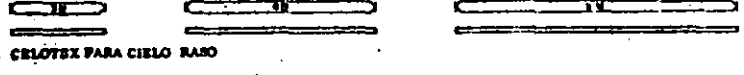
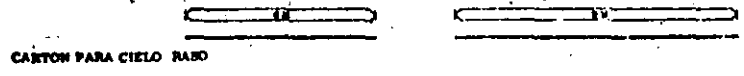
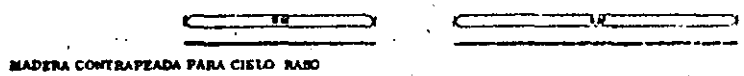
MÓDULO BÁSICO = 1 DECÍMETRO

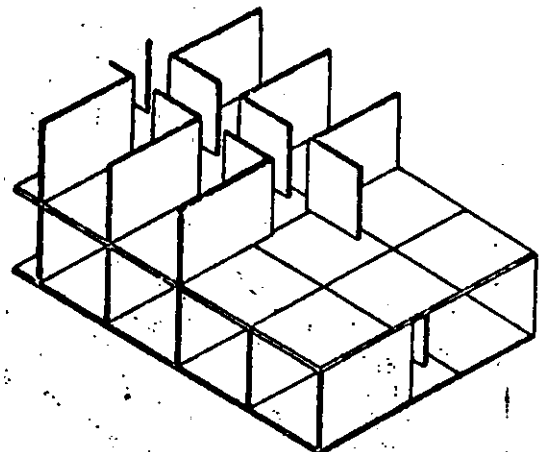
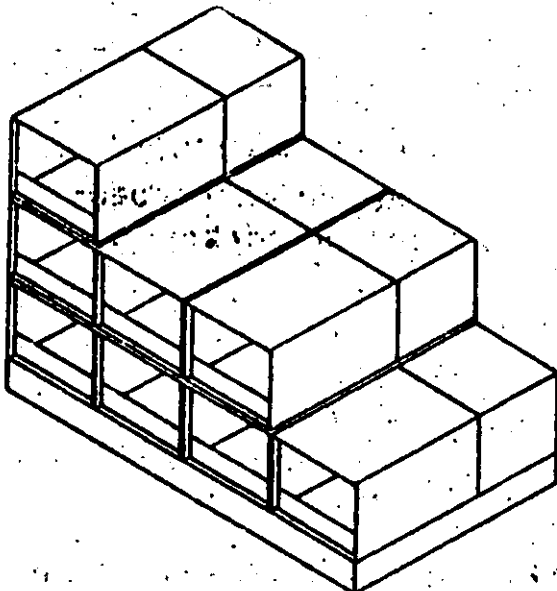
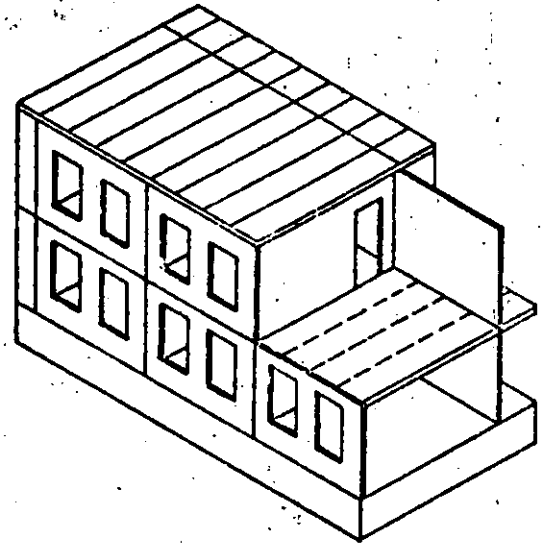
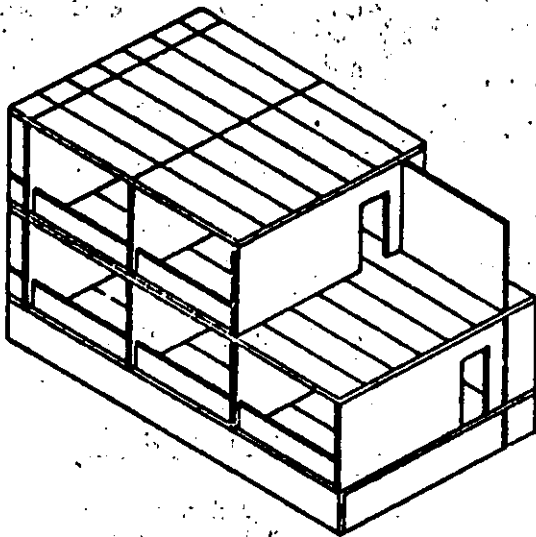
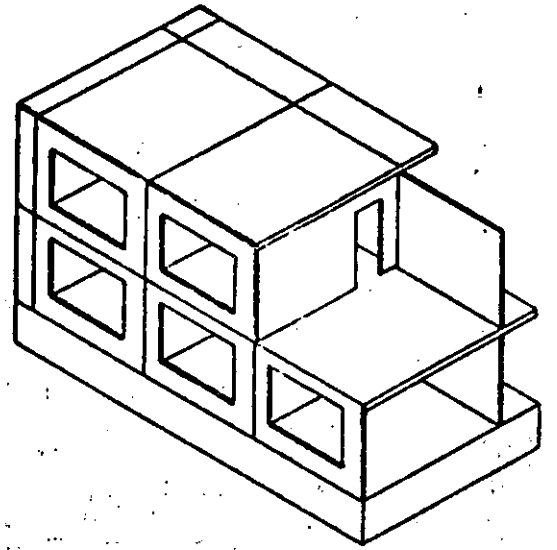
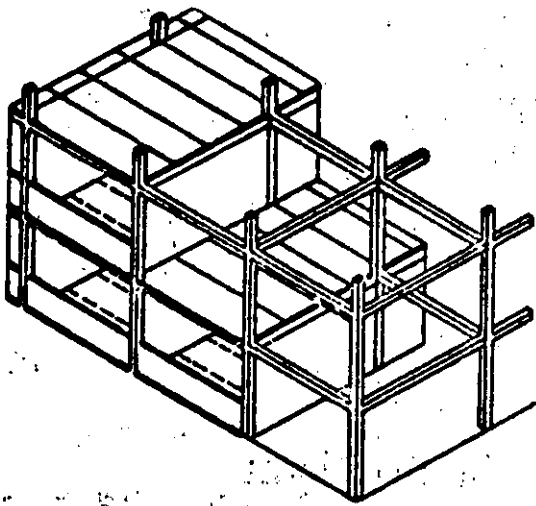


ENTREPISO RETICULAR CON CAJONES DE TAMAÑOS NORMALIZADOS

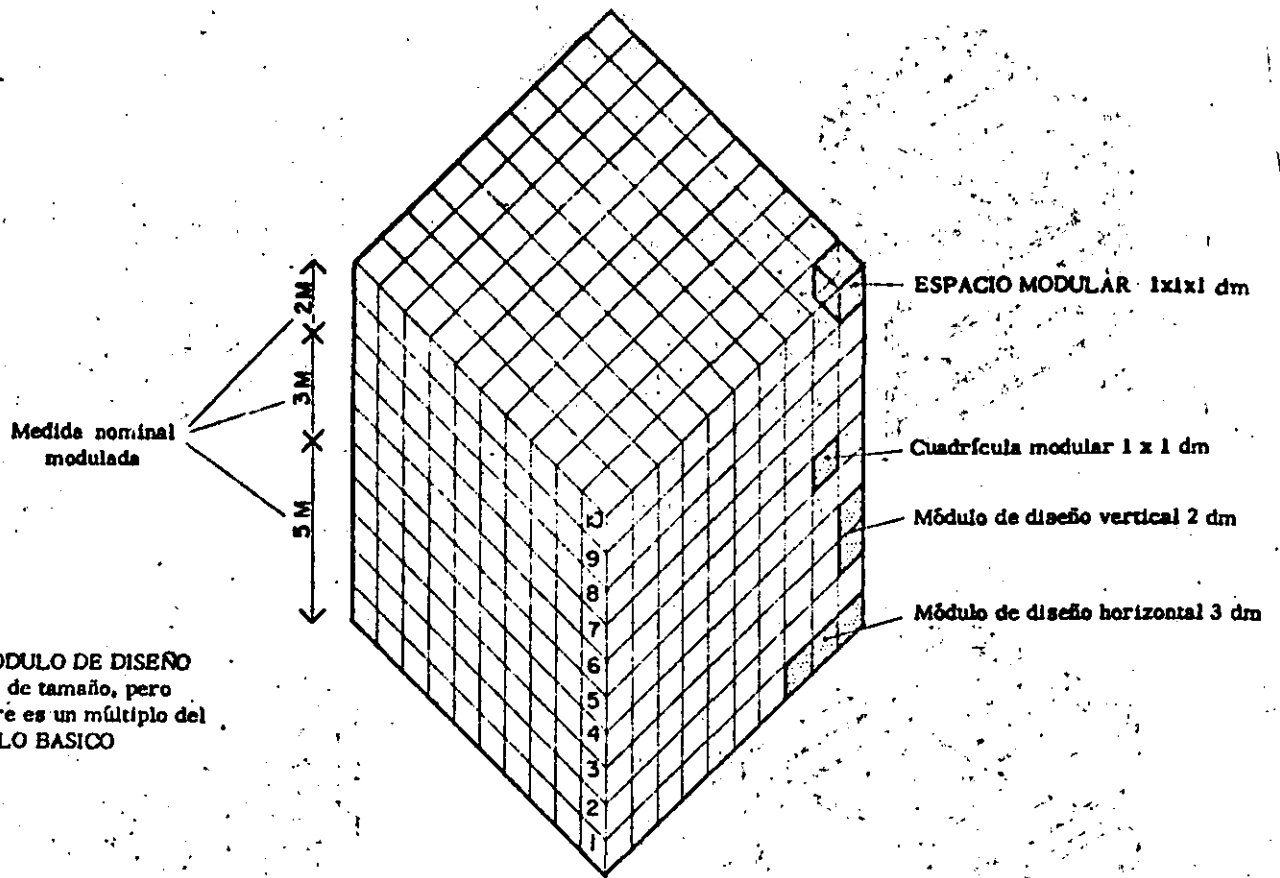


ENTREPISO DE BORMIJOON PRETENSADO



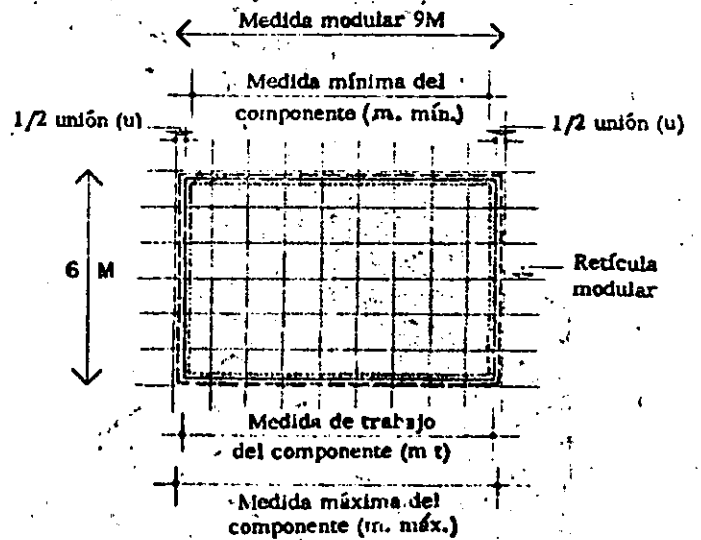
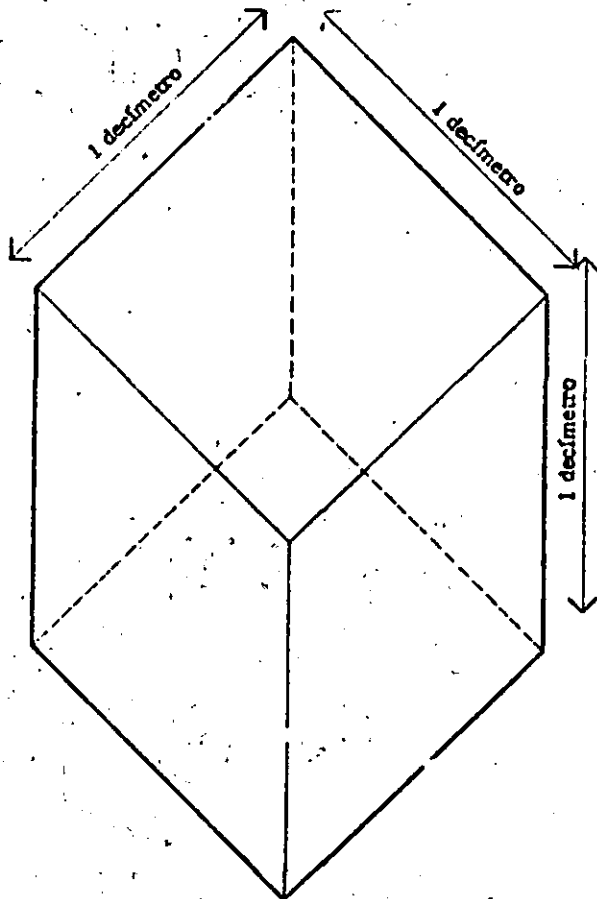


**ESTRUCTURACION DE LOS SISTEMAS DE
PREFABRICACION DE EDIFICIOS**



EL MODULO DE DISEÑO VARIA de tamaño, pero siempre es un múltiplo del MODULO BASICO

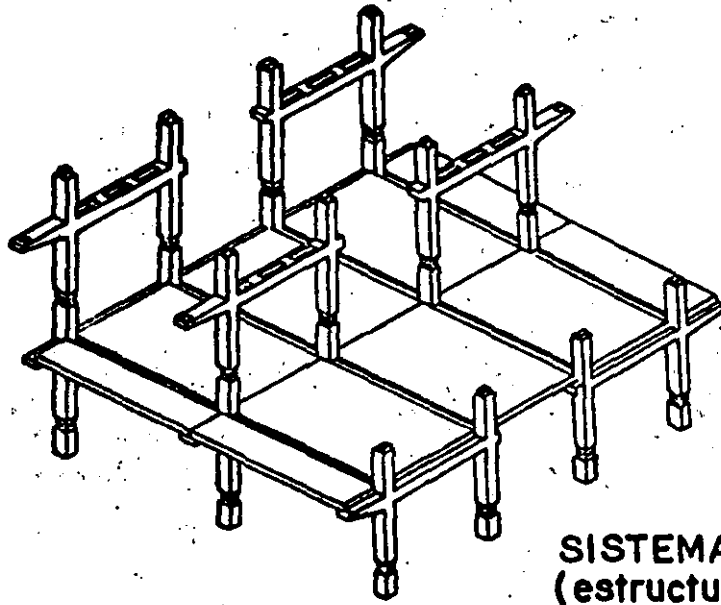
MODULO BASICO = 1 DECIMETRO



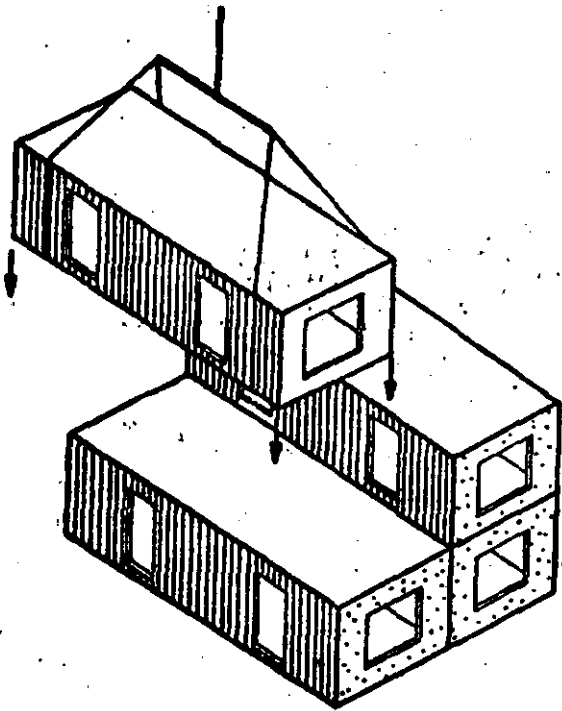
Medida máxima-medida mínima = tolerancia en la medida de trabajo (m. máx.)-(m. mín.) = (T. t.)

Medida de trabajo más o menos tolerancias, más unión total

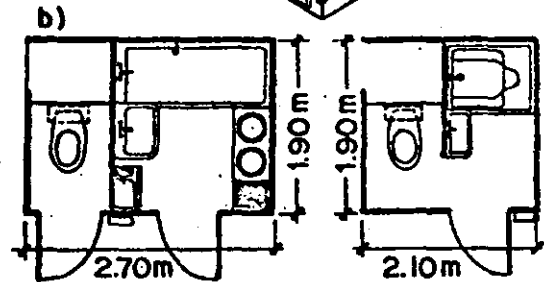
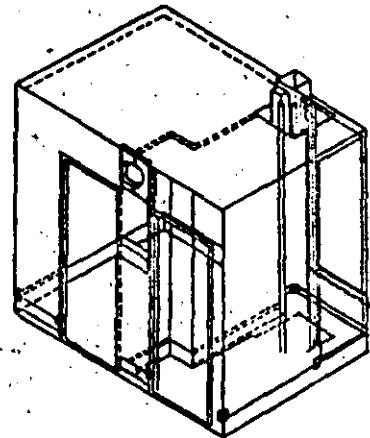
==== medida nominal modular.



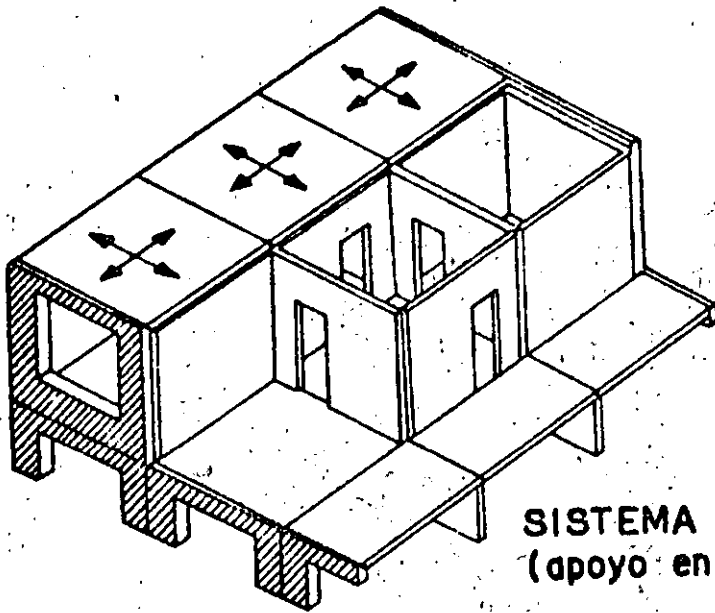
**SISTEMA MIXTO
(estructura y paneles)**



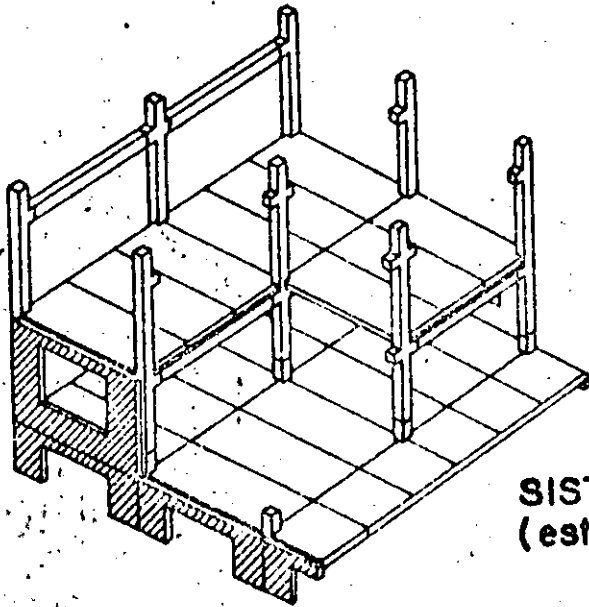
UNIDADES TRIDIMENSIONALES



**UNIDADES SANITARIAS
PREFABRICADAS**

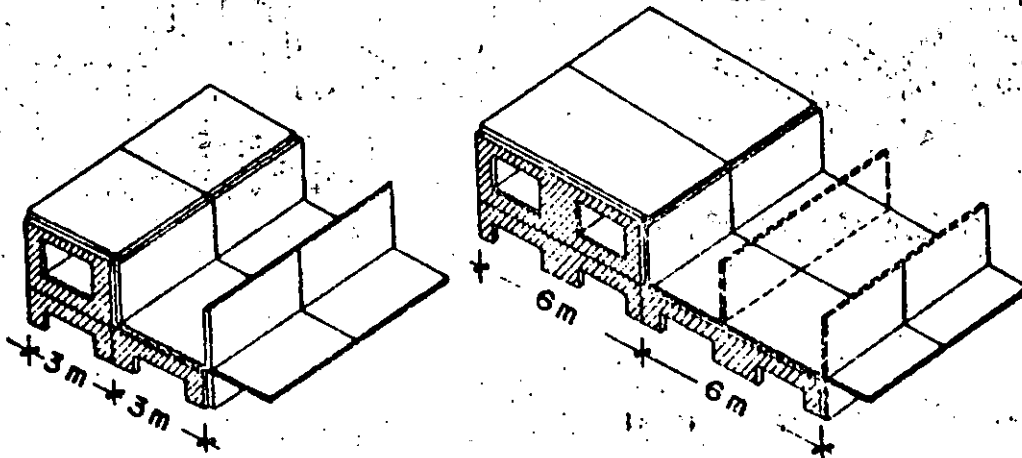


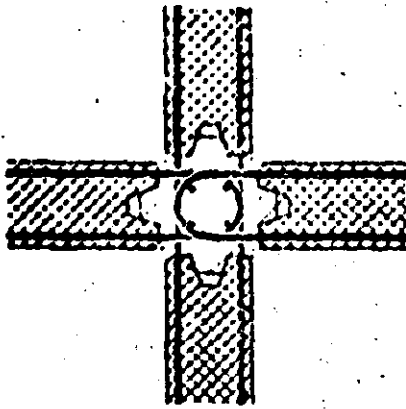
SISTEMA DE PANELES
(apoyo en ambos sentidos)



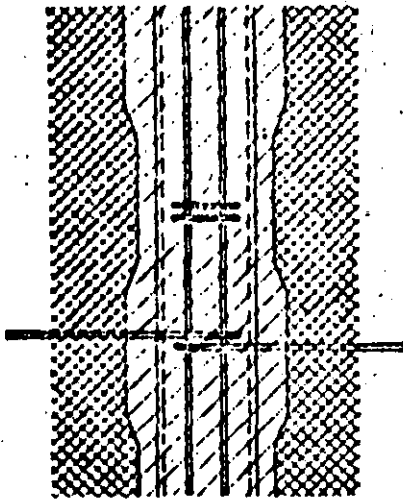
SISTEMA MIXTO
(estructura y paneles)

SISTEMA DE PANELES
(muros de carga perpendiculares a fachada)

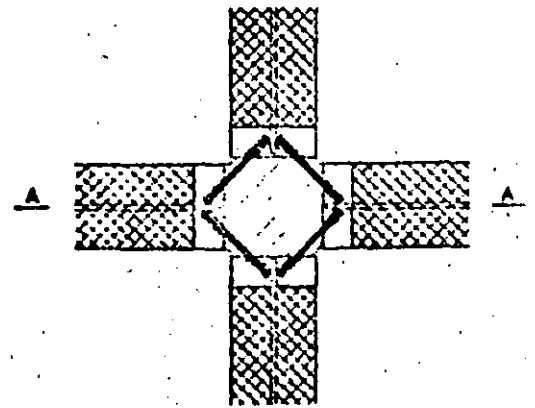




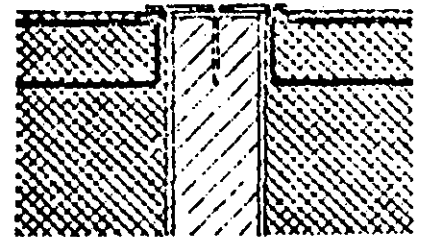
UNION HORIZONTAL DE CUATRO PANELES
CON TRASLAPE DE GANCHOS

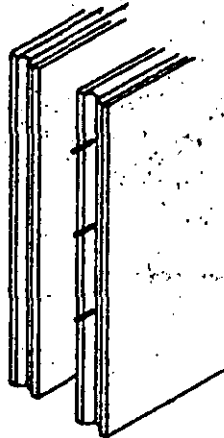
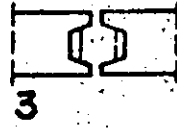
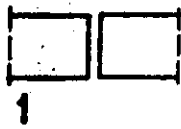


UNION HORIZONTAL DE CUATRO
PANELES MEDIANTE SOLDADURA

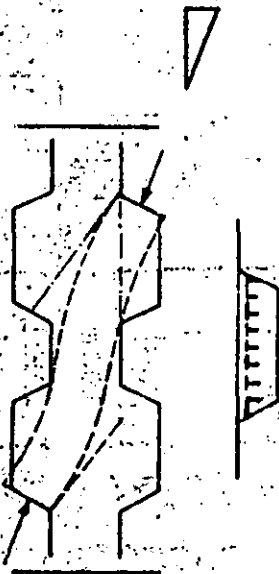


A - A

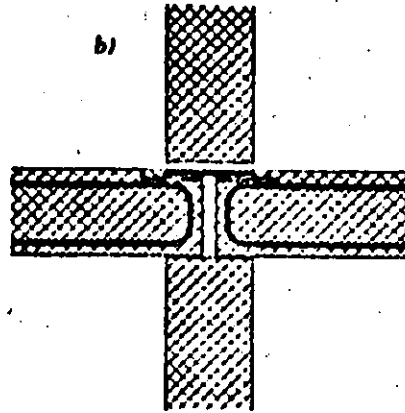
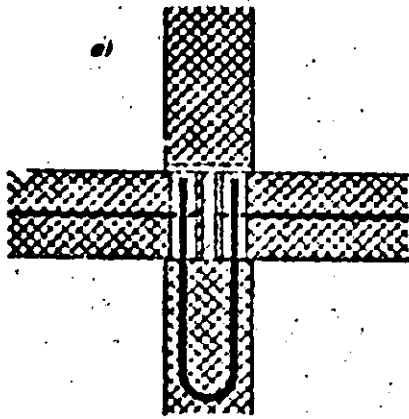




JUNTAS TIPO EN PANELES



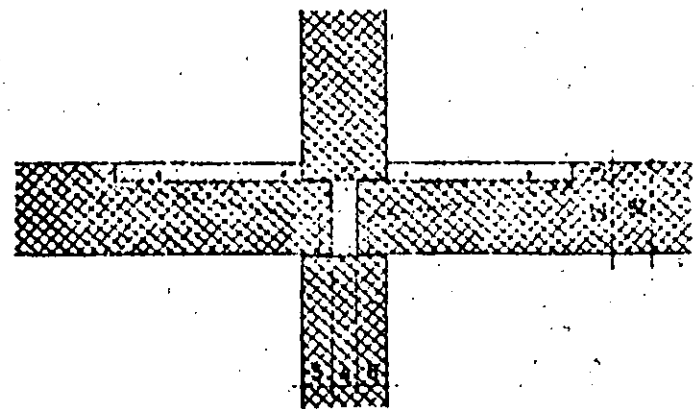
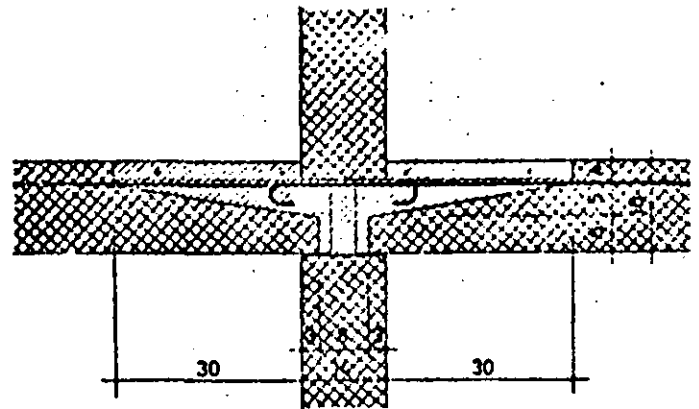
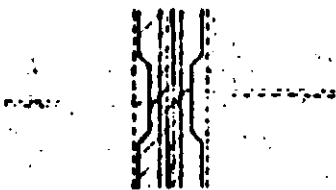
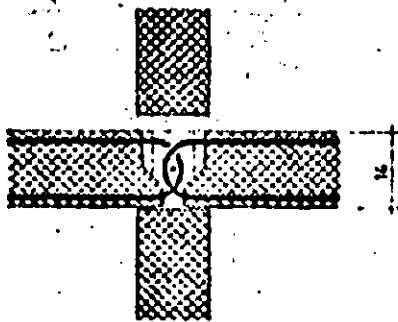
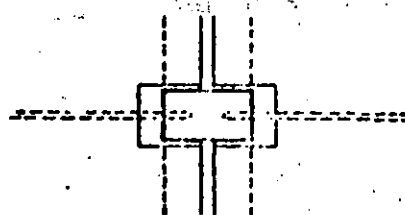
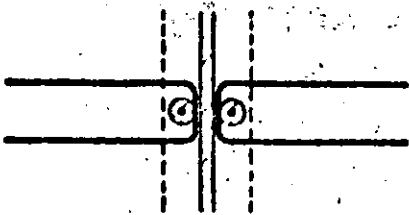
TRANSMISION DE ESFUERZOS EN JUNTAS VERTICALES DENTADAS



APOYO DE ELEMENTOS DE ENTREPISO SIN RELLENO EN LA JUNTA

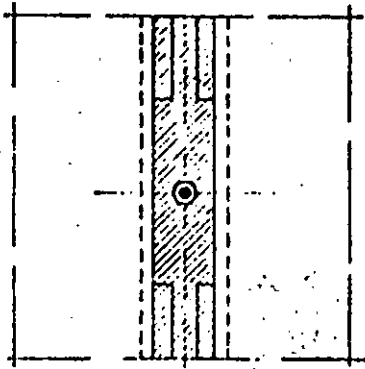
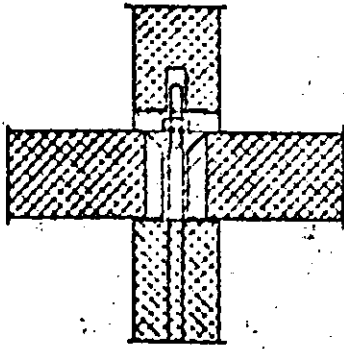
a) con vástago

b) soldado

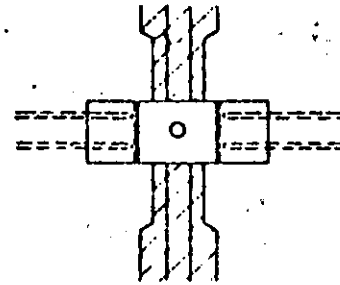
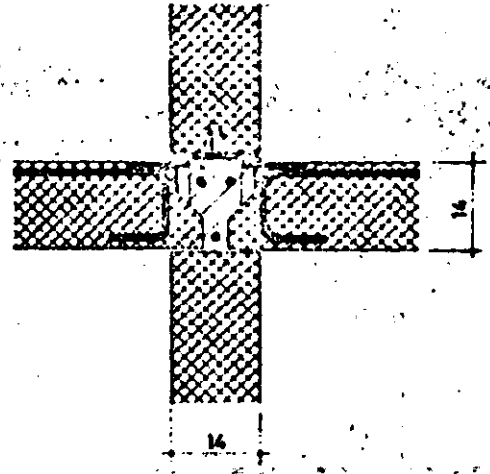


APOYO DE ELEMENTOS DE ENTREPISO CON TRASLAPE DE GANCHOS

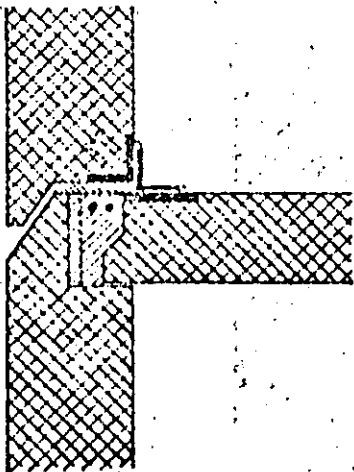
APOYO DE ENTREPISOS CON PARTES DE SECCION REBAJADA



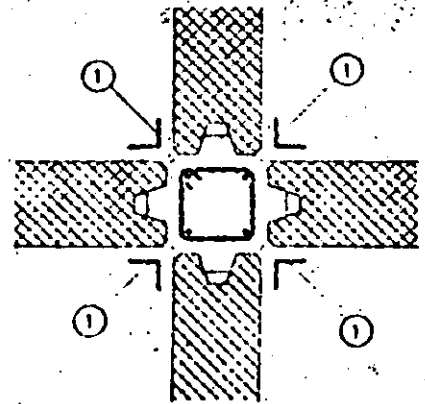
CENTRADO Y NIVELACION DE
PANELES MEDIANTE UN TORNILLO



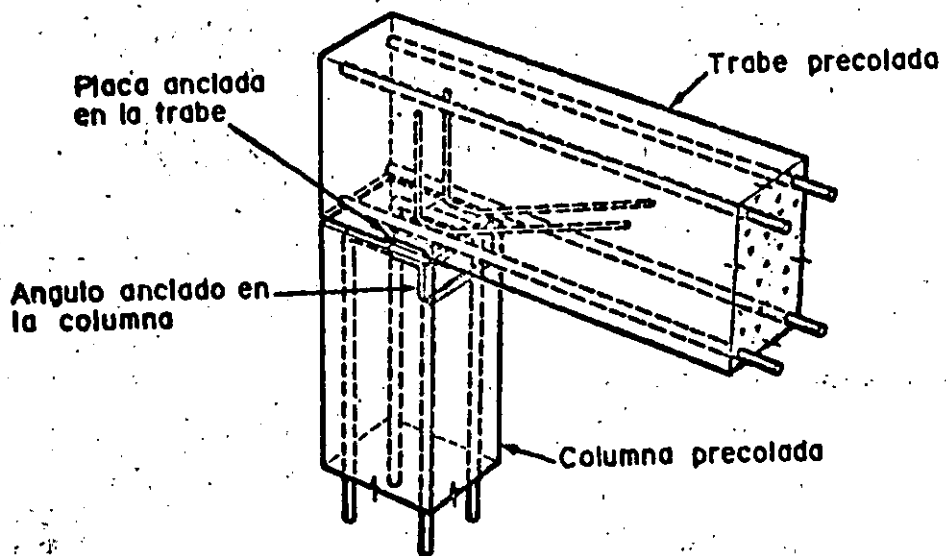
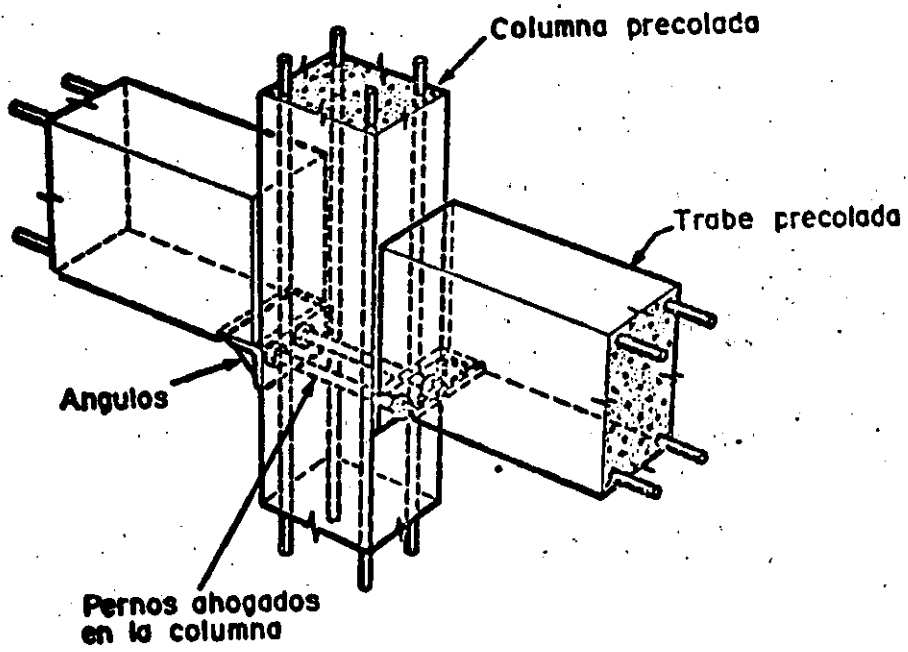
VASTAGO METALICO SOLDADO
A UNA PLACA QUE UNE LAS
VARILLAS DE LOS PANELES

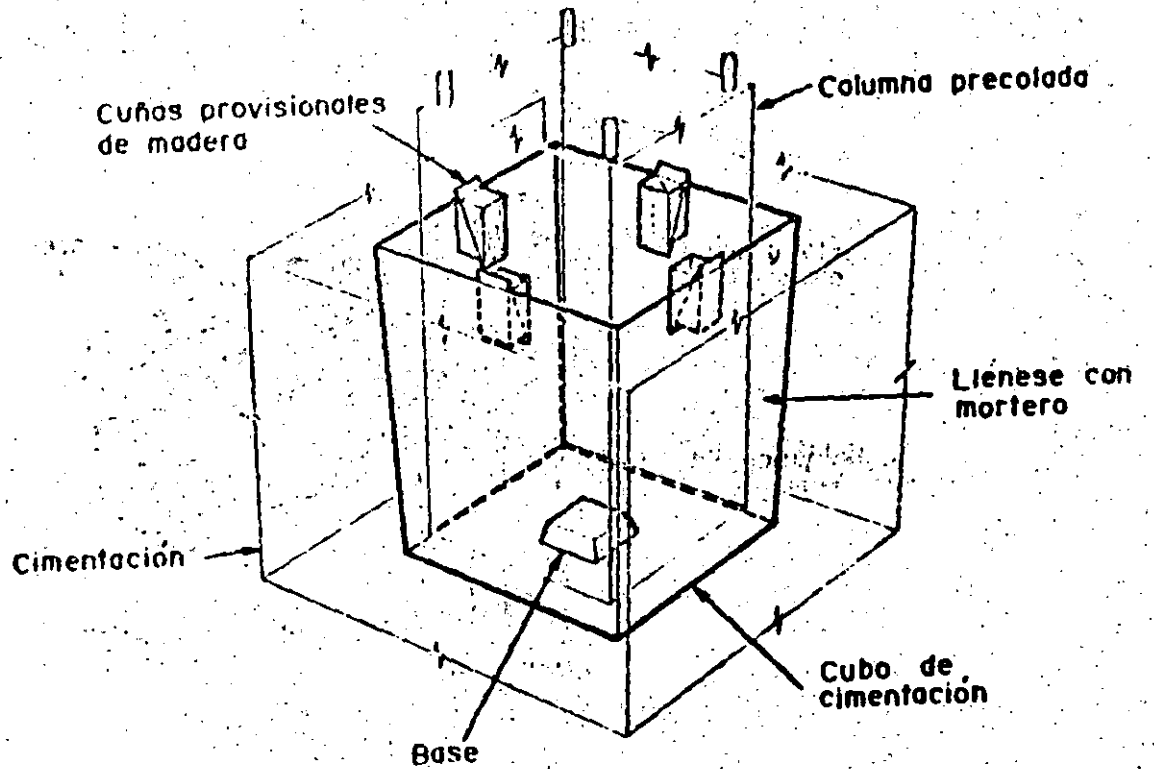
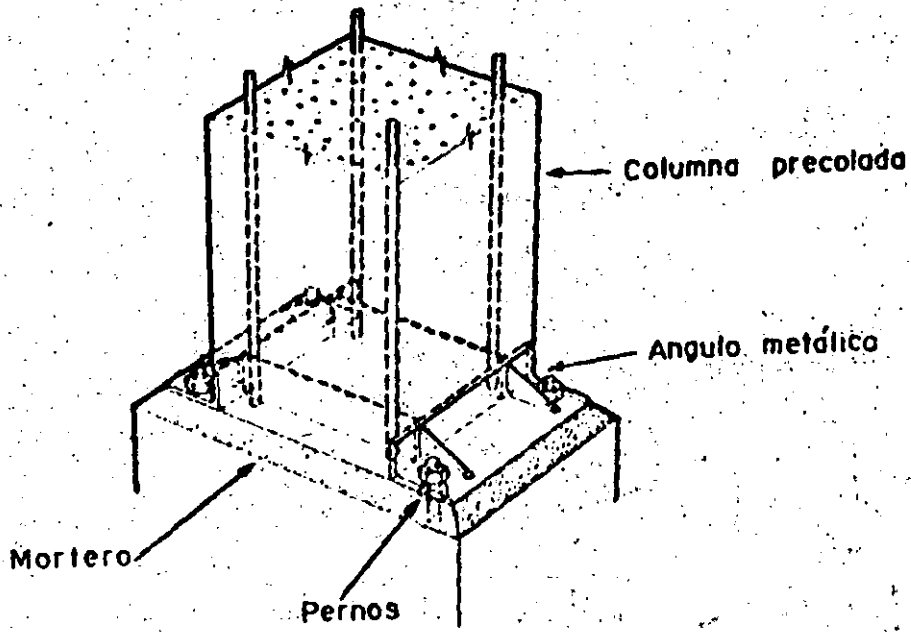


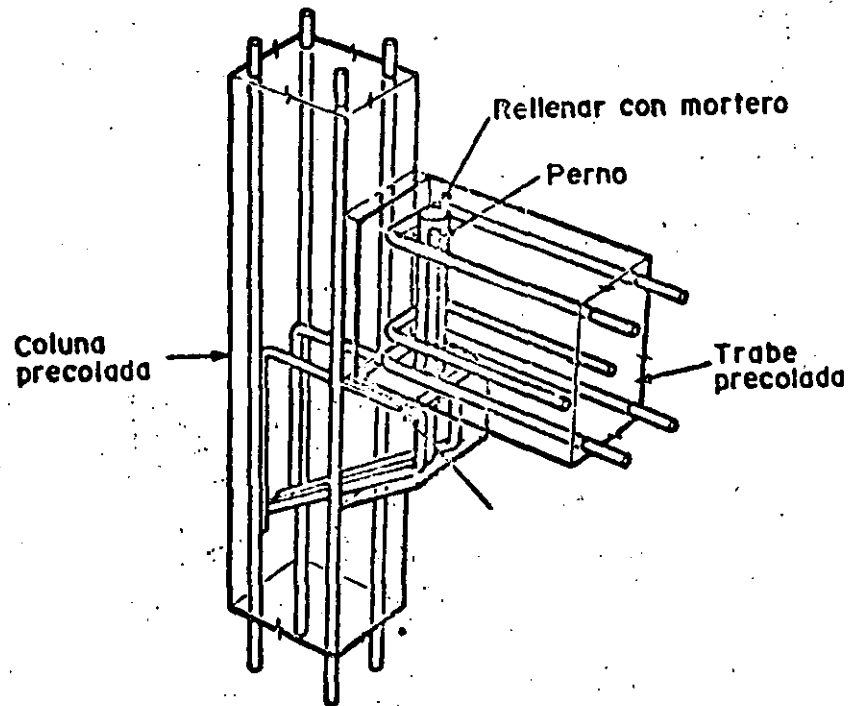
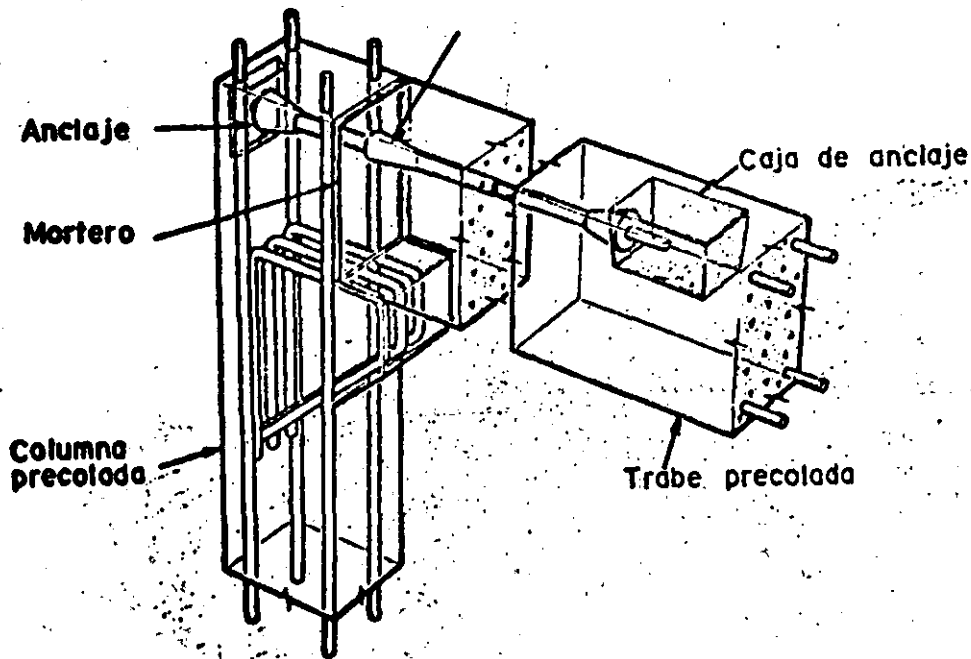
APOYO DE UN PANEL DE
ENTREPISO SOBRE MUROS

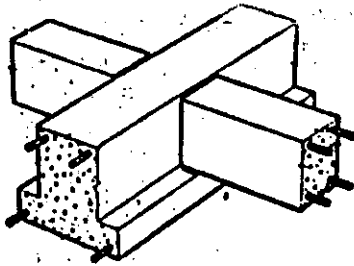
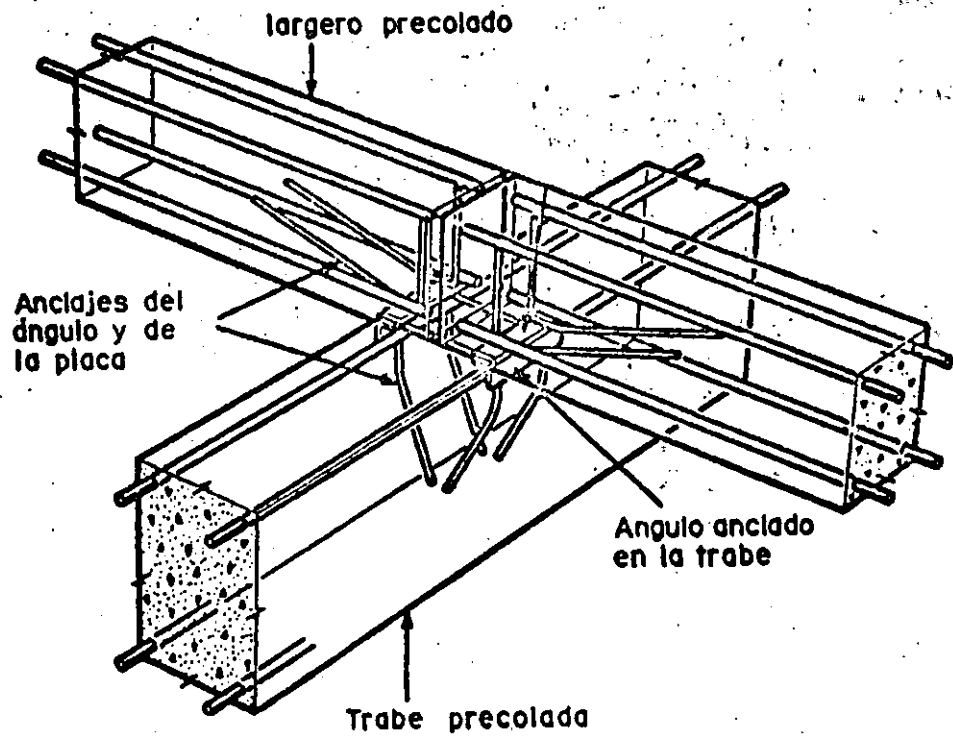


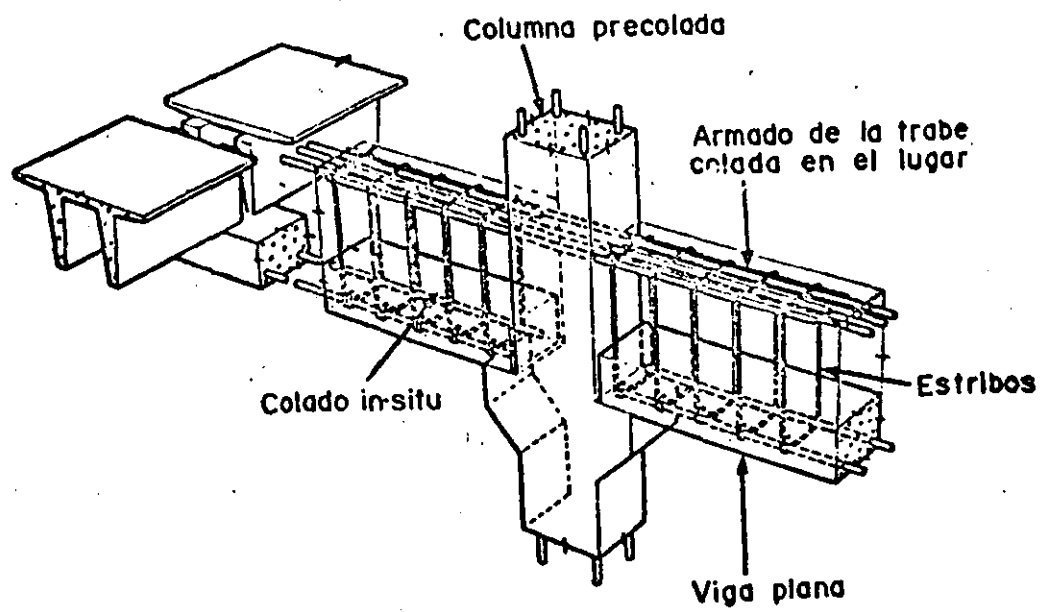
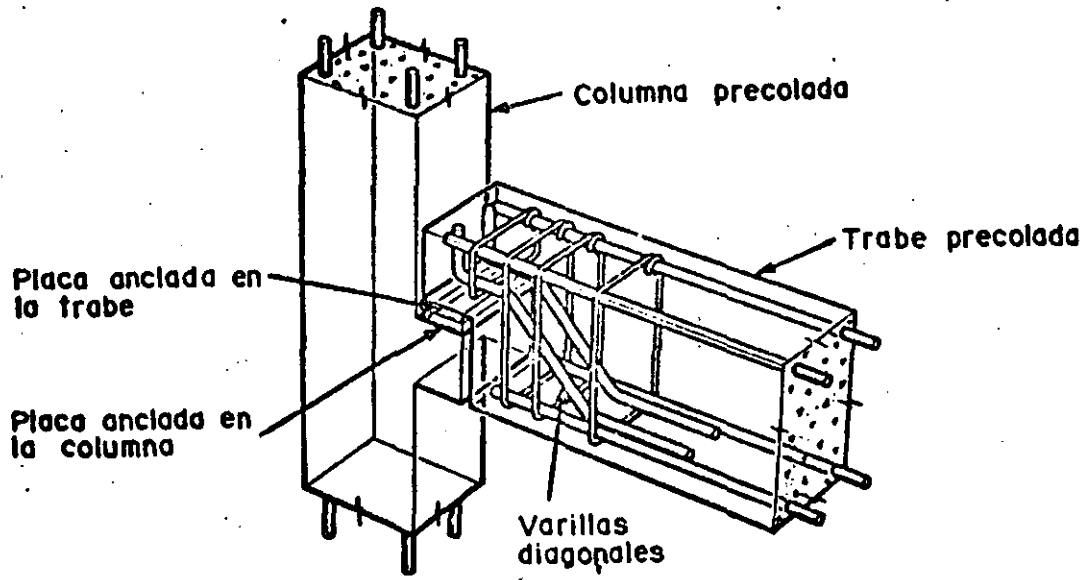
UNION HORIZONTAL DE
CUATRO PANELES











III PRODUCCION

3.00 Plantas y Procesos de Fabricación

3.10 Plantas de Prefabricación

3.11 Plantas fijas, Plantas móviles

3.12 Capacidad de las Plantas

3.13 Organización de las Plantas

3.14 Métodos de Fabricación

3.15 Elección del Método de Fabricación

3.16 Procesos de Fabricación

3.2 Los materiales

3.21 Tipos de Cemento que se fabrican en México
Uso de cada uno de ellos

3.22 Concreto Fresco
Cemento
Agua
Agregados

3.23 Dosificación de Materiales
Dosificación del Cemento
Dosificación del Agua
Dosificación de los Agregados

3.24 Acero

3.25 Moldes

3.26 Vaciado y Compactación del Concreto

3.27 Vibrado

3.28 Curado

3.29 Desmoldeo y Almacenado

3.0 PRODUCCION

3.1 Planta de Prefabricación

El trabajo ejecutado en una planta de prefabricación se efectúa en mucho mejores condiciones que el trabajo en obra. Una instalación fija o semifija puede ser perfeccionada, ya que está hecha para durar, mientras que las instalaciones de obra son frecuentemente poco cuidadas en razón de su mismo carácter temporal.

En una planta de prefabricación, las instalaciones pueden estar a cubierto y no depender de las variaciones temporales. Se pueden almacenar los agregados al abrigo de la lluvia, se puede almacenar el cemento en buenas condiciones.

En planta se puede fabricar un concreto de muy buena calidad, se puede garantizar la permanencia de esta calidad ya que se puede controlar por medios precisos.

Los puntos esenciales que se buscan para alcanzar esos fines son:

- perfeccionamiento de la preparación del concreto partiendo de los elementos constitutivos (cemento, arena, grava, agua).
- perfeccionamiento de los moldes, ya que el fin de éstos es su máxima utilización.

- perfeccionamiento en la preparación de los armados substituyendo los métodos manuales con el empleo de herramientas y máquinas, asegurando su rigidez y su colocación correcta en los moldes.
- perfeccionamiento en la colocación del concreto.

Estos puntos arriba citados permiten la fabricación de grandes series y un trabajo continuo efectuado con una mano de obra entrenada y no necesariamente especializada.

A continuación vamos a analizar punto por punto.

ORGANIZACION DE LAS PLANTAS

3.11 Plantas Fijas, Plantas móviles

En la prefabricación en plantas se pueden distinguir dos tipos: la prefabricación en instalaciones fijas, y la prefabricación en instalaciones temporales o móviles.

Básicamente la diferencia reside en la magnitud de las series por fabricar.

En las plantas fijas se planean de tal forma que las inversiones que se realizan se justifiquen y amorticen con una producción constante en un período de tiempo determinado.

Las plantas temporales o móviles se instalan en un determinado lugar para producir en un tiempo fijo un número determinado de elementos.

El tipo de elementos por fabricar es independiente del tipo de planta. Una planta puede ser flexible, es decir puede transformarse para fabricar diferentes productos.

En una planta fija, las instalaciones invariables son la central de concreto, instalaciones de vapor, taller de armados son independientes de los procesos de fabricación, en los cuales el tipo de molde y por consecuencia el tipo de producto puede variar.

La decisión entre la instalación de un tipo de planta depende de factores de orden económico. Una investigación de las condiciones del mercado es básica en la decisión de la instalación de la planta.

3.12 CAPACIDAD DE LAS PLANTAS

La capacidad de producción de una planta no depende de su tamaño sino más bien del grado de mecanización de las instalaciones y de los procedimientos de fabricación.

La racionalización de todas las operaciones aumentará la productividad. Las posibilidades de mejora de los sistemas de construcción se pueden encontrar más bien en los sistemas de fabricación de elementos que en los sistemas constructivos.

3.13 ORGANIZACION DE LAS PLANTAS

La planificación y la organización de las instalaciones de fabricación o de una planta de prefabricación rara vez puede efectuarse en forma de proyecto completamente nuevo. En muchos casos una industria de prefabricados es consecuencia de las actividades de una empresa constructora cuyas instalaciones se deben de tomar en cuenta en la planeación de una planta de prefabricados. Cuando ya existen talleres sólo es necesario planificar la prefabricación de elementos. Por otro lado, una instalación pa-

ra la prefabricación de edificios industriales y de carácter general presenta un aspecto completamente distinto al de una instalación para la prefabricación de viviendas. El método de fabricación también tiene un papel importante en la organización de una planta de prefabricación.

3.14 METODOS DE FABRICACION

En general hay que distinguir entre los siguientes métodos de fabricación:

- a) fabricación fija o fabricación estacionaria;
- b) fabricación deslizante;
- c) fabricación en cadena.

La fabricación de tipo fijo en el concepto industrial es una fabricación sobre el banco de un taller o una fabricación en serie. Los moldes vienen a ser los bancos de taller en que se realiza el trabajo. Después del desmoldeo o del desmontaje de los moldes hay que distinguir:

- aa) fabricación con moldes en que las paredes laterales se separan (o se rebaten) y los elementos se desmoldean levantándolos (fabricación por levantamiento);
- ab) desmoldeo por volcado de los moldes en posición vertical (fabricación por volcado);
- ac) fabricación en grupos verticales en los que el desmoldeo se efectúa por sucesiva separación de las paredes (fabricación en batería).

En las construcciones industriales se emplean únicamente las fabricaciones por levantamiento y por volcado. La fabricación en batería es más apropiada para la construcción de viviendas,

para placas llenas, para paredes y pisos o techos.

b) La fabricación deslizante se efectúa de manera que un encofrado o molde deslizante se vaya desplazando, dando así la forma al elemento fabricado. Este encofrado se vibra a fin de dar capacidad al concreto. Tal sistema de fabricación es el método que más suele emplearse para el moldeo de los elementos estructurales planos.

c) la fabricación en cadena rara vez se emplea para la producción de piezas prefabricadas y sólo es aplicable a la fabricación en grandes series.

El principal obstáculo estriba en que una verdadera fabricación en cadena exige el mismo consumo de tiempo en cada una de las distintas operaciones. Es más factible entonces una combinación del método de fabricación en cadena con el de fabricación estacionaria o fija. El método en cadena tiene cierta importancia cuando se trata de producciones masivas de elementos de cubiertas.

.15 ELECCION DEL METODO DE FABRICACION

La elección del método de fabricación viene influida por los siguientes factores:

- a) la magnitud de las series y el lugar donde se fabrica: a pie de obra o en una fábrica;
- b) el tamaño de las piezas a fabricar;
- c) clase y tipo de los elementos, de forma lineal o superficial, así como si se trata de paredes exteriores, pisos o techos, etc;
- d) el armado de los elementos (pretensada o sin pretensar);
- e) la estructura de los elementos y su material: piezas prefabricadas de concreto ligero, placas de varias capas, etc.

Según esos factores se elige uno de los métodos de fabricación antes mencionados. La magnitud de las series es decisiva para las instalaciones a montar. Se admite para el equipo de maquinaria un período de amortización de 3 a 5 años. Para pequeñas series de unos 200 elementos como máximo sólo conviene una fabricación estacionaria o fija. Pero series mayores, hasta de 2.000 elementos, es aplicable ya una fabricación de tipo deslizante y para más de 2.000 piezas también es posible

ya una fabricación en cadena. Estas cifras son datos únicamente a título de orientación. Es necesario siempre ensayar en cada caso particular el método más racional.

El tamaño de los elementos se irá aumentando hasta ver dónde puede llegarse con una fabricación mecanizada.

Por otra parte existen relaciones mutuas entre moldes, grúas, elementos de transporte y tamaño de las piezas.

Según ellas habrá que juzgar cuánto costarán además las inversiones si se adoptan moldes mayores (y, por lo tanto, más caros), así como autocamiones más potentes y grúas de mayor fuerza como consecuencia del mayor tamaño de los elementos. Las ventajas de los elementos mayores en relación con el menor consumo de mano de obra y con el acortamiento del tiempo de montaje tiene que pagarse a su vez con mayores inversiones de capital. Los límites se hallan en el punto en que se equilibran estos factores, ya que las grandes instalaciones van resultando más baratas con el transcurso de los años. Recuérdese tan sólo, que hace 10 años la grúa giratoria de torre de mayor tamaño que existía era de 45 Mpm, mientras que actualmente hay una serie de grúas de 200 Mpm de capacidad portante. También se debe tener en cuenta que el montaje sólo representa aproximadamente un 10 % del costo total de las piezas prefabricadas.

Una pieza prefabricada grande es, por consiguiente, antie conómica cuando la fabricación no puede realizarse por me dio de máquinas y aún cuando el costo de montaje se redúz ca a un tercio, porque ésto solamente representaría un 3% del precio total; en cambio, la reducción del costo de fa bricación puede dar lugar a una reducción del precio mu - cho más importante.

La clase y tipo de elementos son decisivos para el grado de mecanización. Las piezas lineales como columnas y tra bes, aun siendo de gran tamaño, son difíciles de fabricar por un método que no sea del tipo estacionario. Las estruc turas portantes planas son las más adecuadas para ser fabri cadas por el método de deslizamiento a condición de que no presenten nervaduras.

Para el método de fabricación en cadena los elementos para techos-pisos son apropiados únicamente cuando pueden ser fa bricados en grandes series.

16 El proceso de fabricación se compone de las fases siguientes

- a) preparación de los moldes;**
- b) armado o pretensado de los elementos;**
- c) concreto vaciado;**
- d) endurecimiento del concreto, y**
- e) desmoldeo de los elementos. Curado y conservación de los mismos.**

A estas fases hay que añadir la preparación del concreto. La del acero sólo ha de tenerse en cuenta en el caso de grandes fábricas, siendo más práctico comprarlo ya cortado a la medida y curvado convenientemente para las armaduras.

Desde las centrales de concreto es transportado el concreto a los moldes. Es recomendable separar el transporte del concreto del transporte de los elementos prefabricados y no recargar la grúa o las grúas-puente con el transporte aquél.

El concreto es transportado a los moldes:

- a) mediante una vagoneta o carretilla;**
- b) por medio de un mono-carril suspendido, o bien;**
- c) por medio de una cinta transportadora.**

La vagoneta, carretilla o caballete transportador requiere

algo más de sitio en sentido transversal que el mono-carril, es decir, un mayor claro en la nave de fabricación. El mono-carril suspendido, en cambio, exige mayor altura porque el concreto ha de ser levantado sobre los moldes y además el puente-grúa ha de circular por encima del mono-carril.

La cinta transportadora sólo es apropiada para distancias cortas y especialmente para recoger el concreto de la tolva y verterlo en el molde porque con ella es posible una dosificación muy exacta.

**3.21 TIPOS DE CEMENTO QUE SE FABRICAN EN MEXICO. USO
DE CADA UNO DE ELLOS**

En México se fabrican los siguientes tipos de cementos Portland:

- I- Común o Normal
- II- Modificado
- III- Resistencia Rápida
- IV- De Bajo Calor
- V- De Alta Resistencia a los Sulfatos Blanco

Portland-Puzolana

Portland-Escoria de Alto Horno (Alto Horno-Portland)

Cemento de Albañilería

Todos estos cementos, con características especialmente adecuadas para satisfacer las necesidades de las distintas clases de construcción, se fabrican bajo especificaciones de diversas normas oficiales de calidad.

TIPO I - Cemento portland común.- Para usos generales en donde no se requieren las propiedades especiales de los otros tipos. Se caracteriza por tener altas resistencias mecánicas y alta generación de calor durante su hidratación. No apto para concreto en masa. Se emplea en construcciones de pavimentos y banquetas, edificios de con-

creto reforzado, puentes, tanques, productos prefabricados, trabajos de mampostería, y para todos los usos del cemento o concreto no sujetos al ataque de suelos o aguas sulfatadas o donde el calor generado por la hidratación del cemento no cause una elevación de temperatura objetable.

TIPO II- Cemento portland modificado.- Este cemento presenta características intermedias entre el común por una parte, y el de bajo calor y el resistente a los sulfatos, por la otra. Con características de resistencia similares a las del cemento común, presenta menor calor de hidratación, mayor resistencia a aguas y suelos sulfatados y es en general adecuado para obras hidráulicas. En México se ha empleado con éxito en la construcción de grandes presas. Se emplea también en otras estructuras de tamaño considerable como en grandes muelles, contrafuertes de gran espesor y grandes muros de contención en las cuales es necesario reducir la elevación de la temperatura, especialmente cuando el concreto se coloca en ambiente caluroso. En tiempo de frío cuando el calor generado es ventajoso, puede ser preferible el cemento tipo I o el tipo III. El cemento tipo II también es adecuado para colocarse en lugares en donde deba tomarse precaución adicional contra el ataque moderado de sulfatos, como en

estructuras para drenaje donde las concentraciones de sulfatos en las aguas subterráneas son más altas que las normales, pero no muy severas.

TIPO III- Cemento portland de resistencia rápida.-

Es el que desarrolla mayor resistencia a primeras edades, y así, su resistencia a 7 días es comparable con la del tipo I a 28 días.

Por sus altas resistencias tempranas se emplea cuando se requiere descimbrar pronto, para poner rápidamente el concreto en servicio, en clima frío para reducir el período de protección contra la baja temperatura, y cuando se desean altas resistencias a edades cortas, puede ser más satisfactorio o más económico su empleo que el uso de mezclas ricas en cemento tipo I. Genera mucho calor al hidratarse y a velocidad mayor que el tipo I; al igual que éste tampoco resiste el ataque a los sulfatos. No es apto para concreto en masa, sino para estructuras en donde pueda disiparse rápidamente al calor. Es recomendable para inyecciones por su elevada finura, la cual es bastante más alta que la de los otros tipos de cemento.

TIPO IV- Cemento portland de baja 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 y la contracción consiguiente con la caída de la misma. Posee buena resistencia a sulfatos. El desarrollo de la resistencia mecánica es lento a edades tempranas, pero de igual resistencia a la de los demás cementos a edades avanzadas (6-12 meses). Es especial para usarse en grandes masas de concreto como en presas de gravedad en donde la elevación de temperatura resultante del calor generado durante su endurecimiento es un factor crítico

TIPO V- Cemento portland de alta resistencia a los sulfatos.- Es especial para usarse en construcciones expuestas a la acción severa de los sulfatos. El grado de desarrollo de resistencia puede ser algo más lento en las primeras edades que el del cemento portland común, pero igual o mayor resistencia a edades avanzadas (6-12 meses). Es beneficioso en revestimiento de canales, alcantarillas, túneles, sifones y en general en todo tipo de estructuras que están en contacto con suelos y aguas subterráneas que contengan sulfatos en concentraciones tales que pudieran causar deterioro del concreto si se empleara otro tipo de cemento. La generación de calor también es baja.

Cemento portland blanco.- La diferencia de éste respecto

a los otros cementos portland radica en su bajo o nulo contenido de óxido férrico, de ahí su color blanco. Su proceso de fabricación es semejante al de los demás cementos, la diferencia estriba en que las calizas que se emplean como materia prima son nulas en óxido férrico y las arcillas se sustituyen por caolín que es un material blanco a base de sílice y óxido de aluminio y muy bajo en óxido férrico. Una variante en su fabricación consiste en que los forros y bolas de los molinos de crudo y acabado están hechos a base de cuarzo y no de acero, con el fin de no contaminar el cemento con rebabas de fierro que podrían proporcionarle color gris. Este cemento tiene mayor aceptación mientras menor sea su contenido de óxido férrico. La Norma Mexicana lo considera clasificado en el tipo I (Común). En general a igual finura desarrolla resistencias más bajas que el tipo I. Este cemento se emplea generalmente para usos decorativos o arquitectónicos, terrazos, mosaicos, estucos, esculturas, etc., pudiéndose usar también para ciertos tipos de estructuras.

Cemento portland-puzolana.- Este consiste de una mezcla íntima y uniforme de cemento portland y puzolana, la cual se obtiene a través de la molienda simultánea de clinker portland, puzolana y yeso. La puzolana forma del 15 al 30 por ciento de la mezcla total.

Las puzolanas son materiales silícicos o silícico-alumínicos, que en presencia de humedad reaccionan químicamente con la cal que se libera durante la hidratación del cemento portland para formar compuestos con propiedades cementantes. Es decir, en esta forma se aprovecha benéficamente la cal que queda como "desperdicio" de los cementos portland y que bajo algunas condiciones de exposición puede llegar a ser perjudicial.

Las puzolanas que pueden emplearse en la manufactura de cemento portland-puzolana, incluyen materiales naturales del tipo de las cenizas volcánicas, pómez, tierra de diatomáceas, esquistos, pizarras, etc.; ciertos materiales activados por calentamiento y algunos subproductos industriales como las cenizas volantes, algunos tipos de escoria, etc.

Las puzolanas se emplean en los cementos para mejorar su resistencia química, pudiendo producir también algunos efectos benéficos en el concreto como son mejorar la trabajabilidad, reducir la generación de calor y contracción térmica, aumentar la impermeabilidad, mejorar la resistencia al ataque de los sulfatos, reducir la reacción álcali-agregado y reducir la segregación y sangrado.

El cemento portland-puzolana se emplea principalmente en concretos para obras hidráulicas y marítimas.

Cemento portland-escoria de alto horno.- Es el producto que se obtiene por la molienda simultánea de clinker portland, escoria granulada de alto horno y yeso. En la elaboración de este cemento se emplea de 5 a 70 por ciento de escoria.

La escoria básica granulada es el producto no metálico compuesto esencialmente de silicatos y aluminatos cálcicos, procedente del alto horno empleado en la metalurgia del hierro. Esta escoria se obtiene por enfriamiento rápido de la masa fundida en agua. La escoria básica granulada no debe considerarse solamente como una puzolana sino como un verdadero cemento hidráulico, latente o potencial, para cuya hidratación se requiere la presencia de cal hidratada y yeso. Al igual que las puzolanas, la escoria de alto horno se adiciona al cemento portland para mejorar ciertas propiedades del mismo.

La actividad de la escoria no sólo depende de su composición, sino también de su enfriamiento rápido, que inhibe su cristalización y permite obtener un elevado contenido de material vítreo. La escoria cristalizada a diferencia de la vítrea, no presenta propiedades hidráulicas. El enfriamiento con aire, que es suficiente para el tratamiento de clinker portland a su salida del horno rotatorio, no basta en general para la escoria fundida que sale del alto horno.

no, sino que se requiere enfriarla mediante chorro de agua, o bien dejándola caer a un tanque con agua, o combinando ambos procesos de enfriamiento. El agua de enfriamiento presenta además la ventaja de que permite eliminar de un 5 a un 10 por ciento del azufre contenido en la escoria. Dicho azufre se desprende en parte como gas (hidrógeno sulfarado) y en parte se transforma en sulfuro de calcio que se disuelve en el agua.

Obtenidas las escorias en la forma indicada, deben molerse finalmente junto con el cemento, el cual proporciona la cal que reaccionará con la escoria. Estos cementos generalmente alcanzan mayores finuras que los cementos portland por ser la escoria más frágil.

El cemento alto horno portland es especialmente útil en concretos para obras hidráulicas o marítimas, pudiéndose emplear además en cualquier tipo de estructura.

Cemento de albañilería.- Es el material clásico para ser mezclado con arena fina y agua y producir un mortero plástico y cohesivo para pegar unidades de mampostería como tabiques de arcilla o concreto, bloques de concreto y piedras artificiales o naturales.

Este cemento se obtiene por la molienda conjunta de clínker portland, caliza y yeso, pudiéndose emplear además al

gún agente inclusor de aire. En vez de caliza pueden utilizarse también los polvos de chimeneas recolectados durante la fabricación del cemento portland.

El cemento de albañilería es un cemento de tipo hidrúlico que cumple con mucha amplitud las más altas especificaciones requeridas en los trabajos de albañilería.

La ventaja de este cemento respecto a otros tipos de cementantes recomendados para el mismo fin, consiste en su mayor plasticidad, cohesividad, mayor resistencia, menores cambios volumétricos y mayor poder de retención de agua, lo que evita que el bloque o tabique seco absorba el agua del mortero y le reste dicho elemento, indispensable para que desarrolle toda su resistencia, y además se evita el resecamiento de la mezcla de mortero que de otro modo provocaría contracción y agrietamiento tendiendo a separarse la junta entre tabique y mortero.

Además de los usos arriba mencionados, el cemento de albañilería se utiliza para toda clase de aplanados y para firmes de concreto.

3.22 CONCRETO FRESCO

El acondicionamiento y manejo de materiales para concreto consta de una serie de operaciones necesarias para hacerlos llegar en condiciones satisfactorias, hasta el punto mismo en que deben medirse las cantidades previstas para integrar la mezcla de concreto fresco.

La forma como se acondicionan y manejan los materiales depende, principalmente, de su naturaleza y de la importancia y magnitud de las obras, sin entender como tal que solamente en las obras grandes e importantes se adopten procedimientos adecuados. Los lineamientos generales que aquí se incluyen son aplicables a cualquier tipo de obras, con las debidas adaptaciones en función de equipos y elementos disponibles.

Cemento

Su proceso de elaboración termina al almacenarlo en los silos de fábrica, conforme sale de la molienda, momento en el que el producto posee, generalmente, una temperatura elevada que depende de factores tales como temperatura del clinker al entrar al molino, empleo de medios de enfriamiento durante la molienda y temperatura ambiente. En esta última etapa se procede a obtener muestras que comprueben las características del producto.

Ya en los silos, el cemento se encuentra listo para ser enviado al consumidor, lo cual puede hacerse a granel o envasado en bolsas de papel con capacidad nominal de 50 kg cada una. Los envíos a granel generalmente se traducen en menor costo unitario del cemento, por los ahorros económicos en las maniobras de carga y descarga, eliminación de las bolsas de papel y reducción en los desperdicios, aunque requieren equipos e instalaciones especiales para la carga y descarga, transporte y almacenamiento en la obra.

Años atrás, esta última limitación restringió el suministro a granel solamente a grandes volúmenes. Sin embargo, con la diversificación de equipos de carga y transporte, y la construcción de silos portátiles, ahora es posible aun en las obras menores. Este cambio redundo, indirectamente, en una práctica ventajosa, pues el manejo del cemento a granel, de hecho obliga a sus dosificaciones por peso, en sustitución de la práctica tradicional de efectuarla por sacos en ese tipo de obras. Además, con el sistema a granel, el uso del cemento en su orden cronológico de llegada a la obra resulta inmediato.

Cuando el cemento se maneja en sacos, conviene tomar las medidas necesarias para su correcto almacenamiento:

a) Disponer de una bodega cerrada que aisle el cemento de la humedad ambiente exterior y con extensión que per-

mita el almacenamiento del volumen requerido sin formar pilas con altura de más de 20 sacos, que su piso sea de madera con ventilación inferior, y que el techo, si es de lámina, tenga suficiente inclinación para prevenir la caída de gotas por condensación de humedad interior.

b) El almacenamiento de los sacos debe efectuarse de modo tal que permita el uso del cemento en orden cronológico de llegada. Las pilas de sacos no deben quedar en contacto con las paredes de la bodega, y cuando consten de más de 10 sacos, se deben colocar alternados para facilitar su estabilidad.

c) Los sacos que se rompan durante el manejo deben separarse. Este cemento, y cualquier otro que se encuentre en el piso y se observe limpio y suelto, debe reunirse para destinarlo a trabajos de menor importancia.

Eventualmente conviene comprobar el peso de los sacos que se reciben en la obra mediante un muestreo al azar. La tolerancia en este aspecto, según lo indica la Norma Nacional DGN Cl, es de ± 0.750 kg, por saco de 50 kg.

Hay ocasiones, como en obras de concreto en masa, en que se necesita mantener la temperatura del concreto fresco abajo de un cierto límite, para lo cual es necesario, algunas veces, emplear hielo como parte del agua de mezcla

do. En estos casos es indeseable el uso de un cemento demasiado caliente, pues las variaciones de temperatura dificultan el control de ésta en el concreto; el empleo de un cemento demasiado caliente también puede provocar incomodidades tales como apresuramiento del fraguado y pérdida de revenimiento en las mezclas. Por eso, cuando se presenta esta situación, es conveniente llevar registro de temperaturas del cemento conforme éste se recibe, a fin de disponer de datos que permitan tomar las medidas necesarias.

El cemento que se almacena demasiado tiempo puede alcanzar cierto grado de hidratación, de acuerdo con la humedad ambiente y el tiempo de almacenamiento. Esta hidratación se manifiesta con la presencia de grumos y después con el endurecimiento de todo el cemento. Conviene distinguir este endurecimiento del que se produce por simple compactación, como se manifiesta en los sacos inferiores de una pila; los grumos que se pueden desbaratar con la presión de los dedos no deben considerarse hidratados. Un cemento cuyos grumos no se desbaratan, debe volverse a probar antes de su empleo. Es necesario también volver a comprobar la calidad de un cemento que haya permanecido almacenado más de 6 meses en silos, o más de 3 meses en sacos.

Agua

El agua que se utiliza para el mezclado del concreto normalmente debe aprobarse mediante ensayos de laboratorio. Durante la construcción no se requieren nuevos ensayos, salvo que ocurra una contaminación imprevista con sustancias posiblemente perjudiciales al concreto. Mientras el agua permanezca limpia y no tenga sabor ni olor, puede continuar en uso.

Para el abastecimiento de agua es frecuente disponer de tanques de almacenamiento que regulen el suministro y permitan, en algunos casos, la sedimentación de elementos en suspensión y eliminación de cuerpos flotantes. Es necesaria la limpieza periódica de estos tanques para eliminar el material depositado, resultando preferible disponer de varios tanques menores en vez de uno de mayor capacidad, pues de este modo se facilita la renovación total del agua cuando permanece algunos días sin emplearse y sus características pudieran haberse modificado por la evaporación.

En ocasiones, mediante las pruebas necesarias, y no existiendo otra fuente disponible, se admite el uso de un agua que en condiciones normales se varía con desconfianza (agua de mar y aguas freáticas en terrenos salinos por ejemplo).

En estos casos, la excesiva evaporación en un cierto volu-

men de agua almacenado puede aumentar considerablemente la concentración de sales respecto a las condiciones normales que permitieron su aceptación original, y el agua puede volverse inaceptable; de tal suerte que no basta con reponer el volumen evaporado sino que es necesario renovar todo el volumen almacenado.

También sucede que la falta de limpieza de los tanques permite la reproducción de organismos vegetales acuáticos (algas). Algunas pruebas han indicado que la introducción de estos organismos en las mezclas de concreto, produce gases y reduce la resistencia.

Agregados -

La mayor parte del concreto está constituido por agregados minerales, cuya participación en las características y propiedades del concreto conviene tener siempre presente cuando se trata de seleccionar y producir agregados para un trabajo determinado.

Cuando se comenzó a aplicar el concreto, los agregados se consideraban como materiales inertes que se añadían a la pasta de cemento para incrementar el volumen y reducir el costo del producto. Esta concepción le asignaba a las características de la pasta la responsabilidad total en el comportamiento del producto.

En la actualidad, el concreto se trata como un conjunto de partículas aglutinadas con pasta de cemento. De este modo, los agregados han adquirido la categoría de materiales de construcción, cuyas propiedades físicas y químicas normalmente influyen en el comportamiento del concreto desde su fabricación hasta el término de su vida útil.

Clases de agregados

Los agregados para concreto generalmente consisten en partículas de roca cuyas dimensiones varían desde unas cuantas micras hasta el tamaño máximo permitido o especificado, el cual puede llegar a ser, en casos especiales, de hasta 25 o 30 cm.

Con objeto de controlar la proporción relativa que deben guardar los distintos tamaños de partículas entre sí, se acostumbra dividirlos en fracciones que se manejan por separado. Esto da lugar a la primera clasificación de los agregados, de acuerdo con su tamaño, en lo que se llama agregado fino (arena) y agregado grueso (grava).

Se considera como arena la fracción compuesta de partículas que pasan a través de la malla No. 4, cuya abertura libre es 4.76 mm, y como grava el agregado cuyas partículas quedan retenidas en esta malla. Aun más, en obras de

cierta importancia, se debe separar la grava en subfracciones y manejarlas también por separado.

Otra clasificación usual se basa en distinguir el origen de la fragmentación de las partículas de roca; así hay agregados naturales y manufacturados.

Los agregados naturales provienen de la desintegración de una roca, producida por fuerzas naturales, cuyos fragmentos son transportados y depositados también por fuerzas naturales. Los materiales de esta clase que se presentan en la naturaleza, generalmente son depósitos de formación acuática (fluvial, lacustre, marítima, glacial), eólica (dunas) o ígnea (depósitos piroclásticos).

Los agregados manufacturados se obtienen por la trituración de una roca previamente fragmentada en dimensiones adecuadas, y conforme a un proceso definido de reducción progresiva. Cuando la roca original procede de una formación de roca fija, que debe ser explotada como cantera, o bien de grandes fragmentos aislados de roca que requieren una división inicial antes de ser triturados, el agregado resultante se identifica como totalmente manufacturado.

Cuando el material con que se alimenta el proceso de trituración consta de las partículas más grandes de un agre-

gado natural que no son utilizables en esas condiciones por su tamaño excesivo, el producto se identifica como agregado mixto.

Finalmente, es común clasificar los agregados de acuerdo con su forma de partículas y textura superficial. En este aspecto, puede establecerse una diversidad de clases que comprenden desde las partículas naturales de formas muy redondeadas y superficies muy lisas, hasta los fragmentos manufacturados de formas muy angulosas, con aristas vivas y superficies ásperas.

En general, se considera que, a igualdad de calidad, los agregados naturales son más ventajosos que los manufacturados por las siguientes razones:

Obtención más fácil

Procesamiento más sencillo

Instalaciones menos costosas

Producto más económico

Menores riesgos de producir agregados de mala calidad

Partículas con forma y superficies más convenientes

Sin embargo, se debe tener presente que, como se verá más adelante, existen ciertos casos especiales en que los agregados manufacturados no solamente pueden competir, sino, inclusive, resultan más convenientes que los naturales.

3.23 DOSIFICACION DE MATERIALES

El proceso de elaboración del concreto se inicia, de hecho, a partir de la medición de las cantidades de materiales que se requieren para integrar una mezcla de concreto fresco, que satisfaga los requisitos de la obra en que se aplique.

Las proporciones de cemento, agua y agregados, normalmente se determinan con muestras de materiales de la obra mediante ensayos previos de laboratorio hasta concluir en una mezcla de concreto a escala reducida, que se conoce como mezcla de prueba .

La fabricación de concreto en el campo consiste en la reproducción consecutiva de la mezcla de prueba, amplificada en la medida que permite el equipo de mezclado disponible en el lugar.

Frecuentemente, los materiales que componen la mezcla de prueba se miden en el laboratorio con una precisión que no se conserva al reproducirse en la obra. En estos casos, se pierde fidelidad, y las características y propiedades del producto resultan diferentes a las previstas. De ahí la conveniencia de proveerse de los medios necesarios para medir, en obra, los materiales que componen el concreto, con una aproximación acorde con la calidad que requiere el producto.

A continuación se describen los procedimientos más usuales para medir materiales en obras de distinta magnitud.

Dosificación del cemento

Las variaciones de los contenidos de cemento y agua en mezclas de concreto presentan las causas más importantes de las alteraciones de calidad que se operan en el concreto endurecido. Para mantener el contenido de cemento, dentro de una uniformidad razonable, se acostumbra especificar su medición por peso con básculas que permitan obtener una aproximación del 1 por ciento. En los equipos de dosificación más precisos para obras de cierta magnitud se emplea un sistema de pesado (báscula y tolva) especialmente dispuesto para el cemento. En equipos de menor capacidad y precisión, es decir, propios para obras de menor tamaño, hay una sola báscula dispuesta para el pesado de todos los materiales, los que se miden en la misma tolva acumulando sus pesos. En obras menores se acostumbra dosificar el cemento por sacos, considerando que cada uno debe contener 50 kg. Un inconveniente de este sistema de dosificación es que, como la tolerancia en el contenido de los sacos es de 0.750 kg, se pierde precisión respecto a los equipos anteriores. Otra desventaja consiste en la necesidad de fabricar revolturas cuyas cantidades se basan en sacos enteros de cemento, con lo cual pocas veces puede

emplearse el equipo de mezclado a la capacidad indicada. En el caso de las plantas de prefabricación es muy importante tener una buena organización en la producción ya que todo producto prefabricado debe ser el reflejo de esa organización.

En cualesquiera de las formas descritas, el cemento se mide por peso y es posible alcanzar, no obstante las limitaciones señaladas, cierto grado de uniformidad en sus dosificaciones. Lo que por ningún concepto se puede permitir es la medición del cemento por volumen, ni el fraccionamiento de sacos por volumen, por tratarse de procedimientos que conducen a grandes variaciones en el contenido de cemento y calidad del concreto por el volumen tan variable que un mismo peso de cemento puede ocupar, dependiendo del grado de compactación, forma del recipiente y otros factores.

Dosificación del agua.

Igual que en el cemento, el agua debe medirse con 1 por ciento de aproximación. Debido a la facilidad que ofrece este elemento para su dosificación en forma volumétrica, y las pocas variaciones de volumen que manifiesta en el intervalo corriente de temperaturas de trabajo, es posible conseguir esa aproximación midiéndola por peso o volumen, si se cuenta con dispositivos adecuados. La forma más precisa de medir el agua consiste en hacerlo por peso, pero requiere dispositivos más costosos que sólo se justifican cuando los otros componentes del concreto se dosifican individualmente, con precisión semejante. En muchos equipos de dosificación se

prefiere incorporar medidores de agua, con aguja indicadora y obturación automática, que son dispositivos compactos y menos costosos, que proporcionan una aproximación comparable a la dosificación por peso. Otro dispositivo confiable, que se encuentra en los equipos más sencillos, consiste en un simple recipiente aforado adaptado con un tubo indicador de nivel, cuya descarga se opera en forma manual o por un sistema de sifón. Un procedimiento inaceptable consiste en verter manualmente el agua dentro de la mezcladora, vaciando repetidas veces el contenido de un recipiente de volumen reducido, hasta obtener la fluidez supuestamente buscada.

La cantidad teórica de agua que debe adicionarse a una mezcla de concreto, suele fijarse de acuerdo con el criterio de buscar una determinada relación entre su contenido y el de cemento, pero la cantidad práctica está sujeta a la humedad que guardan los agregados en el momento de su empleo. Si estos se encuentran en estado saturado y superficialmente seco, la cantidad teórica de agua no se modifica; si se encuentran subsaturados se incrementa y, si están sobresaturados, se reduce. En obras donde se lleva un control de calidad del concreto, se determina la humedad de los agregados y se corrige la cantidad teórica de agua de acuerdo con ese dato. En obras de menor magnitud donde no existen medios de control, la cantidad de agua se regula apreciando la fluidez de la mezcla en la revolvedora, a juicio del operador que se

convierte, así, en árbitro de la calidad del concreto. Por su falta absoluta de precisión, este procedimiento se ha proscrito de las prácticas actuales.

Dosificación de los agregados

Deben medirse con aproximación de 2 por ciento cuando cada tamaño se dosifica en forma individual, y con aproximación de 1 por ciento cuando los distintos tamaños se dosifican en forma acumulada. En el caso de los agregados, particularmente de la arena, esa aproximación sólo se puede obtener dosificándolos por peso. Dentro de los equipos que permiten llevarlo a cabo, se distinguen tres categorías principales:

a) Equipos de dosificación manual que prestan servicio eficiente, en obras con volumen de concreto hasta de 5 000 m³, aproximadamente. El equipo más elemental consta de una báscula de plataforma acondicionada con rampas para el movimiento de carretillas donde se cargan manualmente y se pesan los agregados. Cuando aumenta el volumen de concreto, el sistema deja de ser eficiente, y comienza a requerirse instalaciones provistas de tolvas para depósitos de los agregados y para el peso acumulado de todos los materiales que intervienen en cada revoltura, los cuales se descargan a través de compuertas operadas manualmente.

b) Plantas semiautomáticas de dosificación acumulada que se justifican en obras cuyo volumen de concreto oscila entre 5 000 y 100 000 m³, aproximadamente. En esta categoría existe una gran variedad de tamaños, de acuerdo con la producción horaria de concreto y número de materiales que requieren ser dosificados. Constan de tolvas para cada uno de los materiales (incluyendo un silo para el cemento), y una tolva donde se pesan los agregados acumulados (el cemento se pesa por separado). La apertura y cierre de las compuertas de cada una de las tolvas se controla en forma semiautomática mediante válvulas o botones. En algunos de estos equipos, la apertura y cierre de compuertas para la fabricación de una revoltura, se realiza automáticamente con la operación de un solo botón.

c) Plantas automáticas de dosificación individual recomendables para obras con volumen mayor de 1000 000 m³ de concreto. Consta de una báscula con su tolva pesadora para cada uno de los materiales que intervienen en el concreto, de modo que se pueden pesar simultáneamente en forma individual, con lo cual el proceso se efectúa con mayor rapidez. Su manejo puede ser manual, semiautomático o completamente automático. En este último caso basta con oprimir el botón que corresponde a una de las varias mezclas programadas. El equipo está acondicionado para llevar un registro gráfico de todas y cada una de las cantidades de materiales que se dosifican, lo que

proporciona un medio adicional para control y comprobación posteriores.

Los equipos descritos representan procedimientos que en la práctica son recomendables para la dosificación de agregados en obras de diversa magnitud; se considera que, mediante su adecuada operación y mantenimiento, es posible producir concreto de la calidad requerida a costo y con uniformidad razonable.

El volumen que ocupa un determinado peso de agregados es capaz de experimentar enormes variaciones, de acuerdo con la forma, tamaño y textura superficial de las partículas, forma y tamaño del recipiente, grado de compactación y contenido de humedad en el material, principalmente.

Esto último resulta particularmente aplicable a la arena, donde se ponen de manifiesto las variaciones que experimenta su peso volumétrico al incrementar su contenido de humedad. En estas condiciones, la dosificación de un mismo volumen puede conducir a pesos muy variables.

Aun cuando la dosificación de agregados por volumen no es un procedimiento recomendable, existen algunas situaciones especiales en que puede ser tolerable, y obtenerse resultados razonables mediante la observación de prácticas adecuadas. Tal es el caso, por ejemplo, de volúmenes reducidos de

concreto que deben colocarse en sitios apartados donde no es aconsejable hacer llegar un equipo de dosificación por peso. En estos casos, es aconsejable adoptar las siguientes medidas para llevar a buen término la elaboración del concreto:

La proporción de la mezcla debe definirse tomando en cuenta cómo van a medirse los materiales y la dispersión de resistencias en que estas condiciones pueden esperarse.

La cantidad de material para una revoltura debe definirse en peso, calculando para 50 kg de cemento, o múltiplos de esta cantidad, según la capacidad de la revoladora.

El cemento debe dosificarse por sacos enteros, y el agua en un recipiente único, de volumen aforado que permita adicionarla en una sola operación.

Los agregados deben dosificarse en recipientes de forma geométrica regular y sección transversal constante (nunca en carretillas), donde se determinen los volúmenes que ocupan las cantidades previstas, mediante pesada directa, marcando el nivel correspondiente.

El nivel que define el volumen de agregados por dosificar debe comprobarse con frecuencia mediante pesada directa, a fin de tomar en cuenta los efectos que producen los cambios de humedad en el peso volumétrico de los agregados.

Debe determinarse continuamente el peso volumétrico del concreto fresco, recién mezclado, como medio más sencillo (aunque poco preciso) para comprobar cierta constancia en la intervención de los diferentes materiales que componen el concreto.

3.24 ACERO

En la prefabricación no puede pensarse en la preparación manual de los armados para las piezas prefabricadas. La industrialización se impone con el empleo de máquinas que ayuden a la preparación mecánica seriada.

Las máquinas funcionando con energía eléctrica son las siguientes:

- Cisallas para cortar varillas rectas con una longitud uniforme a razón de 10 cortes por minuto.
- Soldadura, que permite obtener armados indeformables
- Dobladoras, que permiten previa programación a hacer dobleces precisos y variados

En realidad estas máquinas no son ni recientes ni exclusivas de los talleres de armados en las plantas de prefabricación, se mencionan solamente para definir el criterio con el cual se debe mecanizar el trabajo en cualquiera de las operaciones del proceso de la prefabricación; industrializar la construcción es aprovechar cualquier mecanización posible a la tradicional y artesanal manera con la que se viene construyendo.

Otra innovación tampoco espectacular pero hace tiempo buscada, es la de posicionar correctamente las armaduras en los

moldes. Por largo tiempo esta simple operación no se había logrado hacer y las varillas se dejaban en contacto con la superficie del molde, es decir que aparecían en la superficie externa del concreto, la consecuencia de esta anomalía, ya que el acero no está protegido contra la oxidación era la aparición de manchas muy desagradables en la superficie del concreto. Cuando se trata de una sola obra, esto puede corregirse pero cuando el problema se multiplica un número de veces en la producción industrial, es necesario darle solución.

Un gran paso se ha dado con el uso de accesorios en plástico que aseguran la posición de las varillas en su sitio, aún no son de uso común pero su empleo es recomendable.

3.25 MOLDES

Los moldes en la prefabricación no son las simples cimbras en madera usualmente empleadas en la construcción tradicional de concreto armado. Destinados por lo general, a un gran número de empleos, deben ser concebidos para durar.

Mientras que las cimbras comunes generalmente no son estudiadas, sino más bien dejadas al criterio del constructor, los moldes para la prefabricación deben ser perfectamente estudiados y tratados como un material o como una herramienta útil. En términos generales los moldes deben

- construirse sólidamente
- dimensionarse correctamente
- presentar poca adherencia para el concreto y permitir su limpieza
- ser empleados limitando su tiempo de inmovilización
- ser transportables
- mantenerse en buen estado
- ser fáciles de manejar

Para las series grandes, es decir para la producción industrial de elementos prefabricados, se recomienda construir los moldes metálicos y de ser posible por una empresa calificada. La rigidez del molde metálico permite obtener una gran precisión en la forma de los objetos moldeados, pero también presentan ciertos inconvenientes:

- su amortización sólo se logra con una producción de gran serie
- por lo general no se puede modificar fácilmente para poder adaptarlo a la fabricación de elementos de diverso tipo

Es muy importante hacer notar que así como la producción de elementos prefabricados no necesariamente debe hacerse en plantas de prefabricación, el empleo de moldes metálicos tampoco es obligado, frecuentemente son preferibles los moldes de madera, que bien estudiados y bien realizados presentan ciertas ventajas. Los moldes de madera son menos costosos que los moldes metálicos, pueden ser fabricados por cualquier constructor con su propio personal y en cualquier caso de urgencia. Pueden ser modificados después de haberse terminado un determinado programa para adaptarlos a un nuevo programa.

En ciertos casos se suelen emplear moldes mixtos de madera y metal, sirviendo la madera como estructura del molde y el metal para dar la forma deseada.

Una característica esencial en los moldes de la prefabricación, consiste en permitir el desmoldeo instantáneo después del colado. Esto permite reducir considerablemente el número de moldes por construir, ya que cada molde puede servir varias

veces en un mismo día. Cuando la forma de las piezas no permite hacer un desmoldeo inmediato, es necesario considerar el tiempo del fraguado. Los tiempos de desmoldeo pueden reducirse con el empleo de vapor que acelera el fraguado, se puede emplear cemento de alta resistencia inicial o también un acelerador.

El desmoldeo instantáneo sólo puede concebirse para las paredes laterales de los elementos prefabricados, ya que es imposible para la cara horizontal inferior que soporta el peso de la pieza un concreto fresco. El fondo del molde puede concebirse de dos formas:

- puede ser un piso en madera o metal
- puede ser una área de colado en concreto convenientemente alisada sobre la cual se colocan los elementos prefabricados

El desarrollo de la prefabricación y el colado a pie de obra de elementos de concreto ha orientado la investigación hacia materiales más prácticos, más económicos y más susceptibles de empleo, que los materiales tradicionales. Estas investigaciones se han orientado hacia las materias plásticas que han resultado interesantes no sólo para el tratamiento protector de los moldes de madera, sino también para realizar moldes enteramente plásticos.

Ya hemos mencionado algunas ventajas y desventajas de los moldes de madera y de acero. Los de acero se emplean en grandes series y sobre todo en la prefabricación de elementos lineales o planos, los de madera en elementos especiales y de serie corta.

Moldes en Poliester reforzados con fibra de vidrio

Las propiedades de algunas resinas sintéticas y especialmente las resinas poliester, han conducido a la realización de moldes constituidos por resinas armadas de fibra de vidrio estructuradas con la ayuda de elementos metálicos o en madera sumergida en la resina armada. Las características de esas resinas permiten construir moldes con poco peso y con las cuales se pueden dar 150 o más usos.

Un molde con resina poliester armado puede ser de 4 a 5 veces más ligero que un molde metálico y más de 10 veces más ligero que un molde de concreto.

Algunas ventajas de los moldes poliester-fibra de vidrio:

- La absorción de agua en inmersión prolongada, o la absorción de humedad en ambiente de 95 % de humedad relativa, representa un porcentaje mínimo de volumen
- La baja densidad térmica de un molde poliester-fibra de vidrio asegura la resistencia de los moldes a la deformación por el calor.

- La elasticidad de los moldes plásticos permite un desmoldeo fácil sobre todo en elementos nervados de gran profundidad y débil pendiente lateral.

3.26 VACIADO Y COMPACTACION DEL CONCRETO

Los elementos se fabrican en las bancadas de pretensado o en moldes individuales según la naturaleza del armado y del vibrador. En principio se aplican como métodos para la compactación del concreto el vibrado y la extracción del agua por medio del vacío. Para los tubos se emplea el centrifugado y recientemente, ha sido aplicado al laminado a los elementos en forma de placas. La combinación de estos métodos no sólo es posible, sino que en ciertos casos, es incluso necesaria. El método del vacío debe combinarse siempre con el vibrado.

La compactación del concreto puede efectuarse con:

- a) vibradores de inmersión o pervibradores;
- b) vibradores de superficie o tablas vibrantes;
- c) vibradores de cimbras, y
- d) mesas vibratorias.

Desde luego que según el vibrador que se elija (es decir, según la forma de vaciar), la instalación de fabricación deberá planificarse de distinta manera.

Los vibradores de superficie son los más apropiados para los diversos acabadores o alisadores de estructuras portantes planas. Cuando se emplean tales alisadores se construyen bancadas de tensado lo más largas posible a

fin de recorrerlas con dichos aparatos.

Los vibradores de cimbra se utilizan para la prefabricación de elementos lineales como trabes y columnas, aunque también se emplean para las placas nervadas pretensadas porque estas últimas no pueden vaciarse con los alisadores o acabadores.

Las mesas vibratorias son adecuadas para las placas armadas sin pretensar. Con una buena organización pueden lograrse producciones muy elevadas. Los elementos pretensados sólo pueden fabricarse con mesas vibratorias cuando los moldes son apropiados para soportar los esfuerzos del pretensado.

3.27 Vibración

Los factores que intervienen en la fabricación de elementos prefabricados los podemos agrupar en: tipo de mezcla, tipo de vibradores a emplear y forma de aplicar la vibración:

1. La mezcla, como todos sabemos, debe ser tal que sea fácil de poner en obra, y capaz de rellenar bien todos los rincones del molde; pero un exceso de agua sería el origen de una resistencia baja.

Es preferible, pues, una consistencia seca ($A/C = 0,4$), pero favoreciendo la puesta en obra y la compactación por medio de la vibración.

Con relación a los áridos, su tamaño y la granulometría empleada, son diversas las teorías preconizadas; pero no habiéndose llegado a una conclusión categórica, nos reduciremos a decir que parece presentar ciertas ventajas la granulometría de tipo discontinuo, y que el tamaño máximo, está condicionado por las dimensiones del elemento fabricado, separación entre varillas, etc.

2. El tipo de vibrador a emplear depende, en general, del tipo de elemento a fabricar, de sus dimensiones, de su peso, de la cantidad de armado, etc.

En general se utilizan vibradores externos, y a veces, cuando

las dimensiones lo aconsejan, vibradores internos, o ambos.

Las frecuencias, amplitudes y fuerza centrífuga de los vibradores se elegirá de acuerdo con las condiciones obtenidas, según el tamaño de los áridos, peso de la masa y vibrar. etc.

3. Las formas de aplicar la vibración son dos: directamente sobre los moldes, o bien por medio de mesas vibratorias.

La vibración directa sobre moldes fue la primera utilizada.

Los moldes usados pueden ser metálicos, de madera o de concreto. Estos últimos sólo son aptos para vibración interna.

Los moldes de madera son de uso corriente y garantizan un rendimiento bastante bueno empleando frecuencia de 3.000 a 4.000 r.p.m. Las vibraciones de frecuencias más elevadas tienden a ser absorbidas por la madera.

Los moldes metálicos, en general de paredes delgadas, transmiten prácticamente toda la vibración. Los de acero dulce son los más apropiados para la alta frecuencia.

Una propiedad fundamental a exigir en los moldes metálicos es una gran rigidez; pues si las paredes del molde ceden bajo los efectos de la vibración, se producen deformaciones que dan productos mal terminados, de dimensiones inexactas y con

masa poco homogénea, siendo, a su vez, causa de la disminución en la vida del molde.

Los vibradores deberán colocarse siempre sobre refuerzos especiales de la superficie del molde, y estar bien sujetos.

El empleo de mesas vibrantes es la forma más perfecta de conseguir una vibración de calidad en los elementos prefabricados, y no dudamos de que tiene reservado un puesto preponderante en el porvenir de esta rama de la industria nacional.

La mesa vibrante tiene dos particularidades principales: proporciona rigidez al molde, pues apoya todo el sobrante del tablero de la mesa, y transmite una vibración uniforme a toda la masa de concreto.

Dentro del uso de las mesas vibrantes existen dos modalidades de empleo diferentes: bien con los moldes firmemente sujetos al tablero, bien estando éstos simplemente apoyados.

La compactación se produce, en el primer caso, gracias a la aceleración que la onda vibrante transmite a las partículas de la masa.

En el segundo caso la vibración del tablero hace saltar al molde, y la aceleración de las partículas aparece por efecto de los choques del molde sobre el tablero.

El sistema de molde libre ha dado, en ciertos ensayos de laboratorio, compacidades superiores a las producidas por vibración; sin embargo, presenta en la práctica tantas irregularidades incontrolables que lo hacen poco apropiado cuando lo que interesa es una fabricación homogénea.

Aunque las ventajas e inconvenientes de uno u otro sistema siguen siendo tema de grandes discusiones entre sus respectivos partidarios, nuestro criterio se inclina decididamente por el molde fijo, basándonos en los siguientes hechos:

- 1) El molde libre salta sobre la mesa a intervalos de tiempo más o menos periódicos, pero con una frecuencia mitad de la del vibrador.
- 2) Los choques pueden ocasionar sucesivamente la compactación y la segregación del hormigón
- 3) Los choques son destructores, particularmente a altas frecuencias
- 4) Los choques provocan el desplazamiento continuo de los moldes, con la consiguiente pérdida de tiempo.
- 5) Por último, la mayor compactación obtenida por medio de choques en ensayos de laboratorio, no es, a nuestro juicio, totalmente representativa de la realidad.

En el laboratorio se emplean probetas de pequeño tamaño y poco peso, comparado con el del tablero de la mesa y con la fuerza centrífuga del vibrador.

En la práctica, con masas mucho mayores, para conseguir unas condiciones semejantes a las del ensayo se necesitarían mesas y vibradores cuyos pesos y fuerzas centrífugas están fuera de las posibilidades de los constructores. La realidad es, por tanto, muy distinta, y las distintas condiciones del vibrador dan lugar a movimientos totalmente desordenados e incontrolables.

Vemos, pues, por todas las razones expuestas, que es absolutamente imposible con el molde libre crear un proceso preestablecido de fabricación con una cadencia determinada.

Por último existen una serie de problemas particulares de la vibración con moldes o mesas, que es interesante recordar.

Estos problemas se refieren a la forma de aislamiento de las vibraciones por medio de antivibrantes; la separación entre vibradores; el tiempo de vibrado y número de vibradores a emplear.

ANTIVIBRANTES

En la fabricación de elementos se aplica, a veces, la vibración con el molde reposando sobre el suelo del taller.

Este método no es el mejor, pues se producen saltos y choques que son nocivos al molde y al vibrador.

Por otro lado la experiencia demuestra que con este sistema el molde vibra a una frecuencia menor que el vibrador, lo cual hay que tenerlo en cuenta.

En las mesas vibrantes sucede algo semejante con los apoyos del tablero sobre las patas y los de éstas sobre el suelo.

Para evitar estos inconvenientes conviene vibrar los moldes sobre una alfombra de caucho o sobre soportes de este material, y proveer a las mesas de una fuerte sujeción y de antivibrantes de caucho y acero, cuya dureza se calculará en función del peso a soportar y de la frecuencia de la vibración empleada.

SEPARACION ENTRE VIBRADORES

Cuando el tamaño de los elementos obliga al empleo de varios aparatos simultáneamente, se pueden presentar problemas de interferencias entre las ondas transmitidas por dos vibradores adyacentes.

Los casos posibles son:

1. Ondas de igual amplitud y frecuencia defasadas medio período, que se anulan creando "puntos muertos" sin vibrar.
2. Ondas de frecuencia distinta que alternativamente están en fase o defasadas, produciendo el "batido" o vibración

con amplitud variable.

3. Ondas de igual amplitud y frecuencia, en fase, cuya resultante tiene una amplitud suma de las anteriores

Los casos 1. y 3. son más difíciles de producirse y aún más difíciles de prever; pero en caso de ocurrir se puede detectar su situación y evitarlos, si son nocivos.

El caso de "batido" es más corriente en la práctica, pero menos nocivo que el de los "puntos muertos", aunque las variaciones de amplitud hacen asentarse de formas diversas las distintas partículas de la masa.

La separación entre los vibradores es función de las características de éstos y del peso a vibrar, siendo motivo de un estudio particular en cada caso.

TIEMPO DE VIBRADO

El tiempo de vibrado es de gran importancia para el fabricante de elementos prefabricados, que debe tener presente una determinada cadencia de producción.

Existen varios estudios que consiguen obtener fórmulas teóricas que relacionan el tiempo de vibrado con la completa compactación del concreto, pero no tienen más aplicación práctica que ser una primera aproximación.

El mejor criterio práctico para determinar la compacidad es el espejamiento, o aspecto brillante, de la superficie, a causa de la humedad.

Conviene resaltar que cuando mayor sea la aceleración de la onda, menor será el tiempo de compactación, siempre que la aceleración y la amplitud de dicha onda sean mayores que la aceleración (1.5 g) y amplitud (0,004 cm) mínima, ya que, en caso contrario, no se alcanzará nunca la compactación y al aumentar el tiempo de vibrado se puede producir la segregación de la masa.

NUMERO DE VIBRADORES

En general interesa saber el número de vibradores de una determinada potencia que se necesita para vibrar una masa de un cierto peso P.

En general se suele adoptar una de las fórmulas siguientes:

$$P = \frac{n \cdot w}{1.5} \quad (1) \qquad P = \frac{n \cdot m}{0.004} \quad (2)$$

Siendo: P = Peso molde + concreto (kg)
 w = Potencia vibrador (Wt)
 n = Número de vibradores
 m = Momento excéntrico = p.r. (kg cm)

La (1) está basada en el concepto de aceleración mínima (1.5

La (2) está basada en el concepto de amplitud mínima (0.004 c

Para terminar sólo me falta decir que en prefabricados son tantos los casos particulares que se presentan, que no es posible dar normas de vibración válidas para todos.

3.28. Curado

En la prefabricación, entendida ésta como producción industrial, se busca un rendimiento adecuado en los procesos o ciclos de colado, acelerando el fraguado del concreto.

Existen varios métodos para acelerar el fraguado, ya sea empleando vapor, agua, aire o aceite caliente y energía eléctrica. El tratamiento de vapor ha resultado ser un método eficaz. En el vapor se aplica al cabo de una a cuatro horas después del vaciado y se mantiene unas 6 a 16 horas a una temperatura de 50° a 70° según la resistencia que se desee darle al concreto. En realidad el hecho de introducir instalaciones de vapor en una planta muy poco eleva el precio de venta de los productos prefabricados y si en cambio eleva la productividad de la planta.

El vapor se introduce junto a la superficie del molde y éste se cubre con telas impermeables o bien se introduce en el molde y sirve como medio de calefacción del mismo. Este segundo método tiene mayor eficacia y permite un mejor endurecimiento sobre todo en el caso de nervaduras a las cuales llega difícilmente el calor. De igual forma se emplea como conductor, agua o aceite caliente.

Otro método, aunque aun no muy definido, es el endurecimiento mediante corriente eléctrica, en las primeras horas se alcanza una temperatura de 30° a 40°C que después va subiendo hasta 75 ° a 80 °C. En las mejores condiciones el endurecimiento eléctrico requiere ocho horas.

El endurecimiento del concreto puede conseguirse artificialmente cuando se fabrica en un taller, pero también es factible a pie de obra en la prefabricación en serie. El beneficio obtenido en la producción y con la mejor utilización de los moldes, para toda la instalación (la amortización más rápida de las inversiones de capital por metro cúbico de concreto) es mucho mayor que el aumento del costo, que representa la adopción del endurecimiento artificial.

El endurecimiento del concreto consiste esencialmente en un tratamiento técnico que puede ser efectuado con todos los métodos conocidos de calentamiento, por ejemplo, calentando el concreto con vapor, con agua caliente, aire caliente, aceite combustible o electricidad.

Durante mucho tiempo se empleó el tratamiento por el vapor porque éste puede producirse con sencillez y también porque los moldes no necesitan más dispositivos para cubrirlos con unas tapas. El inconveniente del tratamiento por el vapor es que la temperatura es difícil de regular. Si las temperaturas son demasiado altas se quema el concreto, y si son demasiado bajas no se logra la resistencia prevista. Por consiguiente, hoy día se prefiere valerse del agua caliente para estimular el endurecimiento, con ella es posible una exacta regulación de la

temperatura. Esta clase de tratamiento térmico exige tuberías y moldes especiales porque no es aplicable a todos los tipos de construcciones. Lo mismo puede decirse del tratamiento térmico con aceite combustible y con aire caliente.

El endurecimiento con resistencias eléctricas está hoy día en período de ensayo. Tal vez resulte mejor aplicado a los elementos prefabricados, aun cuando la prefabricación se haga a base de calentamiento.

El tratamiento térmico del concreto permite alcanzar en 10 o 16 h el 80 % de la resistencia definitiva. Esta resistencia de unos 400 kg/cm² es adecuada para dejar que el pretensado en el lecho de tensado actúe sobre el elemento, con lo cual el ciclo del trabajo del lecho de tensado abarca un período de un día. Esta consideración suele también determinar la longitud de las mesas ha de permitir un ciclo de un día entero. De todos modos esa exigencia no es tan rígida que deba ser mantenida de manera absoluta. En las estructuras portantes planas suele respetarse preferentemente lo mismo que los elementos lineales porque en éstos el concreto se hace a base de un alisador, lo que ofrece ventajas técnicas si el alisado puede vaciar la longitud entera de la bancada.

En las piezas prefabricadas con armado sin pretensar, basta generalmente que se alcance del 25 a un 60 % de la resistencia definitiva al final del endurecimiento. También se dan diferencias según la misión que haya de desempeñar la pieza prefabricada y según la parte que el peso propio representa en la carga total del elemento.

Son posibles además pequeñas resistencias en el molde cuando los moldes están contruidos de tal manera que la sollicitación del elemento queda disminuida durante el desmolde, por ejemplo, en los moldes rebatibles.

El 25 al 40 % de las resistencias pueden ser alcanzadas ya a base del endurecimiento artificial al cabo de dos o cuatro horas; esto, naturalmente depende también de la clase de cemento que se trate.

3.29 DESMOLDEO DE LOS ELEMENTOS

El desmoldeo de los elementos se hace con sencillos medios mecánicos, con presión hidráulica o por el método del vacío.

Es muy importante tener presente que el desmoldeo tiene que hacerse dentro de un máximo de 3 días y con un tratamiento térmico, naturalmente, antes de que se haya producido una parte importante de la retracción. Según la experiencia del autor los elementos de cubierta y de pisos con armaduras sin pretensar, siendo la temperatura media de unos 18 °C y aun sin tratamiento posterior de acabado, pueden ser desmoldeados a las 12 ó 18 h después del vaciado. De no hacerse así, el elemento, por efecto de la retracción se agarrota al molde y ya no puede ser extraído. También desempeña un importante papel el mantenimiento o conservación húmeda de los elementos y el impedir la desecación del agua de amasado en el caso de un tratamiento térmico.

Si los elementos son desmoldeados por medios mecánicos se les puede dotar de ganchos de suspensión, o bien se da a las nervaduras longitudinales una forma tal que puedan ser sujetadas por el dispositivo elevador. Los ganchos de suspensión (de 4 a 8 por elemento, según sus dimensiones) deben ser siempre de acero dulce. Los aceros de alta resistencia son a menudo muy rígidos y pueden romperse fácilmente al hacer la elevación, ocasionando accidentes. El anclaje suficiente de los

ganchos debe también ser objeto del debido cuidado y atención. Es mejor efectuar la extracción del molde con "crics" o gatos, o hidráulicamente, antes que con una grúa, porque en tal forma puede lograrse un levantamiento más gradual y uniforme.

En lugar de ganchos de suspensión puede también emplearse anclajes en el concreto que entonces no sobresalen de la superficie. Son unos manguitos roscados a los que van soldados los hierros de anclaje que los sujetan al concreto en que están empotrados. En los manguitos se atornillan luego los ganchos o las gazas de alambre para la suspensión.

Hay otra posibilidad de desmoldear, consistente en apretar hacia arriba los ángulos de las placas por medio de un "cric" o gato elevador.

El desmoldeo es tanto más difícil cuanto mayor es la superficie de adherencia. Por lo tanto, esto ocurre en las placas

Las placas nervadas como son las de forma de artesa se desmoldean con relativa facilidad.

En los EE.UU. es corriente dar a las nervaduras longitudinales formas apropiadas para que puedan ser agarradas por ellas.

Además el hueco triangular de las nervaduras sirve para ase-

gurar el acoplamiento y cooperación de los elementos después de colados. El levantamiento de los elementos y su extracción de los moldes, así como su traslado al sitio de apilado y almacenado para su conservación, se hace en una sola operación con la grúa.

En las placas "T" se abate primero un lado del encofrado y, a continuación, ya se extrae fácilmente el elemento del molde. Hay, sin embargo, que tener cuidado de que por efecto del pretensado no se produzca una contraflecha en el elemento y la nervadura tenga tendencia a desmoldearse por sí sola. Los elementos "T-T" se extraen más fácilmente que las placas de artesones pero más difícilmente que las placas nervadas. En las placas "T-T" pretensadas se observa la misma tendencia al autodesmoldeo que en las placas "T".

En los elementos hechos de piezas huecas se forman los huecos, bien con núcleos de acero que se extraen del concreto de la una a las cuatro horas por medios mecánicos, o bien se regpetan tales huecos formándolos con cartón rígido que queda como cimbra perdida.

Desmoldeo de los elementos; conservación y almacenado

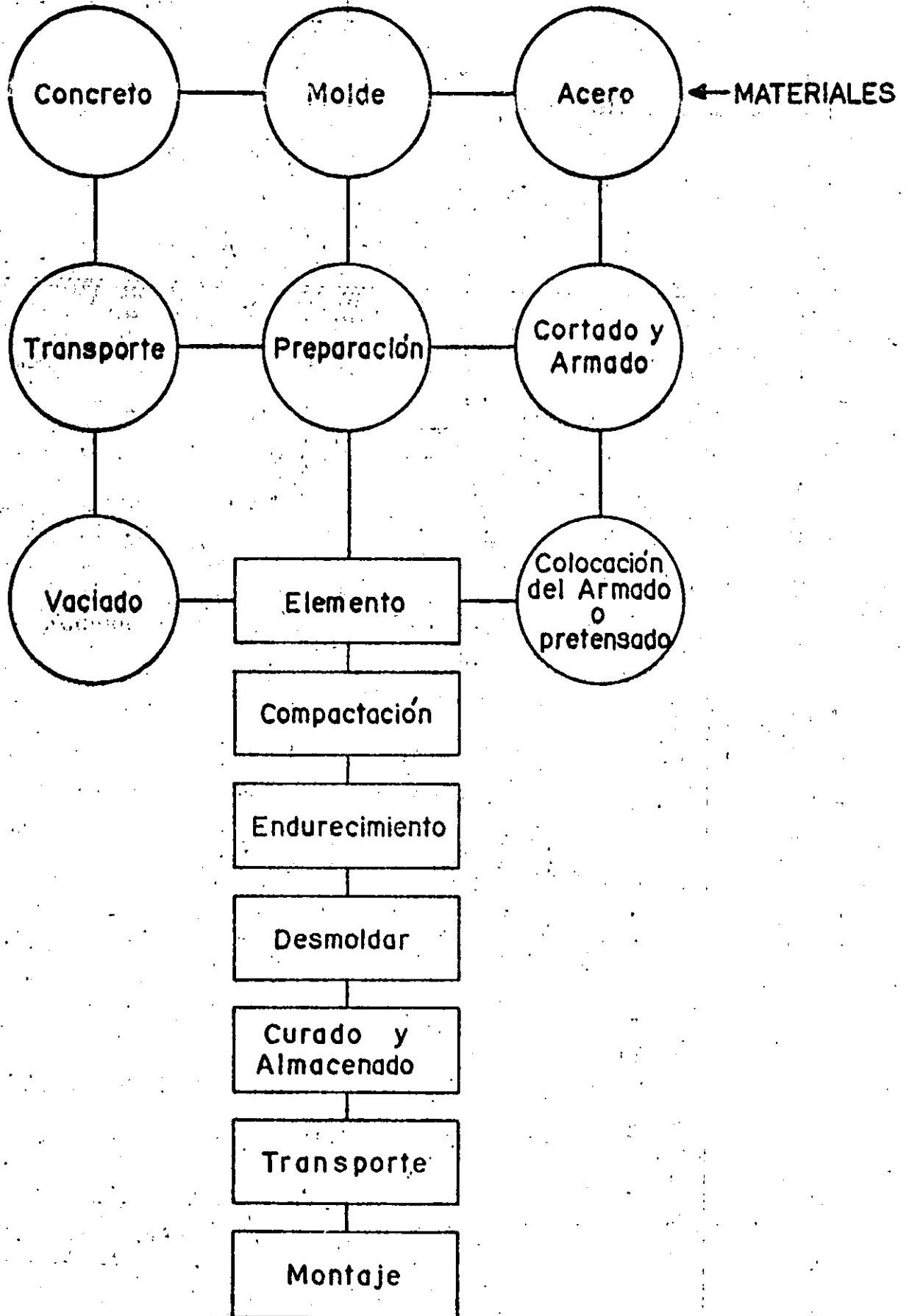
El desmoldeo de los elementos varía según la naturaleza y tipo de los moldes y de los propios elementos. Sólo se tropieza con dificultades verdaderas en las placas nervadas que se cuelan en moldes rígidos (matrices).

Para elementos más cortos y pequeños es suficiente trasladarlos fuera de la nave de fabricación por medio de una grúa. Cuando se trata de traveses o armaduras de mayor longitud, vale la pena, en cambio, utilizar dos grúas para su transporte al lugar donde se han de almacenar o conservar. Aunque la grúa posea la capacidad necesaria, el empleo de una sola es difícil porque para elementos largos, al suspenderlos de la grúa, se necesita disponer que sea de gran altura o que tenga un gran brazo de palanca.

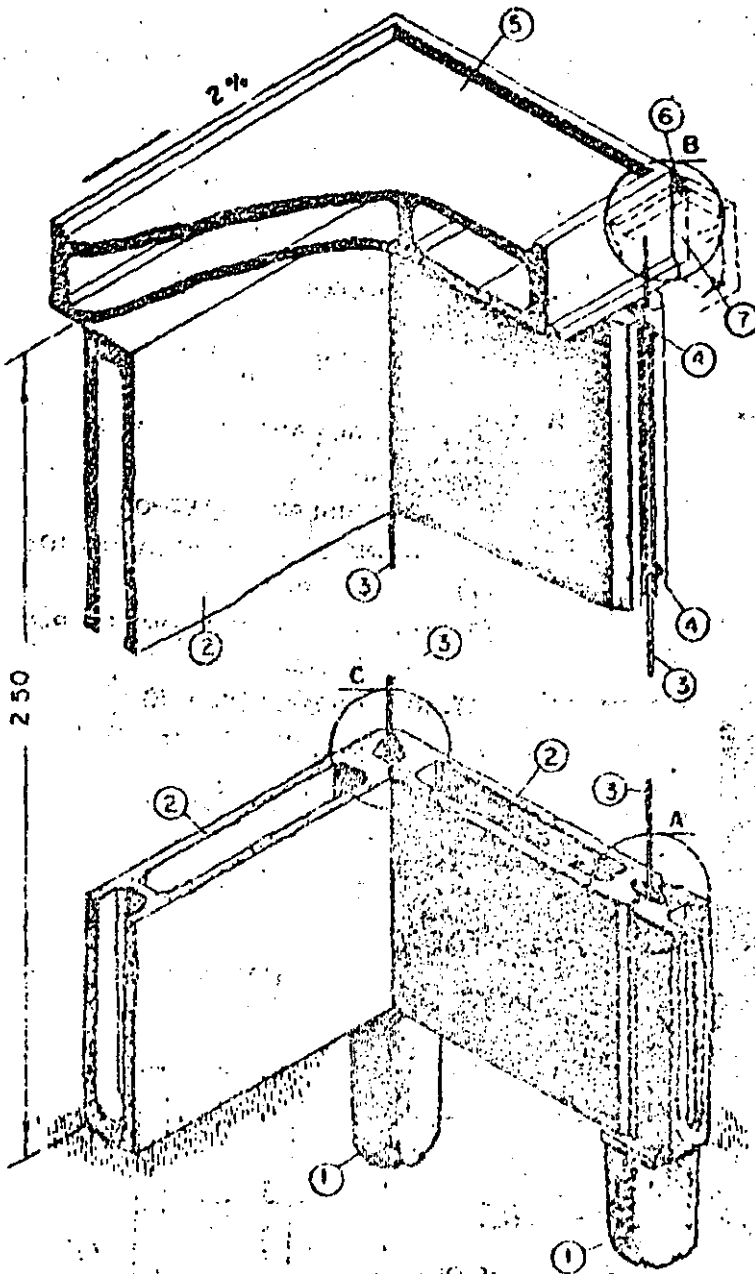
Las grúas deben poder llevar los elementos desde la nave de fabricación al sitio de depósito, que es conveniente se halle a continuación de dicha nave. La conservación o almacenado de los elementos requiere pocos dispositivos especiales y más bien lo que se necesita es un plano ordenado de la disposición en que han de almacenarse los elementos. Para el transporte desde

la nave al depósito pueden utilizarse también apiladoras de horquilla y grúas-pórtico. En tales casos siempre hay que tener en cuenta que los gastos se producen en los sitios en que hay que manipular o trasladar de lugar los elementos. La fabricación y almacenado está organizada tanto mejor cuanto menos haya que remover o cambiar de sitio los elementos.

PROCESOS EN LA PREFABRICACION



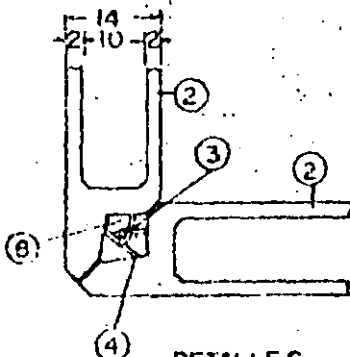
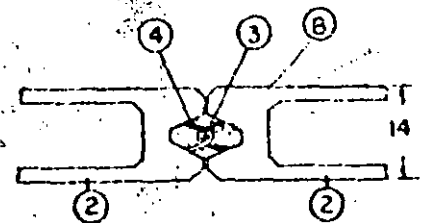
SISTEMA SCAC



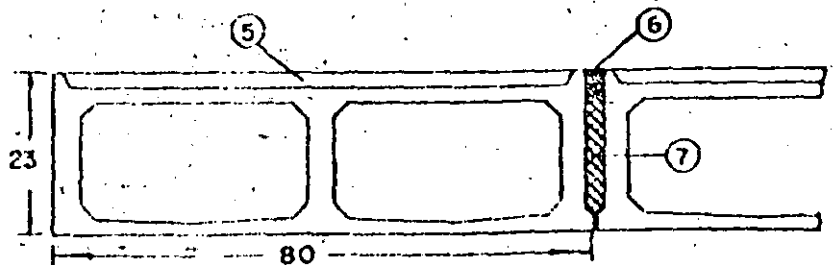
REFERENCIAS

- ① . PILOTIN PREMOLDEADO.
- ② . PLACA PARED
- ③ . PASADOR.
- ④ . OJAL.
- ⑤ . PLACA TECHO
- ⑥ . JUNTA ELASTICA.
- ⑦ . SELLADO DE HORMIGON.
- Ⓐ . RELLENO CON MORTERO
- Ⓐ . UNION DE DOS PLACAS.
- Ⓑ . UNION DE DOS PLACAS DEL TECHO.
- Ⓒ . UNION DE DOS PLACAS (ESQ)

DETALLE A



DETALLE C

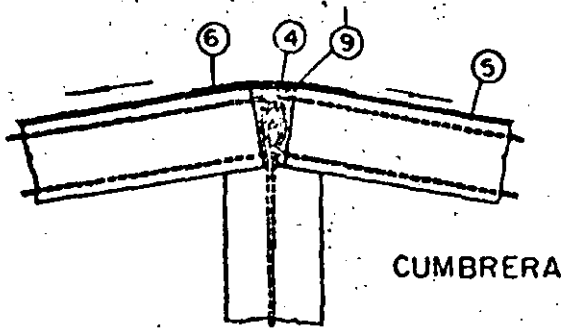


DETALLE B

UNION DE DOS PLACAS DE TECHO

MEGAS EN CENTIMETROS.

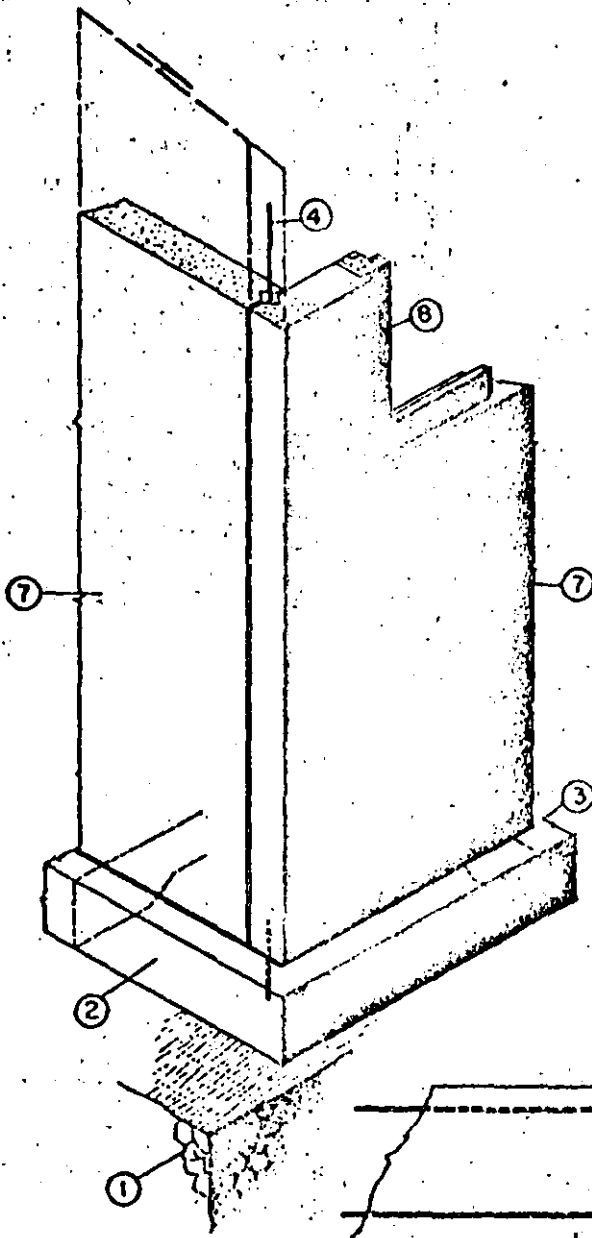
SISTEMA GO-GA



CUMBRERA

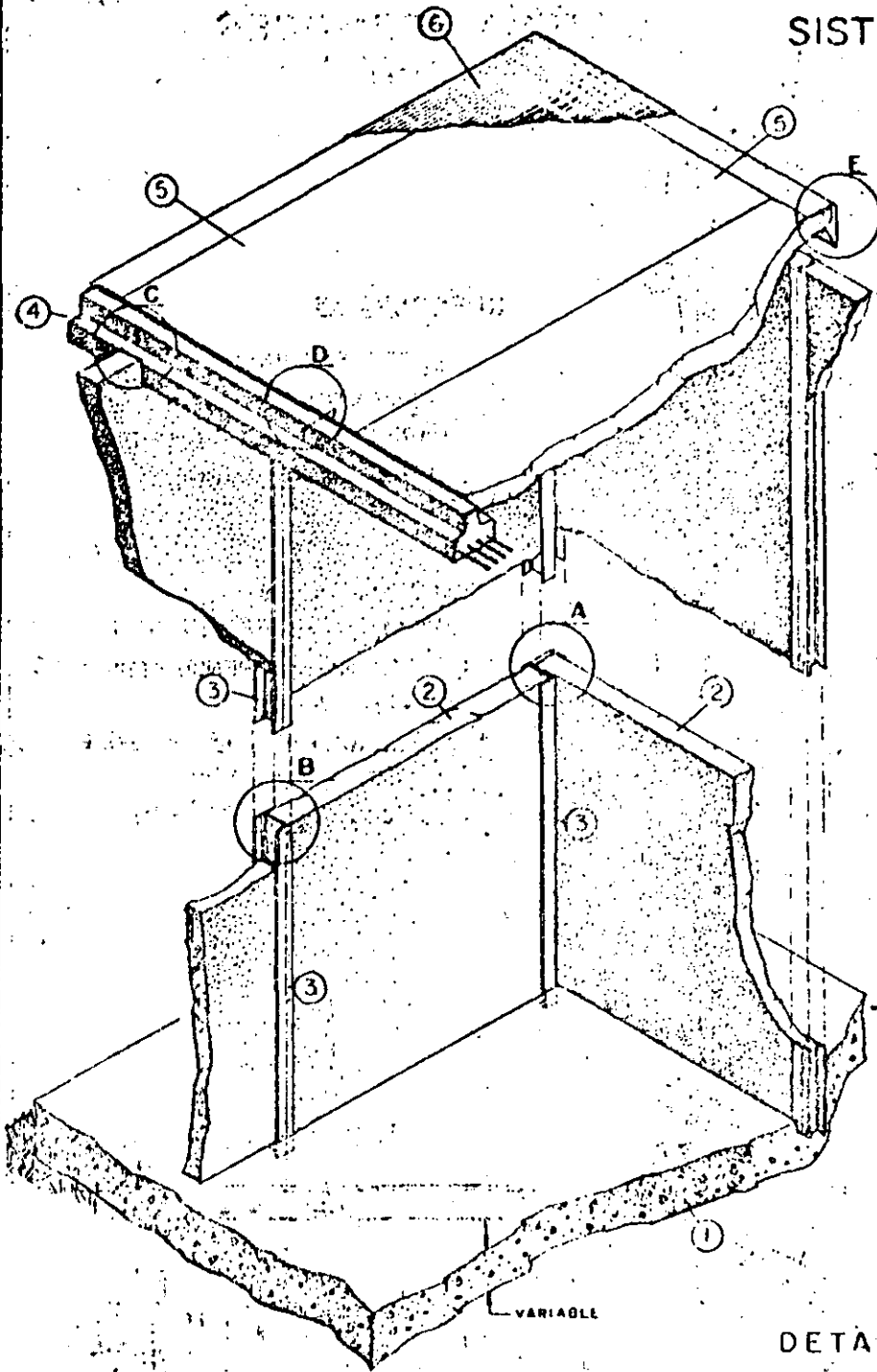
REFERENCIAS

- ① - CAPA DE GRAVA (10cm)
- ② - PLATEA.
- ③ - CAPA AISLANTE (CIMENTO).
- ④ - PASADOR
- ⑤ - CAPA AISLANTE (TECHO).
- ⑥ - LAMINA DE ALUMINIO (Ancho 40cm)
- ⑦ - PLACA PARED.
- ⑧ - MARCO DE MADERA INCORPORADO A LA PLACA
- ⑨ - RELLENO DE MORTERO



UNION DE PLACAS

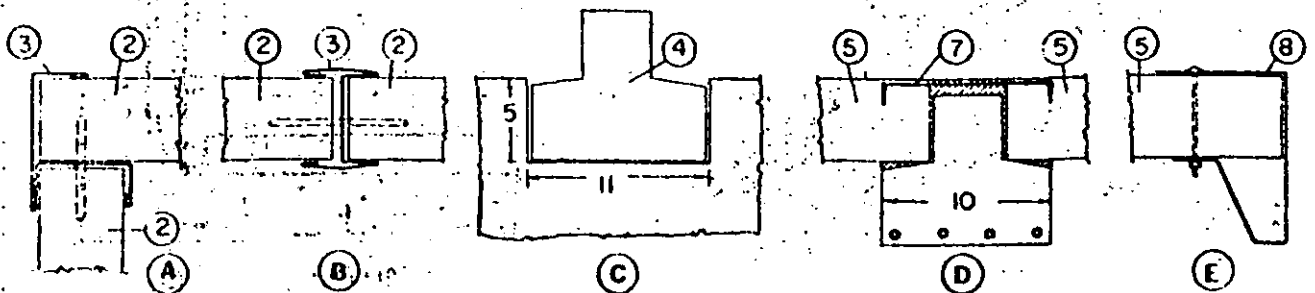
SISTEMA SIHL



REFERENCIAS

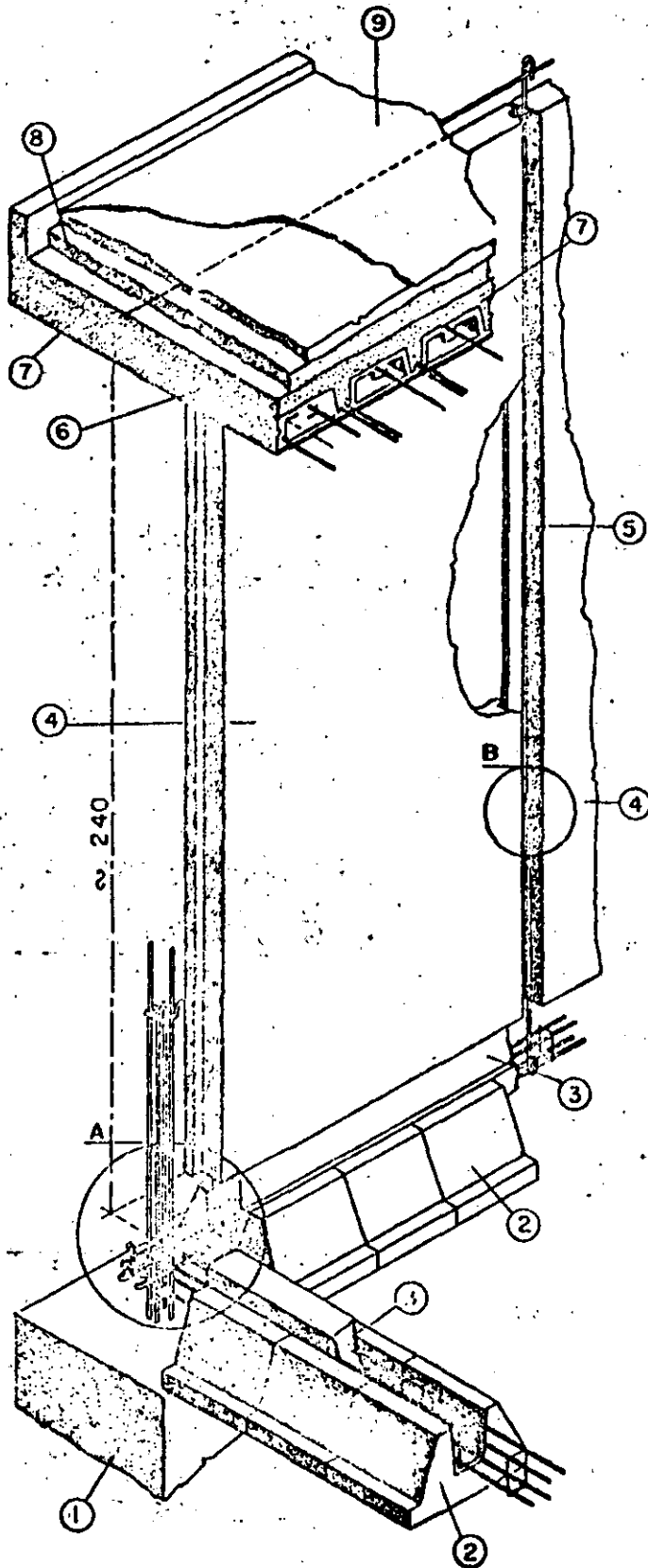
- ① - PLATEA FUNDACION.
- ② - PLACA PARED
2,40 X 0,80 X 0,05.
- ③ - PERFILES METALICOS
- ④ - VIGUETA DEL TECHO.
- ⑤ - PLACA DEL TECHO.
- ⑥ - TECHADO ASFALTICO.
- ⑦ - GRAPA
- ⑧ - CENEFA METALICA.
- A - UNION DE PLACAS (ESQUINA).
- B - UNION DE DOS PLACAS.
- C - ENCUENTRO VIGA CON PARED.
- D - APOYO PLACA DEL TECHO
SOBRE VIGA.
- E - BORDE DEL ALERO.

DETALLES



MEIDAS EN CENTIMETROS.

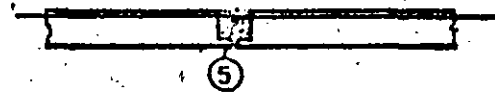
SISTEMA TERMOCER



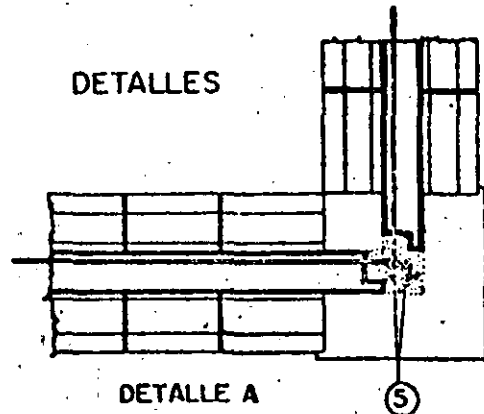
REFERENCIAS

- ① - PILOTIN ESQUINERO.
- ② - ELEMENTOS PREMOLDEADOS PARA FORMAR EL CIMIENTO.
- ③ - VIGA DE ENCADENADO.
- ④ - PLACA PARED.
- ⑤ - PASADOR.
- ⑥ - PLACA DE TECHO.
- ⑦ - CAPA DE COMPRESION.
- ⑧ - HORMIGON CON PENDIENTE.
- ⑨ - AISLACION.
- Ⓐ - UNION DE PLACAS (ESQUINA).
- Ⓑ - UNION DE DOS PLACAS.

DETALLE B

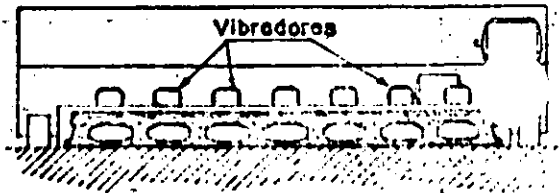
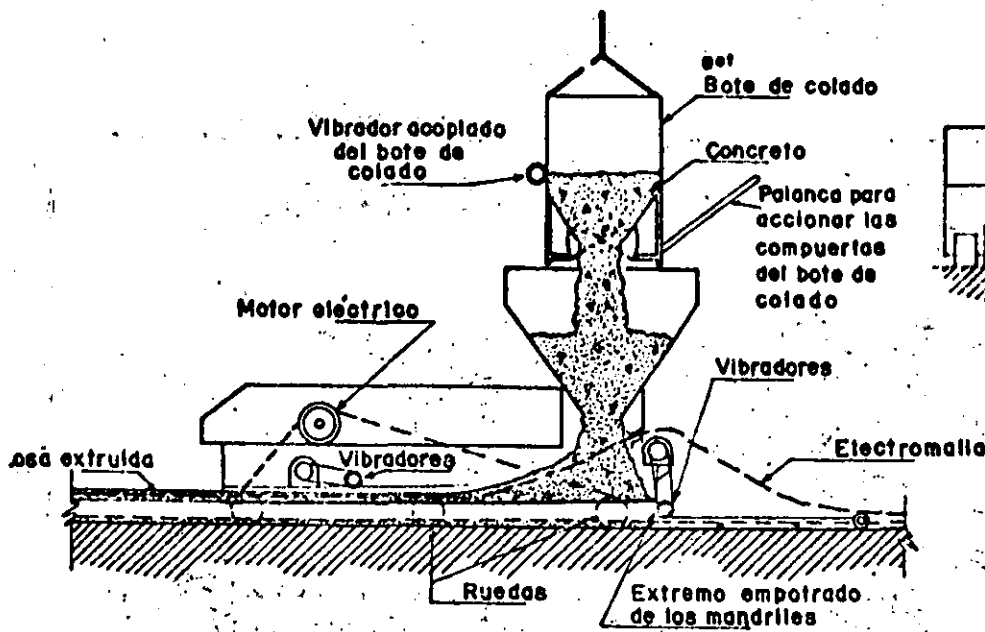


DETALLES

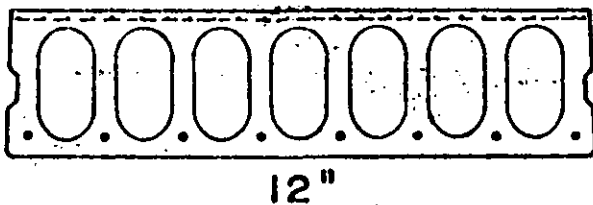
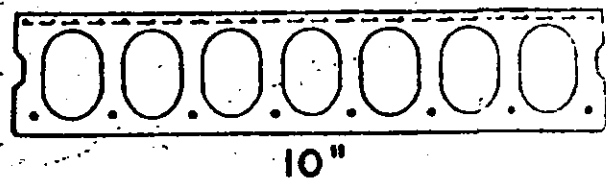
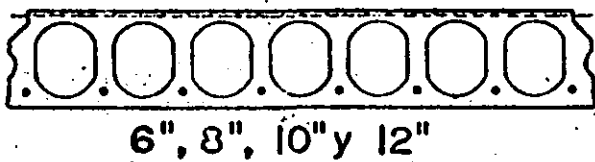
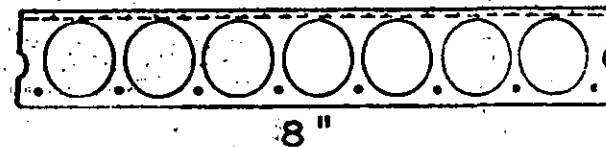
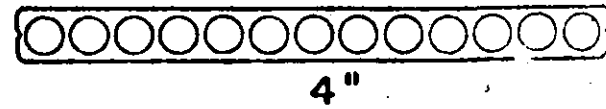


DETALLE A

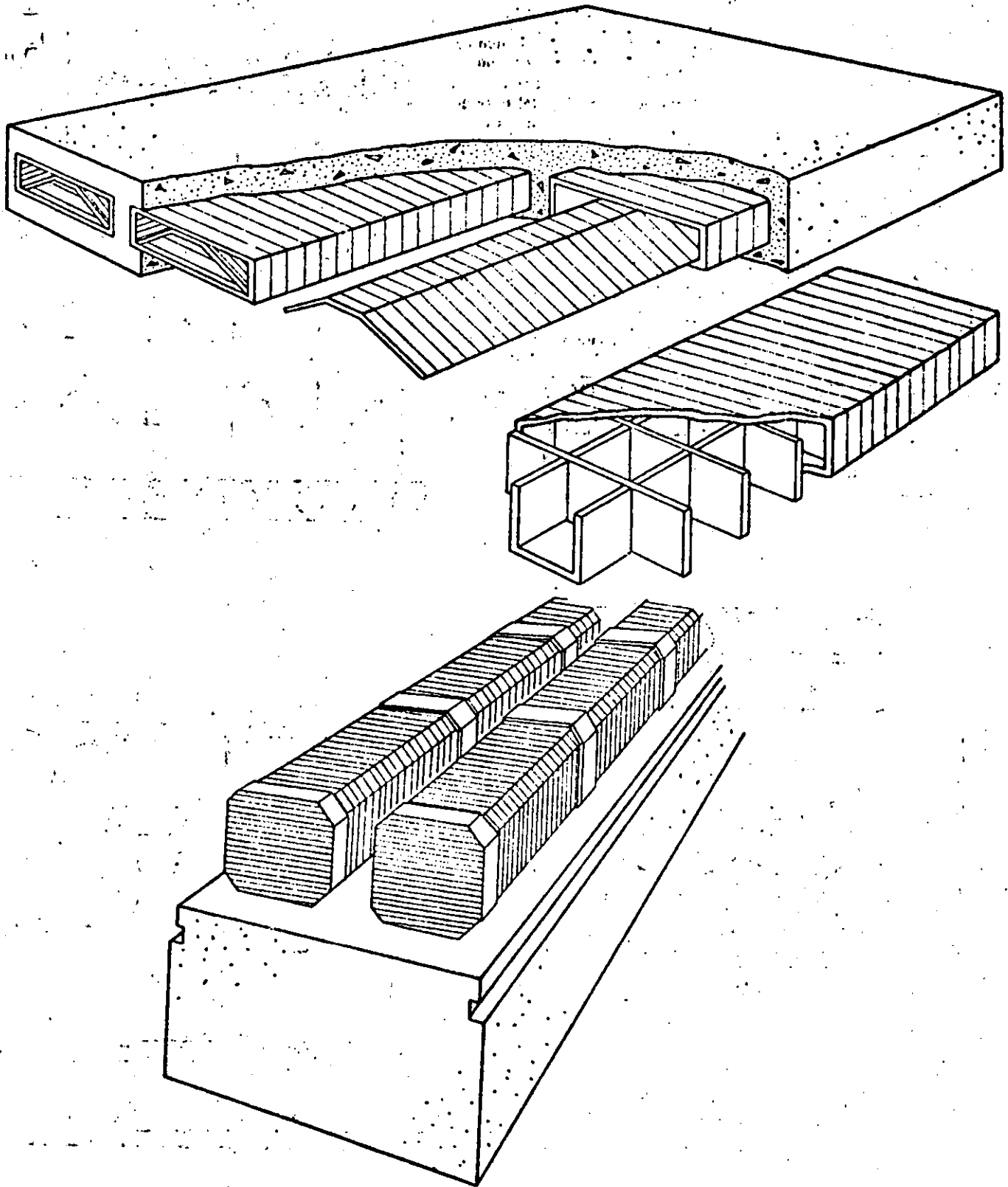
- MEDIDAS EN CENTIMETROS -



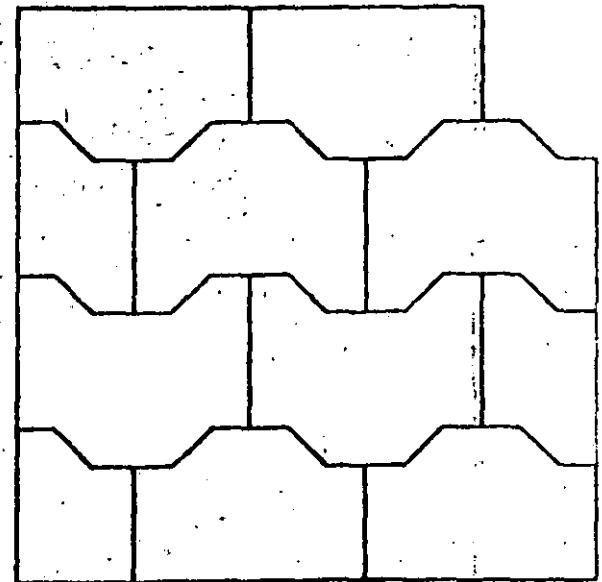
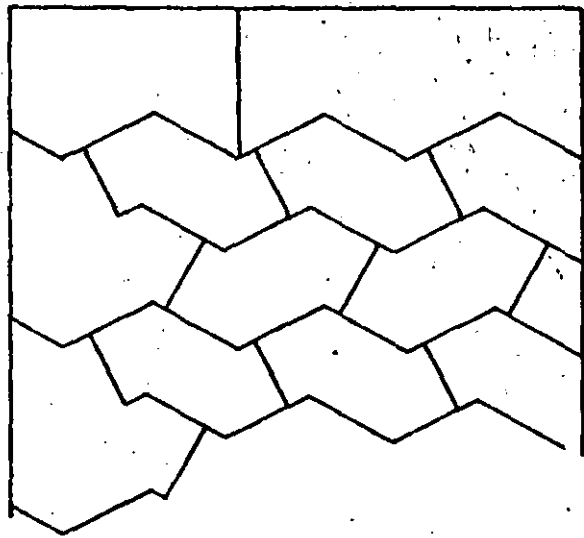
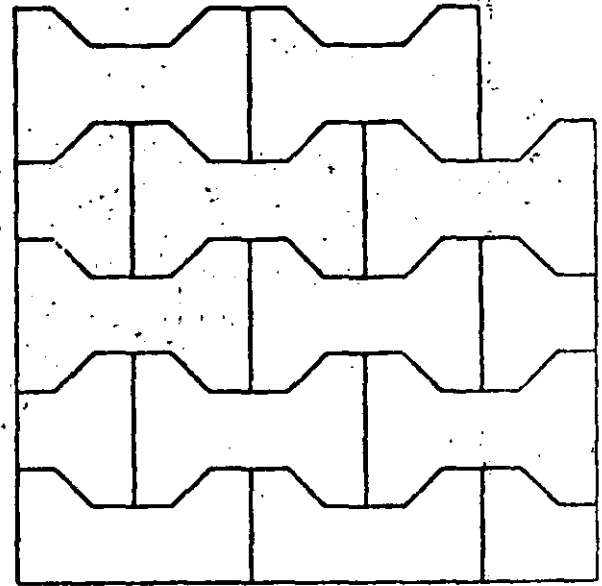
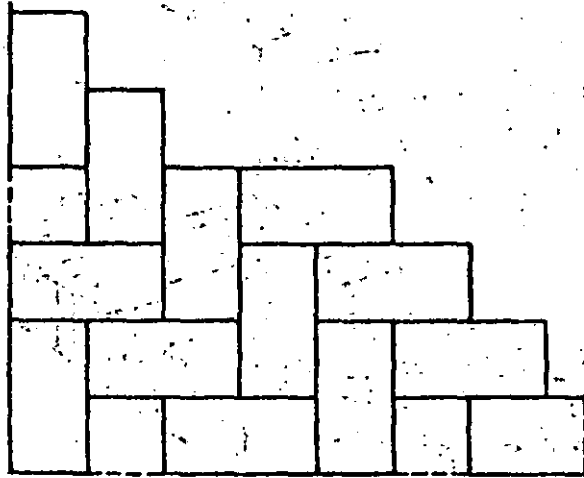
FABRICACION DE PANELES POR EL SISTEMA DE EXTRUSION



PANELES EXTRUIDOS



CIMBRAS PERDIDAS DE CARTON EN
ELEMENTOS PREFABRICADOS



ALGUNOS TIPOS DE ADOQUINES DE CONCRET

IV TRANSPORTE Y MONTAJE

4.1 Transporte y Montaje de Piezas Prefabricadas

4.2 Montaje y Aparatos para el Mismo

4.21 Autogrúas

4.22 Grúas de Mástil y "Derricks"

4.23 Grúas Giratorias de Torre

4.24 Grúas-Pórtico o de Caballete

4.1 TRANSPORTE Y MONTAJE DE PIEZAS PREFABRICADAS

Las piezas prefabricadas sólo resultan económicas cuando puedan ser transportadas y montadas con un gasto unido al coste de su fabricación quede muy por debajo del de la construcción realizada por métodos ordinarios.

El transporte y el montaje económico han llegado a ser posibles gracias a los enormes progresos de la industria mecánica que tiene a su disposición hoy día medios de toda clase. En principio son dos los medios disponibles de transporte: por carretera y por ferrocarril.

Los elementos aplanados o de naturaleza superficial como son los tableros para cubiertas y paredes son transportables en remolques bajos. La capacidad de éstos puede llegar a 25 t, según el tipo de construcción.

En la mayoría de los casos está prevista una conducción o guía sobre todas las ruedas y, además, los remolques pueden marchar insistentemente en ambas direcciones. Un bastidor o "chasis" soldado transmite y reparte la carga a las ruedas. Cuanto más bajo es, más difícil es dicha transmisión.

El empleo de tales remolques rebajados por el centro ofrece también ventajas para el transporte de los tableros de paredes para cuya sujeción se emplean unos caballetes especiales.

Los elementos lineales de gran peso son transportados median-

te dos vehículos independientes que sólo quedan enlazados entre sí por medio del mismo elemento transportado. El vehículo anterior va provisto de enganche, el posterior lleva un dispositivo de guía o conducción de la carga.

Para piezas prefabricadas de pequeñas dimensiones es posible también recurrir a camiones de tipo normal, si bien, en general, se prefiere efectuar el transporte en vehículos remolcados porque tienen la ventaja de que en los tractores no se pierde tiempo esperando, ya que la carga y descarga se efectúa únicamente con los remolques desenganchados.

EL TRANSPORTE POR FERROCARRIL

El transporte por vía férrea es siempre preferible cuando la fábrica, como emplazamiento de la obra tiene a su disposición ramal ferroviario. Si no es así, sólo es preferible el transporte ferroviario cuando se han de recorrer distancias muy largas. El transbordo desde los vagones de ferrocarril a los vehículos de transporte por carretera es siempre costoso, sobre todo si la estación del ferrocarril no dispone de grúas propias; en tal caso se necesitará disponer de dos grúas, una para el transbordo y otra para la descarga a pie de obra.

4.2 MONTAJE Y APARATOS PARA EL MISMO

Los distintos tipos constructivos exigen para el montaje aparatos diferentes.

Consideremos primero las cubiertas industriales. En ellas el empleo de la grua depende:

- a) de la naturaleza de los elementos a montar según sean de forma lineal o superficial;
- b) de las alturas de las naves y de la forma cómo pueden ser logradas por los aparatos elevadores;
- c) del peso de las piezas prefabricadas;
- d) de las circunstancias locales, como su accesibilidad, topografía, etc.

Siempre que sea posible se empleará un solo tipo de los aparatos de montar disponibles, porque así sólo será necesario una clase de personal de montaje en el emplazamiento de la obra. De aquí que sea preciso que los elementos tengan igual peso. Esto sólo puede lograrse especialmente en las construcciones con grandes estructuras portantes planas. En general, las piezas que forman parte del esqueleto o armazón, por tanto, de la obra son mucho más pesadas que las placas y tableros de cubierta o de paredes. Entonces habrá que emplear dos aparatos de montaje distintos, con cada uno de ellos se montarán las piezas pesadas del esqueleto y con el otro los elementos menores de pisos y paredes.

Para el montaje de piezas prefabricadas los aparatos elevadores apropiados son:

- a) las autogrúas, sobre llantas o sobre orugas;
- b) las grúas de mástil o antena y los "derrix" o puntales de carga;
- c) las grúas giratorias de torre;
- d) las grúas-pórtico o las de caballete

4.21 AUTOGRUAS

Son los aparatos más apropiados para el montaje de las cubiertas industriales. Estas cubiertas llamadas industriales tienen en general grandes superficies que hay que cubrir en el montaje. La grúa debe, por lo tanto, poder desplazarse a fin de elevar el máximo peso con un brazo de palanca lo menor posible y colocarlo en obra.

Las autogrúas constan del chasis o soporte automóvil y de la pluma o antena. El chasis puede, en general, ser apuntalado o calzado adicionalmente cuando se han de montar cargas muy pesadas. La pluma o antena debe ser inclinable y giratoria para el montaje de los elementos prefabricados, pues de lo contrario, la grúa tendría que desplazarse demasiado para el montaje y puesta en obra de las piezas.

Según como esté construido el chasis de soporte al aparato, irá sobre ruedas o sobre orugas. Sólo en terrenos en muy

malas condiciones para la construcción suele ser necesaria la grúa sobre orugas, que en la mayoría de los casos es una modificación de una excavadora. De lo contrario se prefiere el autogrúa sobre llantas. La potencia de transporte del autogrúa puede llegar a rebasar las 200 t, alcanzando alturas hasta de 80 m. Es evidente que con grúas de esas dimensiones puedan montarse sin dificultades toda clase de construcciones industriales.

Los inconvenientes de los autogrúas son:

a) que carecen de precisión en sus movimientos de elevación o que un equipo de tal naturaleza sería de aplicación muy costosa;

b) que su entretenimiento y funcionamiento, así como su coste de adquisición son relativamente elevados.

Se ha procurado, por lo tanto, continuar con las grúas ordinarias dotándolas de la máxima capacidad.

4.22 GRUAS DE MASTIL Y "DERRICKS"

Las grúas de mástil y los "derricks" se emplean para naves industriales de mucha altura cuando han de permanecer largo tiempo en una obra y no hay que moverlas mucho, es decir, cuando únicamente han de colocar piezas del esqueleto. Cuan

do se emplean las grúas de mástil, el montaje de los elementos de cubierta y de pared requieren el servicio de otra grúa porque el montaje de tales piezas resultaría lento y antieconómico si se hiciese con grúas de mástil.

La grúa de mástil consisten, en esencia, en un poste o mástil vertical con un pequeño brazo fijo para el montaje.

El peso es elevado con un torno o cabrestante. Las grúas de mástil y los "derricks" son de los aparatos elevadores más antiguos. Su ventaja principal es su sencillez, y por consiguiente, su bajo precio de adquisición. Por el contrario, son difíciles de mover, no pueden girar y prácticamente sólo sirven para subir verticalmente los elementos. Tienen que ser montadas y desmontadas, cosa que puede también exigir bastante tiempo.

4.23 GRUAS GIRATORIAS DE TORRE

Las grúas giratorias de torre son aparatos elevadores apropiados sobre todo para el montaje de los edificios de varios pisos. Se las emplea en construcciones industriales cuando las piezas prefabricadas no tienen un peso muy considerable y pueden cogerse gran número de elementos transportados por vía férrea que de este modo son colocados en obra por una sola grúa. También se emplean como

complementos de una grúa de mástil o de un autogrúa para la colocación de tableros de cubiertas o de paredes cuando la nave tiene gran extensión.

La grúa giratoria de torre es el aparato más usado en toda clase de obras. Incluso en las construidas por los sistemas tradicionales. Esta aceptación es debida a que es muy económica. Por su funcionamiento a base de sus electromotores resulta mucho más barato que el autogrúa. También su precio de adquisición es relativamente ventajoso. La grúa giratoria de torre consta de un carro o vagón de base, movable sobre carriles y de una torre con columna giratoria a la que va acoplado el pescante o brazo. La parte correspondiente al pescante puede ir dispuesta con un contrapesante o sin él y puede ir provista con un carretón de servicio desplazado horizontalmente o también efectuar los desplazamientos de la carga modificando la inclinación del contrapeso.

Las tendencias que marcan los nuevos perfeccionamientos pueden caracterizarse por el hecho de que las grúas pequeñas hasta una capacidad de unas 3 t se construyen sin contrapeso. La gran ventaja de esos aparatos es su rápido montaje y desmontaje y que la grúa es transportable por carretera sin dificultad. Estas grúas son de menor interés para la construcción prefabricada y sólo se usan excepcionalmente para los elementos de pequeñas dimensiones.

Las grúas para la construcción prefabricada son grandes con pescante recorrido por el carretón desplazable. El carretón móvil permite recoger la carga al pie mismo del mástil y sin desplazamiento a lo largo del pescante ni movimiento de traslación de toda la torre, con lo cual su campo de trabajo tiene un diámetro igual al doble de la longitud del pescante.

La potencia total de la grúa se mantiene en todo el radio de acción del pescante. La grúa giratoria de torre en la mayoría de los casos puede ser empleada también como grúa trepadora.

Los inconvenientes de la grúa giratoria de la torre son que su montaje (para las grandes grúas) exige de 8 a 14 días; que ha de trasladarse sobre carriles, lo que requiere naturalmente la construcción de la vía y sus cimientos y que necesita una acometida para la corriente eléctrica que para las grandes grúas no siempre existe.

El movimiento de precisión en la elevación de las cargas se puede hacer sin dificultad con los electromotores y no es ni de mucho tan costoso como en una grúa movida por motor de gasolina o por motor Diesel.

Las capacidades o potencias máximas de las grúas giratorias de torre son de unos 200 Mpm, es decir, que con un escante de 20 m de brazo la grúa puede levantar un peso de 10 t.

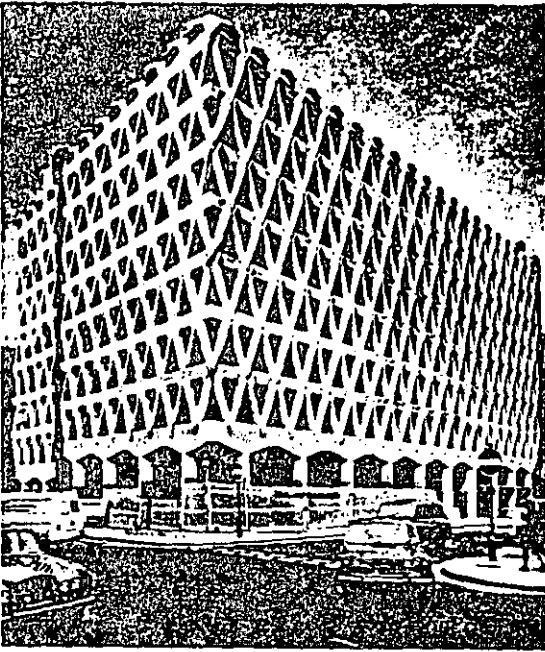
4.24 GRUAS-PORTICO O DE CABALLETE

Las grúas-pórtico y las de caballete sirven para la prefabricación a pie de obra como auxiliares en el sitio donde se preparan las piezas cuando en él no se dispone de grúa-puente.

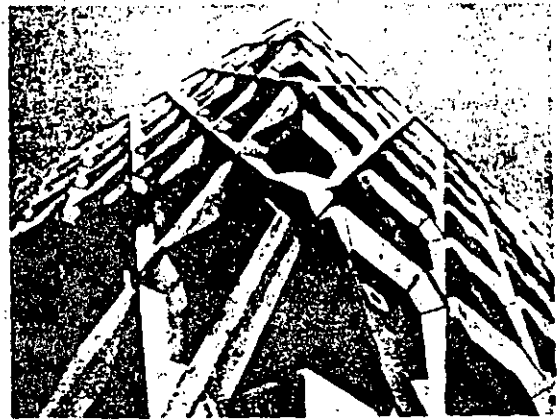
Sirven también para el depósito de elementos prefabricados y, finalmente, se emplean las grúas de caballete en obras de mucha altura cuando hay que elevar grandes pesos.

La grúa-pórtico consta de un bastidor (pórtico) que, según sea la carga a elevar y el claro, se hace en forma de estructura de acero de paredes llenas o de estructura de tubos de acero. Es conveniente que los montantes de dicho pórtico a los que se da forma de "A" consten de dos partes, con lo cual el carretón móvil entre ambos montantes pueda proseguir su movimiento hacia fuera, a fin de poder recoger cargas incluso al exterior de la zona cubierta por el pórtico. La ventaja de la grúa-pórtico sobre la grúa giratoria de torre consiste en que los pórticos, para grandes alturas son más estables, cosa que presenta sus ventajas en los casos de vientos de gran velocidad. Además, la flecha del travesaño o puente horizontal es más pequeña en las grúas-pórtico porque dicha pieza horizontal no está en voladizo, sino apoyada por sus dos extremos, por lo cual pueden ser también elevadas mayores cargas con un coste relativamente menor de la construcción, circunstancia digna de ser tomada en cuenta.

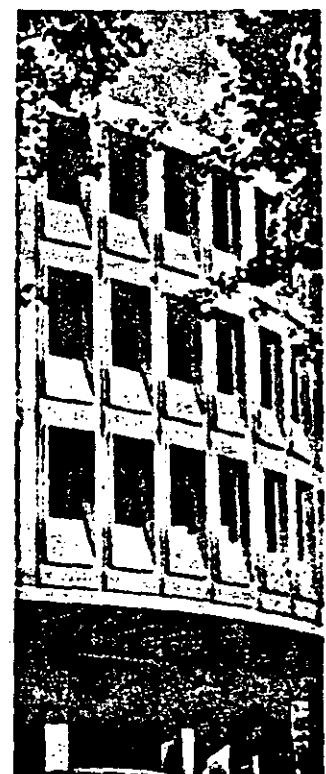
El inconveniente es que hay que construir una vía más y que el montaje de la grúa exige más tiempo. Las capacidades máximas son actualmente tan elevadas como las de las grúas giratorias de torre, pero pueden todavía aumentarse considerablemente. El campo de aplicación hay que buscarlo más bien en las superestructuras de tipo alargado en que las grúas ordinarias tienen que recorrer una larga zona de trabajo.

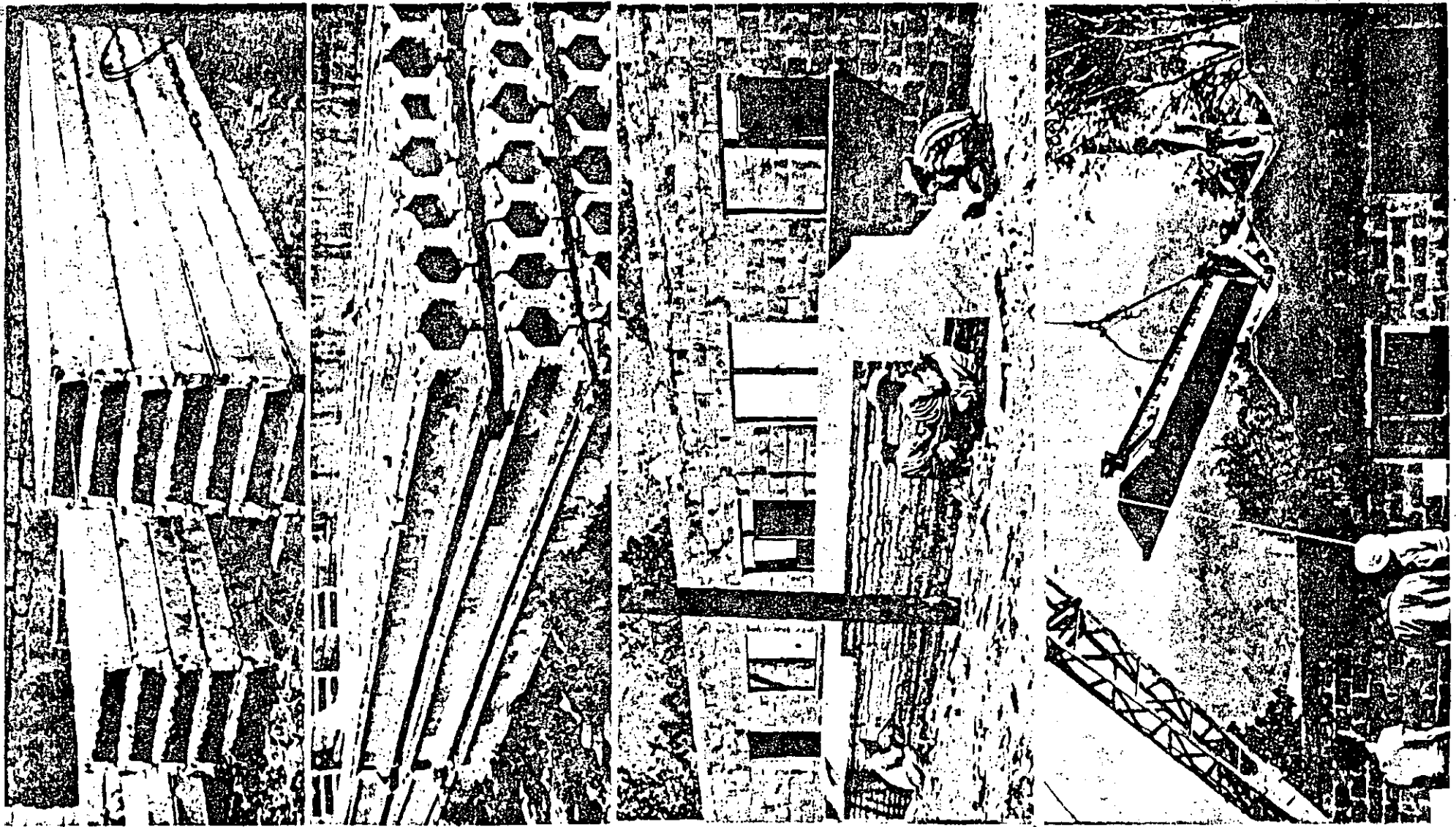


(1)



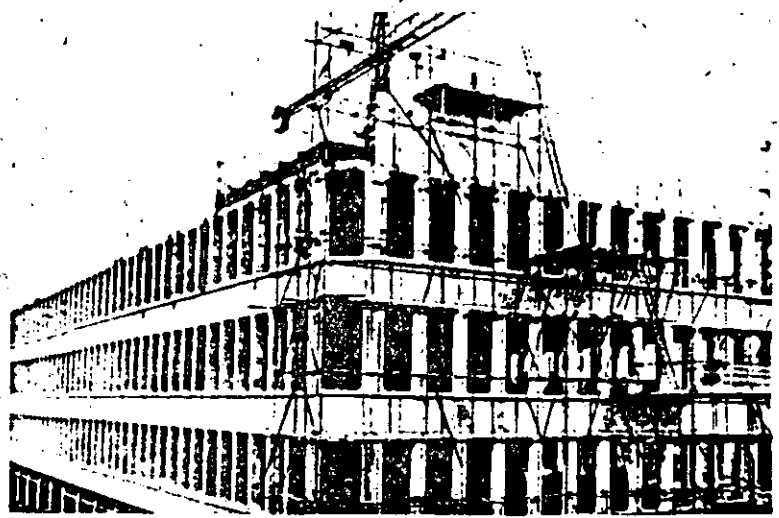
Elementos prefabricados de concreto en fachadas.





Elementos prefabricados para viviendas populares.

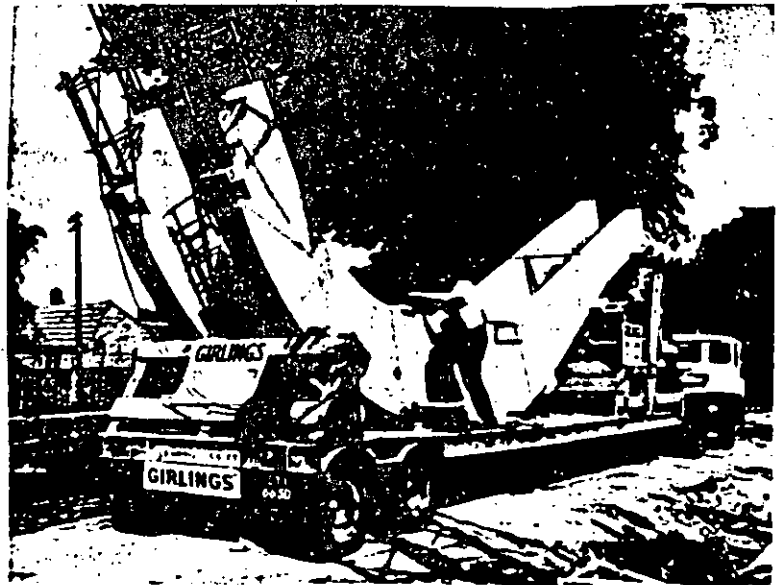
Transporte de elementos de Fachada.

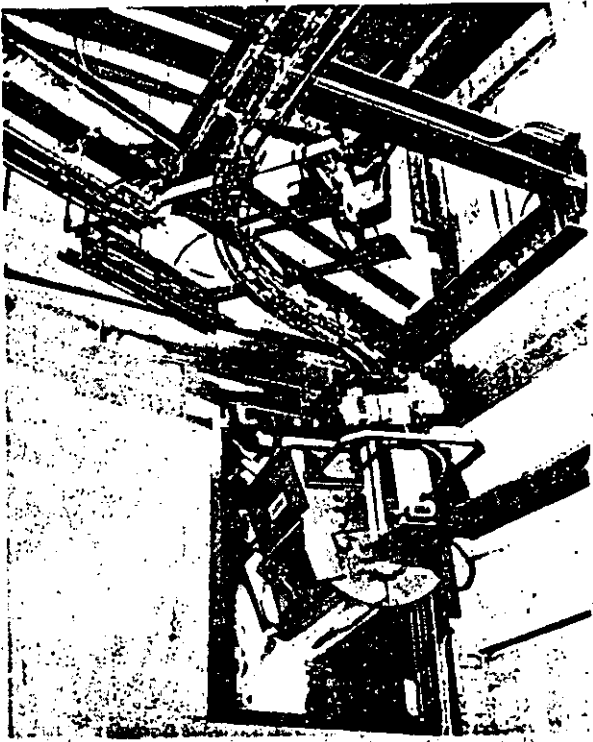


Transporte de zapata y columna.
Dispositivos de apoyo.



Transporte de arcos prefabricados.



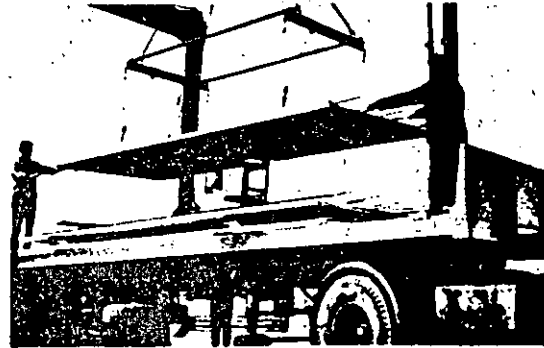


4

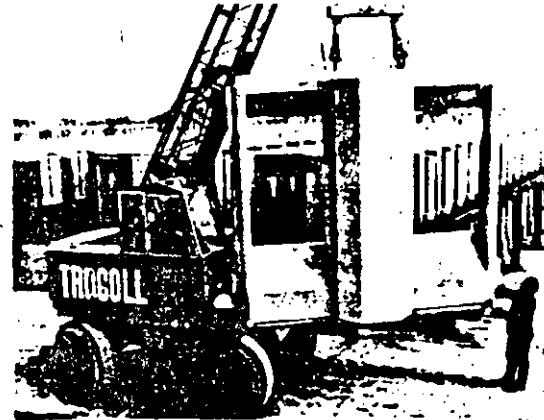


Transporte de concreto en el interior de una planta de prefabricación.
Sistema de monorraíl.

Manejo de elementos de fachada.



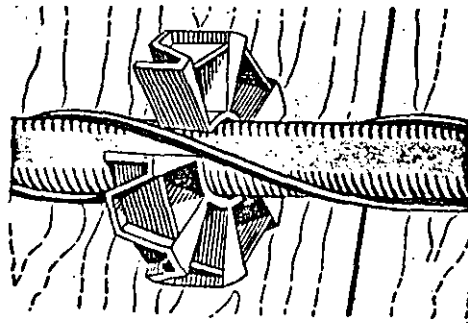
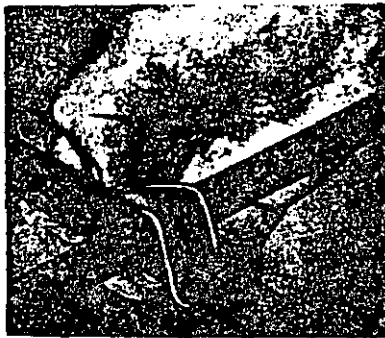
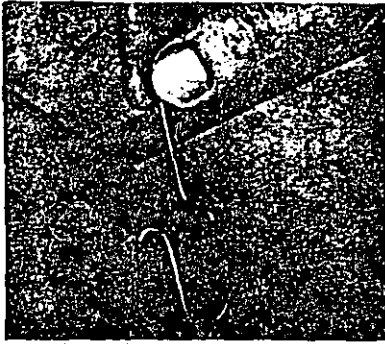
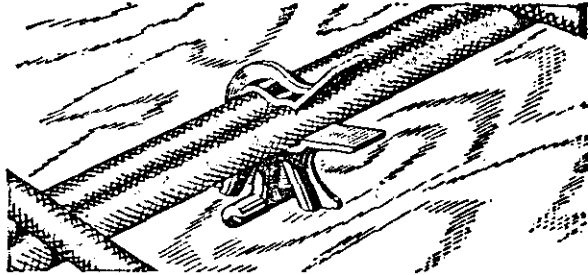
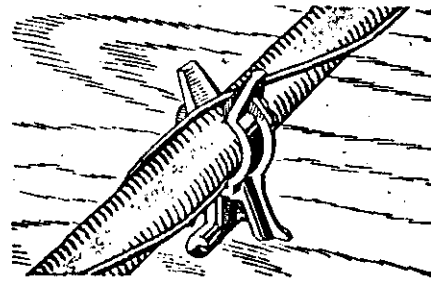
Manejo en planta de blocks de concreto.



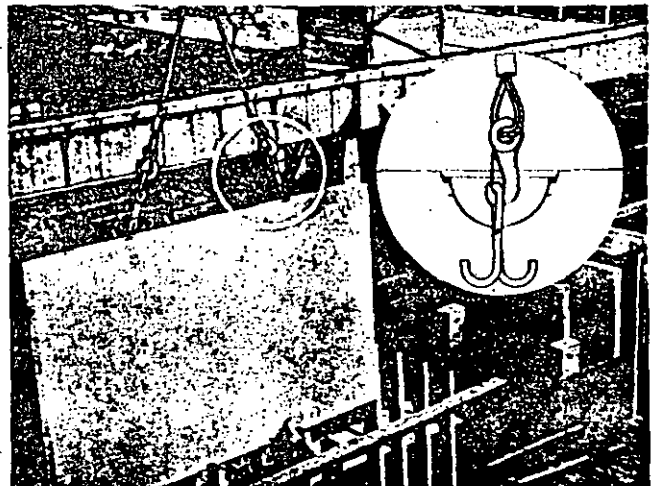
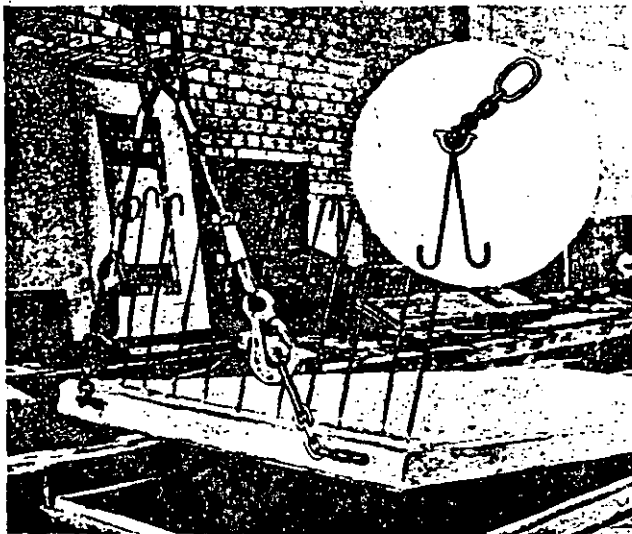
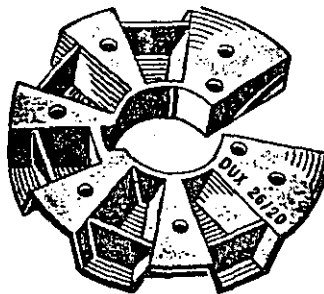
Manejo de losas de entepiso.

Accesorios de plástico para posicionar las varillas de armado.

5

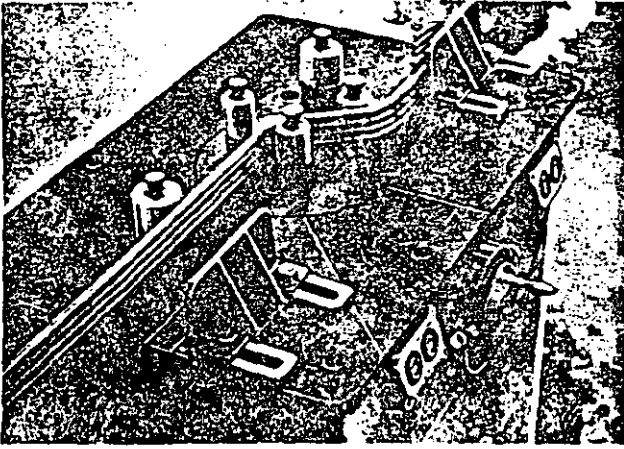


Clips para amarrar varillas.

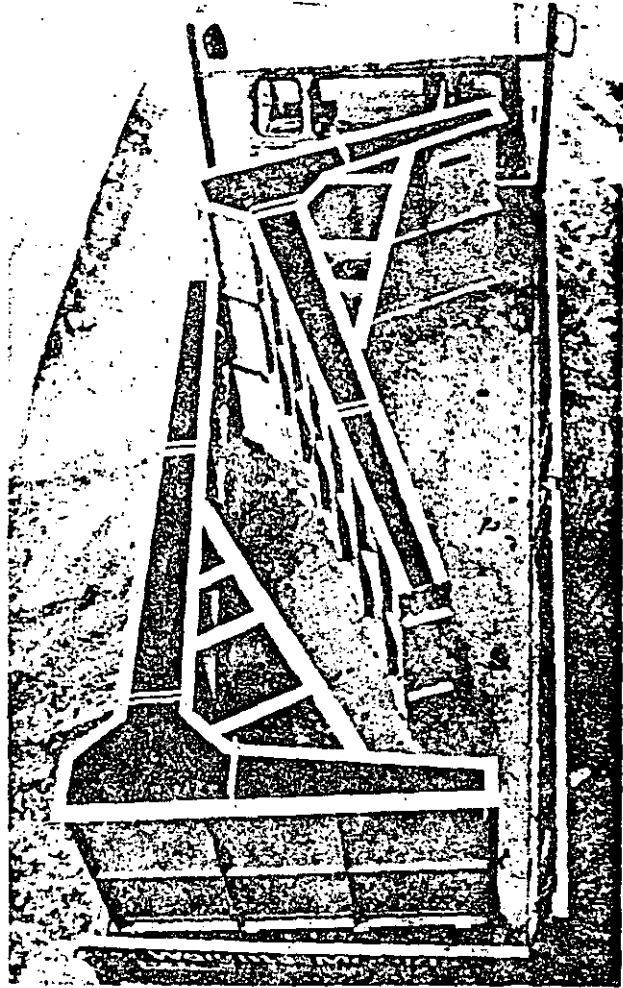


Accesorios para el izado de paneles prefabricados.

Accesorios para el izado de paneles prefabricados.

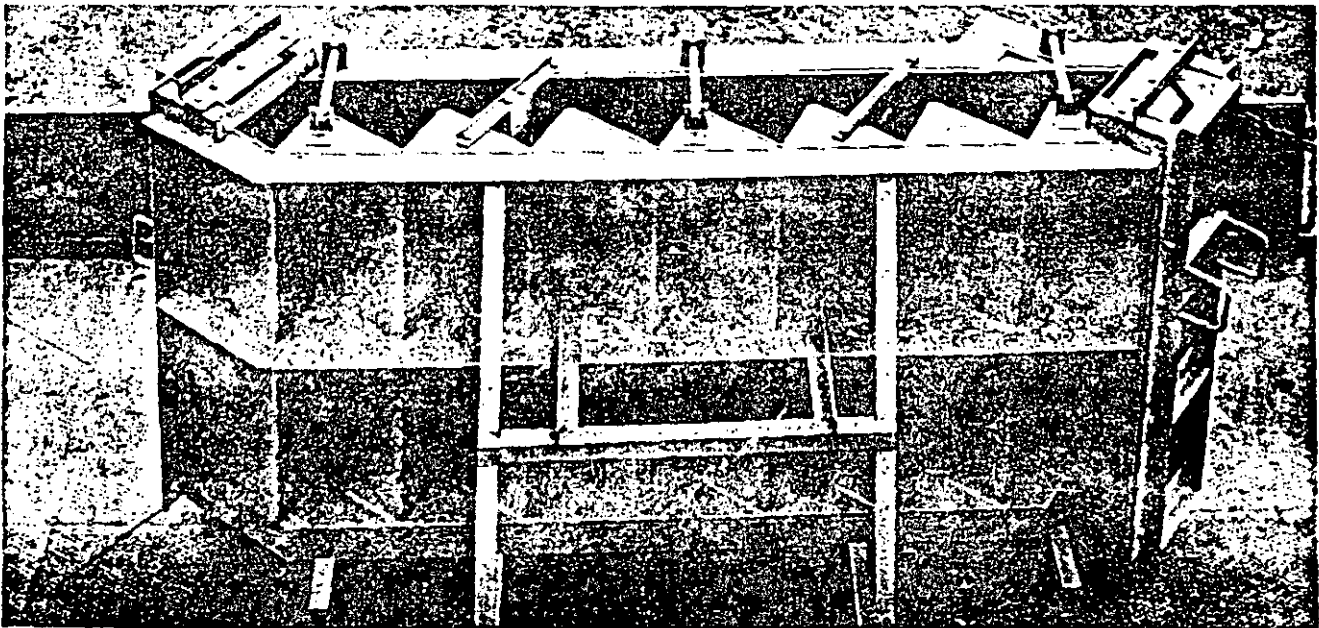


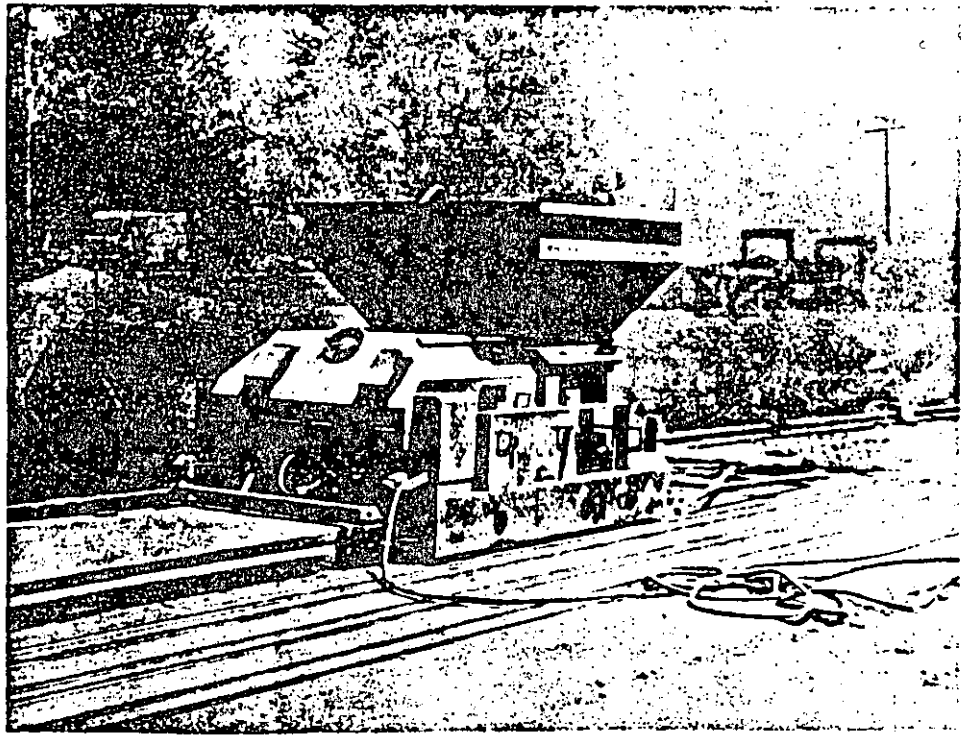
Dobladora eléctrica de varillas.



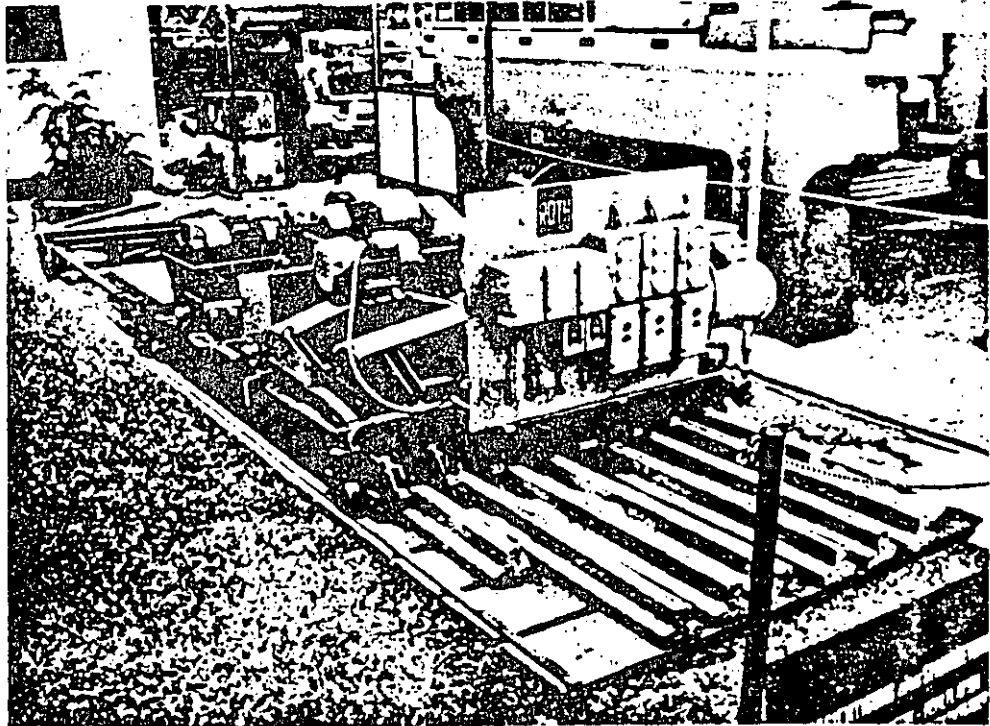
Moldes metálicos para marcos de concreto.

Moldes metálicos para tramos estandar de escaleras.

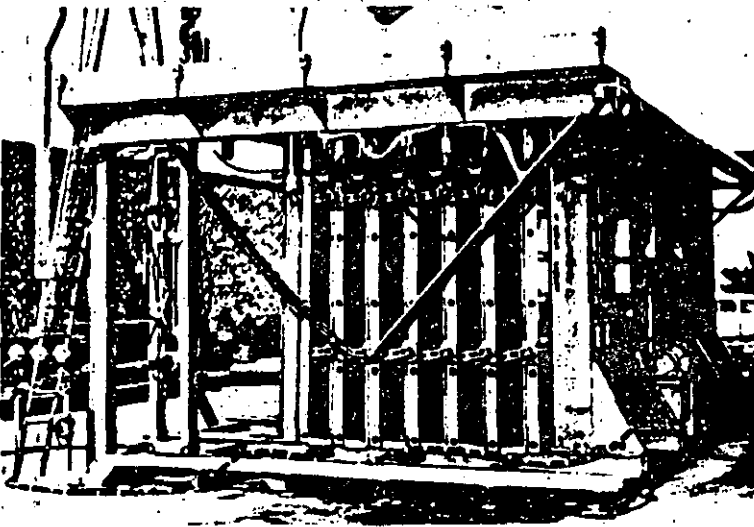




Máquina para fabricar losa extruida en forma continua.



Máquina para fabricar viguetas pretensadas. Producción continua.



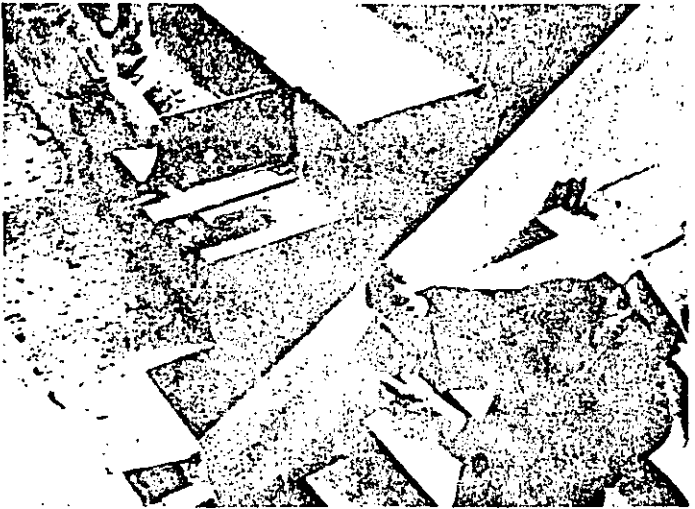
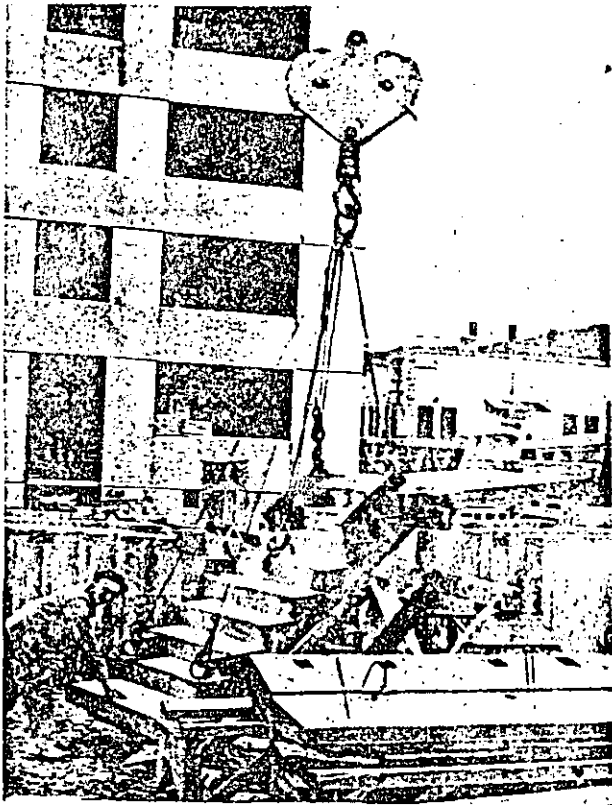
Molde-Batería para el colado vertical de muros de concreto.



Molde metálico para el colado horizontal de paneles. En este caso se utilizó cemento blanco y agregados expuestos con un retardador superficial.

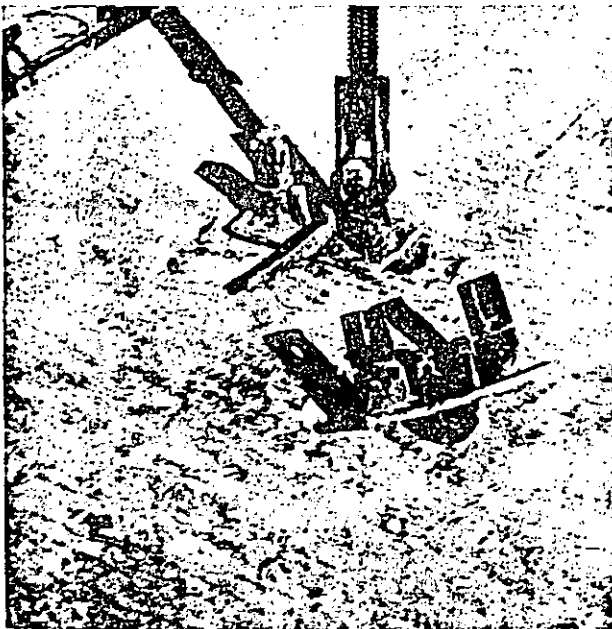


Después del desmoldeo, se lava el panel con el objeto de dejar los agregados aparentes.



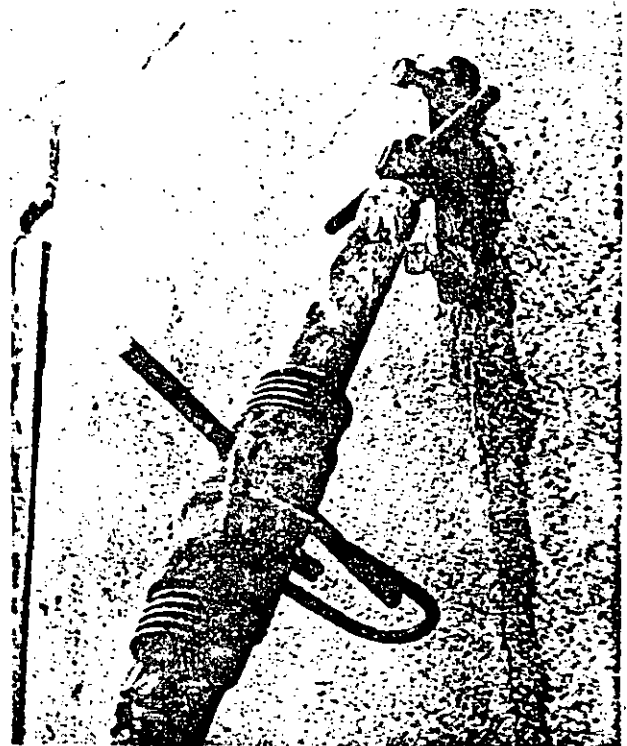
Detalle de fijación del dispositivo de elevación.

Elevación de un tramo de escalera.



Parte inferior

Puntales provisionales para la fijación de paneles.

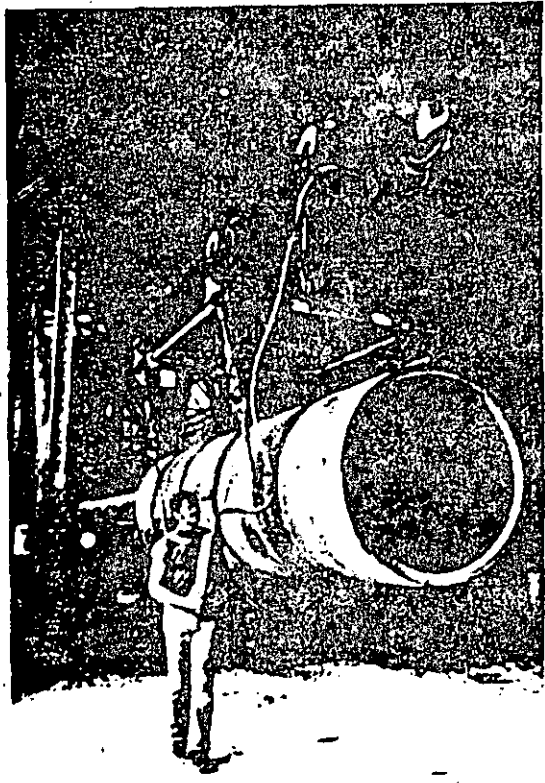


Parte superior

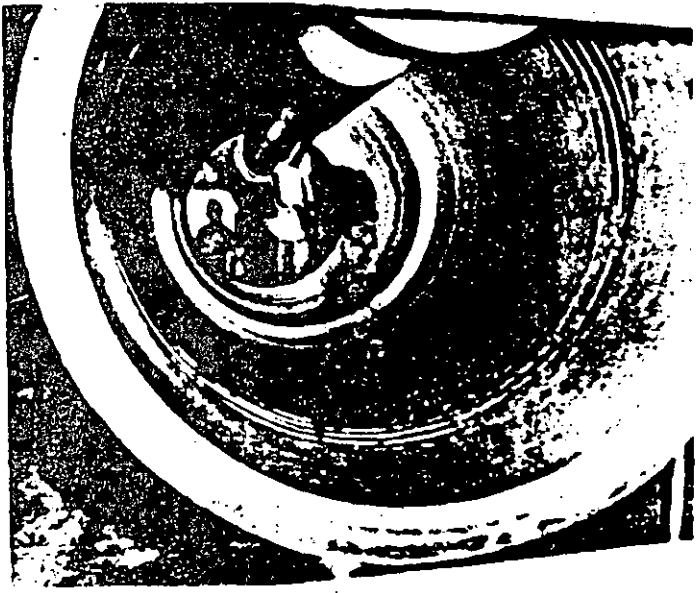


Tubos de 2 mts. de diámetro.

El molde completo se traslada de la máquina hacia la zona de curado en donde se controla la humedad y la temperatura.



Fabricación de tubos por el sistema rotatorio.



Fabricación de tubos de concreto.

BIBLIOGRAFIA

1a. Parte. Generalidades (Esta bibliografía es general para las 4 partes)

- Manuel de la Construcción Prefabricada. Tres Tomos. T.Koncz Editorial Blome. 1968.
- La Prefabrication dans la Construction. Maurice Revel. Ed. Entreprise Moderne d'Edition. París 1966.
- Bauen mit Systemn. Thomas Schmid Carlo Testa. Les Editions d'architecture. Artemis Zurich.
- Batiments d'Habitation Prefabriques en elements de Grandes Dimensions. Bohdan Lewicki. Editions Eyrolles. París 1965.
- Constructions Industrialisees en Beton. B. Lewicki Boletin de Information No. 77 . Abril 1971. Comite Europeo del Concreto. (CEMBUREAU) París.
- Concrete and Industrialised Building. 3er. Congreso CIB. 1965 (CEMBUREAU).
- La Conception, la Production et l'utilisation futures d'elements de construction fabriqués industriellement. Reporte de los trabajos del ciclo de estudios de la CEE/ONU sobre la Industria de la Construcción. París, abril 24-29. 1967. Publicación ONU.

- Tendances de l'evolution dans la Construction des batiments industriels a l'aide d'éléments préfabriqués en béton arme. R. von Halasz, CSTB. Cuaderno No. 77. Diciembre 1965.

2a. Parte. Diseño

- Detalles de conexiones para edificios de concreto de Elementos Presforzados precolados. PCI traducción al español hecha por el IMCYC.
- Conexiones entre elementos horizontales y verticales en estructuras prefabricadas de concreto. Francisco Moreno D., Jose Ma. Riobóo M. Revista IMCYC Vol. 8. No. 48. Enero-Febrero 1971.
- Filosofía del Diseño de Estructuras de Concreto Precolado. Criterios Básicos para el diseño y adaptación a la producción. P.E. Malmstrom. Revista IMCYC. Vol. 7. No. 37. Marzo-Abril 1969.
- Diseño Arquitectónico y Prefabricación en Concreto. Raúl Díaz Gómez. Revista IMCYC Vol. 8. No. 46. Septiembre-October. 1970.
- Prefabricación aplicada a la construcción de edificios de varios niveles. Francisco Robles F. y Francisco Torres R. Revista IMCYC Vol. 5. No. 30. Enero-Febrero 1968.

- Coordinación Modular en Vivienda. Naciones Unidas. Programa de Asistencia Técnica. Junio 1966.
- Desarrollo de la Técnica de la Prefabricación de Elementos Tridimensionales de concreto. Raúl Díaz Gómez. Revista IMCYC Vol. 8. No. 44. Mayo-Junio. 1970.
- Conexiones en estructuras de concreto prefabricadas. Columnas con placa base. R. W. Lafraugh y D. D. Magura. Revista IMCYC Vol. 4 No. 24. Enero-Febrero 1967.
- Symposium on Precast Concrete Wall Panels. Publicación SP-11. ACI, 1965.
- La Industria Sueca de los prefabricados de hormigón. Revista Cemento No. 412. Julio 1968.
- Prefabricación de Edificios de vivienda con elementos de hormigón armado. Antonio Cámara Niño. Materiales, Maquinaria y Métodos para la Construcción. Noviembre-Diciembre. 1965.

3a. Parte. Producción

- El Químico en la Industria de los Prefabricados. R. W. Brockett. Revista Cemento Hormigón. Febrero 1971.
- La Prefabricación en Bélgica. Revista Hormigón Acero. No. 482. Enero 1971.
- Viaje de Estudios IMCYC-71 a Europa. Raúl Díaz Gómez. Revista IMCYC. Vol. 9. No. 51. 1971.

- Structures en Panneaux. Publicación del Comité Europeo del Concreto (CEMBUREAU) . 1965.
- Nuevos Materiales para los moldes y encofrados del hormigón. Serge de Nancay. Materiales, Maquinaria y Métodos para la Construcción. Noviembre . 1967.

B I B L I O G R A F I A
 D E
 P R E F A B R I C A C I O N

1. Prefabricación con bloques de hormigón armado. Inst. del Cemento Portland Argentino, No. 22. Abril 1950. p. 7-11.
2. Prah1, R.- Elementos de hormigón pretensado para construcciones prefabricadas. Materiales, Maquinaria y Métodos para la Construcciones. No. 10. 1959. p. 3-7.
3. Elaner, W.- Construcción y aplicación de las bóvedas-cascarones KS y HP. Materiales, Maquinaria y Métodos para la Construcción. No. 10. 1959. p. 20-23.
4. Skarum, E. - Actividades de la agencia europea de productividad (A.E.P.) en materia de coordinación modular en la construcción. Materiales, Maquinaria y Métodos para la construcción. No. 10. 1959. p. 40-46.
5. Asociación Técnica de Derivados del Cemento.- Ciclo de Conferencias sobre elementos prefabricados de hormigón y otros derivados del cemento en la construcción moderna. Materiales, Maquinaria y Métodos para la Construcción. No. 10. 1959. p. 47-51.
6. Amirikian, Arshak.- Multipurpose building of precast thin-shell panels. Journal of the American Concrete Institute. Junio 1960. p. 1243-1252.
7. Some on site systems on industrialised building. II Concrete & Constructional Engineering. Febrero 1961. p. 67-73.
8. ACI Committee 324.- Minimum requirements for thin-section Precast Concrete Construction. Journal of the American Concrete Institute. Part I. Junio 1962. p. 745-755.
9. Thompson, Isadore. Mass production of shells for the Oakland International Airport. Journal of the American Concrete Inst. Julio 1962. p. 949-957.
10. Gerfen, W. Howard, & Anderson, John R.- Joinery of precast concrete. Journal of the American Concrete Institute. Octubre 1962. p. 1435-1442.

6

Auillage pour préfabrication semi-lourde.- PATIR 120.-Avril 1964. p. 22-25.

Ventajas del preacabado en los techos.- Ingeniería Internacional Construcción. Abril 1964. p. 32-33.

Croiset, M.M.- La qualité thermique des immeubles d'habitation d'après l'appré-
ciation d'opérations réelles, cas particulier des grands panneaux préfabriqués.
Annales de l'Institut Technique du Patiment et des Travaux Publics. Mai 1964.
No. 197. p. 419-425.

Iafum, M.- Los cementos destinados a la fabricación industrializada de los pro-
ductos de hormigón.-Materiales, Maquinaria y Métodos para la Construcción. No. 23
Mayo-Junio 1964. p. 9-18.

Le nouveau bâtiment de la Foire de Mlle.- Bulletin de Ciment No. 5.- May 1964.

Perrer Viñala, Jorge.- Las grúas en la construcción: La Grúa Torre.-Materiales
Maquinaria y Métodos para la Construcción. No. 23. Mayo-Junio, 1964. p.31-37.

Katilla, H.- Construcción con elementos de hormigón en la U.R.S.S.-Materiales Ma-
quinaria y Métodos para la Construcción.- No. 23.-Mayo-Junio 1964. p. 63-64.

Mamillan, M.M.- Les propriétés mécaniques du béton frais pour la préfabrication.
Annales de l'Institut Technique du Patiment et des Travaux Publics.-No. 201.-
Septiembre 1964.-p.913-953.

Ziverts, George J.- Formu for precast concrete.-Concrete Products. December 1964.
p. 36-40.

Precast construction of a factory in fire.-Concrete & Constructional Engineering.
February 1965. p. 75-77.

Elemente préfabriqués de l'auteur d'Immeuble.-PATIR 137.-Mars 1965. p. 7-11.

Une opinion britannique sur les ensembles d'habitation en construction industria-
lisée dans la région parisienne.-Cahiers du Centre Scientifique et Technique du
Patiment. No. 73. Cahier 626. Avril 1964.

Pennett, Hubert.- Industrialised building in an expanding economy.- Structural Concrete.- May-June 1965.- p. 385-404.

One-third done, parking garage is already the world's biggest.- Engineering News Record.- Septiembre 1965. p. 32.

De Simone, Vincent J., and Camellerie, Joseph F.- Novel structural frame combined with slip-form construction results in record breaking construction time. Journal of the American Concrete Institute.- Octubre 1965. p. 1225-1235.

Egev, Avinadav, and Kaos, Jacob.- Load sharing precast concrete slabs.- Journal of the American Concrete Institute.- December 1965.- p. 1581-1590.

Vishwanath, T. Mahtra, R.P., and Seetharamulu, Kevety.- Test of a ferro-cemento precast folded plate.- Journal of the Structural Division. ASCE.- December 1965. Part I. p. 239-246.

Rolles Fernández, F., y Torrea, Francisco Luis.- La fabricación aplicada a la construcción de edificios de varios niveles.- Calli No. 20. 1966. p. 34-37.

Some on site systems on industrialised building. I.- Concrete & Construction Engineering.- January 1966. p. 5-14.

Shimazu, S. Don. - Structural design and construction features of our lady of good counsel.- Journal of the American Concrete Institute.- April 1966. p. 477-487.

Sykes, Christopher.- Swedish low-built housing.- Concrete Quarterly No. 69.- April-June 1966. p. 14-21.

Dahir, James.- Construcción de viviendas económicas.- Ingeniería Internacional Construcción.- Mayo 1966. p. 31-32.

Habitat 67's housing blocks build a better environment.- Engineering News Record. June 16, 1966. p. 84-85.

ACI-ASCE Committee 512.- Proposed ACI Standards, recommended practice for manufactured reinforced concrete floor units.- Journal of the American Concrete Institute.- June 1966. Part I. p. 625-636.

Ramó, Paul F.- The Longo Apartment building.- Journal of the Prestressed Concrete Institute.- June 1966. p. 50-62.

Kalousek, George L.- Autoclave curing of concrete in Soviet Union and United States.- Journal of the American Concrete Institute.- August 1966. p.817-833.

Baught, George W.- Use of custom fabricated cored slabs for multi-story wall bearing apartments.- Journal of the Prestressed Concrete Institute.- August 1966. p. 49-62.

Schutz, R.J.- Design of joints in precast concrete wall panels.- Journal of the Prestressed Concrete Institute.- October 1966. p. 60-67.

Hartog, Maarten D. Don.- Development of standardized systems for precast-prestressed concrete building.- Journal of the Prestressed Concrete Institute.- October - 1966. p. 68-76.

Hunter Rose W.- The structural use of precast concrete and the British Standard code of practice CP 116 (1965).- The Structural Engineer.- October 1966. p. 323-338.

Congy, Marcel.- Industrialisation préfabrication ouverte et normalisation de la construction.- L'Ingenieur Conseil de France.- October 1966. p. 21-22.

New concrete construction in the U.S.A.- Concrete & Constructional Engineering.- Novembre 1966. p.391-402.

Molke, Eric C.- Circular roofs with radial framing student activities-physical education building agricultural and technical Institute. Farmingdale, N.Y.- Journal of the Prestressed Concrete Institute.- December 1966. p. 46-56.

Precast elements frame garage fast and economically.- Engineering News Record. December 22, 1966. p.26-27.

Kleyff, Z.- Le nombre de types d'éléments préfabriqués, leur dimension moyenne et la souplesse de la construction.-Cahier du Centre Scientifique et Technique du Batiment No.84-Cahier 737. Février 1967.

Freas, Alan D.- Forest service research on structural use of wood.- Journal of the Structural Division. ASCE.- April 1967. p. 91-104.

Bourton, K.T., Corley, W.G., and Hognestad, E.- Connection in precast concrete structures - Effects of restrained creep and shrinkage.- Journal of the Prestressed Concrete Institute.- April 1967. p. 18-37.

Raths, C.H.- Production and design of architectural precast concrete,- Journal of the Prestressed Concrete Institute.- June 1967. p. 18-43.

Lowe, James N.- Metropolitan Cathedral of Christ the King, Liverpool.- Concrete The Journal of the Concrete Society.- June 1967. p. 181-190.

Purges, R.A.- Montage des cloisons etude de Chantries.- C.S.T.C., Revue No. 4. Juillet-Aout 1967. p. 4-14.

Lewicki, Bohdan.- Normas polacas para el cálculo de las estructuras construidas a base de grandes paneles.- Hormigón y Acero. No. 84.- Julio-Agosto-Septiembre, 1967. p. 99-117.

Concrete construction in Montreal.- Concrete, The Journal of the Concrete Society, August 1967. p. 255-265.

Bassó Birules. F.- Situación actual de las técnicas de prefabricación e industrialización de la construcción de edificios en España.- Materiales, Maquinaria y Métodos para la Construcción.- No. 44.- Agosto-Septiembre 1967. p. 403-411.

Aguirre de Yraola, Fernando.- La coordinación dimensional, normalización y tipificación en relación con la construcción prefabricada.- Materiales, Maquinaria y Métodos para la Construcción. No. 44.- Agosto-Septiembre 1967. p. 419-426.

Fernández Puebla, Angel.- Los muros-cortina como ejemplo de construcción prefabricada.- Materiales, Maquinaria y Métodos para la Construcción. No. 44. Agosto-Septiembre 1967. p. 432-436.

Folcrá Folcrá, Antonio.- Prefabricación de los elementos de carpintería metálica y muros de cortina.- Materiales, Maquinaria y Métodos para la Construcción. No. 44. Agosto-Septiembre 1967. p. 436-437.

Kaar, P.H., and Conner, H.W.- Precast rigid frame building-tests of scarf connections.- Journal of the P.C.A., Research & Development Laboratories.- Septiembre 1967.- p. 34-43.

Conner, H.W., and Kaar, P.H.- Precast rigid frame buildings-components tests.- Journal of the P.C.A. Research & Development Laboratories.- Septiembre 1967. p. 43-55.

Report of the FIP Commission on Prefabrication.- Journal of the Prestressed Concrete Institute.- October 1967. p. 41-53.

Steel forms in sewage works construction.- Concrete, The journal of the Concrete Society.- November 1967. p. 391-393.

Deutschmann, Eberhard.- Influence de la technologie sur la précision dimensionnelle des murs réalisés en panneaux préfabriqués.- Cahier du Centre Scientifique et Technique du Batiment. No. 89-Cahier 777.- December 1967.

"Instant" hotel sets fast pace for hemisfair construction.- Engineering News Record.- December 21, 1967.

Tallest Tokyo office tower is simply framed to resist quakes.- Engineering News Record.- January 4, 1968. p. 32-41.

Gurfinkel, German.- Assembly Hall, University of Havana.- Journal of the American Concrete Institute.- January 1968. p. 20-28.

Joisel, A.- Ciment et préfabrication.- Ciments & Bétons, No. 628.- Janvier 1968. p. 3-10.

Andries, S., et Stanescu, A.- Possibilités de restituer par des résines époxydes la capacité portante e'éléments en béton armé ou précontraint détériorés. RILEM Matériaux et Constructions. No. 1. Janvier-Février 1968. p. 23-32.

Prefabricated highway opens a new avenue for concrete.- Concrete Products.- February 1968. p. 54-57.

P.C.I. Committee on Guide Specification.- Guide specification for precast, prestressed concrete construction for buildings.- Journal of the Prestressed Concrete Institute.- February 1968. p. 59-67.

Morris, A.F.J.- Some new concrete buildings abroad.- Concrete, Journal of the Concrete Society.- February 1968.- p. 61-67.

Aray, Ivan, y Keil, Robert.- Cimientos de hormigón armado prefabricado.- Materiales, Maquinaria y Métodos para la Construcción.- No. 49. Febrero 1968. p. 99-101.

Six-story buildings with 2-in. walls.- Engineering News Record.- March 28, 1968. p. 18.

Kaar, P.H. and Conner, H.W.- Precast rigid frame building - Summary of a laboratory investigation.- Journal of the P.C.A. Research & Development Laboratories, May 1968. p. 25-34.

Panels.- PCI Items. May 1968.

Lightweight concrete review.- Part 1: Production of autoclaved aerated concrete. Part 2: Production of low-density aggregates.- Part 3: Some applications. Concrete, Journal of the Concrete Society.- May 1968. p. 183-199.

ACI Committee 523.- Guide for low density precast concrete floor, roof, and wall units.- Journal of the American Concrete Institute.- July 1968. p. 507-512.

Washburn, Larry C.- Architectural concrete: planning requirements.- Journal of the American Concrete Institute.- July 1968. p. 525-531.

Sposito, Alberto.- La nuova sede del quotidiano "La Nazione" a Firenze.- L'Industria Italiana del cemento.- Ottobre 1968. p. 619-634.

Gros, Carlos.- Edificios prefabricados de hormigón. Viaje Técnico por Rusia y Finlandia.- Cemento-Hormigón No. 415. Octubre 1968. p. 949-952.

Scott, George K.- Are european industrialized building systems feasible for Canada and United States.- Journal of the Prestressed Concrete Institute.- Octobre 1968. p. 52-56.

Precast panels are almost cast in place.- Engineering News Record.- Octobre 3, 1968. p. 38-39.

Ferry, Edward D.- The Dyna frame system of structural building elements.- Journal of the Prestressed Concrete Institute. October 1968. p. 57-65.

Fitzgerald, David J.- Construction of Habitat'67.- Journal of the American Concrete Institute.- October 1968. p. 801-810.

Precast concrete steps rise in popularity.- Concrete Products. October 1968. -- p. 55-57.

Stigter, J.- 602-ft-high lightweight concrete building in Australia.- Civil Engineering (ASCE).- November 1968. p. 23-27.

Student residences for University of East Anglia.- Concrete, The Journal of the Concrete Society.- December 1968. p. 500-510.

Office buildings.- PCI News.- December 1968.

Prefabricación (Ideas y técnicas nuevas).- Revista Mexicana de la Construcción. Diciembre 1968. p. 53-56.

Lladó, P.- Posibilidades arquitectónicas de los prefabricados. Tres ejemplos de fachadas.- Cemento - Hormigón. No. 41^a. Enero 1969. p. 59-64.

Norme per il calcolo e la costruzione di strutture a grandi pannelli.- L'Industria Italiana del Cemento.- Septiembre 1969.- p. 679-700.

13

Poutres en X partiellement préfabriquées.- Batir No. 142. Octobre 1965.
págs. 33-37.

Les portiques de Hauteur d'immeuble.- Batir No. 142.- Octobre 1965.-
págs. 38-44.

Rothenstein, Guy G.- System building in Europe and North America.- Jour
nal of the Prestressed Concrete Institute.- Vol. 13. No. 6. Diciembre -
1968. págs. 33-40.

Precast E-panels of structural lightweight concrete facilitate erection
of employee dormitory.- Concrete Facts.- Vol. 14.- No. 2. págs. 4-6.

Veltman, C.J., & Johnson, R.W.- Effective shop drawing communications
for precast concrete.- Journal of the Prestressed Concrete Institute.
Vol. 14. No. 1. Febrero 1969. págs. 12-31.

Precast Concrete: some statistics for countries in Western Europe.- Con
crete, Journal of the Concrete Society. Vol. 3. No. 3. Marzo 1969. —
págs. 84-87.

Commercial building.- PCI items. Vol. 15. No. 3. Marzo 1969.

Strengthening system-built blocks of flats.- Concrete, Journal of the -
CONcrete Society. Vol. 3. No. 4. Abril 1969. págs. 119-120.

ACI Committee 533.- Quality standards and tests for precast concrete wall
panels. Journal of the American Concrete Institute. Vol. 66. No. 4. Abril
1969. págs. 270-275.

The New stock exchange.- Concrete, Journal of the Concrete Society.- Vol
3. No. 5. Mayo 1969. págs. 184-189.

Housing.- PCI items. Vol. 15. No. 4. Abril 1969.

Schools.- PCI items. Vol. 15. No. 5. Mayo 1969.

Laszlo, George.- John Adams high school-a jewel in concrete.- Journal of the Prestressed Concrete Institute,- Vol. 14. No. 3. Junio 1969. págs. 22-38.

Biraghi, Laura.- El nuovo centro operativo S.lli Condrand a Pioltello (Milano). L'Industria Italiana del Cemento. No. 8. Agosto 1969. págs. 587-596.

Bates, Allan A.- Low-cost housing, is the Soviet Union's factory-made housing the answer? Civil Engineering. Septiembre 1969. págs. 44-48.

Public buildings.- PCI News. Vol. 15. No. 9. Septiembre 1969.

Rodríguez Caballero, Felchor.- Empleo de grandes trabes de pretensado en la construcción de un Centro comercial. Revista Mexicana de la Construcción. No. 161. Octubre 1969. págs. 29-35.

ACI Committee 347.- Precast concrete units used as forms for cast-in-place concrete. Journal of the American Concrete Institute. No. 10. - Vol. 66. Octubre 1969. págs. 798-813.

ACI Committee 533.- Selection and use of materials for precast concrete wall panels.- Journal of the American Concrete Institute. Vol. 66. No. 10. Octubre 1969. págs. 814-820.

Police headquarters and law courts.- Concrete quarterly. No. 83. Octubre-Diciembre 1969. págs. 29-33.

Precast ski resort.- Concrete quarterly. No. 83. Octubre-Diciembre, -- 1969. págs. 34-39.

Duncan, Peter, & Martin, John.- The rebuilding of the stock exchange the first phase.- The Structural Engineer. Vol. 47. No. 11. Noviembre 1969. págs. 431-440.

15

Sanchez Medina, Luis.- Sistemas constructivos Silberkuhl.- Materiales, Maquinaria y Métodos para la Construcción. No. 66. Noviembre - 1969. págs. 773-774.

The concrete industry on show.- Concrete, Journal of the Concrete Society. Vol. 3. No. 11. Noviembre 1969. págs. 423-427.

Progress at Thamesmead.- Concrete, Journal of the Concrete Society. Vol. 3. No. 11. Noviembre 1969. págs. 430-440.

Robinson, J. R.- L'effondrement de l'immeuble de Ronan Point.- Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics. No. 263. Noviembre 1969. págs. 1759-1806.

Lucarelli, Sergio.- El nuovo edificio del "Corpus Christi College" a Cambridge.- L'Industria Italiana del Cemento. No. 11. Noviembre - 1969. págs. 797-806.

PCI Committee on Connection Details.- Summary of basic information on precast concrete connections. Journal of the Prestressed Concrete Institute. Vol. 14. No. 6. Diciembre 1969. págs. 14-58.

System building - Mobile factories.- Constructor. Diciembre 1969. -- págs. 227.

Fagnano, Giorgio.- L'edificio dell'University Centre a Cambridge -- (Gran Bretaña). L'Industria Italiana del Cemento. No. 2. Febrero -- 1970. págs. 7-160.

Longwell, R.- Sol retaining membranes for exposed-aggregate finishes. Precast Concrete. Vol. 1. No. 2. Febrero 1970. págs. 33-45.

Office building.- PCItems. Vol. 16. No. 2. Febrero 1970.

Components for framed concrete structures.- Precast Concrete. Vol. No. 3. Marzo 1970. págs. 61-69.

Precast concrete construction at Library and Social Centre, Ewell.- Precast Concrete.- Vol. 1. No. 3. Marzo 1970. págs. 71-77.

Morris, A. E. J.- County and Municipal buildings at Paisley.- Concrete Journal of the Concrete Society. Vol. 4. No. 3. Marzo 1970. págs. 90-95.

Lucarelli, Sergio.- Elementi prefabbricati in calcestruzzo di cemento bianco nell'edificio per una casa editrice ad Harlow (Gran Bretagna) No. 3. Marzo 1970. págs. 175-186.

St. Albert's Church Freiburg.- Concrete, Journal of the Concrete Society. Vol. 4. No. 4. Abril 1970. págs. 150-153.

ACI Committee 533.- Fabrication, handling and erection of precast concrete wall panels.- Journal of the American Concrete Institute. Vol. 67. No. 4. Abril 1970. págs. 310-340.

Método de vibración para la producción de paneles de concreto.- Construcción Mexicana.- Abril 1970. págs. 42-45.

Díaz López, Raúl.- Características y posibilidades de aplicación de un nuevo elemento prefabricado reforzado. Construcción-Noticias. No 75. Abril 1970. págs. 2934.

Building system stacks components as a precast concrete honeycomb.- Engineering News Record.- Junio 25, 1970. págs. 20-21.

A precast concrete service entry component.- Precast Concrete. Vol. 1. No. 6. Junio 1970. págs. 159-162.



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

PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

*Generalidades, Prefabricación Nacional, Moldes
Túneles Grandes Tableros, Materiales*

Arq. José María Frances Camps

D I C I E M B R E, 1984

PREFABRICACION.

Generalidades y desarrollo histórico.

Es absolutamente evidente que estamos viviendo una época de grandes cambios, en todos los aspectos de nuestra existencia.

Ello implica una evolución constante y acelerada en las actividades que condicionan la marcha de la vida humana.

Sin embargo, la evolución de la Construcción se realiza de una manera mucho más lenta que otras actividades del quehacer diario.

Si observamos la Industria Automotriz o la de la Aviación nos daremos cuenta de los magníficos ejemplos que son de una evolución acelerada.

Tanto la una como la otra, con apenas un siglo de existencia, tienen un desarrollo, en este lapso de tiempo, verdaderamente extraordinario.

Todas las demás industrias y actividades humanas han experimentado unos desarrollos similares o, más o menos parecidos.

Han quedado, en parte, rezagadas dos actividades importantes: la Agricultura y la Industria de la Construcción.

Si bien es cierto, que en algunos países han logrado, gracias a la Industrialización o a la PREFABRICACION, avances espectaculares.

Esta situación debería estimularnos al estudio de nuevos materiales y de nuevas técnicas susceptibles de ser aplicadas a la Construcción.

Con el fin primordial de tratar de acelerar al máximo los procesos constructivos y lograr la mayor productividad de los mismos.

De todas maneras, es justo que reconozcamos que la Industria de la Construcción, a pesar de su lentitud, también evoluciona.

Las excavadoras, las gruas, las bombas de concreto y demás instrumentos que se han incorporado a los trabajos de construcción, lo atestiguan.

Pero sin cambiar la idea básica de las estructuras constructivas, por lo que la Construcción sigue, en cierta forma, siendo una actividad artesanal.

Una artesanía de lujo y por lo tanto, muy cara.

Existen gran cantidad de costumbres y tradiciones en la Construcción, tan firmemente arraigadas, que frenan la evolución de la misma.

La presión ejercida por el progreso general, sobre un pasado que se resiste denodadamente, logrará que el cambio se realice.

Evidentemente todavía nos falta mucho para llegar a una cadena de montaje, como solución ideal, similar al de otras industrias.

Pero debemos reconocer que el cambio se presenta como inevitable e irreversible, en los proce-

SOS CONSTRUCTIVOS actuales. (2)

No debemos perder de vista, ante todo, que este cambio debe ser responsable y adaptarse a las necesidades humanas.

Para ello hay que contar con la actitud positiva de Arquitectos, Ingenieros y Constructores, frente a la nueva situación, para que, a partir de ella, logremos la necesaria evolución.

En ningún momento debemos considerar estos procesos como afectados por una moda o una influencia pasajera.

El proceso de cambio responde a unas necesidades humanas muy concretas, entre otras, las derivadas de la explosión demográfica.

En consecuencia, la demanda a la Industria de la Construcción es enorme y seguirá creciendo, como nunca antes había sucedido.

Tomemos como un ejemplo, el déficit gigantesco que padecemos en vivienda y que sigue en aumento.

Una de las mejores respuestas a la posible solución de tan urgentes problemas es la industrialización integral de la construcción y dentro de la misma, posiblemente sea la mejor la PREFABRICACION.

En realidad no es que no exista la PREFABRICACION en México, sólo que se encuentra en un estado de escaso desarrollo, sobretudo en el aspecto porcentual.

En algunos países, la PREFABRICACION, alcanza otros niveles mucho más desarrollados que en

el nuestro y con una aplicación mucho más amplia.

Estudiar la PREFABRICACION de estos países, para tratar de aprovechar sus aciertos y evitar sus errores, se autoja un buen inicio para impulsar nuestra propia tecnología en PREFABRICACION.

Pero teniendo mucho cuidado de no copiar simplemente estos sistemas, ya que las condiciones de vida y las necesidades pueden ser muy diferentes, por lo que una copia simple podría, no solamente no ser útil, sino contraproducente.

Lo indicado es tratar de captar la idea o el concepto de la PREFABRICACION y traducir las mejores soluciones a nuestro propio lenguaje.

Esta actitud no será nada difícil de lograr, ya que la PREFABRICACION ofrece a quien la estudie una gran cantidad de medios de expresión.

Los caminos que puede adoptar la ~~prefabricación~~ ^{prefabricación} son tantos, que puede decirse, sin temor a exagerar, que existen tantas soluciones a sistemas prefabricados, como técnicos se hayan dedicado, con verdadero entusiasmo, a resolverlos.

A una gran cantidad de carencias, planteadas en la actualidad, podemos mediante la PREFABRICACION, ofrecer una gran cantidad de soluciones validadas.

La preocupación por los nuevos sistemas constructivos no es privativa de México, sino que es prácticamente universal.

aun cuando México es, posiblemente, uno (3) de los países que más necesite de estas nuevas técnicas, debido a su enorme crecimiento demográfico.

Recordemos solamente que México ha duplicado su población en los últimos 20 años y que las necesidades, en consecuencia, también se han duplicado.

Este es uno de los factores que más impulsará el cambio a nuevas técnicas constructivas.

Tanto en el mundo occidental, llamado generalmente capitalista, como en el oriental o socialista, la preocupación por estas nuevas técnicas es prácticamente la misma.

Es quizás una de las pocas cosas en que estén de acuerdo, en lo fundamental.

Se trata, tanto en un caso, como en el otro, de dar una vivienda digna al mayor número de personas.

Esto explicaría, que tanto Francia o Suecia, como Rusia, hayan llegado a los mismos porcentajes de PREFABRICACION.

Se impone una conclusión: se han dado cuenta de los grandes beneficios que puede reportar la Industrialización de la Construcción.

Pero no una Industrialización masiva, pero árida y monótona, uniforme y abumida, fría y desesperante.

Sino una Industrialización que pueda llegar a dar resultados de una gran belleza plástica, ajustándose a la vez a los principios de la PREFABRICACION.

Una vez no se logre ~~principios~~, como sucedió en algunos casos, por ejemplo rusos o franceses, cuyas primeras obras, dejan mucho que desear.

Pero que en la actualidad, con la intervención de los Arquitectos y constructores adecuados, sus edificios prefabricados son de resultados magníficos.

La historia de la PREFABRICACION va ligada directamente a los nuevos empleos de algunos materiales de construcción, como el concreto, el acero o el vidrio.

Sin embargo, no podemos considerar a la PREFABRICACION como una actividad completamente nueva, puesto que la mayoría de los materiales de construcción son, en realidad, prefabricados.

Depende también, el desarrollo de la PREFABRICACION, del propio desarrollo industrial general del país de que se trate.

Logicamente, en los países más industrializados es en donde, por lo general, mejor se trabaja la PREFABRICACION, aunque no en una forma directamente proporcional a su potencial.

En algunos países muy desarrollados, aun disponiendo de una PREFABRICACION excelente, no la emplean a un nivel elevado, como es el caso de Alemania y de los Estados Unidos.

En general podemos decir, que el empleo de una ~~PREFABRICACION~~ prefabricación avanzada y en gran escala, va ligado también, a problemas de mano de obra y de apoyo o protección oficial.

Inglaterra, como en muchos otros aspectos, (4) fué uno de los primeros que utilizaron la PREFABRICACION de tal manera, que se considera como punto de partida de la PREFABRICACION moderna, un edificio inglés: el Palacio de Cristal, construido por J. Paxton, en Londres.

Se trata de una enorme estructura de acero y vidrio, levantada en 1851, para alojar la Exposición Internac.

Desde entonces, se hicieron diversos ensayos de PREFABRICACION, pero fué hasta despues de la segunda guerra mundial, en 1945, cuando empezó en Inglaterra la verdadera industrialización de la Constr.

Se dedicó fundamentalmente a casas unifamiliares, sin resultados muy efectivos y sin embargo se exportaron muchas de ellas, abandonándose, más adelante y en gran parte, este tipo de PREFABRICACION.

Por el contrario, ha tomado gran incremento la prefabricación de escuelas, con estructuras metálicas, complementadas con muros y fachadas muy ligeras, alcanzando su producción casi el 90%.

Los Países Escandinavos han seguido una marcha ascendente y un progreso constante en la Industrialización de la Construcción y en la PREFABRICACION.

El alto nivel de vida en los Países Escandinavos y en consecuencia el encarecimiento de la mano de obra, obligó a la aplicación de altos niveles de PREFABRICACION, para tratar de abatir los costos.

En Alemania, siendo uno de los países de mayor industrialización general, se ha aplicado la

INDUSTRIALIZACIÓN en el grado que sería de esperarse, a pesar de que se hicieron los primeros ensayos de la misma a partir del año 1925.

Después de la guerra y de la recuperación económica subsiguiente, se han hecho nuevos intentos, sin encontrar un eco muy favorable.

De todas maneras, la prosperidad económica que goza Alemania en los últimos tiempos ha favorecido el impulso de la Industrialización de la Construcción y de la PREFABRICACION.

Se empezó en los Estados Unidos, desde hace mucho tiempo, con la prefabricación de casas unifamiliares de madera, tratadas como cualquier otro artículo de consumo.

En la actualidad se impulsa en este país la prefabricación en grandes edificios, sin llegar al porcentaje del total global de la construcción que alcanza en otros países.

Francia es uno de los lugares, en donde la PREFABRICACION ha alcanzado un más alto grado de desarrollo, con un porcentaje, respecto al contexto total de la construcción, muy elevado.

La reconstrucción posterior a la segunda guerra mundial, la escasez de mano de obra no calificada y otras razones de tipo económico, han impulsado a Francia en el camino de la PREFABRICACION y en ella se ha trabajado sistemáticamente logrando algunos resultados exitosos.

En Rusia se desarrolló muy pronto la industrialización de la construcción, debido a que la mano de obra especializada fue movilizada por el Gobierno hacia el logro de otros fines.

La adopción de sistemas prefabricados, fue una solución ideal para hacer más productiva la mano de obra, relativamente abundante, pero sin especialización alguna.

La enorme destrucción, provocada por la guerra, la necesidad de una reconstrucción rápida y la gran crudeza del clima fueron factores que contribuyeron grandemente a que los métodos prefabricados tengan un gran auge en la URSS.

En cuanto a la PREFABRICACION en México, podemos decir que se halla apenas en sus comienzos, utilizándose sobretudo en edificios comerciales y en escuelas.

Se emplea mucho el prestuerzo y algunas fábricas trabajan con patentes extranjeras, pero se hacen esfuerzos significativos para ampliar y mejorar las técnicas nacionales.

Así pues, Escandinavia, Francia y Rusia, son los países que más se han dedicado a la PREFABRICACION y los que más altos porcentajes han alcanzado.

De ellos podemos obtener ideas y ejemplos válidos para ayudar a desarrollar nuestras propias tecnologías y a través de ellas llegar a una nueva Arquitectura.

México D.F. 19 noviembre 1983 ~~H. Frattini~~



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

PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

Aplicaciones Creativas

Dr. Juan Gerardo Oliva Salinas

D I C I E M B R E, 1984

P R E F A B R I C A C I O N

IRA. SESION

1. Prefabricación e Industrialización

Prefabricación significa que la construcción a erigir constará de elementos aislados prefabricados. Al concepto de prefabricación se aunan los conceptos de normalización, de limitarse a dimensiones determinadas, independientemente de su función específica. Entre más pequeño sea un elemento prefabricado, más universal es su posibilidad de utilización. El ladrillo rojo de adobe cocido e inclusive un adobe sin cocer vienen a ser en realidad pequeños elementos prefabricados. Esto implica sin embargo, que la cantidad de trabajo se incrementa, así como el número de juntas entre los elementos. Por el contrario, entre más grande sea un elemento normalizado prefabricado, disminuye su utilización universal y a su vez disminuye el trabajo a efectuar en la construcción. Es difícil determinar un dimensionamiento óptimo, sin embargo el transporte y la facilidad de montaje en la obra, son determinantes en el dimensionamiento del elemento terminado.

Un elemento prefabricado no necesariamente tiene que ser elaborado industrialmente, o sea a máquina y con métodos industriales, también puede ser elaborado a mano. Dependiendo de la cantidad de elementos a fabricar, la prefabricación industrializada en serie será más barata que la elaboración manual en la obra. Si esta cantidad es pequeña y solo servirá para una obra determinada, la prefabricación resultará más cara.

El trabajo en la obra se ve afectado por las condiciones climáticas y de espacio físico. El trabajo en la fábrica por su lado también implica mano de obra, pero con un lugar adecuado y protegido físicamente y es por ello que el trabajador procurará laborar en las fábricas, donde se ofrecen mejores condiciones de trabajo y lo cual parece incrementarse con el tiempo. De aquí surge la necesidad de la industrialización de los métodos constructivos y así vemos que la prefabricación de elementos no solo trae consigo cambios funcionales y económicos, sino también sociales.

No todo lo que es técnicamente posible de construirse debe llevarse a cabo. Posiblemente habrán en el futuro materiales de construcción que se adaptarán a formas cualesquiera, sin embargo su utilización se verá afectada por razones de tipo económico. El método constructivo también puede llegar a ser una limitante, así como la forma a alcanzar.

El teórico alemán Jürgen Joedicke hace la pregunta de que si las construcciones del futuro reflejarán una monotonía en las formas y si será la estructura el elemento determinante de toda construcción. Finalmente es la estructura un medio de la arquitectura y no un fin en sí misma.

2. Estructuras Laminares

Las estructuras laminares son sistemas estructuras que buscan satisfacer las siguientes características:

- Cubrir grandes claros libres de apoyos.
- Fácil adaptación a cambios de función.
- Fácil montaje.

Dichas estructuras se han erigido principalmente en países industrializados, donde el costo de la mano de obra se ha tenido que abatir en beneficio de lograr una buena economía constructiva. A continuación se comentarán algunos conceptos que fundamentan los ejemplos que se mostrarán más adelante:

- Principio de la energía mínima; sus postulados y su relación con las formas estructurales.
- Construcción; medio de la arquitectura.
- La Catenaria; sus características y cualidades en relación con otras formas geométricas.

3. Estructuras a Compresión

Estructuras con curvatura sinclástica:

- Desarrollo histórico: Panteón de Agripa, Roma; Catedral de San Pedro, Roma; Iglesia de San Pablo, Londres; hierro, cristal y concreto armado; obras de Gaudí, España; obras de Frei Otto, Alemania; obras de Félix

Candela, México.

4. El Cascarón Reticulado

El cascarón reticulado es un sistema espacial curvo de barras. Dichas barras constituyen una retícula plana con mallas cuadrangulares y distancia nodal constante.

- Determinación de la forma: La forma del cascarón reticulado se obtiene invirtiendo la forma que genera una red colgante de elementos no rígidos.
- Proceso de diseño.

5. Aplicaciones Creativas

- Ejemplos varios
- Cubierta de usos múltiples en Mannheim, Alemania.

2DA. SESIÓN

1. El Cascarón Reticulado de Translación

- Definición
- Geometría
- Determinación de la forma

2. El Modelo Matemático "GEOG"

- Descripción
- Los programas KOBEG, DIAB y WIBEG.

3. Representación Gráfica

4. Cálculo Estático

- Observaciones respecto a su comportamiento de carga.
- Aproximación de los esfuerzos

5. Conformación Constructiva

- Materiales
- Barras
- Nodos
- Diagonales
- Borde
- Rigidizaciones especiales
- Techumbre
- Observaciones generales respecto a su elaboración y montaje.

6. Cubierta de Pruebas

- Modelos de medición
- Experimentación Física
- Pruebas y resultados de las cargas

7. Aplicaciones Creativas

- Ejemplos varios
- Ejemplo de un cascarón para cubrir una superficie de 12.00 m² en madera y acrílico
- Ejemplo de una cascarón para cubrir una superficie de 36.00 m² en madera y cristal

B. EL CASCARON RETICULADO DE TRANSLACION (CRT)

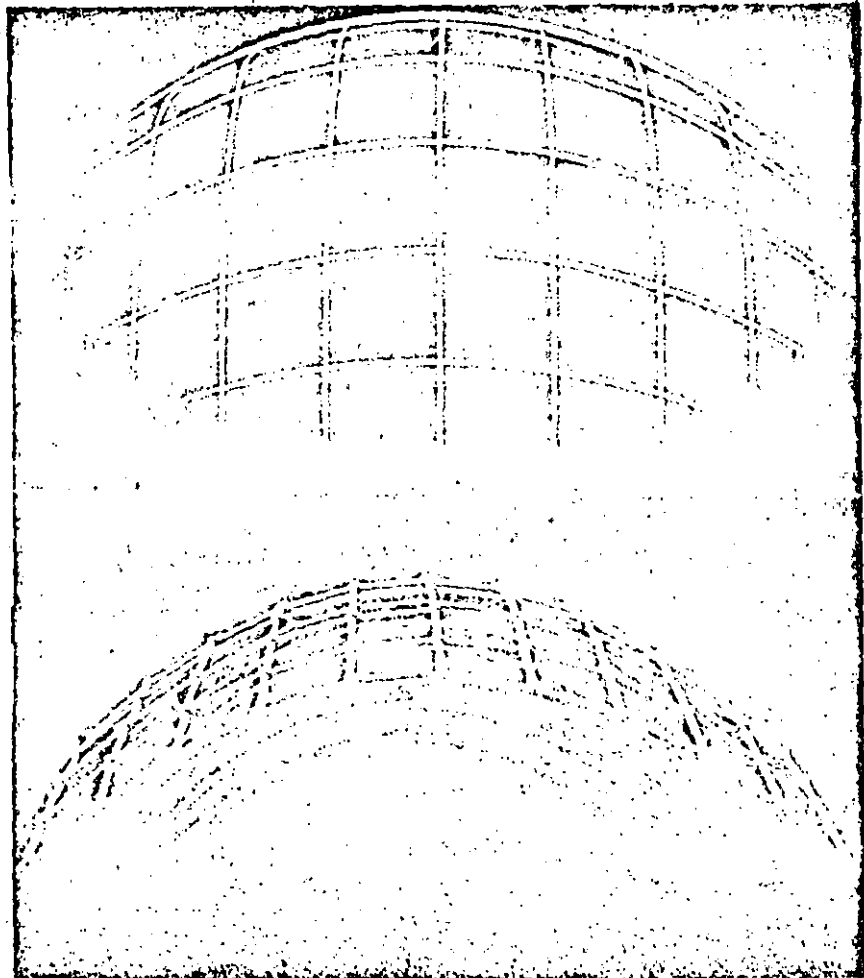
1. Definición

Un cascarón reticulado de translación (en adelante se denominará CRT) es un cascarón reticulado, cuya forma se genera por el desplazamiento de una curva generatriz a lo largo de una curva directriz (Fig. 1.1); (Fig. 2.1). Las curvas desplazantes se encuentran en este caso en dos planos ortogonales entre sí y a su vez perpendiculares a la superficie de apoyo.

FIG. 1.1.

a)

b)



Ambas curvas desplazantes pueden ser representadas por funciones cualesquiera (parábola, círculo, catenaria, etc.); siempre y cuando se garantice la curvatura sinclástica de la estructura.

Debido a las propiedades de la catenaria (forma cuya energía potencial se reduce a un mínimo) se seleccionó a ésta función como curvas de translación. El cascarón reticulado generado por la translación de una catenaria a los largo de otra catenaria se denominará subsecuentemente CTC (cascarón reticulado de translación con catenarias.)

2. Descripción topológica

En todo CTC se encuentran dos familias de curvas desplazantes, la curva generatriz y la curva directriz. Fig. 2.1. Las curvas de una familia, pueden superponerse desplazándolas a lo largo de una curva de la otra familia, originándose así una superficie de translación ϕ . La curva generatriz y la curva directriz pueden intercambiarse arbitrariamente.

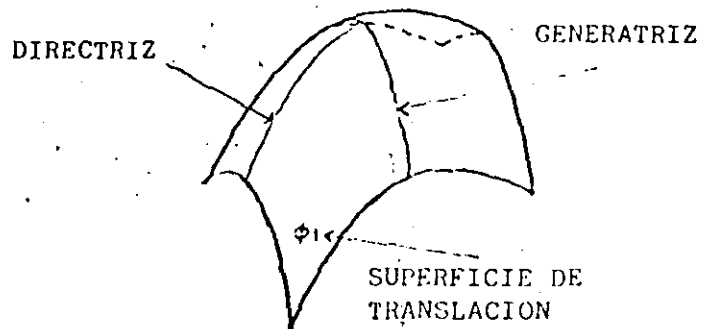


FIG. 2.1

Para determinar al borde, o sea para delimitar a la superficie de translación, se describirán dos estados básicos de la forma, de los cuales se derivarán los casos más frecuentes de utilización de estos cascarones.

1er. Caso: CTC sobre planta cuadrangular. Fig. 3.1

En este estado se genera a un cascarón apoyado en cuatro puntos que se encuentran a la misma altura. Las curvas de translación corresponden con los lados rectos de la planta cuadrangular.

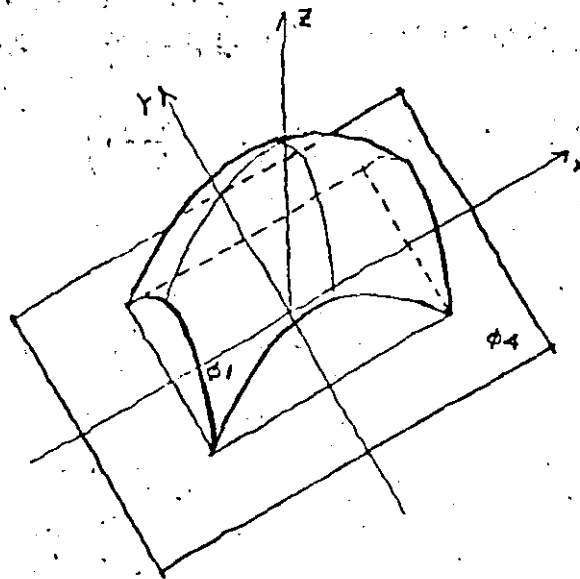


FIG. 3.1.

2do. Caso: CTC sobre una planta curvilínea determinada. Fig. 3.2.

El borde se determina para este caso por el corte curvilíneo de la superficie de translación ϕ_1 con un plano ϕ_4 horizontal.

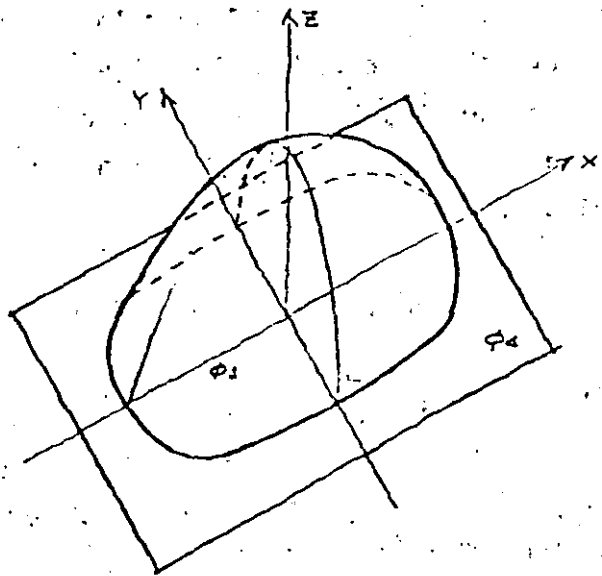


FIG. 3.2.

La ecuación de un CTC cuyo ápice se encuentra en el origen 0 de un sistema coordenado tridimensional es (Fig. 4.1.):

$$z = a \left(\cosh \frac{x}{a} - 1 \right) + b \left(\cosh \frac{y}{b} - 1 \right)$$

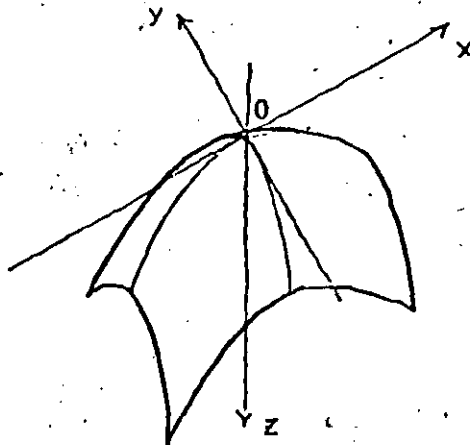


FIG. 4. 1.

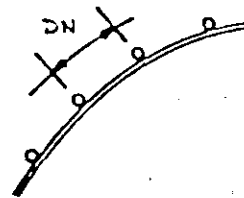
Observaciones Especiales

a) La orientación de un CTC en relación a un sistema coordenado espacial será previsto de acuerdo a las Figs. 3.1. y 3.2. De acuerdo a dichas figuras los ejes X y Y siempre se encuentran sobre el plano ϕ_4 , mientras que el eje Z cruza perpendicularmente y en dirección hacia arriba el ápice del CTC.

b) Existen dos posibilidades de determinar la distancia nodal DN:

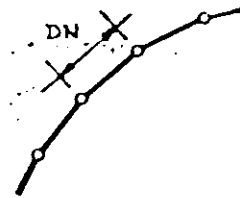
1a. Alternativa: Distancia nodal = longitud de arco

La estructura se constituye por barras continuas, midiendo la distancia nodal a lo largo de la longitud de los arcos.



2da. Alternativa: Distancia nodal = longitud de la cuerda

La estructura se constituye por barras independientes rectas; la distancia nodal se mide a lo largo de la cuerda.



3. La determinación de la forma

La determinación de la forma de un CTC se lleva a cabo de acuerdo al siguiente procedimiento:

1. Se dan cuatro dimensiones cualesquiera:

- Longitud (l)
- Ancho (A)
- Flecha (F)
- Distancia nodal (DN)

2. De acuerdo a las dimensiones dadas se determinarán en un sistema de coordenadas tridimensional cinco puntos coordenados (P_n), los cuales determinan el lugar geométrico de las dos catenarias principales. La ubicación de los puntos se determina de acuerdo al siguiente esquema:

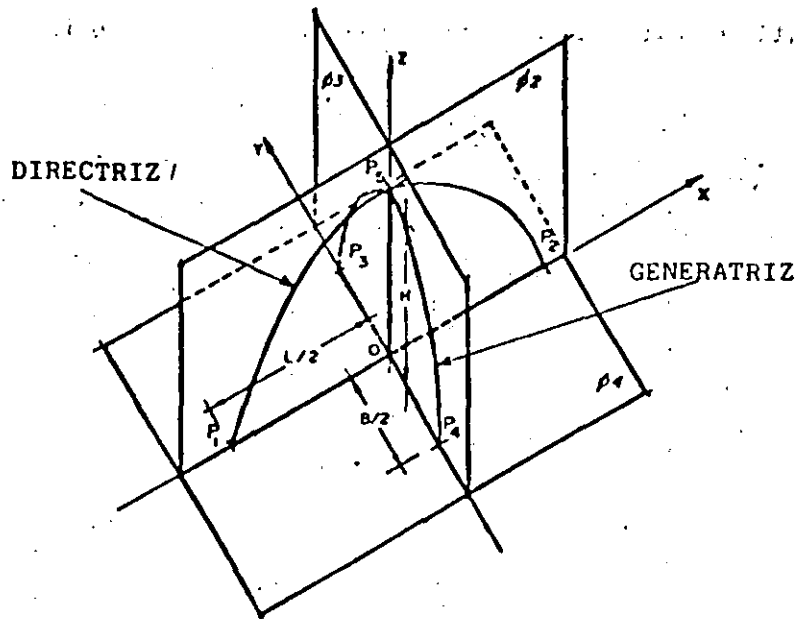


FIG. 6.1

Los puntos P_1 , P_2 y P_5 determinan a la curva directriz. Estos puntos se encuentran a su vez sobre el plano ϕ_2 generado por los ejes X y Z. La curva generatriz por su parte, se determina por los puntos P_3 , P_4 y P_5 , los cuales se encuentran sobre el plano ϕ_3 .

3. Las catenarias principales se subdividen a partir del ápice, de acuerdo con la distancia nodal por puntos que corresponderán a la unión espacial de las barras. Posteriormente se calcularán las coordenadas de cada punto nodal.

4. Desplazando la catenaria principal que se encuentra en el plano ϕ_3 (curva generatriz, que subsecuentemente se denominará "catenaria principal en dirección y"), a lo largo de la catenaria principal que se encuentra sobre el plano ϕ_2 (curva directriz, que subsecuentemente se denominará "catenaria principal en dirección X"), se generan las "catenarias complementarias en dirección y". Estas se encuentran a su vez en planos paralelos al plano ϕ_3 y cortan a la curva directriz en los puntos nodales calculados en el paso 3.

Las "catenarias complementarias en dirección X" corresponden a una descripción análoga a la anterior.

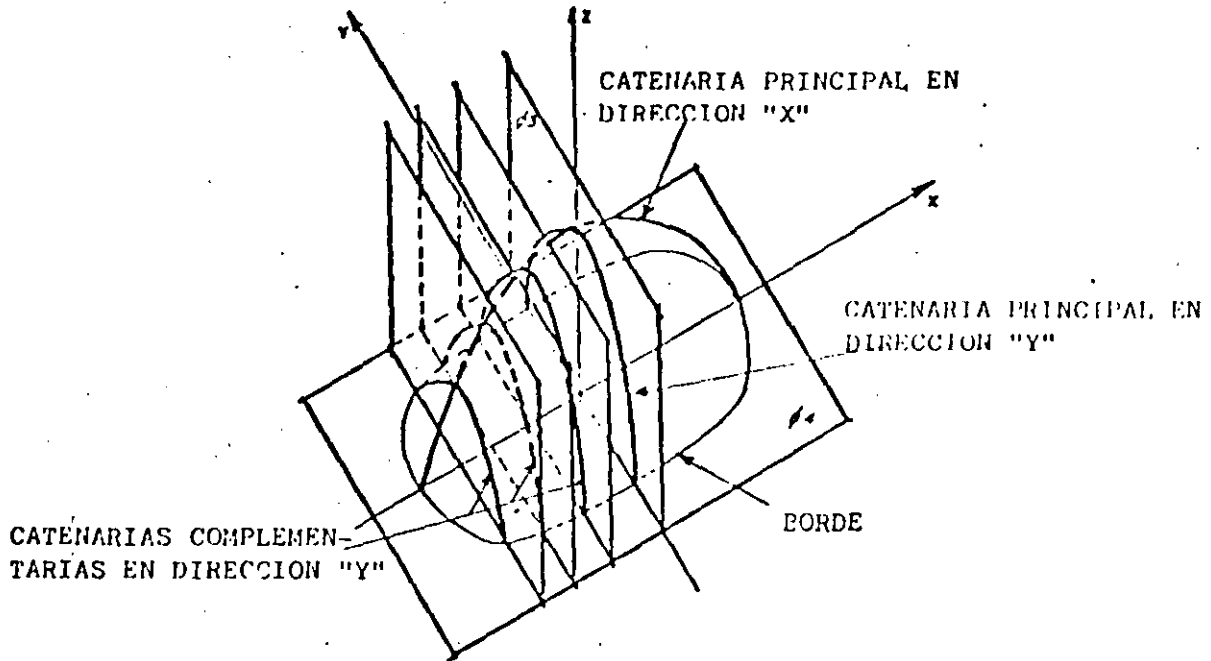


FIG. 7. 1

5. La subdivisión de las catenarias complementarias en dirección Y a través de puntos nodales se lleva a cabo de manera análoga al punto 3. Estos puntos nodales son a su vez el punto de cruce con las catenarias complementarias en dirección X.

6. En el último paso se calcularán todos los puntos de cruce de las catenarias con el plano $\phi 4$ (Fig. 7. 1.), los cuales determinan el borde del CTC.

De acuerdo al proceso de determinación de la forma descrito se puede generar la geometría completa de un CTC. Este procedimiento hace posible que los ejes X y Y pueden intercambiarse.

El proceso de determinación de la forma puede ser solamente matemático, por lo que no se requiere la construcción de un modelo colgante.

7. Conformación Constructiva

7.1. Materiales

Los materiales que más a menudo se utilizan para la construcción de cascarones reticulados son la madera y el acero. No obstante es posible utilizar aluminio, materias plásticas y en general cualquier material que sea capaz de transmitir esfuerzos a compresión. También es posible considerar combinaciones de diferentes materiales como por ejemplo de madera con acero o bien de concreto y acero.

7.2. Barras de la Reticula

Dependiendo de la conformación constructiva del cascarón, existen dos posibilidades de construcción de las barras:

1a. Alternativa

Se origina por la deformación elástica de las barras continuas de la retícula (Fig. 9.1.). En este caso es posible realizar el montaje completo de la estructura sobre la superficie del terreno para posteriormente elevarla a la posición deseada. Este procedimiento puede repetirse un sinnúmero de veces con las ventajas de poder transportar la estructura abatida de manera relativamente fácil, además de que las barras de la retícula se pueden utilizar varias veces y para diferentes cascarones.

En el caso de una deformación plástica del material, la repetición del procedimiento de elevar y abatir la estructura presenta dificultades y es por ello poco aconsejable. En ambos casos deben tomarse en cuenta posibles uniones de las barras para lograr la longitud planeada.

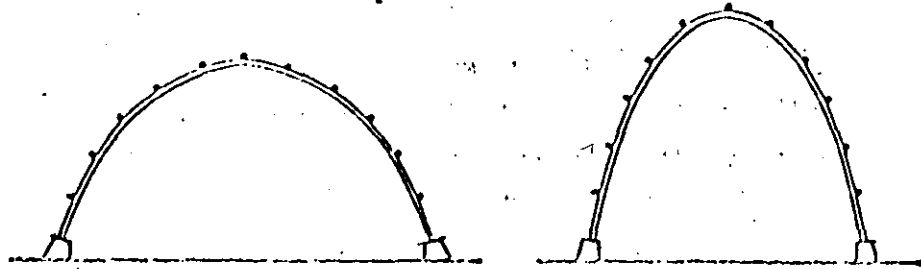
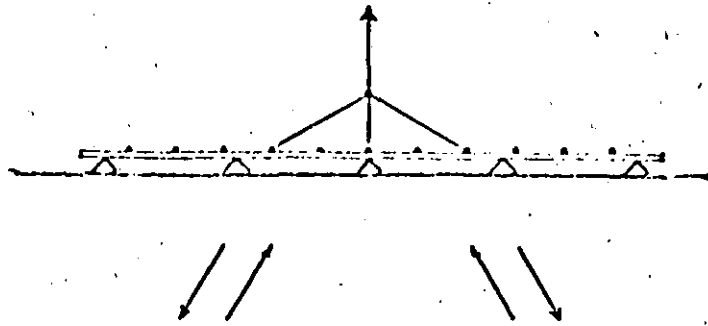


Fig. 9.1.

2a. Alternativa

Se origina cuando se utilizan barras rectas aisladas, cuya longitud equivale a la distancia nodal. (Fig. 9.2.). El proceso del montaje y desmontaje, el transporte y la utilización de las mismas barras para diferentes CTC's se puede llevar a cabo de manera relativamente fácil y rápida. Por medio de un sistema tal de nodos y barras es posible construir cualquier función catenaria. Las uniones de las barras por exceso de longitud se suprimen completamente.

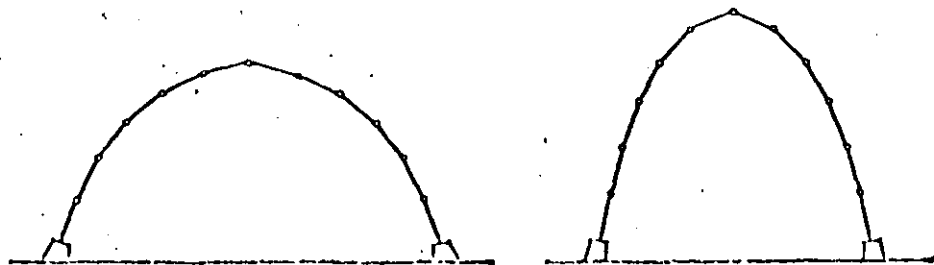
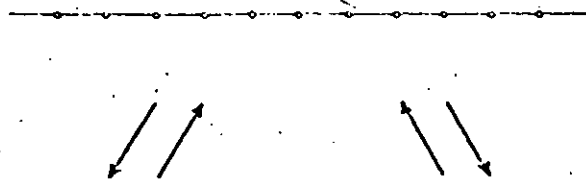


Fig. 9.2.

Bibliografía:

1. "Estructuras a Tensión"

Frei Otto

Berlín, 1966.

2. "Gitterschalen"

Frei Otto y Colaboradores

Selbstverlag Institut für leichte Flächentragwerke

Universität Stuttgart, 1975

3. "Multihalle Mannheim"

Frei Otto y Colaboradores

Selbstverlag Institut für leichte Flächentragwerke

Universität Stuttgart, 1978

4. "Über die Konstruktion von Gitterschalen"

J. Gerardo Oliva Salinas

Selbstverlag SFB 64

Universität Stuttgart, 1982



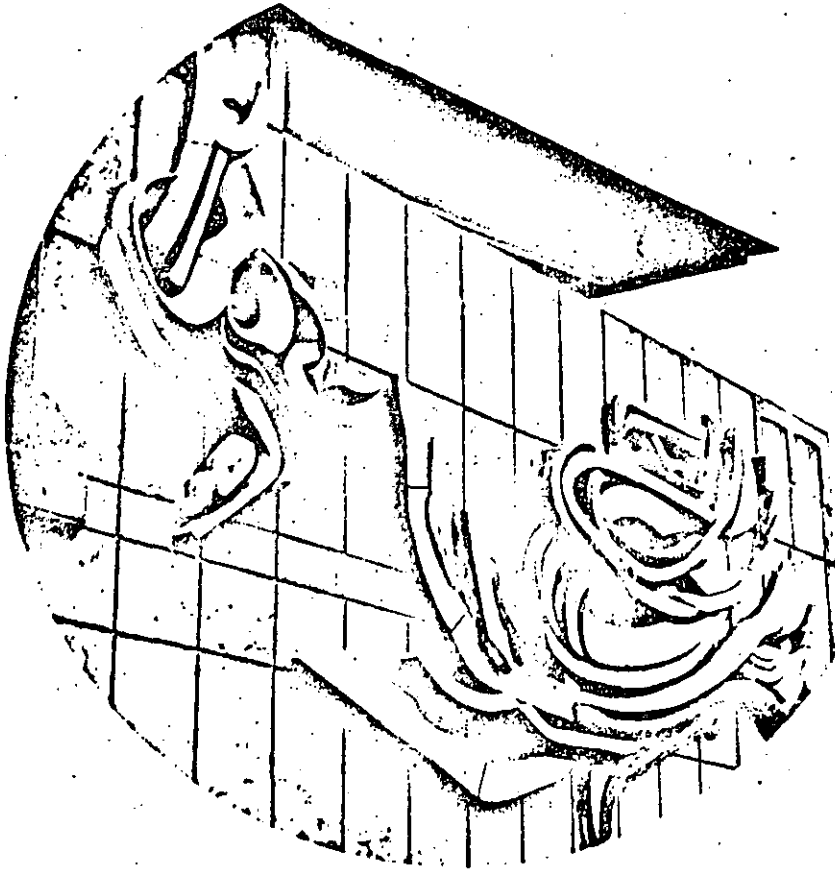
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

*Artículo sobre Alberca y Gimnasio de la Escuela
"Simón Bolívar" en México*

Arq. Fernando López Carmona

D I C I E M B R E, 1984.



ARTE Y ARQUITECTURA EN CONCRETO

Fernando López Carmona*

RESUMEN

En este artículo, el autor hace una descripción del edificio que cubre la alberca y el gimnasio de la escuela "Simón Bolívar", para niñas, en la ciudad de México.

El problema que el autor del proyecto tuvo que resolver, fue el de armonizar un programa arquitectónico complejo con la eficacia estructural y constructiva.

Destaca el papel importante que desempeñan los murales en el resultado final de la obra, pues se logró una integración armónica entre lo plástico y lo constructivo.

La solución estructural se basó en elementos prefabricados presforzados, de gran claro, sobre muros de concreto.

SUMMARY

In this paper the author describes the building that covers the pool and gym at the "Simon Bolivar" school, for girls only, in Mexico City.

To match a complex architectonic program with the structural and constructional proficiency was the difficulty the author had to overcome.

He points out the important role that murals has on the work's ultimate result, for the harmonic integration between plastic and constructional details was obtained.

The structural solution was based on the use of prestressed precasted elements, with wide opening, over concrete walls.

* Arquitecto. Profesor de las materias de Construcción y Proyectos, en la Escuela Nacional de Arquitectura de la Universidad Nacional Autónoma de México, Universidad Anáhuac y Centro de Restauración de Monumentos, OEA.

ASPECTOS FORMALES

Por programa: *Interno, Externo*

Por procedimientos: *Economía, Tecnología*

La búsqueda de nuestra identidad profesional está condicionada por factores subjetivos, así como por aspectos materiales y se va desarrollando y delineando a lo largo de nuestra actividad.

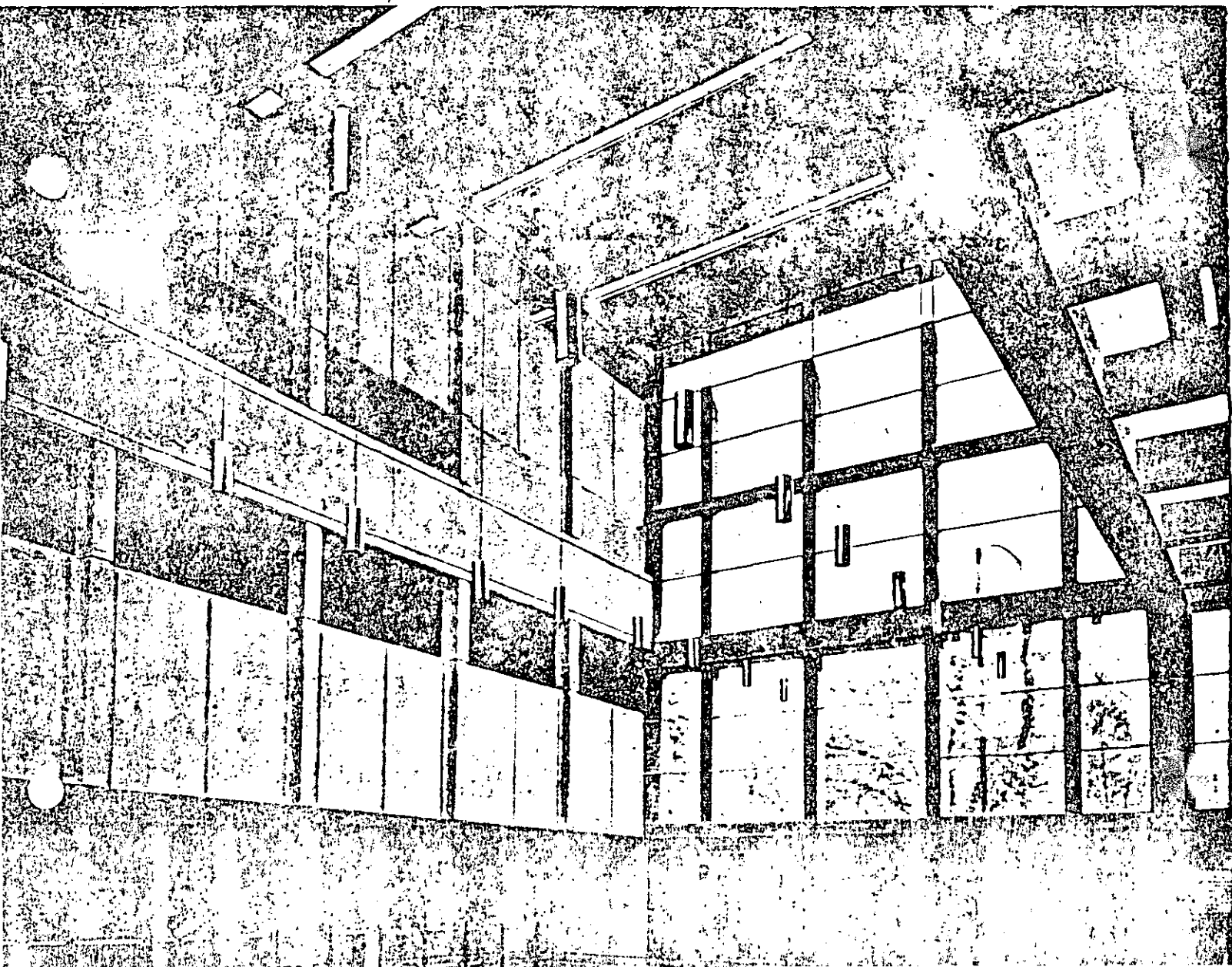
Hemos tenido oportunidad de ir viendo la cristalización de este desarrollo en varias ocasiones, y creemos que el edificio del grupo deportivo escolar de la Escuela Simón Bolívar para niñas, en la ciudad de México, nos da ocasión para analizar nuestra postura profesional.

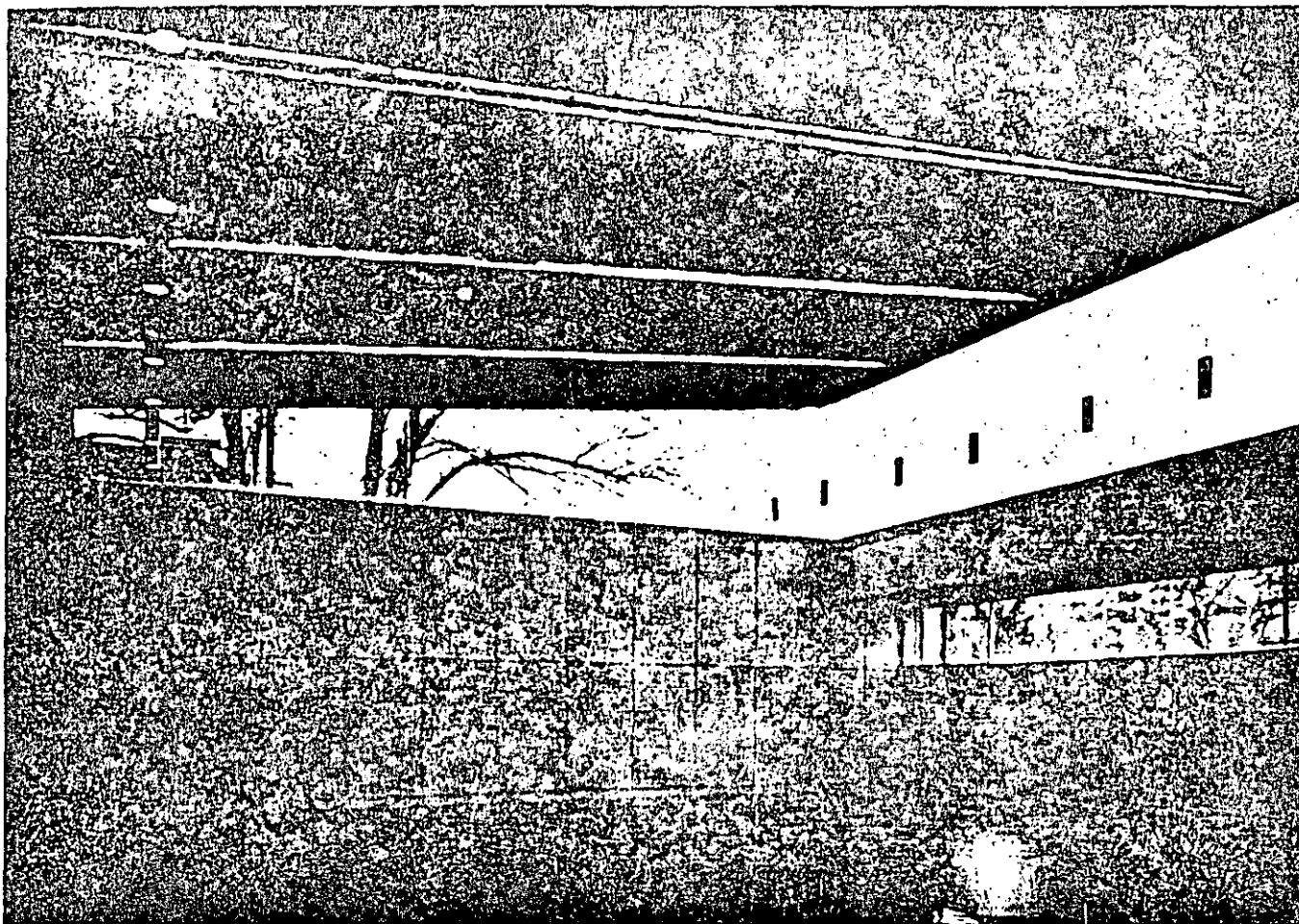
En esta obra, la intención fué encontrar no la "Forma natural" sino la "Forma adecuada" del concreto; para ello, nos remitimos al estudio de las condiciones sociales y económicas, por creer que de ahí, más que de las cualidades intrínsecas del material, debería partir la definición de las formas arquitectónicas.

Se necesita, sin duda, un gran acervo de conocimientos técnicos para adecuar un material tan versátil, pero éste, como un diccionario, acumula vocablos, los define, pero no los ordena, ni los armoniza y menos aún los compone en oraciones intelegibles acerca del momento particular de su uso.

Se planteó el problema de armonizar un programa complejo con la eficacia estructural y constructiva.

Elementos prefabricados presforzados sobre muros de carga de concreto, grandes claros y ventanales de cristal.





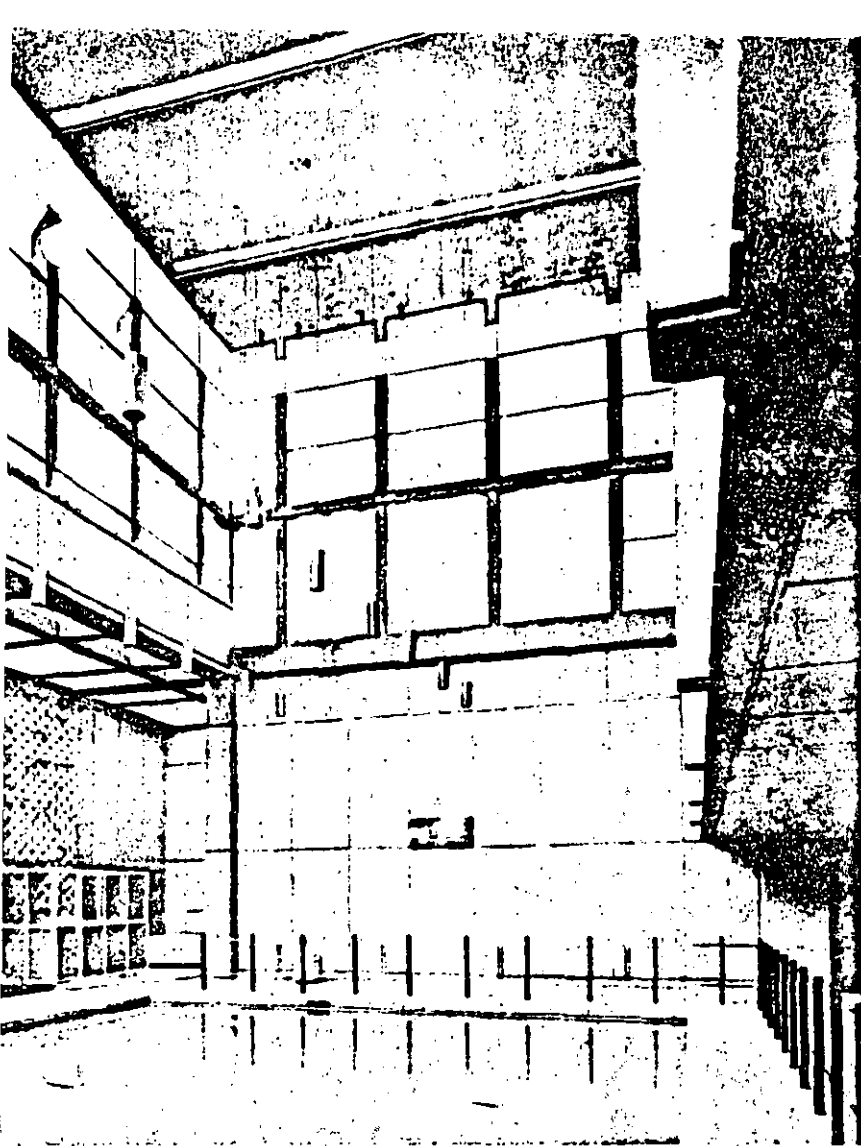
Vista desde el interior, de las ménsulas de la techumbre que cubren la alberca.

Y así, tomando en cuenta el conjunto de elementos y su interrelación, se logró definir la temática formal.

Elementos prefabricados de gran claro, obviamente presforzados, puestos en obra con los dispositivos necesarios, sobre muros de carga de concreto, con uso repetido del encofrado, grandes claros, ventanales de cristal y una gran sobriedad en las formas, junto con la preocupación por la higiene, son las premisas para crear un edificio escolar, en cuyo programa arquitectónico general, se establece la influencia que sobre la formación de los educandos tiene la expresión formal.

El edificio se encuentra en un predio ubicado en el lugar predominante de un barrio, aledaño a un templo de la época colonial. Cuenta con un arreglo del espacio urbano muy bien logrado, y resulta complemento de un conjunto de edificios, éstos desordenados y con muy mala expresión formal.

El esfuerzo por lograr la forma natural del concreto, pareció tocar a su fin en la década 1950 a 1960 con las formas de cascarones; pero cuando apenas se inicia la exploración formal de espacios riquísimos en posibilidades, los cambios económicos y sociales de la ciudad los hicieron prohibitivos.



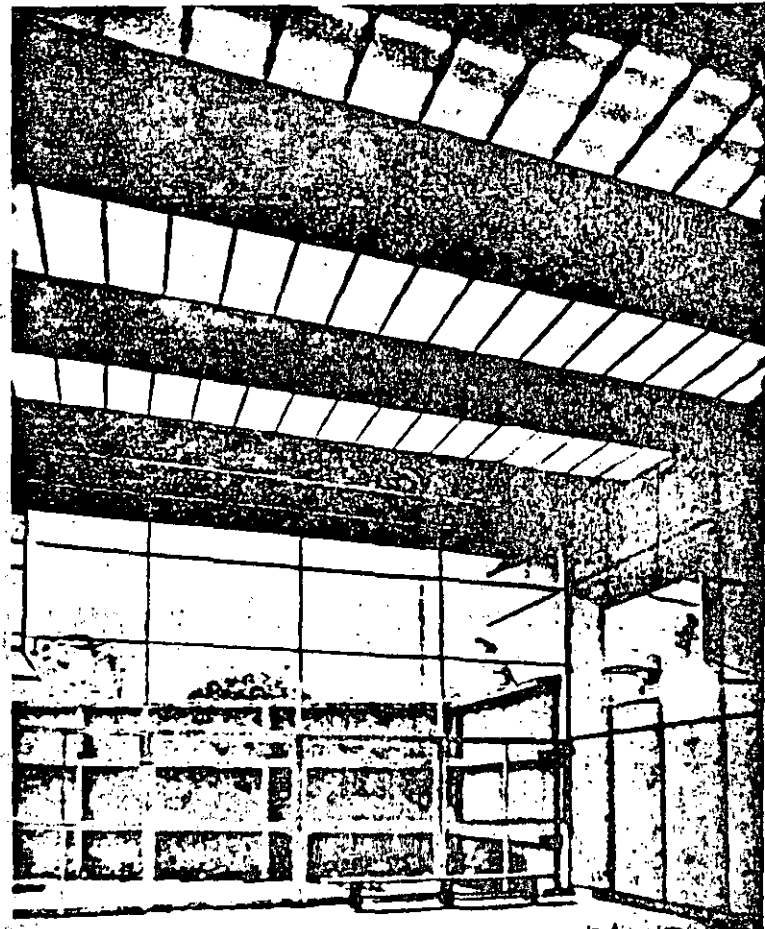
"Se planteó el problema de armonizar un programa complejo con la eficacia estructural y constructiva".

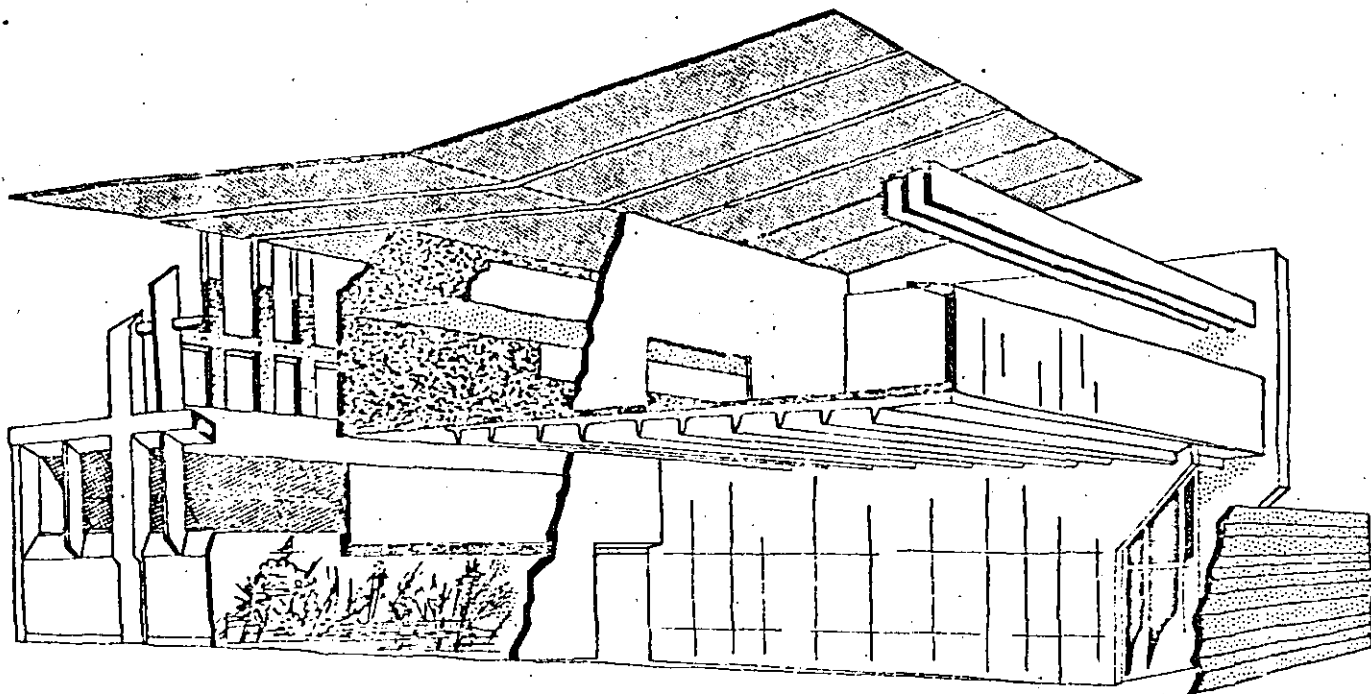
A partir de aquella época se incorporan la escultura y la pintura al arte arquitectónico.

La presión por mayor eficacia de métodos y procesos crece a un ritmo cada vez mayor. Al aumento del costo de la obra de mano no corresponde un aumento de productividad. Todo esto conduce a la industrialización de la arquitectura. La experiencia adquirida debía trasladarse a la circunstancia actual. Se habían ensayado las proporciones de la nueva escala que introduce el preforsado, el ritmo de sus nervurados, la textura y la luz sobre las superficies, las posibles modificaciones del producto normalizado sin interferir con la eficacia del mismo. Se trataba de reanudar "el proceso artístico", aceptando los cambios para enriquecer con ellos la actividad.

Las manufacturas artesanales van desapareciendo, pero sus valores deben redescubrirse en el producto de serie. A partir de estos valores reencontrados, debíamos satisfacer la indeclinable obligación de crear espacios adecuados al programa particular de gimnasio, alberca cubierta ó aula.

Nada mejor que el sol y su magnífica luz para animar los espacios cobijados por las ménsulas de la





Apunte esquemático - constructivo del edificio

techumbre, aún era necesario eliminar lo banal de los acabados comerciales contemporáneos.

La selección de especificaciones debía ser muy cuidadosa. Se redujo a tres elementos: concreto, cristal y pavimentos.

El cristal inastillable proporciona seguridad contra accidentes pero fué preocupación fundamental del proyecto evitar que los cristales se vieran como superficies negras lustrosas desde el exterior; para ello se dispusieron los lucernarios corridos entre las vigas, que además de lo anterior permite luces y sombras en los interiores. Su reflexión sobre la superficie agitada del agua en la alberca llena de vida el espacio.

El concreto presenta en el edificio tres texturas: la textura lisa y lustrosa del molde metálico de los prefabricados. La textura semi-artesanal de los muros y vigas-diafragma moldeados con tableros de play y una tercera cimbra de duela usada para ventuar efectos de proporción.

Hay otra textura en el concreto y se refiere al acabado "barrido" con una ondulación muy acusa-

da de la cara superior durante la fabricación de las vigas STT de la cubierta. En la obra estas vigas se montaron al revés por condición de los cerros. Este acabado prefabricado tuvo un éxito sorprendente por sencillo y efectivo.

El mural esgrafiado de la escalera tiene otro origen y se reporta como recurso; este muro no tenía previsto otro acabado que el semi-artesanal de los tableros de madera. No se consideró necesaria ninguna precaución especial, pero la luz rasante del medio día nos descubrió irregularidades tan notables, que para eliminarlas era necesario relabrar algunas zonas. El pintor sugirió convertir el defecto en una ornamentación libre con el magnífico resultado que muestran las fotos.

Era imposible recurrir a métodos clásicos para la decoración exterior. Por lo tanto se tomó la decisión de fabricar el mural escultura por piezas y montarlo al muro. La cuadrilla de albañiles forjó los moldes con ladrillos y mezcló, al pie de la obra. Los moldes según plantillas de papel, fueron recortadas del "cartón" original del muralista. El negativo sirvió para pasar el trazo al muro y la cuadrilla de herreros soldó las placas de anclaje al refuerzo de los preco-



Detalle del mural esgrafiado de la escalera

lados. Después los mismos herreros taladraron en el muro agujeros para taquetes de expansión roscados, en los que introdujeron pernos roscados doblados en escuadra, que al soldarse contra las placas de los precolados quedaron fijos definitivamente. Fierros diagonales de ancla garantizan la indeformabilidad y una mano de pintura las protege.

El acabado "a plana" del concreto es la textura final y se usa la sombra y el claroscuro para valorar trazos y proporciones.

El mural exterior es necesario para producir la unidad de tratamiento entre la zona calada y transparente correspondiente a la alberca y la zona maciza y opaca de los gimnasios; la masa del muro, se destruye a través del claroscuro y da la sensación de espacio entre el objeto esculto-pictórico y el muro.

La rica vibración luminosa focaliza la atención de los transeúntes desde el acceso oriente a la plaza por la calle Actipan y desde el atrio del templo. Hace partícipe del conjunto urbano al edificio sin que éste pierda su identidad, produciendo su propia zona visual continua y diferenciada con el resto de la plaza.

El mural exterior en el muro poniente del gimnasio es un trabajo en que la solución técnica de la construcción; arquitectos y muralistas, en la búsqueda de una visión de conjunto, coinciden en la creación de un arte urbano actual.

El área del muro es de 200 m². La técnica es un relieve en piezas de concreto armado y montado directamente al muro con una separación mínima de 15 cm.

La composición dinámica busca un equilibrio del muro con la geometría lateral y está concebida como una estructura espacial.

La temática del mural se refiere a la ubicación histórica del lugar; la palabra "mixcoatl" tiene dos acepciones: una de ellas es la serpiente de nube blanca y la otra se refiere al combate de la sombra con la luz, que están íntimamente ligadas a la cosmovisión del mundo náhuatl. El proyecto es una síntesis gráfica de este contenido.

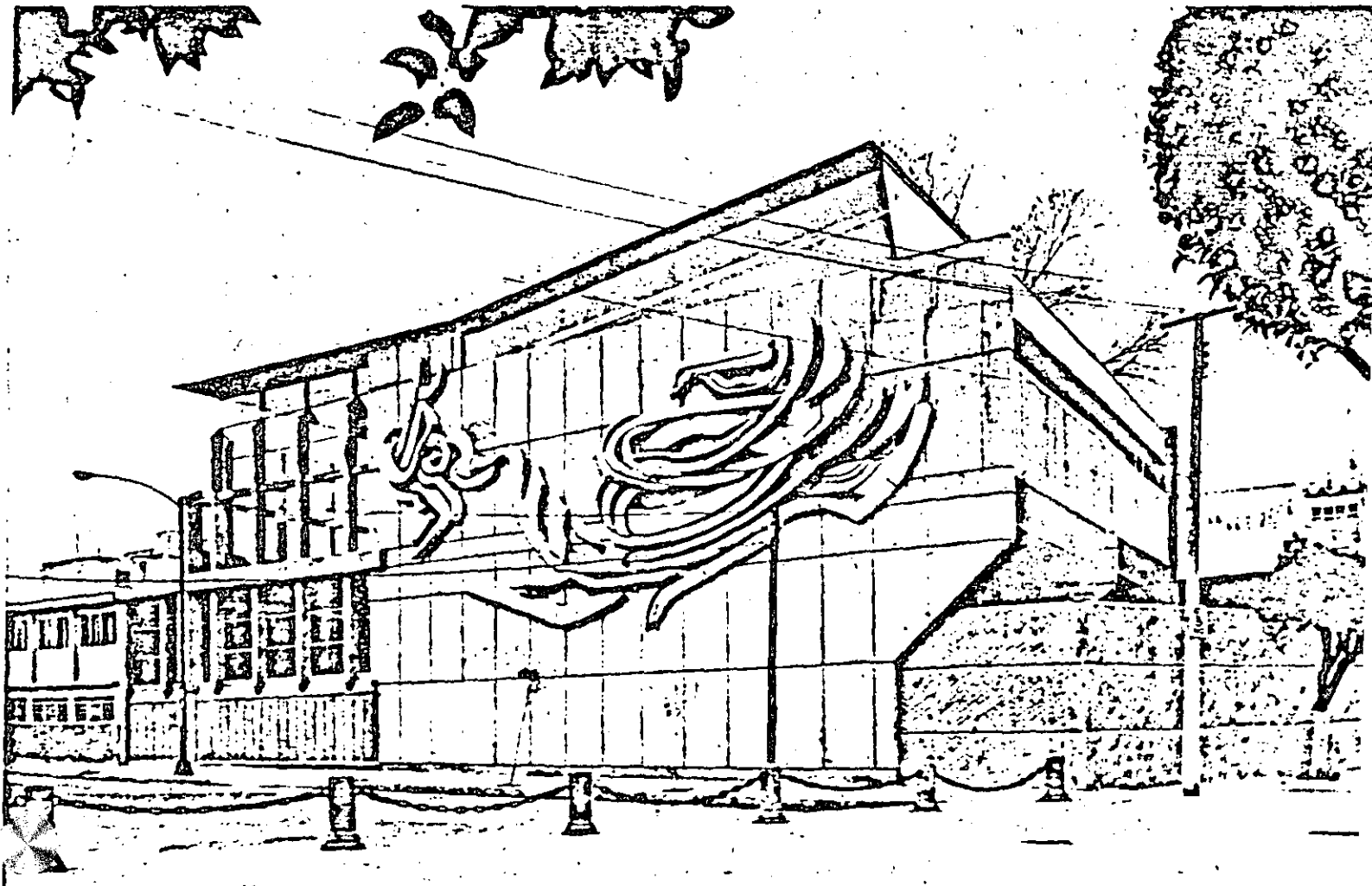
La interpretación plástica de la noche en una águila-galaxia y la nube en lluvia, muestran el tema fundamental de la composición en una integración eficaz del poderoso carácter constructivo de la edificación y su adecuación al ámbito histórico en que concurren los edificios que rodean al gimnasio realizados en diversas épocas.

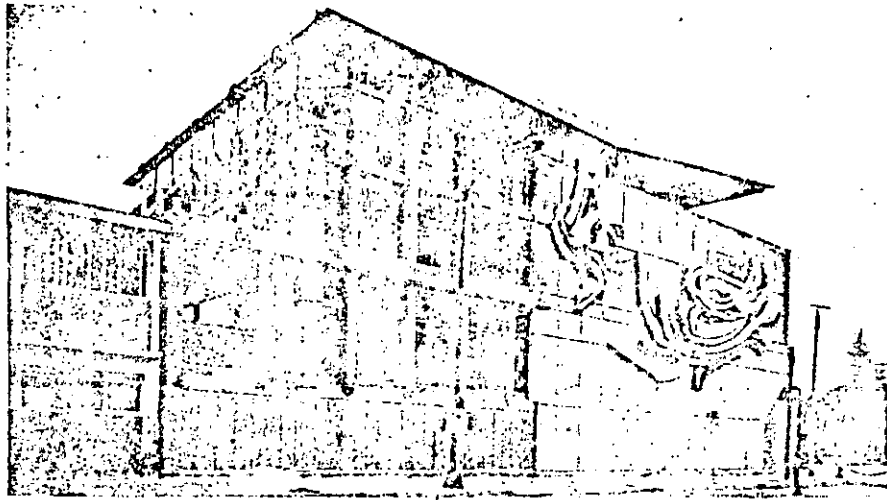
El mural fué ejecutado en nueve semanas, y destaca la característica de haber sido una participación de los mismos trabajadores y los materiales de la propia obra, dentro de sus programas de tiempo constructivo, es decir, estamos en el cambio del muralismo artesanal por el muralismo urbano y nos integramos totalmente al esfuerzo constructivo colectivo con una dimensión física extraordinaria amplificada.

La fachada norte sobre la plaza y remetida de paramento queda en segundo plano respecto a la barda de adoquines y es un sistema de elementos horizontales: concreto-cristal-concreto, que se suman discretamente a la horizontalidad de la barda y ésta se suma a su vez al pavimento de la plaza.

Ahora bien, el paisaje de la plaza muestra cielo, árboles y tiene el sabor de la arquitectura del pasa-

Aspecto exterior del edificio con el mural escultórico en su fachada principal.





do; estos elementos penetran al salón de la planta alta, por la gran vidriera entre la cubierta y el muro. El cielo enmarcado desde adentro por los árboles y alguna visión accidental de la torre del templo por la ventana horizontal, hace sentir la presencia de la plaza. La fronda de un fresno invade y sombrea el cubo de la escalera cerrado con una vidriera que se desarrolla desde el paramento norte hasta el paramento sur sin solución de continuidad constituyendo paredes y techo.

Complementa esta interacción la mancha roja del muro de colindancia al poniente para usar el color local de la plaza como liga espacial.

Se prestó atención particular a la canalización de instalaciones por ductos longitudinales a los pasillos de los gimnasios. Estos ductos conducen electricidad, fuerza, agua potable y desagües, cierran por abajo con el difusor luminoso y a los lados con madera acabada con pintura de esmalte negra. Los ductos se conectan con el gran ducto vertical al poniente del cubo de la escalera y por ello accesible en todo su desarrollo. Está recubierto con triplay esmaltado en rojo que junto con el tubo cromado del pasamanos y los segmentos expuestos de la red de agua potable establecen un subcarácter local en el cubo y vestidores, dominados por el gran espejo corrido del tocador y el mármol de recubrimiento en zonas húmedas.

EQUILIBRIO Y METODOS CONSTRUCTIVOS

El impresionante efecto espacial de las ménsulas de 12.5 m de longitud sería inquietante si el muro de concreto que las soporta no impusiera su solidez. Están en equilibrio con el sistema de vestidores, que adosados al mismo muro, y usando como muros opuestos las vigas de 18 m de luz que corren de oriente a poniente desde la calle de Canova, se ubican en el centro del volumen construido y se conectan por las escaleras del fondo.

La cubierta horizontal calada por los lucernarios y penetrada por el sol para la alberca se concibe como una linterna de cristales soportada por el sistema de parteluces, motivo decorativo que enlaza con el mural para unificar el aspecto exterior.

Estos parteluces no tocan el sistema de cubierta. Pero en cambio las vigas de los vestidores proporcionan el anclaje necesario a las de cubierta para estabilizarlas contra variaciones en las cargas.

La otra zona de la cubierta tiene una pendiente ascendente desde el muro hacia la plaza para recibir el ambiente exterior e incorporar así interior y exterior.

Todos los muros de concreto son activos. Usamos la rigidez del pretil de la fachada norte, las divisiones entre vestidores y alberca y el pretil del pasillo de planta alta para evitar deformaciones.

Vale apuntar aquí, para futuras oportunidades, la necesidad de introducir alguna modificación a los métodos de construcción de muros rígidos en concreto. Mayor velocidad, mejor acabado, menor costo final.

La cimentación es por superficie y con zapatas corridas de concreto.

CREDITOS:

Proyecto y Dirección Arquitectónica: Arq. Fernando López Carmona
 Construcción: Constructora Fresno, S. A.

Presforzados: PREMESA

Perito responsable: Ing. Jorge González Parrodi

Residente de Construcción: Arq. Carlos Chávez Aguilera

Proyecto de Murales y Realización: Armando López Carmona-Pintor.
 Ayudantes: Fernando González Chávez, Rafael Rivera Ortiz y Anatilde Vélez Ochoa.

Asesor de la Directora de la escuela: Arq. Rafael Morales.

Fotografía: Enrique Salazar

INTRODUCCION

La madurez y el curado del concreto son aspectos estrechamente relacionables. El concreto no adquiere madurez si no se cura en forma adecuada.

Para las condiciones ambientales más frecuentes en el país, la temperatura de curado del concreto en obra no suele ser desventajosa para que adquiera madurez. Por ello, la práctica de curar el concreto se circunscribe a propiciar que no le falte agua para hidratarse.

En concretos hechos con bajas relaciones agua/cemento, la existencia permanente de agua en cantidades suficientes se convierte en una necesidad crítica, pues muchas veces no basta con tratar de conservar el agua original de mezclado sino que es preciso proporcionar agua adicional al concreto endurecido.

DEFINICIONES

El curado y la madurez del concreto son aspectos íntimamente relacionables con la evolución de la hidratación del cemento.

El curado puede definirse como el conjunto de condiciones necesarias para que la hidratación de la

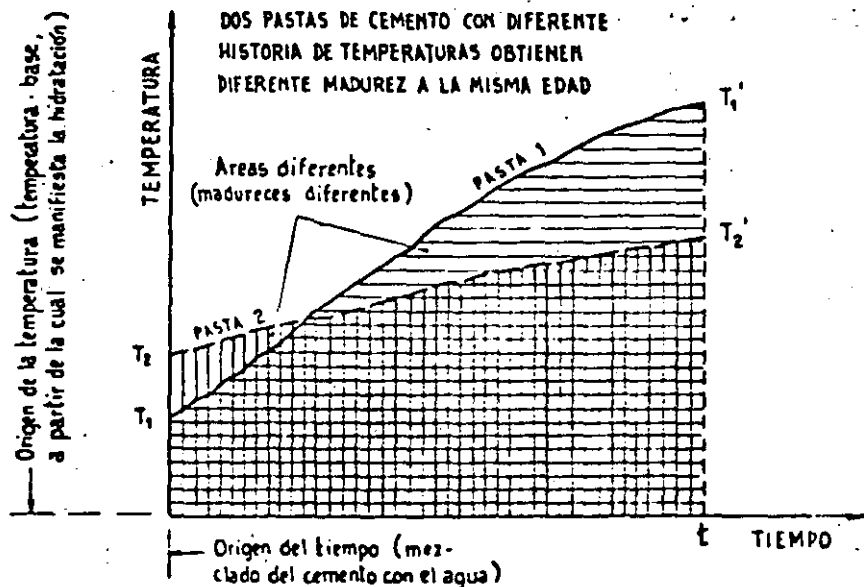
pasta evolucione sin interrupción hasta que todo el cemento se hidrate y el concreto alcance sus propiedades potenciales. Consecuentemente, un curado inadecuado conduce a limitar, o diferir, la obtención de dichas propiedades.

Como se sabe, la humedad y la temperatura son las variables que definen principalmente una condición de curado. Admitiendo la amplitud del intervalo que en la práctica pueden abarcar estas variables, resulta evidente la infinidad de combinaciones posibles. De ahí la necesidad de establecer con cierta precisión cuando se quiere definir una condición específica de curado, tal como ocurre con el llamado "curado estándar" al que corresponde una humedad relativa de 90 a 100% y una temperatura de $23^{\circ} \pm 1.7^{\circ}\text{C}$, conforme a la Especificación ASTM C 511.

La madurez (m) de la pasta de cemento en un momento dado puede considerarse como la medida de su grado de hidratación en ese momento, esto es, equivale a su contenido de cemento hidratado (Ch), expresado en función del cemento total (C):

$$m (\%) = \frac{Ch}{C} \times 100 \dots\dots(1)$$

FIGURA 1. Obtención de diferente madurez a la misma edad



Como en el caso de cualquier reacción química, el desarrollo que alcanza la hidratación de la pasta hasta un momento determinado, es función del tiempo transcurrido desde su iniciación (t) y de la temperatura prevalente (T). Por consiguiente, la madurez, que da la medida de ese desarrollo, es también función del producto de estas variables:

$$m = f(t \times T) \text{ ----- (2)}$$

En la práctica, el tiempo transcurrido (t) es una magnitud fácilmente deducible; no así la temperatura de la pasta (T) que puede ser muy variable durante el proceso e inclusive distinta a la del medio ambiente que la rodea. Por ello, la madurez de la pasta requiere obtenerse por integración de productos parciales tiempo x temperatura, siendo referida esta última a una "temperatura-base", que es aquella a partir de la cual comienza a manifestarse el proceso de reacción del agua con el cemento. A temperaturas más bajas que la temperatura-base dicho proceso no se manifiesta.

Gráficamente, esta integración se representa por el área comprendida bajo la curva que define la evolución de la temperatura con respecto al tiempo, como se indica en la Fig. 1, en donde se presenta el caso común de dos pastas de cemento que tienen diferente historia de temperatura y por tanto acu-

mulan distinta madurez al cabo de un mismo tiempo. La Fig. 2 corresponde al caso en que las pastas, con diferente historia de temperatura igualan su madurez al cabo de distintas edades. En este último caso, si las pastas tienen igual relación agua/cemento, deben alcanzar el mismo grado de hidratación y por consiguiente la misma resistencia. En la Fig. 3 se indica el tipo de dependencia que suele presentarse entre la madurez y la resistencia del concreto, cuando éste se cura dentro de un limitado intervalo de temperaturas.

RESISTENCIA DE LA PASTA ENDURECIDA

En la pasta de cemento con cierto grado de hidratación, suelen existir los siguientes componentes:

- 1) cemento no hidratado
- 2) productos de hidratación (gel de cemento)
- 3) espacio libre, ocupado parcialmente por agua de adsorción y agua capilar.

Se dice que las propiedades del gel (área de desarrollo interno y porosidad) son independientes de las características del cemento. De tal modo, para un cierto grado de hidratación, la resistencia de la pasta depende básicamente de su porosidad capilar, la cual es mayor conforme se incrementa

FIGURA 2 Obtención de una misma madurez a diferente edad

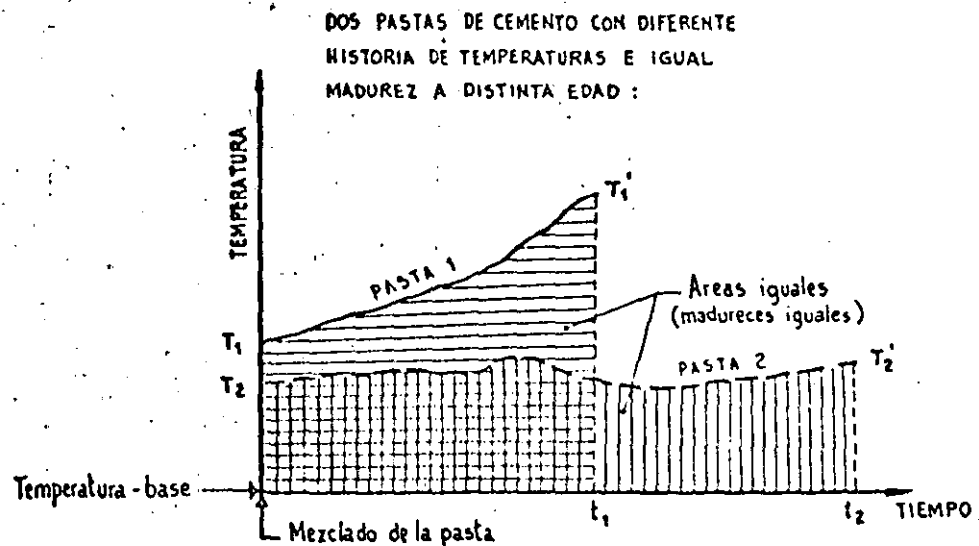


FIGURA 3 Relación entre madurez y resistencia

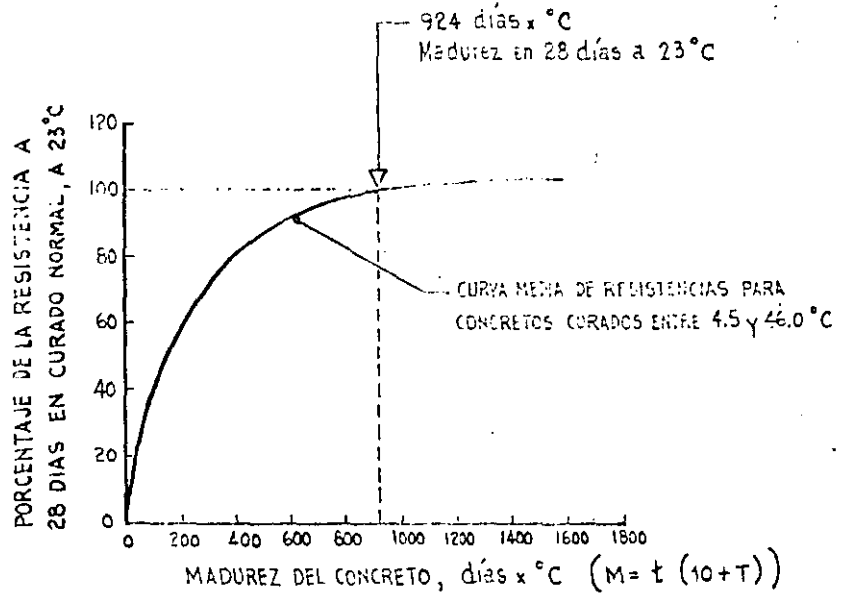
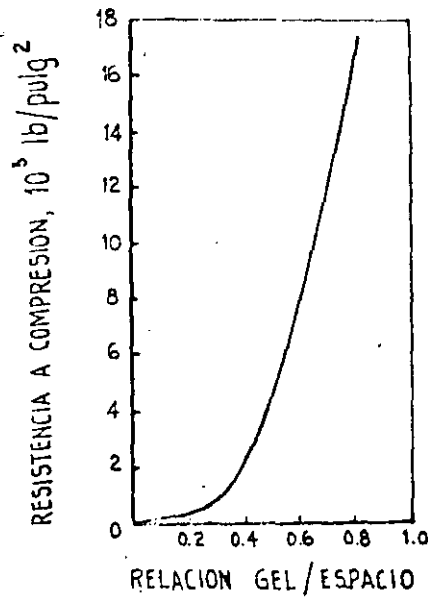


FIGURA 4 Influencia de la relación gel/espacio en la resistencia



la cantidad de agua de mezcla. Puesto que las pastas más porosas son menos resistentes, se justifica así la conocida dependencia que existe entre la relación agua/cemento y la resistencia del concreto.

La resistencia de la pasta de cemento puede ser considerada también con respecto a la llamada relación gel/espacio, que es la proporción de gel que existe en el espacio ocupado por la pasta:

$$\frac{\text{gel}}{\text{espacio}} = \frac{\text{volumen ocupado por el gel de cemento}}{\text{volumen total ocupado por la pasta}}$$

En la Fig. 4 (Ref. 1) se observa la dependencia que existe entre la resistencia de la pasta y su relación gel/espacio. Resulta así evidente que la resistencia de la pasta está en función de la proporción de gel que contiene. De acuerdo con ello, para una pasta y un momento dados, la resistencia depende de las condiciones prevalecientes durante el desarrollo de la hidratación del cemento. Condiciones que, como se mencionó al principio, se refieren al estado de humedad y temperatura en que transcurre la reacción del cemento con el agua.

CONDICION DE HUMEDAD

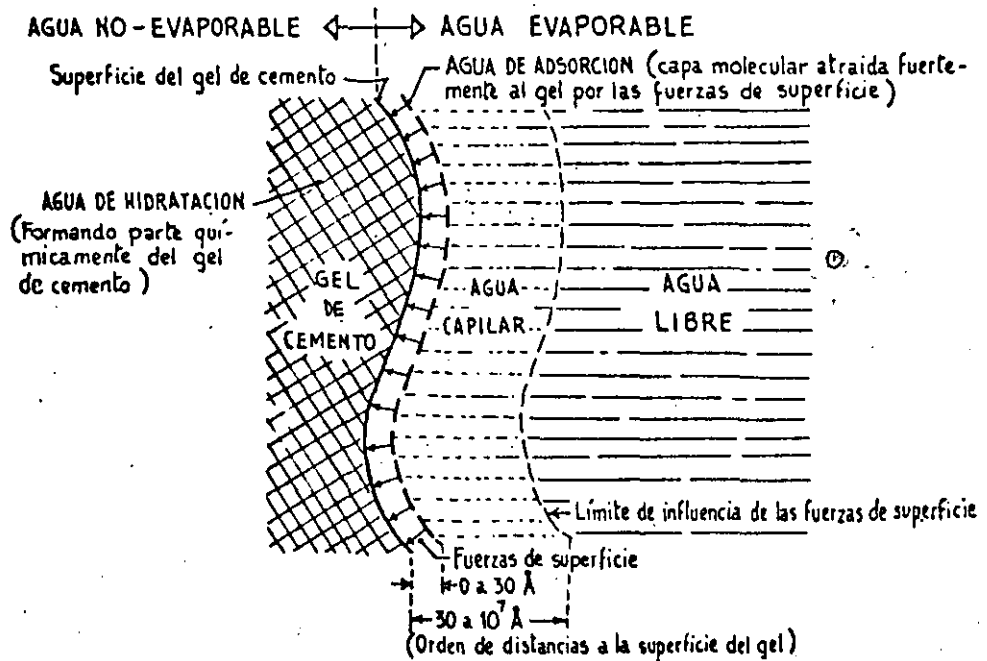
La pasta de cemento, que al principio es una mezcla plástica de cemento y agua, va adquiriendo nueva estructura conforme se produce la hidratación del cemento, que se manifiesta por la formación del llamado gel de cemento y la redistribución del agua en el seno de la pasta.

En una porción de pasta hidratada, el agua se encuentra en dos formas básicas:

- a) La que puede evaporarse a 0% HR y 110°C (agua evaporable)
- b) La que se conserva a 0% HR y 110°C (agua no-evaporable)

El agua no-evaporable, o agua de hidratación, es aquella parte del agua original que reacciona químicamente con el cemento para pasar a formar parte de la fase sólida del gel. Con cierta aproximación, la proporción de agua no-evaporable que existe en la pasta, puede ser una medida del grado de hidratación que ha alcanzado. En consecuencia, la madurez

FIGURA 5 Esquema de la ubicación del agua en la pasta de cemento hidratada



de la pasta también puede expresarse en términos del agua no-evaporable y la expresión (1) se convierte en:

$$m (\%) = \frac{Ah}{Aht} \times 100 \dots\dots\dots (3)$$

siendo:

Ah = agua no-evaporable de la pasta en un momento dado

Aht = agua necesaria para la total hidratación del cemento contenido en la pasta.

El agua restante que existe en la pasta, es agua evaporable, pero no se encuentra libre en su totalidad. El gel de cemento cuya característica sobresaliente es un enorme desarrollo superficial interno ($2 \times 10^6 \text{ cm}^2/\text{g}$) ejerce atracción molecular sobre una parte del agua evaporable y la mantiene atraída.

En la Fig. 5 se presenta un esquema idealizado de la distribución del agua en la pasta hidratada. Se observa que el agua evaporable puede estar en tres condiciones distintas, de acuerdo con su proximidad a la superficie del gel:

- a) **Agua de adsorción.** Es una capa molecular de agua, que se halla fuertemente adherida a las superficies del gel por fuerzas intermoleculares de atracción. El agua adsorbida, cuyas distancias con respecto a la superficie del gel están en el intervalo de 0 a 30 \AA , es llamada también "agua activa" por su influencia en el comportamiento del concreto bajo carga.
- b) **Agua capilar.** Es el agua que ocupa los poros capilares de la pasta, a distancias que suelen estar comprendidas en el intervalo de 30 a 10^7 \AA , de manera que parte de ella está sujeta (aunque débilmente) a la influencia de las fuerzas de superficie del gel.
- c) **Agua libre.** Es la que se encuentra fuera de la influencia de las fuerzas de superficie, de tal modo que tiene completa movilidad y puede evaporarse con facilidad.

Durante el proceso de hidratación de los granos de cemento, se produce una especie de desplazamiento de agua del exterior al interior de éstos. Ya que lo primero que se hidrata es la superficie, se forma así en la periferia de cada grano una estructura hidratada del tipo descrito antes. Para que la hidratación continúe hacia el núcleo de los granos es necesaria la aportación de agua que se obtiene de los poros capilares y que a su vez es respuesta por una parte del agua libre. Mientras permanece vigen-

* Un Angstrom (\AA) = 0 000 000 1 mm

te este suministro de agua, la hidratación del grano puede continuar hasta el final, suspendiéndose en el momento que dicho suministro se interrumpe.

El agua que el cemento necesita para su completa hidratación representa, como término medio aproximado, un 23% de su peso. Es decir:

$$\frac{Aht}{C} = 0.23 \dots\dots\dots (4)$$

Aunque las relaciones agua/cemento que suelen emplearse en las mezclas de concreto exceden este valor por mucho, esta situación no representa por sí misma una garantía de suministro permanente de agua para la total hidratación del cemento, sin tener que recurrir a una fuente de suministro adicional del exterior. El que tenga o no que recurrirse a esta aportación adicional depende de dos condiciones principales:

1. **Humedad ambiente.** La evaporación del agua libre de la pasta ocurre con tanta mayor rapidez cuanto menor es la humedad relativa del ambiente. En la Fig. 6 (Ref. 2) se presenta la evolución de resistencia del concreto con la edad en dos ambientes con distinto grado de humedad, observándose que en condición seca el concreto deja de desarrollar más del 50% de su resistencia potencial por falta de agua para la total hidratación del cemento. Algunas experiencias indican que la hidratación puede suspenderse en un ambiente de 80% HR, si bien esta situación sólo parece extenderse hasta una profundidad no mayor de 10 cm desde la superficie del concreto (Ref. 3).
2. **Agua de mezclado.** Aunque la cantidad de agua de mezcla del concreto exceda la que el cemento requiera para su total hidratación, puede ocurrir que no sea suficiente para lograr dicha hidratación sin tener que acudir a suministro externo. Esta situación puede ser originada por dos causas distintas:
 - a) El agua y el cemento al mezclarse ocupan un espacio inicial que permanece constante y que tiende a ser llenado gradualmente por los productos de hidratación. Como estos desarrollan un volumen que es dos veces mayor que el del cemento original, resulta que con relaciones agua/cemento demasiado bajas puede no haber suficiente espacio en la pasta para acomodar todo el gel potencialmente desarrollable, y la completa hidratación del cemento no llega a producirse por esta limitación. Afortunadamente, esta situación puede presentarse solamente en concretos con relaciones agua/cemento excesivamente bajas (del orden de 0.30) que no son aplicables en la práctica por las dificultades inherentes a su compactación.

FIGURA 6 Influencia de la humedad de curado en la resistencia

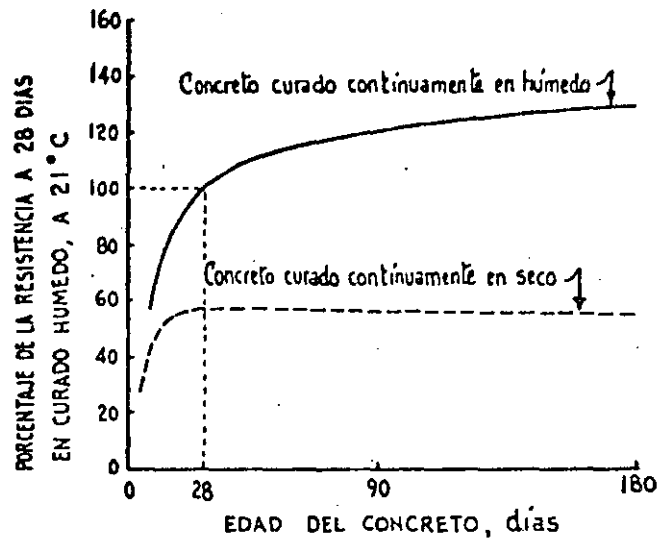
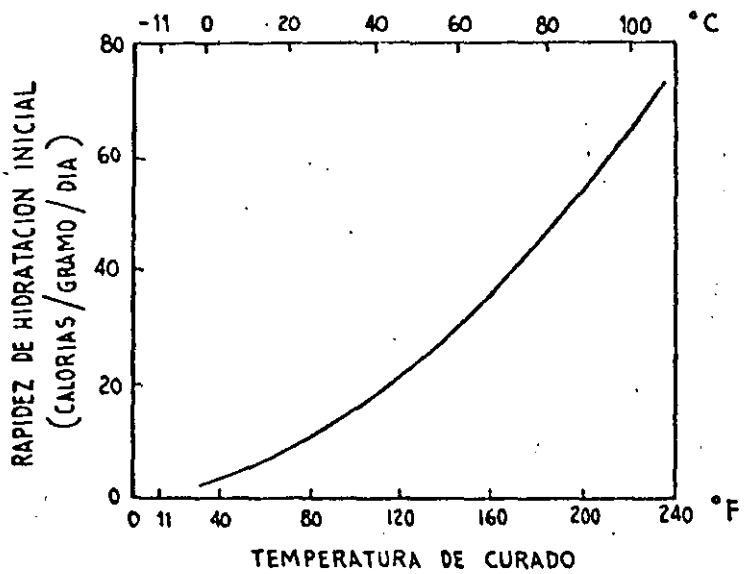


FIGURA 7 Aceleración de la hidratación inicial con la temperatura



b) El agua químicamente combinada con el cemento (agua no-evaporable) tiene una densidad mayor que el agua capilar. Esto significa que, en un momento dado, puede ser mayor el espacio que ha dejado libre en los poros capilares que aquel con el que ha contribuido a formar el gel. Si no existe aportación de agua exterior para suplir ese déficit, la hidratación se vuelve más lenta, e incluso se detiene. Esta situación suele presentarse en concretos hechos con relaciones agua/cemento inferiores a 0.40, en los cuales no basta aplicar medidas que inhiban la evaporación del agua libre (membranas de curado) sino que es recomendable suministrarles agua adicional de curado.

CONDICION DE TEMPERATURA

La velocidad de desarrollo de una reacción química aumenta conforme se incrementa la temperatura, y así se manifiesta en el caso de la hidratación del cemento según se presenta en la Fig. 7 (Ref. 4), en la cual se observa cómo se vuelve más rápida la hidratación inicial al aumentar la temperatura de curado. Esto significa que, al ser mayor la temperatura de la pasta se hidrata más rápidamente y alcanza en menor tiempo un determinado grado de madurez (Fig. 2) y una determinada resistencia (Fig. 3).

FIGURA 8 Adquisición de resistencia al disminuir la temperatura de curado

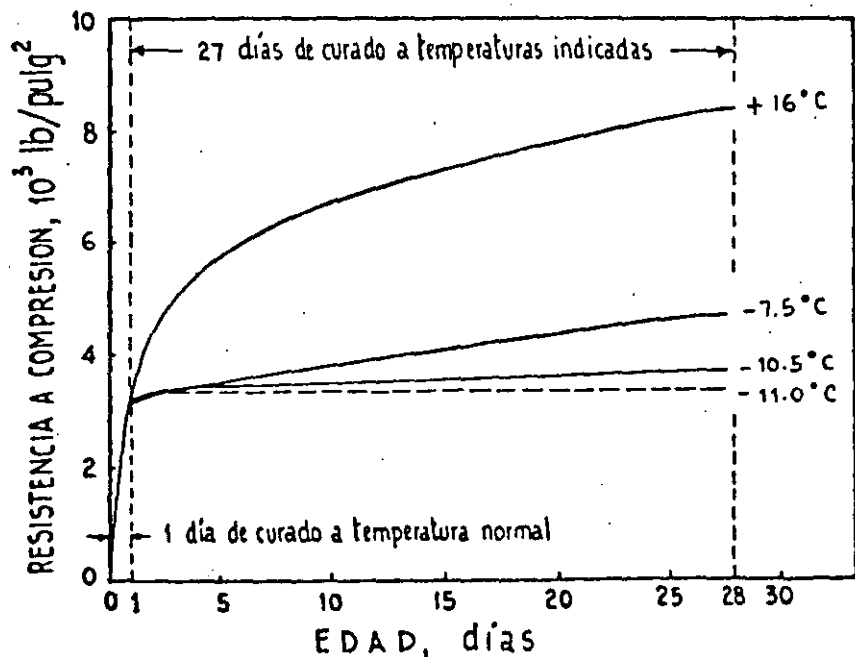


FIGURA 9 Influencia de la temperatura en la resistencia a varias edades

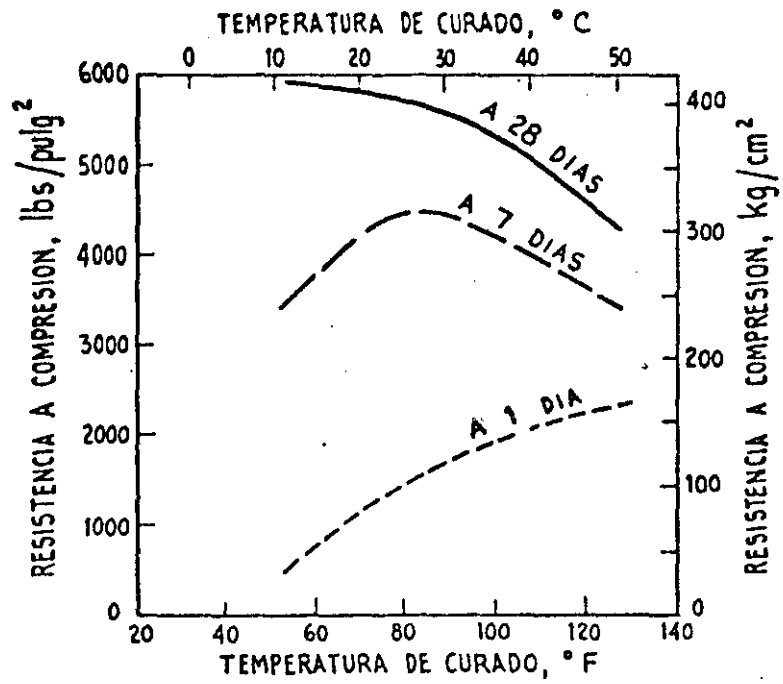
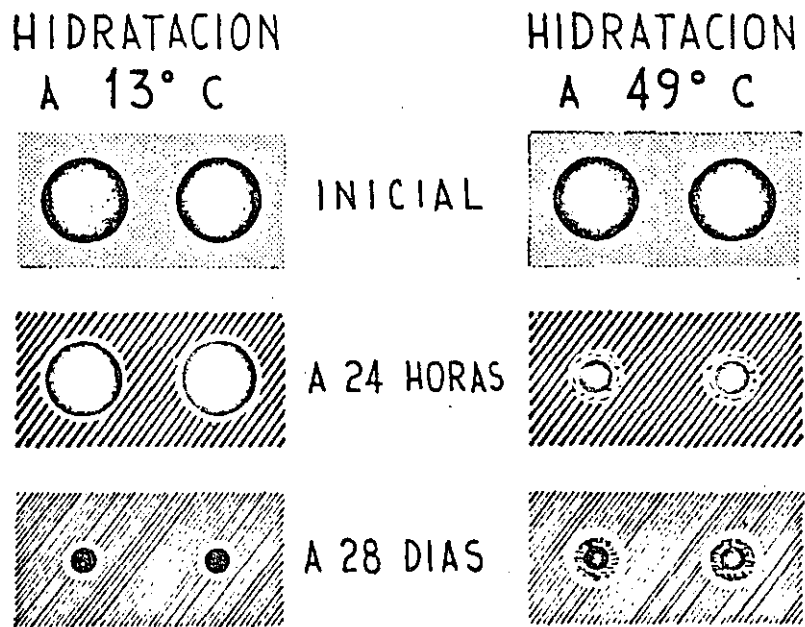


FIGURA 10 Aspecto de los productos de hidratación a diferente temperatura



INTERVALO DE TEMPERATURA	MADUREZ
-10 → 0 °C	$t (T + 10)$
0 → +20 °C	$t (0.5 T + 10)$
+20 → +40 °C	$t \times T$
+40 → +80 °C	$t (1.5 T - 20)$

t = edad del concreto
 T = temperatura de curado
 (temperatura de referencia = -10 °C)

FIGURA 11 Expresiones para calcular la madurez

Por otra parte, como el aspecto inverso también es válido, una disminución de la temperatura ocasiona un decremento en la velocidad de hidratación, lo cual quedará de manifiesto en la Fig. 8 (Ref. 5), en la que se aprecia cómo, al descender la temperatura de curado a 11°F (-10°C aprox.) la hidratación prácticamente se suspende.

Este comportamiento del fenómeno de hidratación del cemento hace necesario que la temperatura-base para el cálculo de la madurez se considere igual a -10°C. De tal modo, la expresión (2) aplicada a la madurez del concreto (M), debe presentarse así:

$$M = t (T + 10) \text{ ----- (5)}$$

En consecuencia, si se conoce el tiempo que un cierto concreto curado en condición estándar (23°C) requiere para alcanzar una determinada resistencia (y madurez), es posible deducir el tiempo que el mismo concreto debe requerir para obtener esa resistencia, a temperaturas de curado mayores o menores que la estándar, determinando el momento en que acumule dicha madurez, tal como se indica en la Fig. 2.

Desafortunadamente, este sencillo procedimiento tiene limitaciones que lo hacen inoperante a temperaturas demasiado bajas o demasiado altas. Así, por ejemplo, hay evidencia que, a temperaturas inferiores a la de congelación del agua, "la regla de madurez subestima considerablemente la resistencia potencial del concreto". (Ref. 6).

Por otra parte, existe también numerosa evidencia en el sentido de que las altas temperaturas de curado aceleran la resistencia inicial pero demeritan la resistencia a edades posteriores, como se muestra en la Fig. 9 (Ref. 4), lo cual resulta en contraposición aparente con el concepto de madurez.

El que esto último ocurra así parece derivar de una pérdida de uniformidad en los productos de hidratación, cuando el concreto se cura a temperaturas altas. Para ilustrar este fenómeno, se incluye la Fig. 10 (Ref. 4) en la cual se presenta en forma gráfica el proceso de hidratación del cemento a una temperatura relativamente baja (13°C) y a otra relativamente alta (49°C).

En el primer caso, la hidratación es mucho más rápida al principio, pero se produce una fuerte concentración de productos de hidratación alrededor del grado de cemento, que bloquean e inhiben la hidratación posterior del núcleo, con la consiguiente pérdida de resistencia potencial.

Para tomar en cuenta los efectos de las altas y bajas temperaturas de curado sobre la resistencia, son recomendables las expresiones de madurez indicadas en la Fig. 11, en los intervalos de temperatura indicados.

CURADO EN OBRA

Para que el concreto recién colocado en las estructuras adquiera resistencia conforme a las previsiones del proyectista, es necesario que cuente con facilidades para acumular madurez con la velocidad apropiada y disponga de agua suficiente para que el cemento se hidrate sin interrupción.

La forma de acumular madurez con el paso del tiempo, depende básicamente de la temperatura como variable. De ahí la práctica frecuente de calentar el concreto a fin de acelerar su acumulación de madurez y, consecuentemente, su adquisición de resistencia.

Las condiciones ambientales que son comunes en la mayor parte del país no suelen representar condiciones adversas para la adquisición de madurez en el concreto recién colocado ya que solamente en algunas regiones, y en una corta temporada del año, la temperatura desciende a menos de 5°C y se presenta el riesgo de congelación del concreto en sus primeras edades.

De esta situación deriva, probablemente, la costumbre local de relacionar el curado del concreto en obra solamente con el suministro o conservación del agua necesaria para la hidratación del cemento. Como el suministro de agua adicional al concreto endurecido mediante aportaciones externas (riegos continuos) es un procedimiento incómodo y a veces

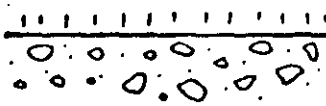
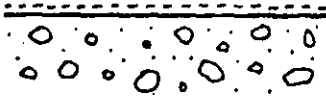
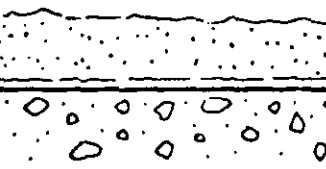
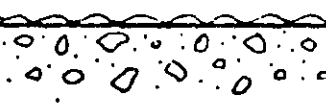
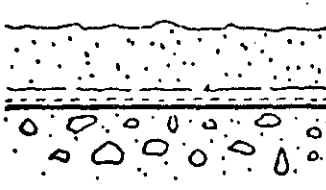
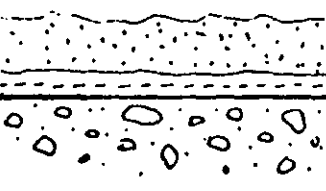
No.	ESQUEMA	PROCEDIMIENTO DE CURADO
1		riegos de agua sobre la superficie de la losa de concreto
2		membrana tipo E (emulsión)
3		capa de arena húmeda papel tipo kraft
4		membrana tipo R (resina)
5		capa de arena húmeda papel tipo kraft membrana tipo E
6		capa de arena húmeda lámina de polietileno membrana tipo E

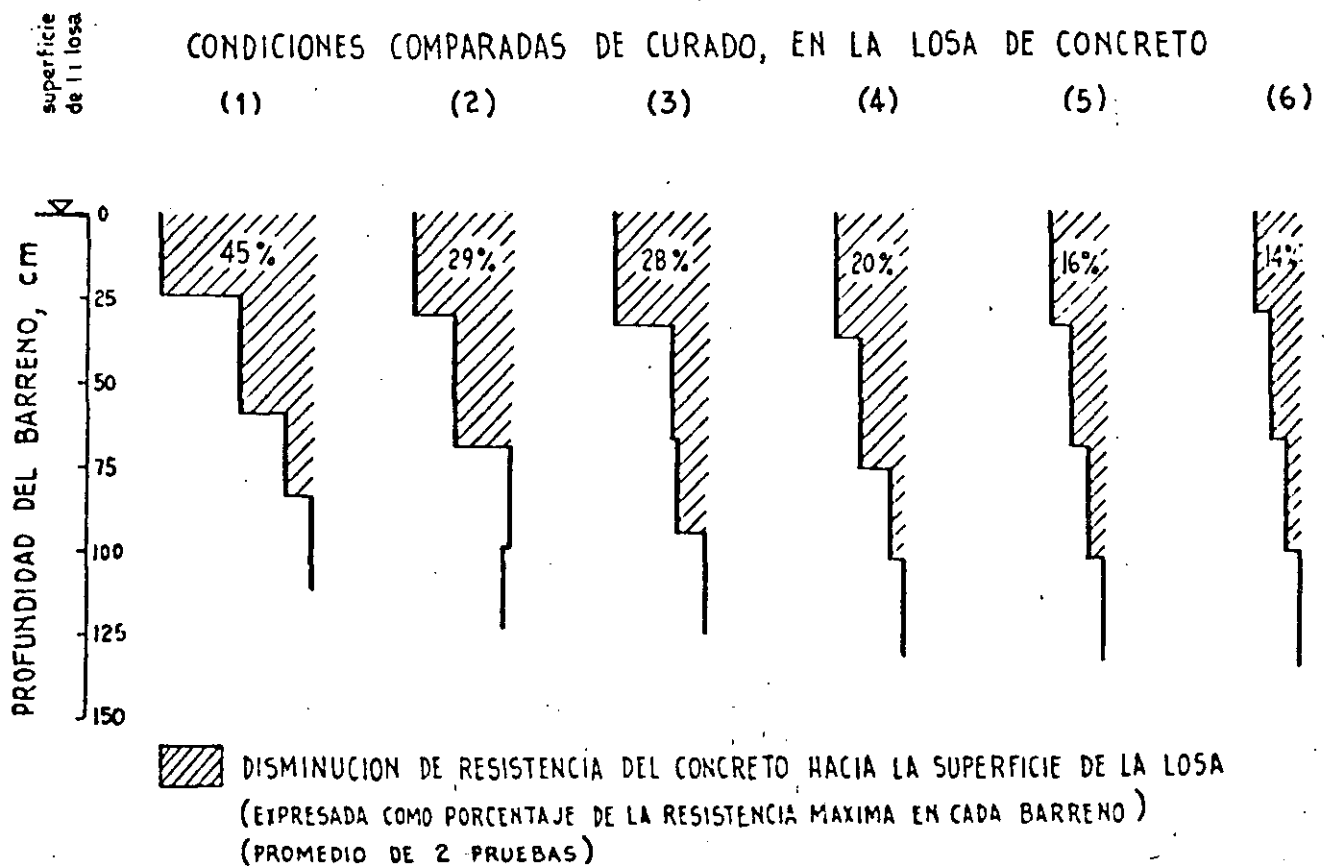
FIGURA 12 Representación de las condiciones de curado comparadas

costoso, en la práctica se tiende a emplear membranas impermeables que inhiben la evaporación natural del agua original del concreto.

Una de las estructuras más susceptibles de sufrir pérdida de agua por evaporación es el pavimento de concreto hidráulico, debido a su elevada superficie expuesta por unidad de volumen y a las condiciones ambientales en que suele prestar servicio. En las Figs. 12, 13, 14 y 15 se describen algunas experiencias obtenidas con distintas condiciones de curado en obra, tendientes a definir el procedimiento más adecuado para curar una estructura de este tipo, consistente en una losa de concreto $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$, de 25 m de ancho, 800 m de largo y espesor variable de 0.5 a 1.5 m, aproximadamente, para cuya construcción se especificó una relación agua/cemento igual a 0.42.

Con esta finalidad se ensayaron seis diferentes condiciones de curado, como se indica esquemáticamente en la Fig. 12, para cuya calificación se extrajeron núcleos representativos de todo el espesor de la losa, que se ensayaron a compresión simple en estado de saturación, a una edad posterior a 28 días.

FIGURA 13 Efecto de la condición de curado sobre la resistencia del concreto a diversa profundidad.
(Influencia conjunta del sistema de curado y el grado de compactación del concreto)



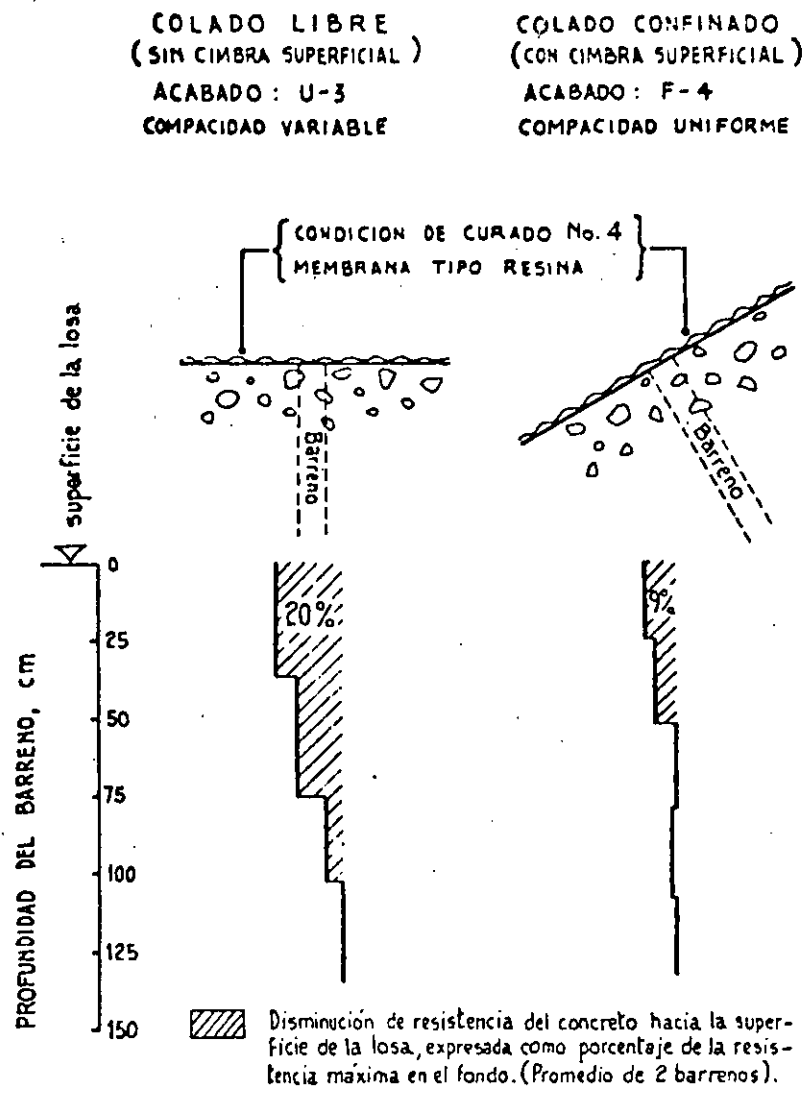


FIGURA 14 Efecto de la forma de compactar el concreto sobre la resistencia a diversa profundidad

En la Fig. 13 se presenta en forma gráfica el modo como fue disminuyendo la resistencia del concreto hacia la superficie de la losa, en cada una de las seis condiciones de curado que se ensayaron, llegándose a manifestar pérdidas de resistencia hasta de 45% en el concreto superficial con respecto al más profundo.

Si bien es razonable esperar que el concreto más profundo sea más resistente debido a su mayor compactación, a esta causa aislada solamente puede asignársele una parte limitada del efecto sobre la

resistencia, según se infiere de la Fig. 14 en la cual se compara la variación de resistencia a través del espesor de la losa, para dos diferentes condiciones de compactación del concreto:

- a) Colado libre, sin cimbra superficial, en que el grado de compactación debe aumentar con la profundidad respecto a la superficie libre.
- b) Colado confinado, con cimbra superficial, en que la compactación del concreto debe ser prácticamente constante en todo el espesor.

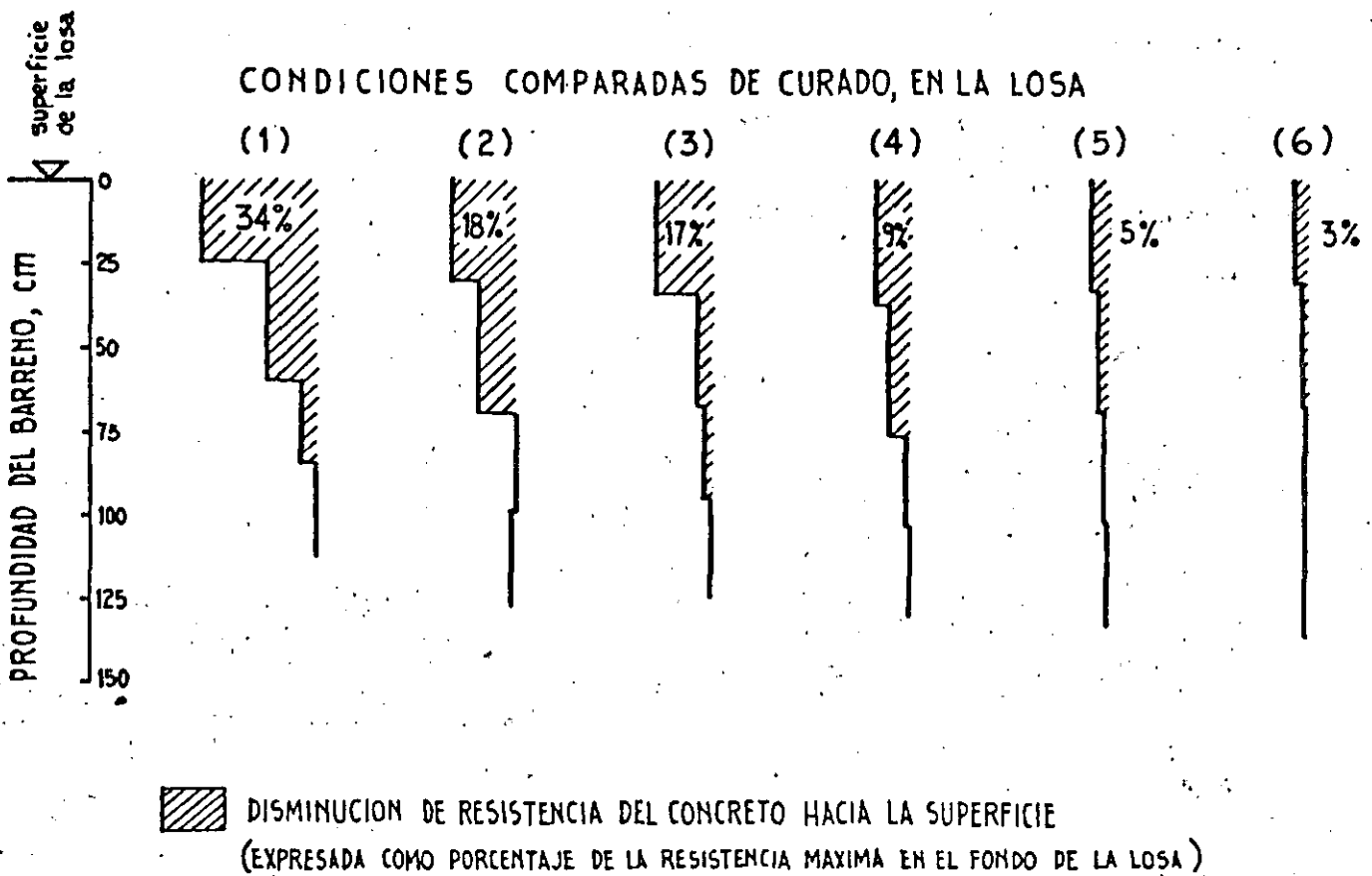


FIGURA 15 Efecto de la condición de curado sobre la resistencia a diversa profundidad. (Influencia separada atribuible al sistema de curado aplicado)

De acuerdo con esta comparación resultó que, en este caso, a la influencia de la compactación pudo atribuirse un incremento aproximado de 11% en la resistencia del concreto del fondo con respecto al de la superficie. Consecuentemente, deduciendo este porcentaje de las pérdidas totales de resistencia consignadas en la Fig. 13 se obtuvieron las pérdidas corregidas que se indican en la Fig. 15, las cuales pueden ser atribuidas a deficiencias de agua en el concreto a diferentes profundidades de la losa, durante el proceso de hidratación.

Procede observar que, en un concreto como el ensayado, en que la relación agua/cemento es comparativamente baja, un curado inadecuado desde el punto de vista de conservación del agua, puede conducir a pérdidas significativas de resistencia en la superficie de la losa, que es donde se manifiesta principalmente la pérdida de agua por evaporación.

Asimismo puede observarse que, con una buena protección superficial que inhiba la evaporación (condiciones Nos. 5 y 6) pueden minimizarse dichas pérdidas de resistencia, para lograr un correcto curado del concreto en obra.

NOTA

Las pruebas de curado en obra que se describen en la última parte de este trabajo, se llevaron a cabo en el Proyecto Hidroeléctrico La Angostura, Chiapas, de la Comisión Federal de Electricidad, con cuya autorización se mencionan.

REFERENCIAS

1. Powers, T.C. "Structure and physical properties of hardened portland cement paste". Journal, American Ceramic Society, Vol. 41, No. 1, January 1958.
2. Price, W.H. "Factors influencing concrete strength". ACI Journal Proceedings, Vol. 47, No. 6, February 1951.
3. Powers, T.C. "Fundamental aspects of the shrinkage of concrete". Proceedings, Third International Congress of the Precast Industry Stockholm, 1960.
4. Verbeck, G. and Copeland, L.E. "Some physical and chemical aspects of high pressure steam curing". ACI Special Publication SP-32 Detroit, Mich., 1972.
5. Plowman, J.M. "Maturity and the strength of concrete". Magazine of Concrete Research, Vol. 8, No. 22, March 1956.
6. Malhotra, V.M. and Berwanger, C. "Effect of below freezing temperatures on strength development of concrete". ACI Special Publication SP-39, Detroit, Mich., 1973.

1. INTRODUCCION

La idea de elaborar estas breves notas sobre el ferrocemento y sus aplicaciones, se derivó del convencimiento del autor sobre la importancia que puede tener el uso del ferrocemento en la solución de varios y serios problemas que aquejan al país, teniendo presentes sus características socioeconómicas.

Las aplicaciones que aquí se sugieren podrían llevarse a cabo en programas masivos debido a que para la elaboración del ferrocemento no se requiere personal especializado. En esta forma se harían partícipes de los mismos a los propios beneficiarios, gente de escasos recursos. Por otro lado, se alcanzaría un nivel óptimo de realizaciones con los recursos ya disponibles.

Con objeto de poder plantear sus aplicaciones, se hará al principio una síntesis de conceptos y propiedades fundamentales del ferrocemento, aclarando que dichos conceptos son los que más se han divulgado y aceptado hasta la fecha. A pesar de que este material se empezó a usar en Francia desde 1847 por Lambot y de que fue el precursor del concreto reforzado, en la actualidad se ha estudiado poco.

2. CONCEPTOS Y PROPIEDADES BASICAS

2.1 Definición

El ferrocemento es un material constituido básicamente por mallas de alambre y mortero cemento-arena, cuya superficie específica S_L varía entre 2cm^{-1} y 3cm^{-1} , definiendo a ésta como el área de contacto del refuerzo entre el volumen de la pieza considerada.

De la anterior definición se deduce que:

$$S_L = 2 \pi \frac{dn}{at}$$

en donde:

- S_L : Superficie específica
- d : Diámetro del alambre
- n : # de capas de malla de refuerzo
- a : Espaciamiento del alambre
- t : Espesor del espécimen

Es conveniente aclarar que algunos autores han redefinido la superficie específica: por ejemplo Bezukladov llama superficie específica "efectiva" al 90% del valor derivado de la fórmula anterior, y Shah, aclara que para el cálculo de la superficie específica debe tomarse en cuenta únicamente el armado que existe en el sentido en que actúa la

Para el caso de la autoconstrucción el ferrocemento se convierte en uno de los materiales más baratos que se conocen.



carga y, por lo tanto, considera que el valor de la superficie específica es precisamente la mitad del valor derivado de la fórmula antes mencionada.

Es necesario comentar también que, cuando el valor de S_L es igual o menor a 0.5 cm^{-1} , se está hablando de concreto reforzado, y si los valores exceden de 3 cm^{-1} , las características propias del ferrocemento empiezan a variar, especialmente en lo que respecta a su resistencia a la compresión, que disminuye en forma notoria.

2.2 Parámetros que pueden definir las propiedades del ferrocemento

- a) Diseño de la mezcla
- b) Tipo de agregado (tamaño, graduación, forma, contaminación)
- c) Edad del cemento
- d) Relación agua-cemento
- e) Tiempo de hacer la mezcla
- f) Condiciones en que se cuela (viento, humedad, temperatura)
- g) Curado (tipo, duración, temperatura)
- h) Grado de compactación
- i) Cantidad de vibrado
- j) Armado (tipo, calidad, número de capas, juntas entre capas, traslapes, amarres)
- k) Presencia de contaminantes en el armado
- l) Grado de corrosión del refuerzo
- m) Espesor del recubrimiento

2.3 Módulo de elasticidad

Se mencionarán algunos valores reportados en algunos trabajos que, por su notoria diferencia, refuerzan el comentario hecho en el sentido de que se conoce poco el ferrocemento y es necesario estudiarlo más.

Bezukladov propone un valor de $50,000 \text{ K/cm}^2$ para tensión y $200,000 \text{ K/cm}^2$ para compresión, suponiendo una resistencia mínima del mortero de 400 K/cm^2 .

Rao propone $300,000 \text{ K/cm}^2$ para compresión.

Walkus propone $210,000 \text{ K/cm}^2$ para tensión.

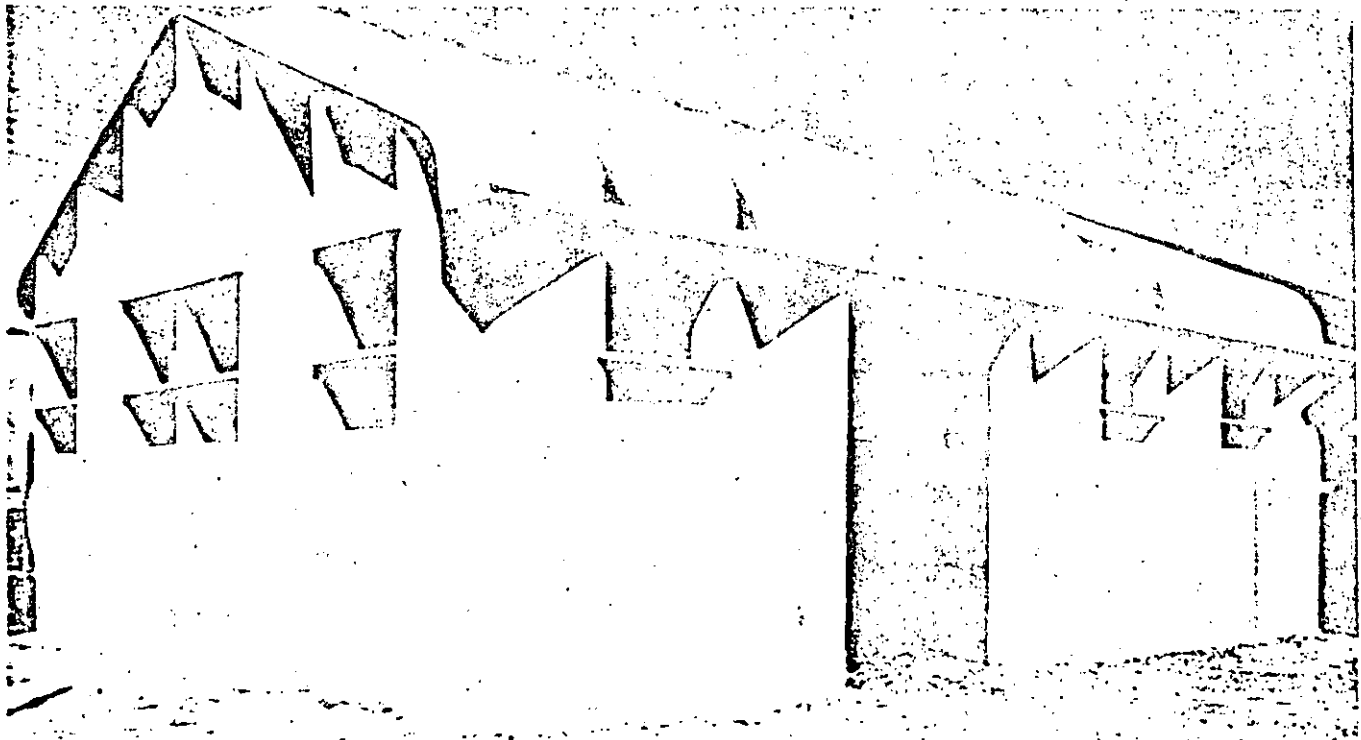
Shah propone $42,000 \text{ K/cm}^2$ para tensión antes de aparecer la primera grieta y $21,000 \text{ K/cm}^2$ para después de la aparición de la primera grieta.

2.4 Comportamiento a tensión

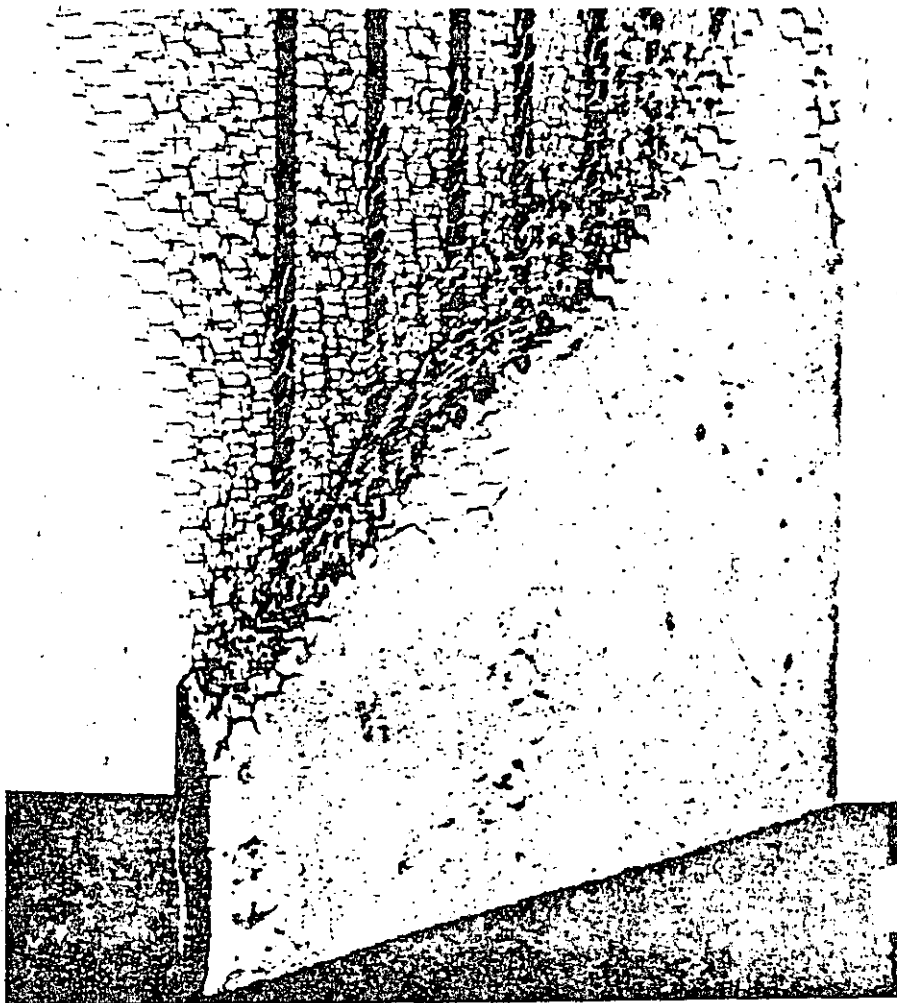
La resistencia del ferrocemento después de la aparición de la primera grieta coincide, prácticamente, con la resistencia del refuerzo.

Vale la pena comentar, que con base a lo anterior, las pruebas de laboratorio para determinar el comportamiento a tensión del material, sirven también para normar el criterio de selección de las mallas disponibles para su uso como material de refuerzo para alguna aplicación en particular.

Vista de un almacén de ferrocemento construido por Pierre Luigi Nervi en Roma en 1945.



Una sección típica de ferrocemento.



2.5 Comportamiento a compresión

Se puede considerar que la resistencia del mortero a compresión coincide con la del ferrocemento, aunque se ha observado que cuando la superficie específica aumenta de 3 cm^{-1} , su resistencia tiende a disminuir notoriamente. En algunas pruebas realizadas en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se ha observado esta tendencia de disminución de resistencia a la compresión, en especímenes con valores de resistencia específica menores de 3 cm^{-1} .

2.6 Comportamiento a flexión

Según Lessard el comportamiento del ferrocemento a flexión es comparable al del concreto reforzado, haciendo la salvedad de que es mejor su comportamiento antes de que aparezca la primera grieta.

Bezukladov sugiere los siguientes esfuerzos máximos permisibles para fines de diseño a flexión.

Para tensión: $= 120 \text{ K/cm}^2$ y $E = 5 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$
Para compresión: $= 320 \text{ K/cm}^2$ y $E = 1.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

2.7 Agrietamiento

Depende fundamentalmente de la superficie específica. Es importante subrayar la propiedad del ferrocemento a tender, antes de obtener la carga última, a aumentar el número de grietas sin aumentar el ancho de las mismas, cuando aumenta el esfuerzo al que es sometido.

2.8 Permeabilidad

Debido al reducido ancho de las grietas que aparecen en el ferrocemento se le puede considerar como un material casi impermeable. Si el material presenta, en un momento dado, grietas con anchos mayores de 0.1 o de 0.2 mm ., aunque para ciertos fines puede seguir comportándose satisfactoriamente respecto a esta propiedad, puede, al estar expuesto a algunos sulfatos, presentar graves problemas de corrosión del refuerzo. Este es uno de los motivos por los que se hace indispensable darle un tratamiento especial con selladores y pintura a los cascos embarcaciones marinas construídas con ferrocemento.



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

PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

*Bodega Leon Holtz en
Naucalpan, Edo. de Méx.*

Arq. Fernando López Carmona

D I C I E M B R E , 1984.

19/08/1980

LEON HOLTZ
BOCCA NAUCALPAN.

VISITA HOY MARTES A OBRA.

H. ESQUELETO YA TIENE 36 COLS. ARMADOS MEXICANO COLECCION

CABEZA REVULSI/FALTA ARMADA

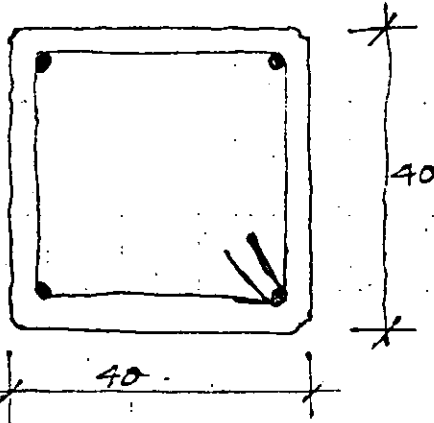
DE LA MEMORIA DE CALCULO

$M = 8,84874.6 \text{ Kcms}$ $P = 26 \text{ TONS.}$

$I = \frac{40^4}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4$

$+ 8 \times 9 \times 16^2 = \frac{18432.00 \text{ cm}^4}{231765.33 \text{ cm}^4}$

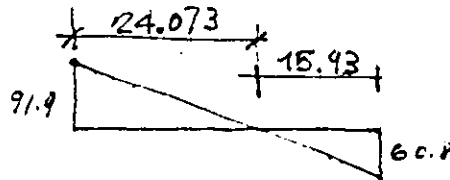
$A = 1600$
 $+ \frac{72}{1672 \text{ cm}^2}$



$\sigma = \frac{26000}{1672} + \frac{884874.6 \times 20}{231765.33}$

$15.55 \text{ kg/cm}^2 + 76.26 = 91.81$

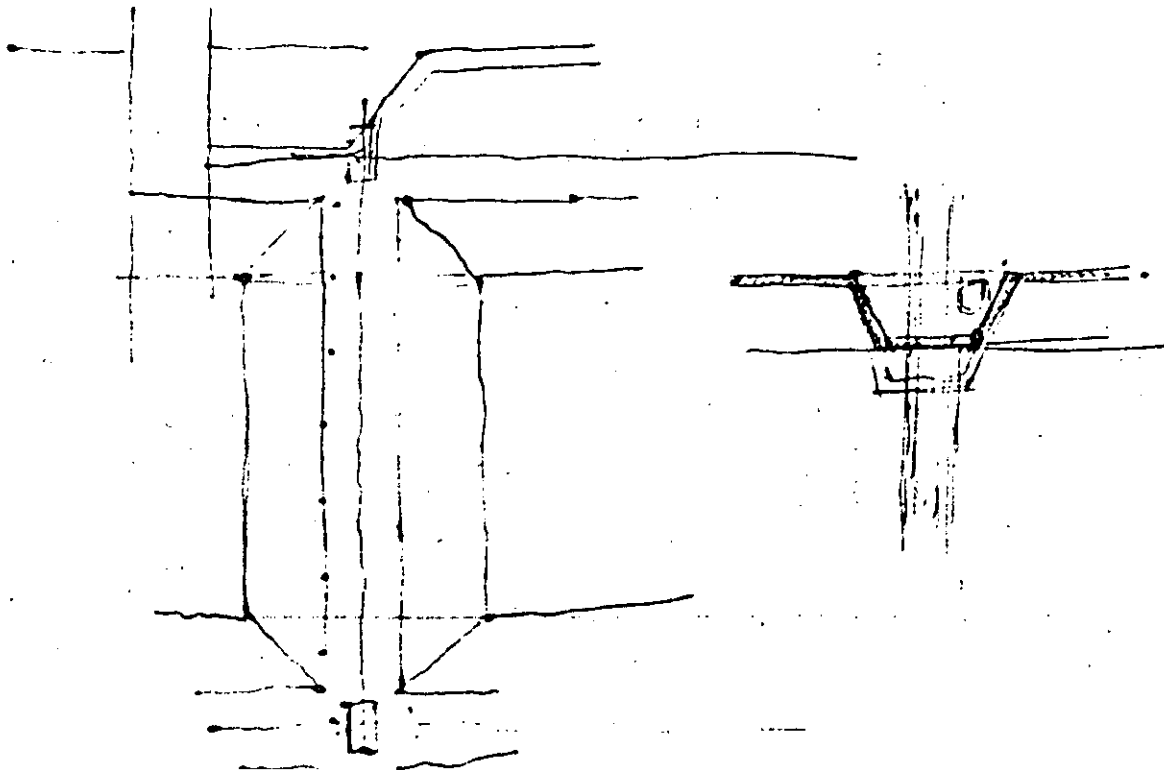
$60.81 = 60.81$



TRACCION $\frac{60.8 \times 40 \times 15.93 \times 10.61}{2} = 1193$

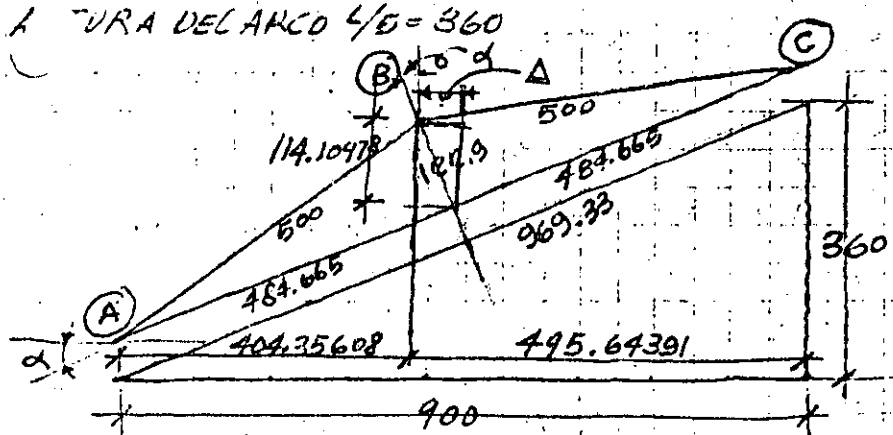
$T = \frac{17227.6 \text{ KGMS.}}{3000} = 5.74 \text{ cm}^2$

SE REQUIEREN 6 CM² O DICHO DE OTRO MODO (1) UN # 5 ADICIONAL
HASTA LLEGAR EL TRAGLAPE Y EL ALERRE DE LA CAÑA.



ANCHO DE LA GEOMETRIA DE LA ESTRUCTURA.
 CLARO DE FUERA A FUERA 19.89 MTS
 SEPARACION DE COLUMNAS 6.6 MTS
 ANCHO DE ZAMATAS 90 CM MS
 DISTANCIA DE 5/6 DE COLUMNAS 180.6 CM MS
 LONGITUD DEL ARCO 4/5 = 360

CLIENTE ARQ. LEON HOLTZ
 TEMA { ESTRUCTURA INDUSTRIAL
 PRECOLADA "IN SITU" (12)



LA PENDIENTE = $\frac{360}{900} = 0.4$
 $\alpha = 21.801409^\circ \text{ Sen } \alpha = 0.37139$
 $\Delta = 0.37139 \times 122.9 = 45.643914 \text{ CM MS}$
 Y EL INCREMENTO EN ALTURAS ES
 $\text{COS } \alpha \times 122.9 = 114.10978$
 $X_A = 0 \quad X_B = 404.356 \quad X_C = 900$
 $Y_A = 0 \quad Y_B = 294.10 \quad Y_C = 360$

LAS CARGAS SOBRE (A) (B) Y (C) LAS DETERMINAREMOS EXCLUYENDO DEL PESO S/M² A LOS LARGUEROS Y AGREGANDO ESTOS INDIVIDUALMENTE EN SU LUGAR.

PESO POR ENTRE-EJE = 57.4 - 10.8 DE LARGUEROS = 46.6 TONS
 CARGA S/M² = $\frac{46600}{18 \times 6.6} = 392.25 \text{ T/m}^2$

C/LARGUERO PESA = $10.8 \times 1/5 = 2.16 \text{ TONS}$.

EL AREA TRIBUTARIA VALE PARA EL NUDO (C) $5 \times 6.6 = 33 \text{ m}^2 \times 392.25 \text{ T/m}^2 = 12944.25 \text{ KMS}^2 / 2160 = 15.1 \text{ T}$

EL AREA TRIBUTARIA PARA (B) ES $5 \times 6.6 = 33 \text{ m}^2 \times 392.25 = 12944.25 + 2160 + 1.1 \text{ m}^2 \times 392.25 = 15.43 \text{ T}$

LA CARGA QUE CONCORRE A CADA CABEZA DE POSTE SERA $\frac{57.4 - (15.43 \times 2) - 15.1}{2} = 5.72 \text{ T}$

BUSCANDO OTRA FORMA $2.5 \times 6.6 \times 392.25 = 6472.125$
 $+ 2160$
 8632.125 KMS

CARGA TOTAL = $15.1 + (15.43 \times 2) + (8.63 \times 2) = 15.1 + 30.86 + 17.26 = 63.22 \text{ TONS}$

SI LA CARGA SE INCREMENTO FUE PORQUE NO DESCONTE LOS POSTES
 LA CARGA A REPARTIR ES 57.4 TONS

- 10.8 TONS DE LARGUEROS
 - 6.0 TONS DE POSTES
 $\frac{40.6 \text{ TONS}}{\text{CARGA S/M}^2 = \frac{40600}{18 \times 6.6} = 341.75 \text{ T/m}^2}$

CARGA EN (C) = $\frac{341.75 \times 6.6 \times 5}{11277.777} + 2160 = 13437.77 = 13.44 \text{ TONS}$

CARGA EN (B) = $11277.777 + 330 + 2160 = 13.77 \text{ TONS}$

~~EL AREA TRIBUTARIA PARA (A) ES 2.5 x 6.6 = 16.5 m^2 x 392.25 = 6472.125 + 2160 = 8632.125 KMS~~

CARGA EN (A) = $2.5 \times 6.6 \times 341.75 + 2160 = 7.8 \text{ TONS}$

CARGA TOTAL = $13.4 + 13.8 + 13.8 + 7.8 + 7.8 = 56.6 \text{ TONS}$ ✓ DEBER SER 51.4

CARGA TOTAL ES
 CORRECCION = $\frac{51.4}{56.6} = 0.9081272 = k$

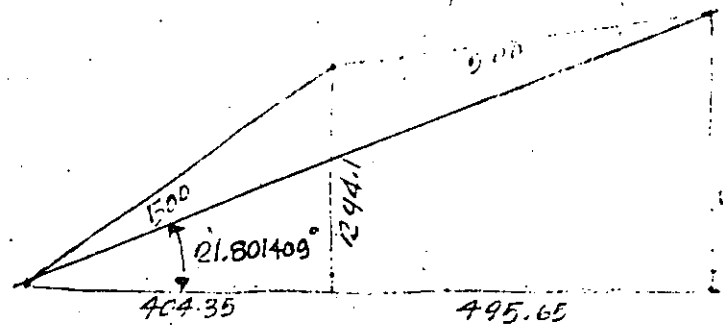
$13.4 \times k = 12.17 \text{ T} = 12.17$

$13.77 \times k = 12.505 \text{ T} \times 2 = 25.01$

$7.8 \times k = 7.083 \text{ T} \times 2 = 14.166$

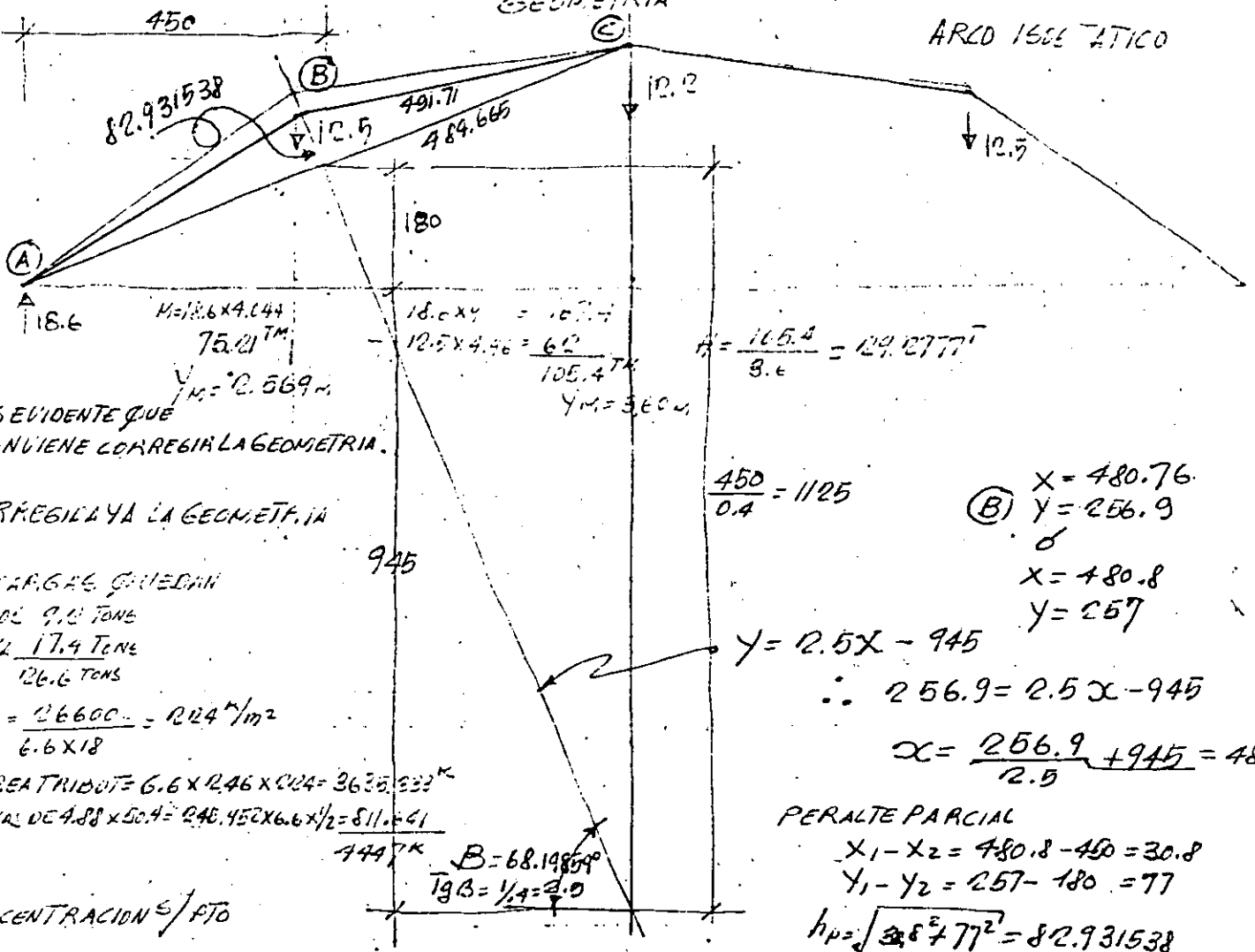
51.346 ✓

$TG 21.801409^\circ = \frac{360}{900} = 0.4$



GEOMETRIA

ARCO ISOCATICO



ES EVIDENTE QUE
 CONVIENE CORRIGIR LA GEOMETRIA.

CORREGIR YA LA GEOMETRIA

- L. CARGAS CATEDAN
- CCO 9.0 TONS
- C. C/2 17.4 TONS
- 126.6 TONS

$w/m^2 = \frac{26600}{6.6 \times 18} = 224 \text{ m}^2$

AREA TRIDOTE = $6.6 \times 2.46 \times 0.04 = 3635.333 \text{ K}$

LAMINA DE $4.88 \times 50.4 = 246.452 \times 6.6 \times \frac{1}{2} = 811.541$

CONCENTRACION S/ PTO

A) = $4447 + 2160 = 6607 \text{ K}$

B) = $4447 \times 2 + 2160 \left[\frac{(6.1 - 4.88) \times 50.4 \times 6.6}{405.82} \right] = 11460$

C) = $4447 \times 2 + 2160 = 11054 \text{ K}$

$M_A = 17 \times 0 = 0$ CARGA TOTAL = 47188 K

$M_B = 17 \times (9 - 480.8) = 7126400 \text{ Kcms}$

$M_{1C} = 17 \times 9^2 = 152$
 $- 11.467 \times 4.808^2 = 55.0998 \text{ TM}$
 $\frac{9790032 \text{ Kcm}}$

$H = \frac{9790032}{360} = 27194.533 \text{ Kcms}$

$y_{MB} = \frac{7126400}{27194.533} = 262.05$ EXCENTRICIDAD $\frac{262}{257}$
 $\frac{005 \text{ cm}}$

$\frac{450}{0.4} = 1125$

(B) $x = 480.76$
 $y = 256.9$

$x = 480.8$
 $y = 257$

$y = 2.5x - 945$

$\therefore 256.9 = 2.5x - 945$

$x = \frac{256.9 + 945}{2.5} = 480.76$

PERALTE PARCIAL

$x_1 - x_2 = 480.8 - 450 = 30.8$

$y_1 - y_2 = 257 - 180 = 77$

$h_p = \sqrt{30.8^2 + 77^2} = 82.931538$

$S_p = 491.71 \text{ cms}$

ESTO HACE POSIBLE EL USO DE LAMINAS
 DE 4.88 DE ASBESTO CEMENTO ESTRUCTURAL

$V = \frac{11054 \times 26 - 11080}{11460} = 16987 \approx 17 \text{ TONS}$

$x = 450 - 482 = 32$
 $y = 180 - 260 = 80$

$f_s = \sqrt{32^2 + 80^2} = 86.162631$

$S = \sqrt{86.162631^2 + 484.665^2} = 492.26$

PODEMOS AJUSTAR LA
 COORDENADA x_B HACIENDO
 QUE $y_B = 260 \text{ cm}$

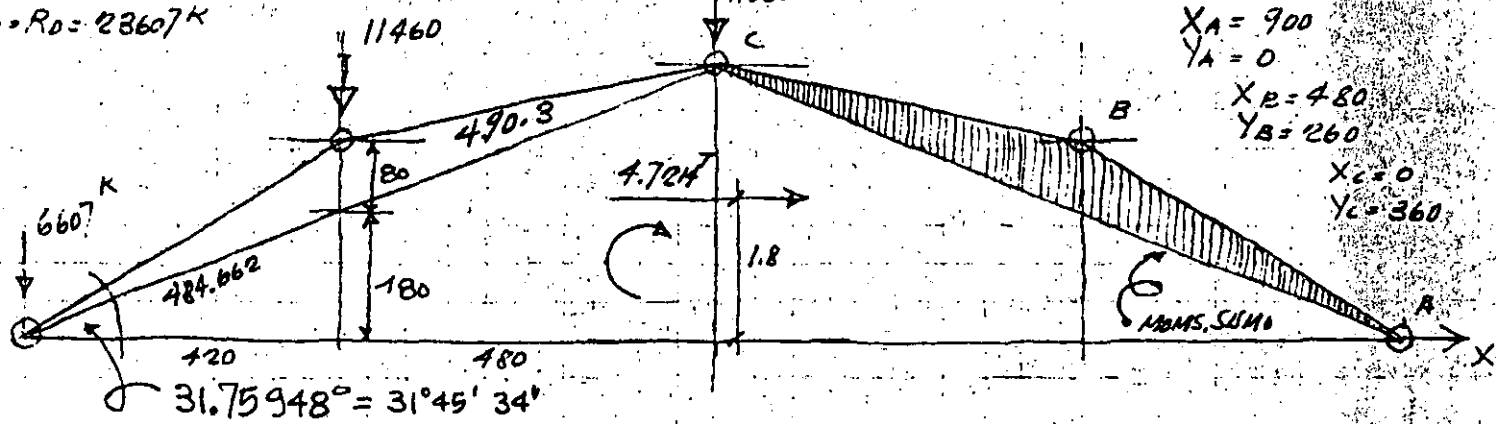
$\frac{260 + 945}{2.5} = x_B = 482$

- A) $x_A = 900$
- $y_A = 0$
- $x_B = 482$
- $y_B = 260$ $S = 4.903602$
- $x_C = 0$
- $y_C = 360$

ESTRUCTURA DEFINITIVA

$E_V = 47214^k$
 $R_1 = R_D = 23607^k$

CLIENTE ARQ. LEON HOLTE
 Y TENA ESTRUCTURA INDUSTRIAL
 PRECOLADA "IN SITU"



$17000 \times 17000 \times 20 = 7140000$
 5540^k
 $d.M. = 5540 \times 480 = 26,59200 \text{ KCM}$
 $H = \frac{9799200 \text{ KCM}}{360 \text{ CM}} = 27220$

$M = 0$	$M = 7140000 \text{ KCM}$	9799200 KCM
$Y_M = 0$	$Y_M = 260.3$	$Y_M = 360$
$Y_A = 0$	$Y_B = 260$	$Y_C = 360$
$E = 0$	$E = 2.3 \text{ CM}$	$E = 0$

$M = 2.3 \times 27220^k = 62606 \text{ KCM}$

ACCION SISMICA $W = 47.214^k \times \frac{1}{10} = 4.7214^k \times 180 = 2.3607^k$ INCREMENTO O DECREMENTO DE R_1 Y $R_D = \frac{4.7214^k \times 1.8}{18} = 0.47214^k$

SISMO MAXIMO: $80^\circ \times 2360.7^k = 188856^k \text{ CMS}$
 NO ARCO ISOSTATICO DE (3) TRES ROTULAS. LA PEOR CONDICION SERA:
 EN CARGA GRAVITACIONAL VERTICAL

$P = \sqrt{27220^2 + 23607^2} = 36.0308^k$ Y EN (B) $T = \frac{27220}{1600} + \frac{62606^k \times 12 \times 20}{40^4} = 17.175 + 23.575 = 40.75 \text{ KCM}$
 $T = \frac{36.0308}{1600} = 22.52 \text{ KCM}$
 $17^k \text{ CM}^2 + 5.87 = 22.87$
 $5.87 = 11.29$

ESTA CONDICION ESTA HOLGADAMENTE BUENA NO VALE LA PENA INVESTIGAR MAS.

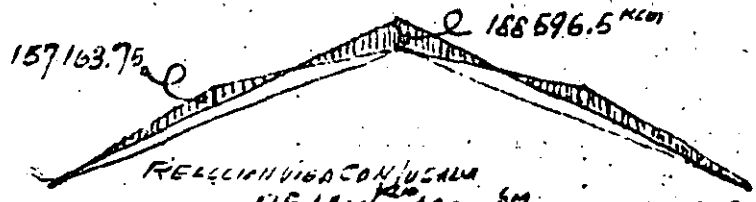
LA CONDICION DEL ARCO AL CONECTAR FIRMEMENTE LA CLAVE DEBE CONSIDERARSE SISMO TAMBIEN COMO DE (3) TRES ROTULAS CUANDO HAY CARGA DINAMICA.

INCREMENTO $188856 + 62606 = 251462 \text{ KCM}$ Y LA $H = 27220^k + 2360^k = 27480^k$

$T = \frac{27480}{1600} + \frac{251462 \times 12 \times 20}{40^4} = 17.175 + 23.575 = 40.75 \text{ KCM}$ AUN A HOY LA CONJUNTA ES HOLGADA
 $23.575 = -6.4 \text{ KCM}$ AUNQUE REQUIERE SOLO COMPRESION.

CUANDO LO CONECTAMOS EN LA CLAVE LOS MOMS. MAXIMOS PASARAN A LA CLAVE Y SEGUIRAN IGUAL HOLGADO Y TAMBIEN CORRECTAMENTE EMPOTRANDO DUE POR SIMETRIA SE REDUCE LA SOLICITACION A LA MITAD O A TRES CUARTOS.

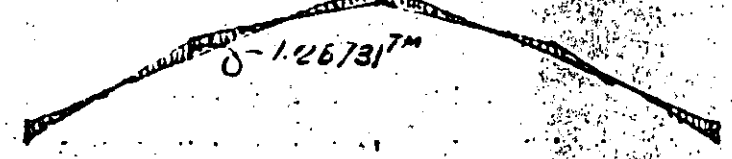
EMPOTRANDO SOLO EN LA CLAVE



$M_2 = \frac{251462 \times 484.662}{2} = 6.0937038 \text{ TM}^2$

$M_2 = \frac{6.0937038 \times 3}{2} = 1885965 \text{ TM}$

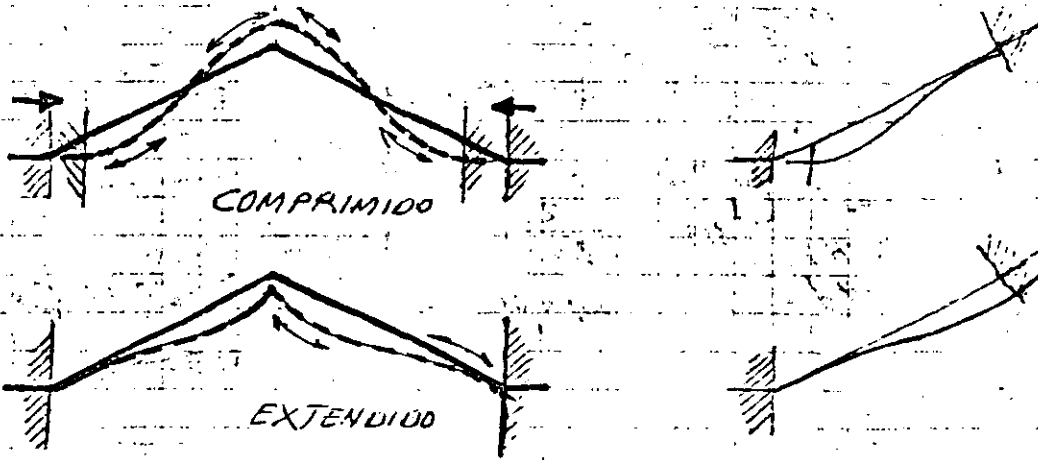
EMPOTRANDO AMBOS EXTREMOS $\frac{6.0937038 \times 2}{9.69329} = 1.25731 \text{ TM}^2$
 1.25731 TM^2



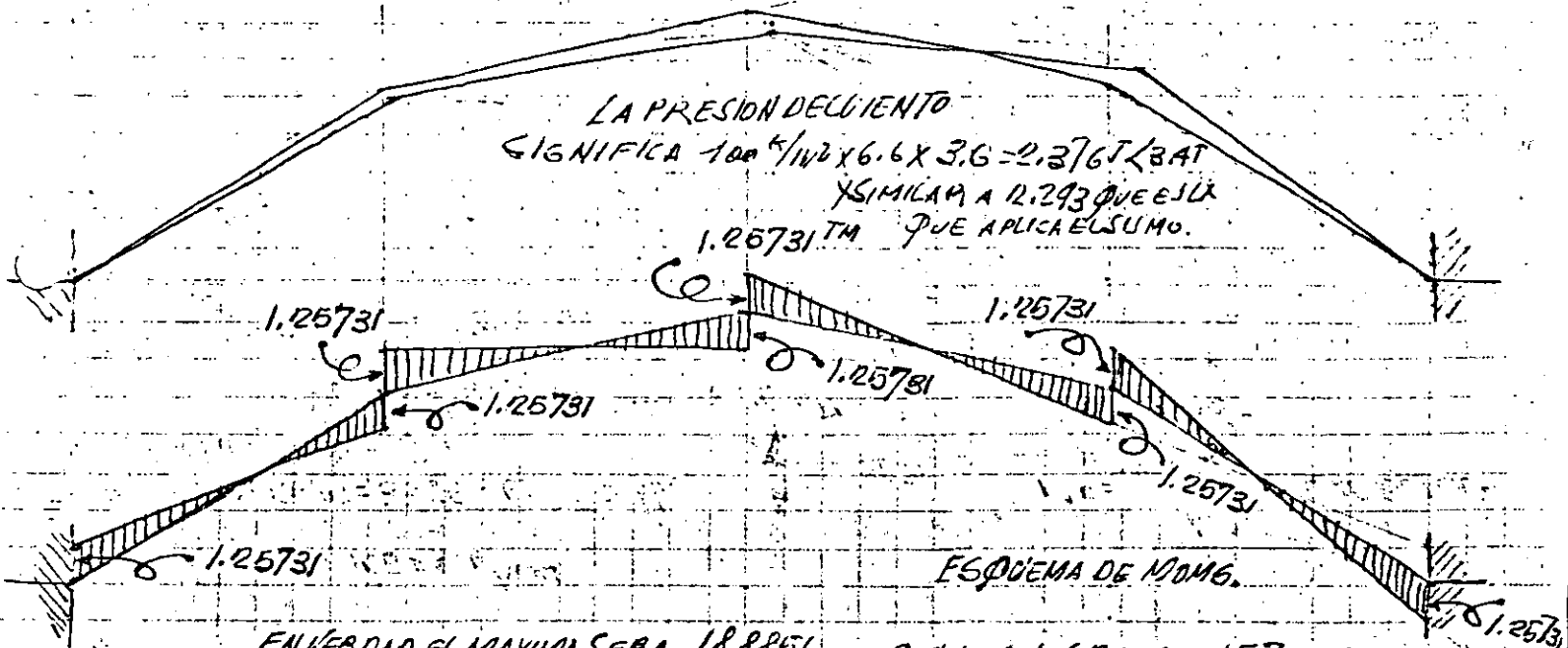
AHORA VEREMOS COMO SE DEFORMA CON SISMO.

LOS ANALISIS DE ESTA HOJA SON C/CARGA ESTATICA Y SE TOMA EL VALOR MAXIMO SIN PARA DETERMINAR.

CLIENTE ARQ. LEON HOLJE
 TEMA { ESTRUCTURA INDUSTRIAL (5)
 PRECOLADA "INSITU"



DESPLAZAMIENTO
 SEGMENTO EXTENDIDO. SEGMENTO COMPRIMIDO



ENVERGADURA EL MAXIMO SERA $\frac{188856}{2} = 94428 + 62606 = 157034 Kcms$
 Y SE PRESENTA EN EL NUDO (B)

AHORA TODO EL MARCO

$1.1080' \times 9.6m = 1.1080 \times 9.6 = 10.6368 TM$
 $+ 1.1460' \times 2 \times 7.8m = 2.292 \times 7.8 = 17.8776 TM$
 $+ 0.660' \times 2 \times 6m = 1.3204 \times 6 = 7.9284 TM$
 $+ 1.584' \times 3m (MUROS) = 1.584 \times 3 = 4.752 TM$
 $+ 0.6 \times 3m (POSTES) = 0.6 \times 3 = 1.8 TM$

 $6.9064 T$ $42.9948 \approx 43 TM$

ESTOS IRAN A (4) CUATRO NUDOS
 DE COLUMNAS
 = 10.75 TM @ C/U.

RIGIDEZ POSTES $\frac{1}{6} = 0.1666$
 RIGIDEZ DE 9 TRAMO DE C/6A $\frac{1}{4.9030602} = 0.20395$
 NUDO (A) $.16666 = 0.45$ NUDOS (B) Y (C) 0.5
 $+ .20395 = 0.55$
 0.37061

CLIENTE: HYPACONTINIC
 TEMA: ESTRUCT. INGENIA.
 PRECOLUM "IN SITU"

NUDO	1	2	A	B	C	B'	A'	C'
M. INICIAL		10.8	+13.2	+1	+1	+1	+1	+10.8
1ª DISTRIA	-10.8		-0.21	-6.49	-1	-1	-1	-6.49
1ª TRANSP		-2.7		-0.5	-3.25	-0.5	-0.5	-3.25
2ª DISTRIA	+2.7		+0.22	+0.28	+1.86	+1.87	+0.5	+0.5
2ª TRANSP		+0.11		+0.94	+0.74	+0.25	+0.94	+0.20
3ª DISTRIA	-0.11		-0.42	-0.52	-0.12	-0.19	-0.94	-0.94
3ª TRANSP		-0.21		-0.1	-0.26	-0.47	-0.1	-0.1
4ª DISTRIA	+0.21		+0.04	+0.06	+0.37	+0.36	+0.1	+0.1
4ª TRANSP		+0.02		+0.19	+0.03	+0.05	+0.18	+0.18
5ª DISTRIA	-0.02		-0.09	-0.1	-0.04	-0.04	-0.18	-0.18
	-8.02	+8.02	+6.24	-5.24	-1.33	1.33	0	0
							2.1665158	8.6357466
								13.064253

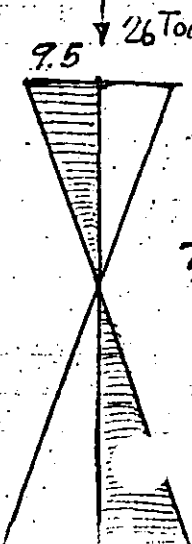
EL MOM. ENC/PATA DEBE SER $10.8 \times 2 = 21.6$
 EL MOM. DISTRIBUIDO ALCANZA $8.02 + 6.24 = 13.26$
 EL FACTOR DE CORRECCION ES $\frac{21.6}{13.26} = 1.6289692$

SUMANDO AQUI LA EXCENTRICIDAD
 $21.6651.58$
 $+ 62606.00$
 279257.58 KCM

LOS POSTES DEBEN SOPORTAR
23607 K AXIALES Y 94428 KCM ENCARGA ESTATICA

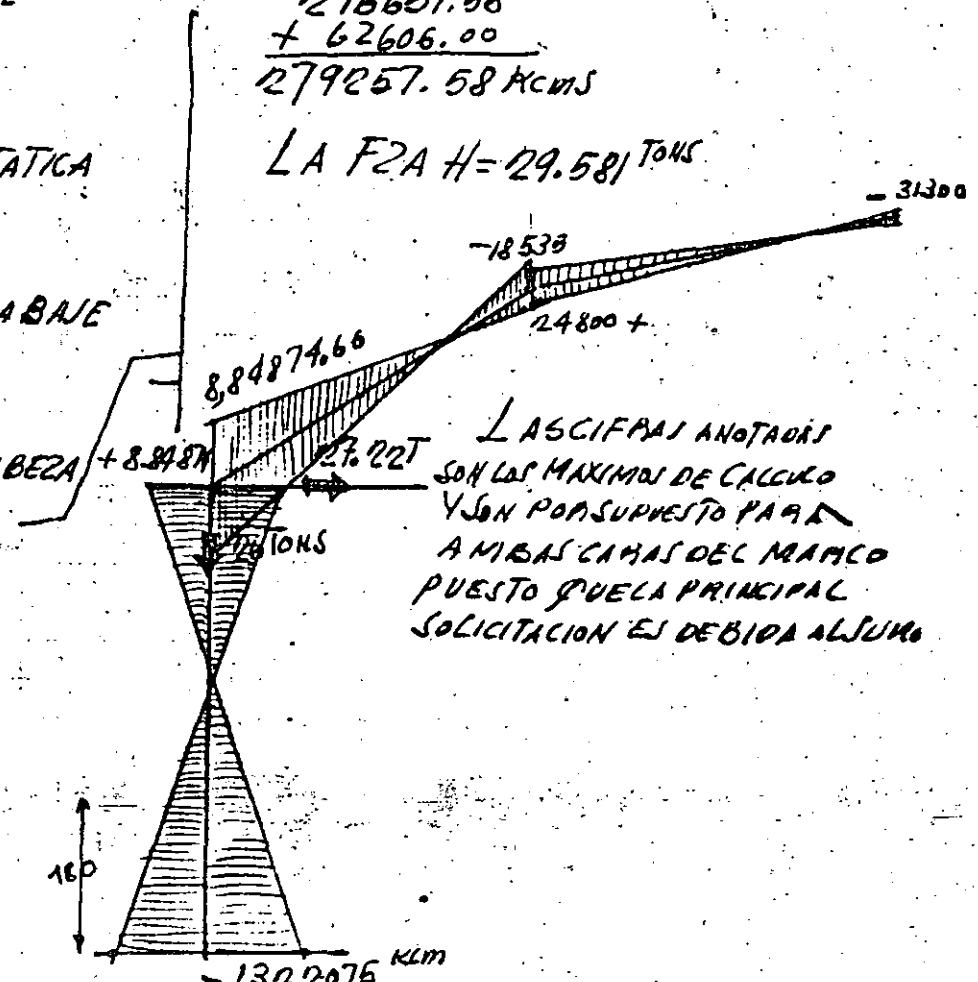
LA F2A H = 29.581 TONS

$\frac{23607}{2388.6} = 26 \text{ TONS}$ Y $\frac{1369289}{13.06425} = 104825 \text{ TM}$ CUANDO SISMO EN LA BASE
 $\frac{23 \text{ TONS}}{9.5 \text{ TM}} = 2.42 \text{ TONS/TM}$ CUANDO SISMO EN LA CABEZA
 $\frac{979302.66}{9.5} = 103084.49 \text{ TONS}$



$$V = \frac{9.5 + 13.06 + 25}{6} = 3.76 \text{ TONS}$$

POSTE



LAS CIFRAS ANOTADAS SON LAS MAXIMAS DE CALCULO Y SON POR SUPUESTO PARA AMBAS CARAS DEL MARCO PUESTO QUE LA PRINCIPAL SOLICITACION ES DEBIDA AL VIENTO

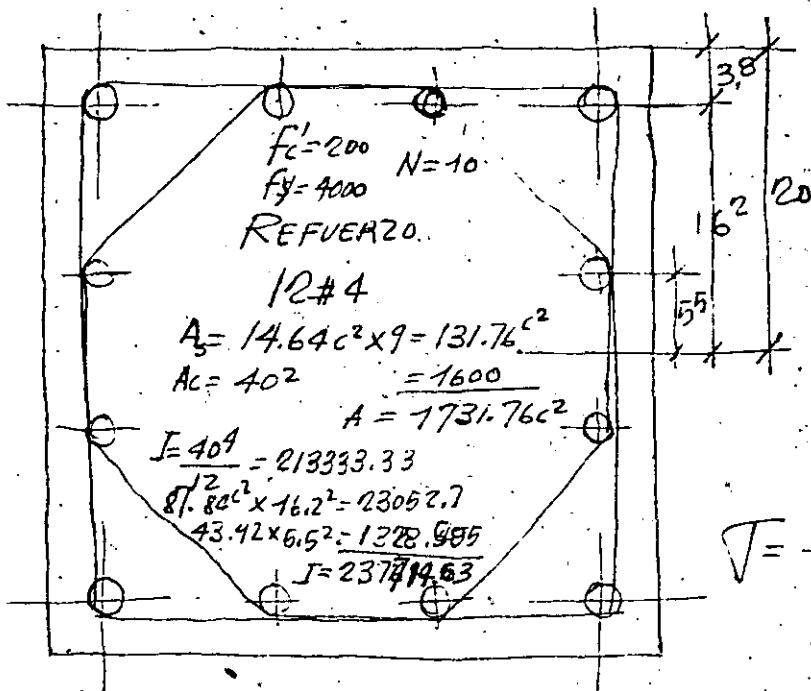
EL ANALISIS EN LA BASE (PÍO CRÍTICO) DEL POSTE LO HAREMOS CON EL METODO ELASTICO

TEMA: ESTRUCTURA INDUSTRIAL PRECOLADA "INSITU"

7

$M = 13.22076 \text{ Kcms} = 13.22076 \text{ T}^4 \times 0.75 = 9.91557 \text{ T}^4$
 $P = 28.7 + 3.38 \text{ T} = 32.08 \text{ T} \times 0.75 = 24.06 \text{ T}$

SI LA RELACION ENTRE LA CARGA X FACTORES 1.2 Y LA CARGA NATURAL ES DE 1:1.33 COMO SE VIO EN HOJA ① LA REVISION DE LOS EST. Y FIXO 0.45 fy x 0.5. CUBRIRA EL CASO DE ACELERACION SISMICA O DE VIENTO.

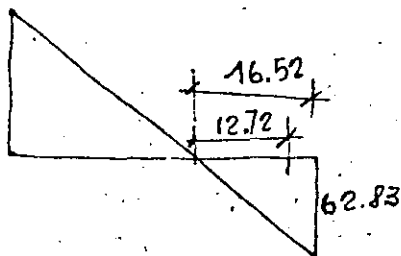


$A = 1731.76 \text{ c}^2$
 $J = 237714.63 \text{ c}^4$
 $S = 11885.73 \text{ c}^3$
 $R = \sqrt{\frac{J}{A}} = 11.716 \text{ c}$

$\sigma = \frac{24060 \text{ K} + 991557 \text{ Kcm}}{1731.76 \text{ c}^2 - 11885.73 \text{ c}^3}$
 $13.89338 \text{ K/c}^2 + 83.424156 \text{ K/c}^2 = 97.31 \text{ K/cm}^2$
 69.53 K/cm^2

2ª REVISION

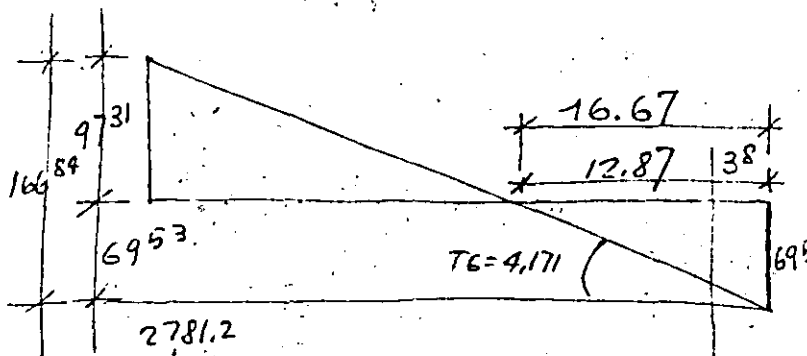
$\sigma = \frac{24060 + 991557}{1819.6 + 13038.366}$
 $13.22 + 76.05 = 89.27 \text{ K/c}^2$
 62.83 K/c^2



$T = \frac{62.83 \times 16.52 \times 40}{2} \times 16.52 \times \frac{2}{3} \div 12.72 = 17973.76 \text{ K}$

~~$f_s = \frac{17973.76}{8 \times 1.22} = 1841.6 \text{ K/cm}^2$~~

$f_s = \frac{17973.75}{8 \times 1.22} = 1841.6 \text{ K/cm}^2$



$T = \frac{69.53 \times 40 \times 16.67^2 \times 2}{12.87 \times 2 \times 3} = 20016.88 \text{ Kcms}$

$T = \frac{2781.2 \times 8.335}{23181.302 \text{ K} \times 16.67 \times 0.666} = 20017.012 \text{ Kcms}$

$A_s = 10 \text{ cm}^2$

$0' 20 \text{ T} \times 1.33 = \frac{26666.66}{3000} = 8.88 \text{ cm}^2$

EL REFUERZO PROPUESTO DA 1.22 X 4 = 4.88 CM FACTAN 5 D UPLICAN DOLO PARA 9.76 CM²

$J = 237714.63$
 $+ 23052.7$
 $J = 260767.33$
 $S = 13038.366 \text{ c}^3$
 $R = 11.97 \text{ c}$

LACABEZA DEL POJIE

TEMA ESTRUCTURA INDUSTRIAL PRECOLADA "INSITU"

$P = 26 + 3.38 = 29.4 \times 0.75 = 22T$
 $M = 8.85 \times 0.75 = 6.6375Tm$

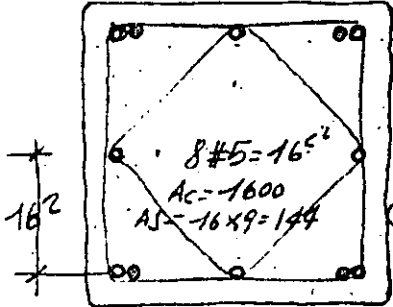
REVISANDO 1/4 #4 @ 1/4 CARA

$$\sigma = \frac{22000}{1731.76} + \frac{663750}{11885.73}$$

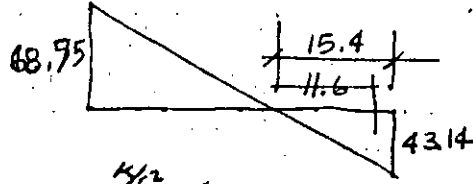
PARECE MAS LOGICO 8#5

$$12.7 \text{ K/cm}^2 \pm 55.84 = 68.55$$

$$43.14$$



$A = 1744 \text{ cm}^2$
 $J = \frac{40^4}{12} = 213333.33 \text{ cm}^4$
 $\textcircled{1} \frac{6 \times 9 \times 16^2}{54} = \frac{29343.53 \text{ cm}^4}{J = 241676.85 \text{ cm}^4$
 $S = 12083.84 \text{ cm}^3$
 $R = 11.718 \text{ cm}$



$$T = \frac{43.14 \times 40 \times 15.4}{2} \times \frac{15.4 \times 2}{3 \times 11.6} = 11759.86 \text{ K}$$

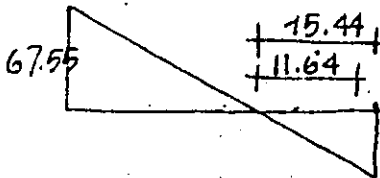
$$f_s = \frac{11760}{4 \times 1.22} = 2409$$

$$\sigma = \frac{11760 \times 1.33}{3000} = 5.22 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{22000}{1744} + \frac{663750}{12084} =$$

$$12.615 \pm 54.928 = 67.55$$

$$42.31$$



$$\bar{T} = \frac{42.31 \times 40 \times 15.44}{2} \times \frac{15.44}{11.64} \times \frac{2}{3} = 11563.76$$

$$f_s = \frac{11563.76 \text{ K}}{6 \text{ cm}^2} = 1925.6 \text{ K/cm}^2 \checkmark$$

AHORA ABAJO PONIENDO 1#5 ADICIONAL A 1/4 ESQUINA

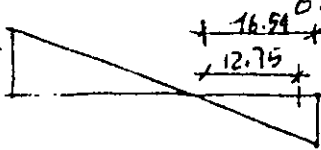
$A = 1744 + 72 = 1816 \text{ cm}^2$
 $J = \frac{40^4}{12} + \frac{72 \times 16^2}{12} = 260572.53 \text{ cm}^4$
 $S = 13028.63 \text{ cm}^3$
 $R = 11.97$

$P = 24060 \text{ K}$
 $M = 991557 \text{ Kcm}$

$$\sigma = \frac{24060}{1816} + \frac{991557}{13028.63} =$$

$$13.25 \pm 76.1 = 89.356 \text{ K/cm}^2$$

$$62.856 \text{ K/cm}^2$$

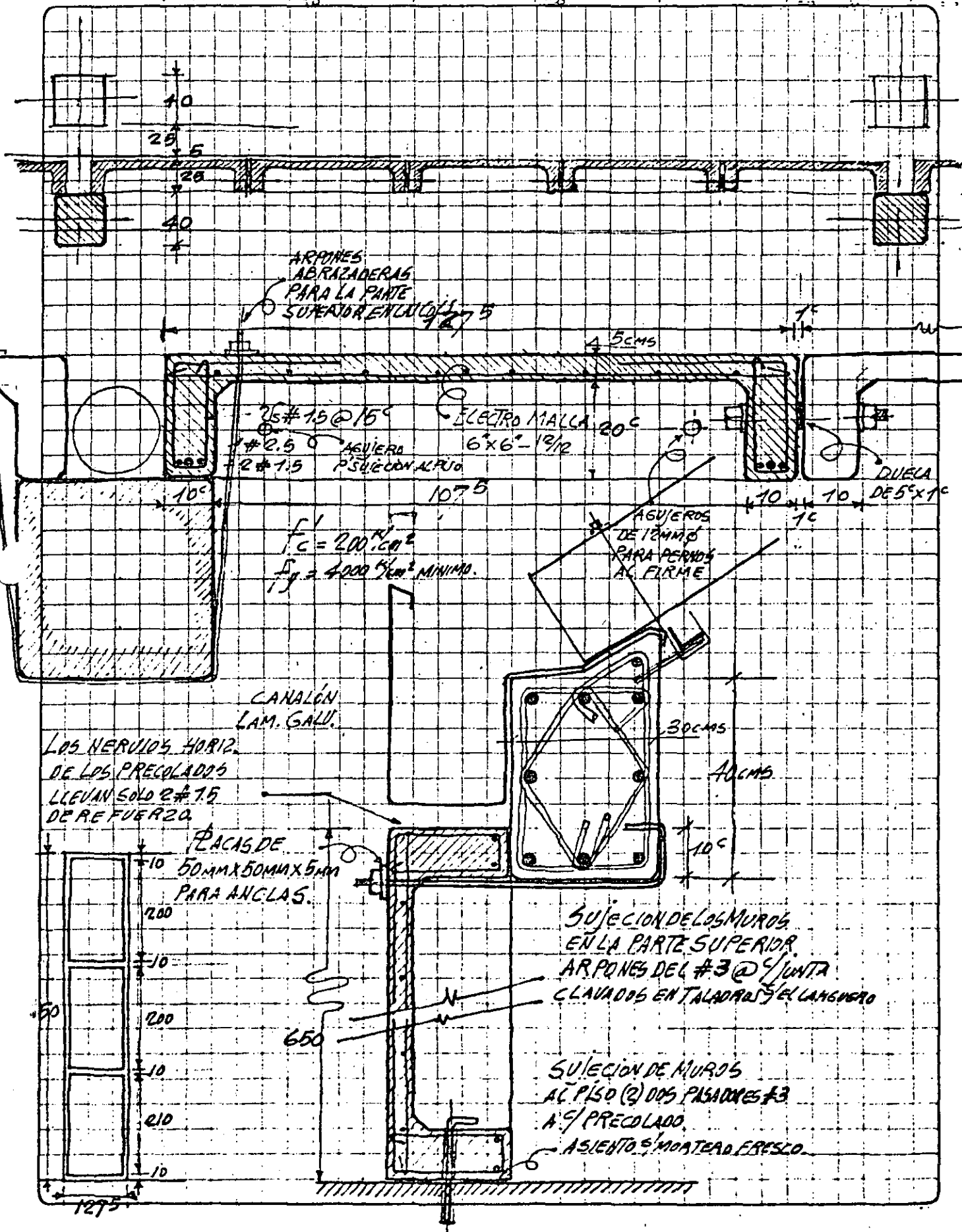


$$\bar{T} = \frac{62.85 \times 40 \times 16.54}{2} \times \frac{16.54}{12.75} \times \frac{2}{3} = 17980.62 \text{ Kcms}$$

$$f_s = \frac{17980.6}{10} = 1798.1 \text{ K/cm}^2 \checkmark$$

TAMBIEN COMO BASE/JUICIO PARA PANELES L/R EMPOTRADA $K=2$ $L/R=25$ $\frac{600}{12}=50$ Y COMO ESTA DOBLEMENTE PARECE SER ESTA LA SECCION ADECUADA.

CLIENTE: ARQ. LEON HOLTZ & TEMA LOCAL INDUSTRIAL PRECOLADO "IN SITU"



ARAPONES ABRAZADERAS PARA LA PARTE SUPERIOR EN CUCO

25 #15 @ 15cm
 #2.5 ASUERO P/SECCION ALFONSO
 #2 #1.5
 ELECTRO MALLA 20cm
 6x6 - 12/12
 ASUEROS DE 12mm PARA PERROS AL FIRME

CANALON LAM. GALV.

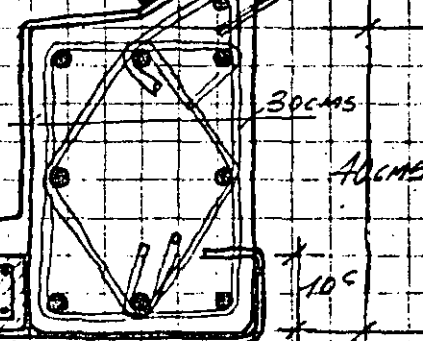
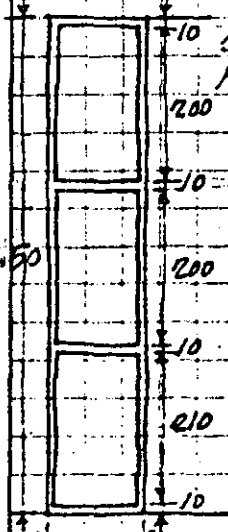
LOS NERVIOS HORIZ. DE LOS PRECOLADOS LLEVAN SOLO 2 #1.5 DE REFUERZO.

PLACAS DE 50mm x 50mm x 5mm PARA ANCLAS.

SUJECION DE LOS MUROS EN LA PARTE SUPERIOR. ARAPONES DEL #3 @ 1/2 JUNTA CLAVADOS EN TALADROS DEL LANGUERO

SUJECION DE MUROS AL PISO (2) DOS PASADOS #3 A 9' PRECOLADO. ASIENTO S/ MORTARO FRESCO.

$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ MINIMO.}$



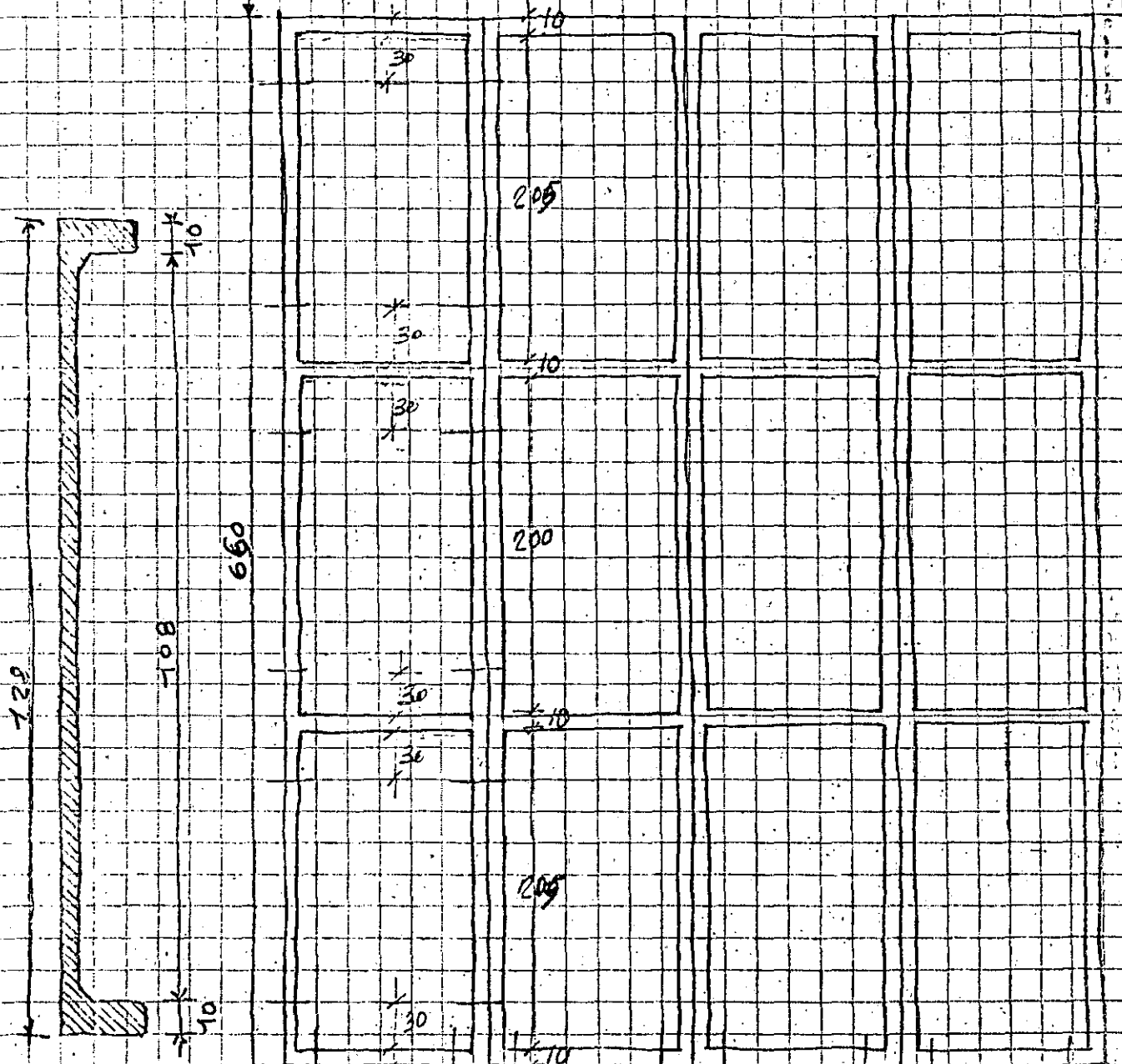
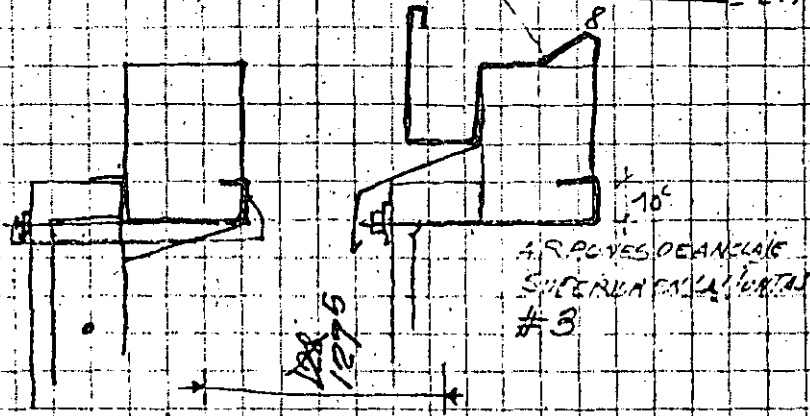
127.5

LA ACCION DEL VIENTO EN EL LARGO DE VIENTOS $2.28 \times 3.2 \times 6.7^2 = 2.94912 \text{ TM}$

$$d = \frac{\sqrt{2.94912}}{1.8 \times 1.25} = 1.23 \times 1.30$$

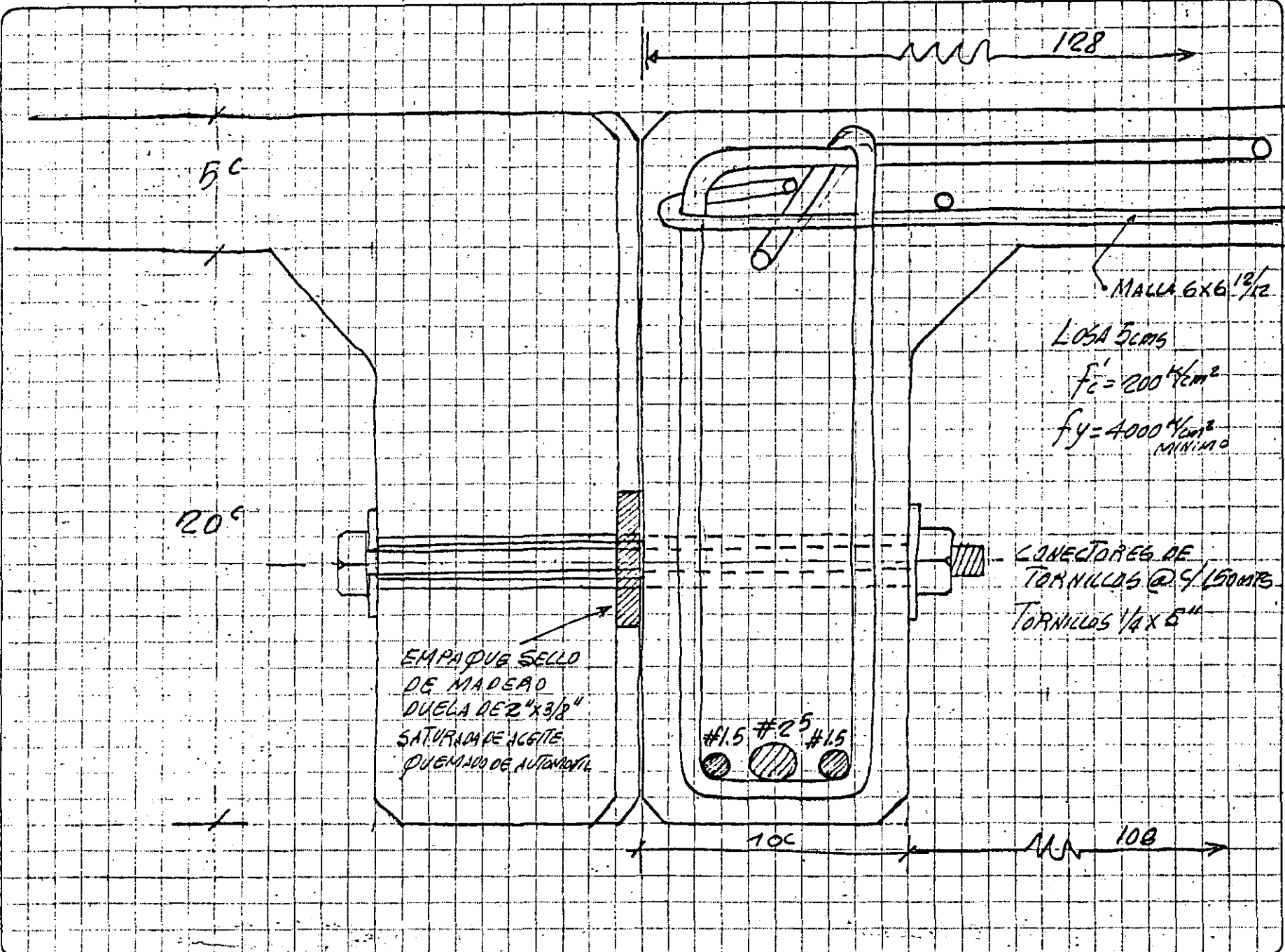
$$AS = \frac{2.94912}{26.2 \times 0.745 \times 1000} = 3.77 \text{ cm}^2$$

SIGNIFICA QUE AQUI
HABRA QUE
CUIDAR LA CANTIDAD
DE ARMADO
AUNQUE LAS ROTUNDA
HAZEN $M/2 = 1.9 \text{ kg} \approx 1 \#5$



ANCLAJE INFERIOR PERNA AL SUELO 3/ TALACROAL EN EL FIAMBE.

11



50

128

120

MACA 6x6 1 1/2

LOSA 5cm

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$
MINIMO

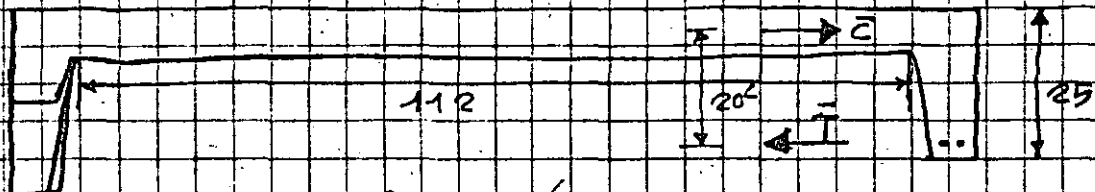
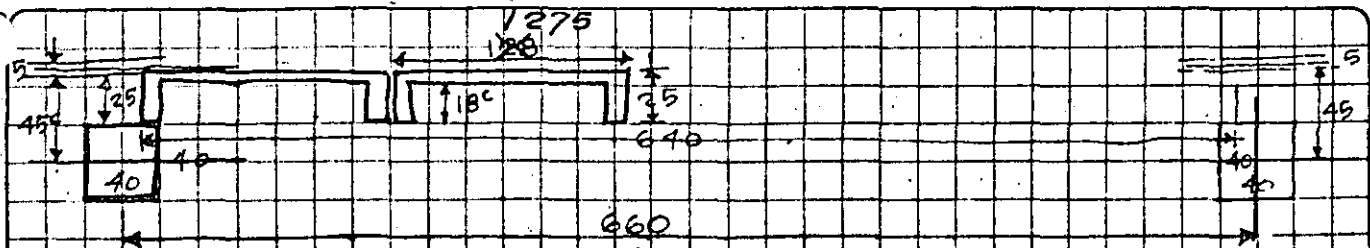
CONECTORES DE
TORNILLOS @ 4/150MS
TORNILLOS 1/4 x 5"

EMPAQUE SELLO
DE MADERA
DUELA DE 2" x 3/8"
SATURADA DE ACEITE
QUEMADO DE AUTOMOVIL

#15 #25 #15

100

100



PRESION DE VIENTO $100 \frac{m}{100} \times 1.8 = 180 \frac{m}{m^2}$
 $M = \frac{1.28 \times 180 \times 1.28}{8} = 0.026864 \text{ TM}$

$d = \sqrt{\frac{3686.4}{48.44 \times 100}} = 0.9 \text{ cm}^2$

LA PLACA PODRA SER DE 5 CMS.

$A_s = \frac{3686.8}{3^2 \times 0.75 \times 5000} = 0.282 \text{ cm}^2$
 $6 \times 6 \times \frac{1}{2}$

$A_s = \frac{3686.8}{5 \times 75 \times 4000} = 0.246 \text{ cm}^2$

$d = 3 \text{ cms.} \rightarrow 6 \times 6 \frac{1}{10} = 2.605 \text{ cm}^2$
 $d = 5 \text{ cm} \rightarrow 6 \times 6 \frac{1}{2} = 0.370 \text{ cm}^2$

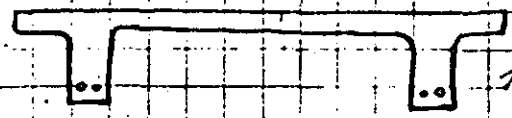
LOS NERVIOS DEBEN SER CAPACES DE LA PRESION DE VIENTO EN 640 CMS DE LUZ.

$M = \frac{0.18 \times 1.28 \times 6.4^2}{8} = 1.1765 \text{ Kcms}$

$C = T = \frac{1.1765 \times 6}{20^2} = 5898.25 \text{ Kcms}$
 $f_c = \frac{5898.25}{128 \times 6} = 9216 \frac{\text{K}}{\text{cm}^2}$

$A_s = \frac{5898.25}{4000} = 1.4745 \text{ cm}^2 = 3 \# 2.5$

$\eta = \frac{180 \times 3.2 \times 1.28}{16 \times 20 \times 320} = \frac{737.28}{520} = 2.34 \text{ cm}^2 \checkmark$



1# 2.5 + 2# 1.25 @ 9/PATIN
 $0.4948 + 2 \times 0.024 = 0.7428 \times 2 = 1.4856 \text{ cm}^2$

ANILLOS @ 10 CMS DE # 1.25

VER A LA 10.1 SIETE

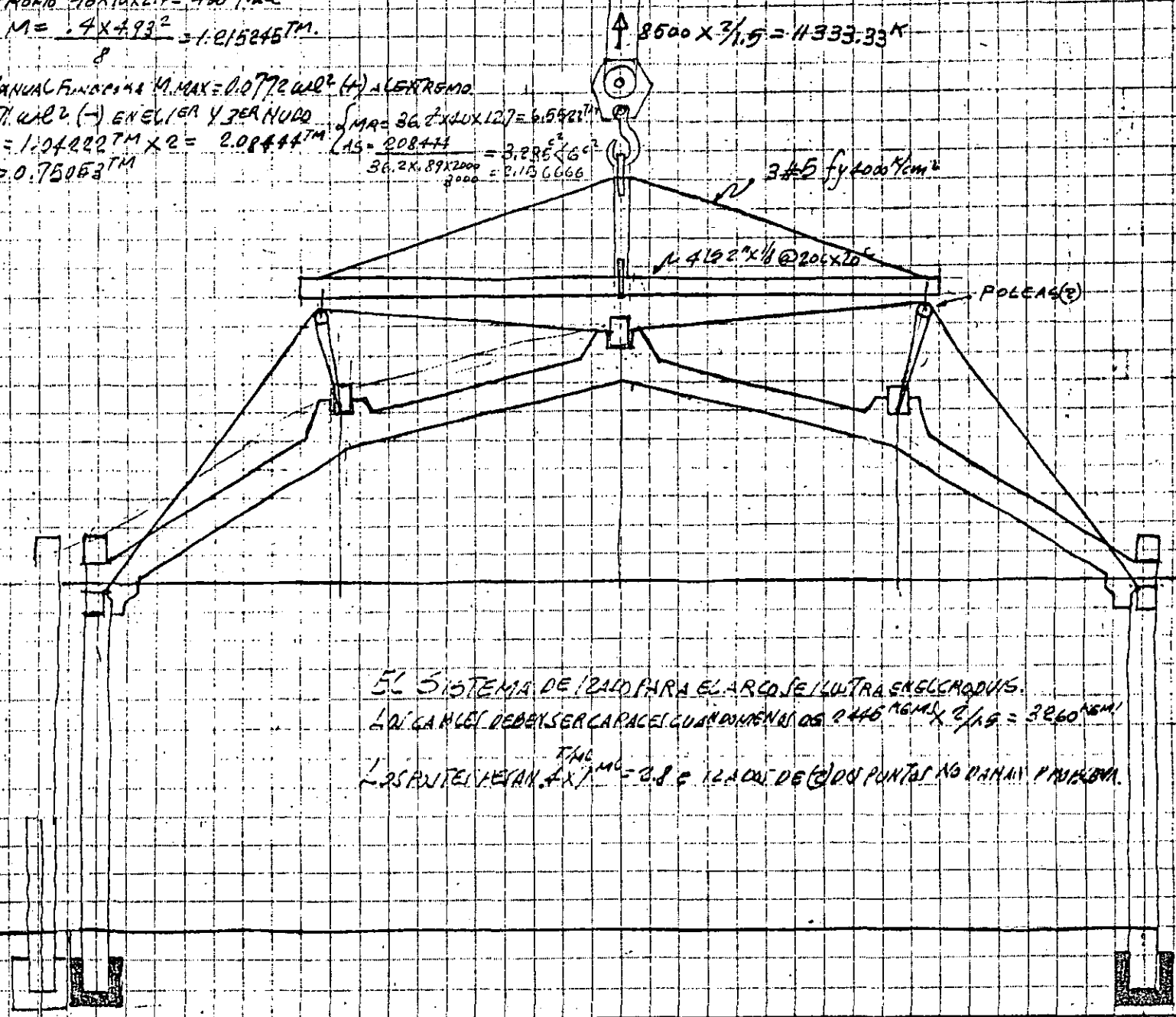
TEMA 13 - OLC-INDUSTRIAL PRECOLADO "IN SITU" - CEMENTO ARONER 70.2

$P.P.R.O.B.I.O. 16 \times 10 \times 2.4 = 400 \text{ kg/m}^2$
 $M = \frac{.4 \times 4.93^2}{8} = 1.215245 \text{ TM}$

DEL MANUAL FUNDA 48 $M_{MAX} = 0.0772 \text{ wL}^2$ (+) A EXTREMO
 0.1071 wL^2 (-) EN EL CER Y PER NUDO
 $M_X = 1.04222 \text{ TM} \times 2 = 2.08444 \text{ TM}$
 $M(+)=0.75053 \text{ TM}$

$\int M dx = 36.2 \times 127 = 6.5522 \text{ TM}^2$
 $A_S = \frac{2.08444}{36.2 \times \frac{89 \times 2000}{3000}} = 3.285 \text{ cm}^2$
 $= 2.156666$

$\uparrow 8500 \times 3/1.5 = 11333.33 \text{ K}$



EL SISTEMA DE IZADO PARA EL ARCO SE IZARA EN EL CROQUIS.
 LOS CABLES DEBERAN SER CARACEI CUANDO MENOS $2445 \text{ kg/cm}^2 \times 2/1.5 = 3260 \text{ kg/cm}^2$
 LOS PUNTES DE VARIACION $M = 0.8 \text{ C}$ ILACION DE CADA PUNTO NO DEBEN PASARLA.

REVISION TENSOR

$20 \times 6.6 \times 100 = 19.8 \text{ TONS W}$

$M = \frac{19.8 \times 19.8}{8 \times 3.75} = 12 \text{ TONS}$

$\sqrt{100 + 169} = \sqrt{269}$

$16.8 \times$

160×16

ARCO $\frac{6451 \text{ KG}}{5702 \text{ KG}}$

$\frac{12153 \text{ KG}}{12170 \text{ KG}}$

$19.8 \times 6.5 \times 100$

25023

25 TONS W

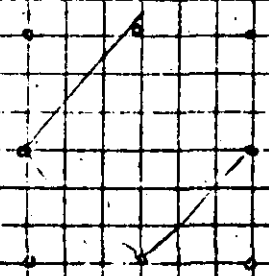
$\frac{12.5 \times 20}{8 \times 3.75} = H = \frac{16.666}{2000} = 8.33 \text{ sec } 278$

$\sqrt{12.5^2 + 16.66^2} = T = 20.8328$

area 1600

40

$1.5 \times 40 \times 100 = 6000$



$\frac{12800}{2000} = 6.25$

OLIMPIA DE MEXICO.

TRABAJOS DE PROYECTOS PARA LA REALIZACION DE LA AMPLIACION DE LA FABRICA OLIMPIA DE MEXICO EN LOS REYES.

1. PROYECTOS NECESARIOS

1.1 a) FABRICACION: 6 500 M² a
b) ZONA DE OBRAS: 1 600 M² a

1.2 COMEDOR 700 M²

1.3 MANTENIMIENTO 300 M² a

1.4 NAVES (CONSTRUCCION SIGRAN)
a) RELOCALIZACION NAVE EXISTENTE 900 M²
b) AMPLIACION 19 100 M²

1.5 EDIFICIO DE OFICINAS
PROYECTO ENCIMA PLANTA ACTUAL 600 M²

1.6 ADAPTACION NAVES EXISTENTES.

1.7 INSTALACIONES EXTERIORES
a) CALLES, CAMINOS
b) LINEA DE MANTENIMIENTO Y DE CARGA
c) JARDINES, BARRAS, ETC.

RENDIMIENTOS M/O Y ESPECIFICACIONES

CALCULO DE INSTALACIONES

LICENCIAS

CALENDARIO

PRESUPUESTO

PROGRAMACION DE GASTOS

RUta CRITICA

DETALLES DE PLANOS

CONCURSOS

CALENDARIO DE ADQUISICIONES

PLANOS COMPLETO

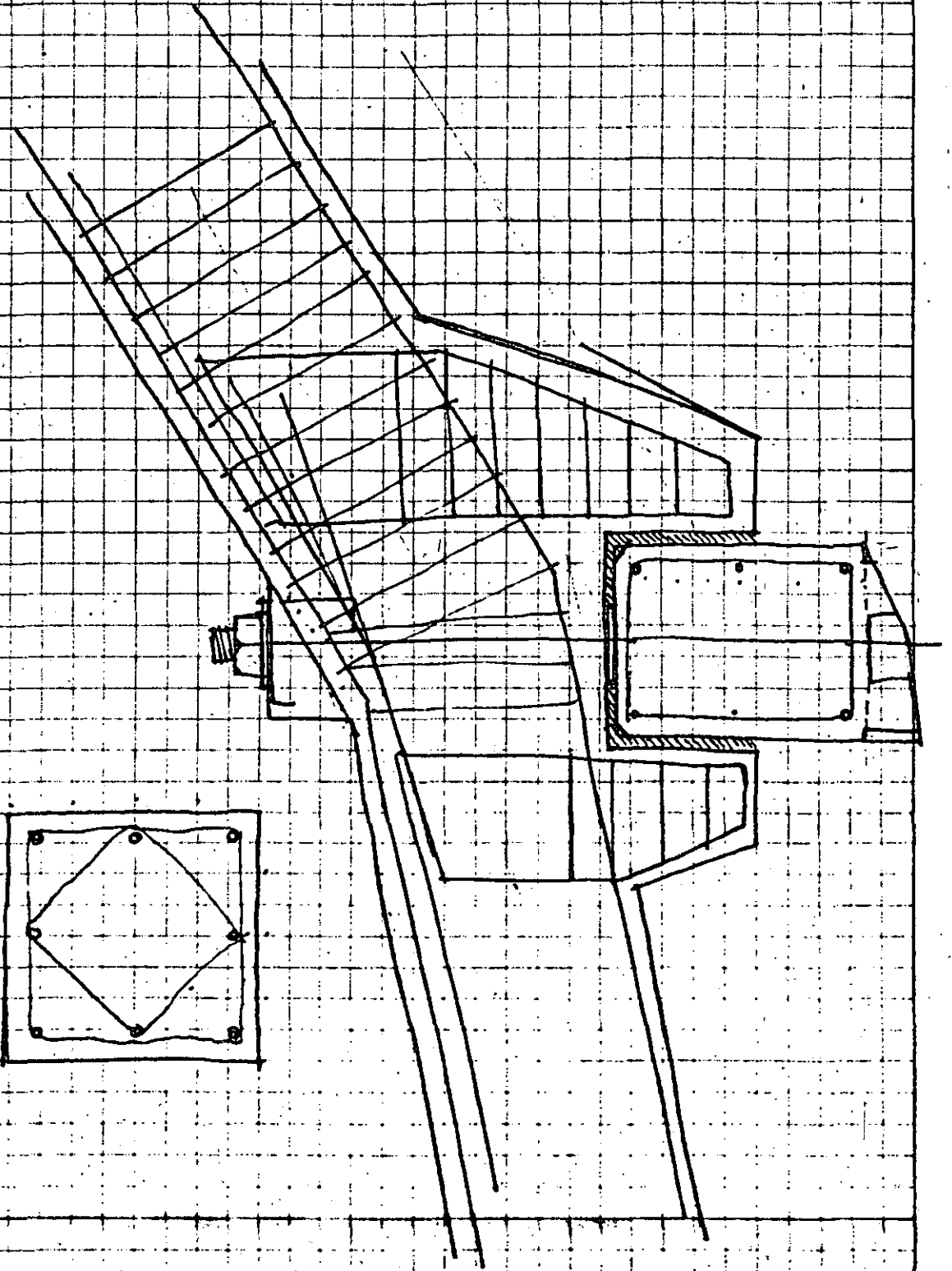
CALCULO Y DISEÑO DE INSTALACIONES

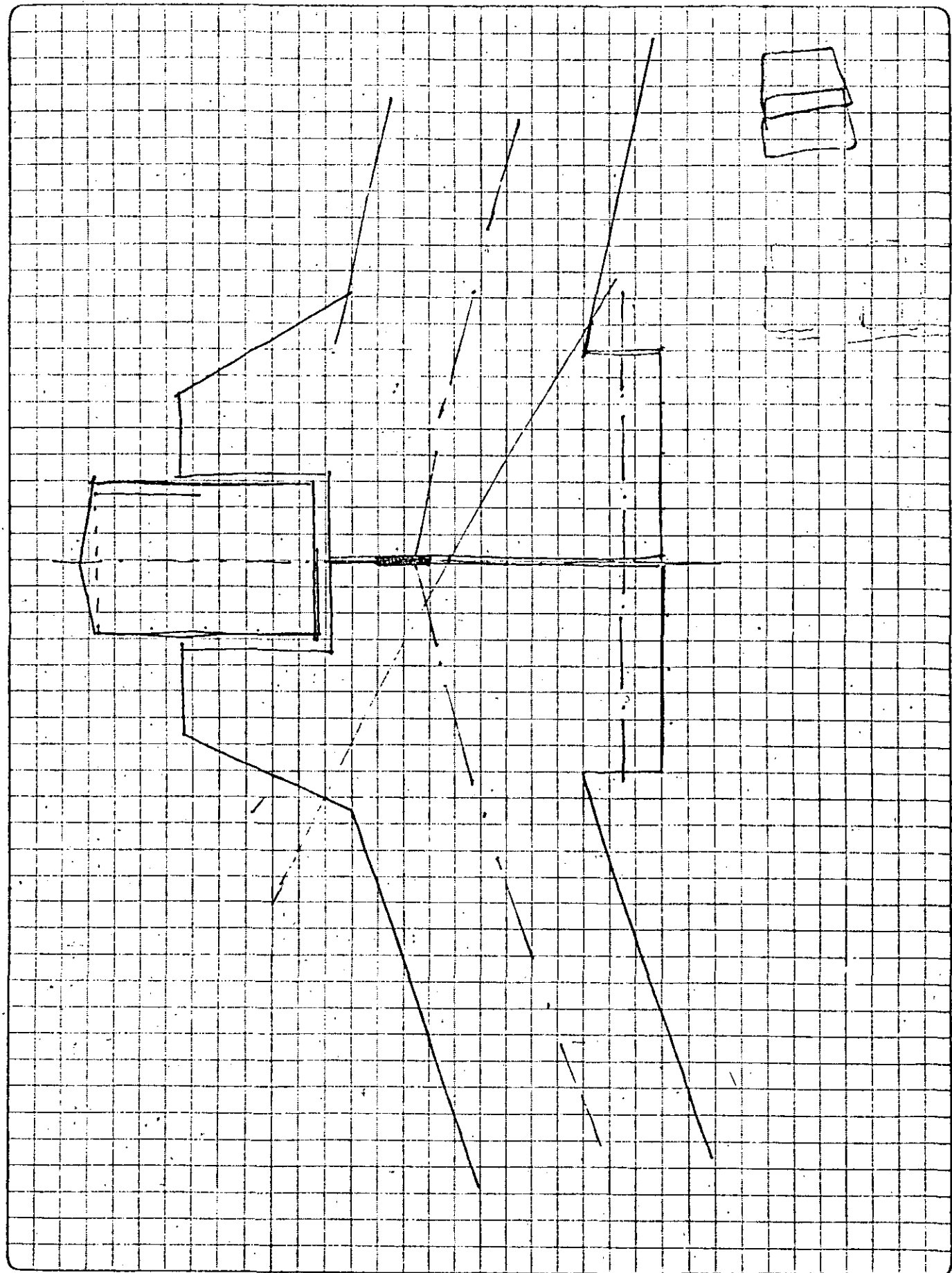
SUPERVISION DE OBRA Y RECCION CALIDAD

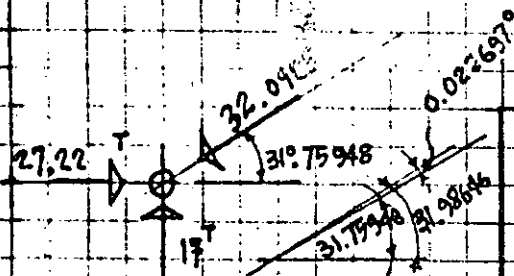
SUPERVISION DE CALCULOS

BITACORA

AUTORIZACION DE PAGOS CON REV. FACTORIAS

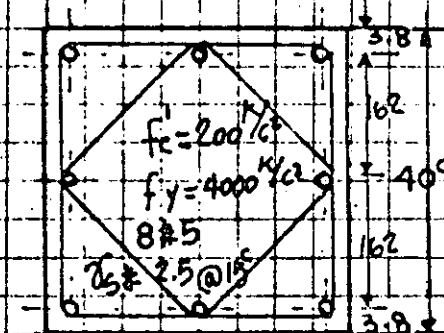




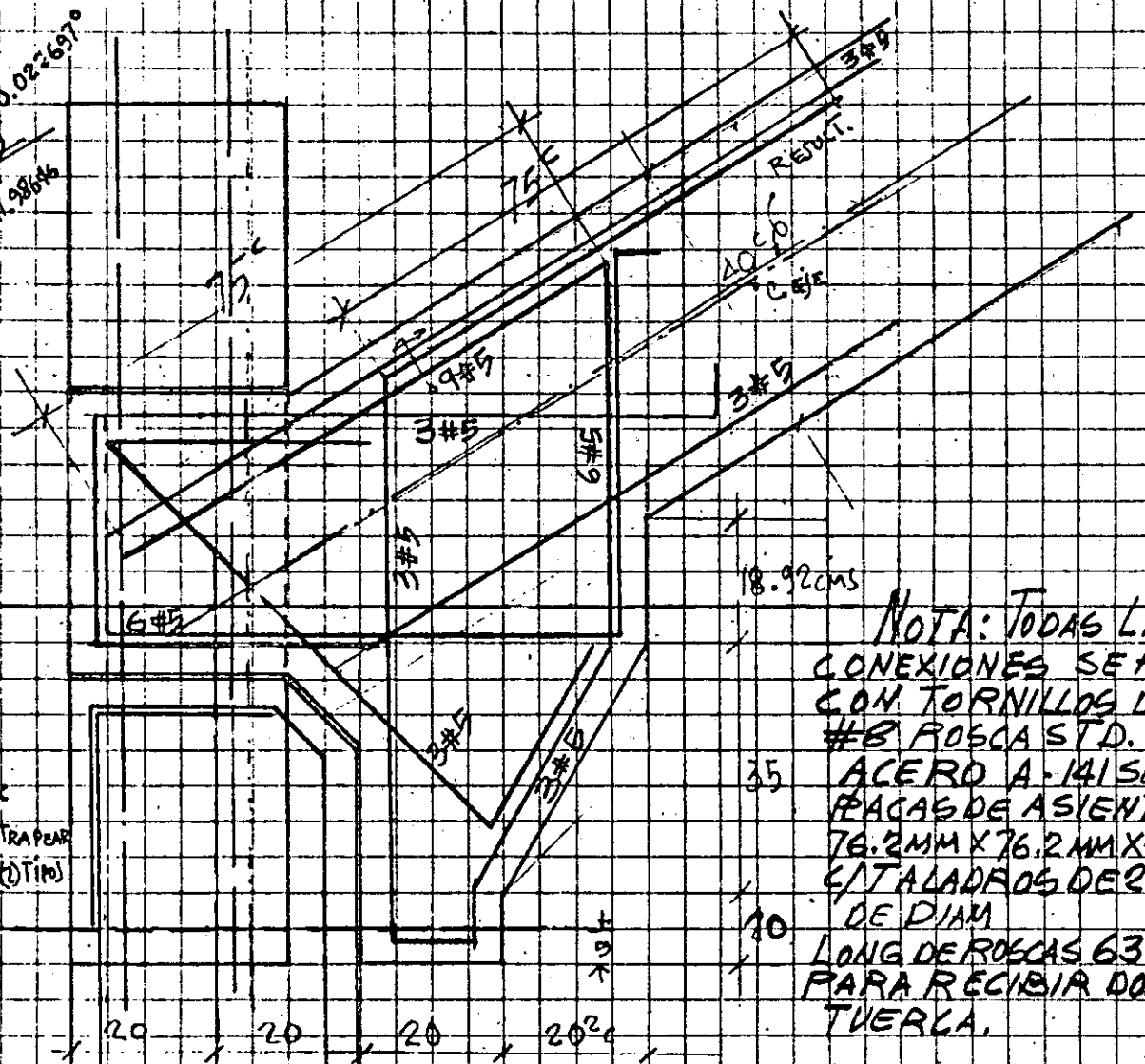


ANGULO DEL ARCO 31.75948°
 ANGULO DE RESULTANTE = 31.986498°
 ANGULO DE DISCREPANCIA = 0.022697°
 EXCENTRICIDAD = $0.022697 \times 420 =$
 $= 0.0039615 \times 420 = 1.664^\circ$
 PUES REPARTIDOS SON 0.832 cm/s
 $\left(\frac{32093}{1744} + \frac{2265}{12083.8} = \frac{18.99 \text{ K/c}}{18.21 \text{ K/c}} \right)$
 18.402 ± 0.187 TENSOR $3\#8$

$I = \frac{17000}{1744} = 9.748 \text{ cm}^2$
 $I_s = 5.75 \times 40 \times 100 = 98900.8 \text{ cm}^4 / f_y = 4000$
 $A_{rs} = 40 \text{ cm}^2 = 5 \times 2.5 \text{ cm} \times 4 = 20 \times 2.5 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$
 POR ESPECIF. P. REFUEZA $2\#5$ $I_s / I_p = 16.5$
 CONCLUSION ANILLOS A $5/15 \text{ cm} \times 2.5$ (CONTRAPAR
 40 cm (LO-0)TIM)

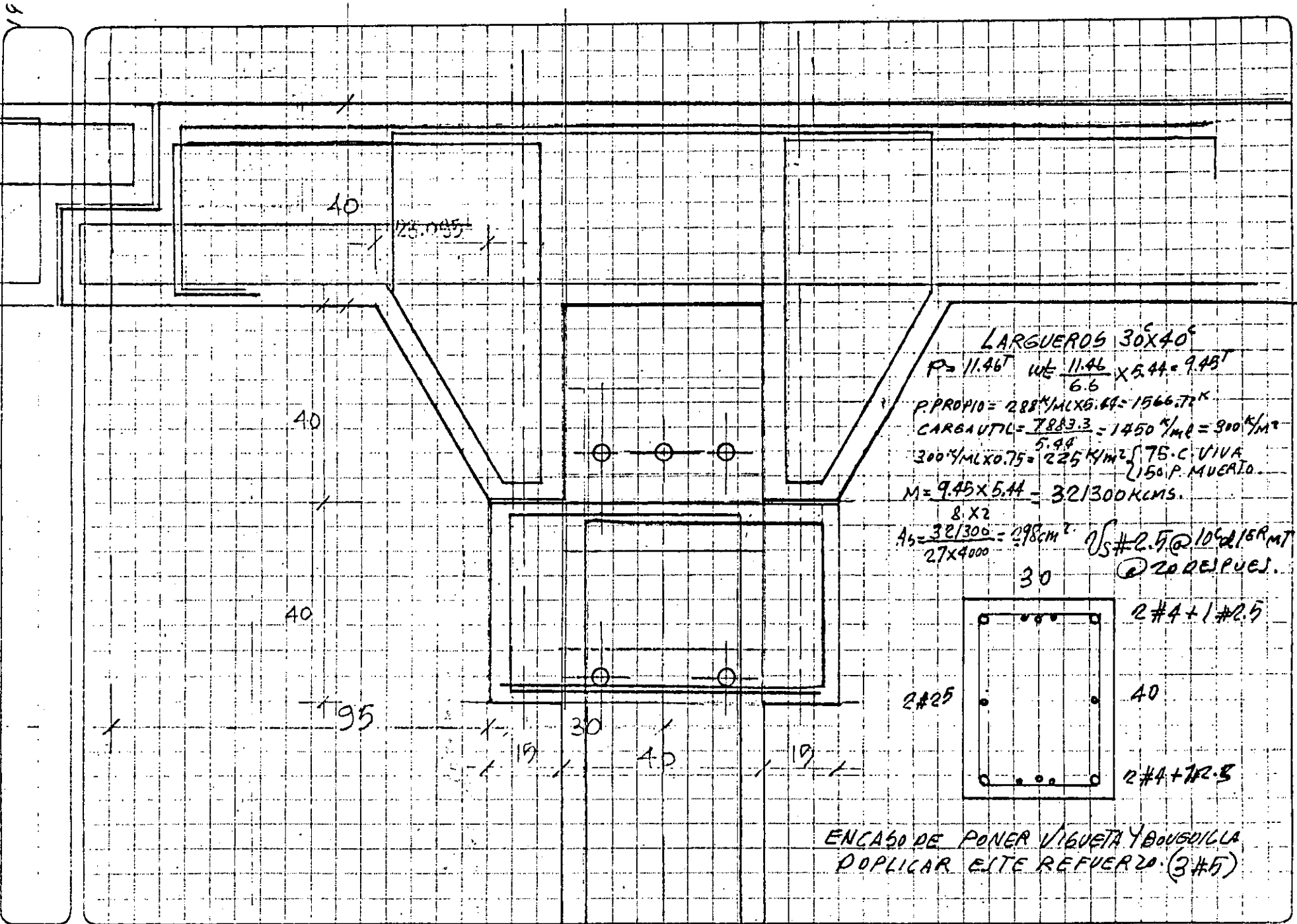


$A = 1744 \text{ cm}^2$ $I = 241676.85$ $S = 12083.8$ $R = 11.77$

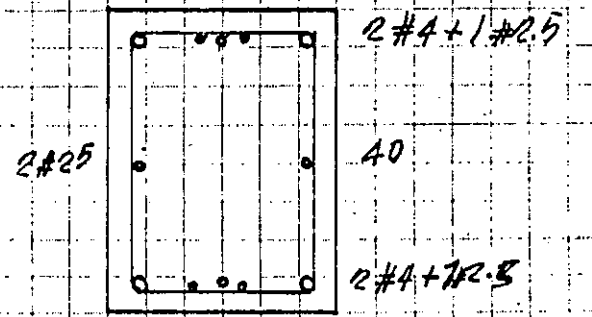


NOTA: TODAS LAS
 CONEXIONES SE HARAN
 CON TORNILLOS DEL
 #8 ROSCA STD. Y
 ACERO A-141 SOBRE
 PAGAS DE ASIENTO DE
 $76.2 \text{ mm} \times 76.2 \text{ mm} \times 4.75 \text{ mm}$
 C/TALADROS DE 27 mm
 DE DIAM
 LONG DE ROSCAS 63 mm
 PARA RECIBIR DOBLE
 TUERCA.

NOTA: EN ESTA CONEXION
 DEBE HABER ESTIBOS DE
 (2) DOS RAMAS $\#2.5 @ 15^\circ$
 EN C/U DE LOS (3) TRES ELEMENTOS
 QUE DESDE EL ARCO PARTICIPAN.



LARGUEROS 30x40
 $R = 11.46T$ $W = \frac{11.46}{6.6} \times 5.44 = 9.45T$
 $P. PROPIO = 288 \text{ Kg/M} \times 6.44 = 1866.72 \text{ Kg}$
 $CARGA UTIL = \frac{7883.3}{5.98} = 1450 \text{ Kg/M} = 900 \text{ Kg/M}^2$
 $300 \text{ Kg/M} \times 0.75 = 225 \text{ Kg/M}^2$ (75 C.VIVA / 150 P.MUERTO)
 $M = 9.45 \times 5.44 = 321300 \text{ KCM.S.}$
 $A_s = \frac{8 \times 2 \times 321300}{27 \times 4000} = 298 \text{ cm}^2$ $\sqrt{S} \#2.5 @ 10 \text{ cm} / 15 \text{ cm}$
 30 $@ 20 \text{ RES.PUES.}$



EN CASO DE PONER VIGUETA Y BOVEDILLA
 DOPLICAR ESTE REFUERZO (3 #5)



PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

Antecedentes sobre Prefabricación

Ing. Alfonso Olvera López

D I C I E M B R E, 1984.

AÑO	POLITICA	TECNOLOGIA	ARQUITECTURA	ACONTECIMIENTO
1769		Máquina de vapor WATT.		
1774		Origeno Shale y Priestley.		Faro de Edington en Inglaterra en el que J. Sherton emplea la mezcla de cal viva, arcilla, arena y escorias de hierro para la cimentación y aglutinación de las piedras.
1775	Guerra de la Independencia norteamericana.			En Inglaterra se comienza el puente sobre el río Severn, que es el primero de los construidos en fundición. Es terminado en 1779. Sus autores, Abraham Darby y John Wilkinson. Tenía una luz de 30.15 m y una flecha de 13.5 m.
1790				En Tipton Green, Staffordshire, se realiza la Casa del Guardián con paredes de pared en hierro fundido, unidos mediante madera y así, los portales y ventanas, también de hierro, están totalmente normalizados. Este edificio fue demolido en 1828 y su ruina fue utilizada a guisa de prisión de sus ocupantes por odio, comida y falta de termidas.
1793	Convención gironde.			1798-1799: Puente Sunderland, luz de 70.30 m construido por la compañía Burdon, utilizando los planos de Thomas Paine.
1794	Comienzo de las grandes revoluciones europeas.	Refinamiento de botas.	Fundación de la Escuela Politécnica de París.	Una de las primeras aplicaciones del pilar de fundición se realiza en la librería londinense Temple de las Artes.
1796	Compañía en Italia de Reparación.	Geometría Descriptiva Monge. Litografía-Schneiders.	Cemento-París.	
1818	Congreso de Acquafredda.			1818-1821: Rebelión Real de Brighton (Inglaterra), obra de John Nash, construido en hierro fundido.
1830	Restauración de la monarquía en Francia.			Construcción de grandes hangares con cerchas de acero en fortificación de Arcueil París.
1840	Guerra del opio.	Talbot y Bayard obtienen patentes fotográficas en papel.	Cópula de San Gaudencio en Novara, obra de A. Antonelli.	El primer puente colgante con cables de acero se realiza en Pittsburgh, Estados Unidos.
1843	Llamamiento del clero Ginebrino para la unión de Italia.	Máquina de escribir. Aerostato de Henrich. Análisis del espectro.	Biblioteca de San Gaudencio en París, obra de H. Labrousse.	
1847	Evolución de Inglaterra hacia el libre comercio.	Locomotoras eléctricas. El dióxido de carbono comienza a utilizarse como anestésico.	Teatro del Liceo en Barcelona, obra de Oriol Mesms y Garriga.	Se comienzan a fabricar vigas perfiladas de hierro.
1848	II República Francesa. Manifiesto comunista de 1848. Manifiesto revolucionario de los Europeos. Constitución Polaca Provisional.	Fósforo rojo de seguridad.	Primera ley sobre casas populares. Acta de Lord Shaftesbury en Inglaterra.	James Bogardus, inventor de diversas máquinas industriales, patente un sistema constructivo a base de elementos metálicos, vigas, paneles de cerramiento de suelo a techo, que fue ampliamente utilizado en Chicago durante la década de los sesenta.
1849	Capitulación de Viena.	Fabricación de perfiles en V.I.	Charles Fourier publica Ensayo de un nuevo sistema público The Social Contract of Architecture.	

AÑO	POLÍTICA	TECNOLOGÍA	ARQUITECTURA	ACONTECIMIENTO
1850	Conferencia de Clutz. Constitución Prusiana.			En la zona de Nueva York se fabrican 5.000 viviendas para ser enviadas a California, donde un pluma "goldrush", se compraban por 5.000 dólares modelos que costaban 400 dólares en la costa oriental. Peter Naylor fabrica y construye en Nueva York una vivienda de 300 pies cuadrados que fue enviada por barco en dos módulos volumétricos.
1851			Exposición universal de Londres. Puente colgante de Bixbee. Se comienzan los Grandes Hafes en París. Central de París obra de Batard.	Joseph Paxton construye el Cristal Palace de Londres, que es montado en 6 meses empleando elementos prefabricados y normalizados de fundición.
1853	Guerra Ruso-Turca.	Se escribe y ensaya el primer ascensor, obra de E.G. Otis. Inauguración del Museo de Ciencias de Londres.	Comienzan los grandes trabajos urbanísticos de París bajo la dirección de G.E. Haussmann.	J. Bogardus construye la casa Harper, en Nueva York, empleando un sistema constructivo a base de elementos metálicos.
1854	Guerra de Crimea. Pedro II rey de Brasil.		L. A. Boitau, realiza Santa Eugenia en París.	En la Exposición Universal de París se exhiben 4 casas de madera desmontables, siendo después enviadas a Sidney (Australia), donde son definitivamente ensambladas. El Palacio de Cristal es desmontado y vuelto a montar en Sydenham (Inglaterra).
1855	Alejandro II, zar de Rusia.	Producción comercial del aluminio.	Exposición Universal de París. Se comienza la construcción del ferrocarril Madrid-París.	
1856	Congreso de París.	El alto horno Bessemer permite la producción de acero a gran escala. Getradura de seguridad Yale.	James Bogardus publica Cast Iron Buildings.	
1858		Fotografía en color.	Comienzan las obras del ferrocarril Madrid-Irún.	M. Labrouste comienza la Biblioteca Nacional de París, terminada en 1868. Utilizando columnas y bóvedas de hierro fundido. Sobresaliendo la solución adoptada para el alfiler central realizado íntegramente en hierro y cristal.
1859	Guerra Franco-Austríaca. Batallas de Magenta y Solferino.	Primeros experimentos para obtener la voz en discos.	Philip Webb realiza la casa referida en William Morris en Bentley Heath.	
1860	Fin de la guerra de Francia e Inglaterra contra China.	Motor de explosión. 1860-1870 aparición del acero borbón para construcción.	Aprobación definitiva del Proyecto de I. Cerdà para el ensanche de Barcelona. Plan de ensanche de Madrid por Carlos III Castro.	
1861	Guerra de Secesión americana. Alejandro II de Rusia declara la emancipación de los siervos.	Refrigeración con amoníaco. Pavimentos de asfalto.	Subterráneo de Londres.	Skiffings y Flint, madereros de Boston y Nueva York patentan, en noviembre de este año, su Portable House realizada a base de paneles estibados, y que, según los anuncios de la época, podía ser montada en tres horas. Un gran número de ellas fueron vendidas al Ejército de la Unión para sus campamentos militares.
1865	Fin de la guerra de Secesión americana y abolición de la esclavitud. Los pueblos de la actual Alemania forman el Zollverein.	Primer cable transatlántico. Bimano de Siemens.	Galería Vittorio Manuel en Génova (Italia), obra de Giuseppe Mengoni.	

AÑO	POLÍTICA	TECNOLOGÍA	ARQUITECTURA	ACONTECIMIENTO
1867	División del Imperio Austro-Húngaro por Francisco José. Maximiliano de Méjico es fusilado.		Exposición Internacional de París. "Teoría general de la urbanización" por J. Cerdá.	Se instala el primer ascensor en Europa en la Exposición de París. Joseph Monier patenta el hormigón armado utilizado para la fabricación de macetas de flores.
1868	Guerra austro-prusiana. En USA se concede el derecho a voto a las gentes de color.	Cadena de producción. Dinamita.	Estación de San Pancracio en Londres, obra de P. W. Barriss.	
1870	Victor Manuel entra en Roma. Nace Vladimir Olinov (Lenin).	Aparición del futuro de Hermanos Nyett.	Puente Brooklyn en Nueva York, obra de J. A. Roebling. La fábrica Krupp inicia la construcción de casas para obreros en Essen.	De esta época son los edificios de la ribera del Misisipi. Son los primeros en hierro fundido.
1871	Guerra franco-prusiana. Caída de Napoleón III. Revolución de la comuna de París.	Dinamo eléctrica.		Fábrica de chocolates Menier en Noisiel-sur-Marne con estructura metálica, es el primer edificio con esqueleto, quedando los muros exteriores reducidos a la simple función de una cubierta. Es obra de J. Saurma.
1872	Guillermo I. de Prusia es nombrado emperador de Alemania.		E. Viollet le Duc publica "Entretiens sur l'architecture".	
1876		Inventor del teléfono por Graham Bell. Motor de 4 tiempos (Otto).	Eiffel y Bouteau realizan el Bon Marche de París.	En la revista de "The Manufacturer and Builder" se anuncian las Ready Made House del arquitecto neoyorquino A. Derriss.
1878	Tratado de Berlín. Se constituyen los reinos de Rumanía, Bulgaria, Serbia, Montenegro y Grecia.	Edison inventa el fonógrafo. Se comienza a utilizar la luz eléctrica en los edificios.	Exposición Internacional de París.	
1880		Primer ascensor eléctrico Siemens en Nueva York.	Comienza el modernismo catalán. Casa Vicens de Gaudí.	
1882	Asociación nacionalista en Irlanda. Ocupación de Egipto. Expansión colonialista del Imperio ruso.	Primera central eléctrica. Batao de Koenig.	Arquero Soria planea la ciudad de Madrid.	
1883		Ferrocarril Transatlántico. Máquina cinematográfica.	Nace Walter Gropius.	W. Le Baron Jenney realiza el edificio de la Home Insurance Company en Chicago, siendo éste el primer rascacielos edificado según los principios de la construcción moderna.
1889	Nace Adolfo Auladell.		Guerra de las máquinas en París. Obra de Duran y Castelló.	En París el ingeniero Eiffel realiza la torre Eiffel instalando un ascensor que asciende a la altura de 300 m.
1892		Francis Redheffer hace experimentos con el hormigón armado. Este se populariza por América y Europa.	W. O. Atwood Brock realiza el Brock de Chicago, obra de J. Root.	La Maison House de Brooklyn, primera obra americana de estructura de acero y fibrocemento de hormigón.

	POLITICA	TECNOLOGIA	ARQUITECTURA	ACONSEJAMIENTO
1891				La empresa constructora E. D. Coignet de París, realiza vigas de hormigón prefabricadas para la construcción del Casino de Biarritz.
1892			Nace Richard Noera. Ley de 1892 para los ensanches de las ciudades españolas.	Ernest F. Hodson funda en Boston la Madison House que puede considerarse de ser la más antigua de las compañías americanas dedicadas actualmente a la prefabricación de viviendas de madera. Comienzan a utilizarse los morteros y betones, pasando más tarde a la utilización masiva del automóvil, a la fabricación de garajes y casas de campo.
1893	Guerra de los Boers.	Primeros experimentos de Marconi con el telégrafo sin hilos.	Fundación de las asociaciones para las ciudades jardín en Londres.	
1894	Insurrección de los Boxers.	Inventora de la madera terciada. Teoría de Planck sobre los números cuánticos. Dirigible Zeppelin.	Parque Güell en Barcelona, obra de A. Gaudí. Rodajes en Gerra, obra de F. Berenguer.	Experimentan un notable éxito las viviendas prefabricadas de madera que salen de la fábrica con sus componentes ya previamente preparados para su montaje definitivo, generalmente para el comprador. Las Precast o Ready order houses pueden ser encargadas por correo, según los modelos de un catálogo. En Brooklyn, N.Y., se prefabrican las placas de hormigón de 1,30m de anchura y 5,10m de longitud, y de 5cm de espesor, para cubrir un edificio de estructura metálica.
1901	Guerra China-Japonesa.	Teoría de la mutación, de Vries.	Tony Garnier inicia el proyecto de la ciudad industrial.	
1902		Turbina.	A. Perret construye la casa Frankheim en París. Motores Volkweg en Hagen, obra de H. Van der Werde.	
1903		Primer vuelo en aeroplano (hermanos Wright). Radioteléfono.	R. Unwin y S. Parker realizan la primera ciudad jardín inglesa. Letch Worth.	
1904	Guerra Ruso-Japonesa.		Se publica "City Development" de Patrick Geddes.	J. Brodie patenta el primer sistema de grandes paneles de hormigón en Liverpool (Inglaterra).
1905	Primera revolución rusa. Separación de la Iglesia y Estado en Francia.	Teoría de la relatividad de A. Einstein.	Banco Postal de Viena, obra de O. Wagner. Palacio Stadler, Bruselas, obra de J. Hoffmann.	En Reading, Penn., se construye un edificio de cuatro plantas a base de grandes hormigonetas in situ y sus elementos por bloques prefabricados.
1906	Fundación del partido Laborista. Fundación del partido Sinn Féin.	Resina sintética. Sistema de aire acondicionado aplicado a los edificios.	Concurso internacional para el Palacio de la Paz en La Haya.	La Ways & Freytag instala en Hamburgo la primera fábrica de vigas prefabricadas. Primeras vigas en celosías prefabricadas de hormigón por el sistema Ways.
1907	Recrudescimiento de la agitación irlandesa.	Lámpara de funcionamiento. Fotografía por televisión. Aparato de medición Tilt-up en el cual los pisos de hormigón se levantan horizontalmente sobre el suelo para levantarlos más tarde hasta la altura deseada.	Fundación del Deutscher Werkbund en Alemania. Palacio de la Música de Barcelona, obra de Domènec Muntaner. Casa Nits de A. Gaudí.	Grovenor Atterbury desarrolla un sistema cerrado de construcción de viviendas mediante grandes paneles aligerados de hormigón. Los paneles de pared tenían estructura de un piso y de 6 a 8 pies de ancho. La Edison Portland Cement Co. promueve a pie de obra todas las vigas necesarias para la erección de una planta industrial en New Village (EE.UU.).

AÑO	POLITICA	TÉCNOLOGIA	ARQUITECTURA	ACONTECIMIENTO
1900		La bakelita es creada experimentalmente por Bakeland.	R. Maillart construye Lagerhaus en Zurich, primera estructura con columnas en forma de hongo. La Prairie en Chicago de F. L. Wright es la culminación de las Prairie House.	Thomas A. Edison inventa un sistema para construir edificios de hasta 2 y 3 plantas mediante el vertido continuo de hormigón en moldes metálicos.
1908	Anexión por Austria de Bosnia-Herzegovina.	Descubrimiento.	Primera ciudad jardín alemana cerca de Dresde. Fábrica Mühlenterrasse en Berlín, obra de P. Behrens.	Aparecen los primeros muebles desmontables producidos en serie por la Deutsche Werkstätten.
1910	Revolución Mexicana. Coronación de Jorge V, de Inglaterra.	Acero inoxidable.	Fundación del Werkbund austriaco.	Entre 1910 y 1918, la fundación Russell Sage construye, con el sistema de G. A. Heery, varios cientos de viviendas en Forest Hills, Long Island (USA). Las panetas de hormigón eran transportadas en camiones y montadas mediante grúas puente. La larga duración del proceso de curado obligó a grandes inversiones en moldes que repercutieron desfavorablemente en el coste de las viviendas.
1911	Guerra irto-turca. Anexión de Libia.		Gropius y Meyer realizan el edificio de oficinas Fagus. En la Unión Soviética Mstovitin publica el primer manifiesto constructivista.	
1912		Descubrimiento de las vitaminas.	Se forma la Asociación Internacional de la Ciudad del Jardín. Primera exposición futurista de arte en París.	John E. Conzattman patenta un sistema cerrado a base de panetas, pilares, respaldos, etc. totalmente prefabricados con el que se construyeron diversas oficinas en los EE. UU.
1914	El Ulster se separa de Irlanda del Sur. En México, golpe de estado, General Victor Huerta. Roosevelt, Roosevelt.	Cadena de montaje de automóviles (Ford). Se inaugura en Baltimore la primera central para preparación de hormigón premezclado.	Fundación del Werkbund Suizo. Woolworth Building en Nueva York obra de Cass Gilbert.	
1914	Estalla la I guerra mundial. Pancho Villa entra en la ciudad de México.		Manifiesto de la arquitectura totalista. F. L. Wright: Midway Gardens en Chicago.	Durante la guerra mundial se propaga el uso de baracostas de madera prefabricadas.
1915			Tony Garnier realiza el Estado de Lyon (Francia). Patrick Geddes publica Cities in Evolution.	Utilización, por vez primera, de jácenas en octaédros prefabricados por la empresa UMI Construction de Texas, EE. UU. Le Corbusier proyecta la casa sobre armadura Dom-ino.
1918	Sufragio universal dirigido por Patrick Pearse.	Radiofonía.	E. Freyssinet realiza los cobertizos para aviones en el aeropuerto de Chilly-Mazarin.	

AÑO	POLÍTICA	TÉCNOLOGIA	ARQUITECTURA	ACONTECIMIENTO
1917	Revolución rusa. Estados Unidos entra en la Guerra Mundial. Nace J. F. Kennedy.		F. L. Wright realiza el Hotel Imperial en Tokio.	La empresa americana Simpson Craft realiza viviendas en hormigón, prefabricadas en un 90%. Se comienza en toda Europa la producción en serie de haves industriales.
1918	Armisticio de la primera guerra mundial.		E. Unwin publica Nothing Gained By Overcrossing.	El americano Simon Lake, diseñador de submarinos, patenta el L'Anolith, sistema a base de paneles nervados de gres.
1919	Tratado de Versalles. Creación de la Sociedad de las Naciones. Revolución y represión en Alemania.	Primer vuelo transatlántico.	W. Gropius funda la Bauhaus en Weimar. Weimar es la segunda ciudad-jardín inglesa, obra de L. Salkson. Le Corbusier funda la revista L'Esprit Nouveau.	Le Corbusier diseña la Casa Monol realizada con elementos prefabricados de aliento-cemento de 7 mm de espesor.
1920	Guerra entre Rusia y Polonia.	Cadena de montaje de automóviles automática (Ford). Primera transmisión por radio.	Primeras casas populares en Rotterdam, Holanda, obra de J. P. Oud.	Aparecen los procedimientos Armstrong y Mollerum, que emplean grandes paneles de hormigón en F. U. U.
1921	Fin de la Guerra Civil en Rusia. Tratado de Riga. Fundación del Partido Comunista español.		Mendelsohn realiza la torre de Einstein en Potsdam.	F. L. Wright construye la casa M. Millard, en Pasadena, California, cuyos muros exteriores están constituidos por pequeños paneles de hormigón atados mediante refuerzos de acero.
1922	Marcha sobre Roma de Mussolini. Guerra Civil en Irlanda.		Concurso para la torre del Chicago Tribune.	Le Corbusier proyecta la serie de viviendas Citrohan (una casa como un automóvil). August Perret concibe un método de construcción proyectando el cemento por medio de aire comprimido.
1923	Conflicto italo-griego. Ocupación del Ruhr. Fin de la guerra civil irlandesa. En España dictadura de Primo de Rivera.		A. Perret: iglesia en Le Raincy, Francia. Le Corbusier publica Vers une Architecture.	Se patenta el sistema americano Tee-Store, en el que las paredes exteriores, suelos y techos, están resueltos mediante vigas en T prefabricadas, de hormigón armado. El Tee-Store es el precursor de los actuales métodos de construcción de escuelas, garajes, edificios industriales y almacenes, a base de elementos estándar de hormigón pretensado.
1924	Muerte de Lenin. Stalin toma el poder.			Richard Neutra comienza a estudiar elementos prefabricados resueltos con hormigón de diatomeas y más tarde publica su proyecto para la ciudad diatón.
1925	Oliviera Satazer se hace con el poder en Portugal.		Pabellón de L'Esprit Nouveau de Le Corbusier en la Exposición de Artes Decorativas de París.	Proyecto de planificación de Frankfurt por el departamento de la vivienda de la ciudad, dirigido por Ernst May, programando y construyendo 5.000 viviendas prefabricadas con elementos de tamaño medio de hormigón de escorias en los cinco años siguientes.
1926	Alemania es admitida en la Sociedad de Naciones.		Moses A. Gaudí. Tratado de la Bauhaus o Dessau.	Sistema Plancher Goyand, francés que realiza los primeros elementos para sus proyectos prefabricados en fábrica de ladrillo. Henri Sauvage presenta en la exposición de Arts Menagers sus maquetas sobre edificios prefabricados en alforá.
1927	Evacuación de Renania. Final de la guerra de Africa (Estadial).	Radio-Televisión. Lindbergh atraviesa en avión el Atlántico.	Concurso internacional para la Sede de la Sociedad de Naciones en Ginebra. Proyectos para la ciudad universitaria de Madrid.	Buckminster Fuller diseña la casa Dymaxion I. W. Gropius realiza la colonia Töerlen cerca de Dessau utilizando elementos normalizados producidos en serie.

AÑO	POLÍTICA	TECNOLOGÍA	ARQUITECTURA	ACONTECIMIENTO
1928	Pacto Briand Kellogg. Congreso Panamericano.	Surge el cine sonoro.	Fundación del CIAM. Gropius es sustituido en la dirección de la Bauhaus por Hannes Meyer.	Casa incremental, adaptable a las variaciones temporales del núcleo familiar, proyecto de Gropius.
1929	Crisis económica en USA. Bancarrota en Wall Street. Tratado de Letrán.		Exposición de Barcelona. Puente Salginatobel en Suiza, obra de R. Maillart.	
1930	Final de la dictadura española de Primo de Rivera.	Mormigón prefabricado, Prityasinet.	Fundación del Gatedat. Mines Van Der Rone director de la Bauhaus.	Primer proyecto de Jean Prouvé para una casa metálica enteramente prefabricada, elevada sobre pilares. La Cité des Oisoux en Baginoux, obra de M. Lods y Beaudouin es el primer barrio en su clase realizado en Europa utilizando paneles de mormigón de suelo a techo para cerramientos.
1931	Estatuto de Westminster. Se forma la Commonwealth. Proclamación de la República Española.	Descubrimiento del neutrón y su separación del átomo.	Concurso internacional para el Palacio de los Soviets en Moscú. Fin del racionalismo ruso.	Se crea la división de investigación sobre viviendas, Housing Research Division, de la Fundación Pierce en Nueva Jersey, EE.UU. Su primera vivienda, realizada en 1932 y destinada a comprobar la idoneidad del Sistema para edificios de muchas plantas, tenía una estructura metálica y paneles de fachada formados por columnas metálicas embebidas en hormigón.
1933	Hitler, canciller del Reich. Roosevelt presidente de USA.		Carta Urbanística de Atenas. Puente Golden Gate en San Francisco. Emigración de arquitectos de la Alemania nazi.	La Cité de la Muette en Brany, obra de M. Lods y Beaudouin realizado un barrio de viviendas sociales construyendo los edificios con estructura metálica y paneles de cerramiento prefabricados de hormigón. En la Feria Mundial de Chicago se exhibieron tres viviendas prefabricadas. La General Housing presentó una casa en acero. La Spar-Steel ofreció estructura para un entramado metálico y la Rostone Corporation otra a base de hormigón. Según los críticos fue una pobre representación de los 40 a 50 sistemas existentes en USA en aquellos momentos.
1934	Agitación internacional. Plebiscito de Suiza. Revolución de Asturias.		Hospital Clínico de Madrid, obra de Sánchez Alcás.	Modelo de bloque sanitario realizado por P. Peller, consistente en una unidad de baño de acero inoxidable.
1935	Organización del Frente Popular Español.		Final del constructivismo. Frontón Recoletos de Madrid, obra de Zuazo y Torroja.	Más de 500.000 personas visitan las alumineras Wana Makers de Nueva York donde se presenta la American Motohome que venía lista con la comida en la cocina. La estructura que se manifestaba claramente al exterior estaba formada por un entramado de acero recubierto con paneles de ambiente-cemento. Lo más interesante era el núcleo mecánico que agrupaba todos los servicios eléctricos de calefacción, fontanería, aire acondicionado, etc. The Architectural Forum registra la existencia en el mercado de EE.UU. de 38 sistemas de viviendas prefabricadas. Diferentes se basaban en un entramado metálico ligero recubierto por paneles de hormigón, acero moldeado, o en paneles resistentes de acero. 8 en paneles de hormigón, 1 en paneles de yeso, 2 en el sistema Balfour Brerke, y 1 en paneles de madera prensada.
1936	Comienzo de la guerra civil española. Proceso de Moscú. Conquista de Argónes.		Walker, Wadsworth y Erington realizan la primera comunidad en Maryland. Hipódromo de la Zarzuela de Madrid, obra de Torroja. Amieles y Dominguez. Nuevos ministerios en Madrid, obra de Zuazo.	Un incendio destruye el Crystal Palace.

NO	POLITICA	TECNOLOGIA	ARQUITECTURA	ACONSEJAMIENTO
1937	Guerra chino-japonesa.		Exposición internacional de París. Groupus director de la Escuela de Arquitectura de Harvard. F. El. Wright realiza las oficinas Johnson.	Richard J. Neutra realiza, en Texas, una serie de viviendas unifamiliares empleando estructuras tipo Column Frame, demostrando la modernidad de estas estructuras en esqueleto de madera mediante 1000 pies cuadrados.
1938	Conferencia de Múnich. Anexión alemana de Checoslovaquia.	Luz fluorescente. Descubrimiento de la Radioactividad (O.T.R. Hann).	P. L. Nervi realiza el convertidor para molinos en Ginebra. F. El. Wright proyecta Taliesin West en Arizona. Mies dirige el Armour Institute de Chicago.	The Architectural Forum señala la existencia de 25 sistemas de prefabricación en EE. UU., de los cuales 5 unidades son hormigón, 2 madera prefabricada, y 18 acero en forma de entramado o de paneles portantes. La Farm Security Administration construye 100 granjas en Missouri, consiguiendo costos muy bajos mediante el empleo de paredes y techos prefabricados, empleando un gran porcentaje de mano de obra calificada.
1939	Comienza la II guerra mundial. Pacto germano-soviético. Fin de la guerra civil española.		Exposición internacional de Nueva York. Se promulga en España la Ley de Casas Baratas.	Plangens para aviones con una cubierta en celuloide en Roma obra de P. L. Nervi. La cubierta es una malla formada por nervios iguales, tiene 36 m de luz y 110 m de longitud, estando apoyada únicamente en 6 pilares.
1940	Campaña de occidente.	Calculadora electrónica.		La Autoridad del Valle de Tennessee (T.V.A.), necesitada de viviendas temporales para alojar a los trabajadores de sus vastos proyectos hidroeléctricos, desarrolla la idea de dividir las casas en secciones de dimensiones adecuadas para su transporte por carretera. La primera de ellas se compone de secciones de 2,6 m x 3,7 m x 2,9 m que pesaban 3 toneladas. La estructura era el clásico entramado de madera, y las secciones salían de la fábrica con todos los servicios técnicos necesarios. El tiempo de erección era de cuatro horas.
1941	Los EE. UU. entran a formar parte activa en la guerra mundial junto al ejército aliado. Guerra del Pacífico entre EE. UU. y Japón.	Por primera vez se desarrolla industrialmente la guerra, inmediatamente después del estallido de una píera de Noruega.		La Federal Works Agency en EE. UU. adopta como casa de guerra la vivienda seccionada producida por T.V.A. Para adecuarla a las normas nacionales, se le dota de un tejado a dos aguas artificial para permitir el transporte en posición horizontal.
1942	Contribuciones británicas en el Norte de África.	Primer reactor nuclear, Poona.		La T.V.A. convierte las secciones de sus viviendas en autotransportes móviles con el fin de mejorar las condiciones de transporte. Simultáneamente se aligeran las viviendas mediante la adopción de paneles con recubrimiento resistente para formar la estructura. Se reducen los costos de transporte en un 20%, transportando algunas viviendas hasta distancias superiores a las 600 millas.
1944	Desembarco en los atolos de Normandía. Se forma la Segunda Fuerza.	El lanzamiento de cohetes de largo alcance V-1 y V-2 sobre Inglaterra.		Restricción en California (LDBA), por la firma Le Corbusier, de casas con cubiertas tipo carpentería. Es fácil, construye cuatro pisos sin techo.
1945	Capitulación incondicional de Alemania. Fin de la guerra del Pacífico. Fundación de la O.N.U. Comienza la guerra de Corea.	Primer banco atómico.		Comienza a desarrollarse su sistema el recibir un estímulo importante por parte del Ministerio de la Reconstrucción dirigido por E. C. Pont. Impulsión de esta forma el desarrollo de viviendas francesas.

AÑO	POLITICA	TECNOLOGIA	ARQUITECTURA	ACONTECIMIENTO
1946	Primera guerra de Indochina. Proclamación de la República italiana. IV plan quinquenal de la URSS.			Una fábrica de paneles de Wichita, USA, inicia la fabricación de paneles de la casa Dirección H. de B. Fisher.
1947	Tratados de paz de París. Plan Marshall. Proclamación de la independencia de la India.		Le Corbusier comienza La Unidad de Habitación de Marsella.	La General Panel Corporation termina su fábrica en Seattle, Washington, para la fabricación de viviendas con cuatro elementos fundamentalmente compuestos por dos secciones longitudinales de 12 pies de ancho. Los módulos realizados a base de un entramado corriente de maderas y soportes encajados en cañales distantes totalmente acabados y equipados. Las uniones de detalles se realizan por conectores metálicos. El sistema Packaged House System fue proyectado por Gropius y Wachsmann. La fábrica cerró poco después por falta de mercado.
1948	Se funda el O.E.C. Proclamación del estado de Israel.		Proyecto de la casa de cristal, de Philip Johnson.	En Inglaterra la administración del condado de Hertfordshire crea el consorcio de construcción "Clasp" que elabora un sistema de construcción escolar. Inmediatamente después aparecen gran número de sistemas escolares: Scala, Seac, etc., realizándose todo el programa escolar de escuelas con sistemas prefabricados.
1950	Fin de la guerra civil China y firma del pacto de amistad y ayuda mutua con Moscú.		P. L. Nervi termina el palacio de exposiciones de Turín. Se comienza la sede de las Naciones Unidas por un equipo de más de 70 arquitectos bajo la dirección de W. K. Harrison.	En la década de los 50 se desarrollan en Copenhague el sistema Larsen & Nielsen. Empezaron a tener gran difusión los bloques técnicos y sanitarios.
1951	Revisión del estatuto de ocupación de Alemania.			Central de energía de Inota (Hungría). Las calderas y turbinas se realizan con placas prefabricadas de 60 l de peso.
1952	Tratado de Alemania.		Le Corbusier comienza Chongqing.	Depósito de sal en Kaglichercita (Hungría), el mayor del país. La estructura es formada por arcos de celosía. La firma Alcoa americana construye un pasadizo en Pittsburgh, obra de W. Harrison y M. Abramovitz, con revestimiento exterior de aluminio.
1953	I plan quinquenal chino. Fin de la guerra de Corea. División y armisticio de Panmunjom.		Museo de la universidad de Yale, obra de L. Kahn.	Se funda la Modular Society, que fue la primera en el terreno de módulos tridimensionales y en la concepción de una teoría de industrialización de la construcción, situándose en Inglaterra en posición dominante en este terreno.
1955	Pacto de Varsovia.		Centro técnico de la General Motors en Detroit, obra de Saarinen.	La firma Colson utiliza bloques totalmente equipados para ser colocados en edificios de varias plantas realizados con grandes paneles.
1956	Invasión de Hungría. Crisis de Suez. Independencia de Marruecos.			Presentación en el salón de Arts Menagers de París de la primera casa realizada totalmente en materiales plásticos, obra de I. Esquin, I. Rognon y R. A. Goulomb.
1957	Guerra del Vietnam.			Cesare Pelli, en colaboración con la Società Montecatini, propuso una célula modular modular de 480 cm de lado formada por un mínimo número de elementos. Ensamblando simultáneamente estos componentes tridimensionales idénticos se obtiene una estructura rígida y modular. Las paredes resistentes estarán formadas por paneles ciegos o con ventanas.

	POLITICA	TECNOLOGIA	ARQUITECTURA	ACONTECIMIENTO
1958	V República Francesa. De Gaulle, presidente. Se forma la R.A.U. Comienza la marcha sobre la Habana	Submarino atómico Nautilus.	Palacio Municipal de Inorubi, de Kinvo Tange.	Se construyen en Corea del Norte una serie de edificios empleando bloques volumétricos unitarios de cuatro paneles con un peso total por unidad de 4,5 t. Las paredes son de 15 cm de espesor en hormigón ligero (excortes). El techo es de hormigón en masa de 7 cm. En Tbilisi (URSS), se realizan las primeras viviendas experimentales con bloques tridimensionales de 4,3 x 6,1 x 2,75 m. Dichas células eran de hormigón de arcilla expandida y se fabricaban en una instalación semi-mecánica.
1962	Guerra civil del Yemen. Amnistía de Evián.		Se termina la construcción de la Chase Manhattan Bank, obra de Skidmore, Owings & Merrill.	Desde este año la sociedad Alside Home, en el estado de Ohio, USA, produce casas metálicas para una clientela privilegiada. Makowski construye una cúpula enfermería en plástico para la Engen Electric TD.
1964	Ley sobre los derechos civiles.			Un artillero holandés adquiere la licencia suiza Varel y funda la Varel Nederland N.V. Aiblassem para la producción de viviendas en serie.
1966	Triunfo del partido laborista inglés. Proclamación de la República de Rodesia.			Primer edificio en Moscú de 17 plantas realizado a base de grandes paneles construidos con la máquina Kotelov.

La palabra prefabricación está siendo víctima de un uso indebido que ha hecho que pierda la verdadera esencia que encierra. Prefabricar es hoy una palabra que no quiere decir casi nada, ya que por haberse puesto de moda, se emplea para casi todo en el mundo de la construcción. No es difícil encontrar, si se leen con cuidado, libros, artículos, catálogos y anuncios, expresiones tan paradójicas como las siguientes:

- Edificio totalmente prefabricado in situ.
- Prefabricación a medida.
- Puente singular totalmente prefabricado.
- Escuela prefabricada en un 60%.

El término prefabricado está muriendo de pura confusión. No tiene salvación. Pensamos, que para clarificar esta ambigua situación es preciso: definir, delimitar y potenciar ideológicamente los distintos campos que hoy se tratan de abarcar con dicho término. En este sentido hemos trabajado y de ello trataremos seguidamente.

Entendemos que, fachadismo, premoldeo, cubiertismo, prefabricación cerrada, prefabricación abierta, prefabricación de catálogo nacional, etc., etc., son formas de emplear la prefabricación que no deben englobarse bajo la denominación no adjetivada de prefabricación, ya que si bien es cierto que tienen ésta como tronco común, es preciso matizar, pues son maneras de acercarse más o menos a las características esenciales de la misma, y además, con diferentes fines: intentar un alarde, seguir la moda, buscar unas economías, contemporizar ante la

presión social, adaptarse al mecanismo oferta-demanda, dignificar las condiciones de trabajo del obrero, potenciar un camino que se presenta como medio capaz de dar un techo a todo ser humano, etc.

Hemos seguido en nuestra búsqueda una metodología puramente comparativa. El patrón o unidad de comparación adoptado es una idealización, es una utopía: el prefabismo. Somos premeditadamente conscientes de esta situación inalcanzable en la que hemos situado el prefabismo, pero intentamos con ello ser profundamente realistas. Dice Ben Gurion (2) que "quien no cree en las utopías no es realista". Le Corbusier (3) afirmaba que "es conveniente saber que la utopía no es más que la realidad del mañana y que la realidad de hoy es la utopía de ayer", con ellos estamos totalmente de acuerdo. Los muros de París, en aquellos días históricos de "Mayo del 68", transmitieron al mundo muchas consignas, pero una de ellas nos pareció particularmente importante: "¡Seamos realistas!, pidamos lo imposible" (4). Si en general hay que ser realista pidiendo lo imposible, ¿qué no hemos de pedir, en pro de resolver el angustioso déficit mundial de construcciones?

El prefabismo es para nosotros una forma de construir viviendas, escuelas, puentes, granjas, naves industriales..., que partiendo de una mentalidad nueva, la industrialización de la construcción, usando como herramienta la prefabricación, y teniendo presente en todo instante al hombre, dará lugar, sin duda, a una arquitectura que pertenezca a todos, una arquitectura con esperanza:

2.4. - CARACTERISTICAS DEL PREFABISMO

El prefabismo, como resultado, se basa en unas premisas, en unos medios que le son imprescindibles y que han de darse globalmente. Se dará el prefabismo únicamente cuando de forma simultánea y con el máximo rigor se cumplan las características siguientes (fig. 2.1), que más adelante precisaremos:

- Industrialización.
- Planificación.
- Proyecto con nueva mentalidad.
- Opcionabilidad.
- Investigación.
- Racionalización.
- Arte popular.

Estas siete características fundamentales del prefabismo, han de entenderse en el sentido que trataremos de delimitar en lo que sigue, son la síntesis de una dilatada meditación sobre el tema. Algunas de ellas: industrialización, planificación e investigación, de todos conocidas, hemos tratado de redefinirlas y precisarlas en el sentido que creemos más idóneo con el prefabismo. Otras, por el contrario: proyecto con nueva mentalidad, opcionabilidad y arte popular, son en gran parte aportación de los autores, al menos en el sentido que aquí se presentan, considerando que con ello damos un paso en pro de la clarificación del concepto de prefabismo, tema clave para la comprensión global de nuestro trabajo.

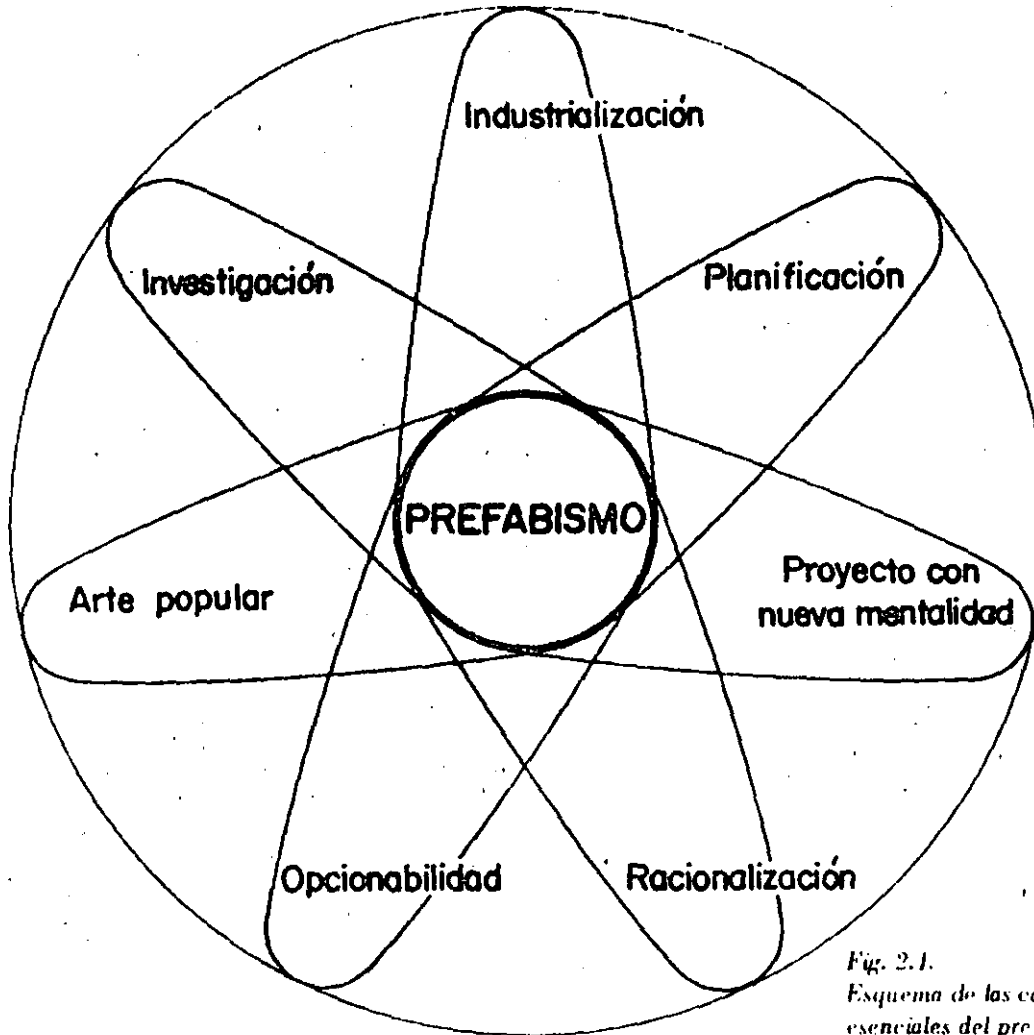


Fig. 2.1.
Esquema de las características
esenciales del prefabismo.

2.4.1.- Industrialización

Sin industrialización no podemos concebir el prefabismo. Parece imprescindible que la construcción se realice a través de la industria. Inexplicablemente, el proceso constructivo sigue ignorando en esencia el cambio radical que se operó en el mundo por la revolución industrial. Entendemos aquí la industrialización en su sentido histórico, es decir, en el de la nueva mentalidad que nació en Inglaterra y que rápidamente adoptaron casi todos los países europeos. Esta nueva forma de pensar el proceso productivo, consecuencia de los acontecimientos que de forma encadenada se dieron en los siglos XVIII y XIX, trajo cambios radicales en la hasta entonces forma de obtener, elaborar y transformar los productos. La construcción, en solitario, continuó su camino arrastrando hasta hoy muchas de sus vejatorias características: trabajo ligado a los fenómenos atmosféricos; producción en base al esfuerzo físico; realización elitista cuando no especulativa; sector productivo con la misión de regular el paro obrero; organización artesanal basada en estructuras casi medievales; mínimo aprovechamiento de medios y técnicas auxiliares; etc. Con este lastre lleva hasta nuestros días incapaz de responder de

forma racional a las necesidades que la humanidad plantea con urgencia.

La industrialización de la construcción, desligada de las restantes características que configuran el prefabismo, es hoy ya un embrión constatable. Son ya muy numerosas las factorías de prefabricación donde se capta el *espíritu industrial*, donde no es difícil adivinar hacia dónde se encamina la construcción. Somos contemporáneos de la superindustrialización de algunos países y de muchos sectores, basta con extrapolar a la construcción: puestos de trabajo más aptos para el hombre, procesos automáticos de fabricación; rigurosos controles de calidad; aumento de la capacidad productiva; mejor aprovechamiento de materiales y esfuerzos; seguridad en el puesto de trabajo; perfeccionamiento continuo del proceso y del producto . . . ; el camino no es nuevo, lo usamos diariamente para producir el vehículo, el traje y el electrodoméstico del que nos servimos.

Es imprescindible la industrialización del sector, ya que difícilmente podríamos concebir el prefabismo, o admitir algún tipo de *nueva arquitectura*, partiendo de la incapacidad actual de dar una respuesta masiva a unas necesidades masivas.

basándose en injustas condiciones de trabajo, en un alto grado de accidentalidad, en bajos niveles de salarios, en una primacía del esfuerzo físico, en un trabajo siempre inestable, de emigrados eventuales, etc.

13

Por ello, al margen del supuesto incremento de rendimientos, ese cabo que hoy atrae a tantos, pese a las grandes inversiones a realizar, motivo de freno para otros, dolorosamente conscientes de los muchos problemas que para el ser humano trae consigo el trabajo industrial, cuyo máximo exponente podría ser la alienante cadena de producción, consideramos imprescindible industrializar la construcción, ya que sólo cuando la factoría fija sea el lugar de trabajo prioritario y fundamental, podrá surgir el prefabismo. Hoy no vemos otro medio capaz de proporcionar a la humanidad los millones de construcciones que ésta reclama. Este camino puede que no sea el mejor de los imaginables, pero es el que tenemos al alcance de la mano.

2.4.2. - Planificación

Alimento, vivienda, sanidad, cultura y trabajo son derechos inalienables del hombre, sea cual fuere su pueblo, raza o condición. Respecto a ellos, todos los individuos deben ser estimados universalmente iguales. Respecto a ellos, es necesario rechazar tanto el individualismo egofsta como cualquier tipo de trascendencia superior y ajena al hombre.

Para atenderlos, es preciso prescindir de las clásicas formulaciones económicas. Hay que transformar el juego oferta-demanda en una seria adecuación entre recursos y necesidades. El libre juego de los factores económicos, el prometededor *laissez faire*, nos ha legado una triste herencia, un crecimiento desequilibrado, anárquico, basado en la explotación del hombre por el hombre. Sólo si se consideran las cifras de expansión, los porcentajes de crecimiento, los grandes edificios comerciales o las viviendas de lujo se puede hablar de desarrollo, pero de un desarrollo de cifras, que en vez de solucionar necesidades crea otras distintas, promoviendo nuevas y más profundas desigualdades.

El prefabismo, que nace como respuesta a la creciente necesidad de viviendas, escuelas, hospitales y construcciones en general, exige una planificación racional, dotada de un profundo sentido social que impulse, dirija, coordine y controle la actividad de construir, desde el planeamiento territorial a la obra concreta, planificando hacia la consecución del fin propuesto, esto es, la satisfacción de esa necesidad de construcciones.

Es preciso identificar claramente los objetivos perseguidos; a partir de datos reales que no intenten enmascarar y ocultar la carencia de infraestructuras, de urbanización, de viviendas, escuelas y hospitales, imprescindibles para que el hombre pueda ejercitar sus derechos. A este nivel, generalizar es tan peligroso como concretar. El *bienestar general* no es un objetivo, como tampoco lo es *construir 200 escuelas*, si de enseñanza se trata. Es evidente que la planificación en materia de construcción se ha de concebir en el marco de una planificación global, y en esta primera etapa es necesario armonizar objetivos contrapuestos, que deben ser definidos con precisión, pero a un nivel que permita la confrontación y el análisis.

Identificados los objetivos, hay que establecer unas políticas que perfilen las líneas de actuación. El prefabismo exige: atención preferente a las necesidades de los sectores sociales más desposeídos, dignificación del trabajo en la construcción y participación del pueblo en la creación de sus hábitat como puntos de partida para cualquier programa de actuación.

Los programas que se fijan podrán diferir según las necesidades y recursos de cada país, pero sólo existirá prefabismo si se inspira en estos tres principios básicos, que no son ni aceptables ni rechazables, sino consustanciales al mismo.

Por último, es necesaria una institucionalización que sea capaz de garantizar el respeto a estos principios y que asegure el cumplimiento de los programas previstos, pues, en definitiva, se trata de que unas necesidades sean satisfechas.

2.4.3. - Proyecto con nueva mentalidad

La nueva mentalidad de proyecto que conlleva el prefabismo establece como condición básica la intervención de todos y cada uno en el global diseño del hábitat. Hoy día solamente un usuario privilegiado puede elegir proyectistas y constructores, imponiendo su propia vivienda, a medida de sus gustos y exigencias. Pero esto no tiene sentido en una sociedad de grandes y urgentes necesidades. Para la mayoría de los hombres, incluso en los países más desarrollados, los proyectistas y constructores son seres ignotos que trabajan al servicio del especulador o de una organización totalitaria, escrupulosamente controlados ("no quiero ilustres colaboradores, sino fieles ejecutores", Pfo XII). Otras veces, un abismo mental separa y enfrenta proyectistas y constructores, teóricos y prácticos ("No me gusta ir a las obras, son muy sucias", Luis Kahn). Estas situaciones, y otras parecidas, se presentan hoy en las relaciones proyectista-constructor, ante las

PREFABISMO
(Proceso de actuación)

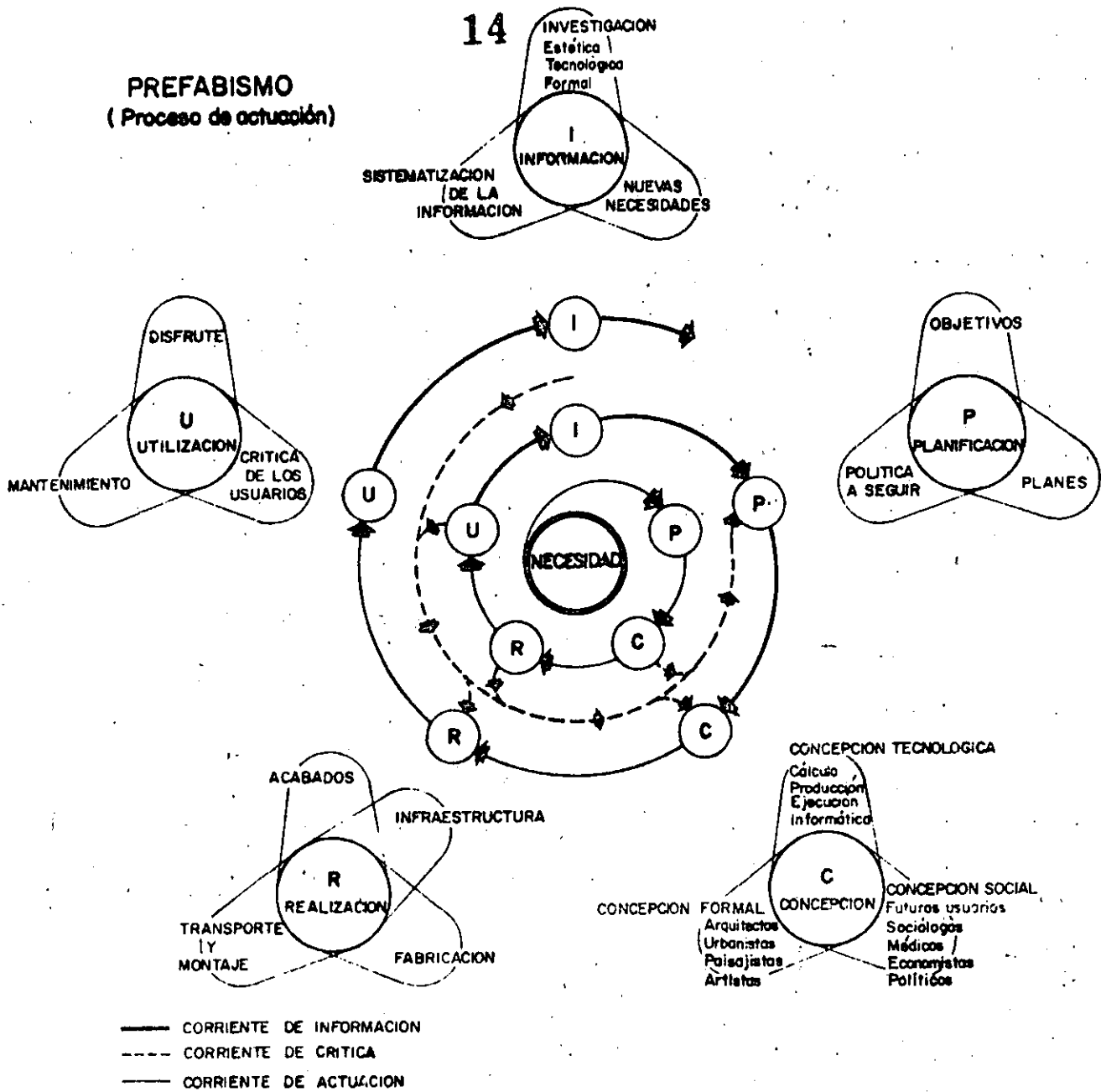


Fig. 2.2.

que el usuario tiene muy poco que decir, solamente pagar y sufrir las consecuencias de un proceso constructivo y de un ambiente de los que no se siente responsable.

Con el prefabismo, el proceso de diseño se invierte respecto al tradicional, ya que cambian los conceptos de partida, los medios empleados, las magnitudes del problema, y el propio cliente que ahora - en verdad - es el que manda. Por supuesto, no se trata de seguir el lema de una empresa francesa de prefabricación: "Proyecte usted su casa y nosotros se la prefabricaremos".

El proyecto ha de nacer de una información previa; de una clasificación de necesidades y de

seos a la vista de las críticas de las obras ya realizadas y de los resultados de los ensayos programados; de un tratamiento de estos datos por sociólogos especializados; de la estrecha colaboración entre los equipos de proyecto, fabricación y ejecución; de la enseñanza de las experiencias obtenidas en anteriores realizaciones; del contacto con los equipos de investigación, etc.

En la figura 2.2 hemos tratado de croquizar uno de los posibles caminos a seguir en el caso más normal de un proyecto continuo. Sus características principales son:

a) Control del usuario del proyecto a nivel de información previa y de crítica a posteriori.

b) Equipo pluridisciplinario de trabajo (concepción tecnológica, social y artística).

15

c) Realización de todas las fases (proyecto, producción y realización) bajo una única dirección.

d) Reciclaje continuo de todos los participantes, impulsado por la crítica, la investigación renovadora y las realizaciones de otros grupos.

e) Dirección bajo la persona más idónea para el puesto, independientemente de su profesión.

Todo ello coordinado entre sí por medio de un vivo y dinámico juego dialéctico, de forma que se autoimpulse una continua superación de las realizaciones anteriores, evitando todo anquilosamiento propio de una rutina circular. Como la imagen de una amplia y ágil espiral logarítmica, así vemos el futuro del prefabismo, siempre creciente y mejorable.

Un proyecto continuo, realizado continuamente por medio de una información y crítica continuas. Quizás sea esta continuidad una de las características más trascendentales de esta nueva mentalidad. Los proyectos y las obras no se olvidan cuando se finalizan. Están en constante revisión. Cada proyecto, cada obra, no es el desenlace de un problema concreto y singular, planteado aisladamente, sino el resultado cambiante de una experiencia enriquecida y renovada, donde la participación del pueblo, auténtico pilar de la nueva metodología del diseño --desde el territorial al arquitectónico-- será posible y necesaria.

2.4.4. - Racionalización

La racionalización de un proceso es la aportación de la inteligencia del hombre en la mejora de los métodos de trabajo que aquel proceso lleva consigo. Sus primeras manifestaciones pudieron ser la domesticación de animales para su utilización como fuerza de transporte, el invento del rodillo o la rueda, etc... Desde entonces hasta nuestros días el proceso ha sido continuo. En el campo de la construcción, la racionalización ha perfeccionado los métodos empleados en la artesanal, dando lugar, por un lado, a la construcción artesanal-evolucionada, o a la construcción industrializada cuando la intervención de la industria es básica en el complejo creador. En cada una de las ramas de este inmenso árbol genérico del trabajo humano, la racionalización ha empleado métodos especialmente concebidos para cada una. Este nuevo concepto de la construcción industrializada, al que hemos denominado prefabismo, se caracteriza por raciona-

lizar las técnicas empleadas, con esquemas ya utilizados o nuevos.

La programación ha hecho cambiar el carácter de improvisación en el tiempo que la construcción artesanal llevaba aparejada. Actualmente las obras son divididas en actividades homogéneas en las que se determinan desde los primeros contactos necesarios con proveedores hasta la fecha previsible de finalización. Merced a estos programas se han conseguido suprimir en gran parte los tiempos muertos entre actividades sucesivas. Una mejora posterior ha sido el P.E.R.T. y sus derivaciones, que fijan los comienzos y finales de actividades como puntos clave de la programación. La organización científica del trabajo, mediante la coordinación entre los equipos de trabajo, ha conseguido evitar duplicidades y suplir faltas; y mediante los organigramas ha fijado las funciones de cada uno, delimitado sus facultades de actuación y establecido una línea de mando o de asesoramiento en los *staffs*. En la industria, los cálculos de stocks buscan conseguir un equilibrio entre la producción y las ventas; el ritmo de aprovisionamiento lo hace entre las materias primas y la producción. El control estadístico se establece sobre todas y cada una de las fases de un proceso. Al fijar los límites máximos y mínimos admisibles de una característica, son rechazados los materiales que no cumplen las premisas dadas. De este modo se conocen las mejoras en la calidad de los productos con los márgenes de error señalados. Los estudios fisiológicos y anatómicos del hombre han desembocado en diseños de útiles y herramientas mejor adaptados a los estándares humanos considerados. Los estudios sociológicos y psicológicos intentan adaptar la persona a la fábrica, siendo muy grave la deshumanización que ello supone. Quizás el camino inverso (adaptar la fábrica al hombre) sea el que a partir de ahora se emprenda, en una nueva corriente de humanización del trabajo. La normalización y la modulación tienen partes positivas, como pueden ser el evitar el caos que ocasiona el que cada proyectista o productor haga las cosas a su entero capricho; pero también tienen partes negativas, como los fuertes condicionantes que a menudo imponen y que entorpecen la labor investigadora de nuevos métodos. La coordinación dimensional es una necesidad primaria en la etapa de la prefabricación e industrialización de la construcción.

Todos los anteriores aspectos o facetas de la racionalización han sido asimilados total o parcialmente por la construcción artesanal-evolucionada y la industrializada. Pero la industrialización, la opcionabilidad, la investigación, el proyecto con nueva mentalidad y la planificación, en la forma en que se definen en esta

capítulo, son aspectos nuevos de la racionalización de la construcción, en esta nueva etapa que denominamos prefabismo, un nuevo pensamiento, una nueva forma racionalizada de construir.

2.4.5.— Opcionabilidad

Gramaticalmente, el término prefabricación implica un quehacer previo, un *fabricar antes*. Presupone una voluntad de trasladar a una fábrica una parte del trabajo. En este sentido, la tecnología y la estructura socio-económica existentes en un momento histórico determinado, ofrecen a los responsables de la realización de una cierta construcción una serie de posibilidades entre las que elegir un proceso constructivo. El prefabismo exige la elección de un procedimiento que aproveche al máximo la opción a prefabricar existente en ese momento histórico.

Si en la realización de una obra se emplea un proceso constructivo que permite trasladar a una fábrica la tercera parte del trabajo total necesario para su construcción, existiendo otro procedimiento que permita realizar en la fábrica la mitad de ese trabajo total, no se ha elegido la opción más favorable a la prefabricación. No hay prefabismo.

Esta opción a la prefabricación se puede presentar en todos los niveles de la realización. El empleo de hormigón preamasado en lugar de su producción en obra, la ejecución de un muro ladrillo a ladrillo en lugar del montaje de paneles formados con los mismos ladrillos colocados en fábrica, la colocación de instalaciones sobre paneles prefabricados en vez de su preensamblaje en fábrica, suponen decisiones a nivel de materiales, elementos o procesos, respectivamente y en cada una de ellas el prefabismo implica una postura, aprovechar esa opción.

Al introducir el concepto de opción se clarifica una cuestión importante: ¿cuándo podemos aplicar el apelativo de prefabricado a un material, elemento o proceso? Según lo anterior un elemento o proceso sólo se puede llamar prefabricado si existe la posibilidad de construirlo o realizarlo en fábrica o en obra, y se opta por la fábrica. Si no existe dicha posibilidad estaremos ante un elemento construido in situ, o bien ante un producto industrial.

Las clásicas preguntas: ¿es prefabricado un ladrillo?, o ¿es prefabricado un perfil metálico en doble T?, se aclaran con la réplica: ¿existe la opción de realizarlos de otra manera? Evidentemente un perfil metálico no se puede fabricar en una obra, no hay opción, es un producto industrial. Con la estructura socio-económica de un

país desarrollado es evidente también que no se pueden fabricar ladrillos en una determinada obra.

Como la tecnología y la estructura socio-económica no son las mismas para todos los países y además varían en el tiempo, las posibilidades de elección son distintas y el aprovechamiento de la opción a prefabricar desemboca en soluciones diferentes. Lo que hace 100 años se llamaba prefabricación, puede constituir hoy un proceso industrial, pues los condicionantes han variado de tal manera que la opción puede haber desaparecido. Igualmente, reaccionaremos de distinta manera frente a las preguntas anteriores si nos encontramos en un país subdesarrollado o en un país como U.S.A.

La opcionabilidad, por tanto, no implica una técnica ni unos procesos determinados, solamente exigen una *voluntad* de prefabricación, de traslado de trabajo, con el fin de dignificarlo. Cuando optamos por la prefabricación en su máximo grado, no se trata de elegir procedimientos en los que los elementos que constituyen la obra tengan una significación cuantitativa, en peso o volumen, más importante. La opción a prefabricar no se aprovecha exclusivamente, por ejemplo, por el hecho de trabajar con células tridimensionales en vez de paneles. Se aprovecha, y sólo entonces existirá prefabismo, si se disminuye el trabajo a realizar en obra al mínimo que permitan las circunstancias mencionadas.

2.4.6.— Investigación

"...how very little since things were made things have altered in the building trade!"
Rudyard Kipling (*).

"Building is the slowest of man's arts to change and the last of the crafts".
Buckminster Fuller (**).

Las mismas sociedades, que por razones militares, ideológicas, propagandísticas o económicas, invierten ingentes presupuestos en complejos programas de investigación sobre temas profundamente cuestionables, como son los dirigidos a desarrollar nuevos armamentos, a construir prototipos de vehículos y aviones comerciales supersónicos destinados a minorías selectas, o a satisfacer modas pasajeras provocadas artificialmente, apenas dedican cantidades marginales a promover investigaciones específicamente relacionadas con la actividad de construir.

(*) ¿Qué poco han variado las cosas en el gremio de la construcción desde el principio del mundo!

(**) La construcción es la actividad humana que más lentamente cambia, y la última de las actividades artesanales.

Este hecho, que en mayor o menor escala es fácilmente constatable en todos los países, es una de las razones fundamentales que provocan que la construcción siga manteniéndose en un nivel científico considerablemente inferior al de otras actividades humanas de historia mucho más reciente, lo que se manifiesta en su patente incapacidad para dar una respuesta adecuada a las dramáticas necesidades de viviendas, escuelas, hospitales, puentes y construcciones de todo tipo que la humanidad tiene planteadas a muy corto plazo.

Para que llegue a producirse el prefabismo será indispensable desarrollar coordinadamente una serie de profundos programas de investigación a muy diferentes niveles. Programas que, de un modo embrionario, ya están siendo desarrollados en mayor o menor escala en algunos países y que en nuestro caso tendrían que planificarse claramente, determinando los diversos niveles de actuación y el grado de profundidad deseable en cada uno de ellos.

Como punto de partida del proceso, y una vez en marcha éste como renovador del ciclo y fuente de información continua para las demás facetas del prefabismo, sería preciso llevar a cabo amplias investigaciones de tipo sociológico, a partir de las cuales, y con ayuda de los poderosos medios de análisis y proceso de datos existentes en la actualidad, los equipos de especialistas (sociólogos, economistas, estetas, etc.) no sólo podrían determinar la magnitud de las necesidades de los usuarios sino también sus deseos, sus gustos y, en fases posteriores, sus críticas a las obras ya realizadas.

Una continua investigación estética experimental, no sólo a los niveles tradicionalmente individuales, sino hasta donde hoy tampoco se ha profundizado: lo imaginario social. Desde los objetos más insignificantes a los más complejos espacios de nuestro hábitat, pasando por esa inmensa muchedumbre de signos cotidianos que forma el mobiliario urbano, todo ello puesto en cuestión ante una fantasía que puede llegar a ser real, ante una imaginación que ya no sería —como ahora— una coartada de los artistas para escapar de un mundo mediocre y antiestético.

En el plano tecnológico, la investigación no se podría limitar a programas inconexos para el desarrollo de nuevos materiales de construcción, promovidos por los respectivos fabricantes, como prácticamente ocurre en la actualidad. Por el contrario, habría que centrar los estudios sobre la búsqueda de nuevos y más racionales métodos de proyecto, de procedimientos de cálculo que aprovecharan realmente los conocimientos y la experiencia acumulados sobre el comportamien-

to de las estructuras y la resistencia y funcionalidad de los materiales, de los equipos y procesos industriales más adecuados para llevar a cabo los planes de construcción aprobados, todo lo cual daría lugar a la aparición de nuevos procedimientos y sistemas de construcción mediante la continua mejora de los ya existentes.

Todo lo anterior requiere la búsqueda simultánea de nuevos procesos de gestión y administración para organizar eficazmente las empresas que habrían de llevar a cabo los programas de construcción, así como del establecimiento de las políticas financieras indispensables para dar este gran salto adelante en el camino de la libertad que es el prefabismo.

2.4.7.— Arte popular

Arte popular como objetivo. Arte popular como consecuencia. Objetivo y consecuencia de todos los factores analizados anteriormente: planificación, industrialización, racionalización, opcionalidad, investigación y proyecto con nueva mentalidad. En los capítulos anteriores ya hemos explicado con detalle las múltiples razones que nos permiten afirmar que el prefabismo tendrá el carácter internacional, anónimo y espontáneo del auténtico arte popular; como se recupera el ritmo perdido, se vence al tiempo en esa gran batalla que supone construir muy deprisa proyectando muy despacio, atender las urgentes necesidades con el orden y la calma que requiere tan profundo estudio, teniendo siempre presentes los deseos de todos y cada uno de los usuarios.

Hoy día, el hombre es ajeno al medio constructivo que le rodea, se siente incapacitado para actuar sobre él; no ve viable su crítica ni la mayoría de las veces desea plantearla. El diseño territorial y arquitectónico han quedado reducidos al mundo de los especuladores, constructores y arquitectos, que entre sí hablan, escriben, atacan y se defienden. El hombre de la calle, posiblemente debido a los muchos sacrificios que le ha costado adquirir un refugio que no le satisface, se siente tímido y ha preferido olvidarse del urbanismo, de la arquitectura, del arte y de sus valores..., y al que le queda algún interés por estos temas sólo puede dedicarse a la decoración del interior de su cubículo, expresando aquí lo poco que le resta de contacto con su hábitat.

El prefabismo, tal y como nosotros lo definimos, con sus potentes medios tecnológicos y su peculiar talante social y artístico, ofrece una enorme energía potencial que permitirá la participación activa popular en la construcción del medio ambiente. La mecanización liberará a técnicos y

opereros de gran parte del trabajo rutinario, posibilitando el análisis de temas hoy no atendidos. Los ordenadores impulsarán hacia el manejo de múltiples variables y la obtención de conclusiones con el mayor grado de aproximación al gusto de todos los usuarios. La rapidez de fabricación de las partes esenciales admitirá más dedicación a las aparentemente accidentales, sin miedo a planteamientos totalmente renovadores, ya que se cuenta de antemano con la autoridad que confiere el respaldo popular. El lento crecimiento orgánico que caracterizó a la antigua arquitectura popular, se agilizará gracias al nuevo proceso

industrial que proporcionará elementos muy elaborados y estudiados al máximo, facilitando la realización de estructuras, instalaciones, servicios, etc., todo aquello que hoy se nos aparece como lo más complicado y oneroso de proyectar y construir.

Arte popular como consecuencia de una nueva voluntad, desmitificadora de una arquitectura a espaldas del hombre. Arte popular como objetivo, ya que el prefabismo es un empeño esforzado que trata de incorporar el pueblo al proceso completo de creación del hábitat.

2.5. — ANALISIS DE LOS DISTINTOS PROCESOS CONSTRUCTIVOS ACTUALES

Definido el prefabismo (5) a base de acotar las características fundamentales que de forma simultánea debe reunir, disponemos de un patrón de medida respecto al que referir los muchos caminos que en la actualidad tienden hacia esta meta de forma más o menos consciente.

Pretendemos, como ya decíamos en 2.3, analizar, delimitar y definir las tentativas de transformar el proceso constructivo existentes en la actualidad. La gama es extensísima y abarca des-

de la construcción realizada a base de componentes de origen industrial convencional, hasta la puramente artesanal. El estudio lo haremos en sentido decreciente o de alejamiento del prefabismo, para terminar plasmando gráficamente en la figura 2.5 un resumen del resultado de comparar cada uno de los procesos estudiados con el prefabismo.

Para facilitar la comprensión de lo que sigue, digamos que hemos establecido la división representada en la figura 2.3.

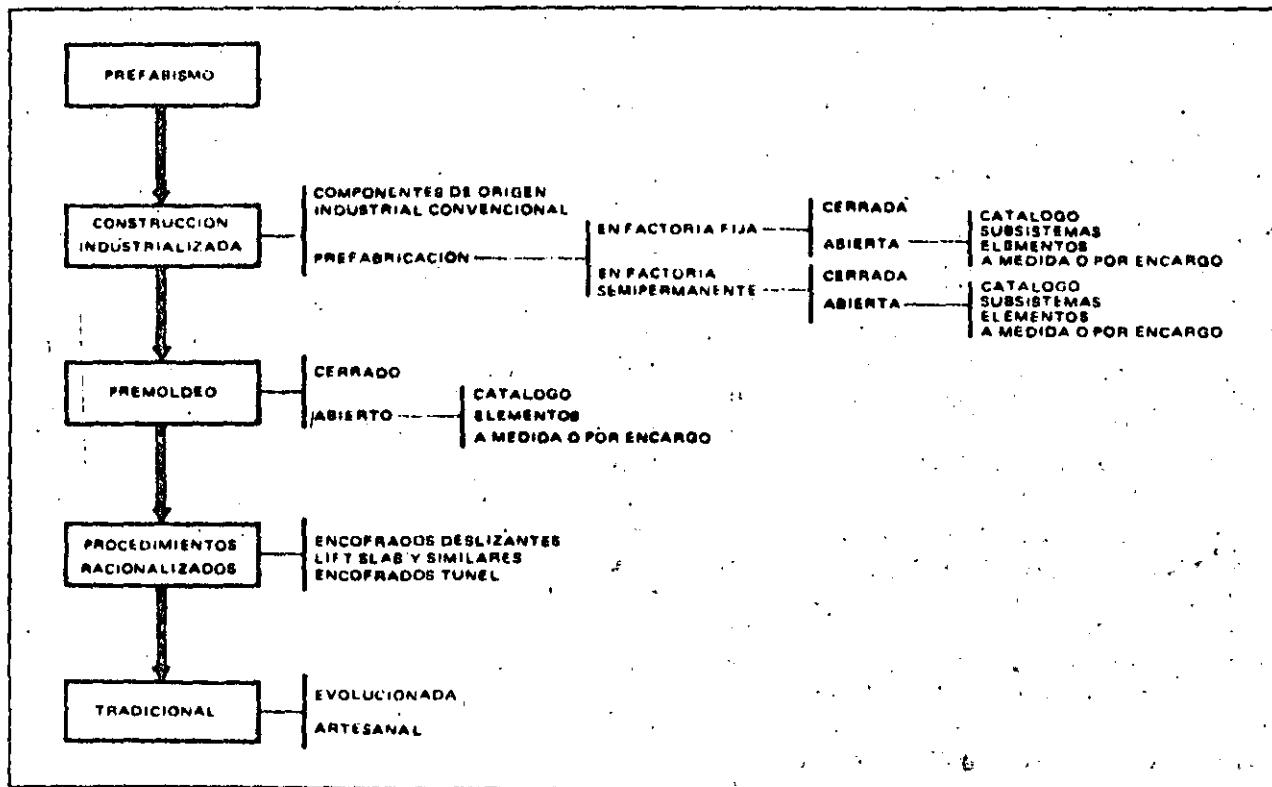


Fig. 2.3. — Esquema de los distintos grados de industrialización del proceso constructivo, por orden decreciente.

Entendemos por tales, aquellas construcciones en las que forman parte importante de la misma, elementos de procedencia netamente industrial en el sentido convencional del término. Es decir, son construcciones en las que se emplean masivamente elementos fabricados.

Por lo general, se trata de sistemas abiertos de gran flexibilidad para adaptarse a distintos programas de necesidades, basados en un conjunto de elementos de alto grado de acabado que suelen producirse mediante procedimientos netamente industriales empleando materiales de complicado proceso de transformación: chapas de aluminio, aceros laminados en frío, P.V.C. y similares, paneles de madera prensada, etc.

En Europa el campo de aplicación más idóneo, por el momento, abarca las construcciones de tipo escolar, sanitario, comercial, social, etc. aunque se han realizado algunas construcciones tipo vivienda con más éxito técnico que económico. Nos estamos refiriendo a sistemas constructivos muy modulados que emplean estructura a base de perfiles ligeros unidos mediante procedimientos muy estudiados y emplean paneles ligeros para cerramiento que salen de fábrica totalmente acabados. La construcción *in situ* se limita a una fase corta de montaje, por lo general, en seco de los componentes.

En U.S.A. las aplicaciones al campo de la vivienda de este tipo de sistemas son múltiples y de gran volumen. Consideramos dentro de este

apartado las realizaciones a base de "mobile homes", modulares, panelizadas, etc. ya que sin duda constituyen un paso más respecto de la prefabricación como ya se verá detenidamente en el capítulo 19.

Las construcciones a base de componentes industriales presentan, entre otras, las siguientes características:

- Por lo general las materias primas empleadas son producto de complicados procesos de elaboración de tipo físico o químico, apoyado en el empleo intensivo de utillaje adecuado, y de gran rendimiento.

- Los elementos suelen ser muy ligeros de peso ya que se emplean materiales de alta resistencia a los que de forma mecanizada se les confieren formas muy acordes con las misiones que han de cumplir.

- El proceso de fabricación por su alta automatización suele ser de duración muy inferior a la media de los elementos prefabricados de hormigón. Siendo por lo general muy superior, incluso hasta seis veces mayor, el coste de las materias primas que el de la mano de obra empleada.

- Se consiguen tolerancias dimensionales y de características funcionales muy estrechas, por lo que el proceso de montaje se parece a una construcción mecánica más que a una construcción típica de edificación.



Fig. 2.1.
Cadena continua de montaje de paneles ligeros de fachada, realizada por Jean Prouvé. Factoría C.I.M.T

Los detalles se resuelven de forma más concreta y definida que los de construcción tradicional.

Las uniones se resuelven en seco, generalmente mediante medios mecánicos del tipo: soldadura, roblonado, engarzado, atornillado, etc.

Este tipo de construcción industrializada es típico de países de un alto desarrollo tecnológico y económico. Tecnológico puesto que se necesita un nivel de técnica industrial muy elevado, una gama muy amplia de materiales elaborados, elementos secundarios, utillaje adecuado para el montaje, elementos totalmente acabados en fá-

brica mediante procesos mecánicos complejos, equipo humano altamente cualificado.... Económico, ya que suelen ser construcciones en las que se pretende ahorrar mano de obra *in situ*, en general por pertenecer a países de alto nivel de salarios.

Un exponente claro de estas construcciones son las realizaciones que siguen la línea trazada por la obra de Jean Prouvé (fig. 2.4). Este tipo de construcciones no suele tener carácter masivo por ahora, ya que al tratarse de materiales y procedimientos no usuales y de alto precio por metro cuadrado se adaptan a las características de la obra singular o mejor dicho a la construcción de uso colectivo.

2.7.- LA PREFABRICACION COMO REALIDAD PRESENTE DE LA CONSTRUCCION

Intentaremos, seguidamente, definir cada una de las matizaciones que usaremos a lo largo del texto. Para ello, establecemos una clasificación de la prefabricación según dos criterios distintos: elementos producidos y forma de producción de los mismos.

2.7.1.- Clasificación de la prefabricación según los elementos producidos.

2.7.1.1.- Prefabricación cerrada: es la acción de producir en una factoría los elementos concebidos en conjunto para constituir las partes fundamentales de una obra, dejando prácticamente acabada la misma cuando dichos elementos se unen adecuadamente *in situ*.

Por extensión, diremos que una construcción se ha realizado mediante un sistema concreto de prefabricación cerrado, o simplemente a base de un sistema cerrado, cuando todos sus elementos constituyentes fundamentales fueron realizados con la idea preconcebida de constituir la obra al unir entre sí los elementos en la forma prevista.

Las características que definen un sistema cerrado de prefabricación suelen ser:

Procedencia única de todos los elementos que fundamentalmente constituyen la construcción.

Considerable volumen mínimo de pedido para poder introducir variantes en los elemen-

tos estándar, ya que los procesos de fabricación no suelen tener la flexibilidad que sería de desear.

Los elementos integrantes del sistema no responden a una modulación estricta, aunque sí en aquellas partes que han de ser unidas con elementos extraños al sistema propiamente dicho, carpintería de huecos, cocinas, instalaciones, etc.

Existencia de stock únicamente de los elementos polivalentes y de más amplio uso, ya que aunque poco importantes, cada realización tiene sus particularidades propias.

El sistema puede englobar todas las fases constructivas desde el proyecto a la entrega de la obra acabada o, en caso contrario, facilitar la mayor información a su alcance a los usuarios del sistema.

Responsabilización total del fabricante ante el cliente, ya que aquél se encarga de la fabricación y montaje de los elementos, y en muchos casos del acabado total.

2.7.1.2.- Prefabricación abierta: es la acción de producir en una factoría elementos capaces de constituir partes de una obra.

Construcción realizada mediante un sistema abierto de prefabricación sería aquella que fue en sus partes fundamentales ejecutada mediante el empleo de elementos prefabricados de varias procedencias, completada, bien totalmente a base

de elementos prefabricados, obra realizada mediante prefabricación abierta propiamente dicha, bien en forma tradicional. Cuando la parte ejecutada mediante obra tradicional puede considerarse comparativamente en volumen respecto a la prefabricada como importante, el método constructivo suele denominarse sistema mixto de construcción, mal llamado en muchos casos *prefabricación mixta*.

Suelen ser características definitorias de los sistemas abiertos de prefabricación:

- Someterse a una estricta coordinación dimensional que le posibilite coordinarse con el mayor número de elementos y productos de distintas procedencias.

- Poseer un catálogo de fabricación de elementos estándar muy estudiados, de los que suministran al utilizador una información exhaustiva, facilitándoles su empleo.

- Suministrar un radio de acción tanto más extenso cuanto más específicos sean los elementos prefabricados.

- Disponer de unos procesos de fabricación sumamente elásticos que les posibilite cambiar fácilmente de fabricación: por encargos de productos especiales, por haber entrado en decadencia de empleo los realizados, por tendencia a ir cerrando paulatinamente el procedimiento, etc.

- Los fabricantes de prefabricación abierta no suelen encargarse del montaje, ni responsabilizarse de otra cosa que no sea el buen comportamiento de sus productos.

- Los elementos de catálogo pueden existir en stock, especialmente si son de poco volumen.

Veamos seguidamente algunas modalidades de prefabricación abierta que por sus características específicas requieren ser tratadas de forma separada.

2.7.1.2.1. — Prefabricación de catálogo: es la acción de producir en una factoría elementos que se ajusten a las características especificadas en un catálogo.

Dentro de la prefabricación de catálogo podemos distinguir dos tipos en función de la amplitud del ámbito del mismo: empresarial y nacional.

Prefabricación de catálogo de empresa: es una modalidad de la prefabricación abierta restringida al catálogo de la empresa, sin que exista por lo general posibilidad de variación de los elementos.

Es tal la extensa gama de productos que abarca este capítulo de la prefabricación abierta, sin duda el más amplio en número de fabricantes y en volumen de producto acabado, que resulta difícil definirla ya que engloba desde bordillos, bovedillas, bloques, baldosas, tejas, viguetas, postes, farolas... hasta cajones para túneles, grandes tubos, silos, etc.

Prefabricación de catálogo nacional: es la acción de producir en una factoría elementos que cumplen con las características específicas en el catálogo nacional de elementos prefabricados. Se da esta forma de prefabricación en algunos países en los que después de establecer un catálogo de elementos (en el que se especifican las características del producto acabado: resistencia, tolerancias, dimensiones, textura, fiabilidad, etc.), se han tomado las adecuadas medidas para la fabricación y empleo de los mismos, bien por exclusión de los demás tipos de prefabricados similares, caso hacia el que orienta sus esfuerzos Polonia, bien mediante la concesión de prerrogativas y preferencias al uso de los mismos, caso de Dinamarca.

2.7.1.2.2. — Prefabricación de subsistemas: es un tipo de prefabricación abierta que produce elementos complejos de un alto grado de acabado, constituidos, por lo general, por la intervención de varios elementos simples de distintas procedencias, que se combinan para cumplir una o varias funciones: aseo, cocina, ventilación, instalaciones, transporte vertical, etc.

Un caso típico de prefabricación de subsistemas son los llamados bloques técnicos (véase 8.3).

2.7.1.2.3. — Prefabricación por encargo o a medida: es la acción de producir elementos de acuerdo con las características geométricas, dimensionales, de acabado, de textura, etc. dictadas por el cliente pensando en su aplicación en una obra específica y concreta.

Dentro de este subapartado de la prefabricación abierta, matizaremos dos modalidades a las que, dada su importancia, nos referiremos con frecuencia a lo largo del texto: prefabricación fachadista y prefabricación cubiertista.

Entendemos como prefabricación abierta de encargo fachadista, la acción de producir elemen-

tos que han de emplearse fundamentalmente en la resolución de las fachadas de construcciones, en las que se presentan dos características definitorias: la intención de alarde y el carácter de añadido, resultante de una falta total de correspondencia entre la fachada y el resto de la obra. A este tipo de realizaciones las denominaremos abreviadamente *fachadismo*. Como aclaración de lo que entendemos por fachadismo, reproducimos en (6) la ponencia presentada por nuestro Seminario en el Congreso del BIBM'72.

La prefabricación cubiertista es conceptualmente idéntica a la anterior, sólo que aplicada a la resolución de cubiertas.

2.7.2.— Clasificación de la prefabricación según las características de las factorías de producción.

2.7.2.1.— Prefabricación en factoría fija: Las características de este tipo de producción de elementos prefabricados engloba todas las clasificaciones establecidas en el apartado anterior. Las características específicas del proceso tienen por origen el hecho de estar realizadas en una fábrica fija, por lo que suele cumplir con los siguientes requisitos:

a.— La demanda a la que atiende suele ser variada respecto a los promotores, intermitente en el tiempo y dispersa geográficamente, dentro de un radio de acción más o menos grande.

b.— La factoría está montada con carácter permanente teniendo por lo general previstas unas etapas de desarrollo, modernización, ampliación... es decir, existe una estrategia de funcionamiento a corto, medio y largo plazo.

c.— El personal está afecto a una razón social industrial y su contratación no depende del período de ejecución de una realización dada. La plantilla suele estar acogida a una legislación laboral de tipo industrial que en muchos casos supera a la de la construcción. Aparecen comedores, servicios, economatos y otras mejoras de tipo social.

La empresa está interesada en una adecuada formación y promoción del personal.

d.— La gerencia se ve obligada a actuar con mentalidad industrial tomando medidas a largo plazo como pueden ser: programas de mejora del proceso, organización científica del trabajo, desarrollo de una investigación tecnológica, fomento y ayuda a las asociaciones téc-

nicas y programas de desarrollo del sector, etc. Todas estas medidas redundan favorablemente en el proceso productivo y en el producto obtenido.

2.7.2.2.— Prefabricación en factoría semifija: Al igual que en el caso anterior, en el marco de una factoría semifija o semipermanente, pueden darse todas las modalidades de prefabricación de elementos ya clasificados: desde los simples tubos de hormigón en masa, para conducción, hasta el sistema cerrado más complejo de prefabricación de grandes naves. Es decir, el tipo de factoría no restringe la gama de productos, ni en cierto modo sus calidades, pero existen unas fuertes diferencias de tipo socio-económico entre realizar, por ejemplo, unas vigas de puente en una factoría fija a realizarlas en una semipermanente, como se puede comprobar comparando las características o requisitos de la factoría fija dadas en 2.7.2.1. con los siguientes que corresponden o son específicos de las factorías semipermanentes:

a.— La demanda de la factoría semipermanente deberá ser de suficiente volumen como para compensar los desembolsos por nueva instalación o por traslado (7), por lo general existe un solo demandante, un solo pedido (aunque puede cubrir una gran gama de productos) y una concentración geográfica de la demanda en un núcleo, junto al que suele instalarse la factoría.

b.— La factoría, como construcción, equipamiento y organización, presenta una característica dominante: la provisionalidad. El período de funcionamiento es lo suficientemente corto (por lo general inferior a tres años), como para no permitir más que pensar en la situación presente, esto lleva: a no corregir los defectos no fundamentales; adquirir maquinaria de rápida amortización; no dotar a la factoría de adecuados servicios; etc. En suma, la estrategia de funcionamiento está mediada al plazo de ejecución fijado por la demanda.

c.— El personal, excepto técnicos y capataces, se contrata entre los disponibles de la zona. Este tipo de contratación implica, si lo permite la legislación laboral: eventualidad en el empleo, mínimos salariales, primas por rendimientos, etc. Por otra parte, desaparecen una serie de mejoras sociales propias de los medios industriales: servicios adecuados, capacitación del personal, comedores, economatos, régimen privado de seguridad social, etc.

d. La gerencia condiciona todas sus inversiones al plazo de ejecución, se busca la efectividad y por tanto el beneficio económico a corto plazo. Se suprimen todas las inversiones propias de una política industrial a medio o largo plazo.

En resumen, la gerencia no actúa con la mentalidad propia de los industriales productores de objetos, sino que lo hace de forma análoga a como procedería un inversionista del sector de extracción de productos.

23

2.81- PREMOLDEO COMO INTENTO DE ACERCAMIENTO A LA PREFABRICACION

Cuando la prefabricación pierde totalmente su carácter industrial, se transforma en otra cosa conceptualmente distinta aunque el producto formal y cualitativamente pueda ser el mismo. A esta forma de *prefabricar* sin fábrica la denominamos con el nombre de premoldeo.

Nos parece muy importante señalar, que entre un panel prefabricado (realizado en una factoría, por un obrero industrial, con respaldo y solvencia empresarial...) y un panel similar premoldeado (realizado a pie de obra por un eventual, con mentalidad artesanal...) existe una diferencia de enfoque muy importante. Una diferencia, que si la tuviésemos que cuantificar en tiempo, sería sin duda alguna de decenas de años, lapso que separa ambas formas de enfrentarse al problema de construir.

El premoldeo, no lo dudamos, presenta una serie de ventajas que lo pueden hacer muy apropiado para determinadas circunstancias. Por lo general, goza de todas las propiedades de la prefabricación ligadas al proceso de fabricación. Además, el hecho de no necesitar transporte hace que ciertas partes de construcción, que por sus dimensiones serían imposibles de transportar, encuentren en el premoldeo una solución idónea. Grandes elementos para puentes, cerchas de grandes luces, elementos superficiales de cubierta, etc. son realizaciones típicas en las que se emplea el premoldeo. El problema de los gálibos de transporte deja de serlo.

Llevando las cosas al extremo, podríamos afirmar que el premoldeo es el resultado de una búsqueda encaminada a suprimir las cimbras y reducir los encofrados de ciertas construcciones tradicionales en las que estos dos capítulos eran crematísticamente importantes.

Considerar prefabricada la estructura laminar de "un hangar del aeropuerto de Marsella-Marignam, que cubre un área de 6.400 m² y tiene un peso de 4.200 Mp. y que fue elevada en una pieza a una altura de 19 m" (8) nos parece un craso error, como nos lo parece el presentar como ejemplo de puente prefabricado la colosal obra

de Morandi sobre el lago Maracaibo (9), o llamar prefabricadas a pie de obra a las cerchas de celosía de los hangares de Roma (10) que en 1939 construyó Pier Luigi Nervi y que pese a los muchos años transcurridos no dejan de maravillarnos.

En las realizaciones premoldeadas, el taller, si existe, suele ser extremadamente simple y en contacto directo con la obra. Se hace uso del mismo como si fuese una herramienta más de construcción, los obreros suelen formar parte de la misma plantilla que los que ejecutan la obra. Las instalaciones suelen ser muy rudimentarias (aunque conocemos casos en que esto no es cierto), por lo general al aire libre, unos pocos moldes (dos o tres en el caso de grandes elementos), una estación de hormigonado, un sistema de curado muy simple y medios de elevación, suelen ser todo lo que componen estos parques de premoldeo.

A la vista de lo dicho, el lector puede preguntarse: ¿qué diferencia existe entre premoldeo y prefabricación en factoría semifija? En nuestra opinión, la única diferencia está en el producto.

Partiendo de unas mismas instalaciones, llamaremos premoldeo al producto obtenido, si su empleo es sólo válido para una obra concreta y de terminada; por el contrario, le llamaremos prefabricación en factoría semifija si puede emplearse en cualquier obra de características similares. Pueden ser aclaratorios los ejemplos siguientes: la producción de dovelas de puente es un caso típico de premoldeo, dándose la circunstancia de que este procedimiento de producción forma parte imprescindible del proyecto de la realización. La producción de acequias, sería, por el contrario, un caso típico de prefabricación en factoría semifija, ya que estos elementos responden a unas características más amplias que las de una obra concreta, pudiendo aplicarse los elementos, o lo que es más determinante aún, los moldes con los que se han fabricado en otras realizaciones. En estos casos el procedimiento de fabricación no interviene apriorísticamente en el proyecto ya que con idénticos medios y tecnología, se pueden producir los mismos elementos en lugares distintos, y para aplicaciones diferentes.

Por tanto, si en unas instalaciones de las características descritas, el producto producido está íntimamente ligado a la obra que se realiza, esta-

mos produciendo premoldeo. Si el producto es válido para otras realizaciones similares, se trata de prefabricación en factoría semifija.

24

2.9.- PROCEDIMIENTOS RACIONALIZADOS COMO EVOLUCION DE LA CONSTRUCCION TRADICIONAL

Preferimos el nombre de procedimientos racionalizados antes que el más usual pero en nuestra opinión mal empleado de sistemas industrializados, para designar aquellos procesos constructivos, que partiendo básicamente de la forma de hacer tradicional, la mejoran, a base de: mecanizar operaciones, modernizar utillajes, coordinar fases, etc. Estos procedimientos, pese a que sus aportaciones pueden juzgarse como espectaculares, no se proponen cambiar el proceso constructivo, sino que tratan de replantear todas las fases de éste y mejorarlas, poniendo al alcance de los operarios unos medios más complejos que le permitan un aumento considerable de productividad. En definitiva, se trata de un repensar la construcción, racionalizando al máximo cada una de las etapas del proceso, pero respetando la antigua estructura artesanal del sector. Por esta razón, creemos que es más exacto el denominarlos *procedimientos racionalizados de construcción* que el de sistemas industrializados, ya que nada tienen que ver con la industria, ni con la mentalidad industrial.

Entre los procedimientos racionalizados de construcción establecemos los siguientes grupos:

a.- Sistemas o procedimientos que emplean encofrados metálicos complejos: tipo túnel, mesa con armazón tubular, muro abatible de grandes dimensiones, etc.

Estos procedimientos generalmente conocidos como sistemas *monolíticos* se encuentran muy introducidos en todo el mundo, especialmente en Francia donde se han construido más de 100.000 viviendas con estos métodos.

b.- Procedimientos a base de encofrados deslizantes: presentan la característica de tener un encofrado metálico de la forma de la superficie que se ha de hormigonar, el cual se traslada de forma continua al tiempo que queda terminada la parte hormigonada. Son especialmente adecuados estos procedimientos para la realización de grandes superficies homogéneas de hormigón: túneles, silos, chimeneas, cajas de ascensores...

c.- Procedimientos de elevación de la construcción realizada, tipo *liftslab*, *jackblock*, etc.: se procede a la realización de cada planta de la obra sobre el suelo, y mediante diversos procedimientos mecánicos de elevación, se consigue la ascensión de la parte realizada.

Las características generales y comunes de los procedimientos de racionalización de la construcción son las siguientes:

- Aumento importante de la productividad de la mano de obra, en especial en lo referente a la parte estructural.

- Trabajo *in situ* en idénticas condiciones que en la construcción tradicional aunque con mayor organización y medios auxiliares.

- Amplio radio de acción ya que el transporte de los equipos es fácil y poco costoso.

- Supresión del empleo de la madera en encofrados, cimbras, apeos así como la de los operarios encargados de estas misiones.

- Ritmo de construcción alto como consecuencia de la posibilidad de acelerar el curado del hormigón mediante procedimientos térmicos.

Resumiendo, diremos que los procedimientos racionalizados de construcción han venido a constituir una tercera línea entre las soluciones tradicional y prefabricada, operando con la mentalidad de la primera. Su aportación es meramente económica, consecuencia de que mediante una inversión pequeña y con la organización de la constructora tradicional permite obtener unos resultados muy interesantes, máxime si se sigue empleando mano de obra procedente de la emigración.

Los procedimientos racionalizados han supuesto para la prefabricación: por una parte un competidor efectivo, por otra, un cliente importante de fachadas prefabricadas.



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

PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

Sistemas Esqueléticos Prefabricados

Ing. Alfonso Olvera López

D I C I E M B R E, 1984.

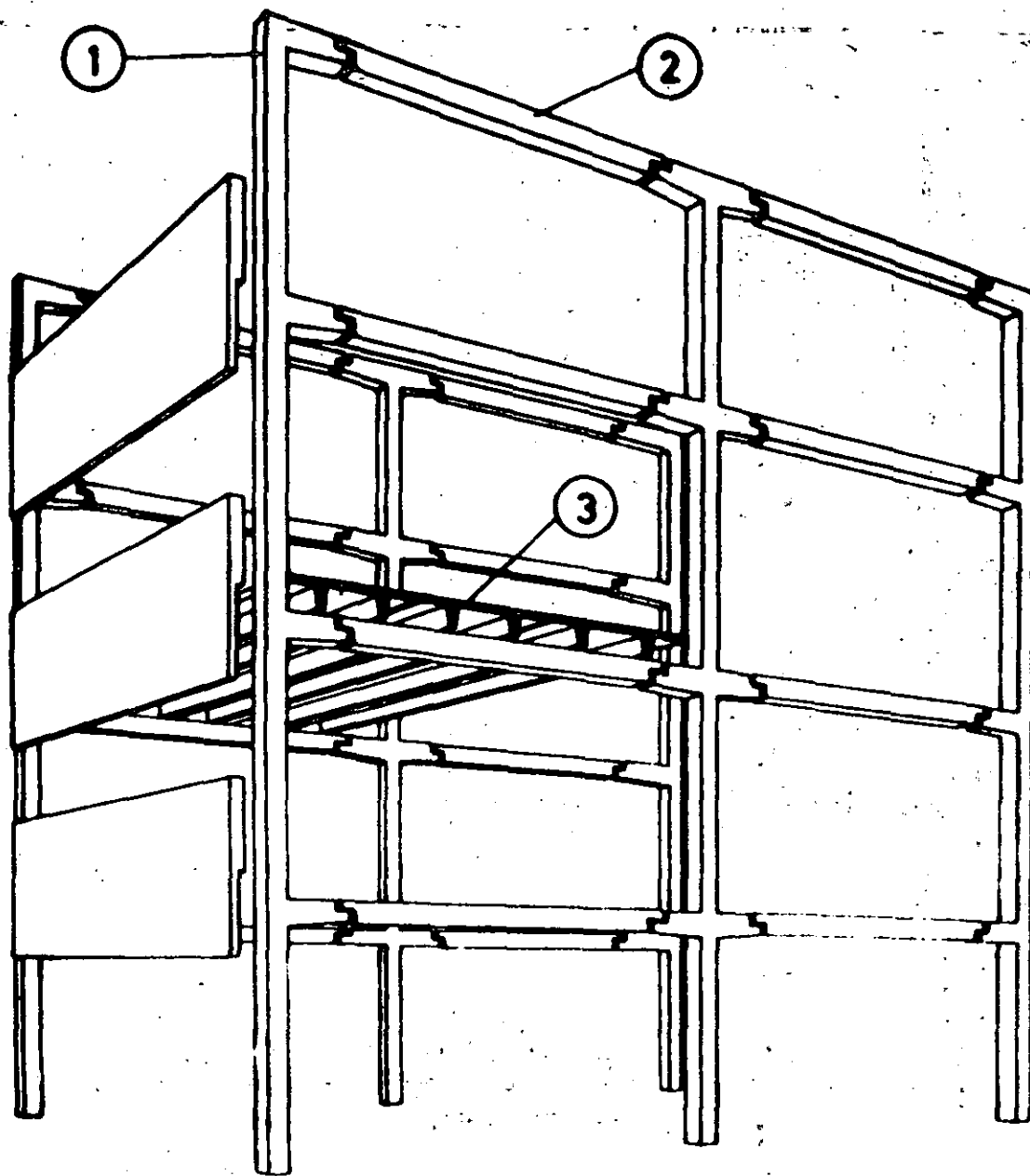


Fig. 3. Pilares continuos, 1; en ménsulas para el apoyo de las vigas, 2; sobre las que descansa el forjado, 3. Fachadas como en la figura 2.

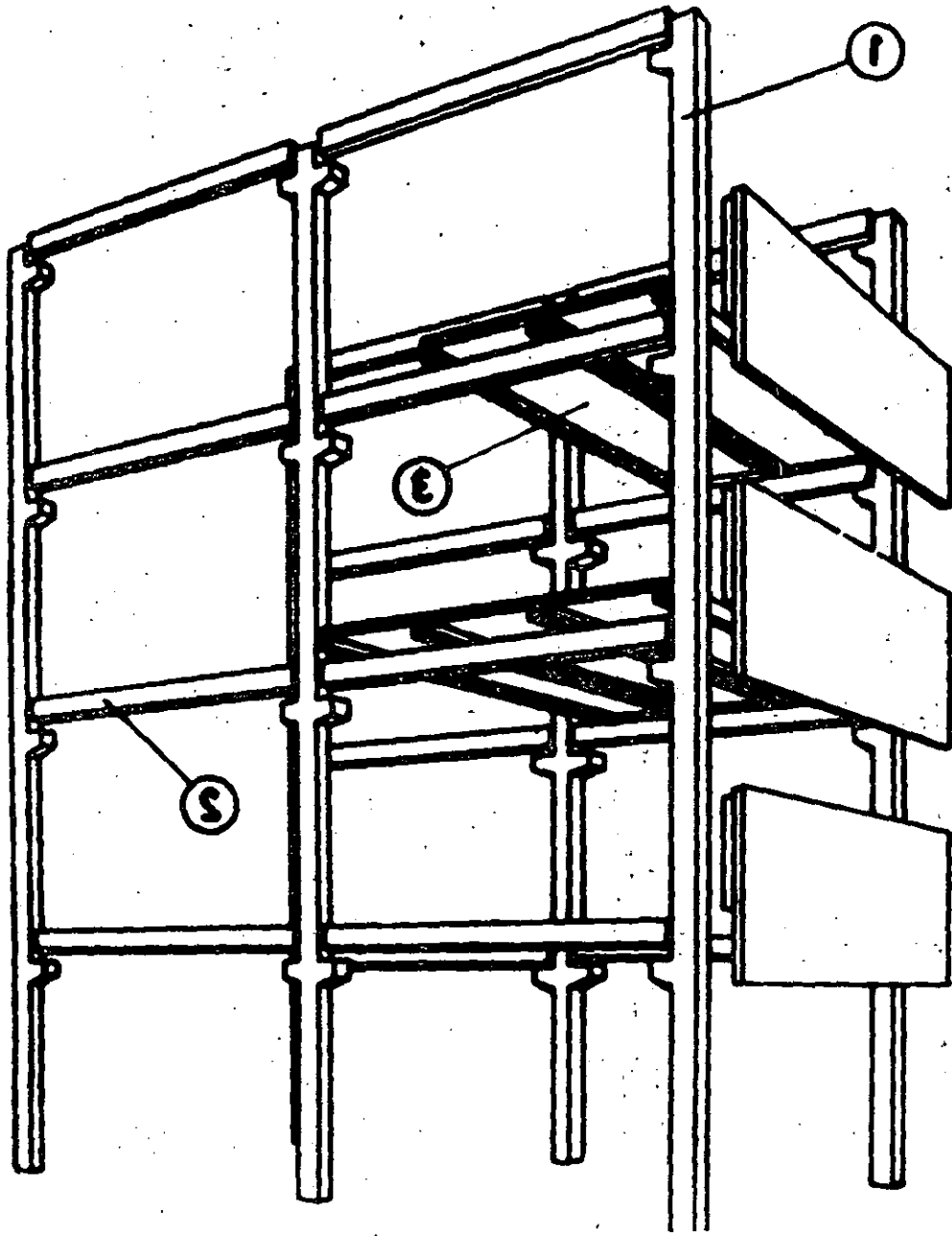
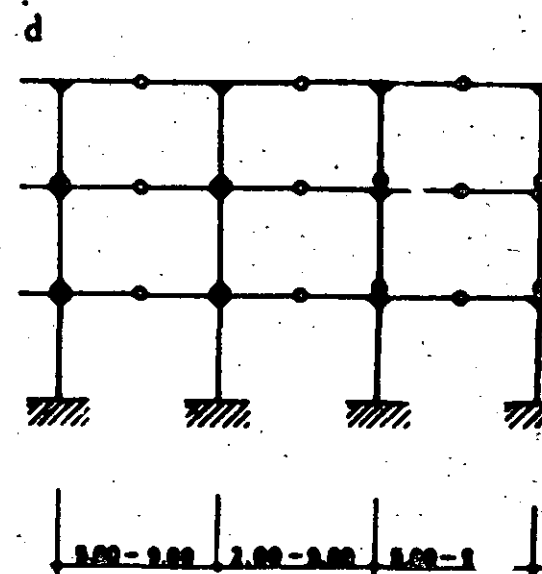
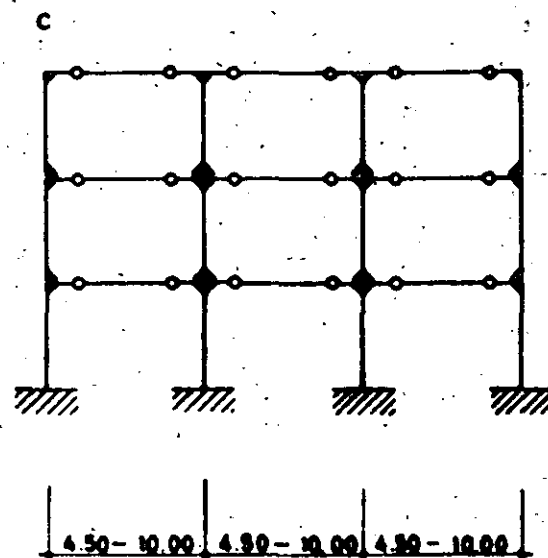
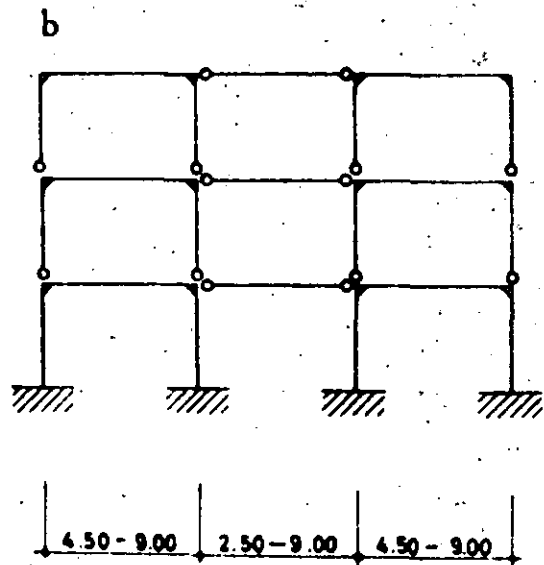


Fig. 2.—Estructura de pilares continuos, 1; vigas, 2, y placas de forjado, 3. Las placas pueden realizarse como muros cortina sin efecto portante.

g. 8.—Sistemas estáticos de estructuras con piezas porticadas:

- 1) Pórticos en «H» con rótulas en los montantes.
- 2) Pórticos biarticulados superpuestos.
- 3) Pórticos articulados en los puntos de momento nulo del dintel.
- 4) Pórticos en «T» con rótulas en el centro de los dinteles.



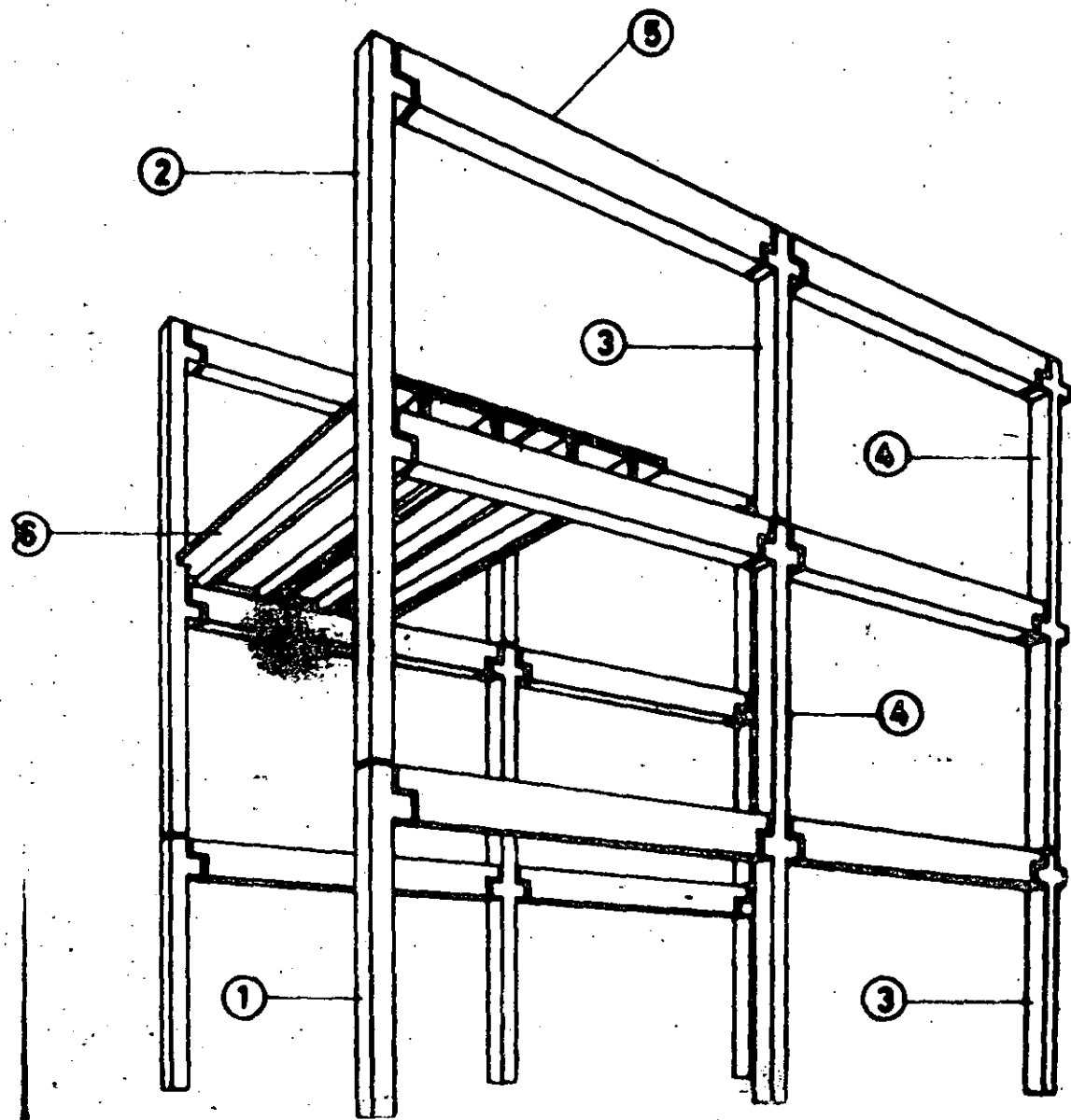


Fig. 7.—Pilares, 1 y 2, entre de dos plantas de altura, con disposición alternada, 3 ; 4, vigas, 5 y placas de forjado, 6.

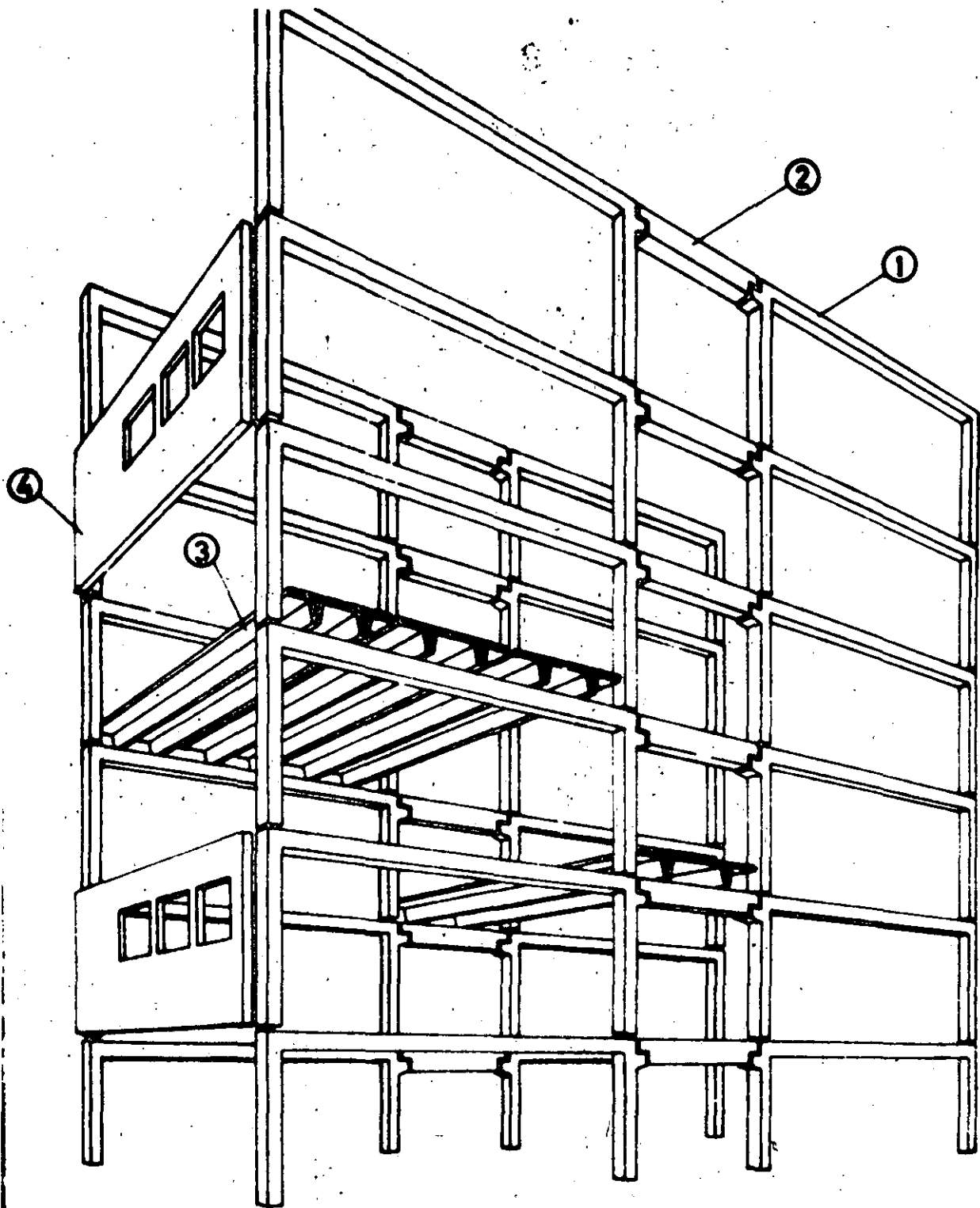


Fig. 10.—Pórticos biarticulados, 1; con vigas suspendidas, 2; elementos de forjado, 3, y paneles de fachada (por ejemplo, con las ventanas ya incorporadas en la fabricación).

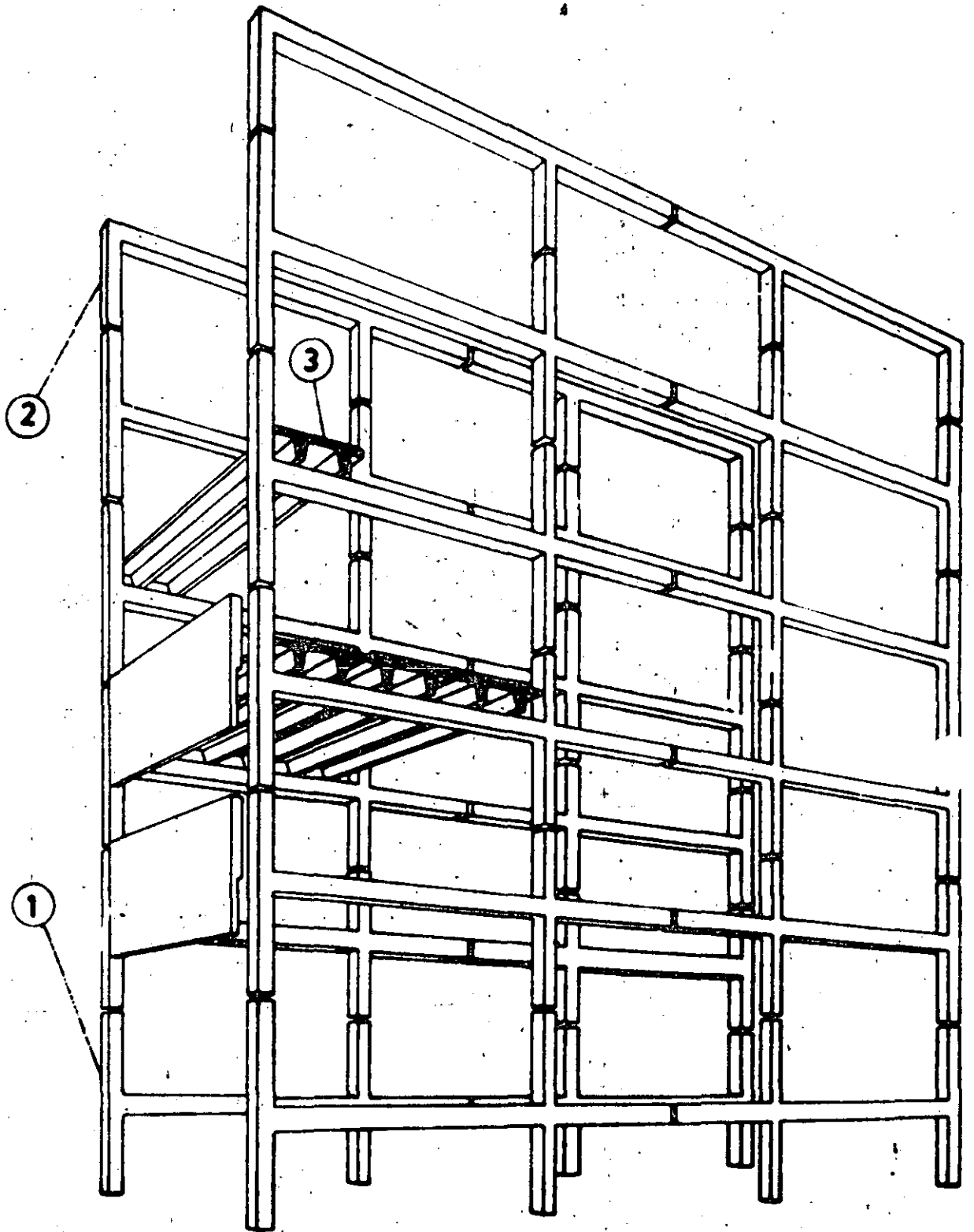
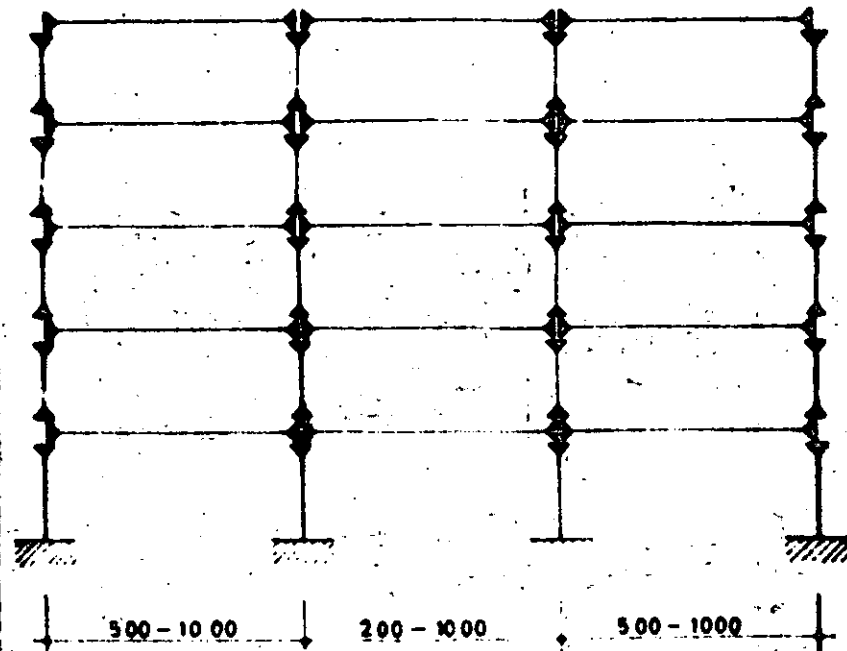
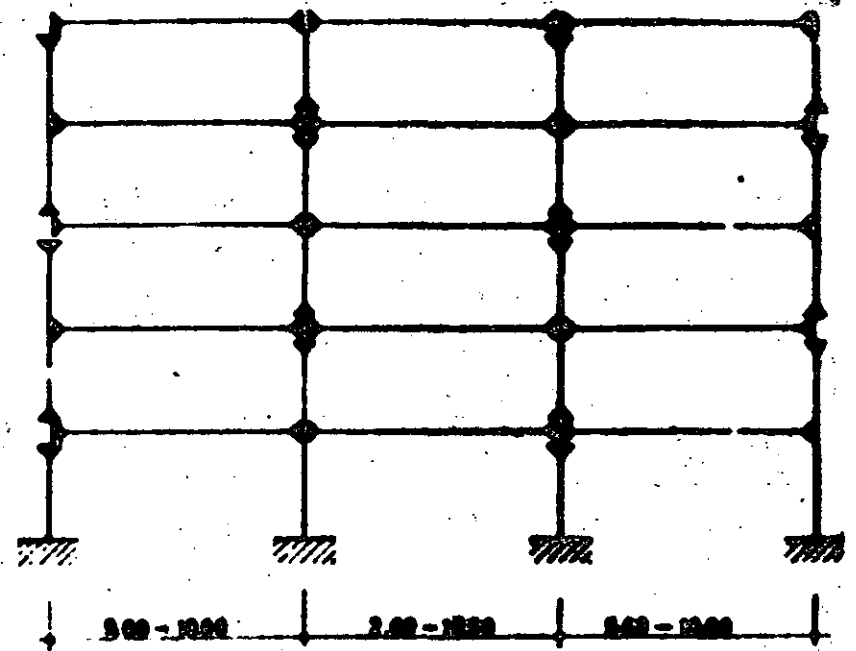


Fig. 9.—Pórticos en «H», 1 y 2; con placas de forjado, 3, y fachadas tipo muro-cortina.



a



b

Fig. 3.—Sistema estático de una estructura con pilares superpuestos:

- a) Pilares superpuestos en cada planta con posterior rigidización de los empalmes.
- b) Pilares de dos plantas de altura con empalmes rígidos.

Fig. 6.—Pilares superpuestos en cada planta, 1; vigas, 2; y elementos de forjado, 3.

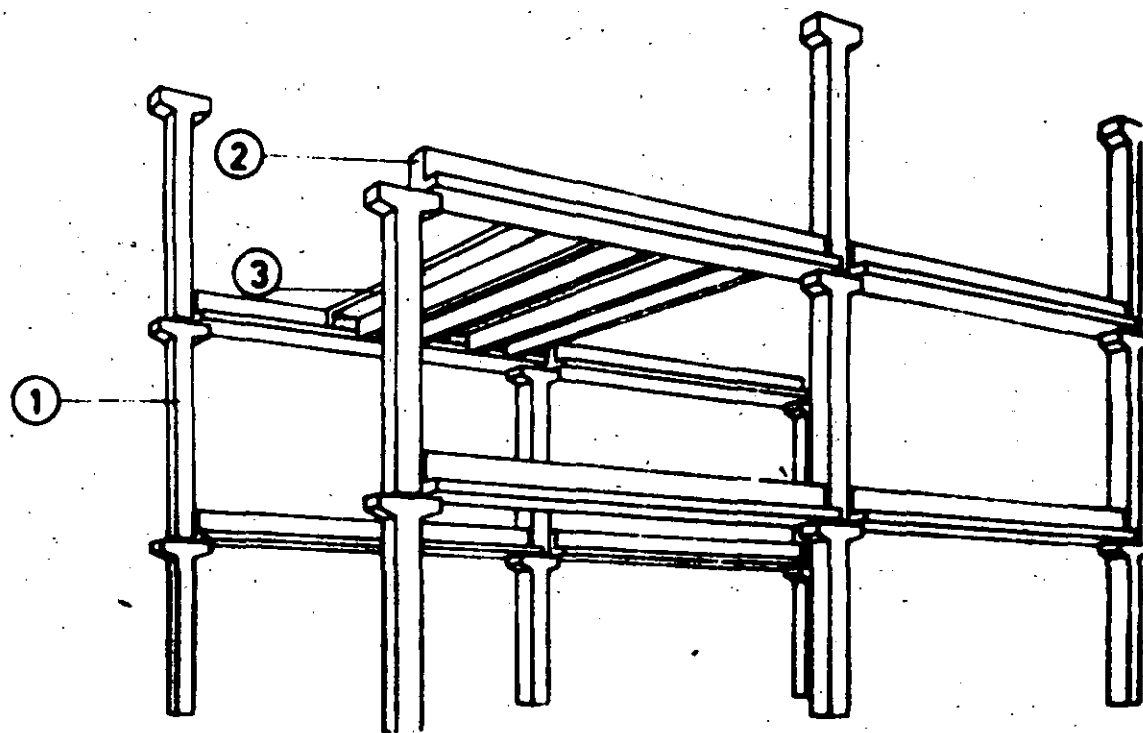
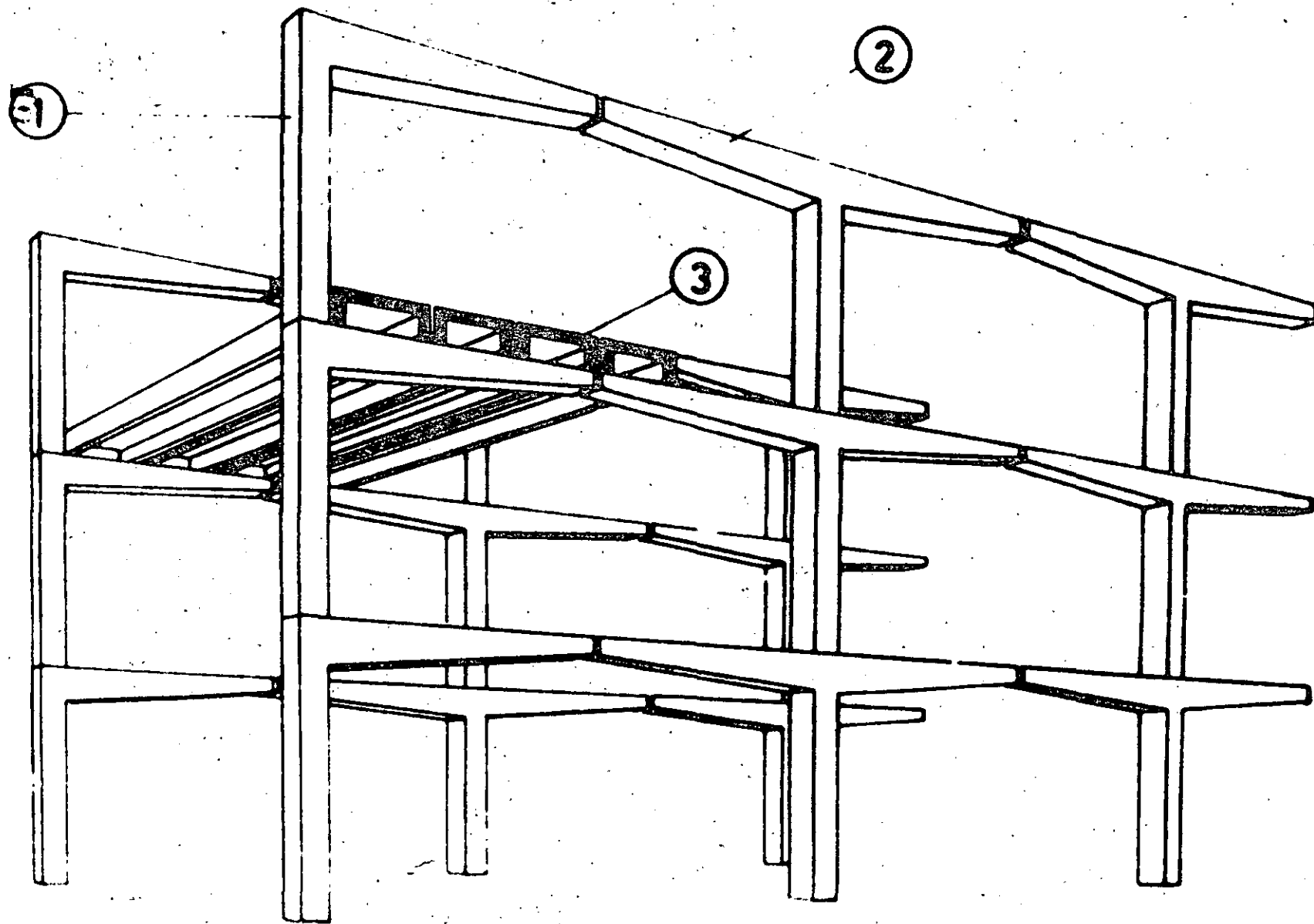


Fig. 12.—Piezas porticadas en «T», 2, y «L», 1; con elementos de forjado, 3.



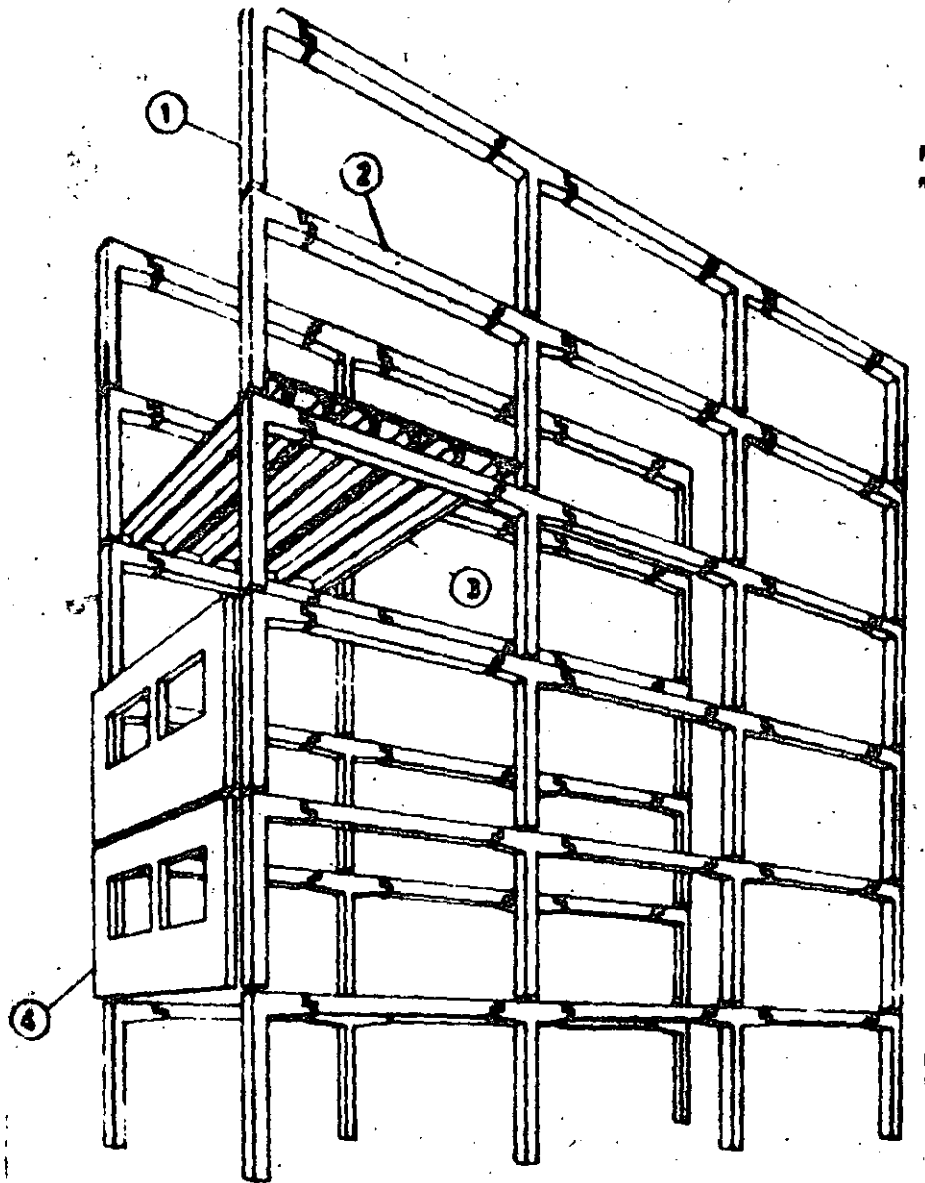
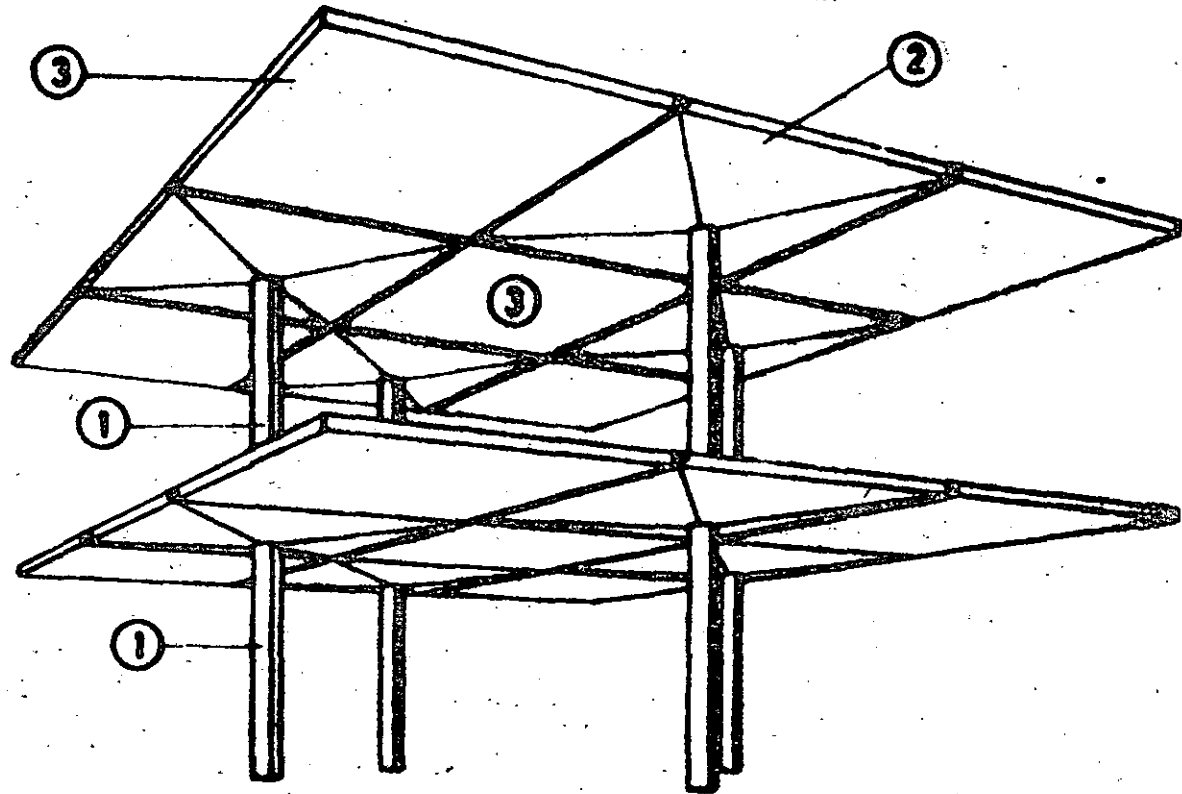


Fig. 11.—Pilaros en «I», 1, con vigas suspendidas en los puntos de momento nulo, 2. Elementos de forjado, 3, y parrillas de fachada, 4.

Fig. 15.—Filares, 1, placas rectangulares
en cámara de dirección diagonal, 2, y
placas cuadradas interpuestas, 2.



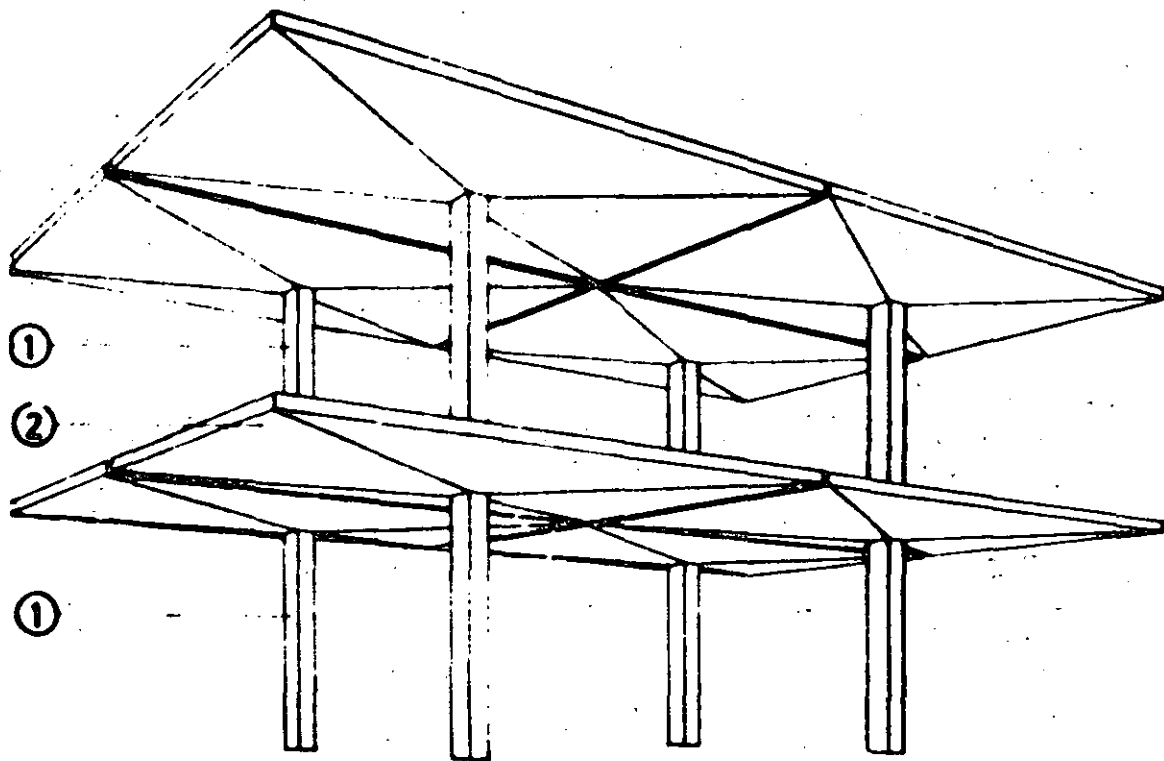


Fig. 14.

- a) Pilares fungiformes, 1 y 2, con placas en ménsula, 3.
- b) Pilares sin capitel, 1, con placas rectangulares en ménsula.

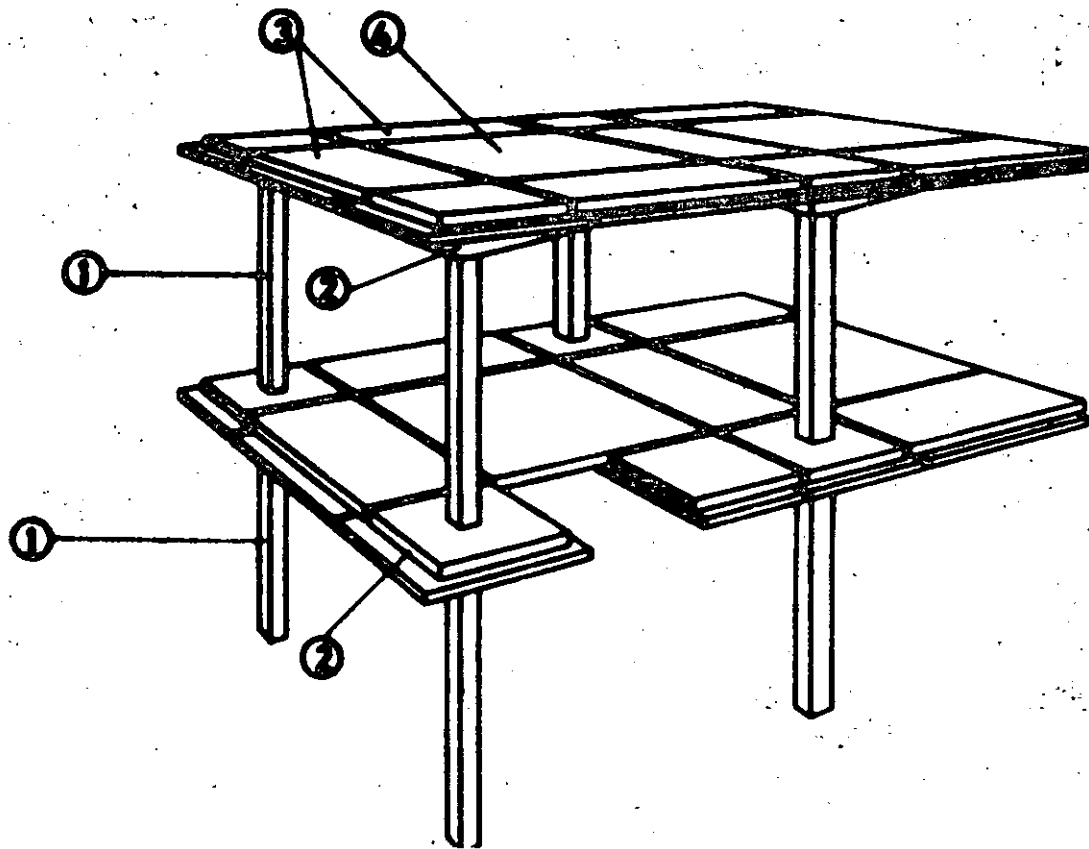


Fig. 17.—Filares, 1; con capiteles, 2 (que pueden también estar en parte hormigonados *in situ*), anchas vigas-placa en ambas direcciones, 3, y placas cuadradas apoyadas en alfileres, 4. Este sistema permite el mínimo canto del forjado.

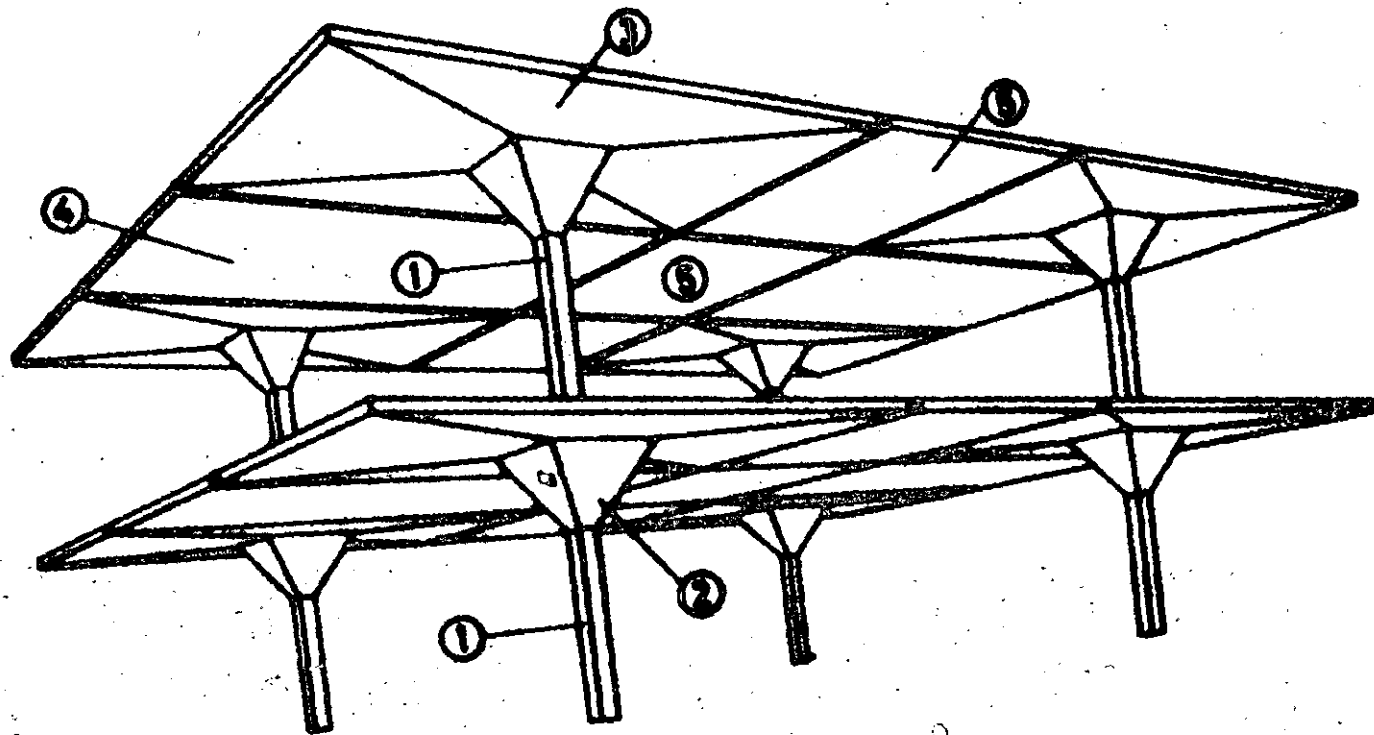


Fig. 16.—Pilares, 1, con capiteles, 2, y placas en ménsulas, 3; que soportan otras placas, 4 y 5.

Fig. 18. --Sistemas estáticos de las estructuras con elementos portantes y de tipo superficial:

- a) Paneles de pared continuos articulados al forjado.
- b) Paneles de pared continuos con unión rígida al forjado.

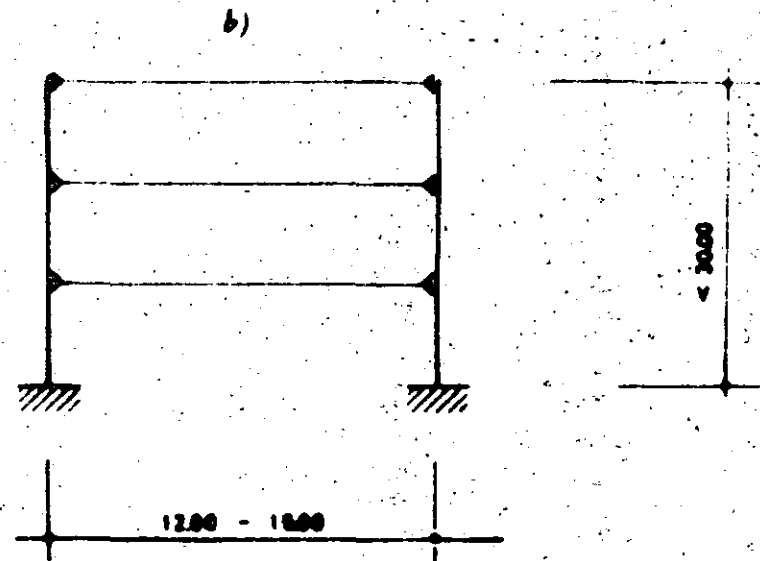
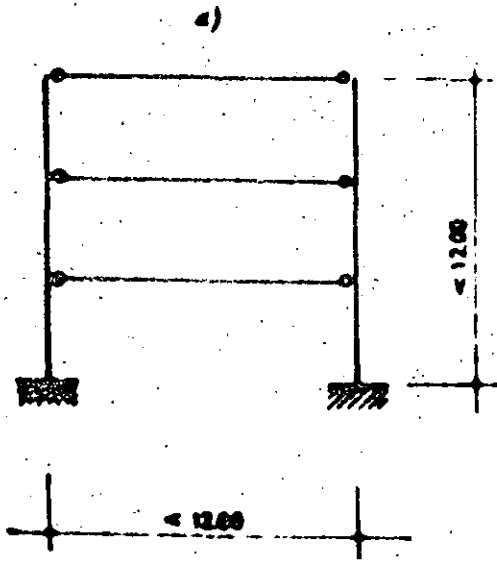
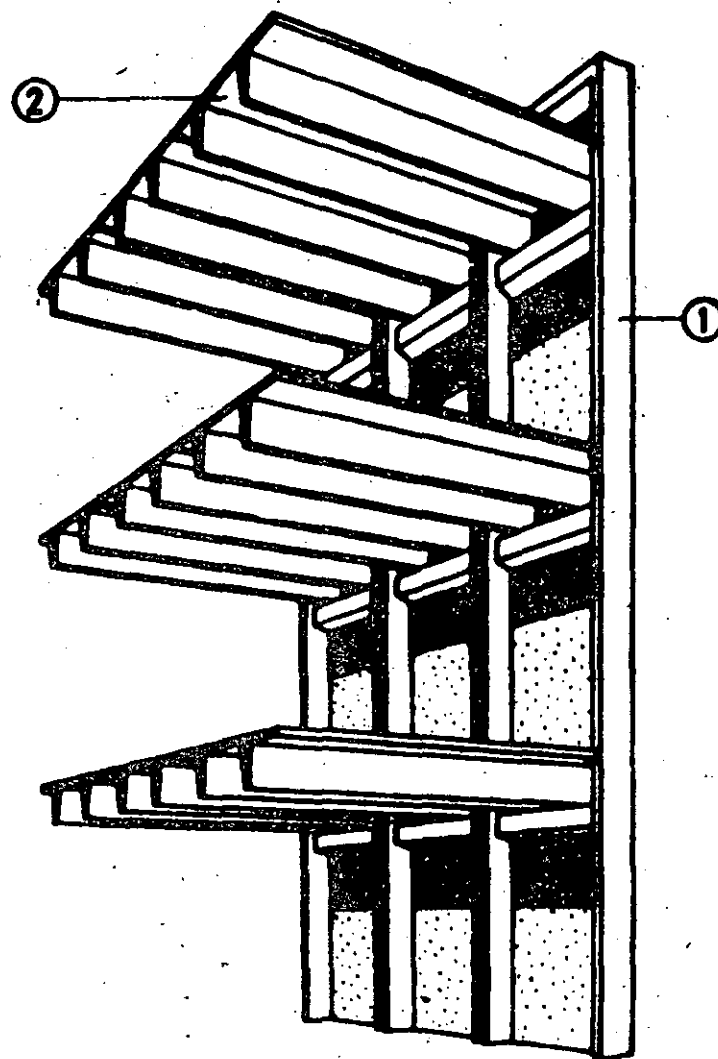


Fig. 19.—Paneles continuos en «U», 1; con apoyo articulado de los elementos
la forjado, 2; diseñados como placas en «T-T».



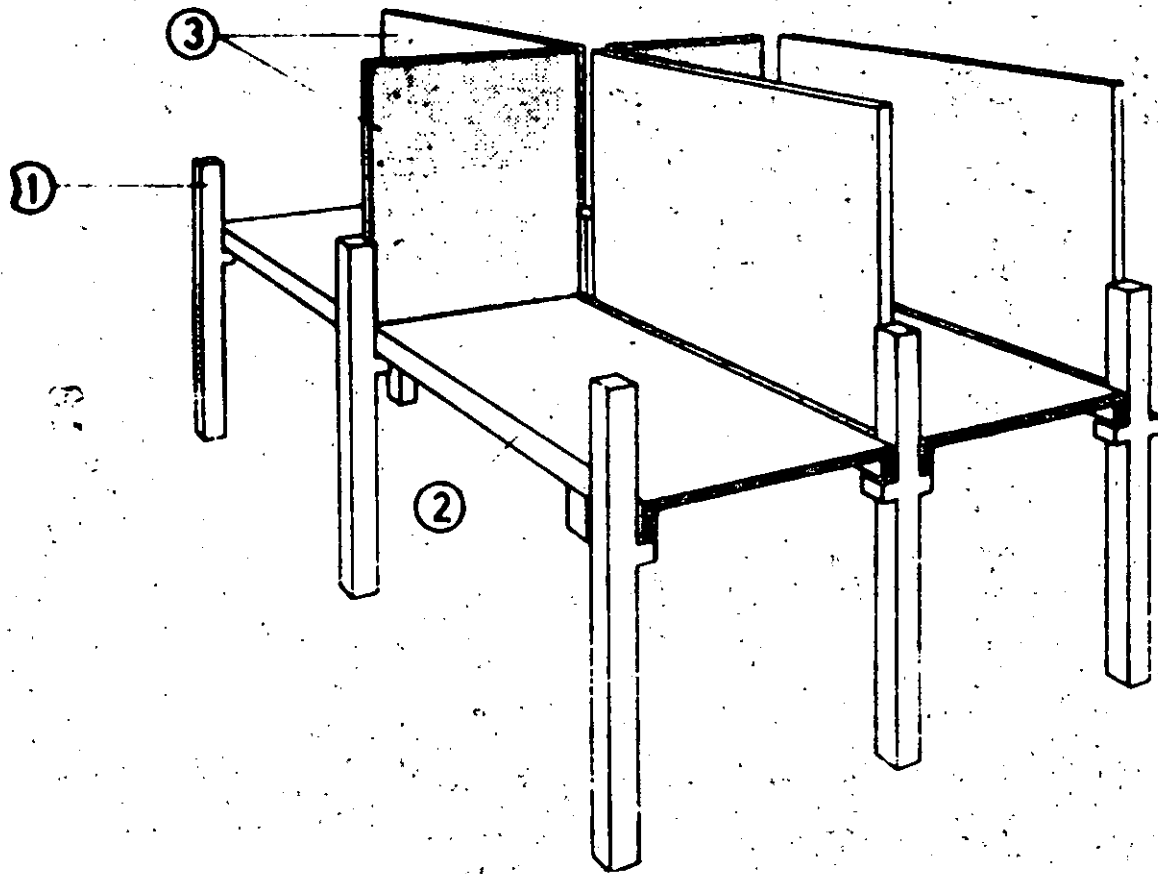
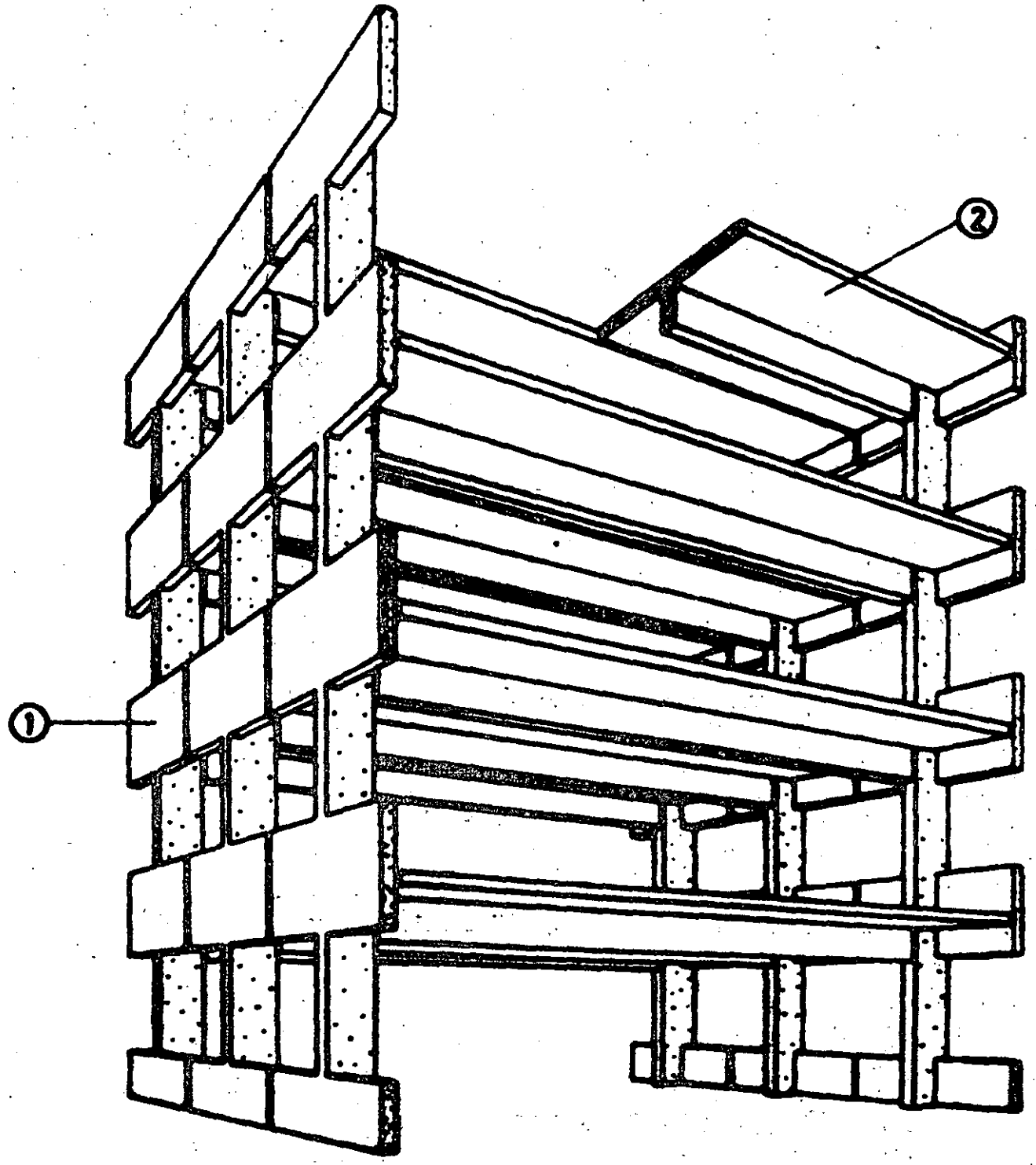


Fig. 22.—Pilares continuos, 1; con placas de forjado, 2, y tabiques rigidizadores, 3, en ambas direcciones.

Fig. 20.—Paneles continuos con placas en «Ts», 1; unidos rigidamente a los elementos de forjado, 2; que tambien pueden ser en «Ts».



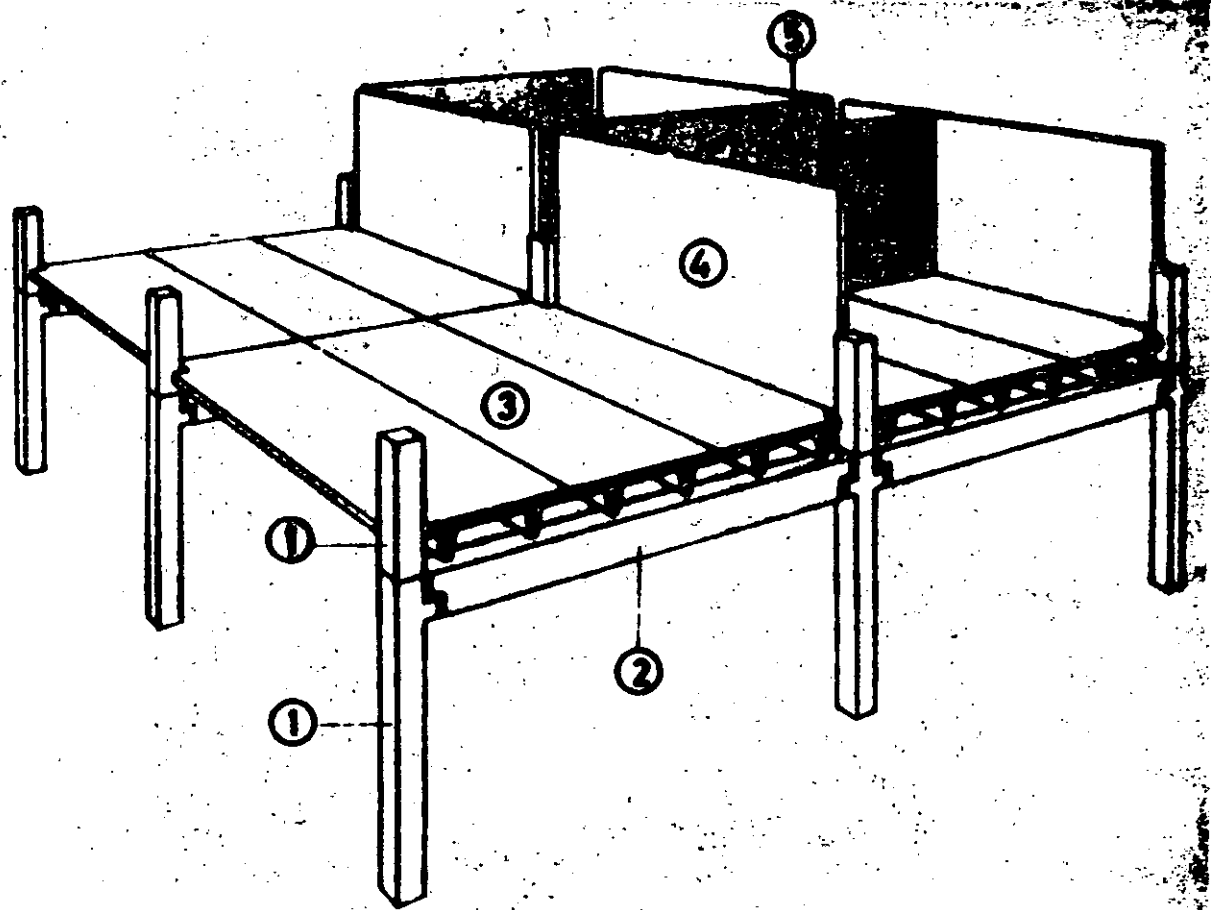
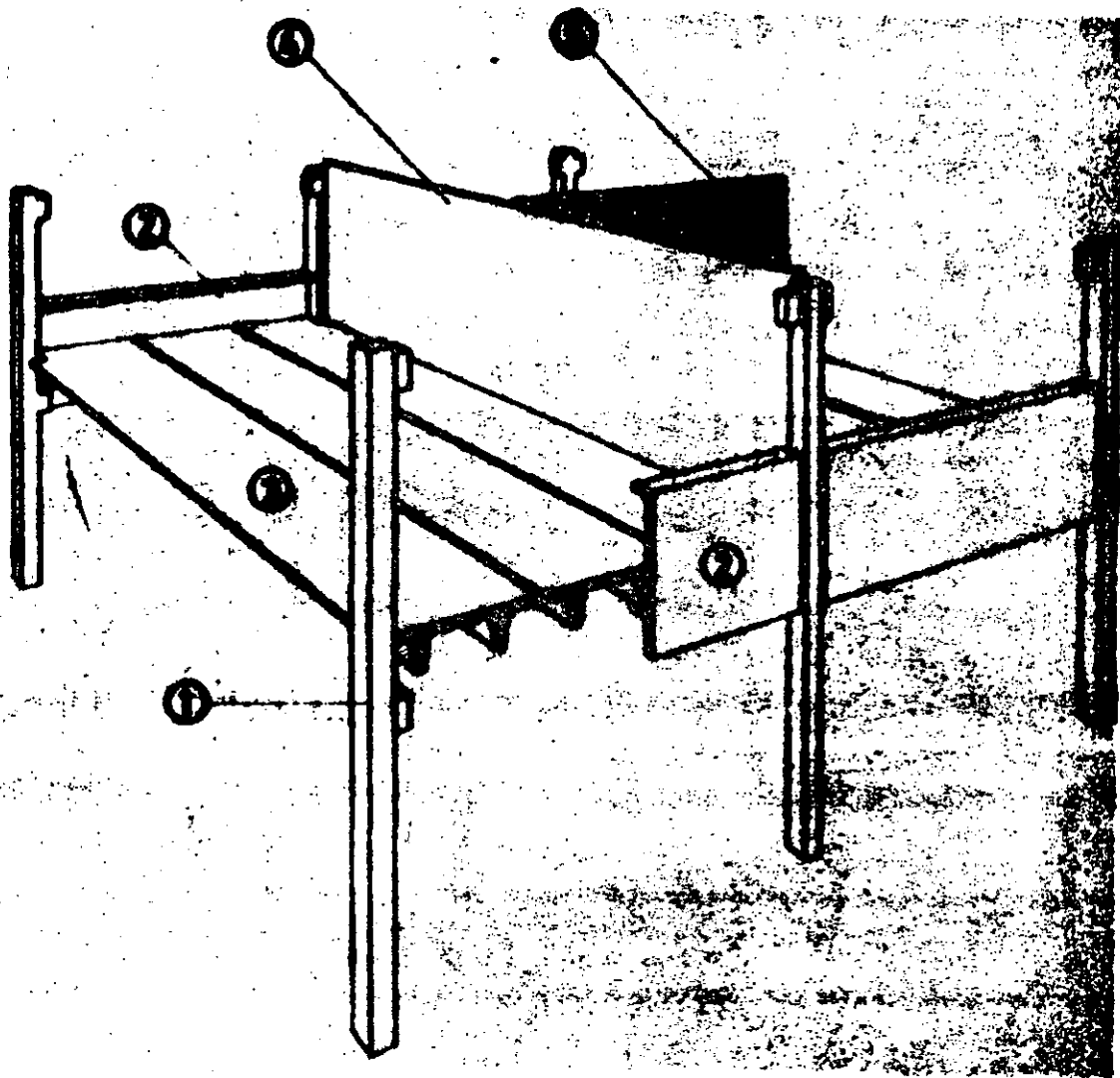


Fig. 21.—Pilares superpuestos, 1; con vigas articuladas en ellos, 2; sobre las que opera el forjado, 3. Muros rigidizadores en ambas direcciones, 4 y 5.

Fig. 22.—Placa continua, 1, y detalles de
soporte portante, 2, en los que apoyo el
tejado, 3, y apoyo rigidez sobre en
direcciones, 4 y 5.



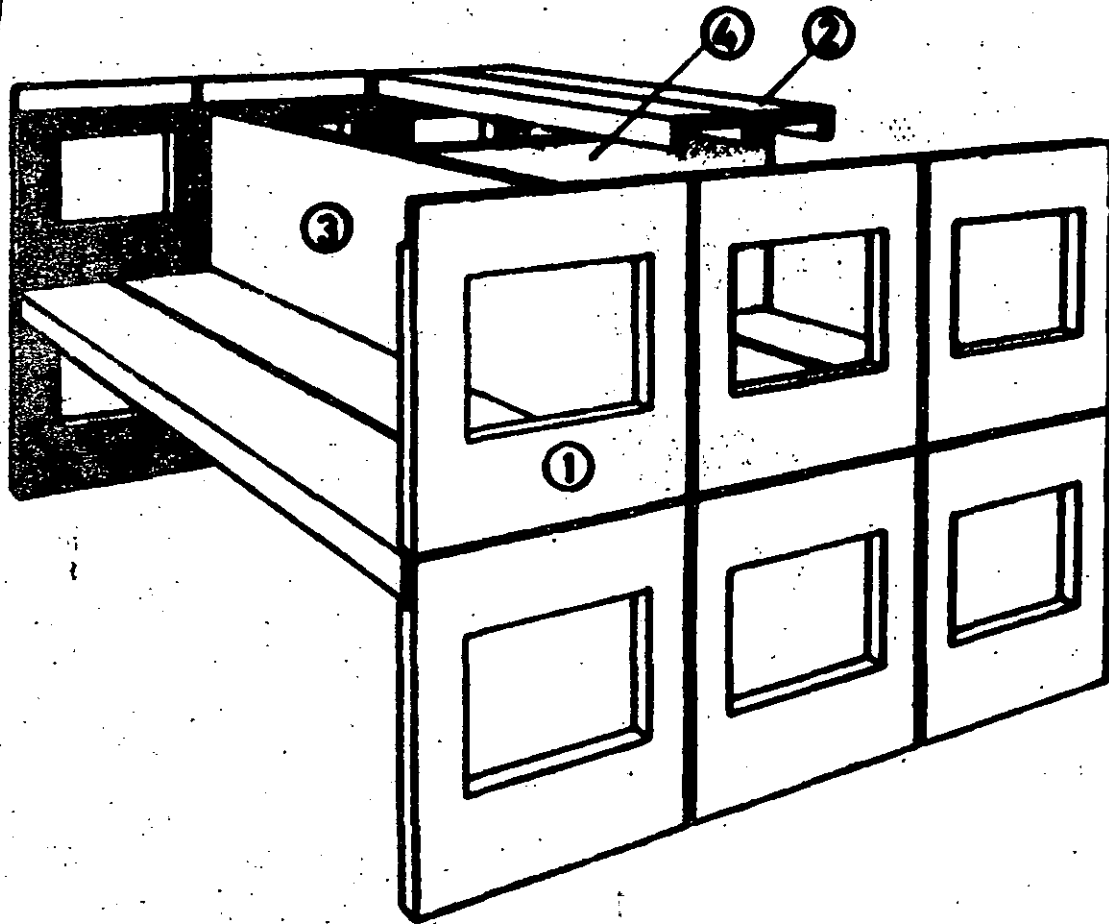
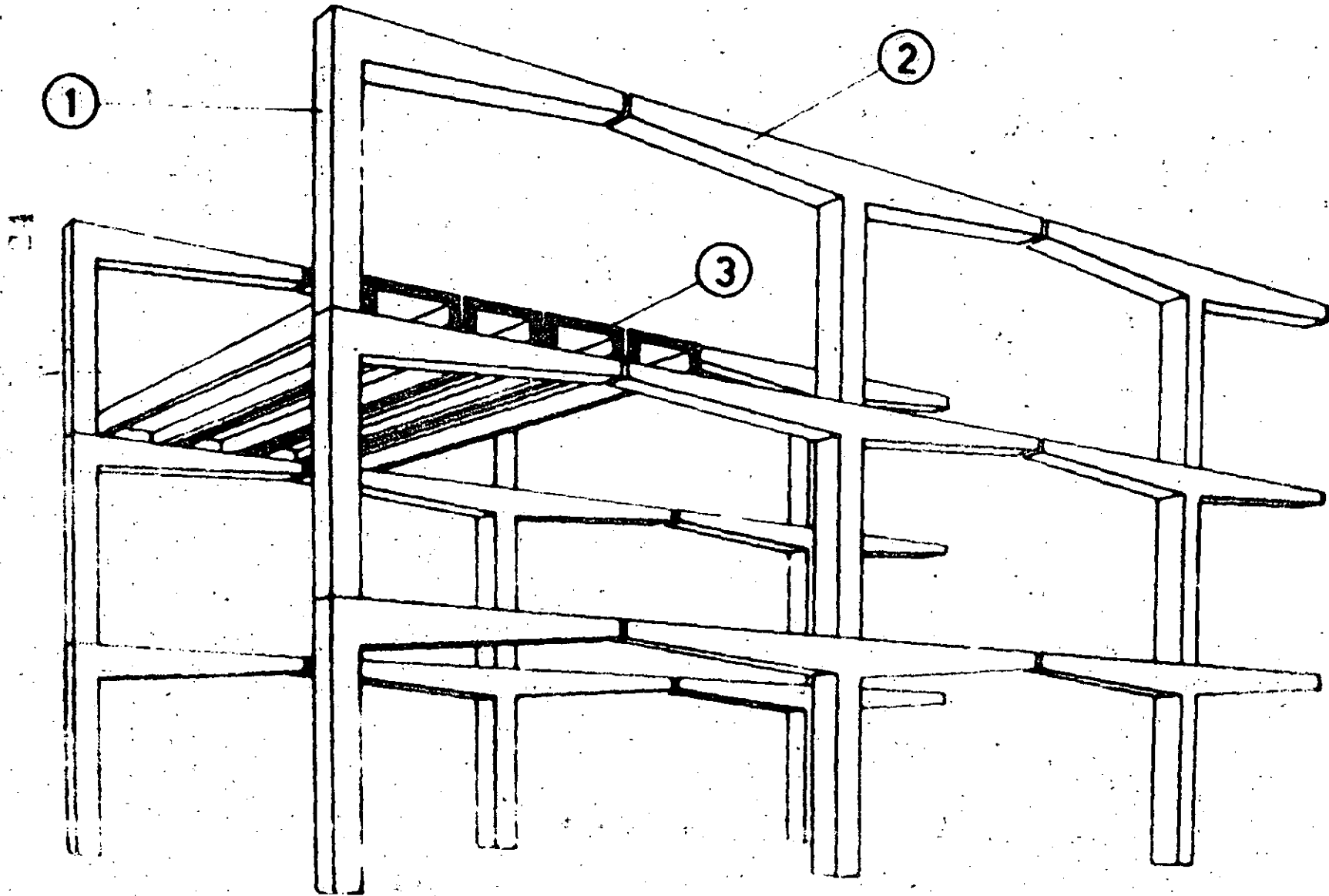


Fig. 25.—Paneles de fachada portantes en perfiles, 1; con placas de forjado, 2 apoyadas en ellos y tabiques rigidizadores, 3 y 4.



4524 Sistema JACOBIUS. de montaje por elementos ligeros

Desarrollado por el Ing. JACOBIUS
y el Ing. JACOBIUS S.A.

MODELO DE EJEMPLO DEL SISTEMA

Figura 1

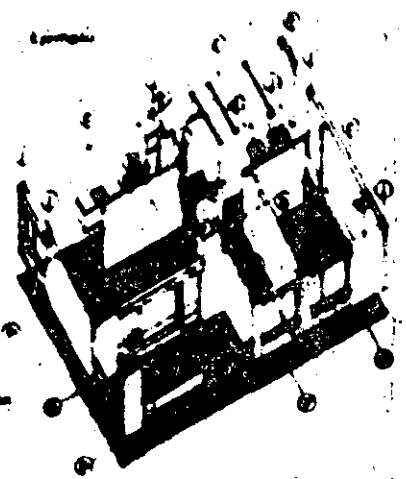


Fig. 1
Dos piezas de forma

Fig. 2
Una pieza de forma

Fig. 3
Una pieza de forma
de montaje de otros

Se muestra en el croquis de la figura 1 un modelo de ejemplo del sistema de montaje por elementos ligeros. Este modelo está formado por dos piezas de forma de un tamaño de dos metros cúbicos, entre las cuales se encuentra todo el sistema de montaje por elementos ligeros. Este sistema de montaje por elementos ligeros permite montar una estructura completa de montaje por elementos ligeros al costo de un elemento de montaje por elementos ligeros. Este sistema de montaje por elementos ligeros permite montar una estructura completa de montaje por elementos ligeros al costo de un elemento de montaje por elementos ligeros.

En este sistema intervienen solamente dos piezas de fabricación para techos o pisos y tres piezas de forma y además una pieza de unión que pueden combinarse entre sí independientemente. Las piezas de forma son móviles en el sentido de girar y moverse. Las piezas y varillas pueden colocarse a nivel superior o inferior al espacio de entre las piezas más pequeñas móviles. Todo el sistema se completa por lo tanto un elemento de los elementos estandarizados que permiten una profusa variedad en la construcción de una estructura total siendo independiente más todavía con los mismos niveles de movilidad.

Las dos piezas de piezas de forma son como muestra en el croquis de la figura 1 un modelo de ejemplo del sistema de montaje por elementos ligeros. Este modelo está formado por dos piezas de forma de un tamaño de dos metros cúbicos, entre las cuales se encuentra todo el sistema de montaje por elementos ligeros. Este sistema de montaje por elementos ligeros permite montar una estructura completa de montaje por elementos ligeros al costo de un elemento de montaje por elementos ligeros.

Las piezas de formas tienen un espesor de 20 cm. no tienen huecos de ninguna especie y son móviles siempre sobre las juntas entre las piezas de techos. Su ajuste es regulable y su montaje se realiza prácticamente en seco. La fabricación puede realizarse en cualquier tipo de estructura ya que son con superficie lisa por ambos lados. No necesitan pintura.

La pieza o elemento de unión también se monta en seco y tiene incorporados los huecos necesarios para las uniones.

La forma puede ser concebida como se muestra en el croquis de la figura 1 un modelo de ejemplo del sistema de montaje por elementos ligeros. Este modelo está formado por dos piezas de forma de un tamaño de dos metros cúbicos, entre las cuales se encuentra todo el sistema de montaje por elementos ligeros. Este sistema de montaje por elementos ligeros permite montar una estructura completa de montaje por elementos ligeros al costo de un elemento de montaje por elementos ligeros.

Figura 2



Figura 3

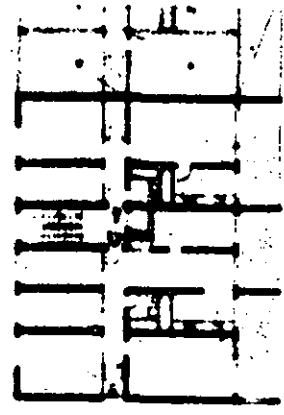


Figura 4
Plano normalizado de dos ejes

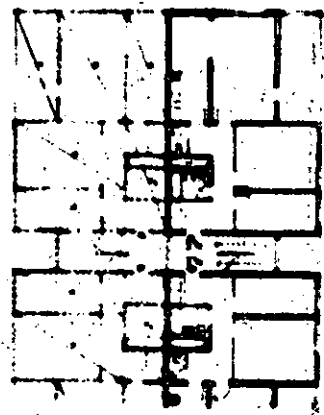


Figura 5
Plano de montaje de otros



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

PREFABRICACIÓN DE LA VIVIENDA

DISEÑO DE CONEXIONES DE ELEMENTOS PREFABRICADOS
DE CONCRETO

Dr. Porfirio Ballesteros Barocio

D I C I E M B R E, 1984.

diseño de conexiones de elementos prefabricados de concreto

Preparado por el Comité PCI para el Detalle de Conexiones 1970-1972

H. Carl Walker
Presidente

**William C. Arons
Charles B. Baker
Angelo D'Attoma
Byron O. Freeby
James G. Gross
Robert T. Hall
Thomas A. Hanson
Nelson J. Hymans
Felix Kulka
Eugene A. Lamberson
E. V. Leyendecker
E. G. Macoskie
John Mickle
Harald Nielsen
William E. Pery
Charles H. Rath
Irwin J. Speyer
Francis F. Widrig
Zenon A. Zielinski**

contenido

Prefacio	9
Introducción	11
Nomenclatura	13
CAPITULO 1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES	17
1.1 Consideraciones relativas a la producción	17
1.2 Consideraciones de erección	23
1.3 Sistemas de fuerzas	28
CAPITULO 2 PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO DE CONEXIONES	29
2.1 Factores de carga y tolerancias	29
2.2 Fricción por cortante	31
2.3 Aplastamiento	31
2.4 Cortante	34
2.5 Fuerzas por cambio de volumen	35
2.6 Soldadura de las barras de refuerzo	40
2.7 Uniones traslapadas de refuerzo	41
2.8 Resistencia de refuerzo lechadeado	41
2.9 Fricción	43
2.10 Conexiones de bases de columnas	44
2.11 Conexiones para resistir momentos	47
2.12 Uniones en columnas	48
2.13 Diseño compuesto	48
2.14 Pernos e insertos vaciados en el concreto	48
2.15 Angulos de conexión	50
CAPITULO 3 DETALLES DE CONEXIONES TÍPICAS	53
3.1 Base de columna (CB)	53
3.2 Viga a columna (VC)	57
3.3 Columna a columna (CC)	60
3.4 Losa a viga (LV)	60
3.5 Losa a muro (LM)	60
3.6 Muro a cimentación (MC)	62

APITULO 4 EJEMPLOS DE DISEÑO	63
Problema 1 Refuerzo de fricción por cortante	64
Problema 2 Diseño de amortiguadores de apoyo	65
Problema 3 Refuerzo confinado de apoyo	66
Problema 4 Refuerzo de aplastamiento para viga doble "T"	68
Problema 5 Ménsula para columna de concreto	69
Problema 6 Conexiones de extremo desbestado	71
Problema 7 Ménsula de acero empotrada	72
Problema 8 Fuerzas de cambio de volumen	74
Problema 9 Conexión para momentos en la base de una columna	76
Problema 10 Efecto del amortiguador del apoyo sobre la restricción	77
Problema 11 Placa de base de columna	78
Problema 12 Conexión postensada para momento	80
Problema 13 Conexión para momento, soldada	82
Problema 14 Conectores de cortante soldados	83
Problema 15 Insertos en el concreto	85
Problema 16 Insertos de cuña	86
Problema 17 Angulos de conexión	87
Problema 18 Cortante de diafragma	88
Apéndice A Referencias	83
Apéndice B Ayudas de diseño: Gráficas y Nomogramas	85
B-1 Refuerzo de fricción por cortante	85
B-2 Diseño de amortiguadores elastoméricos de los apoyos	86
B-3 Propiedades de los amortiguadores elastoméricos de los apoyos	86
B-4 Aplastamiento en concreto simple	97
B-5 Refuerzo de fricción por cortante	98
B-6 Refuerzo para las grietas horizontales de los apoyos	99
B-7 Cornisa o ménsula de concreto reforzado	100
B-8 Valores para C_1	102
B-9 Valores para C_2	102
B-10 Capacidad última al cortante de formas estructurales de acero	103
B-11 Capacidad de los perfiles de acero estructural empotrados (un lado)	104
B-12 Capacidad de los perfiles de acero estructural empotrados (ambos lados)	105
B-13 Curvas típicas de fluencia y contracción	106
B-14 Curvas del factor de masa para determinar K_m	107
B-15 Factor K_p — proporción entre la fluencia y la relación esfuerzo-resistencia	107
B-16 Cambio de longitud con variaciones de temperatura	107
B-17 Aumento de las fuerzas de restricción por cambio de volumen	108
B-18 Capacidad última de los refuerzos soldados	109
B-19 Longitudes necesarias de traslape y desarrollo	110
B-20 Requisitos de espesor para la placa de base de las columnas	112
B-21 Diámetro necesario de los pernos de anclaje	113
B-22 Longitud mínima de empotramiento para el refuerzo dentro de un ducto rodeado de lechada de cemento	113
B-23 Datos de diseño para los pernos soldados con cabeza	114
B-24 Factores de reducción para los conos de cortante parcial-pernos e insertos	115
B-25 Area lateral excluida de los conos de cortante parcial	116
B-26 Datos de diseño para insertos de anillo de concreto	117
B-27 Diagramas de interacción para resistencia a la extracción y cortante de los insertos y pernos con cabeza	118
B-28 Capacidad última de cortante para los insertos de cuña	118
B-29 Capacidad al cortante de los ángulos de soporte	119
B-30 Capacidad axial de los ángulos de soporte	119
Suplemento al manual PCI	121

prefacio

El presente manual ha sido elaborado para llenar un vacío en el diseño de las conexiones de elementos de concreto prefabricado. El diseño de las conexiones es algo más que una simple transferencia de fuerzas. La producción, la erección, la normalización, los cambios volumétricos, los sistemas de fuerzas y las costumbres de la industria son todos ellos factores que deben ser comprendidos por el ingeniero. Este manual trata de reunir y relacionar entre sí estos factores y, por lo tanto, ampliar la comprensión del ingeniero sobre las conexiones de concreto prefabricado.

A diferencia de los manuales de diseño para el acero o el concreto vaciado en el lugar, este manual trata los problemas relativos a la producción de procedimientos de diseño. Con la excepción de amortiguadores de apoyos, los cuales deben diseñarse en base a las cargas de trabajo, los procedimientos y relaciones que presentamos en este manual están basados en la solución de diseño de carga última unitaria. Las relaciones de diseño son una ampliación del informe "Resumen de la información básica sobre las conexiones de concreto prefabricado" (Summary of Basic Information on Precast Concrete Connections) REVISTA PCI de diciembre de 1969, producido por el Comité PCI para los Detalles de Conexiones.

Este Comité tiene la esperanza de que el uso de este manual genere refinamientos futuros en los auxilios y los procedimientos de diseño, así como las soluciones sobre nuevos diseños, para las siguientes ediciones del "Manual PCI para el diseño de conexiones de elementos prefabricados de concreto". (PCI Manual on Design of Connections for Precast Prestressed Concrete).

introducción

El "Manual PCI para el diseño de conexiones de elementos prefabricados de concreto" ha sido preparado como una guía de ingeniería para los ingenieros consultores, arquitectos y los departamentos de ingeniería de los productores de concreto presforzado o prefabricado. El formato se originó en el Comité de Detalles de Conexiones. El Comité ocupó a Raths, Raths and Johnson, Inc., Ingenieros Estructurales de Hinsdale, Illinois, para desarrollar y preparar el material de este manual. El informe final se sujetó a procedimientos de revisión completa por parte del Instituto del Concreto Presforzado.

El Comité ha tratado de incluir información sobre el diseño de todas las conexiones estructurales comunes de concreto prefabricado. Sin embargo, el manual debe ser usado solamente por aquellos que tengan pleno conocimiento de la mecánica de la ingeniería y del diseño estructural, no debiendo en ningún caso reemplazar un buen juicio de ingeniería estructural. El ingeniero a cargo de un proyecto determinado es responsable de todas las conexiones que se muestren en los planos y especificaciones.

nomencultura

A_b	=	Area de una varilla o perno, cm^2 .
A_{ch}	=	Area del refuerzo horizontal, confinado, cm^2 .
A_{cr}	=	Area de la superficie de contacto de una grieta potencial de fricción por cortante; área de la superficie de contacto compuesta, cm^2 .
A_{cs}	=	Area del refuerzo por cortante compuesto, cm^2 .
A_{cv}	=	Area de refuerzo de confinamiento vertical, cm^2 .
A_{ds}	=	Area del refuerzo del diagrama, cm^2 .
A_o	=	Area de superficie del cono de arranque al cortante, cm^2 .
A_{op}	=	Area de superficie excluida para conos parciales, cm^2 .
A_{po}	=	Area de superficie efectiva de cono al cortante parcial, cm^2 .
A_t	=	Area de refuerzo a la tensión no presforzado, cm^2 .
A_{ps}	=	Area de acero presforzado o postensado, cm^2 .
A_{ch}	=	Área del refuerzo contra agrietamiento horizontal cm^2 .
A_t	=	Refuerzo de confinamiento para uniones traslapadas de tensión, cm^2 .
A_{vf}	=	Area de refuerzo para fricción por cortante, cm^2 .
A_{vh}	=	Area de refuerzo de estribos horizontales, cm^2 .
Δ_c	=	Deflexión lateral de la columna, cm.
Δ_p	=	Deformación horizontal del amortiguador de apoyo, cm.
b	=	Ancho de la cara de compresión; longitud de la placa o ángulo de apoyo, cm.
C	=	Constante térmica para expansión o contracción, $\text{cm}/\text{cm}/^\circ\text{C}$.
C_r	=	Factor de reducción para los apoyos de concreto sin refuerzo.
C_u	=	Fuerza de ruptura a la compresión dentro de una viga compuesta de concreto arriba de la superficie de contacto, kg.
C_1, C_2	=	Parámetros de resistencia de las ménsulas de concreto.
d	=	Distancia para la fibra extrema de compresión al centroide del refuerzo de tensión, cm.
d_b	=	Diámetro nominal de la varilla, cm.
d_e	=	Distancia a la orilla para el inserto en dirección a la carga, cm.
d_h	=	Diámetro de la cabeza del perno, cm.
d_s	=	Diámetro del vástago del perno, cm.

E_c	=	Módulo de elasticidad al concreto a los 28 días, kg/cm^2
E_{ct}	=	Módulo de elasticidad del concreto a largo plazo, kg/cm^2
e_j	=	Brazo de palanca de la reacción horizontal al centro del inserto, cm
e_v	=	Brazo de palanca para cargas verticales sobre ménsulas, cm
F_d	=	Fuerza de ruptura sobre el diafragma, kg
F_{dx}, F_{dy}, F_{dz}	=	F_d en las direcciones x, y, z, respectivamente, kg
F_i	=	Fuerza de restricción de cambio de volumen en la <i>i</i> -ésima nave de una estructura de naves múltiples, kg
F_s	=	Fuerza de ruptura a la fricción, paralela al plano de fricción, kg.
F_v	=	Fuerza de restricción de cambio de volumen al nivel del primer piso, kg
ΣF	=	Suma de las fuerzas de los pernos de anclaje por longitud de lado de la placa, kg
f_{bu}	=	Resistencia última por aplastamiento, kg/cm^2
f'_c	=	Resistencia especificada a la compresión del concreto, kg/cm^2
f'_{ci}	=	Resistencia del concreto al tiempo del esforzado, kg/cm^2
f_{ps}	=	Esfuerzo calculado en el acero de presfuerzo con la carga de ruptura, kg/cm^2
f_{pu}	=	Resistencia a la ruptura del acero presforzado, kg/cm^2
f_{su}	=	Resistencia de tensión a la ruptura del acero no presforzado, kg/cm^2
f_y	=	Esfuerzo a la fluencia especificada para el refuerzo no presforzado, kg/cm^2
f_{yd}	=	Esfuerzo a la fluencia para A_{ds} , kg/cm^2
f_{ys}	=	Esfuerzo a la fluencia para A_{sh} , kg/cm^2
f_{yt}	=	Esfuerzo a la fluencia para A_t , kg/cm^2
f_{yv}	=	Esfuerzo a la fluencia para A_{vf} , kg/cm^2
G	=	Módulo de cortante para los amortiguadores de apoyo, kg/cm^2
G_t	=	Módulo de cortante a largo plazo de los amortiguadores de apoyo, kg/cm^2
g	=	Calibre del ángulo de acero, cm
H	=	Fuerza horizontal en los amortiguadores de apoyo, kg
h	=	Peralte o altura total, cm ó m
I	=	Momento de inercia, cm^4
I_c	=	Momento de inercia de columna, cm^4
K_m	=	Constante de factor de masa con relación al factor de masa de 1.5
K_p	=	Factor de corrección de fluencia basado en la relación del esfuerzo axial del concreto a su resistencia.
l_a	=	Brazo de palanca del par de la placa de base para resistir el volteo, cm
l_d	=	Longitud de desarrollo de las barras de refuerzo, cm
l_e	=	Longitud de empotramiento de los insertos de pernos, perfiles estructurales o varillas de refuerzo enlechadas, cm.

l	=	Longitud de la pata del ángulo, cm
l_v	=	Tramo de cortante, cm
l_w	=	Longitud de la soldadura para los refuerzos de traslape soldado, cm.
m	=	Magnitud de la efectividad de pernos o insertos en grupo, cm
n	=	Magnitud de la efectividad del perno exterior o inserto en un grupo, cm
P_u	=	Fuerza de ruptura al arranque sobre el inserto o perno, kg.
P'_{uc}	=	Capacidad de ruptura al arranque del inserto o perno gobernada por el concreto, kg
P'_{us}	=	Capacidad de ruptura al arranque del inserto o perno gobernada por el acero, kg
s	=	Distancia de la orilla libre al centro del apoyo, cm
T_u	=	Fuerza última a la tensión actuando con V_u , kg.
T_w	=	Capacidad última de la soldadura, kg
t	=	Espesor de la placa de base, espesor de un ángulo, espesor del amortiguador de apoyo, cm
t_c	=	Dimensión de la columna paralela al acero estructural empotrado
t_w	=	Espesor efectivo de soldadura para el refuerzo de traslape soldado, cm
V_u	=	Fuerza cortante última aplicada a la conexión, kg
V'_u	=	Capacidad última de la fuerza cortante, kg
V'_{uc}	=	Capacidad última de la fuerza cortante del inserto o perno gobernado por el concreto, kg
V'_{us}	=	Capacidad última de la fuerza cortante del inserto o perno gobernado por el acero, kg
v_u	=	Esfuerzo último cortante — V_u dividido, entre el área de cortante, kg/cm ²
w	=	Ancho de la placa de apoyo perpendicular a la orilla libre; dimensión del amortiguador del apoyo paralela al claro, cm
x_c	=	Distancia de la línea de centro del perno a la cara de la columna ó ángulo, cm
x_o	=	Parte sobresaliente de la placa de base respecto a la cara de la columna, cm
x_t	=	Distancia de la línea de centro del perno a la línea de centro del refuerzo de la columna, cm
α	=	Multiplicador de la fuerza de tensión.
ϕ	=	Factor de reducción de capacidad
μ	=	Coefficiente de fricción por cortante
μ'	=	Coefficiente reducido de fricción por cortante para un v_u excesivo
μ_s	=	Coefficiente estático de fricción
ϵ_c	=	Acortamiento axial por fluencia cm/cm
ϵ_s	=	Acortamiento por contracción axial cm/cm
ϵ_t	=	Cambio en longitud debido a cambios de temperatura, cm/cm
ρ	=	Porcentaje del acero, A_s/bd
ρ_{vf}	=	Relación del refuerzo de fricción por cortante al área de la superficie de contacto de agrietamiento, A_{vf}/A_{cr}
Σo	=	Perímetro de la barra, cm

CAPITULO 1

consideraciones generales para el diseño de conexiones.

El diseño inteligente y económico de las conexiones de concreto prefabricadas, presforzadas, requiere una comprensión de la producción de concreto prefabricado, erección de los prefabricados, procedimientos generales de diseño, tolerancias, todos los sistemas posibles de carga o de fuerzas, los factores de carga y los requisitos del comportamiento de las cargas de servicio. Este capítulo resume las consideraciones de erección y producción, y discute los tipos de cargas que se imponen a las conexiones.

1.1 CONSIDERACIONES RELATIVAS A LA PRODUCCION

1.1.1 Generalidades

El diseño satisfactorio de las conexiones no puede lograrse sin considerar plenamente los requisitos de la producción. El entendimiento de la producción del prefabricado no solamente produce economía en las conexiones, sino también sugiere formas en las cuales el detalle de las conexiones trabajará como se pretende. En general, para lograr la mayor economía, deberá seleccionarse el mejor detalle de producción en caso de presentarse varias alternativas.

1.1.2 Normalización

La normalización de las conexiones es un aspecto importante en el diseño de las conexiones. Mejora el control de calidad en la planta y contribuye a las economías de producción.

La normalización puede aplicarse a los elementos en una conexión. Por ejemplo, si la mayoría de los detalles de conexiones requieren una placa de 10 mm, aunque en algunas situaciones sea adecuada una placa de 8 mm, todas las conexiones deberán hacerse con placas de 10 mm. Al seleccionar las varillas de refuerzo, si algunos

detalles de conexiones requieren varillas del número 6 y otras del número 5 para condiciones similares, deberán usarse solamente las varillas del número 6. En forma aún más general, cuando se requiera que la mayoría de las conexiones de un proyecto soporten una carga de 49,000 Kg, mientras que unas cuantas estén expuestas a 25,000 Kg, todas las conexiones deberán diseñarse para una carga de 49,000 Kg.

La normalización también se aplica al dimensionamiento de los detalles de las conexiones. Se gana poco con ligeros cambios en las dimensiones, ya que los ahorros en los materiales pueden anularse por la mano de obra extraordinaria que se necesita para llevar a cabo las modificaciones. Además, si las diversas conexiones varían sólo ligeramente en sus dimensiones, existe la posibilidad de que se use una conexión inadecuada en determinado sitio.

La normalización también puede usarse en otro contexto. Con raras excepciones, todas las piezas, materiales y procedimientos involucrados en hacer las conexiones deberán ser comunes en la industria y fácilmente obtenibles. En general es más práctico usar cantidades adicionales y aún materiales más costosos para lograr este tipo de normalización, que seleccionar partidas o materiales que pueden dar por resultado una demora de la producción, o pueden ser extraños en el comercio.

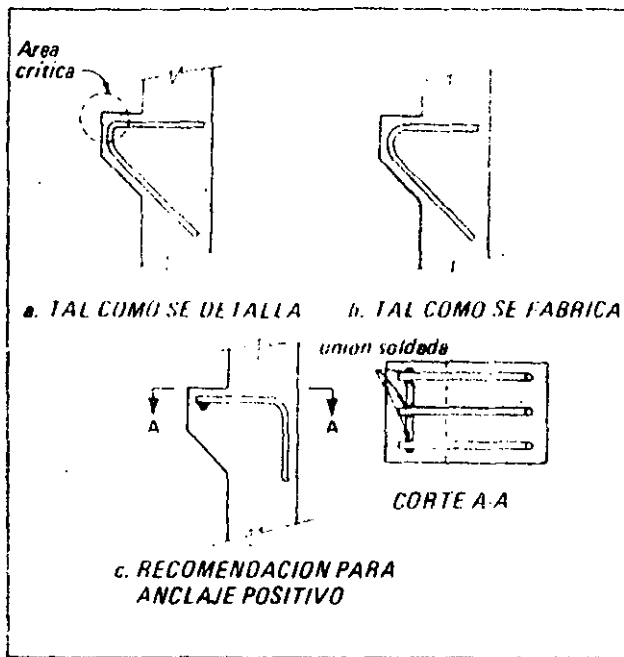


FIGURA 1-1. Doblado de las varillas de refuerzo

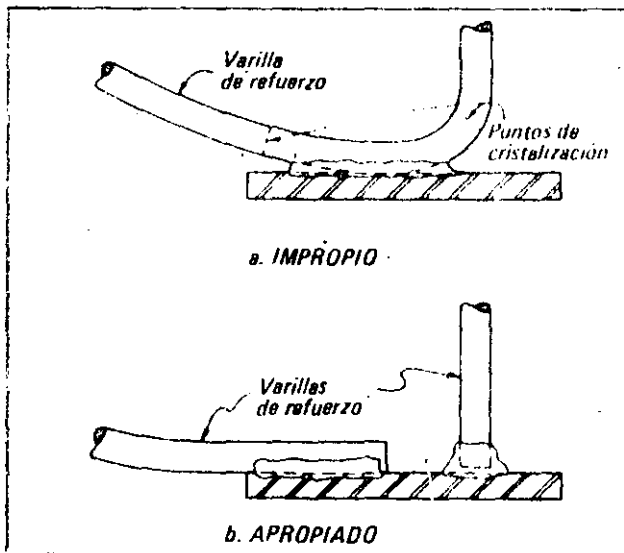


FIGURA 1-2. Soldadura de las varillas de refuerzo

1.1.3 Refuerzo en las conexiones

Una consideración práctica en el diseño de conexiones es un límite en el tamaño de las varillas de refuerzo. Las varillas mayores al número 6 requieren longitudes de empotramiento para anclaje que pueden ser inadecuadas para la conexión, o difíciles de doblar y que no se doblen en ángulos rectos, sino en un arco, como se muestra en la figura 1-1. Para un anclaje del refuerzo positivo en las conexiones, es mejor usar varillas transversales soldadas, u

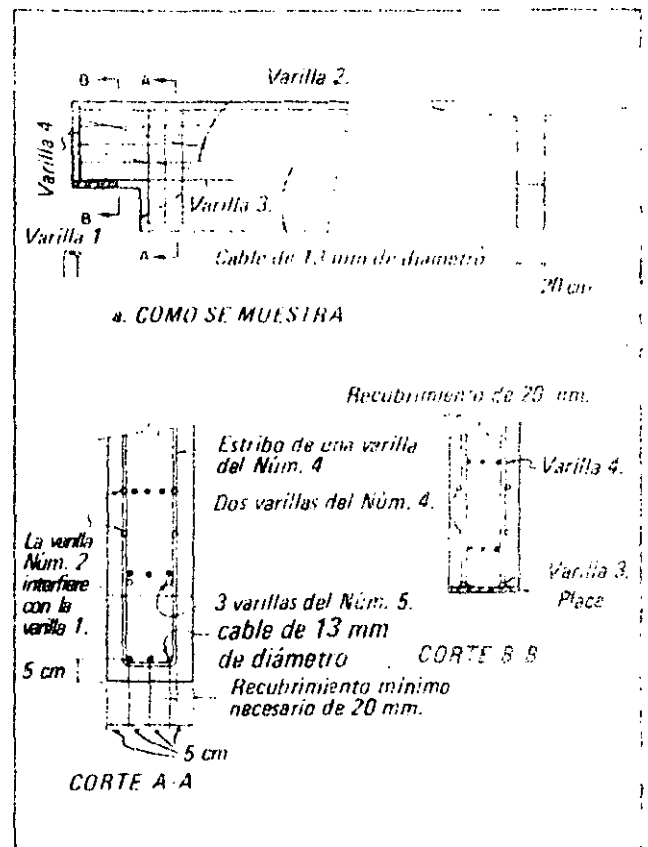


FIGURA 1-3. Separaciones de las varillas de refuerzo

otro tipo de anclaje mecánico. Detalle c, figura 1-1.

Cuando se suelda el refuerzo, deberán conocerse las características de soldabilidad. Como regla general, la mayoría de las varillas de grados 40 y 60 deben soldarse. Es importante no soldar las varillas de refuerzo en las cercanías de un doblado en frío. Esto da por resultado una cristalización y un comportamiento impredecible de la varilla de refuerzo en el doblado, ver figura 1-2, por ejemplo la soldadura de puntos puede producir una cristalización similar y reducir la resistencia de la varilla, debiendo llevarse a cabo con mucho cuidado cuando sea necesaria.

Un detalle de conexión que requiere una gran cantidad de refuerzo adicional en los extremos de los miembros prefabricados puede crear dificultades de producción. La dificultad en la colocación y la vibración del concreto puede conducir a cavidades en el interior de la conexión o la congestión de las varillas de refuerzo puede dar por resultado que queden colocadas en forma impropia. Un detalle de conexiones con varillas de refuerzo que se cruzan entre sí, requiere una cuidadosa revisión de las dimensiones para asegurar que se dispone de suficientes claros y tolerancias para la colocación apropiada del acero. Estos problemas de claros se ilustran comparando las Secciones A-A y B-B de la figura 1-3.

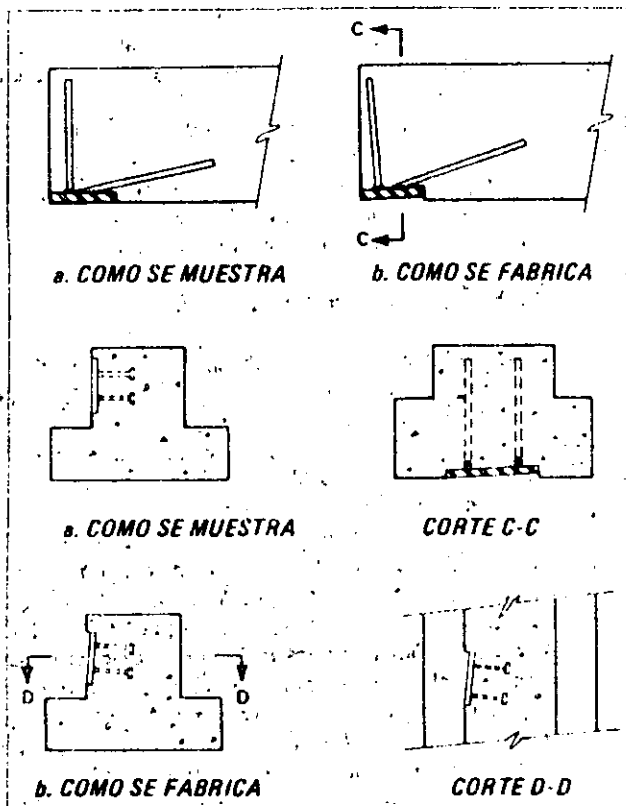


FIGURA 14. Placas de acero empotradas

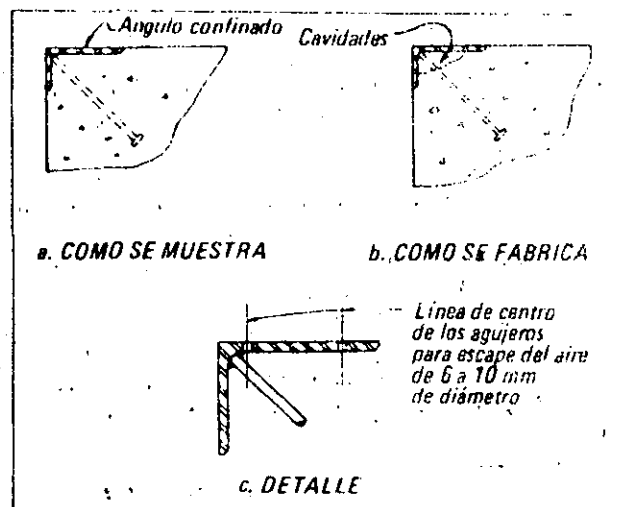


FIGURA 15. Angulos de acero empotrados

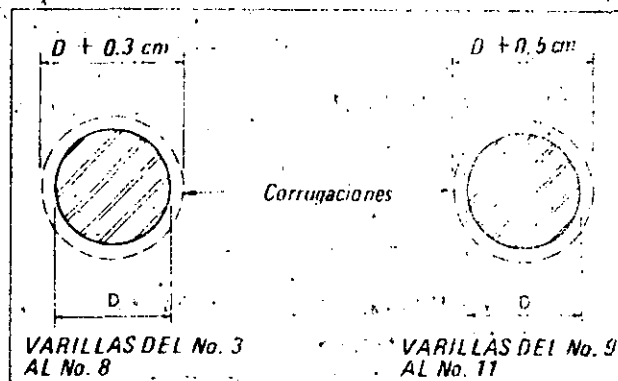
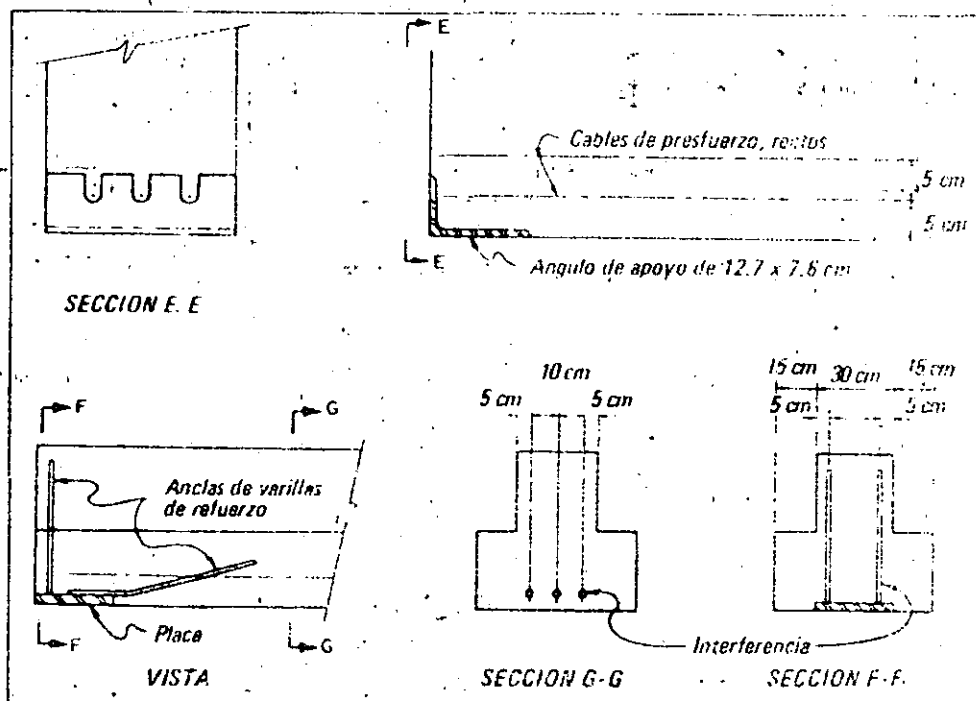


FIGURA 16. Corrugaciones de las varillas de refuerzo

FIGURA 17. Distancias con relación al cable de presfuerzo



1.1.4 Perfiles de acero empotrados

Frecuentemente se pasa por alto en el diseño de placas, ángulos u otros perfiles de acero empotrados en el concreto prefabricado, la unión adecuada a las formas. Si no pueden asegurarse firmemente a éstos, pueden quedar desalineados o distorsionados con relación a su posición prevista (figura 1-4). Esto puede dar por resultado un apoyo desigual u otros problemas cuando, más tarde, se termine la conexión en la obra.

Es importante que no se presenten vacíos o cavidades, especialmente en los extremos de los miembros prefabricados. Esto sucede frecuentemente cuando las placas o los ángulos se colocan de tal manera que el concreto tiene que

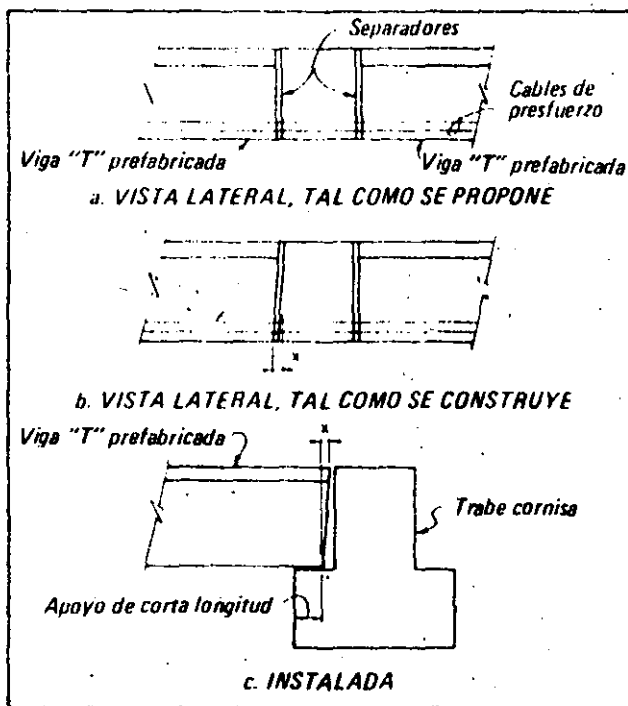


FIGURA 1-8. Efectos de las variaciones de los separadores

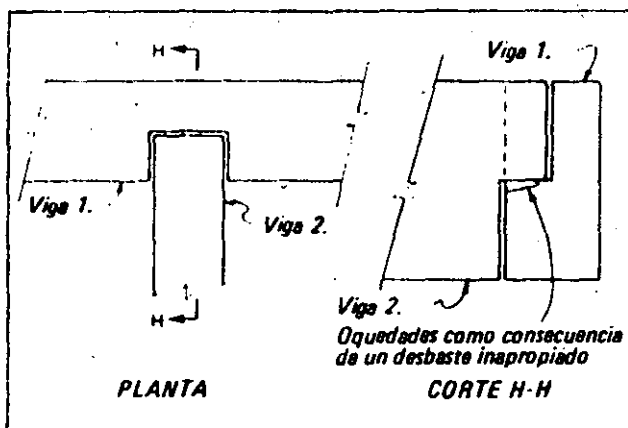


FIGURA 1-9. Quedadas abajo de los desbastes

trabajarse abajo de ellos. Para estas situaciones, deberán perforarse agujeros con el objeto de que liberen el aire dentro de la parte horizontal del empotramiento (figura 1-5), de manera que el aire entrampado pueda escapar, reduciendo en esta forma la tendencia a formar cavidades o vacíos. Deberá conocerse la posición del empotramiento con relación a la posición del vaciado de la unidad, con objeto de acatar este detalle menor, pero importante.

1.1.5 Consideraciones dimensionales

Siempre que sea posible, las conexiones deberán dimensionarse hasta los 10 mm más cercanos. Esto hace más sencillo el detalle de ellas y simplifica la producción. Por otra parte, los incrementos de media pulgada son comunes en los tamaños de las placas.

La coordinación de las dimensiones de los elementos dentro de las conexiones conduce a una producción satisfactoria de los detalles de conexión. Un problema común, como se muestra en la figura 1-3, se presenta cuando no se revisan las dimensiones de las separaciones. Las consideraciones dimensionales requieren tolerancia y separaciones razonables. No es práctico ni económico que los diversos elementos de conexión se armen como un reloj. Por lo tanto, la separación mínima entre diversas piezas dentro de una conexión no será menor de 6 mm, prefiriéndose 10 mm.

Al dimensionar, no debe pasarse por alto, el hecho de que las varillas de refuerzo tienen corrugaciones que aumentan 3 mm o más el diámetro nominal de la varilla de refuerzo, como se muestra en la figura 1-6.

Frecuentemente, cuando se aplican los detalles de conexiones a los miembros pretensados, la posición del cable de pretensión o los tendones de postensado puede interferir con las piezas de la conexión, figura 1-7. Si pueden

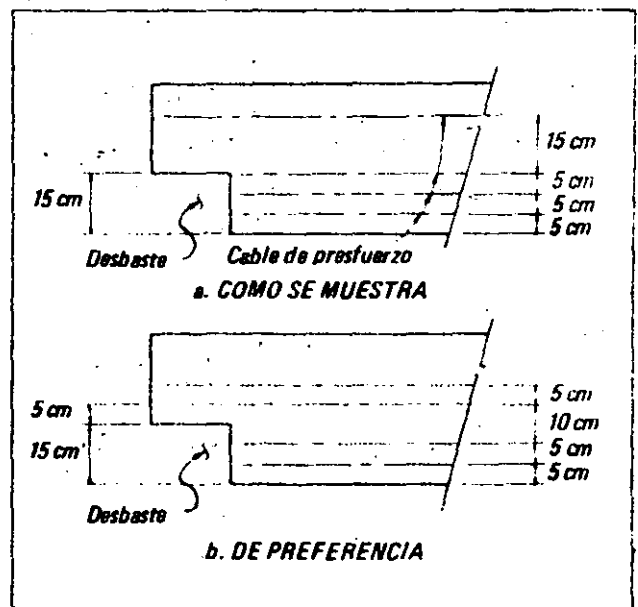


FIGURA 1-10. Efectos de los desbastes en la colocación de los cables

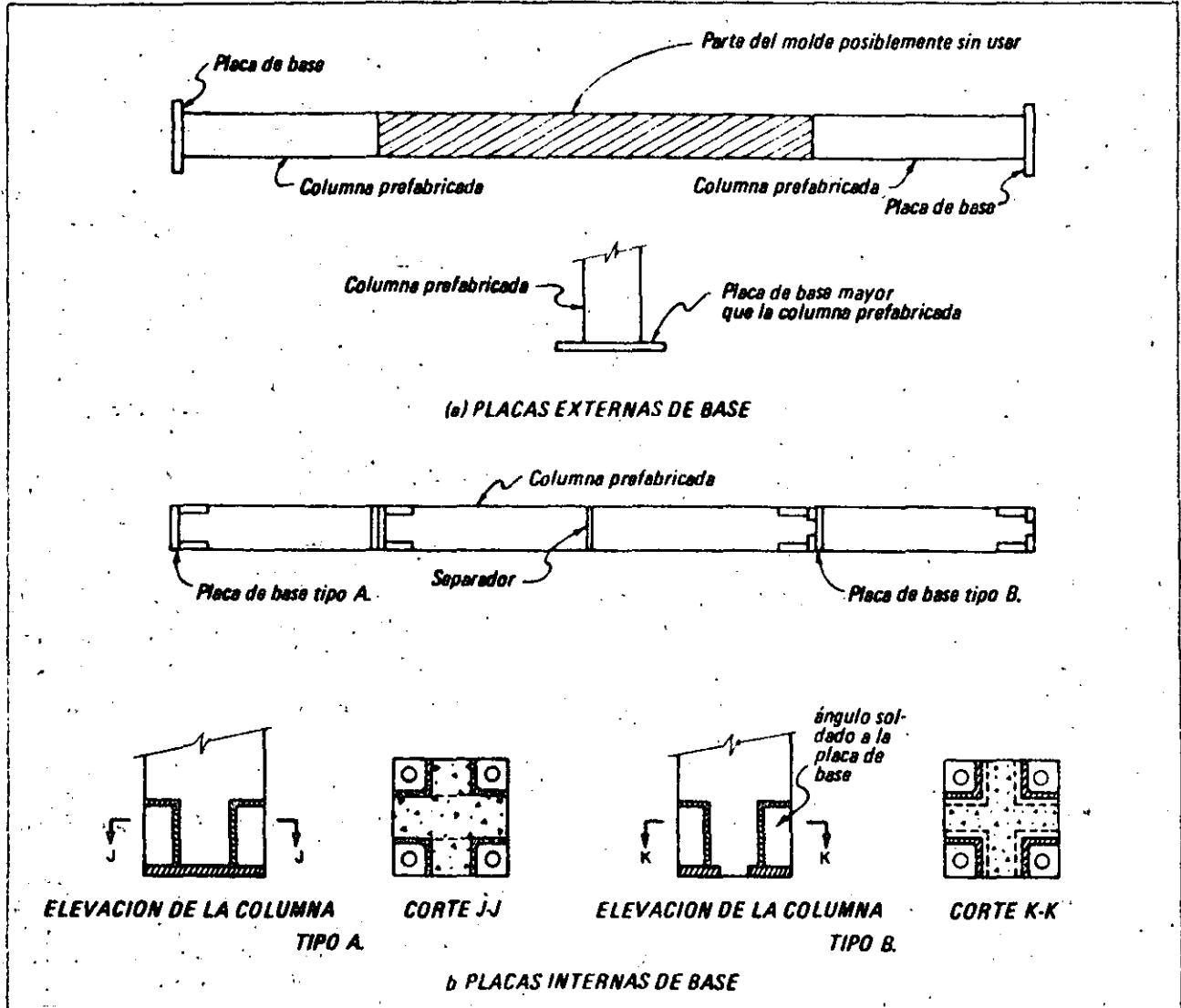


FIGURA 1 11. Problemas con las placas de base de columna, en la colocación de moldes

coordinarse las colocaciones de los cables con los requisitos de las conexiones, puede desarrollarse otro aspecto de normalización de proyecto.

1.1.6. Separadores y desbastadores

La mayoría de los miembros de concreto presforzado, prefabricado, se hacen en camas largas, separándose las unidades individuales por medio de separadores. La desviación de la vertical del separador, o la deformación fuera de escuadra, pueden tener una influencia importante sobre la conformación de una conexión. Un caso típico, es un apoyo de extremos simples de una sola *T* sobre una trabe cornisa. Si el extremo de la *T* se desvía de la vertical, esto puede dar por resultado una reducción de la longitud del apoyo, como se muestra en la figura 1-8. La desviación

estándar de la escuadra en los extremos es generalmente ± 6 mm para miembros de construcción de claros cortos o medianos, y ± 10 mm para unidades en claros grandes o vigas pesadas de edificios o puentes.

Los desbastadores deberán detallarse para que se tenga acceso directo a ellos durante la producción. En caso que haya dificultades para colocar el desbastador, o para asegurarlo al molde, se incrementa la posibilidad de que pueda variar de posición en cada vaciado del concreto.

Los desbastadores también deberán detallarse para impedir la entrada de aire conforme se vacía la unidad, lo que puede dar por resultado un vaciado cavernoso o con huecos. Para impedir los huecos que se indican en el desbasta que se muestra en la figura 1-9, deberán utilizarse orificios para dar salida al aire. Las dimensiones y la posición de los desbastadores deberán ser compatibles con

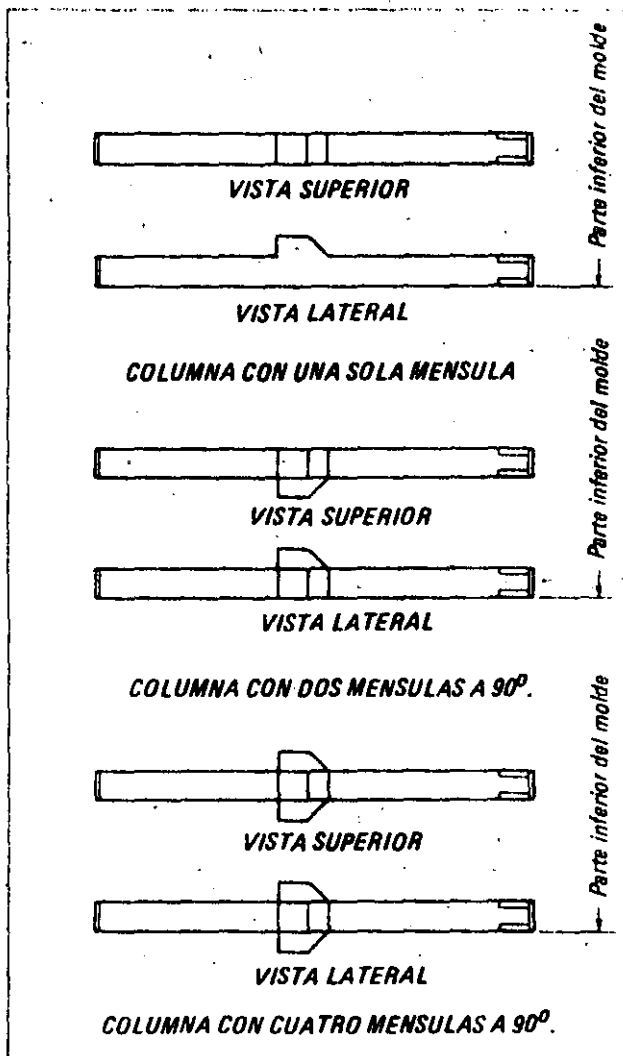


FIGURA 12. Problemas para la colocación de moldes en las ménsulas de columna

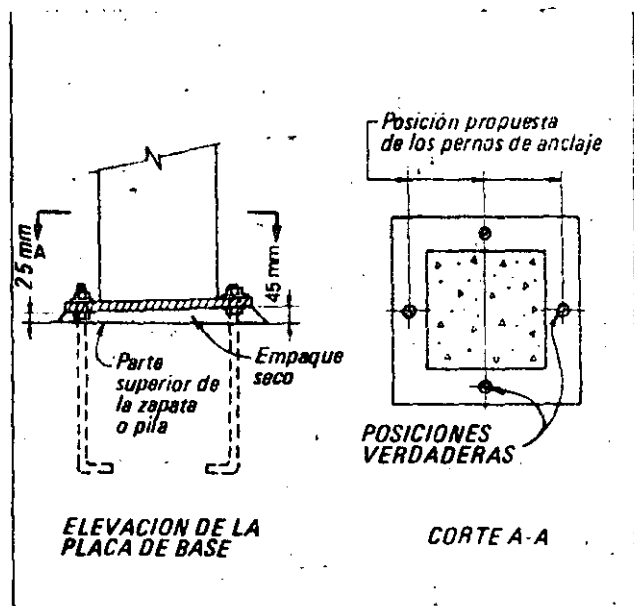


FIGURA 13. Detalles de las placas de base

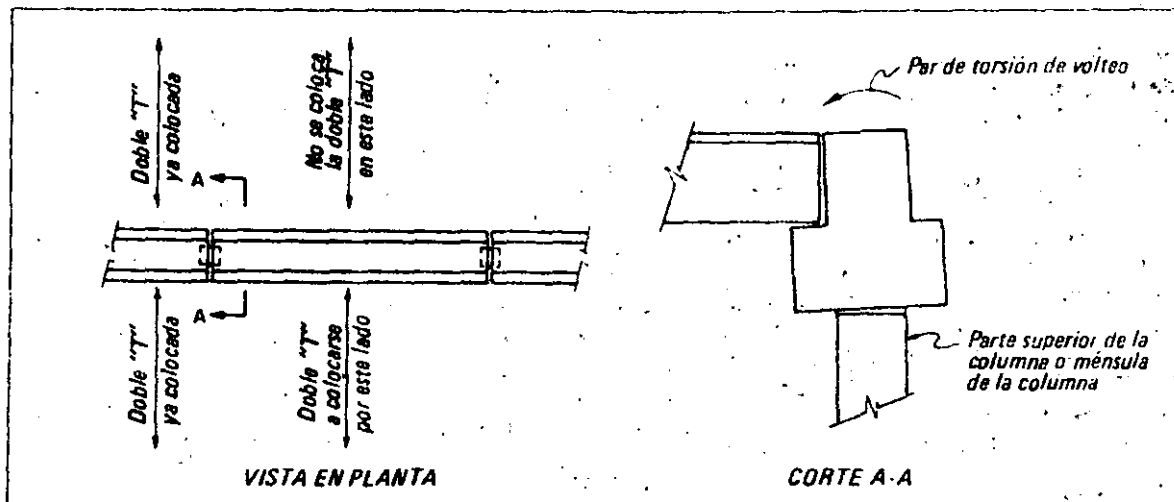
la disposición de los cables de presfuerzo, como se muestra en la figura 1-10.

1.1.7 Conexiones de columnas

Las conexiones de las bases de columnas, aunque es una pieza de producción relativamente normal, puede tener gran influencia en los costos y el tiempo de producción si no se hacen consideraciones cuidadosas.

Por ejemplo, las placas de las bases de columnas que son mayores que la sección transversal de ella, deberán prolongarse hacia afuera del molde de la columna, (detalle a, figura 1-11). Por lo tanto, no es posible usar moldes de líneas largas, como los moldes para pilotes, para el vaciado de las columnas. Las placas de base interna son deseables

FIGURA 14. Efectos de las cargas de montaje



porque las variaciones en el tamaño de las columnas no requieren diferentes detalles de placas de base, y los moldes de líneas largas pueden utilizarse eficientemente, como se ilustra en el detalle b de la figura 1-11.

Algunas conexiones de columna están diseñadas con varillas de refuerzo que se extienden más allá del extremo de la columna y después se insertan en tubos llenos de lechada, empotrados en los cimientos, pilas u otras columnas. Los refuerzos sobresalientes requieren separadores especiales y su colocación, además de presentar problemas de tolerancia y alineación, puede afectar la programación de la producción.

Los elementos de conexión que sobresalen de las unidades prefabricadas con frecuencia están sujetos a daño. En ocasiones, las proyecciones pueden resultar en un producto que exceda la altura legal o los límites de anchura para embarques; añadiendo, por lo tanto, un costo innecesario. Es mejor tener todas las partes de conexiones en el interior de los miembros, pero de tal manera accesibles, que la conexión pueda completarse fácilmente en la obra; por atornillado, soldadura o medios similares.

Otra consideración en el diseño de conexiones de columnas, es la de las ménsulas que se prolongan de las caras de la columna (véase la figura 1-12). Cuando sólo se necesita una ménsula, ésta puede vaciarse en la cara superior y no crea ningún problema de producción. Dos ménsulas en lados opuestos de una columna pueden requerir moldes especiales. Para cuatro ménsulas a 90° entre sí, o cuando las ménsulas se necesiten en más de dos lados de una columna prefabricada; se incrementan tanto los problemas de producción como el costo. Cuando se diseñen conexiones con ménsulas, puede ser conveniente

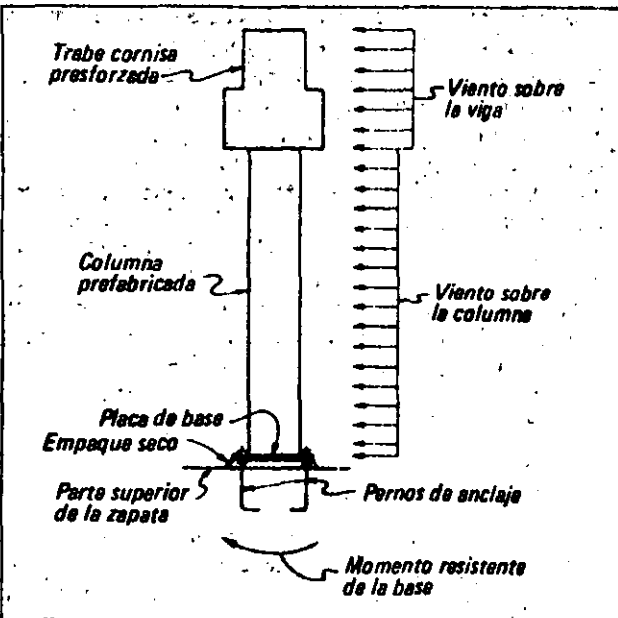


FIGURA 1-15. Efecto de las cargas de viento durante la construcción

considerar la unión "mecánica" de las ménsulas a las caras de la columna. Estos métodos incluyen el vaciado de ménsulas sobre las columnas con posterioridad, soldadura de perfiles estructurales a las placas empotradas a las columnas, o atornillado de las formas de acero estructural a los insertos de la columna.

1.2 CONSIDERACIONES DE ERECCION

1.2.1 Generalidades

Cuando se diseñen las conexiones para concreto prefabricado, deberá tomarse en consideración la erección. En caso de que más de un detalle de conexión satisfaga los requisitos estructurales, el detalle seleccionado será el que expedito y favorezca la erección. Los detalles que satisfagan las condiciones de la obra y de erección, pueden requerir un compromiso con las consideraciones que se requieran para que la producción asegure el mejor detalle posible de conexión general.

1.2.2 Tolerancias

La selección de tolerancias para conexiones es tan importante como el análisis estructural. Aunque es elemental, frecuentemente se pasa por alto el claro adecuado para hacer la conexión; deberá preverse suficiente espacio para soldar o un espacio para colocar una llave que apriete un tornillo.

Todas las conexiones deberán preverse con la tolerancia máxima que sea factible, tanto estructural como arquitectónicamente. Si se necesita una tolerancia de 25 mm, pero una tolerancia de 50 mm no crea problemas ni estructurales ni arquitectónicos, deberá seleccionarse la tolerancia de 50 mm.

Los detalles de conexión deberán considerar la posibilidad de que las superficies de apoyo estén desalineadas o alabeadas de los planos deseados, como se muestra en la figura 1-13. Podrán proporcionarse ajustes usando mortero

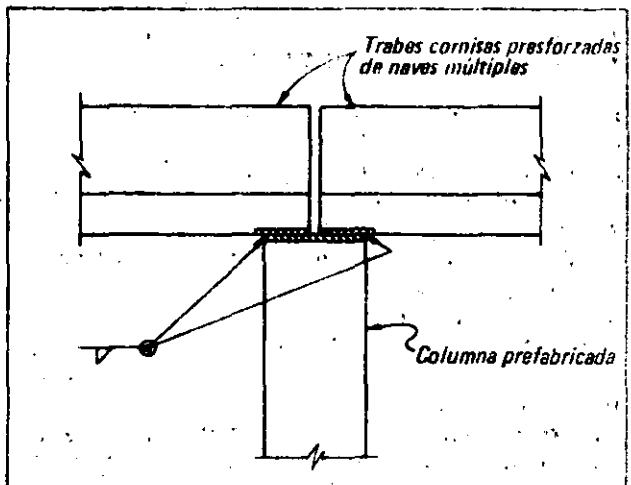


FIGURA 1-16. Soldadura de montaje para marcos de naves múltiples

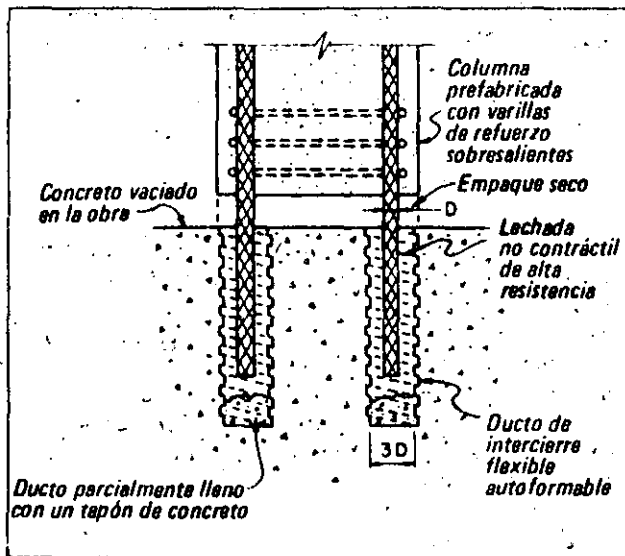


FIGURA 1-17. Conexión de espiga y casquillo

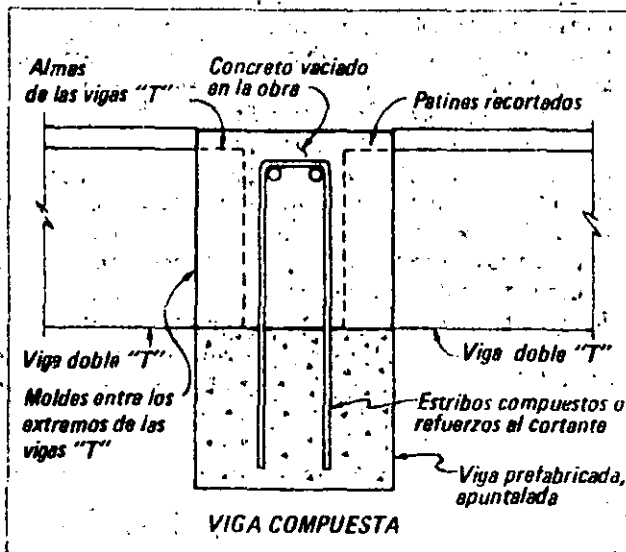


FIGURA 1-18. Conexión de concreto vaciado en la obra

estabilizador de volumen o amortiguadores elastoméricos si el alabeo o la desalineación del plano horizontal no excede de ± 6 mm.

Al seleccionar las tolerancias deberemos recordar que los diferentes proveedores o subcontratistas pueden producir los miembros que concurren a una conexión, o que otros procedimientos y materiales se vean involucrados en la terminación de una conexión. Un ejemplo de dos diferentes procedimientos que se reúnen en una conexión por medio de pernos de una columna prefabricada a una base vaciada en el lugar, como la que se muestra en la figura 1-13. El concreto en obra puede estar a una elevación inadecuada, y no es raro que se tenga una superficie que quede 40 mm arriba de su posición de proyecto. Los pernos de anclaje pueden estar fuera de su posición hasta 25 mm, así como estar fuera de plomo.

Cualquier unión que requiera lechada sin contracciones, para la terminación definitiva no deberá tener menos de 40 mm de la dimensión prevista entre las dos superficies. Sin embargo, una dimensión de 75 mm es más deseable, especialmente para placas de base lechadeadas bajo columnas prefabricadas.

1.2.3 Conexiones temporales

Durante la erección, pueden presentarse condiciones en las cargas que controlen el diseño de la conexión. Estas condiciones temporales pueden ser el resultado de cargas excéntricas, vientos, cargas o impactos de la construcción que puedan establecer una condición de carga mucho mayor sobre la conexión, que la carga de servicio que se imponga a su terminación. La figura 1-14 ilustra una condición de carga temporal, que debe resistir la conexión a un sólo lado sobre una trabe cornisa.

Puede ser necesario que se modifiquen todas las fases de la construcción para satisfacer las condiciones de las conexiones temporales. Semejante modificación puede indicar, por ejemplo, que un arriostramiento o contraventeo de las unidades prefabricadas que se muestran en la figura 1-15 sea una solución mejor y más económica, a dejar que la conexión soporte las cargas temporales de montaje que pueden llegar a exceder la carga final de servicio. Si se usa un arriostramiento, contraventeo o algún otro apuntalamiento de montaje, el miembro prefabricado deberá proveerse con los insertos necesarios o las placas temporales soldadas para la fijación correcta.

Si un proyecto determinado requiere procedimientos especiales de montaje, una revisión cuidadosa de los dibujos de taller, que muestren la secuencia y los procedimientos de montaje, puede indicar que las cargas de erección sobre las conexiones son mayores que las cargas de servicio. Normalmente el ingeniero de diseño no puede prever el método de montaje durante la fase de diseño. Por lo tanto, si existe alguna relación de la forma en que el proceso de montaje puede afectar las conexiones, el ingeniero debe pedir al montador que indique la secuencia y procedimientos en los dibujos de taller. La revisión de estos dibujos de taller en ninguna forma debe tomarse como aprobación de los métodos de montaje.

1.2.4 Soldadura de campo

El ingeniero no deberá usar indiscriminadamente las conexiones soldadas. La soldadura de campo es costosa y puede producir resultados indeseables cuando los efectos de las conexiones soldadas no se consideran plenamente. Por ejemplo, las fuerzas adicionales debido a restricciones contra cambios volumétricos pueden requerir un incremento de la resistencia en todas las conexiones. Cuando solamente deban soldarse unas cuantas conexiones en la obra, normalmente es más económico usar un método alternado

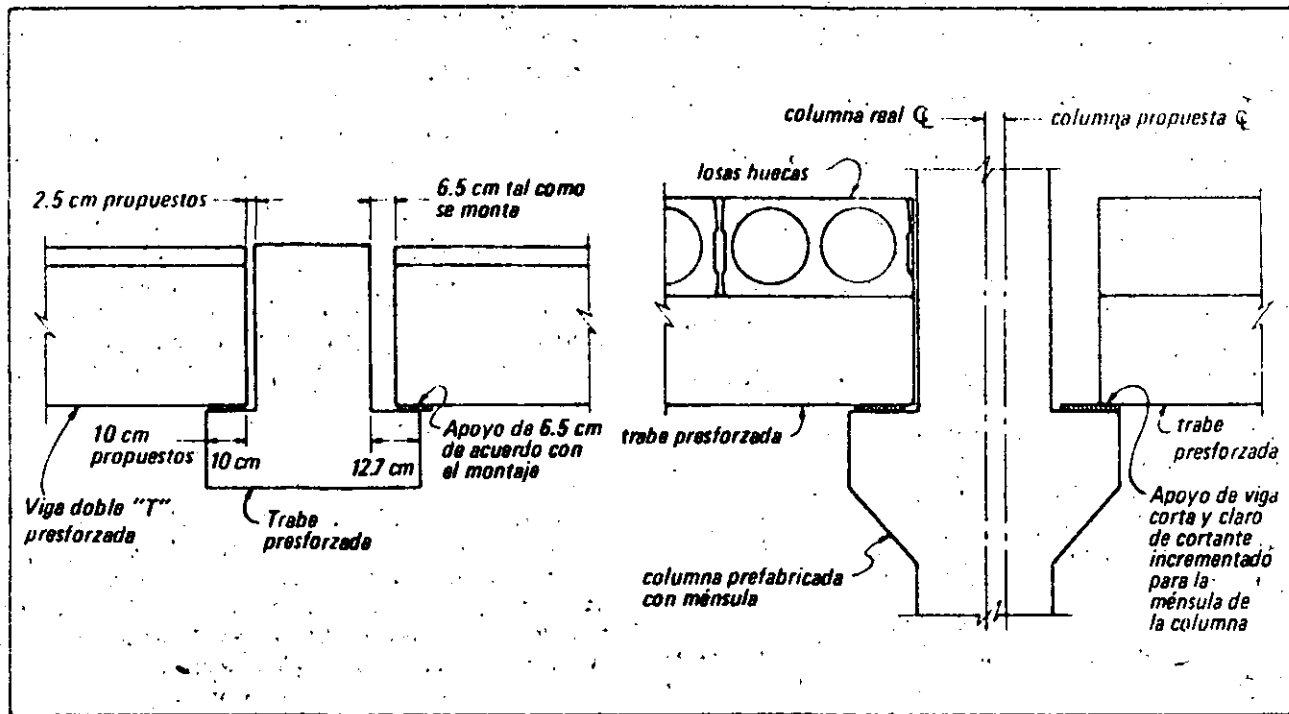


FIGURA 1-19. Efectos de las variaciones de montaje.

en vez de requerir los servicios de otro procedimiento en el proyecto.

Al hacer conexiones soldadas en la obra, la soldadura deberá hacerse en la posición de soldar hacia abajo, siempre que sea posible. Debe tomarse en cuenta que no es necesariamente mejor colocar más soldadura que la que se muestra en los planos, ya que puede dar por resultado un comportamiento impredecible o indeseable.

Cuando se suelde a bajas temperaturas, será necesario el precalentamiento o una técnica de soldadura especial como la soldadura de termita. Además, la soldadura en bajas temperaturas deberá hacerse con mucho cuidado para impedir el descascaramiento del concreto adyacente. De hecho, con conexiones soldadas, deberá evaluarse siempre el daño potencial al concreto que circunda la conexión para el efecto posible sobre el rendimiento de ésta.

La soldadura de campo sea para una conexión temporal o definitiva, frecuentemente se especifica sin pensar en las posibles consecuencias. La figura 1-16 ilustra un detalle de conexión soldada que puede satisfacer las condiciones temporales de carga que se muestran en la figura 1-14, pero no proporciona un alivio para las fuerzas de restricción de cambio volumétrico que pueden formarse en las traveses. A menos que el ingeniero haya considerado plenamente los efectos de la soldadura de campo en la restricción de rotaciones o la prevención de movimiento de las unidades, ésta deberá evitarse o eliminar las soldaduras temporales después del montaje. Sin embargo, la soldadura de campo, considerada apropiadamente, puede dar por resultado conexiones confiables y eficientes.

1.2.5 Conexiones de concreto en la obra

Las conexiones de concreto que sea necesario vaciar en la obra para su terminación, presentan una cantidad de situaciones que deben tomarse en consideración. Siempre que sea posible, el detalle de la conexión deberá ser de auto cimbrado, como en la figura 1-17. Un detalle de esta naturaleza requiere tolerancias adecuadas para un rápido montaje.

Cuando sea imposible desarrollar un detalle de auto cimbrado, la conexión deberá permitir un cimbrado apropiado del concreto y una fácil eliminación de la cimbra, como en la figura 1-18. Al proyectar estos detalles, deben tomarse en consideración las tolerancias permisibles en las dimensiones de los miembros, las posibles variaciones de sus posiciones previstas y la apariencia arquitectónica de su acabado.

1.2.6 Consideraciones adicionales en la obra

Siempre que sea posible, las conexiones deberán terminarse trabajando hacia abajo, desde la parte superior de los miembros montados, en vez de trabajar hacia arriba sobre escaleras o andamios. De ser posible, los detalles de las conexiones deberán tomar en cuenta la posición probable del trabajador en el momento de realizarlas.

Como las consideraciones de producción, los detalles de producción deberán estar lo más normalizados que sea posible. La repetición de la misma conexión mejora el control de calidad en la obra, lo cual conduce a un mejor

rendimiento estructural. Además, la normalización facilita la selección y el embarque de las partidas para las conexiones a la planta y al proyecto, resultando en menores demoras y mayores economías. Una gran ventaja de las conexiones normalizadas es que, cuando los montadores comprenden y poseen experiencia con una conexión típica, se encuentran en una mejor posición para acelerar la colocación apropiada y la conexión de los miembros conforme progresa el montaje.

Con las conexiones atornilladas, se consideran normales los pernos de 20 ó 25 mm de diámetro en la industria de prefabricados, y deben usarse estas medidas. Ocasionalmente se necesitarán pernos de 32 mm de diámetro. Sin tomar en cuenta los requisitos de carga, un tornillo de 20 mm de diámetro deberá ser el tamaño mínimo que se use en cualquier conexión de concreto prefabricado. Es igualmente importante considerar los tipos de roscas que se usen en las conexiones atornilladas y seleccionar aquellas que se consideran como normales.

En el diseño estructural de conexiones, deberá hacerse la apreciación real de la ubicación posible de las cargas impuestas en vista de lo que puede suceder como resultado de los ajustes en la obra para adaptar los miembros. Existe la posibilidad, para las cargas que se impongan sobre una conexión, de que varíen hasta 40 mm o más de su posición designada. La figura 1-19 ilustra situaciones típicas.

Otro tipo de carga que frecuentemente se pasa por alto en el diseño de las conexiones, es el impacto que puede presentarse durante el montaje o que puede resultar de las cargas de construcción.

Otra condición que a veces tampoco se toma en cuenta en las conexiones de columna a cimentación, es la resistencia de momento del cimiento, el muro o la pila. No tiene objeto diseñar la conexión para una transferencia completa de las cargas sin considerar también si el cimiento de concreto es capaz de resistir la tracción de un perno de anclaje o si tiene suficiente refuerzo para soportar las cargas que se le transfirieran.

Después de terminar cualquier diseño de conexiones, el ingeniero durante su revisión de los procedimientos de montaje, deberá preguntar continuamente si los montadores pueden hacer las conexiones sin cambiar inadvertidamente las ubicaciones, las direcciones y las magnitudes de las fuerzas dentro de la conexión. El ingeniero no puede suponer que la conexión se hará en cualquier otra forma y no exactamente como se detalla. Debe tener una comprensión de cómo va a hacerse el trabajo y si el diseño puede tolerar cualquier desalineación de las irregularidades de la construcción que tenga algún motivo, sin dañar la integridad de la conexión.

1.3 SISTEMAS DE FUERZAS

1.3.1 Generalidades

El sistema de fuerzas en una conexión no es más que la suma total de todas las cargas transmitidas a ella.

Las cargas típicas son aquellas que comúnmente se consideran en el diseño de edificios o puentes. La conexión puede soportar ciertas cargas adicionales durante la construcción de la estructura. O puede haber condiciones especiales de carga que son peculiares al concreto prefabricado, y que también deben incluirse en los sistemas de fuerza.

1.3.2 Cargas típicas

Todas las conexiones de concreto prefabricado deberán diseñarse para resistir satisfactoriamente las cargas de gravedad resultantes de las cargas vivas y muertas, las cargas por viento, si la acción del marco para viento es una consideración de diseño, las cargas sísmicas o cualquier otra carga lateral que pueda inducirse como la que proviene de grúas o maquinaria que tenga vibraciones. Estas consideraciones de carga estructural normal dan por resultado conexiones que resisten fuerzas de tensión o de compresión, cortante, torsión o momentos flexionantes.

Sin embargo, no es apropiado diseñar conexiones considerando solamente las condiciones típicas de carga. Las fuerzas y esfuerzos impuestos sobre la conexión por cargas típicas pueden alterarse, a veces drásticamente, si se presentan cargas especiales como resultado de restricciones contra cambios volumétricos o rotaciones, o sobrecarga previa durante el montaje. Por lo tanto, el ingeniero debe considerar el efecto de todas las condiciones especiales de carga para asegurarse que la conexión trabajará satisfactoriamente bajo las condiciones finales de carga.

1.3.3 Cargas de cambio de volumen

La omisión de cargas debidas a cambios de volumen puede dar por resultado el subdiseño de una conexión, y es potencialmente peligroso. Los cambios de volumen en los miembros presforzados prefabricados, son ocasionados por cambios de temperatura, fluencia o contracción. Cuando se restringe este movimiento potencial, pueden desarrollarse fuerzas considerables.

Las restricciones pueden presentarse en las conexiones en una diversidad de formas. En los miembros a flexión, puede ser por fricción en las conexiones o al soldar en uno o ambos extremos de los miembros. El empotramiento total de las espigas en los extremos de las vigas, es otro método para restringir el movimiento axial de los miembros a la flexión.

Cuando se presentan restricciones a cambios volumétricos en los miembros a la flexión, pueden desarrollarse fuerzas horizontales en la conexión que sean suficientemente fuertes para reducir en forma importante la capacidad supuesta de la conexión.

Ciertos aspectos de las fuerzas de cambio volumétrico complican sus consideraciones de diseño. Por ejemplo, si se tienen diferentes tipos de miembros, como las vigas de doble T, de una sola T o de trabe cornisa, se producirán magnitudes diferentes de fuerzas horizontales debido al efecto de sus diferentes factores de masa en la fluencia y contracción. Además, las fuerzas horizontales en las conexiones no son constantes en las estructuras de naves múltiples, ya que se vuelven mayores hacia el centro de la masa del marco prefabricado y pueden variar dependiendo de las rigideces de las columnas. Las columnas de pisos múltiples también influyen grandemente en la cantidad de restricciones de cambio de volumen que se presentan a diferentes niveles de piso.

Para enfatizar la importancia de las cargas de cambio de volumen, es posible destruir por completo la efectividad de una conexión de momento negativo clausurando con un concreto vaciado en el lugar. Las fuerzas debidas a la restricción pueden ser suficientemente grandes para ocasionar la fluencia del refuerzo de momento negativo y que los extremos de las vigas sean jalados hacia afuera de la conexión de concreto. Con poca o ninguna capacidad de momento, los miembros a la flexión se verán forzados a soportar la carga total como vigas de apoyos libres, una condición que puede exceder las limitaciones de carga de servicio.

Todas las conexiones deberán estar diseñadas, ya sea para resistir totalmente las cargas de cambio de volumen que puedan desarrollarse debido a la restricción, o limitar la magnitud de las fuerzas a una cantidad predecible a través de un uso juicioso de los detalles de conexión y los materiales para reducir la formación de restricciones.

1.3.4 Fuerzas de montaje

Durante el montaje de los miembros prefabricados, es posible que una conexión reciba una carga mucho mayor que cuando esté terminado el montaje y soporte solamente las cargas típicas. Estas cargas especiales incluyen vientos durante la construcción, fuertes cargas de construcción, impactos, cargas excéntricas a resultas de torsión o variaciones temporales en la posición prevista de las cargas.

La carga por viento sobre una estructura durante el montaje es un problema complejo. Por sencillez, deberá considerarse al diseñar las conexiones una carga mínima de

145 Kg. por m² sobre la proyección de las superficies, de vigas, columnas y otros miembros. Estos valores incluyen los efectos de presión y succión normales sobre las formas estructurales prefabricadas con un viento de 160 km por hora.

1.3.5 Comparación de las conexiones duras con las conexiones suaves

Frecuentemente se hace una sobresimplificación que consiste en disponer solamente de dos tipos de sistemas de conexiones — "duras" o "suaves" — para resistir las diversas fuerzas que se aplican a ellas.

Una conexión dura puede definirse, como aquella que tiene placas de acero o perfiles estructurales en los miembros que van a conectarse, con la conexión hecha a base de soldadura. Una conexión dura puede hacerse también con concreto vaciado en el lugar. Una conexión suave puede definirse, como la que tiene dos miembros que sencillamente descansan uno sobre la parte superior del otro con un material amortiguador elastomérico o de otro tipo, entre ellos.

En realidad, la mayoría de las conexiones no pueden encajar completamente en una o en la otra categoría. Una conexión dura que está completamente soldada se comporta considerablemente distinta de una conexión de concreto vaciado en la obra. Una conexión que tiene material suave de apoyo, solamente en el área entre las caras de los miembros que van a conectarse, pero que emplea otros detalles para proporcionar estabilidad lateral, no puede llamarse simplemente una conexión suave.

La diferencia fundamental entre las conexiones suaves y duras deberá ser que se permitan o no rotaciones limitadas o movimientos dentro de las conexiones. Una conexión que permite movimientos y rotaciones menores sin provocar distensiones en la conexión, tiene diversas ventajas, especialmente si pueden incorporarse los detalles apropiados que proporcionen una resistencia lateral satisfactoria contra el efecto de sismos o cargas por viento.

En vez de seleccionar arbitrariamente, ya sea una conexión dura o una suave, el ingeniero deberá considerar plenamente todo el sistema de fuerzas impuesto sobre la conexión, empezando por las primeras fuerzas del montaje inicial, hasta las condiciones finales de la carga en el lugar y desarrollando su diseño y los detalles concordantemente.

Esto hace resaltar el hecho de que el ingeniero de registro es responsable por el diseño de conexiones ya que pueden presentarse diversas condiciones de carga, movimientos, deformaciones, restricciones y variaciones en la carga.

CAPITULO 2

procedimientos para el diseño de conexiones.

Este capítulo presenta fórmulas de diseño y procedimientos generales, recomendando límites para las diversas situaciones que se presentan en el diseño de conexiones de concreto prefabricado. En donde corresponde, se proporcionan las estipulaciones del reglamento de construcción (ACI 318-71); en algunos casos, en que faltan las especificaciones del reglamento, las recomendaciones se basan en datos de investigación y en la práctica aceptada contemporánea en las oficinas de diseño estructural y plantas de prefabricación.

Excepto en la sección de amortiguadores para apoyos, todas las recomendaciones están basadas en los conceptos de diseño de resistencia última (llamado criterio de carga de diseño en el reglamento ACI 318-71). El diseño de los amortiguadores de apoyos se basa en los valores de esfuerzos de trabajo (llamados carga de servicio en el reglamento ACI 318-71).

Para ampliar la utilidad de este capítulo, la mayoría de las fórmulas se han calculado para los rangos usuales de valores necesarios en el diseño de conexiones de concreto prefabricado, y los resultados se presentan en tablas o gráficas en el Apéndice.

2.1 FACTORES DE CARGA Y TOLERANCIAS

2.1.1 Responsabilidad

La asignación de tolerancias y factores de carga es de la directa responsabilidad del ingeniero. El rendimiento estructural apropiado de la conexión, no puede asegurarse hasta que todos los factores de carga y tolerancias se hayan seleccionado y considerado cuidadosamente con relación a la producción y el montaje, así como, con relación a las cargas de diseño en el edificio ya montado.

2.1.2 Tolerancias

Las tolerancias que se requieren para las conexiones de concreto prefabricado son una función del tamaño y tipo del miembro que vaya a conectarse. No deben confundirse las tolerancias con espacios libres.

El "Manual for Quality Control for Plants and Production of Precast, Prestressed Concrete Products" MNL

116-70, proporciona las tolerancias recomendadas para los miembros estructurales prefabricados. El "Manual for Quality Control for Plants and Production of Architectural Precast Concrete Products" MNL 117-68T, proporciona las tolerancias recomendadas para los miembros arquitectónicos de concreto prefabricado. Ambos manuales los publica el Instituto de Concreto Prestorzado. Las tolerancias correspondientes a las conexiones se proporcionan en la Tabla 2-1. Una consideración importante es la compatibilidad de las tolerancias del prefabricado con las tolerancias que se requieren para otros materiales de construcción.

2.1.3 Factores de carga

Al seleccionar los factores de carga apropiados (factores de seguridad) para las conexiones, se recomienda que éstos excedan los requeridos para los miembros individuales que van a conectarse. Esta recomendación se hace debido a que las conexiones en general, están sujetas a elevadas concentraciones de esfuerzos en donde las deformaciones y rotaciones importantes de advertencia de los

Partida	Tolerancias Recomendadas (mm)
Pernos de anclaje colocados en campo con tránsito o plantilla)	±6
Elevación de zapatas y pilas colocadas en la obra	±16
<i>Concreto estructural prefabricado</i>	
Posición de las placas	±25
Ubicación de los insertos	±13
Ubicación de las placas de apoyo	±13
Ubicación de los desbastes	±13
Longitud	±20
Peralte total	±6
Ancho del alma	±3
Ancho total	±6
Desviación horizontal respecto a la escuadra en los extremos	±6
Desviación vertical respecto a la escuadra en los extremos	±10 por metro de altura
Desviación del apoyo respecto al plano	±3
Posición de ductos postensados en miembros prefabricados	6
<i>Concreto arquitectónico prefabricado</i>	
Longitud o ancho	±5 por 10 m pero no menos de ±10
Espesor	±6, -3
Ubicación de los desbastes	±13
Ubicación de las anclas e insertos	±10
Alabeo o descuadrado	±16 en 10 m
Ancho de las juntas	
— especificadas	10 a 16"
— dimensiones mínimas y máximas	6 y 20

*Otros materiales de construcción pueden regir las tolerancias seleccionadas.

Tabla 2-1 Tolerancias para conexiones

membros conectados se presentan para condiciones de carga última. Pueden ocasionarse posibles cambios en la magnitud, dirección y posición de las cargas en la conexión, si existe una ligera variación en ésta con relación a la conexión diseñada.

No es práctico determinar por completo todos los efectos posibles de las variaciones menores como no sea incrementado los factores de carga.

En vista de la importancia de la conexión y del estado del arte actual, el comité piensa que es prudente proporcionar un factor de carga adicional de 4/3 para el diseño definitivo de las conexiones. Se reconoce que algunas conexiones pueden no requerir un factor adicional de 4/3 mientras que otros pueden requerir un factor adicional aún mayor. Sin embargo, la selección del factor de carga de diseño definitivo, puede hacerla de mejor manera, el ingeniero.

Los factores de carga sugeridos se aplican solamente a las cargas de diseño definitivas o permanentes. Los factores de carga requeridos para las conexiones temporales o para las conexiones sujetas a condiciones especiales de carga, (véase Sec. 1.3), deberán ser determinados por el ingeniero.

Los factores de carga de 1.4 D + 1.7 L se proporcionan en la Sec. 9.3.1, del Reglamento de Construcción (ACI 318-71). Cuando se consideren efectos de cambio volumétrico (Sec. 9.3.7, del Reglamento de Construcción ACI), deberán incluirse con la carga muerta como 0.75 (1.4 D + 1.7 L). Sin embargo, cuando se consideren los efectos de cambio volumétrico en ménsulas y cornisas, la fuerza resultante a la tensión deberán incluirse con la carga viva y un factor de carga de 1.7 y sin una reducción respecto al total (Sec. 11.14.2, Reglamento de Construcción ACI). En los ejemplos y otros comentarios en este manual se ha tomado un factor aproximado de 1.6 (D + L) para simplificar las explicaciones; no se recomienda como sustituto para los factores de carga del Reglamento de Construcción ACI.

Condición de agrietamiento de la superficie de contacto	Recomendado μ	v_u Máx. kg/cm ²
Concreto a concreto vaciado monolíticamente.	1.4*	60
Concreto a concreto endurecido, con aspereza de 6 mm	1.0	42
Concreto a acero con conectores de perno soldados.	1.0	42
Concreto a concreto, superficie de contacto lisa.	0.7	30

*Podrán usarse los valores hasta 1.7 para esta condición, si las circunstancias, a juicio del ingeniero, garantizan un valor más elevado.

Tabla 2-2 Coeficientes de fricción por cortante

2.2. FRICCIÓN POR CORTANTE

El concepto de fricción por cortante proporciona una solución de límite inferior para resistencia última, que puede usarse para evaluar muchos tipos diferentes de conexiones.

Una suposición fundamental al aplicar el concepto de fricción por cortante, es que el concreto dentro del área de la conexión se agrietará en la forma más indeseable. La ductilidad se logra colocando un refuerzo transversalmente al plano de la falla en condiciones últimas, cuando la fuerza $A_s f_y$ desarrollada por el refuerzo es normal al plano. Esta fuerza normal en combinación con una analogía de fricción da por resultado una resistencia al corte en la interfase de la grieta.

El refuerzo para el cortante último a través de cualquier plano de agrietamiento potencial puede calcularse por medio de

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi (f_{yv}) (\mu)} \quad (2-1)$$

en donde $\phi = 0.85$.

La tabla 2-2 nos proporciona los valores recomendados para el coeficiente μ , que es análogo al coeficiente de fricción.

Si los esfuerzos cortantes v_u exceden los valores máximos que se proporcionan en la tabla 2-2 (pero en ningún caso deberá v_u excederse de $0.25 f'_c$ ni de 85 Kg/cm^2), podrá usarse un μ reducido como se determina de la ecuación (2-2).

$$\mu' = \mu \left[\frac{21.12 \mu}{v_u} + 0.5 \right] \quad (2-2)$$

2.3 APLASTAMIENTO

2.3.1 Generalidades

Las relaciones de diseño por resistencia última para el aplastamiento del concreto, dependen del tipo de carga, las fuerzas dentro del área de aplastamiento y la magnitud del esfuerzo de éste. Además, el concepto de diseño se modifica cuando se trata con amortiguadores de apoyo, los cuales, debido a su naturaleza, están diseñados con base a un criterio del esfuerzo de trabajo (carga de servicio).

2.3.2 Datos de diseño para los amortiguadores de apoyos

(Con base a la carga de servicio)

1. **Amortiguadores elastoméricos.** Todos los materiales deberán ser nuevos, de material sin usar, de grado no comercial, sin ningún material regenerado incorporado al amortiguador terminado del apoyo y que contenga solamente neopreno, como el polímero crudo para el compuesto elastomérico.

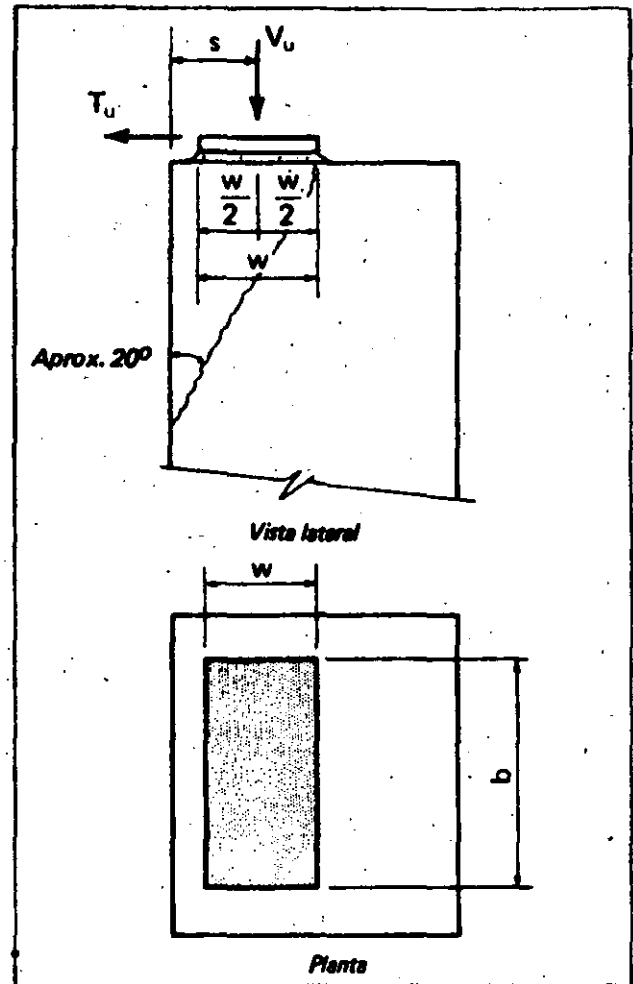


FIGURA 2-1. Aplastamiento en concreto simple

Las especificaciones elastoméricas son:

Esfuerzo máximo a la compresión	70 Kg/cm ²
resistencia máxima a la compresión, en función del factor de forma* y nominación de durómetro.	15%
Máxima deformación uniforme por cortante	50%
Módulo de cortante, G	9 Kg/cm ²
Módulo de cortante a largo plazo, $G_t = G/2$	4.5 Kg/cm ²
Resistencia mínima a la tensión (ASTM D412)	175 Kg/cm ²
Estabilidad máxima a la compresión (ASTM D395, Método B)	35%

Los valores anteriores pueden excederse cuando se justifiquen por medio de un análisis más refinado.

*El factor de forma es el área del amortiguador de apoyo dividida entre el producto del perímetro y el espesor del amortiguador. Para mayores detalles véanse los auxiliares de diseño, B-2 y B-3.

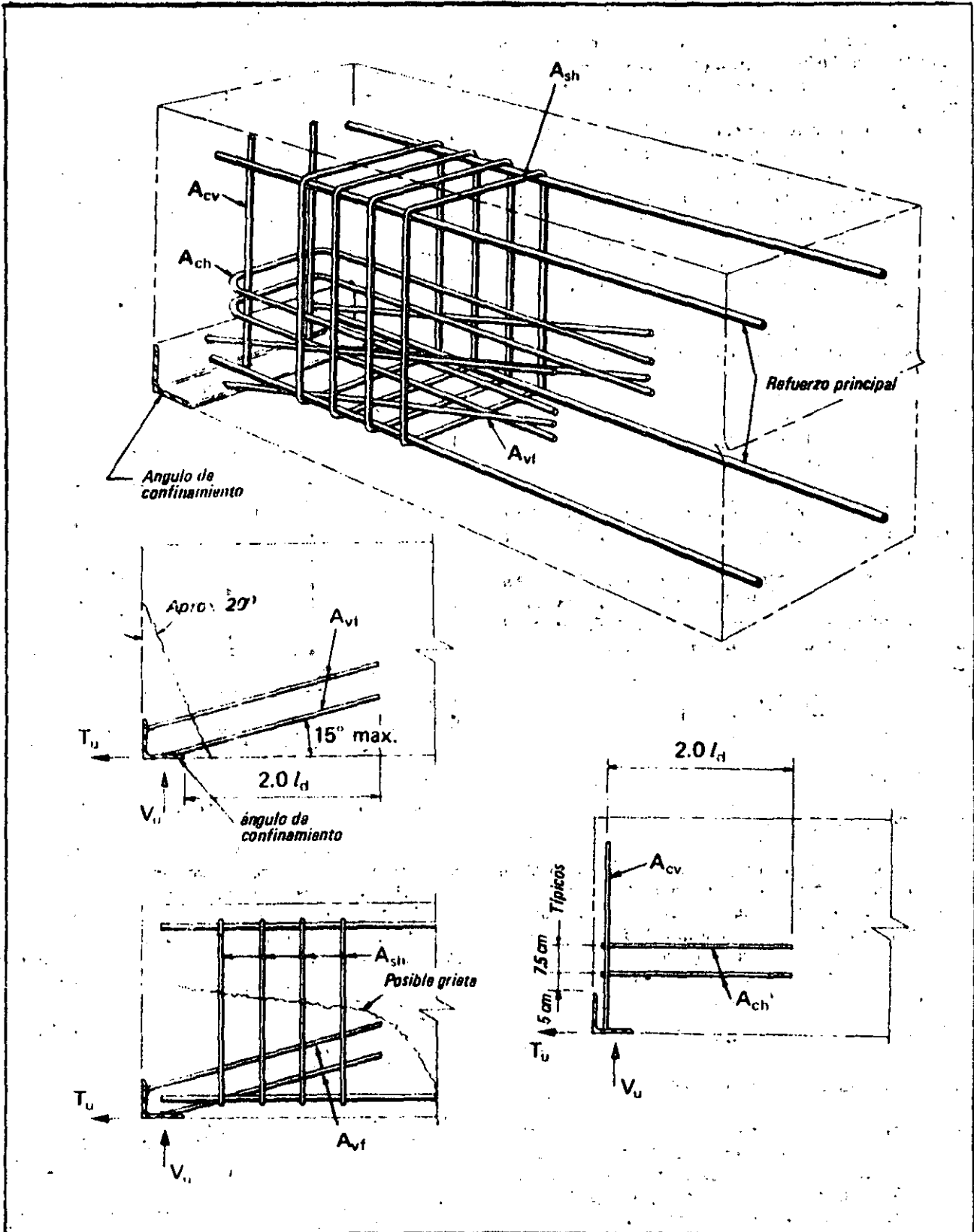


FIGURA 2.2. Condiciones del apoyo en concreto confinado

2. *Amortiguadores de tela laminada.* El esfuerzo a la compresión en los amortiguadores de tela preformada consistente de capas múltiples de lona de algodón de 227 gr impregnada y unida con hule natural de alta calidad de materiales equivalentes, no deberá exceder de 140 kg/cm², con cargas de servicio. La deformación unitaria en compresión a 70 kg/cm² no deberá exceder el 9 por ciento, y a 140 kg/cm² no deberá exceder el 14 por ciento. Las deformaciones unitarias por cortante no deberán exceder el 50 por ciento, con cargas de servicio. El esfuerzo último a la compresión, perpendicular a las laminaciones no será menor de 700 kg/cm². El módulo al cortante *G* debe suponerse igual a 40 kg/cm² para un amortiguador de 13 mm a falta de datos específicos.

3. *Amortiguadores laminados de hule-tela.* Los esfuerzos a la compresión en los amortiguadores de tela preformada consisten de fibra sintética sin usar y un cuerpo de hule hecho de hule nuevo, crudo, y colocados en la proporción debida para mantener resistencia y estabilidad, no debiendo exceder de 106 kg/cm² con cargas de servicio, ni tampoco deberá exceder la deformación unitaria a la compresión, del 15 por ciento. El amortiguador deberá tener una dureza de superficie de 80 shore de durómetro A, ± 10 por ciento. Las deformaciones unitarias por cortante, no deberán exceder el 50 por ciento con cargas de servicio. La resistencia última a la compresión no deberá ser menor de 700 kg/cm².

4. *Amortiguadores sin fricción.* Los amortiguadores de apoyos de tetrafluoretileno (TFE) se suponen generalmente como carentes de fricción, aunque en realidad poseen un coeficiente de fricción entre 0.03 y 0.07. El esfuerzo de aplastamiento no deberá exceder 70 kg/cm² a menos que el amortiguador de TFE virgen esté reforzado con fibra de vidrio o un material similar. Si el amortiguador de apoyo de TFE está reforzado, el esfuerzo de aplastamiento con cargas de servicio no deberá exceder 140 kg/cm². Los coeficientes de fricción de los amortiguadores de fibra reforzada deberán revisarse para asegurarse que la fibra de refuerzo no incremente el coeficiente de fricción bajo movimientos repetidos. Si las rotaciones dentro del área del apoyo crean esfuerzos mayores de los permisibles, deberán incorporarse en la conexión, amortiguadores elastoméricos o amortiguadores de tela, combinados con el amortiguador de TFE. El TFE podrá pegarse a las placas o a otros materiales amortiguadores en los apoyos.

5. *Amortiguadores de otros materiales.* Para las condiciones de esfuerzos nominales en los apoyos, podrán usarse materiales tales como asbesto-cemento,

cartón endurecido templado, fieltro pesado, plomo o plásticos, a criterio del ingeniero.

2.3.3 Aplastamiento en concreto sin reforzar.

Cuando se tiene la seguridad de que el esfuerzo de aplastamiento es uniforme, y solamente se presentan cargas verticales dentro de la conexión (véase figura 2-1), el esfuerzo último de aplastamiento en el concreto podrá calcularse por medio de

$$f_{bu} = \phi 18.58 \sqrt{f'_c} \sqrt[3]{s/w} \quad (2-3)$$

en donde $\phi = 0.70$

Si se presenta una fuerza horizontal T_u , la resistencia última al aplastamiento deberá reducirse multiplicando la ecuación (2-3) por C_r que se obtiene de la ecuación (2-4), en donde el producto de *s* por *w* no deberá tomarse como mayor de 58 cm².

$$C_r = \left[\frac{sw}{1290} \right]^{T_u/V_u} \quad (2-4)$$

Para un esfuerzo de aplastamiento no uniforme, el esfuerzo último en cualquier punto no deberá exceder el que resulte de la ecuación (2-3) para $s/w = 0.5$

El esfuerzo de aplastamiento permisible sin confinar para concreto ligero estructural deberá tomarse como el 0.85 de los valores para el concreto de peso normal.

2.3.4. Aplastamiento en concreto confinado

Para miembros sujetos a cargas pesadas (normalmente cuando no se satisface la Sección 2.3.3), o aquellos que resisten grandes fuerzas laterales, el concepto de fricción por cortante puede usarse para determinar los refuerzos de confinamiento en la región de las conexiones. Las siguientes provisiones se aplican al diseño de los extremos de estas unidades:

El esfuerzo último vertical de aplastamiento (carga por unidad de área de apoyo) no deberá exceder $0.85 f'_c$.

Para las grietas verticales de aplastamiento (véase figura 2-2), deberá usarse el refuerzo soldado a los ángulos de confinamiento que puede determinarse por medio de:

$$A_{vf} = \frac{1}{\phi f_{yv}} \left[\frac{V_u}{\mu} + T_u \right] \quad (2-5)$$

en donde $\phi = 0.85$

T_u se determina por análisis y se recomienda usar un valor no menor de $T_u = 0.2 V_u$ a menos que se justifique un valor más bajo con un análisis refinado.

Para los agrietamientos horizontales (véase figura 2-2) el refuerzo dentro del área del apoyo puede determinarse por medio de:

$$A_{sh} = \frac{A_{vf} f_{yv}}{\mu f_{ys}} \quad (2-6)$$

El refuerzo de confinamiento adicionado a A_{vf} y A_{sh} deberá proporcionarse tanto en la dirección vertical como horizontal, figura 2-2, y puede calcularse por medio de:

$$A_{cv} = A_{ch} = \frac{V_u}{51.6 f_y} \quad (2-7)$$

2.4 CORTANTE

2.4.1 Generalidades

En los diseños de conexiones, la relación de claro de cortante a peralte efectivo, es generalmente menos de la unidad. El cortante en una conexión puede transferirse por medio del concreto de la conexión, por perfiles estructurales empotrados o por una combinación de ambos.

2.4.2 Ménsulas o repisas de concreto (figura 2-3).

La resistencia última al cortante del concreto, puede calcularse por medio de:

$$V_u = \phi b d \sqrt{f'_c} C_1 C_2 \quad (2-8)$$

en donde: $\phi = 0.85$

$$C_1 = 6.5 (1 - 0.5 d/l_v)$$

$$C_2 = \frac{(1000 \rho_{vf}) (1/3 + 0.4 T_u/V_u)}{(10) 0.8 T_u/V_u}$$

Los valores para los parámetros C_1 y C_2 pueden tomarse de los auxiliares de diseño B-8 y B-9. T_u se determina por análisis y se recomienda usar un valor que no sea menor de $T_u = 0.2 V_u$.

El refuerzo principal a la tensión A_{vf} deberá anclarse del lado positivo, cerca de las caras exteriores extremas, mediante barras transversales soldadas, o soldándose a los ángulos de confinamiento. Deberán colocarse estribos horizontales A_{vh} aproximadamente iguales a $A_{vf}/2$, en los dos tercios superiores de la ménsula. La posición de la carga vertical aplicada, se supone ubicada en el tercio exterior del área de contacto del apoyo. El esfuerzo último de aplastamiento sin ángulos de confinamiento no deberá exceder $0.5 f'_c$.

2.4.3 Conexiones en extremos en muesca (Figura 2-4).

Las mismas restricciones generales que se proporcionan en la Sec. 2.4.2 se aplican igualmente a estas condiciones de diseño. El refuerzo horizontal A_{vf} deberá estar diseñado con la ecuación (2-5) y el refuerzo vertical A_{sh} con la ecuación (2-6). La relación del l_v/d no deberá exceder 0.40; A_{vh} deberá ser igual a $A_{vf}/2$.

2.4.4 Perfiles de acero estructural empotrados (Figura 2-5).

Los perfiles de acero estructural empotrados en columnas o miembros prefabricados consisten normalmente en vigas de patines anchos, canales o placas verticales. El comportamiento y consideraciones de diseño son básicas para todos los perfiles de acero estructural empotrados haciendo caso omiso del perfil estructural empleado.

Para los perfiles estructurales típicos empotrados en una columna o cualquier otro miembro de un solo lado, la capacidad máxima del concreto se determina de:

$$V_u = \frac{\phi f'_c b l_e}{3 + 4 (l_v/l_e)} \quad (2-9)$$

en donde $\phi = 0.85$

La capacidad en carga última de una conexión puede incrementarse adicionando ángulos, placas o cualquier otra pieza para incrementar el ancho efectivo b del perfil empotrado. La fuerza última horizontal T_u , en caso de presentarse, puede soportarse mediante conectores de perno o refuerzo soldado, si el refuerzo último de adherencia sobre el perímetro del perfil estructural excede de 18 Kg/cm^2 .

Para los perfiles de acero estructural empotrados que proyecten a una distancia igual a cada lado de una columna u otro miembro prefabricado, y cargado aproximadamente en forma simétrica, puede determinarse la capacidad última del concreto de la siguiente fórmula:

$$V_u = \frac{\phi f'_c b l_e}{3} \quad (2-10)$$

en donde $\phi = 0.85$

La capacidad adicional de los perfiles estructurales empotrados puede obtenerse soldando suficiente refuerzo a estos perfiles, para que tomen aquella parte de la carga última que exceda la que toma el concreto. Se supone que el bloque del esfuerzo de compresión en carga última, tiene un ancho b y una profundidad igual a $1/3$ de la longitud empotrada l_e . Todos los perfiles estructurales empotrados deberán diseñarse de acuerdo con las últimas especifica-

ciones AISC. El claro de cortante se supone igual a $l_g/6$ más la distancia de la cara del concreto al punto de la aplicación de carga.

Los dispositivos de transferencia de cortante pueden ser redondos, canales, ángulos u otros perfiles. A menos que se disponga de suficientes datos de prueba para las condiciones de cargas que consideren tanto T_u como V_u , estos perfiles adicionales empotrados deberán diseñarse con un criterio de resistencia última que concuerde con el que se presenta en esta sección.

Los perfiles estructurales empotrados en un miembro prefabricado con menos de 90 cm de concreto arriba o abajo de la pieza empotrada pueden requerir un confinamiento adicional o un refuerzo de anclaje para tener la seguridad que por aplastamiento, el concreto puede desarrollar $0.85 f'_c$ en condiciones de carga última.

Los perfiles empotrados como las "T" estructurales o cualquier otro miembro de patín sencillo necesitan la revisión de los patines al esfuerzo último por flexión local, debido a los elevados esfuerzos de aplastamiento.

2.4.5 Transferencia de cortante de diafragma

La transferencia del cortante de diafragma de las unidades de losas de pisos y techos típicos prefabricados, puede efectuarse por dos métodos generales. Uno, consiste en placas soldadas empotradas en los patines de 40 y 50 mm de los miembros con alma prefabricados; el otro consiste en ranuras rellenas de lechada, típicas en losas de núcleo hueco.

La transferencia de cortante por medio de las placas empotradas y varillas de refuerzo No. 4 soldadas a ellas deberá basarse en una capacidad máxima al cortante de 5,500 Kg. Esta capacidad podrá reducirse apropiadamente si existen cargas perpendiculares al plano de corte.

El cortante último de diafragma logrado por las ranuras rellenas de lechada (figura 2-6) - f'_c del mortero = 175 kg/cm² mínimo - puede determinarse de:

$$A_{ds} = \frac{F_d}{\phi \mu f_{yd}} \quad (2-11)$$

en donde $\phi=0.85$.

El valor del esfuerzo último por cortante en la ranura rellena de lechada, v_u , no deberá exceder 6 Kg/cm² sobre un plano de agrietamiento continuo a resultas de F_{dy} o F_{dz} . La fricción dentro del área del aplastamiento en el apoyo debe tomarse en consideración, cuando se determine A_{ds} requerida en los planos de las fuerzas x, y, z. El refuerzo A_{ds} se requerirá para F_{dx} solamente cuando 0.9 veces la carga muerta de todos los materiales que resisten F_{dx} , sea menor que ésta. Deberá efectuarse una revisión cuidadosa para asegurarse de que el refuerzo A_{ds} para F_{dy}

sea completamente efectivo con relación al comportamiento de deformación en condiciones últimas, lo que garantiza un plano de agrietamiento perpendicular a A_{ds} .

El recubrimiento superior de concreto, adherido a los patines o a los miembros con alma o a las losas planas o de alma hueca, puede servir como una conexión de diafragma. Los refuerzos que resisten F_{dx} , F_{dy} , F_{dz} en el recubrimiento superior perpendicular a la unión entre los miembros, puede determinarse de la ecuación (2-11) usando $\mu=1.4$. La separación del recubrimiento con respecto a las losas, deberá revisarse cuando se diseñen para F_{dz} también puede ser resistido por placas empotradas en las losas. La resistencia última de las placas que resisten F_{dz} puede determinarse de la ecuación (2-11) usando $\mu = 1.0$ y revisando d_g por medio de la ecuación (2-27).

2.5 FUERZAS POR CAMBIO VOLUMETRICO

2.5.1 Generalidades

Las fuerzas de compresión o tensión dentro de una conexión pueden resultar ya sea de una carga axial o de un momento flexionante aplicado a la conexión. Estas fuerzas pueden transferirse por medio de soldadura, postensado, refuerzo traslapado, espigas lechadeadas o varillas y perfiles de acero estructural empotrado. El diseño del mecanismo de transferencia de tensión o compresión dentro de la conexión deberá ser por medio de uno de los diversos métodos que se proporcionan en este capítulo.

Uno de los principales contribuyentes a la carga axial en una conexión, es el cambio de volumen. Deberán considerarse todos los cambios potenciales de volumen axial, y su efecto sobre la resistencia última de la conexión. Esto incluye los cambios de volumen axial de cada uno de los miembros que forman la conexión, así como el efecto de los cambios de volumen de toda la estructura sobre la conexión.

Las fuerzas de cambio de volumen de los miembros dentro de la estructura provienen de la restricción a la fluencia, contracción o movimientos térmicos. En general, es mejor sobreestimar estas fuerzas en vez de subestimarlas.

2.5.2 Contracción

El acortamiento axial total independiente de cualquier miembro debido a la contracción puede estimarse de:

$$\Delta \epsilon_s = \left[(K_m \epsilon_s) t_2 - (K_m \epsilon_s) t_1 \right] \quad (2-12)$$

en donde t_1 se refiere al tiempo inicial en días, generalmente cuando se hace la conexión, y t_2 se refiere a una edad posterior cuando los resultados de los cambios volumétricos adicionales ya no tienen importancia.

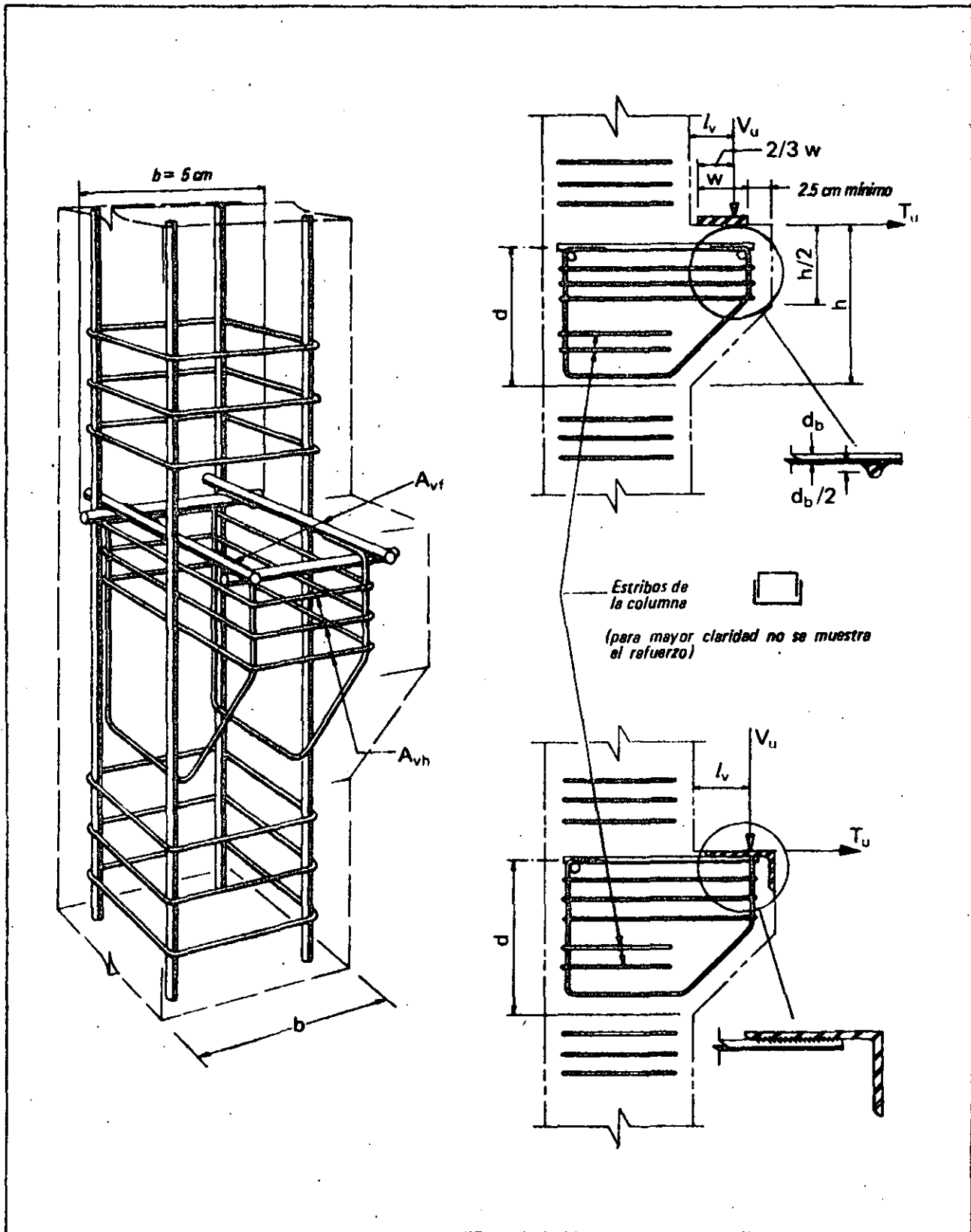


FIGURA 2-3. Mésulas de concreto (cornisa)

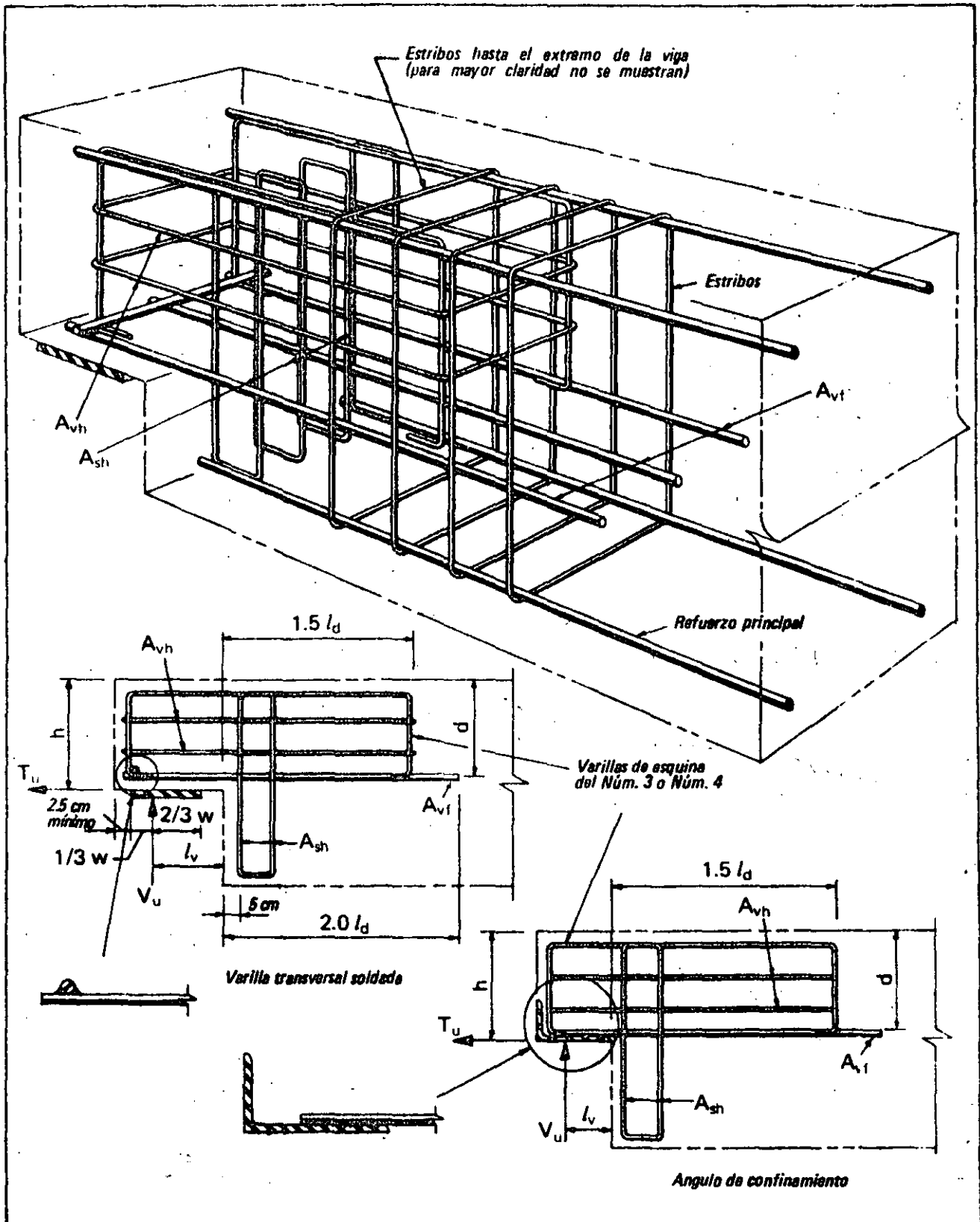


FIGURA 24. Refuerzo para vigas de extremo dactostado

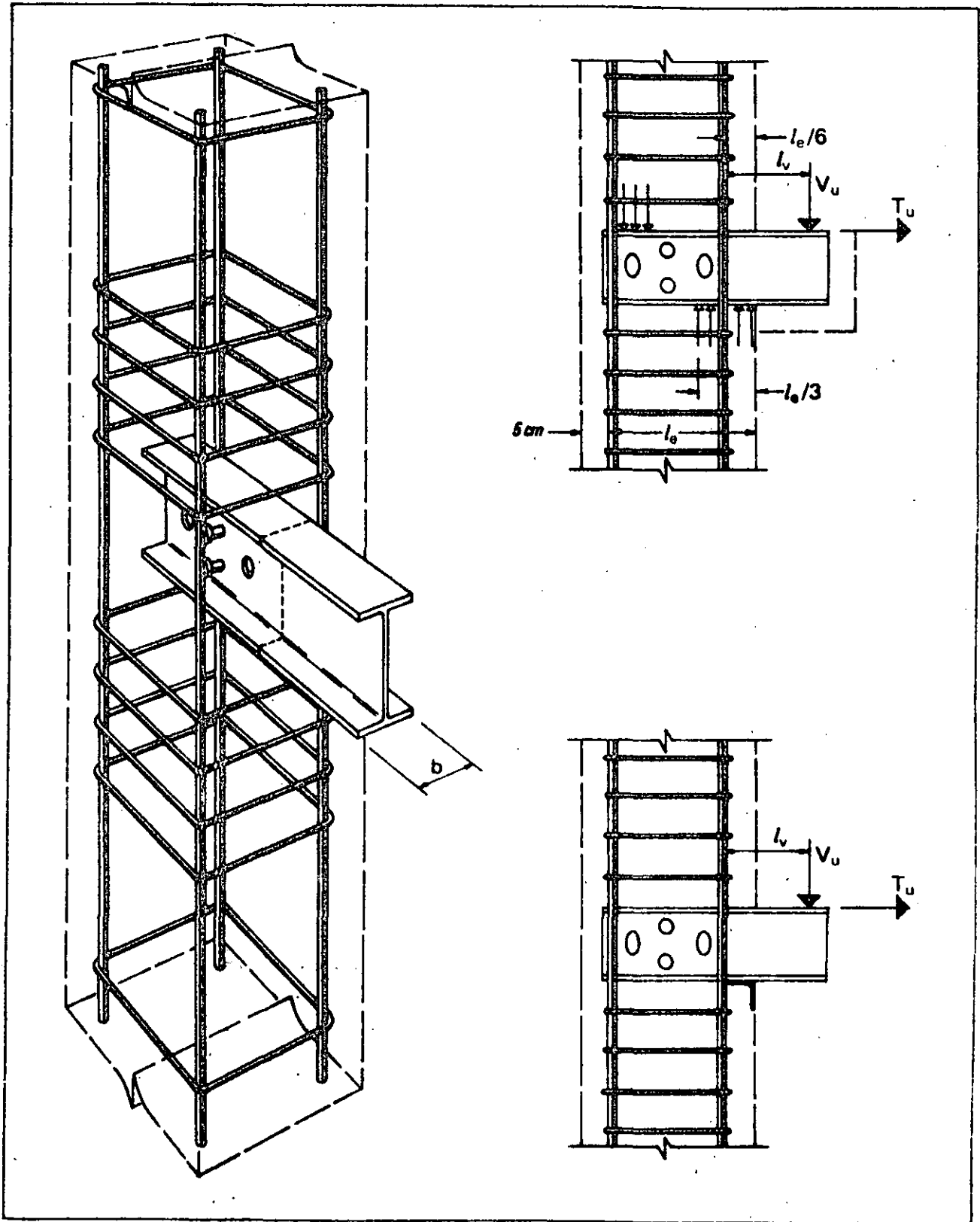


FIGURA 2-5. Perfil empotrado de acero estructural

2.5.3 Fluencia

El acortamiento axial total independiente de cualquier miembro debido a la fluencia producida por fuerzas de presfuerzo o cargas de compresión axial puede estimarse de:

$$\Delta \epsilon_c = K_p \left[(K_m \epsilon_c) t_2 - (K_m \epsilon_c) t_1 \right] \quad (2-13)$$

2.5.4 Temperatura

El incremento o disminución por unidad de longitud debido a cambios de temperatura puede estimarse de:

$$\Delta \epsilon_t = C (\Delta ^\circ C) \quad (2-14)$$

en donde $C = 10.8 \times 10^{-6}$ cm/cm por $^\circ C$ para concreto de peso normal y 9×10^{-6} cm/cm por $^\circ C$ para concreto estructural ligero.

2.5.5 Acortamientos aproximados por cambio de volumen

Si no se hace un análisis exacto por cambios de volumen en estructuras de naves múltiples, los valores presentados

en la tabla 2-3, representan aproximadamente las deformaciones unitarias de acortamiento para miembros individuales sin empotrar, tomando en cuenta fluencia, contracción y cambio de temperatura.

Los valores en la Tabla 2-3 están basados en la relación de un esfuerzo (P/A) a la resistencia del concreto (f'_{ci}) al momento de esforzarlo, igual a 0.25 y una reducción promedio en longitud para una disminución aproximada de temperatura de $1^\circ C$. El factor de masa es la relación del área de la sección transversal al perímetro expuesto (relación de volumen a superficie). Los valores aproximados para los factores de masa se muestran en la figura 2-7.

2.5.6 Consideraciones especiales

Las fuerzas T_U afectan severamente las capacidades de V_U de cualquier conexión.

La magnitud de una fuerza T_U de cambio de volumen varía, dependiendo de su ubicación dentro de la estructura. Generalmente las fuerzas T_U de cambio de volumen experimentan un aumento hacia el centro de un sistema de marcos estructurales de naves múltiples. Las cargas críticas

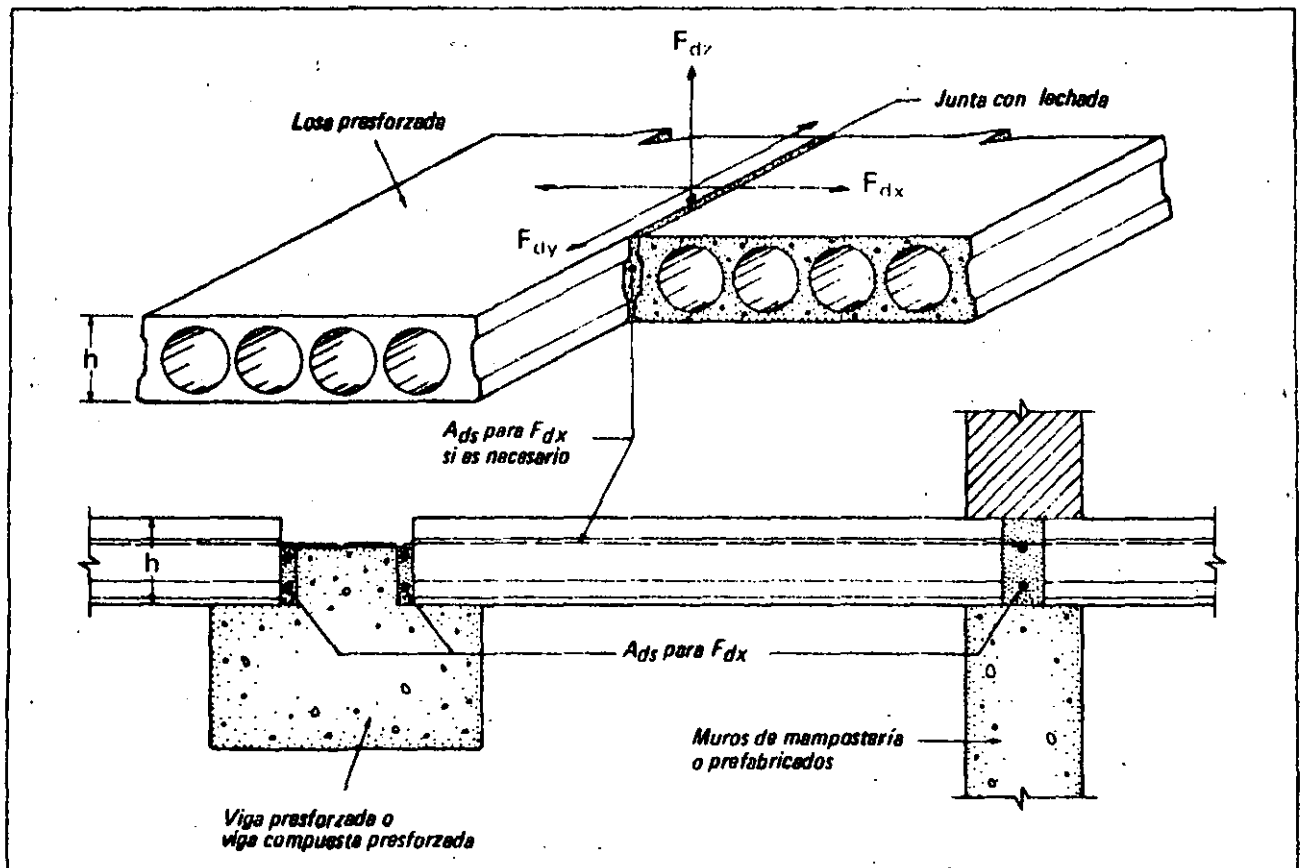


FIGURA 2-6. Cortante de diafragma con cuñeros rellenos de lechada

Factor de masa, cm	Deformación en el concreto de peso normal, cm/cm	Deformación en el concreto ligero, cm/cm
25	0.00062	0.00081
38	0.00067	0.00089
50	0.00089	0.00091
75	0.00080	0.00105
100	0.00086	0.00113
125	0.00089	0.00116
150	0.00089	0.00116

Tabla 2-3. Cambios de volumen axial aproximados concreto pretensado sin empotrar.

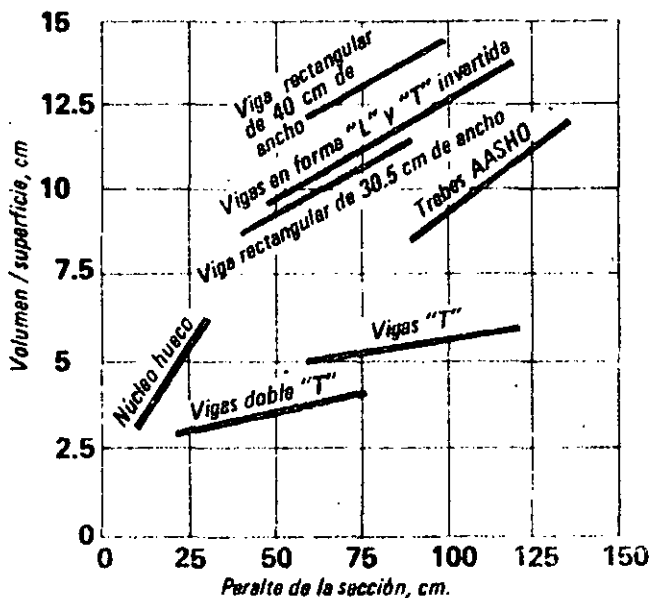


FIGURA 2-7. Relaciones de volumen a superficie de miembros normales prefabricados pretensados

de las conexiones pueden determinarse solamente después de una revisión cuidadosa del incremento de la fuerza T_U determinado en donde se presenta la combinación crítica de fuerzas T_U y V_U .

Las fuerzas T_U de restricción de cambio de volumen pueden controlarse mediante el uso de juntas de control o amortiguadores en los apoyos.

Las columnas de pisos múltiples desarrollan fuerzas de restricción T_U mayores en el nivel del primer piso que las columnas de un solo piso.

La mayoría de las conexiones de columna a zapatas están parcialmente empotradas y en general menos del 50 por ciento. Sin embargo, debe suponerse un empotramiento mínimo de columna a zapata del 50 por ciento, cuando se determinan las fuerzas T_U de restricción de cambio de volumen.

La determinación de la fuerza T_U en los miembros horizontales de un marco estructural requiere la estimación del módulo de elasticidad sostenido, para la deflexión de la columna. A menos que se efectúe un análisis exacto, se recomienda que el E_{ct} para la incorporación de fuerzas a largo plazo, se tome igual a la mitad del módulo de elasticidad a los 28 días del concreto de la columna, como se proporciona en la Tabla 2-4.

2.6 SOLDADURA DE LAS BARRAS DE REFUERZO

2.6.1 Generalidades

La soldadura del refuerzo proporciona un medio práctico para formar una conexión para una diversidad de transferencias de fuerzas, la soldadura que se hace de acuerdo con las recomendaciones de esta sección da por resultado conexiones seguras y predecibles. Los tipos básicos de soldadura para las varillas de refuerzo se muestran en la figura 2-8.

Las normas comunes y los sistemas de soldadura con relación a la composición química del acero indican que es necesario conocer ésta en el refuerzo que va a soldarse. Dependiendo del contenido de carbono y manganeso del refuerzo, se requerirán procesos especiales de soldadura.

2.6.2 Recomendaciones

A menos que se especifiquen requisitos diferentes, se recomienda que solamente se suelden varillas de refuerzo del Grado 40 o Grado 60 con un contenido de carbono que no exceda 0.50 por ciento y contenidos de manganeso que no excedan 1.30 por ciento. Deberán emplearse solamente electrodos de bajo hidrógeno, AWS Clase E7015 o E7016. Un efecto principal de la soldadura lo representa una reducción en la resistencia a la tensión más bien que la resistencia en el punto de fluencia, por lo tanto, la ductilidad se reduce en forma importante. La resistencia a la ruptura de cualquier varilla de refuerzo soldada puede determinarse de:

$$T_w = \phi (1.761) f_w t_w \quad (2.15)$$

en donde $\phi = 0.70$

La soldadura del refuerzo no deberá hacerse a una distancia menor de 20 cm de cualquier dobléz en frío.

Cuando se requiera un precalentamiento éste deberá hacerse en tal forma que la superficie en la cual se deposita la soldadura esté a una temperatura igual o superior a la de precalentamiento.

También se requiere el precalentamiento, para una distancia de 8 cm del punto de soldadura, tanto lateralmente como al frente de la soldadura.

No deberá permitirse la soldadura por puntos, de cualquier varilla de refuerzo en conexiones de campo a menos

que así se indique en los dibujos de diseño.

La soldadura de varillas mayores al No. 11, se consideran como casos especiales, y fuera del alcance de estas recomendaciones de diseño.

2.7 UNIONES TRASLAPADAS DE REFUERZO

2.7.1 Generalidades

Las conexiones prefabricadas que utilizan uniones del refuerzo, ocurren frecuentemente en un punto de esfuerzo máximo en el refuerzo. Esta sección trata los requisitos de traslape de tensión, traslape de compresión y el refuerzo de confinamiento para asegurar que se desarrolle la eficiencia del traslape. Las provisiones también se aplican a las varillas corrugadas unidas a placas por soldadores portátiles de espárragos.

2.7.2 Longitud de desarrollo en tensión

La longitud de desarrollo para las varillas del No. 11 y más pequeñas, empotradas en concreto de peso normal se proporciona mediante:

$$l_d = 0.0594 A_b f_y / \sqrt{f_c} \quad (2-16)$$

La longitud de desarrollo mínima no deberá ser menor de $0.00569 d_b f_y$ ó 30 cm. La longitud de desarrollo para concreto ligero de arena, deberá incrementarse en un 18 por ciento sobre el que se necesita para el concreto de peso normal. Las varillas de lecho superior definidas en el Reglamento ACI (318-71) deberán incrementar l_d a $1.4 l_d$.

Resistencia del concreto kg/cm^2	Concreto de peso normal 2323 kg/m^3		Concreto ligero 1782 kg/m^3	
	$E_c, \text{kg/cm}^2$	$E_{ct}, \text{kg/cm}^2$	$E_c, \text{kg/cm}^2$	$E_{ct}, \text{kg/cm}^2$
280	280,000	133,800	168,700	84,370
350	288,000	147,700	188,800	98,434
420	316,400	161,700	210,800	105,500
500	337,500	168,700	226,000	112,500

Tabla 2-4 Módulo de elasticidad de concreto a los 28 días y a largo plazo

2.7.3 Longitud de desarrollo en compresión

La longitud de desarrollo mínima se determina de:

$$l_d = 0.0755 d_b f_y / \sqrt{f_c} \quad (2-17)$$

La longitud de desarrollo mínima no deberá ser menor de $0.00427 d_b f_y$ ó 20 cm.

2.7.4 Refuerzo de confinamiento del traslape (véase Fig. 2-9)

Podrá proveerse el refuerzo de confinamiento del traslape para asegurar la eficiencia del traslape de refuerzo. El refuerzo de confinamiento para varillas de traslape deberá calcularse por medio de:

$$A_t = \frac{A_s f_y}{\mu f_{yt}} \quad (2-18)$$

en donde μ se define en la Tabla 2-2.

Las uniones de traslape de tensión o longitudes de desarrollo, pueden disminuir su longitud a 0.75 de la requerida por la Ecuación (2-16), cuando las varillas estén unidas por una espiral que tenga un paso de 10 cm o menor y hecha con refuerzo con un diámetro mínimo de 6 mm.

Las uniones de traslape o la longitud de desarrollo de las varillas de compresión, puede reducirse a 0.75 de la requerida por la Ecuación (2-17), cuando el refuerzo esté unido por espirales que tengan un paso de 10 cm o menor, y estén hechas con refuerzo con un diámetro mínimo de 6 mm.

Si se une la mitad o menos de las varillas dentro de la longitud de traslape requerida al máximo esfuerzo de tensión, la longitud del traslape será de $1.3 l_d$. Si están unidas más de la mitad de las varillas dentro de la longitud requerida de traslape al esfuerzo máximo de tensión, la longitud de traslape deberá ser de $1.7 l_d$.

El traslape o longitud de desarrollo para varillas en paquete, deberá ser la necesaria para el diámetro de una de las varillas, incrementado en un 20 por ciento para un paquete de 3 varillas y 33 por ciento para un paquete de 4 varillas.

2.8 RESISTENCIA DE REFUERZO EN LECHADEADO

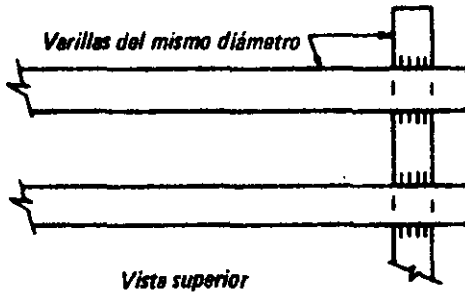
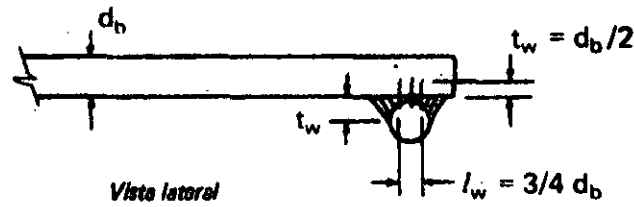
2.8.1 Resistencia última de la conexión (véase Fig. 2-10)

Las varillas de refuerzo empotradas en un ducto de interciere, flexible, metálico, brillante, relleno de mortero de cemento, puede servir como una conexión para columna a cimentación, columna a columna o para otras conexiones del tipo de tensión o compresión.

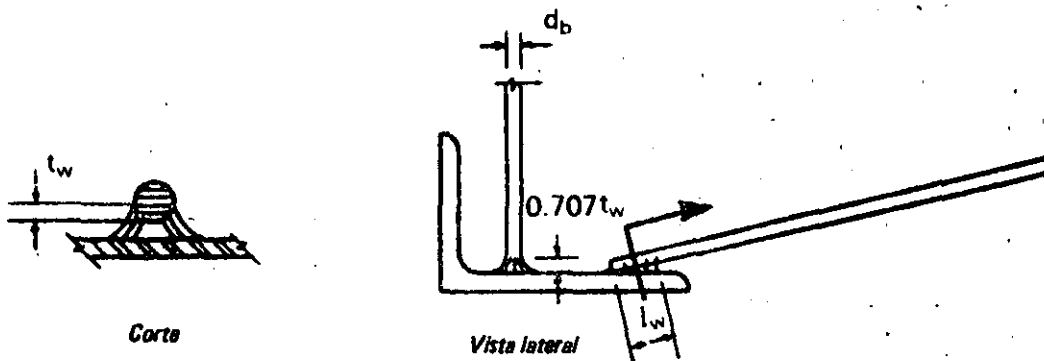
Para las varillas de refuerzo del No. 8 y menores, con inyección de lechada, en que la varilla sea forzada dentro del ducto flexible relleno de lechada, la longitud de empostramiento deberá determinarse de:

$$l_e = \frac{A_b f_y}{\phi \sum_o (84.51)} \geq 150 \text{ mm} \quad (2-19)$$

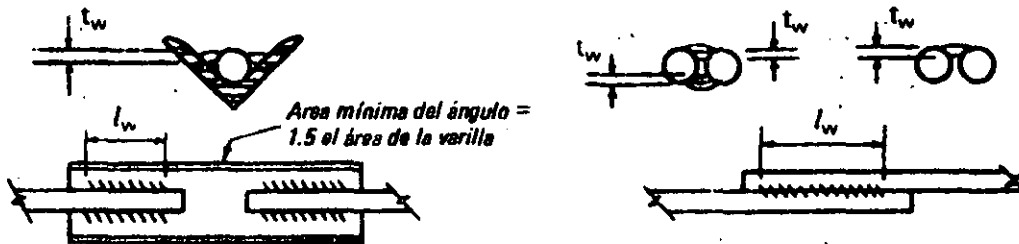
en donde $\phi = 0.85$.



(a) ANCLAJE DE LAS VARILLAS TRANSVERSALES SOLDADAS



(b) REFUERZO SOLDADO A LA PLACA O ANGULO



(c) VARILLAS DE REFUERZO SOLDADAS ENTRE SI

FIGURA 2-8. Soldadura de los refuerzos

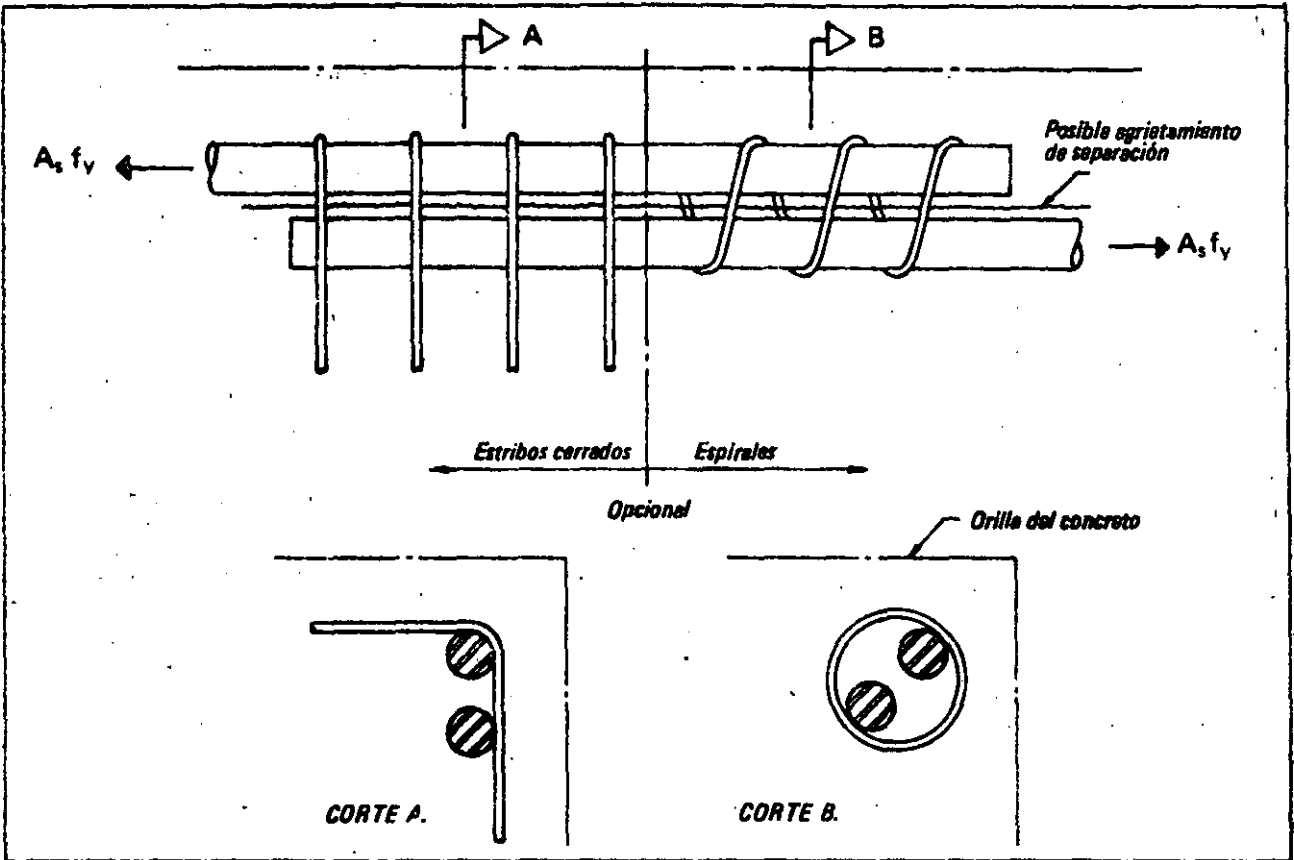


FIGURA 2-9. Refuerzo de confinamiento para uniones traslapadas

2.8.2 Limitaciones

El recubrimiento mínimo de concreto alrededor del ducto flexible de interconexión deberá ser de 75 mm.

El ducto de acero metálico brillante de interconexión usado para recibir la inyección de lechada deberá tener un espesor de pared mínimo de 0.6 mm.

El material de la inyección deberá tener una resistencia última a la compresión de 420 kg/cm².

El refuerzo de confinamiento que consiste de una espiral o estribo puede determinarse por medio de:

$$A_{sh} = \frac{A_s f_y}{\mu f_{ys}} \quad (2-20)$$

en donde μ se define en la Tabla 2- 2.

Puede ser necesario este refuerzo para impedir fallas de separación o de unión entre el ducto flexible y el concreto circundante.

2.9 FRICCIÓN

La fricción es importante entre los materiales de construcción que se usan en las conexiones, para determinar la resistencia al deslizamiento debido a movimientos de

cambio de volumen y a los efectos de cargas y fuerzas. La fuerza máxima desarrollada por fricción estática puede determinarse de:

$$F_s = \mu_s V_U \quad (2-21)$$

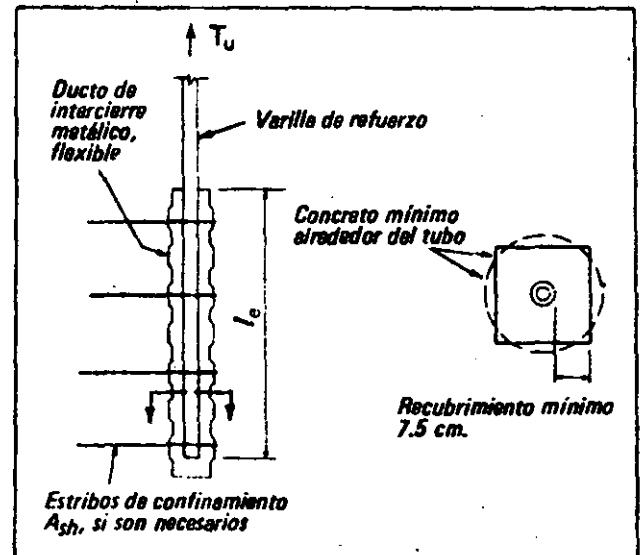


FIGURA 2-10. Conexión de tubo con inyección de lechada

Los coeficientes estáticos de fricción μ_s se proporcionan en la Tabla 2-5. Los valores presentados son para condición seca: los valores deben reducirse para condiciones húmedas.

2.10 CONEXIONES DE BASES DE COLUMNAS

2.10.1 Generalidades

Las conexiones de bases de columnas experimentan dos fases de carga crítica, una al montaje y la otra la de la carga completa de diseño. Diversos tipos de conexiones de base de columna utilizan placas de acero. Las placas de base de columna pueden ser más grandes, iguales o menores que la sección transversal de la columna. Deberá usarse una inyección de lechada sin contracciones para llenar el espacio libre abajo de la placa de base.

2.10.2 Diseño de montaje de las placas de base mayores que la sección transversal de la columna (ver Figura 2-11)

El sistema de doble tuerca e inyección de lechada es el procedimiento usual que se emplea para conectar la columna a la zapata o pila.

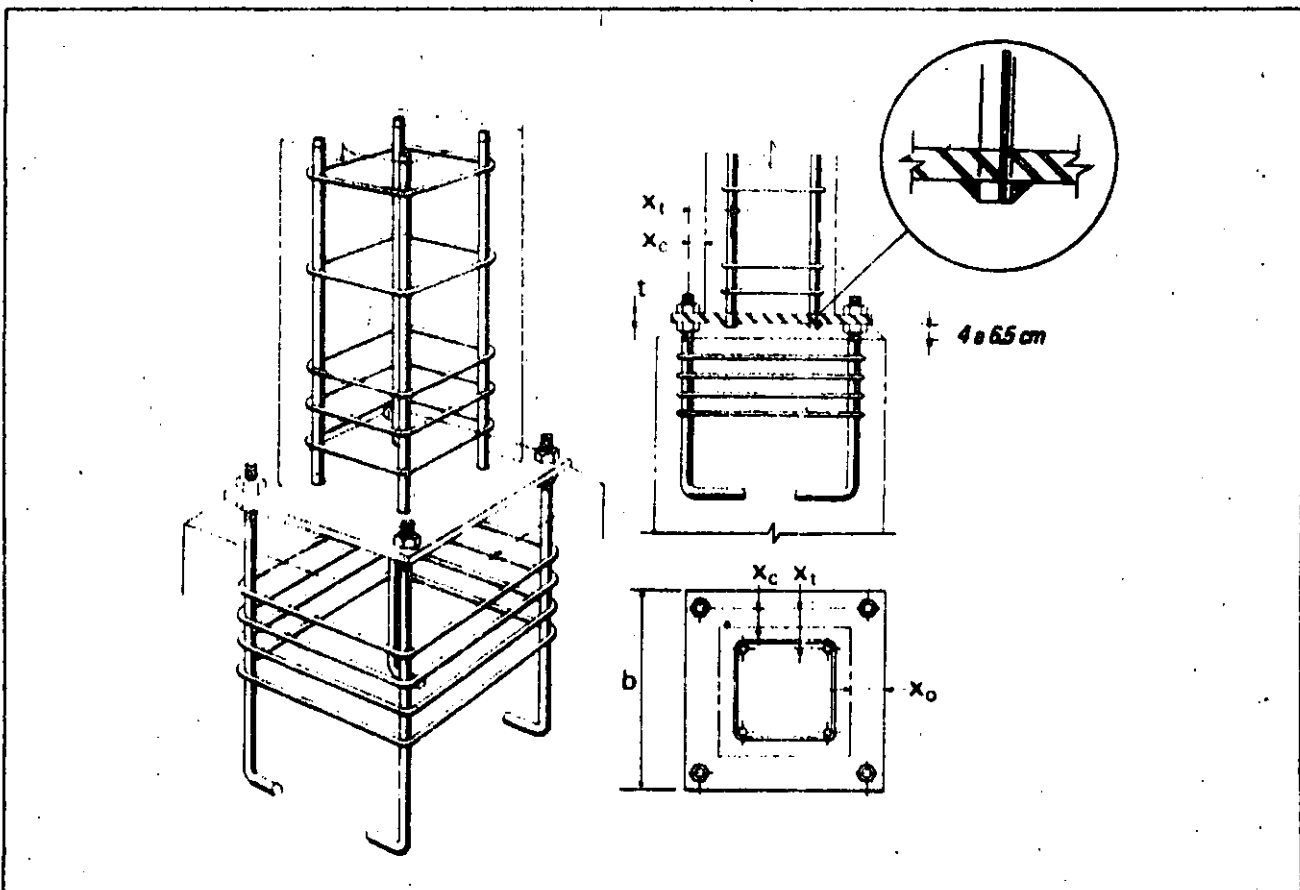
Puede presentarse una condición crítica cuando la

Material	μ_s
Elastomérico a acero o concreto	0.7
Tela de lona de algodón laminada, a concreto	0.6
Lámina de fibra a concreto	0.5
Concreto a concreto	0.8
Concreto a acero	0.4
Acero a acero (no oxidado)	0.25
TFE a TFE (tetrafluoretileno)	0.05

Tabla 2.5 Coeficientes estáticos de fricción para materiales secos

columna se soporta por medio de los pernos del anclaje antes de colocar la inyección de lechada. A veces se utilizan las placas de fijación, similares a las que se usan en la construcción de acero, sin embargo, esto requiere que la placa de base de la columna se enderece después de haber recortado la placa de base.

Para el caso en que los pernos de anclaje estén en compresión, el espesor de la placa de base requiere satisfacer la condición de carga última a la flexión que puede determinarse de:



$$t = \frac{1}{\phi} \sqrt{\frac{(\Sigma F) 4x_c}{b f_y}} \quad (2-22)$$

en donde $\phi = 0.90$.

Para el caso en que los pernos de anclaje de la columna estén en tensión, el espesor de la placa de base para la flexión máxima debe determinarse de:

$$t = \frac{1}{\phi} \sqrt{\frac{(\Sigma F) 4x_t}{b f_y}} \quad (2-23)$$

en donde $\phi = 0.90$.

2.10.3 Diseño para el montaje de placas de base iguales o menores a la sección transversal de la columna

En este detalle son posibles muchas variaciones. Para el caso general, deben aplicarse las relaciones básicas proporcionadas en las ecuaciones (2-22) y (2-23) excepto que x_t y x_c se miden de la línea de centro del perno de anclaje a la cara del ángulo (ver figura 2-12).

2.10.4 Diseño de montaje para otras placas de base

Otros detalles o condiciones pueden usar las ecuaciones (2-22) y (2-23) siempre que el brazo de palanca x , se seleccione apropiadamente.

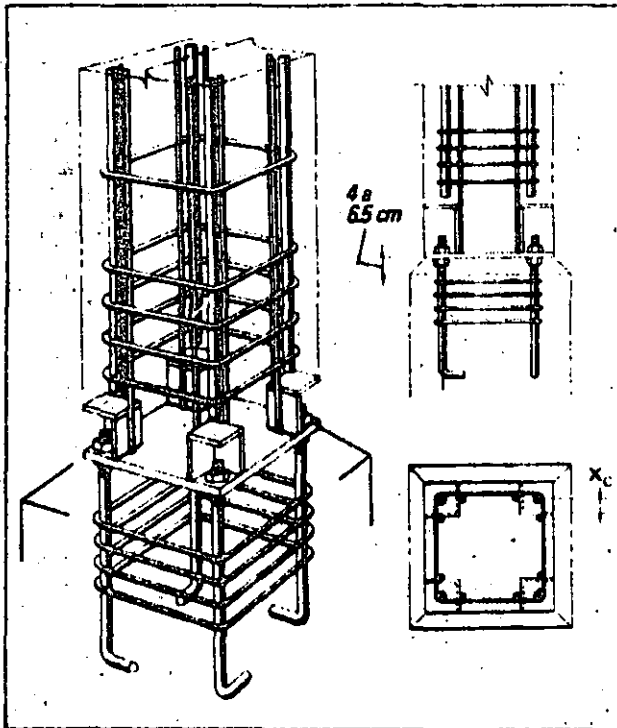


FIGURA 2-12. Placas de base de columna iguales o menores que la sección transversal de la columna

2.10.5 Diseño de placas de base para cargas finales

Las condiciones de control para el espesor de la placa de base pueden ser las mismas que para el montaje, como resultado de las cargas, ya sean de tensión o de compresión sobre los pernos de anclaje. Además, los esfuerzos de aplastamiento en la superficie de contacto de la placa de base y la inyección de lechada puede controlar el espesor de la placa. Para el caso en que el espesor de la placa se controle por esfuerzos uniformes de aplastamiento, el espesor t de la placa de base puede determinarse de:

$$t = \frac{x_c}{\phi} \sqrt{\frac{2f_{bu}}{f_y}} \quad (2-24)$$

en donde $\phi = 0.90$.

2.10.6 Pernos de anclaje

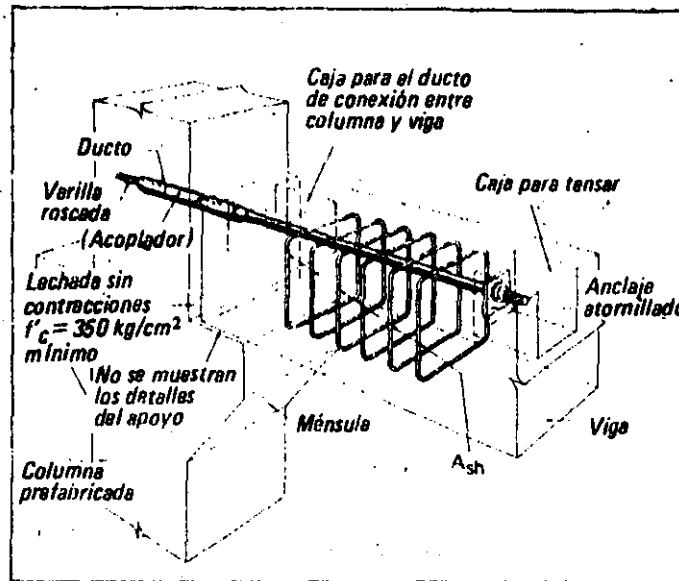
El diámetro y la longitud de los pernos de anclaje dependen generalmente de las cargas de montaje que se les impongan. Bajo ciertas condiciones, las cargas finales en el lugar pueden ser críticas para determinar el tamaño del perno de anclaje.

La longitud del perno de anclaje depende del tipo de carga. Para las cargas de tensión la profundidad del perno de anclaje o su longitud en el concreto puede ser tal que el concreto desarrolle la resistencia deseada del perno de anclaje. De la Ecuación (2-35) puede determinarse un concepto de cono de cortante, similar al que se usa en la Sección 2-14 y la resistencia última del concreto que circunda el perno de anclaje. Para las cargas de compresión, la fuerza en el perno de anclaje se transmite mediante la combinación de adherencia y aplastamiento sobre la proyección del gancho del ancla o aplastamiento sobre la cabeza del perno si no existe un gancho. El esfuerzo último de adherencia para pernos de anclaje, no debe exceder 18 kg/cm². El máximo esfuerzo de aplastamiento del perno de anclaje confinado en la proyección del gancho (gancho de 5 a 10 cm) o cabeza de perno no deberá exceder 0.85 f'_c .

El diámetro del perno de anclaje deberá seleccionarse para satisfacer las condiciones de todas las cargas axiales, el pandeo del perno de anclaje antes de colocar la inyección de lechada y, si es necesario, la carga axial sobre el perno después de haber colocado la inyección. Al considerar las condiciones de carga axial, generalmente ejerce control el área neta de las roscas.

El refuerzo de confinamiento designado por la Ecuación (2-18) deberá colocarse alrededor de los pernos de anclaje empotrados en pilas o muros. Deberá colocarse un mínimo de 4 estribos del No. 3 a 75 mm entre centros cerca de la

FIGURA 2-13. Conexión para momento postensada



superficie superior de la pila o muro, además de la cantidad normal de estribos.

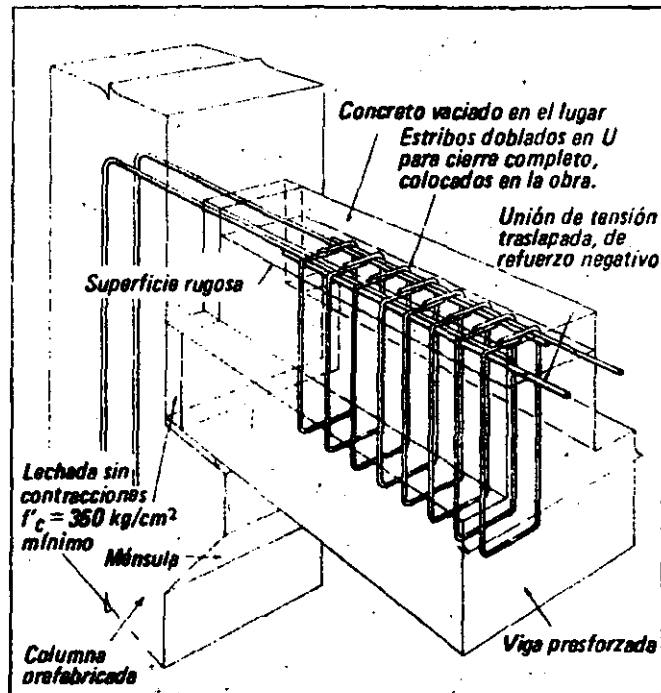
Frecuentemente se usan los pernos de anclaje colocados por medio de taladramientos (pernos de expansión); para cumplir con los requisitos de carga, use los valores de diseño basados sobre los datos suministrados por los fabricantes, considerando plenamente las distancias a la orilla y espaciamientos.

2.10.7 Consideraciones de cortante

El cortante en la columna, ya sea en la base o en la parte superior, puede analizarse por el método de fricción por cortante, de la Sección 2.2.

El esfuerzo último por cortante de la placa de base para acero A-36 no deberá exceder $1,380 \text{ kg/cm}^2$.

FIGURA 2-14. Conexión para momento con refuerzo de acero dulce



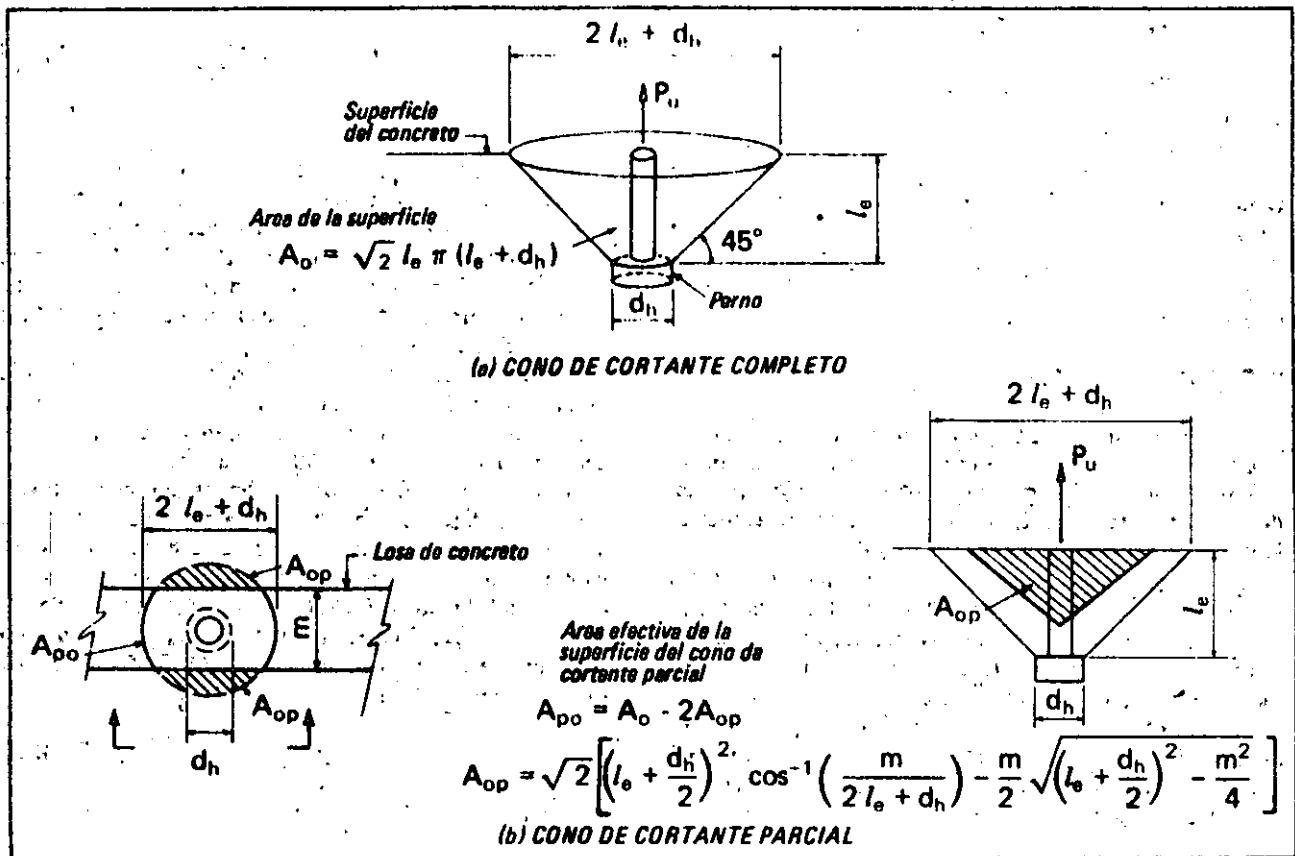


FIGURA 2-15. Conectores de perno con cabeza, soldados

2.11 CONEXIONES PARA RESISTIR MOMENTOS

2.11.1 Generalidades

La función de una conexión para momento, es proporcionar momentos resistentes dentro de ésta por medio de un par de tensión y compresión, un par de cortante u otro par de fuerzas. Otros aspectos del diseño de conexiones para momento, son las consideraciones secundarias para impedir el agrietamiento indeseable, proporcionar refuerzo de confinamiento y revisar el apoyo del anclaje.

2.11.2 Conexiones postensadas (ver figura 2-13)

Puede proporcionarse una elevada resistencia para momentos con las conexiones postensadas. Las consideraciones importantes secundarias son apoyos satisfactorios de anclajes, anclajes con pernos que no se deslicen, ubicación de anclajes, para fácil acceso, perfil de tendones postensados, inyección de lechada que no sufra contracciones en las superficies de contacto de las conexiones y refuerzos de confinamiento. Las secciones 2.2 y 2.3 proporcionan las relaciones necesarias de diseño último, con las cargas de diseño sobre las conexiones.

2.11.3 Conexiones de concreto reforzado (véase Fig. 2-14).

Las consideraciones importantes de diseño secundario en las conexiones reforzadas, para momentos normales es impedir que el agrietamiento indeseable afecte el comportamiento de la conexión. Las secciones 2.2, 2.6 y 2.7 proporcionan las relaciones necesarias de diseño último relativas al diseño de este tipo de conexiones.

2.11.4 Efecto de la precompresión presforzada y otros factores en una conexión para resistir momentos

La compresión resultante de presfuerzos en o más allá de la superficie de contacto de la conexión, normalmente debe despreciarse en un análisis de momento último, siempre que el esfuerzo máximo de precompresión sea menor a $0.4 f'_c$. La compresión resultante de momentos negativos de flexión en la conexión, reduce la precompresión de presfuerzo a una cantidad insignificante. Ciertos diseños pueden requerir un análisis de compatibilidad de resistencia para verificar el efecto de no tomar en cuenta la precompresión, por tener valores insignificantes.

El diseño de la conexión debe considerar la fuerza adicional ΔT_u resultante de los cambios volumétricos.

2.12 UNIONES EN COLUMNAS

Para el diseñador están disponibles una gran variedad de conexiones de uniones en columnas. Básicamente, una conexión de unión de columnas se comporta estructuralmente lo mismo que una conexión de columnas a las zapatas o pilas. Deberá aplicarse la información sobre conexiones de base de columnas o varillas de refuerzos inyectadas de mortero. Las Secciones 2.2, 2.6, 2.8 y 2.10 proporcionan la información necesaria y las relaciones de diseño último.

2.13 DISEÑO COMPUESTO

El comportamiento real del diseño compuesto requiere una solución de resistencia última. Básicamente, la fuerza última de compresión en el concreto arriba de la superficie de contacto debe transferirse por cortante horizontal en la superficie de contacto.

El concepto de fricción por cortante, establecido en la Sección 2.2 proporciona las relaciones de diseño final. Los estribos para cortante compuesto empotrados en el miembro prefabricado, prevén que la fuerza normal desarrolle la fuerza requerida de fricción del concreto.

El área total, A_{cs} , del refuerzo compuesto puede distribuirse uniformemente desde el punto de momento máximo a momento nulo, o de acuerdo con el diagrama de cortantes, debiendo determinarse por:

$$A_{cs} = \frac{C_u}{\phi \mu f_y} \quad (2-25)$$

en donde $\phi = 0.85$.

Si C_u/A_{cs} no excede de 6 kg/cm^2 , no se requiere A_{cs} , excepto si puede necesitarse para impedir la separación en la dirección vertical.

2.14 PERNOS E INSERTOS VACIADOS EN EL CONCRETO

2.14.1 Generalidades

Los pernos e insertos empotrados en el concreto pueden dividirse en dos categorías funcionales - aquellas que resisten al cortante y aquellas que resisten la tensión directa.

Las relaciones de diseño presentadas en las siguientes subsecciones son para concreto de peso normal. Si se usa concreto ligero, las capacidades máximas del concreto deberán reducirse a 0.85 de los valores del concreto de peso normal, a menos que los datos de prueba indiquen que pueden usarse valores más elevados.

2.14.2 Correctores de perno soldados

El esfuerzo último de extracción de los pernos, está controlado por el concreto que los circunda (véase figura 2-15). P'_{uc} puede determinarse de:

$$P'_{uc} = 4.72 \phi (l_e + d_h) \sqrt{f'_c} l_e \quad (2-26)$$

en donde $\phi = 0.85$.

La Ecuación (2-26) representa el caso en que se desarrolla un cono completo de cortante en el concreto. Para los pernos colocados cerca de orillas libres, o con separaciones menores a $(2 l_e + d_h)$, la capacidad P'_{uc} deberá reducirse en proporción directa a la relación del área de superficie reducida del cono parcial, al área de superficie completa de cono de cortante (A_{po}/A_o).

Los pernos empotrados en regiones de agrietamiento por flexión, tendrán una reducción en su capacidad debido a las grietas. Las pruebas preliminares indican que es razonable una reducción del 10 por ciento.

La capacidad última al cortante de los pernos de cabeza unidos a la placa de conexión se controla, ya sea por las propiedades del perno, o bien por la distancia a la orilla del concreto si no existen cargas de tracción directa (ver figura 2-16). La capacidad última al cortante del concreto del cono, cuando éste se encuentra a $4 l_e$ de una orilla libre, puede determinarse por la Ecuación (2-27) a falta de un análisis más refinado.

$$V'_{uc} = \phi (446 d_e - 1589) \quad (2-27)$$

en donde $\phi = 0.85$.

La máxima resistencia del concreto al cortante V'_{uc} de un perno unido a una placa, puede determinarse por el concepto de fricción por cortante que se proporciona en la Ecuación (2-28), siempre que se cumplan las demás condiciones de concreto y acero. V'_{uc} no puede ser mayor que P'_{uc} calculada por la ecuación (2-26).

$$V'_{uc} = \phi A_b (0.9) f_{su} \quad (2-28)$$

en donde $\phi = 0.85$.

La máxima capacidad del concreto para una carga combinada de tensión y cortante de los pernos con cabeza unidos a la placa de conexión puede determinarse de:

$$\left[\frac{P_u}{P'_{uc}} \right]^{4/3} + \left[\frac{V_u}{V'_{uc}} \right]^{4/3} \leq 1 \quad (2-29)$$

La capacidad última a la tensión de los pernos, exclusiva de la resistencia del concreto puede calcularse de:

$$P'_{us} = 0.9 A_b f_{su} \quad (2-30)$$

La capacidad máxima al cortante de los pernos, exclusiva de la resistencia del concreto puede calcularse de:

$$V'_{us} = 0.75 A_b f_{su} \quad (2-31)$$

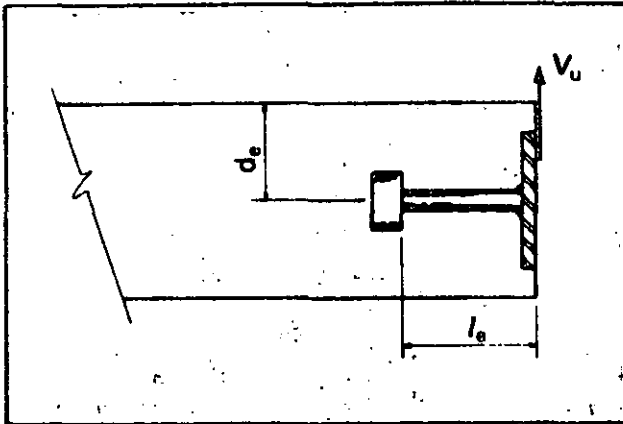


FIGURA 2-16. Conector de perno cerca de la orilla del miembro

Los pernos con cabeza sujetos a cargas combinadas de tensión y cortante deben cumplir con:

$$\left[\frac{P_u}{P'_{us}} \right]^2 + \left[\frac{V_u}{V'_{us}} \right]^2 \leq 1 \quad (2-32)$$

La resistencia a la fluencia de los pernos con cabeza puede tomarse como $0.90 f_{su}$. Los requisitos adicionales para los pernos soldados se indican en la especificación AWS SUP. 2-68.

El espesor de la placa a la cual se unen los pernos, no deberá ser menor de $3/4$ del diámetro de éstos.

2.14.3 Anclas de varillas corrugadas

La longitud de desarrollo en condiciones últimas para las anclas de varillas corrugadas debe determinarse de:

$$l_d = \frac{0.113 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (2-33)$$

l_d para anclas de varillas corrugadas con f_y mayor de 4200 kg/cm² deberá multiplicarse por $\left(2 - \frac{4200}{f_y}\right)$. Las anclas de varillas corrugadas colocadas horizontalmente en tal forma que se encuentren más de 30 cm abajo de ellas, deberán considerarse como varillas de lecho superior, y l_d deberá multiplicarse por 1.4.

Las anclas de varillas corrugadas deberán tener un recubrimiento mínimo de concreto de 15 mm cuando se empotren en concreto que no esté expuesto al terreno o a la intemperie, y de 30 mm cuando el concreto esté expuesto al terreno o a la intemperie. El espaciamiento mínimo no será menor que el diámetro nominal de la varilla, ni de 25 mm.

Las anclas de varillas corrugadas que tengan un f_y de 4930 kg/cm² y que no se consideren como varillas ubicadas en el lecho superior, l_d deberá calcularse de:

$$l_d = \frac{636.7 d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (2-34)$$

2.14.4 Insertos de concreto (ver figura 2-17).

Para el caso en que se desarrolle un cono total de cortante por tensión, la resistencia última del concreto a la tensión por extracción P'_{uc} deberá calcularse de:

$$P'_{uc} = \phi 1.06 A_o \sqrt{f'_c} \quad (2-35)$$

en donde $\phi = 0.85$.

Si el inserto se localiza cerca de una orilla libre o el espaciamiento de centro a centro de los insertos es menor, que $2 l_e$, permitiendo que se desarrolle solamente un cono parcial de cortante, P'_{uc} deberá reducirse en proporción directa a la relación del área de la superficie reducida del cono de cortante parcial, al área de la superficie del cono total de cortante (A_{po}/A_o).

Los insertos empotrados en regiones de agrietamiento por flexión, tendrán una reducción de capacidad debida a las grietas. Las pruebas preliminares indican que resulta razonable una reducción del 10 por ciento.

Las pruebas de cortante en insertos en una relación e_v/e_i de 0.3, muestran que la resistencia máxima al cortante del concreto V'_{uc} excede P'_{uc} . La resistencia última al cortante del concreto P'_{uc} , puede suponerse igual a P'_{uc} cuando $d_e > 4 l_e$. La resistencia última al cortante del concreto de un inserto cargado cerca de una orilla libre, (menor a $4 l_e$) deberá determinarse de la Ecuación (2-27).

La capacidad última del concreto para cargas combinadas de tensión y cortante en insertos de concreto, puede determinarse de la ecuación (2-29).

Las capacidades últimas del acero a la tensión y cortante para los insertos, deberá basarse en informaciones suministradas por los fabricantes, del resultado de las pruebas relativas.

Deberán revisarse, considerando los efectos de interacción, las capacidades últimas del acero de tensión y cortante para pernos que se usen con el inserto.

2.14.5 Insertos de cuña (ver figura 2-18)

La capacidad última al cortante de los insertos de cuña de hierro maleable que se usen en combinación con ángulos para conexión, deberá determinarse con la siguiente fórmula:

$$V'_{uc} = \phi 2270 \left(2.5 - \frac{e_v}{e_i}\right) \quad (2-36)$$

en donde $\phi = 0.85$.

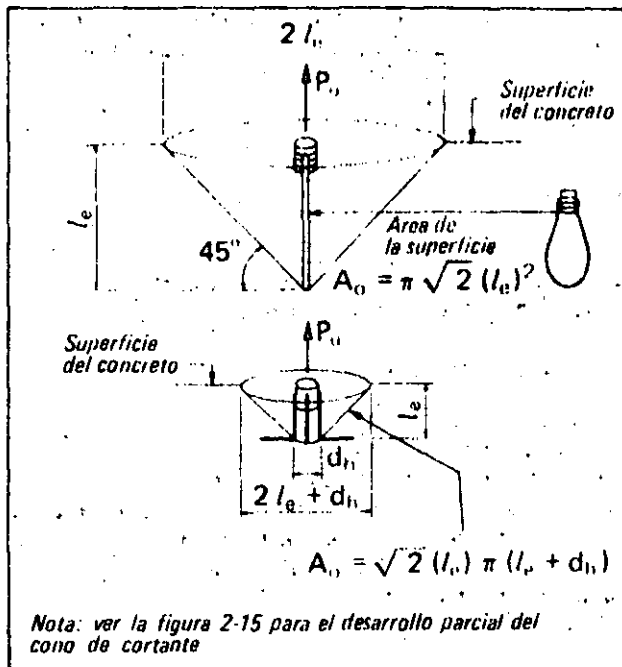


FIGURA 2-17. Insertos de anillero

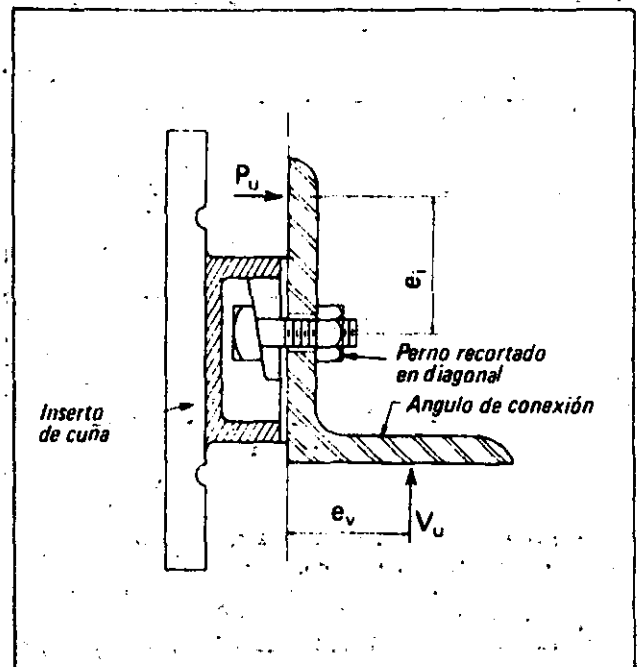


FIGURA 2-18. Insertos de cuña

Esta ecuación está basada en datos desarrollados con 350 kg/cm² de concreto de peso normal. La superficie del concreto que circunda el inserto de cuña deberá ser lisa y plana, para asegurar que el ángulo de conexión se apoye contra el concreto. Para lograr esto, se recomienda que el cuerpo del inserto de cuña se remeta de 3 a 6 mm abajo de la superficie del concreto.

El tamaño mínimo del perno será de 20 mm y las capacidades de cortante y tensión de los pernos deberán revisarse para tener la seguridad que exceden el valor determinado por la Ecuación (2-36).

La relación máxima de e_v/e_i para insertos de tipo de cuña no deberá exceder 1.0.

2.15 ANGULOS DE CONEXION

2.15.1 Generalidades

Los ángulos de conexión se usan generalmente como un dispositivo de soporte de cortante o para resistir las cargas de compresión o tensión laterales.

2.15.2 Ángulos de conexión cargados al corte (ver figura 2-19)

El espesor de la pata del ángulo para ángulos sin cartabones para capacidad máxima de tensión por carga puede determinarse de:

$$\frac{1}{\phi} \sqrt{\frac{4 V_u e_v}{f_y b}} \quad (2-37)$$

en donde $\phi = 0.90$.

El esfuerzo último por cortante para el acero A36 no deberá exceder 1,380 kg/cm² en la sección transversal que resiste el corte.

Para el diseño general, deberán añadirse 13 mm al e_v especificado para obtener el e_v de diseño mínimo.

Si el ángulo para cortante está fijado por medio de pernos al miembro prefabricado, la relación de diseño e_v/e_i no deberá exceder 1.0. Se recomienda que el orificio del agujero para el perno en la pata vertical del ángulo de los ángulos atornillados no sea mayor de 65 mm. La carga de ruptura a la tensión del perno puede calcularse de:

$$P_u = V_u \left(\frac{e_v}{e_i} \right) \quad (2-38)$$

La soldadura entre los ángulos de soporte por cortante para unidades prefabricadas, deberá diseñarse para todas las cargas combinadas de cortante y tensión, de acuerdo

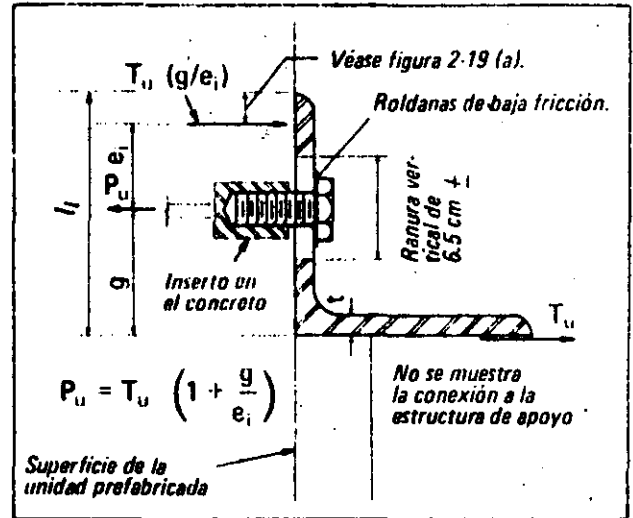
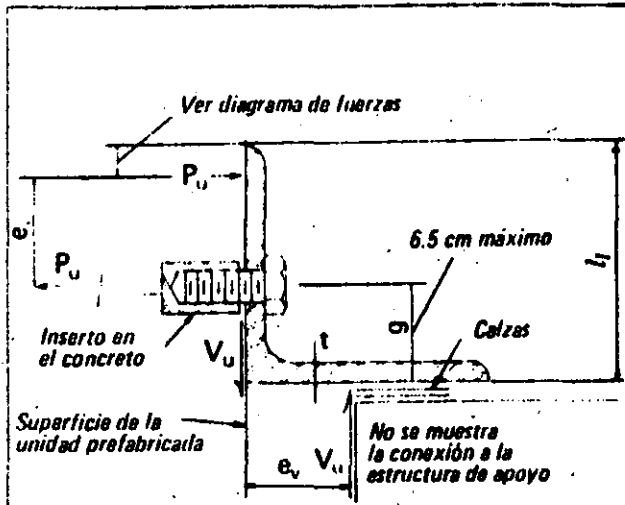
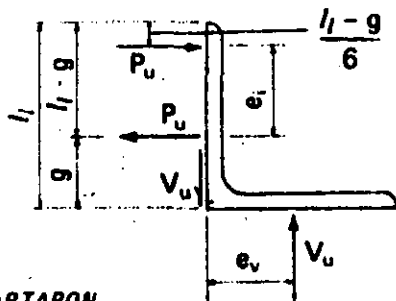
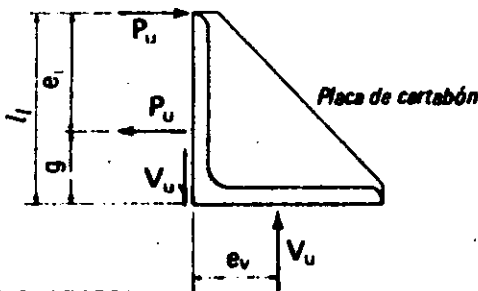


FIGURA 2-20. Ángulos de conexión atornillados cargados en tensión o compresión



(a) SIN CARTABON

$$\frac{e_v}{e_i} \leq 1$$



(b) CON CARTABON

FIGURA 2-19. Ángulos de conexión atornillados, cargados en cortante

con las últimas especificaciones AISC. Deberán tomarse en cuenta todas las cargas desarrolladas por la restricción de los momentos relativos entre el soporte angular y el miembro prefabricado.

Se recomienda que se usen solamente dos ángulos para apoyo de carga, que sirvan de soporte a cada unidad prefabricada.

2.15.3 Ángulos de conexión cargados lateralmente (véase figura 2-20)

La condición de control es el caso en que la carga lateral se encuentra en el plano de la pata horizontal del ángulo y el ángulo no tiene cartabón. El espesor del ángulo sin cartabón que satisfaga la flexión máxima para los ángulos atornillados puede determinarse de

$$t = \frac{1}{\phi} \sqrt{\frac{4T_u g}{f_y b}} \quad (2-39)$$

en donde: $\phi = 0.90$.

El esfuerzo cortante último para acero A36 no deberá exceder de $1,380 \text{ kg/cm}^2$ en la sección transversal que resista el cortante.

Los ángulos soldados a los miembros prefabricados resisten cargas de tensión o compresión por la pata horizontal del ángulo que actúa como una placa. Es forzoso que todas las cargas inducidas por restricción del movimiento relativo entre el miembro prefabricado y el miembro de soporte sean tomadas en cuenta.

CAPITULO 3

detalles de conexiones típicas.

Este capítulo presenta una diversidad de arreglos de conexiones típicas. Obviamente existen muchos arreglos posibles, y una variedad sorprendente de detalles para conexiones. Los detalles que se usan finalmente para cierta situación deben determinarse ya sea de acuerdo con los requisitos de montaje o producción, con el criterio de diseño en servicio, o simplemente con los sistemas comunes que usan los fabricantes de concreto presforzado, prefabricado, en la zona en que se lleva a cabo la construcción.

Los arreglos que se muestran son para conexiones de bases de columnas (CB), viga a columna (VC), columna a columna (CC), losa a viga (LV), losa a muro (LM), y muro a cimentación (MC). Las ideas presentadas para determinada categoría pueden aplicarse para un tipo diferente de conexión que de por resultado arreglos diferentes. No se pretende que estos esquemas limiten otras posibilidades o que estos sean necesariamente, los mejores arreglos.

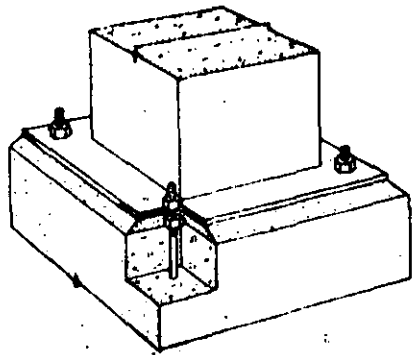
3.1 BASE DE COLUMNA (CB)

Los detalles CB-1 hasta CB-5 presentan cinco arreglos comunes para la conexión de una columna a una pila de cimentación, una cimentación de muro, una zapata extendida o una cabeza de pilotes. Todos los detalles usan lechada de cemento sin contracciones y un sistema de doble tuerca. Si la conexión se hace en la parte superior del muro o de la pila vaciada en la obra, es obligatorio que se coloquen suficientes estribos en la parte superior de la pila o del muro, para confinar los pernos de anclaje.

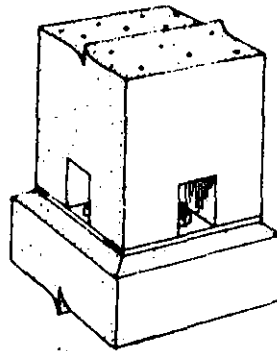
CB-1. Este detalle tiene una placa de base de dimensiones mayores que la sección transversal de la columna. Típicamente, se usan cuatro pernos de anclaje con doble tuerca, y existe una separación de 50 a 55 mm para la lechada de cemento sin contracciones, entre la parte superior del cimiento y la parte inferior de la placa de base. Los pernos de anclaje están colocados, ya sea en las esquinas o en el centro de los lados, dependiendo de los requisitos de montaje. Los refuerzos de la columna están soldados a la placa de base.

CB-2. El detalle de la llamada placa de base interna tiene una placa que es del mismo tamaño o menor que la sección transversal de la columna y tiene huecos para los pernos de anclaje o desbastes en la base de la columna. Es similar a CB-1, usando el sistema de doble tuerca, lechada de cemento sin contracciones y unión soldada del refuerzo de la columna a la placa. Las dimensiones de la placa de base, son generalmente menores que las de la columna cuando se necesita el tratamiento arquitectónico de la junta. Después del montaje, normalmente se rellenan con lechada los huecos para los pernos de anclaje.

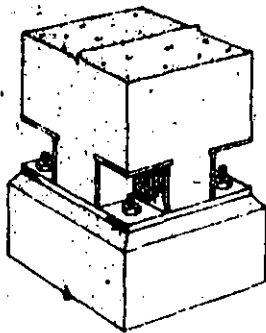
CB-3. Este detalle es un refinamiento de CB-2 debido a que no se usa una placa completa inferior de la base. Un ángulo, generalmente de 13 mm de espesor se deja embebido en las esquinas con una placa de base de 20 mm o mayor, soldada al ángulo. Para impedir que el concreto llene el hueco formado por el ángulo, se suelda una placa de 3 mm como tapa, en la parte superior del ángulo. Las barras de refuerzo pueden soldarse en la placa inferior o en los lados interiores de los ángulos, y traslaparse con las barras de refuerzo de la esquina de la columna que se



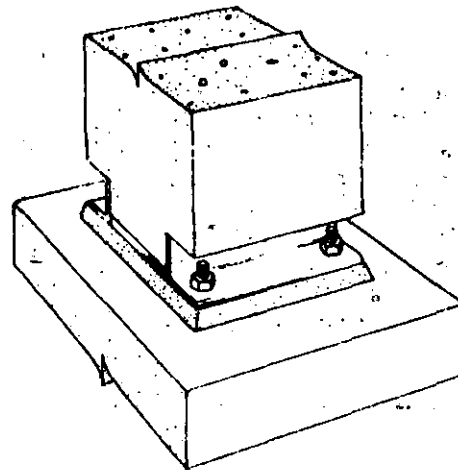
CB-1



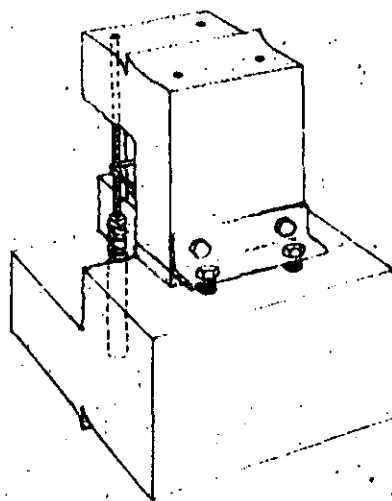
CB-2



CB-3



CB-4



CB-5

FIGURA 3-1. Condiciones típicas de base de columna

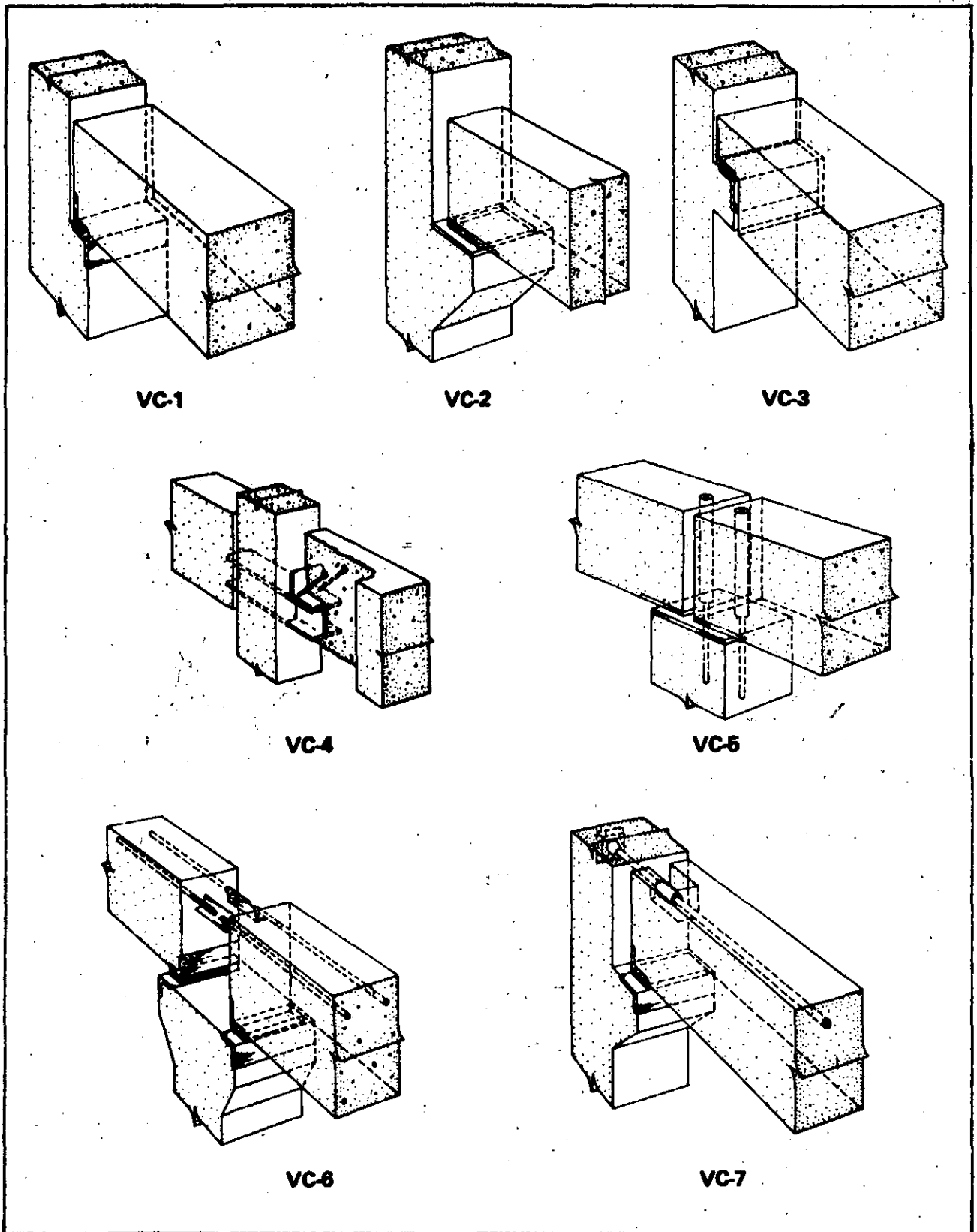
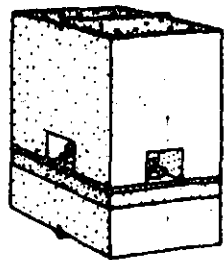
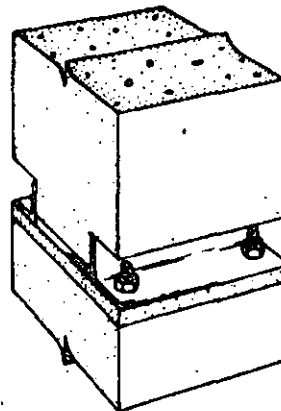


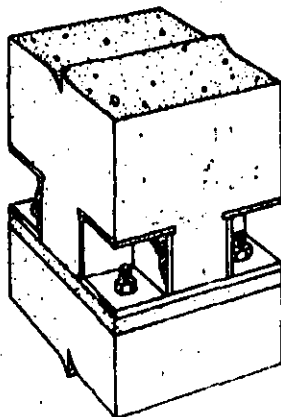
FIGURA 3-2. Conexões típicas de viga a colunas



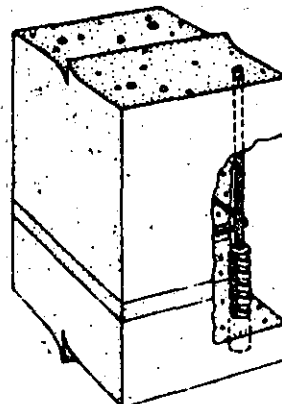
CC-1



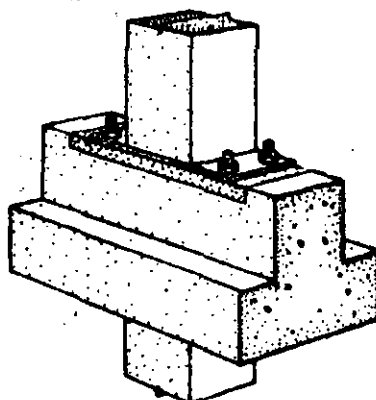
CC-2



CC-3



CC-4



CC-5

FIGURA 3-3. Uniones típicas de columna a columna

alinean aproximadamente con la línea central de los pernos de anclaje. Una ventaja de este tipo de detalle es que permite que una placa de base "normal" se ajuste a muchos diversos tamaños de columnas.

CB-4. Los ángulos están unidos con soldadura al refuerzo principal o espigas que traslapan con el refuerzo principal. En ocasiones se requiere la instalación de placas planas de base entre los ángulos. Para impedir la rotación, pueden unirse pernos soldados a las patas verticales de los ángulos, o los ángulos pueden sujetarse por medio de atiesadores.

CB-5. En este detalle, las barras principales de refuerzo de la columna sobresalen de la parte inferior de la columna y se insertan en el ducto metálico pulido, flexible, relleno de lechada de cemento empotrado en el cimiento. Es necesario un apuntalamiento temporal de la columna hasta que la lechada haya obtenido su resistencia deseada. Un método de contraventear es atornillar un ángulo a los insertos colocados dentro de la columna y la base, tal como se muestra en el dibujo.

3.2 VIGA A COLUMNA (VC)

Las conexiones de tipo VC-1 hasta VC-7 son sólo unas cuantas combinaciones de conexiones que se usan para las vigas a columna. Por sencillez, todas las vigas que se muestran son rectangulares, aunque pueden ser trabes de repisa doble, vigas "T" o doble "T".

VC-1. Este detalle muestra una cornisa o ménsula sin usar una viga con el extremo rebajado como se muestra en VC-3. En este diseño se requieren ángulos de confinamiento y/o amortiguadores de apoyo. El detalle que se muestra es para una condición simplemente apoyada. Puede también usarse para una conexión para momentos que use lechada sin contracciones entre el extremo de la viga y la columna, y que proporcione la transferencia de tensión en la parte superior de la viga.

VC-2. Esta es una variación de VC-1 con la ménsula de concreto reforzado que sobresale de la columna. Se muestra con un amortiguador elástico de apoyo y placas tanto en la ménsula como en la viga. Como en VC-1, este detalle se muestra para una condición de apoyos simples, pero puede desarrollarse a una conexión para momentos, en caso deseado. Los amortiguadores de apoyo son opcionales, de acuerdo con los requisitos del diseño.

VC-3. Este detalle se llama frecuentemente una conexión de extremo rebajado y normalmente requiere ángulos de confinamiento debido a los elevados esfuerzos. Para desarrollar este detalle en una conexión que resiste momentos, se requiere lechada no contráctil en dos superficies de

contacto diferentes, lo cual es un procedimiento difícil en la obra. La colocación del refuerzo en este detalle es probablemente el más crítico de todos los detalles de viga a columna que se muestran; en ningún lugar debe presentarse un plano de cortante sin reforzar entre el refuerzo de la conexión y el acero principal a la flexión.

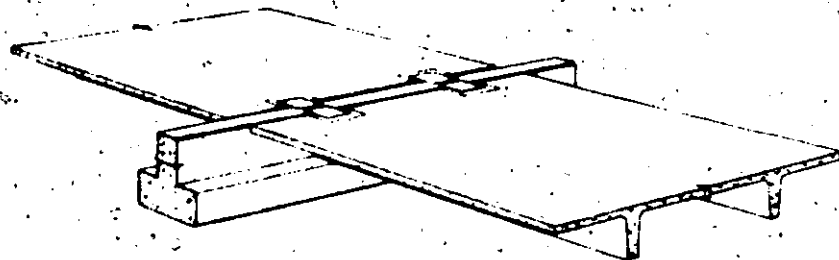
VC-4. Este detalle se usa frecuentemente cuando se desea ocultar la conexión de viga a columna. Se muestra una sección de patín ancho que sobresale de la columna. Pueden usarse otros perfiles de acero estructural, empotrado como vigas-T, canales dobles o placas dobles. Nuevamente, como en VC-3 la viga rebajada requiere cuidado en su detalle y colocación del refuerzo, deberán colocarse estribos bastante cercanos, en la columna inmediatamente arriba y abajo del perfil de acero estructural empotrado.

VC-5. Esta es una conexión por medio de espigas con varillas que sobresalen de la columna dentro de ductos o tubos de acero colocados dentro de la viga. Después se llena el tubo, con lechada. Para impedir restricción contra la rotación por cambio de volumen puede colocarse vermiculita, arena u otro material suelto en la parte interior del tubo, antes de colocar la lechada. En temperatura de congelación, es importante impedir que el agua penetre a los tubos antes de la inyección de lechada. En las superficies de apoyo se usan amortiguadores de apoyo, placas de acero o ángulos confinados.

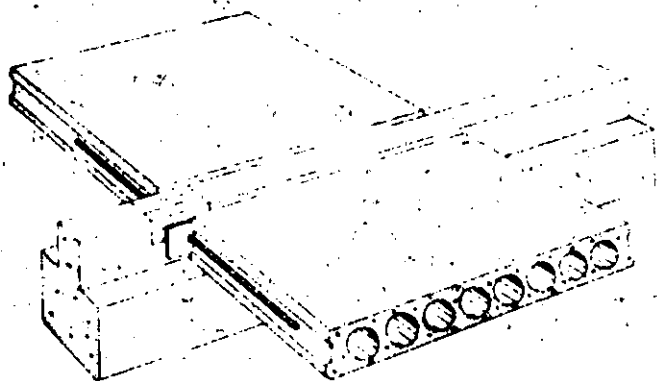
La conexión puede hacerse continua colocando refuerzo a la tensión traslapado o soldado similar al que se muestra en VC-6. Las varillas de tensión pueden también colocarse en la parte superior, o en los desbastes superiores de las vigas.

VC-6. Este detalle es una variación de conexión para momentos de VC-5, logrado por varillas de refuerzo soldadas a ángulos. Tiene la ventaja de permitir una extensión futura de la columna, colocando un perno de anclaje o insertos en el concreto vaciado en la obra entre los extremos de las vigas. Cuando se hace esto, las varillas confinadas con estribos de la columna, deberán sobresalir al cerramiento vaciado en la obra de la columna de abajo.

VC-7. Este detalle muestra una varilla recta para postensado que se tensa después de la colocación la lechada no contráctil, entre la columna y el extremo de la viga. Esto requiere un buen anclaje mecánico para impedir pérdida del esfuerzo de postensado, debido a deslizamiento o asentamiento. También requiere la colocación apropiada de los estribos de confinamiento para impedir un esfuerzo excesivo del apoyo bajo el anclaje extremo. El tendón podrá también curvarse y anclarse en la parte inferior de la viga, o hacerse continuo a través de ella.



LV-1



LV-2

FIGURA 3-4. Conexões típicas de losa e viga

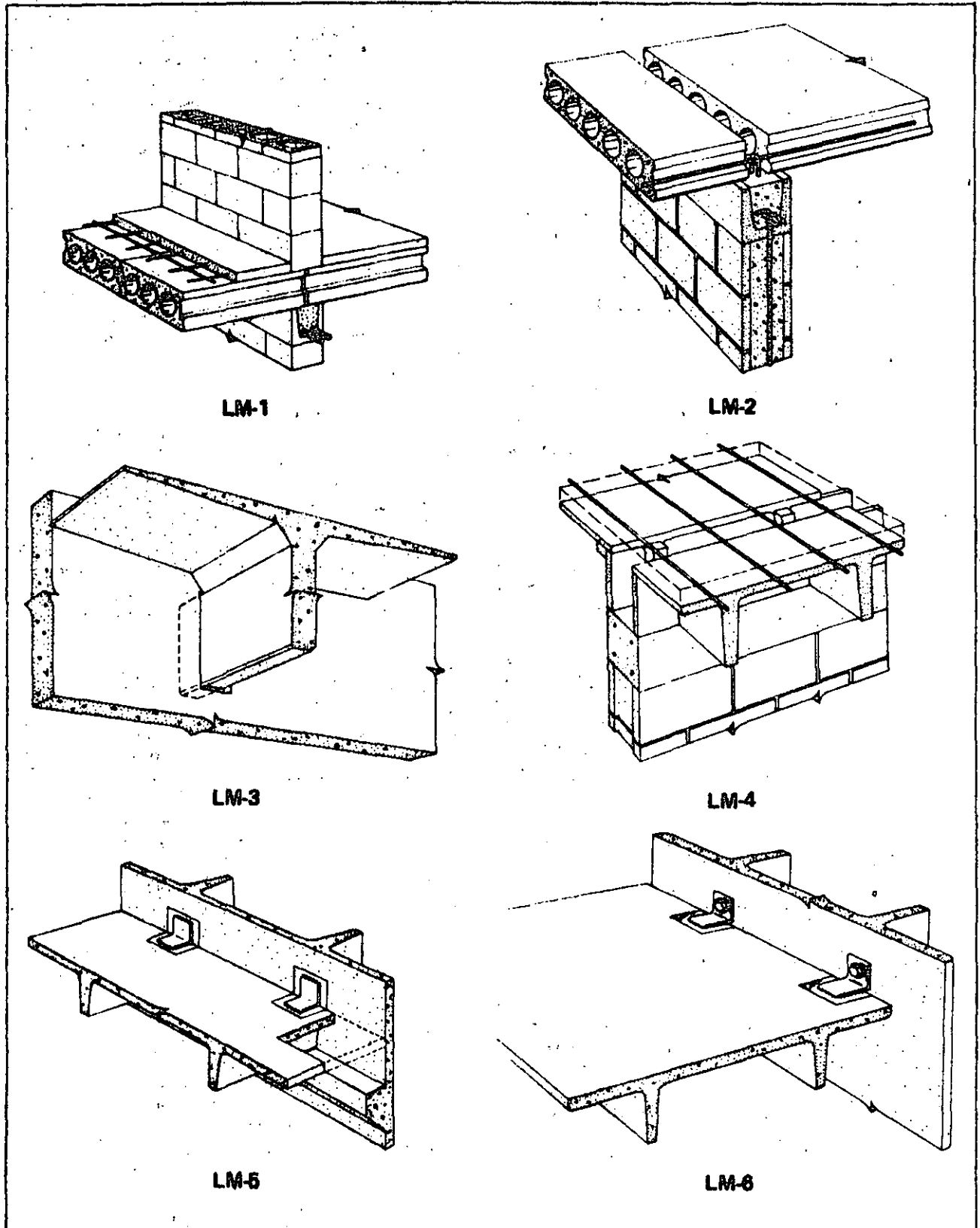


FIGURA 3-5. Conexiones típicas de losa a muro

3.3 COLUMNA A COLUMNA (CC)

Los detalles CC-1 hasta CC-5 presentan algunas uniones de columna. En la mayoría de las uniones de columna se usa lechada sin contracciones entre las superficies de contacto de los miembros para evitar las variaciones dimensionales debido a tolerancias de la construcción. Cuando se usan placas de base o superiores, éstas pueden tener el mismo tamaño de la columna o remeterse de 25 a 30 mm, dependiendo de los requisitos arquitectónicos. Deberán colocarse estribos de confinamiento muy cercanos en las columnas inmediatamente arriba y abajo de la junta. Pueden hacerse las conexiones con pernos de anclaje, barras de refuerzo con rosca o insertos. Deben tomarse providencias para el montaje y la alineación, como usar el sistema de doble tuerca.

CC-1. Este detalle usa cavidades para pernos de anclaje similares a CB-2. El refuerzo principal de la columna o las espigas que traslapan el acero de la columna están soldados a la placa de base. Las cavidades pueden colocarse en las esquinas o en los lados, tal como se muestra en el diseño.

CC-2. Esta es similar a CB-4, y usa los mismos detalles de refuerzo y amarre. El ángulo que se muestra remetido para propósitos arquitectónicos y de protección contra incendios, está cubierto con lechada sin contracciones.

CC-3. Este detalle es similar al detalle CB-3. Como se muestra aquí, se usa una placa de base de tamaño completo en vez de placas más pequeñas soldadas a los ángulos como se muestra en CB-3, también se muestra una placa superior en la parte de arriba de la columna abajo de la junta. El uso de placas superiores en las uniones de columnas dependen de los requisitos de diseño.

CC-4. Esta es similar a CB-5 y requiere todas las mismas consideraciones de detalle. Sin embargo, se han diseñado otros esquemas de unión temporal cuando las columnas que se unen tienen la misma sección transversal.

CC-5. El detalle que se muestra en CC-5 es una de las muchas variaciones para una columna unida a través de una viga continua. Pueden usarse todos los detalles CC-1, CC-2, CC-3 y CC-4 cuando las columnas están separadas por una viga. Es importante proveer refuerzo dentro de la viga, para transmitir las cargas entre las columnas. Deberá usarse lechada sin contracciones de 50 a 85 mm de espesor, bajo la placa de base para asegurar la transferencia de las cargas axiales de la columna.

3.4 LOSA A VIGA (LV)

El diseño de todas las conexiones de losa a viga, ya sea para pisos o techos, debe considerar los efectos de cambio

de volumen y la transferencia de fuerzas horizontales de losa a la viga cuando se asume que el piso o techo actúa como un diafragma. Los movimientos en la conexión entre losas de techo y las vigas pueden dañar el techado, por lo que debe considerarse un detalle especial de expansión. En pisos con recubrimiento vaciado en la obra, deberá colocarse un refuerzo o malla adicional a través de la viga para disminuir el agrietamiento.

LV-1. Este detalle muestra un marco de miembro de techo sobre un larguero. Usando las placas superiores soldadas y amortiguadores de apoyo, se transfieren las cargas laterales, pero se permite cierto movimiento por cambio de volumen. Las placas superiores soldadas pueden no necesitarse en todos los miembros ni en cada una de las espigas.

Son posibles diversas variaciones de este detalle. Por ejemplo, los extremos de las patas de la "T" pueden rebajarse para acomodarse a un mayor peralte de construcción, o si se requiere continuidad por el diseño, puede ser deseable soldar las espigas, considerando plenamente los efectos de cambio de volumen. Para pisos con recubrimiento, pueden eliminarse las placas soldadas. Sin embargo, deberá revisarse el efecto de los amortiguadores de apoyos, ya que ellos permiten cierto movimiento y esto puede ser suficiente para ocasionar grietas en el recubrimiento.

LV-2. Este detalle muestra una forma para desarrollar la acción de diafragma en una viga en un sistema de techo de núcleo hueco si la fricción no es suficiente para transferir las fuerzas laterales y por lo tanto se requiere una conexión positiva. Las placas se embeben en la posición superior del larguero y las espigas soldadas de varilla corrugada, se prolongan dentro de la unión rellena de lechada entre las losas. Las consideraciones de montaje pueden dictar un detalle diferente, como tener la parte superior de la viga más baja que la parte superior de las losas para permitir la colocación de varillas de refuerzo continuo en los cuñeros de la losa. Los detalles deben limitarse a los recomendados por los fabricantes locales siempre que correspondan a los requisitos de diseño. Los pisos con recubrimiento no requieren usualmente ninguna conexión adicional a la viga.

3.5 LOSA A MURO (LM)

Los detalles muestran algunas de las combinaciones de losas apoyadas sobre muros. También se muestra la conexión de una losa de techo a un muro paralelo. En la mayoría de los diseños se requiere cierto grado de continuidad en la conexión de losa a muro. Sin embargo, en general no es deseable una conexión completamente fija, especialmente con las losas en forma de "T", de claros mayores, y esto se impide usando los amortiguadores de apoyos.

LM - 1. Este detalle presenta una instalación típica de losas de núcleo hueco sobre muros de mampostería. Se ha previsto una viga de unión directamente abajo de las losas y la unión entre los extremos de éstas se rellena de lechada. En construcciones de pisos múltiples, es necesario

asegurar que los extremos de las losas pueden transmitir las fuerzas verticales de compresión. En construcciones de naves múltiples, deberá tomarse en consideración las fuerzas desarrolladas debido a la restricción de cambio de volumen.

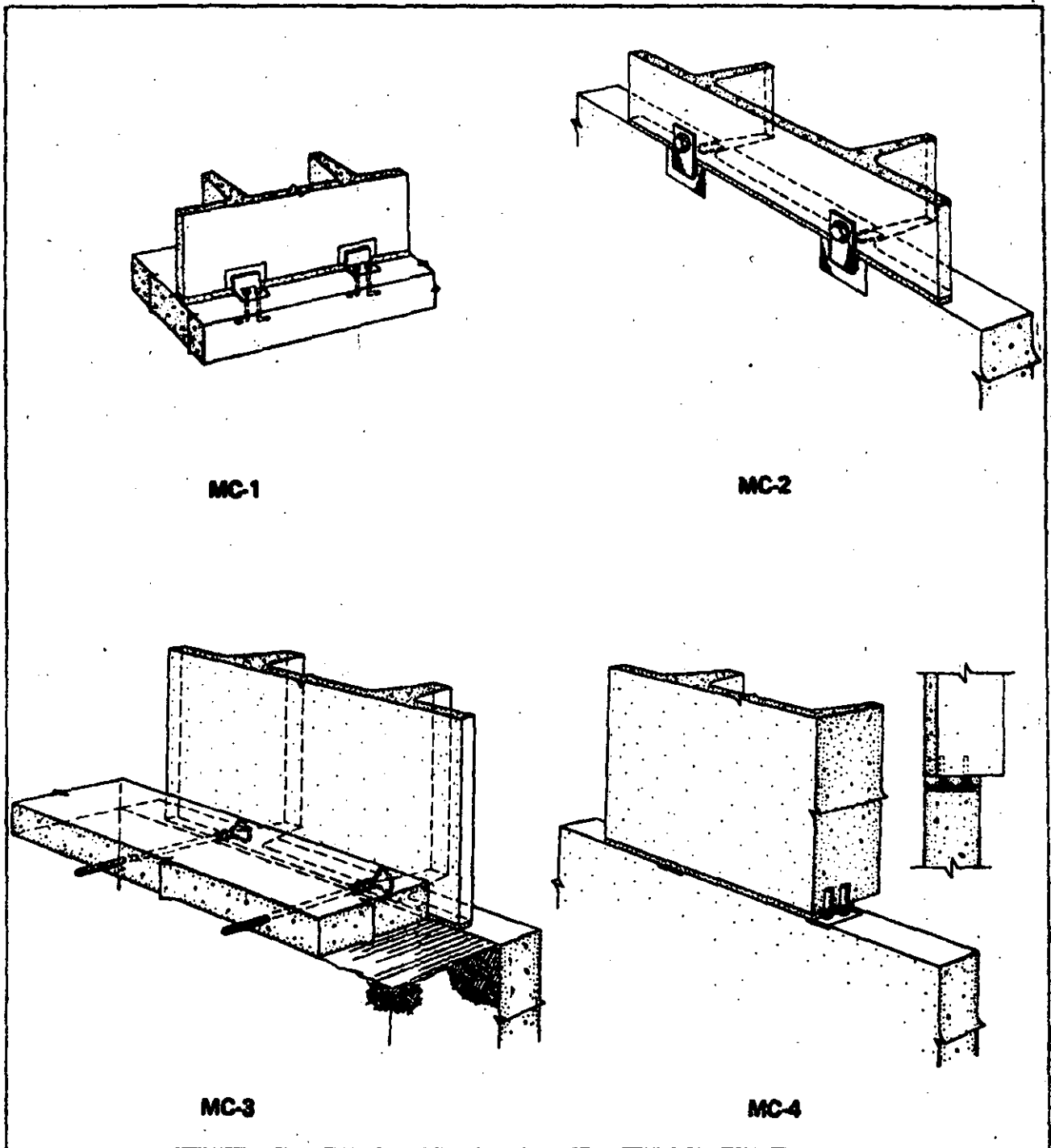


FIGURA 3-6. Conexiones típicas de muro a cimentación

LM-2. En este detalle se produce el anclaje positivo de las unidades de núcleo hueco al muro, insertando varillas en forma de horquilla en la viga de unión y empotrándola en la ranura para lechada entre los extremos de las losas. De ser necesario, pueden dejarse varillas empotradas en forma de L dentro de la viga de unión y dentro de los núcleos llenos de mortero del bloque, como se muestra, con objeto de transferir las fuerzas al muro. Para una acción positiva de diafragma de techo, o cuando no se use recubrimiento en los pisos, puede empotrarse en lechada una varilla de refuerzo dentro de los cuñeros entre las losas de núcleo hueco. Esta varilla también sirve para amarrar entre sí las losas, previniendo los problemas en las juntas.

LM-3. Este detalle muestra una estructuración de "T" sencilla dentro de una cavidad en un muro vaciado en la obra. En este tipo de conexión, es importante hacer la cavidad de un tamaño suficientemente amplio para evitar problemas al colocar los miembros. Si se usa recubrimiento, las espigas con rosca dentro de los insertos embebidos en el muro amarrarán las unidades del piso a éste. Pueden usarse amortiguadores elastoméricos de apoyos para reducir los efectos de momento negativo.

LM-4. Este detalle muestra un piso de doble "T", apoyado en un muro de mampostería con una viga de unión vaciada en la obra. En la construcción de edificios múltiples se usan frecuentemente rellenos prefabricados entre las almas de la "T" como moldes para el concreto colocado entre ellas. Los refuerzos pueden colocarse en el recubrimiento como se muestra para disminuir el agrietamiento en el muro.

LM-5. Los miembros de piso y techo frecuentemente se apoyan en ménsulas vaciadas a unidades de doble "T" o "T" sencilla que se usan como tableros de muro. Los amortiguadores elastoméricos bajo las patas se usan para impedir la formación de pares de momento. Las conexiones atornilladas ranuradas verticalmente, sirven para amarrar los miembros a la flexión en forma positiva a los tableros que conducen la carga, pudiendo usarse placas y ángulos soldados como se indica.

LM-6. Para conectar una losa de techo a un muro paralelo, es importante reconocer que la losa puede tener cambios cíclicos en la contraflecha, y podrán sufrir deflexiones conforme se colocan recubrimientos, techado y otras cargas. Esto requiere una conexión que pueda acomodar los movimientos verticales. Los ángulos ranurados con roldanas de baja fricción permiten este movimiento proporcionando simultáneamente un soporte lateral al muro y al mismo tiempo transfieren las cargas laterales.

Otro detalle que se usa frecuentemente, es el de soldar el patín de la losa directamente al muro. La rotación de la losa alrededor de la soldadura acomoda la mayoría de los

movimientos verticales de ella. Cuando se solda la losa al muro, deberán considerarse los efectos de los cambios volumétricos axiales de la losa.

3.6 MURO A CIMENTACION (MC)

Es esencial proporcionar dos partidas en cualquier conexión de un tablero de muro prefabricado a un muro de cimentación o a una zapata continua: (1) un método de unión a la zapata o a un piso capaz de tomar el cortante en la base en cualquier dirección; y (2) un método para nivelar y alinear el tablero del muro. Los siguientes detalles describen algunas de las formas para manejar estos requisitos. Las características que se muestran en los diferentes detalles pueden combinarse con objeto de cumplir con ambos requisitos.

MC-1. El tablero de muro está unido a la base por medio de ángulos soldados a placas embebidas en el tablero del muro. Los ángulos están unidos a la base con pernos de anclaje empotrados o taladrados dentro. La nivelación y alineación se hace a través del uso de calzas. El espacio entre el tablero y la zapata, se empaqueta con lechada no contráctil después de la unión, con objeto de transmitir la carga de diseño a la zapata.

MC-2. La placa ranurada se une a la base por soldeo a una placa embebida en el interior y a los tableros del muro por medio de pernos dentro de los insertos embebidos en los muros. Las calzas abajo de las nervaduras, de las "T", proporcionan la nivelación y la lechada no contráctil, proporciona la transferencia uniforme de la carga.

MC-3. En este detalle, se ha previsto un amarre entre la unidad del muro y la losa del piso por medio de barras con rosca en espiral dentro de los insertos colocados en los tableros. Para nivelar se usan calzas y lechada, análogamente a MC-1 y MC-2, y se debe proporcionar un contraventeo temporal hasta que el piso esté vaciado y alcance el nivel requerido de resistencia.

MC-4. En este detalle, se coloca un perno de vástago cuadrado, de cabeza redonda, en un inserto que se embebe y se taladra dentro de la base de un tablero de muro. Las cabezas se apoyan entonces sobre placas de acero embebidas dentro de los cimientos y los ajustes de nivelación se efectúan simplemente haciendo girar los pernos. También se proporcionan estribos similares a los que se muestran en los detalles anteriores y el espacio entre los tableros y los cimientos deberá llenarse con lechada no contráctil.

LM - 1. Este detalle presenta una instalación típica de losas de núcleo hueco sobre muros de mampostería. Se ha previsto una viga de unión directamente abajo de las losas y la unión entre los extremos de éstas se rellena de lechada. En construcciones de pisos múltiples, es necesario

asegurar que los extremos de las losas pueden transmitir las fuerzas verticales de compresión. En construcciones de naves múltiples, deberá tomarse en consideración las fuerzas desarrolladas debido a la restricción de cambio de volumen.

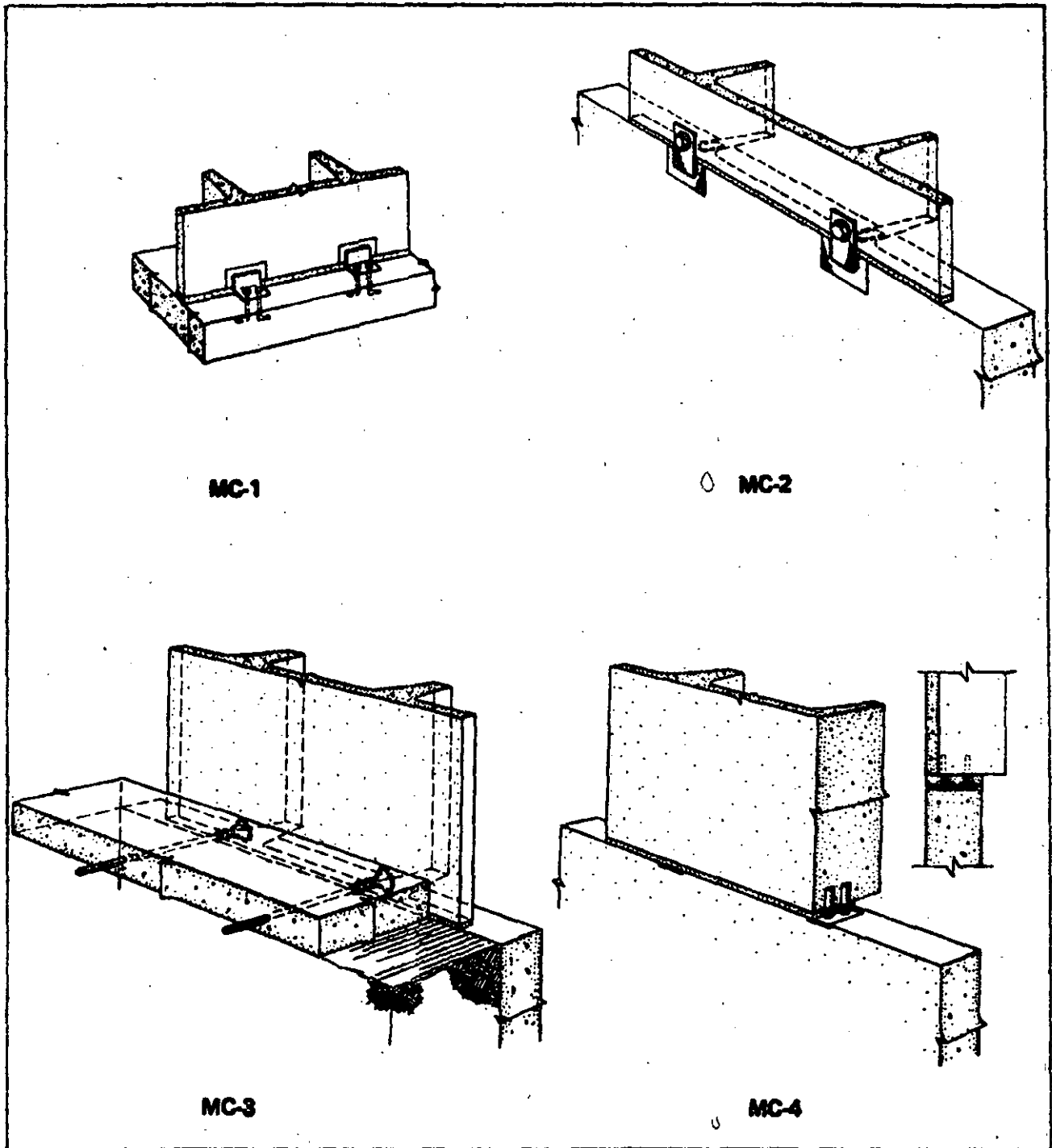


FIGURA 3-6. Conexiones típicas de muro a orientación

LM-2. En este detalle se produce el anclaje positivo de las unidades de núcleo hueco al muro, insertando varillas en forma de horquilla en la viga de unión y empotrándola en la ranura para lechada entre los extremos de las losas. De ser necesario, pueden dejarse varillas empotradas en forma de L dentro de la viga de unión y dentro de los núcleos llenos de mortero del bloque, como se muestra, con objeto de transferir las fuerzas al muro. Para una acción positiva de diafragma de techo, o cuando no se use recubrimiento en los pisos, puede empotrarse en lechada una varilla de refuerzo dentro de los cuñeros entre las losas de núcleo hueco. Esta varilla también sirve para amarrar entre sí las losas, previniendo los problemas en las juntas.

LM-3. Este detalle muestra una estructuración de "T" sencilla dentro de una cavidad en un muro vaciado en la obra. En este tipo de conexión, es importante hacer la cavidad de un tamaño suficientemente amplio para evitar problemas al colocar los miembros. Si se usa recubrimiento, las espigas con rosca dentro de los insertos embebidos en el muro amarrarán las unidades del piso a éste. Pueden usarse amortiguadores elastoméricos de apoyos para reducir los efectos de momento negativo.

LM-4. Este detalle muestra un piso de doble "T", apoyado en un muro de mampostería con una viga de unión vaciada en la obra. En la construcción de edificios múltiples se usan frecuentemente rellenos prefabricados entre las almas de la "T" como moldes para el concreto colocado entre ellas. Los refuerzos pueden colocarse en el recubrimiento como se muestra para disminuir el agrietamiento en el muro.

LM-5. Los miembros de piso y techo frecuentemente se apoyan en ménsulas vaciadas a unidades de doble "T" o "T" sencilla que se usan como tableros de muro. Los amortiguadores elastoméricos bajo las patas se usan para impedir la formación de pares de momento. Las conexiones atornilladas ranuradas verticalmente, sirven para amarrar los miembros a la flexión en forma positiva a los tableros que conducen la carga, pudiendo usarse placas y ángulos soldados como se indica.

LM-6. Para conectar una losa de techo a un muro paralelo, es importante reconocer que la losa puede tener cambios cíclicos en la contraflecha, y podrán sufrir deflexiones conforme se colocan recubrimientos, techado y otras cargas. Esto requiere una conexión que pueda acomodar los movimientos verticales. Los ángulos ranurados con rodanas de baja fricción permiten este movimiento proporcionando simultáneamente un soporte lateral al muro y al mismo tiempo transfieren las cargas laterales.

Otro detalle que se usa frecuentemente, es el de soldar el patín de la losa directamente al muro. La rotación de la losa alrededor de la soldadura acomoda la mayoría de los

movimientos verticales de ella. Cuando se solda la losa al muro, deberán considerarse los efectos de los cambios volumétricos axiales de la losa.

3.6 MURO A CIMENTACION (MC)

Es esencial proporcionar dos partidas en cualquier conexión de un tablero de muro prefabricado a un muro de cimentación o a una zapata continua: (1) un método de unión a la zapata o a un piso capaz de tomar el cortante en la base en cualquier dirección; y (2) un método para nivelar y alinear el tablero del muro. Los siguientes detalles describen algunas de las formas para manejar estos requisitos. Las características que se muestran en los diferentes detalles pueden combinarse con objeto de cumplir con ambos requisitos.

MC-1. El tablero de muro está unido a la base por medio de ángulos soldados a placas embebidas en el tablero del muro. Los ángulos están unidos a la base con pernos de anclaje empotrados o taladrados dentro. La nivelación y alineación se hace a través del uso de calzas. El espacio entre el tablero y la zapata, se empara con lechada no contráctil después de la unión, con objeto de transmitir la carga de diseño a la zapata.

MC-2. La placa ranurada se une a la base por soldeo a una placa embebida en el interior y a los tableros del muro por medio de pernos dentro de los insertos embebidos en los muros. Las calzas abajo de las nervaduras, de las "T", proporcionan la nivelación y la lechada no contráctil, proporciona la transferencia uniforme de la carga.

MC-3. En este detalle, se ha previsto un amarre entre la unidad del muro y la losa del piso por medio de barras con rosca en espiral dentro de los insertos colocados en los tableros. Para nivelar se usan calzas y lechada, análogamente a MC-1 y MC-2, y se debe proporcionar un contraventeo temporal hasta que el piso esté vaciado y alcance el nivel requerido de resistencia.

MC-4. En este detalle, se coloca un perno de vástago cuadrado, de cabeza redonda, en un inserto que se embebe y se taladra dentro de la base de un tablero de muro. Las cabezas se apoyan entonces sobre placas de acero embebidas dentro de los cimientos y los ajustes de nivelación se efectúan simplemente haciendo girar los pernos. También se proporcionan estribos similares a los que se muestran en los detalles anteriores y el espacio entre los tableros y los cimientos deberá llenarse con lechada no contráctil.

CAPITULO 4

ejemplos de diseño.

Los procedimientos de diseño, presentados en el Capítulo 2, se aplican a 18 problemas típicos de diseño. Las soluciones, tal como se presentan, siguen cálculos recomendados paso a paso a fin de familiarizar al lector con la lógica de la solución. Las ecuaciones de diseño se resuelven generalmente por cálculos hechos a mano para hacer resaltar los pasos lógicos.

Con objeto de poner énfasis en un buen criterio ingenieril, los factores de carga adicional utilizados en el diseño de conexiones, no son intencionalmente los apropiados.

Aquellos que se usan no son necesariamente los que se seleccionarían para todos los diseños de conexiones similares al del problema.

En cuanto uno se familiariza con los diseños de conexiones, se utilizan métodos abreviados. Las tablas y gráficas en el Apéndice proporcionan soluciones a la mayoría de las ecuaciones para la gama de parámetros que comúnmente se encuentran en los diseños de conexiones. Estos auxiliares de diseño simplifican y aceleran el diseño de las conexiones.

PROBLEMA 1. REFUERZO DE FRICCIÓN POR CORTANTE

Determinese el refuerzo de fricción por cortante a través de una fisura potencial que se muestra en detalle.

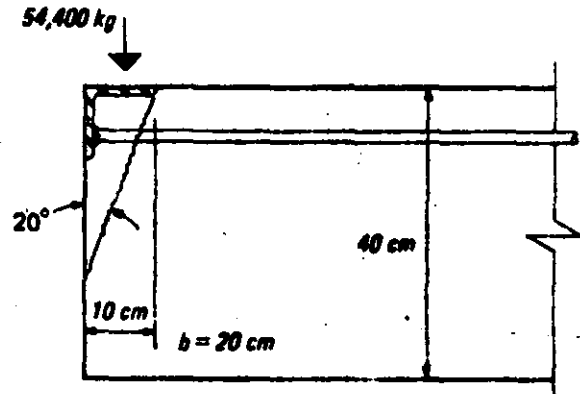
Datos:

$$\begin{aligned} V_u &= 54,400 \text{ Kg} \\ f_{yv} &= 2,800 \text{ Kg/cm} \\ T_u &= 0 \\ \mu &= 1.4 \end{aligned}$$

Determinese: A_{vf}

Utilícese la ecuación (2-1)

$$A_{vf} = \frac{54,400}{0.85 (2800) 1.4} = 16.3 \text{ cm}^2$$



Usense varillas de refuerzo o espigas corrugadas unidas a la pata vertical del ángulo. Con respecto a las espigas, revíse f_{yv} para un valor más alto.

Revíse v_u

$$v_u = \frac{54,400}{40 (20)} = 68 \text{ kg/cm}^2 > 60 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Tabla 2-2)}$$

Por lo tanto, modifíquese μ .

Modifíquese A_{vf}

Usese la ecuación (2-2) para μ' :

$$\mu' = 1.4 \left[\frac{21.1 (1.4)}{68} + 0.5 \right] = 1.3$$

Como A_{vf} se incrementa debido al μ más pequeño, utilícese $\mu' = 1.2$ en el siguiente intento en la ecuación (2-1) para determinar A_{vf} .

Nota: Usar $d = 40 \text{ cm}$, es más conservador que considerar el cortante en la grieta potencial.

Determinese v_u suponiendo un ángulo de agrietamiento a 20°

$$V_n = \sin 20^\circ (54,400) = 18,600 \text{ kg}$$

$$V_p = \cos 20^\circ (54,400) = 51,120 \text{ kg}$$

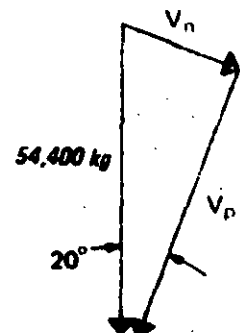
Cortante desarrollado por V_n :

$$1.4 (18,600) = 26,040 \text{ kg}$$

La parte de V_p resistida por el refuerzo:

$$51,120 - 26,040 = 25,080 \text{ kg}$$

$$v_u \text{ (en el plano del agrietamiento)} = \frac{25,080}{20 \left(\frac{10}{\sin 20^\circ} \right)} = 43 \text{ kg/cm}^2 < 60 \text{ kg/cm}^2$$



PROBLEMA 2. DISEÑO DE AMORTIGUADORES DE APOYO

Investiguese un amortiguador de neopreno de 6 mm para los datos que se proporcionan.

Datos

Veáanse las ayudas de diseño B-2 y B-3

$$w = 10 \text{ cm}$$

$$b = 10 \text{ cm}$$

$$t = 0.63 \text{ cm}$$

$$\text{Durómetro} = 50$$

$$V = 1,000 \text{ kg}$$

$$T = 210 \text{ kg}$$

Determinese la resistencia a compresión

$$t = 0.63 \text{ cm}$$

$$f = \frac{1,000}{10 (10)} = 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Factor de forma} = \frac{10 (10)}{2 (10 + 10) (0.63)} = 4$$

De la ayuda de diseño B-3 la deformación unitaria = 3% < 15%, CORRECTO.

Determinese la deformación unitaria por cortante.

Utilícese $G = 7.73 \text{ kg/cm}^2$ de la ayuda de diseño B-3

$$a_p = \frac{210 (0.63)}{10 (10) 7.73} = 0.17 \text{ cm}$$

$$\text{Esfuerzo cortante} = \frac{210}{10 (10)} = 2.1$$

Deformación unitaria

$$\text{por cortante} = \frac{0.17}{(0.63)} = 0.27, \text{ o sea: } 27\% < 50\%, \text{ CORRECTO.}$$

Revisión del deslizamiento

La capacidad máxima de la fuerza cortante con la ecuación (2-21):

$$F_s = \mu_s (V) = 0.7 (1,000) = 700 \text{ kg} > 210 \text{ kg}, \text{ no hay deslizamiento.}$$

PROBLEMA 3. REFUERZO CONFINADO DE APOYO

Diséñese el refuerzo confinado de apoyo para una viga que tenga reacciones últimas en el extremo, como se muestra, y asegurando que la conexión sea más resistente que los miembros que conecta.

Datos

Véase la figura 2 2

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$w = 13 \text{ cm}$$

Grado 60 de refuerzo

$$\mu = 1.4$$

$$V_u = 4/3 (82000) = 109,333 \text{ Kg}$$

$$T_u = 4/3 (33000) = 44,000 \text{ Kg}$$

Determinese A_{vf}

Utilizando la ecuación (2-5).

$$A_{vf} = \frac{1}{0.85 (4200)} \left[\frac{109,333}{1.4} + 44,000 \right] = 34.2 \text{ cm}^2$$

$$V_u = \frac{109,333}{70(30)} = 52 < 60, \text{ CORRECTO}$$

Seleccíonese 6 varillas del No. 9.

$$2.0 l_d = 114 \text{ cm (ayuda de diseño B-19).}$$

Determinese A_{sh}

Utilizando la ecuación (2-6) y $\mu = 1.4$

Utilizando refuerzo del grado 40.

$$A_{sh} = \frac{34.2 (4200)}{1.4 (2800)} = 36.6 \text{ cm}^2$$

Utilizando estribos cerrados del Núm. 5.

$$\frac{36.6}{2 (1.98)} = 10 - \text{se necesitan 10 estribos del Núm. 5.}$$

Determinese A_{cv} y A_{ch}

Utilizamos la ecuación (2-7)

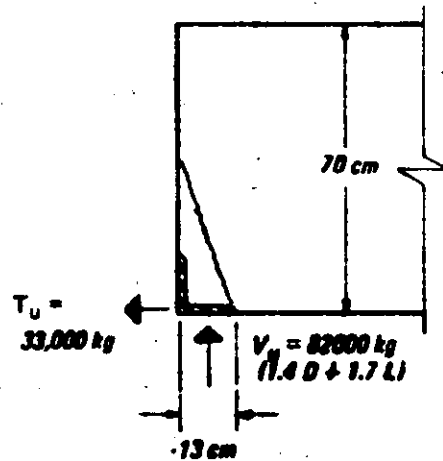
$$A_{cv} = A_{ch} = \frac{109,333}{8 (2800)} = 4.88 \text{ cm}^2$$

Usense 2 varillas verticales del Núm. 6 (5.74 cm^2)

2 grapas horizontales del Núm. 4 (5.08 cm^2)

Revisense los esfuerzos de aplastamiento

$$f_{bu} = \frac{109,333}{30 (13)} = 280.34 \text{ kg/cm}^2 < 0.85 f'_c \text{ CORRECTO.}$$



Diséñese la soldadura de A_{VI} con el ángulo confinado

Supóngase un ángulo de 127 x 127 x 13 mm.

De la figura 2-8, selecciónese $t_w = 11.2$ cm y determinese l_w .

T_w por varilla del Núm. 9 = 6.42 (4,200) = 26,965 kg.

De la ecuación (2-15) o de la ayuda de diseño B-18 para $L_w = 10$ cm.

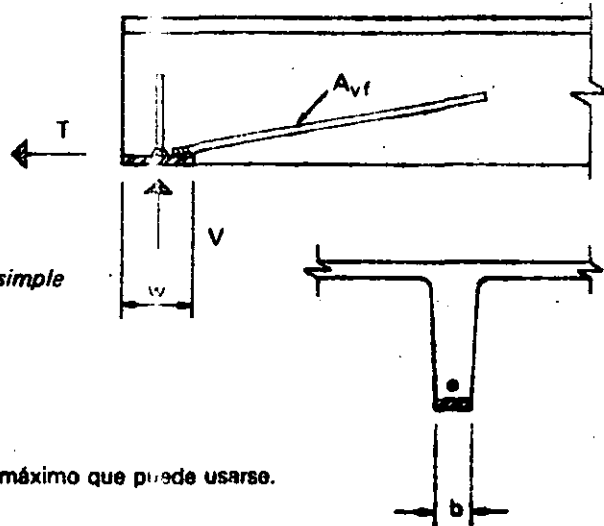
$T_w = 13,880$ Kg.; $2 (13,880) > 26,965$. CORRECTO.

PROBLEMA 4. REFUERZO DE APLASTAMIENTO PARA VIGAS DOBLE "T".

Diséñese el refuerzo de un apoyo para el patín de una viga doble "T".

Datos

$V = 2,600 \text{ kg}$ (carga de servicio)
 $T = 1,000 \text{ kg}$ (carga de servicio)
 $b = 10 \text{ cm}$
 $w = 10 \text{ cm}$
 $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
 Factor de carga $1.6 (4/3) = 2.13$
 Refuerzo grado 40



Revítese el aplastamiento para el apoyo de concreto simple

Véase la figura 2-1

Usese las ecuaciones (2-3) y (2-4)

$$s = \frac{10}{2} = 5 \quad s/w = (5/10) = 0.5$$

$sw = 5(10) = 50 \text{ cm}^2 < 58 \text{ cm}^2$ que es el valor máximo que puede usarse.

$$T_u/V_u = T/V = \frac{1,000}{2,600} = 0.385 \approx 0.4$$

$$f_{bu} = 0.7 (18.58) \sqrt{350} \sqrt[3]{0.5} \left(\frac{50}{1290} \right)^{0.4} = 52.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u \text{ (disponible)} = f_{bu} \times wb = 52.62 \times 10 \times 10 = 5,262 \text{ kg}$$

$$V_u \text{ (requerida)} = 2.13 \times 2,600 = 5,540 \text{ kg}$$

Diseño para aplastamiento en el apoyo de concreto simple, CORRECTO.

Determinese A_{vf}

$$T_u = 2.13 \times 1,000 = 2,130 \text{ kg}$$

El diseñador experimentado resistiría la fuerza T_u con A_{vf} ya que $T_u/V_u > 0.2$.

$$A_{vf} \text{ (solamente para } T_u) = \frac{2,130}{0.85 \times 2800} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Usese una varilla del Núm. 3 o un perno corrugado.

$2.0 l_d = 61 \text{ cm}$, mínimo, de acuerdo con la ayuda de diseño B 19

PROBLEMA 5. MENSULA PARA COLUMNA DE CONCRETO

Diseñe una ménsula para columna de concreto reforzado, con una altura total de 55 cm sobre una columna de 40 cm de ancho.

Datos:

Véase la figura 2.3

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_u = 75,000 \text{ kg al amortiguador del apoyo}$$

$$T_u = 18,500 \text{ kg}$$

Refuerzo del grado 40

$$\text{Factor de carga} = 1.6 (4/3) = 2.13$$

Determinese A_{vt}

Calcule la longitud del amortiguador del apoyo, suponiendo una carga de servicio de 70 kg/cm² sobre el amortiguador de apoyo.

$$w = \frac{75000}{40 \cdot (70) \cdot (2.13)} = 12.57 \text{ cm, o sea } 13 \text{ cm}$$

$$l_v = 2.5 + 2/3 \cdot (13) = 11.2 \text{ cm (permitiendo 2.5 cm entre la viga y la columna)}$$

$$d = 55 - 2.0 - 1.3 = 51.7 \text{ cm, con un recubrimiento de 2 cm}$$

$$l_v/d = \frac{11.2}{51.7} \cong 0.2$$

Solúcionese la ecuación (2-8) para C_2

$$T_u/V_u = \frac{18,500}{75,000} = 0.25$$

$$C_1 = 6.30 \text{ (ayuda de diseño B-8)}$$

$$C_2 = \frac{75,000}{(0.265) \cdot 0.85 \cdot (40) \cdot 51.7 \cdot \sqrt{350} \cdot (6.30)} = 1.37$$

$$\text{De la ayuda de diseño B-9, } \rho_{vf} \cong 0.0055 \text{ (por interpolación) } A_{vt} = 0.0055 (40) 51.7 = 11.37 \text{ cm}^2$$

Utilícense 3 varillas del número 7 (11.6 cm²)

Revítese el anclaje de las varillas transversales soldadas

Véase la figura 2-8 - 4 uniones de soldadura por cada intersección.

Selecciónese $t_w = d_b/2 = 1.11$ cm

$$I_w = 4 (3/4 d_b) = 6.6 \text{ cm.}$$

$T_w = 10,433$ kg de ayuda de diseño B-18 o de la ecuación (2-15)

$$A_s f_y = 3.87 (2,800) = 10,836 \text{ kg}$$

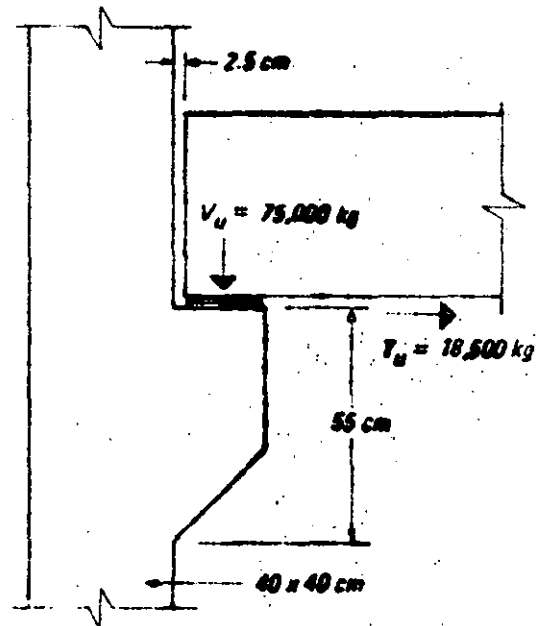
Utilícese una sola varilla cruzada

Determinese A_{vh}

$$A_{vh} = A_{vf}/2 = \frac{11.4}{2} = 5.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Use estribos del No. 4, } = \frac{5.7}{2 (1.27)} = 2.28$$

Use tres estribos del número 4.



PROBLEMA 6. CONEXIONES DE EXTREMO DESBASTADO

Diséñese la conexión de extremo desbastado para una T sencilla apoyada sobre un larguero.

Datos

Vea la figura 2-4

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo de grado 40

Peralte de la T = 75 cm

$$V_u = 10,400 \text{ kg}$$

b = 20 cm

$$T_u = 2,000 \text{ kg}$$

Desbaste = 25 cm de altura por 15 cm de longitud

Determinese A_{vf} para las grietas A y B

Usese la ecuación (2-5)

$$A_{vf} = \frac{1}{0.85 \times 2,800} \left[\frac{10,400}{1.4} + 2,000 \right] = 3.99 \text{ cm}^2; \approx 4.0 \text{ cm}^2$$

Utilícense 2 varillas del Núm. 5, $2.0 l_d = 61 \text{ cm}$

Revítese la relación l_v/d

$$d = 50 - 2 - 0.6 = 47.4 \text{ cm (con 2 cm de recubrimiento)}$$

$$l_v = 2.5 + 2/3 (12.7) = 10.9 \text{ cm (2.5 cm de holgura)}$$

$$l_v/d = \frac{10.9}{47.4} = 0.23 < 0.4 \text{ CORRECTO}$$

Revítese v_u

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{10,400}{20 \times 47.4} = 10.8 \text{ kg/cm}^2 < 60 \text{ kg/cm}^2, \text{ CORRECTO}$$

Determinese A_{sh} para la grieta C

Utilícense la ecuación (2-6)

$$A_{sh} = \frac{4 \times 2,800}{1.4 (2,800)} = 2.85 \text{ cm}^2$$

Usense dos estribos cerrados del Núm. 3

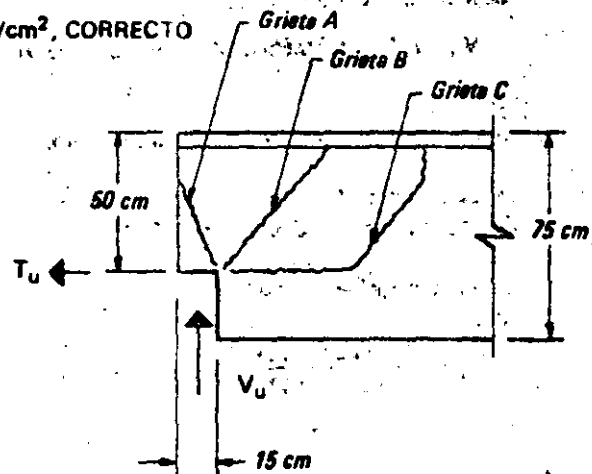
Determinese A_{vh}

$$A_{vh} = A_{vf}/2 = 2.0 \text{ cm}^2$$

Usense dos estribos del Núm. 3

Generalidades

La revisión de f_{bu} y la soldadura del refuerzo no están cubiertos en este ejemplo (véase el problema 3). Coloque todos los estribos de cortante A_{sh} al espaciamiento necesario para cruzar la grieta B.



PROBLEMA 7. MENSULA DE ACERO EMPOTRADA

Determinese la capacidad última de una sección de acero S10 x 35 empotrada en una cara de una columna prefabricada de concreto y que sobresale 15 cm.

Datos

Véase la figura 2-5.

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

Acero estructural A 36.

Determinese la capacidad máxima del acero

$$I_e = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

$$I_v = \frac{2}{3} \times 13 + 2.5 + \frac{45}{6} = 18.5 \text{ cm (con 2.5 libres entre la viga y la columna).}$$

Capacidad de momento:

$$Z \text{ para S10 x 35} = 580 \text{ cm}^3$$

$$V_u = \frac{f_y (Z)}{I_v} = \frac{2,530 (580)}{18.5} = 79,333 \text{ kg}$$

Capacidad al corte (AISC):

$$V_u = 0.55 f_y t_d = 0.55 (2,530) 1.5 (25) = 53,016 \text{ kg.}$$

Determinese la capacidad máxima del concreto.

Usese ecuación (2-9).

Ancho del patín de S10 x 35 = 12.5 cm.

$$I_v/I_e = \frac{18.5}{45} = 0.41$$

$$V_u = \frac{(0.85) 350 (12.54) 45}{(3 + 4 (0.41))} = 36,065 \text{ kg}$$

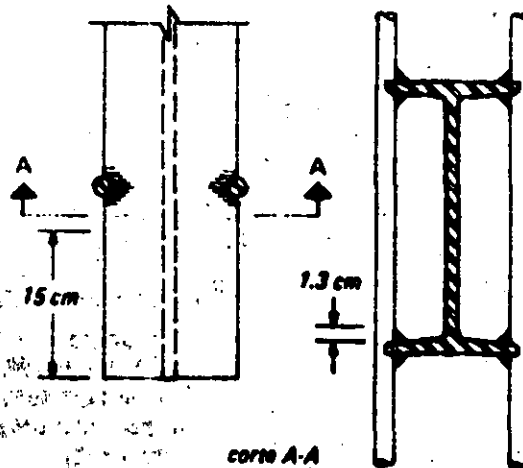
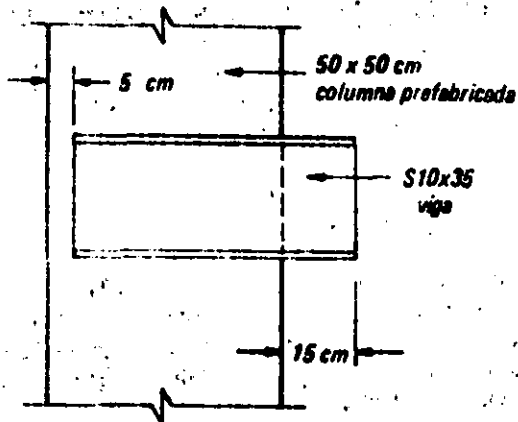
Mediante refuerzo, increméntese la capacidad del concreto.

Capacidad del acero = 53,016 kg

Capacidad concreto = 36,065 kg

El refuerzo debe tomar = 16,951 kg

$$A_s = \frac{16,951}{2,800} = 6.06 \text{ cm}^2$$



Usense 2 varillas del Núm. 6 grado 40 soldadas a los patines.

l_w en cada soldadura, para la mitad del perímetro de la varilla $\pi \frac{1.9}{2} = 3$ cm de la barra.

Para soldadura $t_w = 1.3$ cm; úsese 0.707 (1.3) \cong 1.0 cm.

De la ayuda de diseño B-18, $T_w = 1180$ kg/cm

$$l_w = \frac{A_b f_y}{1,180} = \frac{2.87 \times 2,800}{1,180} = 6.8 \text{ cm}$$

$$\text{Número de soldaduras por varilla} = \frac{6.8}{3.0} = 2.3$$

Usese soldadura en 4 puntos (véase esquema).

De la ayuda de diseño B-19, para varillas del Núm. 6 longitud $45 + 25.4 + 34.3 \cong 105$ cm.

Otras formas de incrementar la capacidad del concreto.

Usense anclas de pernos con varilla corrugada.

Usense ángulos para incrementar el ancho b, como se muestra en la figura 2-5, en el lado inferior derecho.

PROBLEMA 8. FUERZAS DE CAMBIO DE VOLUMEN

Determinense las fuerzas máximas horizontales que resultan de los cambios de volumen restringidos para un edificio prefabricado de 8 naves, de 2 pisos.

Datos

Columnas de 2 pisos de 40 x 40 cm; altura de los pisos = 4.30 m
 Larguero de repisa preforzado de 9 m en cada piso; factor de masa = 12.7 cm.
 Relación del esfuerzo a la resistencia en los largueros de repisa = 0.20
 f'_c de todo el concreto = 350 kg/cm²; $E_c = 300,000$ kg/cm² (peso normal)
 Montaje: 40 días después de la fabricación.
 Cambio total de temperatura = 11° C descenso
 Factor de carga = 1.6

Determinese el acortamiento total para una viga de 9 m.

Usense los siguientes auxiliares de Diseño:

Contracción y fluencia = B-13.
 Temperatura = B-16.

Factor K_m = B-14
 Factor K_p = B-15.

Contracción — úsese la ecuación (2-12)

ϵ_s largo plazo = 0.00050 cm/cm
 ϵ_s 40 días = 0.00027 cm/cm
 K_m largo plazo = 0.92
 K_m 40 días = 0.42
 $\Delta \epsilon_s = [0.92(0.00050) - 0.42(0.00027)]$
 = 0.00035 cm/cm acortamiento
 desde el tiempo de montaje

Fluencia úsese la Ecuación (12-13)

ϵ_c largo plazo = 0.00102 cm/cm
 ϵ_c 40 días 0.00080 cm/cm
 K_m igual que para contracción
 K_p para una relación de 0.20 = esfuerzo/resistencia = 0.35
 $\Delta \epsilon_c = 0.35 [0.92(0.00102) - 0.42(0.00080)]$
 = 0.00024 cm/cm acortamiento desde el tiempo de montaje.

Temperatura — úsese la ecuación (2-14).

$\Delta \epsilon_t = 10.8 \times 10^{-6} (11) = 0.00012$ cm/cm.

Deformación unitaria total por acortamiento. = $\Delta \epsilon_s + \Delta \epsilon_c + \Delta \epsilon_t = 0.00071$ cm/cm

Acortamiento total en cada extremo de la viga = $\frac{9.00 (0.00071)}{2} = 0.32$ cm

Determinese la fuerza de restricción para una referencia de 2 pisos, de una sola nave

Véase la ayuda de diseño B-17

Supóngase 100% de empotramiento en la base.

$$I_c = \frac{40 \times (40)^3}{12} = 213,333 \text{ cm}^4$$

$$E_{ct} = E_c/2 = 302333/2 = 151166 \text{ kg/cm}^2 \text{ a largo plazo}$$

$$F_v = \frac{9.43 E_{ct} I_c \beta_c}{h^3} = \frac{9.43 (151,166) 213,333 (0.33)}{77854,483} = 1289 \text{ kg}$$

Determinese el T_u máximo en un edificio de 8 naves.

La fuerza máxima se presenta en el centro de rigidez de masas o, para un edificio simétrico de naves iguales, en la columna entre la cuarta y quinta nave.

Véase la ayuda de diseño B-17

$$n = 8, i = 4$$

$$F_i = F_v (i) (n + 1 - i) = 1289 (4) (8 + 1 - 4) = 25,780 \text{ kg}$$

$$T_u = 1.6 (25,780) = 41,248 \text{ kg}$$

T_u debe considerarse en el diseño de la conexión de viga a columna, a menos que se desarrollen detalles para eliminar o reducir estas fuerzas axiales de restricción de cambio de volumen. Para conceptos adicionales de cambio de volumen, véase el Problema 10.

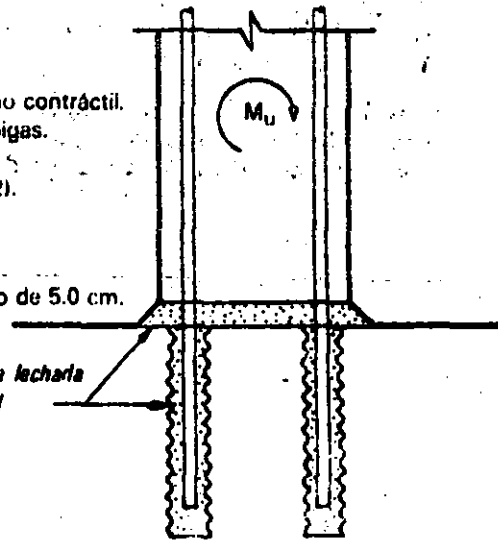
PROBLEMA 9. CONEXION PARA MOMENTOS EN LA BASE DE UNA COLUMNA

Diséñese una conexión para momentos en una columna prefabricada de concreto con anclas colocadas en un ducto metálico de interconexión, pulido, relleno de lechada.

Datos.

Vea la figura 2.10

- M_u aplicado en la base de la columna = 12,000 kg·m
- Columna prefabricada de concreto 40 x 40 cm.
- $f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$ para la columna de concreto y el mortero no contráctil.
- Refuerzo del grado 60, usándose 4 varillas en total como espigas.
- No tomar en cuenta la carga axial para este problema.
- Espesor de la pared del ducto = 0.068 cm (véase la Sec. 2.8.2).



Determinese el área del refuerzo

Supóngase varilla Núm. 8 en cada esquina con recubrimiento de 5.0 cm.

$$A_s f_y = 2.00 (5.1) 4200 = 42,840 \text{ kg}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{42,840}{0.85 (40) (400)} = 2.96 \text{ cm}$$

$$d = h/2 - 40 = 20 - 40 = -20 \text{ cm} \quad \text{No aplica}$$

Habiendo previsto M_u , no se toman en cuenta las varillas en el lado de la compresión.

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

$$= 0.90 \times 42,840 \times 32.2 = 12415 \text{ kg·m} > 12,000 \text{ kg·m, CORRECTO}$$

Determinese la longitud de desarrollo

Usese la ecuación (2-19)

$$l_e = \frac{5.1 (4200)}{0.85 (8) 84.51} = 37.3 \text{ cm}$$

Usense 38 cm de empotramiento de las espigas.

Insértense varillas del Núm. 8 que se proyecten de la columna en el ducto relleno de lechada.

Selecciónese un ducto de diámetro interior de 6.5 cm mínimo y úsese un cemento limpio en un mortero no contráctil que tenga $f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$.

Selecciónese una longitud de ducto de 45 cm.

Selecciónese el refuerzo de confinamiento del ducto

$$A_{sh} = \frac{a_s d_y}{\mu f_{ys}} = \frac{5.07 (4200)}{1.4 (2800)} = 5.43 \text{ cm}^2$$

Usense estribos del grado 40.

$$\text{Número de estribos del Núm. 3} = \frac{5.43}{2 (0.71)} = 3.8$$

Usense 4 estribos del Núm. 3 espaciados uniformemente en toda la longitud del ducto y circundando los 4 ductos.

PROBLEMA 10. EFECTO DEL AMORTIGUADOR DEL APOYO SOBRE LA RESTRICCIÓN

En vez de una condición completamente restringida del Problema 8, supóngase que se usa un amortiguador de apoyo de neopreno. Determinese la fuerza máxima T_U que pueda desarrollar el amortiguador y la T_U esperada resultante de las fuerzas axiales de cambio de volumen parcialmente restringidas.

Datos

Amortiguador de neopreno de diámetro 50.

18 x 41 x 1.3 cm de espesor.

$V_U = 87,000 \text{ kg}$

Determinese el T_U máximo por viga.

Use la ecuación (2.21) y $\mu_s = 0.7$

$$T_U = F_S = 0.7 \times 87,000 = 60,900 \text{ kg}$$

El amortiguador de neopreno puede desarrollar una T_U de 41248 kg en el Problema 8, suponiendo que el amortiguador de neopreno no tenga efecto en la generación de una fuerza.

Determinese la fuerza vertical de restricción para una referencia de una sola nave.

Véase el caso 8-17

B-17 como una carga espectral de la viga

Por lo tanto, la deformación por cortante del amortiguador del apoyo y la deflexión de la viga desarrollarse de la misma fuerza horizontal, la dimensión a_c de la columna puede calcularse a T de la ayuda de diseño B-17 de la ayuda de diseño B-2 ya que $F_V = T$.

$$a_c = \frac{G_t (wb) \Delta}{1.27 \left[\frac{G_t (wb)}{1} + \frac{9.43 E_{ct} I_c}{h^3} \right]}$$

en donde $wb = 18 (40) = 720 \text{ cm}^2$

$$G_t = G/2 = \frac{1.13}{2} = 0.565 \text{ kg/cm}^2 \text{ (ayuda de diseño B-3)}$$

$$a_c = \frac{0.565 (720) (0.37)}{1.27 \left[\frac{0.565 (720)}{1} + \frac{9.43 (151,166) (213,333)}{(427)^3} \right]} = 0.115 \text{ cm para columnas de 2 pisos}$$

$$F_V = \frac{(9.43) (151,166) (213,333) (0.115)}{(427)^3} = 449 \text{ kg para una nave de referencia de 2 pisos}$$

Determinese el T_U máximo

$$F_t = 449 (4) (8 + 1 - 4) = 476.3 \times 4 \times 5 = 9140 \text{ kg}$$

$T_U = (1.6) (9140) = 14,624 \text{ kg máx. si se utiliza almohadilla de neopreno}$

$$T_U/V_U = 14,624/87,000 = 0.17$$

La restricción completa resulta en $T_U/V_U = 41248/87,000 = 0.47$

PROBLEMA 11. PLACA DE BASE DE COLUMNA

Determine el espesor necesario para una placa de base de columna, y el tamaño de los pernos de anclaje, considerando las cargas tanto de montaje como finales.

Datos

Ver la figura 2-11

Placa de base A36 de 50×50 cm

Pernos de cabeza A307 con roldanas de 10 mm, sin ganchos

Cuatro pernos de doble tuerca, uno en cada esquina

Lechada no contráctil de 6.5 cm

Columna de 40×40 cm

$$x_1 = 9.5 \text{ cm}$$

$$x_0 = 7.5 \text{ cm}$$

$P_u = 340,000$ kg (carga definitiva, incluyendo el factor apropiado de carga)

$M_u = 8,850$ kg-m (carga por viento durante el montaje, sin contravientos, incluyendo el factor apropiado de carga)

La zapata se diseñó para el momento M_u de montaje y para el volteo.

Selecciónese el tamaño de los pernos de anclaje para el montaje.

Pernos externos de anclaje, $l_a = 4x_0 = 7.5 = 47.5$ cm

$$\text{Área en las roscas} = \frac{M_u}{l_a (f_y)} = \frac{885,000}{47.5 (2,530)} = 7.21 \text{ cm}^2 \text{ por lado o para dos pernos de anclaje}$$

$$A_s = 3.6 \text{ cm}^2 \text{ por perno.}$$

Seleccione pernos de 2.5 cm de diámetro

$$A_s \text{ en el área de esfuerzo} = 3.9 \text{ cm}^2$$

La longitud de los pernos de anclaje debe desarrollar la resistencia de concreto que circunda al perno. Instalar calzas en el centro de la placa de base, entre la placa de base y la zapata, para impedir la deformación de los pernos de anclaje o que éstos perforen la zapata si se aplican cargas adicionales de montaje antes de la inyección de lechada.

Selecciónese el espesor de la placa de base, de acuerdo con la carga de montaje

La placa de base debe tener la misma capacidad que los pernos de anclaje.

Use la ecuación (2-23), en donde

$$\Sigma F = 2 (3.9) 2,530 = 19,734 \text{ kg}$$

$$t = \frac{1}{0.90} \sqrt{\frac{19,734 (4) 0.5}{55 \times 2,530}} = 2.32 \text{ cm}$$

Utilícese una placa de base de 2.5 cm de espesor

Revise la placa de base de 2.5 cm para las cargas definitivas

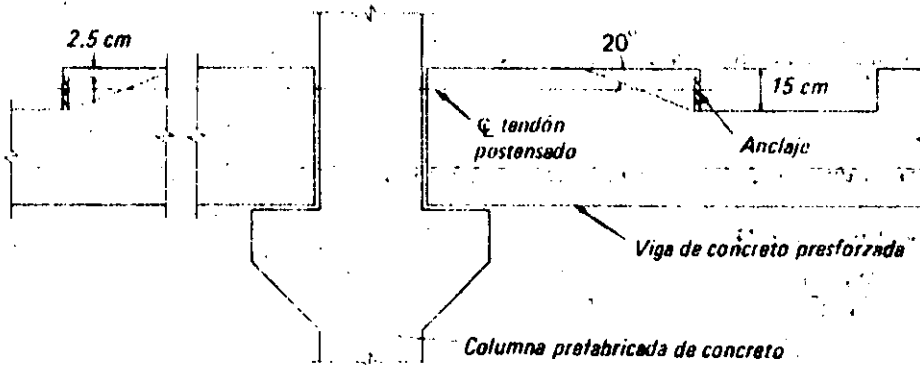
Use: la ecuación (2-24)

$$f_{bu} = \frac{340,000}{55 \times 55} = 112.40 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{75}{0.9} \sqrt{\frac{2 \times 112.4}{2,530}} = 2.48 \text{ cm} < 2.5 \text{ CORRECTO}$$

PROBLEMA 12. CONEXION POSTENSADA PARA MOMENTO

Diseño una conexión de viga a columna, postensada como se muestra en el esquema.



Datos

Véase la figura 2-3 /3

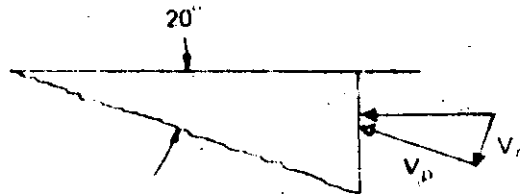
$A_{ps} f_{ps}$ para momento último = 96,000 kg

Area de anclaje = 177 cm²

Ancho de la viga = 45 cm

$f'_c = 350$ kg/cm²

Refuerzo del grado 60



Selecciónese refuerzo del apoyo A_{sh}

Utilícese la Ecuación (2-6), y $\mu = 1.4$

$$A_{sh} = \frac{96,000}{1.4 (4,200)} = 16.3 \text{ cm}^2$$

Utilídense estribos del Núm. 5

$$\text{Núm.} = \frac{16.3}{2 \times 2.00} = 4 \text{ estribos del Núm. 5}$$

Revise v_u suponiendo una inclinación de agrietamiento de 20°

$$A_{cr} = \frac{15 \times 45}{\text{Sen } 20^\circ} = 1974 \text{ cm}$$

$$V_n = \text{sen } 20^\circ (96,000) = 0.342 \times 96,000 = 32,834 \text{ kg}$$

$$V_p = \text{cos } 20^\circ (96,000) = 0.9397 \times 96,000 = 90,210 \text{ kg}$$

$$v_u = [90,210 - 1.4 (32,834)] = \frac{1}{1.974} = 22.4 \text{ kg/cm}^2 < 60 \text{ kg/cm}^2; \text{ CORRECTO.}$$

Espaciamiento de los estribos @ $\frac{1}{4} \left(\frac{15}{\text{Sen } 20^\circ} \right) = 11 \text{ cm}$ centro a centro, empezando con 5 cm libres a partir

del extremo. El refuerzo seleccionado proporciona protección contra agrietamiento inclinado, así como agrietamiento horizontal abajo y paralelo al acero postensado. El refuerzo para el cortante normal en la viga proporciona una protección adicional.

Revise la capacidad al aplastamiento

Use la ecuación (2-3)

$$s = 9 \text{ cm y } w = 13 \text{ cm}$$

Dos placas de apoyo

$$f_{bu} = 0.7 (18.58) \sqrt{350} \sqrt{\frac{9}{13}} = 216 \text{ kg/cm}^2 \text{ permisibles para}$$

aplantamiento en concreto simple.

$$f_{bu} \text{ (aplicado)} = \frac{96,000}{177 (2)} = 271 > 216 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{pero, } 271 \text{ kg/cm}^2 < 0.85 \times 350 \text{ kg/cm}^2$$

El apoyo diseñado necesita confinarse con estribos del número 5

PROBLEMA 13. CONEXION PARA MOMENTO, SOLDADA

Diséñese una conexión para momento, con soldadura de campo, de viga a columna.

Datos

Véase la figura 2.14, excepto que el refuerzo será soldado, no traslapado.

Refuerzo del grado 40, 4 varillas del número 10 que deben unirse. Unión con ángulos de acero (véase la Figura 2.8)

Seleccionese los detalles de la soldadura

La conexión se detalla para asegurar que toda la soldadura se haga a una distancia de 38 cm del extremo del desbaste.

$$A_b f_y = 8.19(2,800) = 22,932 \text{ kg}$$

$$\text{Area mínima del ángulo} = 3.81 \times 3.23 = 12.31 \text{ cm}^2$$

Seleccionese un ángulo de 6.5 x 6.5 x 1.3 cm

Usese $t_w = 1.0$ cm, refiérase al auxiliar de diseño 8-18

$$\text{Capacidad } T_w = 1,180 \text{ kg/cm}$$

$$l_w = \frac{22,932}{2 \times 1,180} = 9.73 \text{ cm}$$

Seleccionese soldadura de 10 cm E 7015 o E 7016 y un ángulo de 30.5 cm

Determinese el refuerzo A_{sh}

Usese la ecuación (2.6), y $\mu = 1.0$

$$A_{sh} = \frac{4 \times 22,932}{1.0 \times 2,800} = 32.76 \text{ cm}^2$$

Utilicense estribos del Núm. 4

$$\text{Núm.} = \frac{32.76}{2, (1.27)} = 12.9$$

Utilicense 13 estribos del Núm. 4, uniformemente distribuidos a todo lo largo del desbaste.

PROBLEMA 14. CONECTORES DE CORTANTE. SOLDADOS

Determinase la capacidad última por momento, para una placa empotrada, anclada por medio de conectores de perno con cabeza, y sujeta a cargas de cortante.

Datos

Placa: 45 x 25 x 1.3 cm

$S_u = 8,500 \text{ kg}$

Seis conectores con cabeza de alta resistencia - 1.3 x 10, soldados a 2.5 cm de la orilla de la placa

Resistencia última de los conectores = 4,200 kg/cm²

$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (concreto de peso normal)

Determinase la capacidad del concreto para los conectores

Para la tensión de desprendimiento, utilícase la ecuación (2-26).

$$l_e = 9.35 \text{ cm y } d_h = 2 \text{ } d_s = 2.54 \text{ cm}$$

$$P_{uc} = 0.85 (4.72) (9.35 + 2.54) \sqrt{350} (9.35) = 8,344 \text{ kg}$$

Para cortante úsese la ecuación (2-28), en donde $A_b = 1.26 \text{ cm}^2$

$$V_{uc} = 0.85 (1.26) 0.9 (4,200) = 4,048 \text{ kg.}$$

Determinase capacidad del acero de los pernos

Para la tensión de desprendimiento úsese la ecuación (2-30)

$$P_{us} = 0.9 (1.26) 4,200 = 4,763 \text{ kg}$$

Para cortante úsese la ecuación (2-31)

$$V_{us} = 0.75 (1.26) 4,200 = 3,969 \text{ kg}$$

Rige la capacidad del acero al cortante.

Revisese la capacidad de cortante de los conectores más cercanos a la orilla libre

Úsese la ecuación (2-27), en donde $d_o = 22.9 \text{ cm}$

$$V_{uc} = 0.85 [446 (22.9) - 1,589] \\ = 7,331 \text{ kg (no rige).}$$

Determinase la capacidad última de tensión de desprendimiento, basándose en interacción

Espaciamiento de los conectores = 20 cm

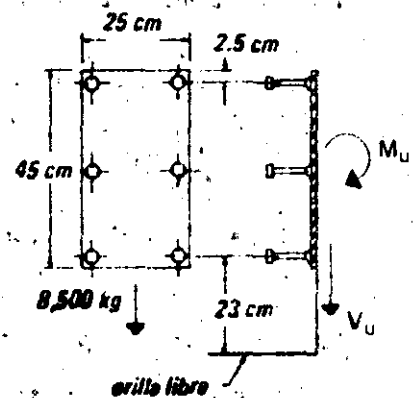
$$2 l_e + d_h = 21.2 \text{ cm}$$

No se toma en cuenta el efecto de los conos parciales de cortante, debido a que hay solamente un ligero traslape.

Úsese la ecuación (2-29) o el auxiliar de diseño B-27 para revisar la interacción del concreto.

$$V_u \text{ por conector} = 8,500 = 1,417 \text{ kg}$$

$$\left(\frac{P_u}{8,344} \right)^{4/3} + \left(\frac{1,417}{4,048} \right)^{4/3} \leq 1$$



$$P_u / 8\,344 = 0.81 \text{ (de B-27)}$$

$P_u = 6,759 \text{ kg}$, máxima para concreto

Use la relación máxima de interacción, especificaciones y comentarios AISC de 1969, sección 1.6.3 para revisar la capacidad máxima del acero a la tensión de desprendimiento, ecuación (2-32).

$$\left(\frac{P_u}{4,763}\right)^2 + \left(\frac{1,417}{3,969}\right)^2 \leq 1$$

$$P_u / 4,763 = 0.93 \text{ (de B-27)}$$

$P_u = 4,430 \text{ kg}$, máxima para acero (rige la tensión de desprendimiento)

Encuéntrese el momento máximo

Supóngase un área unitaria de los conectores.

Z , con relación a su centro de gravedad = $\sum (A y^2)$

$$Z = \frac{1}{20} \left[2 (1) 2 (20)^2 + 2 (1) (0)^2 \right] = 80 \text{ cm}$$

$$M_u = Z (P_u) = 80 (4,430) = 354,400 \text{ kg cm}$$

Comentario acerca del espaciamiento de los conectores

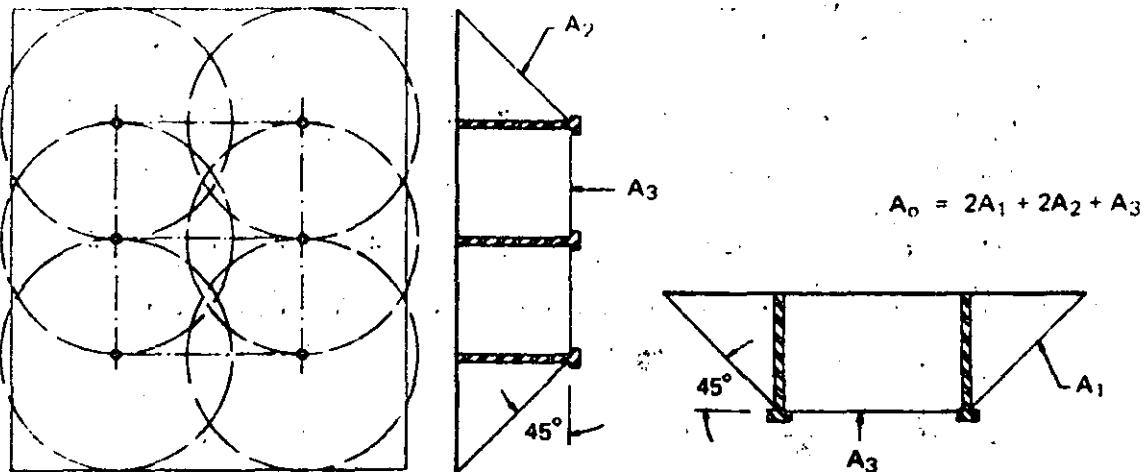
Si los conectores superiores están espaciados a cada 15 cm horizontalmente, y a cada 15 cm verticalmente de los conectores centrales, puede determinarse P'_{uc} reducida mediante la ayuda de diseño B-24

$$n = 7.6 ; l_e \cong 10.2 \text{ cm}$$

entonces, la reducción = 0.94

$$P'_{uc} = 0.94 (0.94) 8,344 = 7,373 \text{ kg}$$

A veces el diseño puede requerir que los conectores (o insertos) tengan separaciones tan pequeñas, que las áreas de superficies excluidas A_{op} , se traslapen; cuando esto suceda, puede ser necesario considerar los conectores como un grupo, en vez de individualmente, para determinar el área de superficie A_0 (ver el croquis).



PROBLEMA 15. INSERTOS EN EL CONCRETO

Determine el valor de la tensión de desprendimiento último en el concreto, para un inserto roscado.

Datos:

Véase figura 2-17

El inserto tiene una unidad de anillita cónica de 15 cm empotrada en la orilla.

$$l_e = 15 \text{ cm}$$

$$m = 15 \text{ cm}$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

Determine la capacidad total al cortante del cono de concreto

Use la ecuación (2-35)

$$A_o = (l_e)^2 \pi \sqrt{2} = (15)^2 \pi \sqrt{2} = 1000 \text{ cm}^2$$

$$P'_{uc} = 0.85 (1.06) 1000 \sqrt{350} = 16,856 \text{ kg}$$

La capacidad del acero del inserto normalmente sería menor.

Determine relación del cortante parcial al total del cono

Véase la figura 2-15; $d_h = 0$

$$A_{op} = \sqrt{2} \left[l_e^2 \frac{\pi}{180} \cos^{-1} \left(\frac{m}{2l_e} \right) - \frac{m}{2} \sqrt{l_e^2 - \frac{m^2}{4}} \right]$$

en donde m es el espesor en la orilla y el coseno del arco se indica en grados.

$$A_{op} = \sqrt{2} \left[225 \frac{\pi}{180} \cos^{-1} \left(\frac{15}{30} \right) - \frac{15}{2} \sqrt{225 - \frac{225}{4}} \right] = 195 \text{ cm}^2$$

$$A_{po} = A_o - 2 A_{op} = 1000 - 2(195) = 610 \text{ cm}^2$$

$$A_{po}/A_o = \frac{610}{1000} = 0.610$$

$$P'_{uc} = 0.610 (16,856) = 10,282 \text{ kg}$$

Si se usa la ayuda de diseño B-24, para $m = 15 \text{ cm}$ y $l_e = 15 \text{ cm}$ se obtiene el factor de reducción = 0.61 que es similar al valor calculado. (Las ayudas de diseño reflejan una exactitud mayor).

Si se usa la ayuda de diseño B-25, para $n = 7.5 \text{ cm}$ y $l_e + d_h/2 = 15 \text{ cm}$

$$A_{op} = 2(206.4) = 412.8 \text{ cm}^2$$

A_{po} es el mismo que el valor calculado arriba.

Efectos del espaciamiento

Si se coloca en la orilla otro inserto, a 23 cm alejado del primero, entonces su capacidad deberá reducirse aún más. De la ayuda de diseño B-25, para

$$n = 11.5 \text{ y } l_e + d_h/2 = 15, A_{op} = 77.4 \text{ cm}^2$$

$$\Sigma A_{op} = 2 (206.4) + 77.4 = 490 \text{ cm}^2$$

$$P'_{uc} \text{ reducido} = \left(\frac{A_o - \Sigma A_{op}}{A_o} \right) P'_{uc} = \left(\frac{1000 - 490}{1000} \right) 16,856 = 8,597 \text{ kg}$$

PROBLEMA 16. INSERTOS DE CUÑA

Determinese la capacidad de un inserto de cuña de hierro maleable.

Datos

Véase la figura 2 - 18

Perno de cabeza sesgada de 1.9 cm

Angulo de apoyo: 15.2 x 10.2 x 1.3 cm; - 15 cm de longitud

Ranura horizontal en la pata vertical; calibre = 6.4 cm

Rebajado del inserto = 0.3 cm

e_v propuesto = 2.5 cm

Determinese e_v y e_i

Para e_v de diseño, use un mínimo de $2.5 + 1.3 = 3.8$ cm de la figura 2 - 19

$$e_i = \frac{5}{6}(l_v - g) = \frac{5}{6}(15 - 6.4) = 7.3 \text{ cm}$$

$$e_v/e_i = 3.80/7.3 = 0.52 < 1.0, \text{ CORRECTO.}$$

Determinese la capacidad última al cortante

Usese la ecuación (2 - 36)

$$V_{uc} = 0.85 (2.7)(2.5 + 0.52) = 3.820 \text{ kg}$$

Si el factor de carga es = 3.0 entonces la carga de trabajo es:

$$\text{carga de trabajo} = \frac{3.820}{3} = 1.273 \text{ kg}$$

Pero esto, solamente con una relación $e_v/e_i = 0.52$.

PROBLEMA 17. ANGULOS DE CONEXION

Encuéntrese el espesor del ángulo y la carga última del inserto de concreto para un ángulo de conexión de 17.8 x 10.2 cm con la pata larga en sentido vertical.

Datos

Véase la figura (2-19)

Ángulo de conexión: 17.8 x 10.2 cm 15 cm de longitud

Ranura horizontal en la pata vertical: calibre = 6.4 cm

Acero A 36

$V_u = 2,000 \text{ kg}$

$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Capacidad del inserto a la tensión de desprendimiento = 2,950 kg

Inserto de anillo cónico de 15 cm, a 10 cm de la orilla libre

Determine el espesor del ángulo

Usese la ecuación (2-37) y $e_v = 3.8 + 1.3 = 5.1 \text{ cm}$

$$t = \frac{1}{0.90} \sqrt{\frac{4(2,000)(5.1)}{2,530(12.7)}} = 1.25 \text{ cm}$$

Usa un ángulo con un espesor de 1.3 cm

Determine la carga por tensión del inserto

De la figura 2-19

$$e_i = \frac{5}{6}(b_f - g) = \frac{5}{6}(17.8 - 6.4) = 9.5 \text{ cm}$$

$$e_v/e_i = 5.1/9.5 = 0.53 \text{ cm} < 2.54 \text{ cm}; \text{ CORRECTO}$$

Usese la ecuación (2-38)

$$P_u = 2,000(0.53) = 1,074 \text{ kg.}$$

Revísese la capacidad del concreto del inserto

De la ayuda de diseño B-26, la capacidad de la tensión de desprendimiento del cono total de cortante, es 17,418 kg

De la ayuda de diseño B-24 para $n = 10.2 \text{ cm}$

el factor de reducción es 0.89

$$P'_{uc} = 0.89(17418) = 15502 \text{ kg}$$

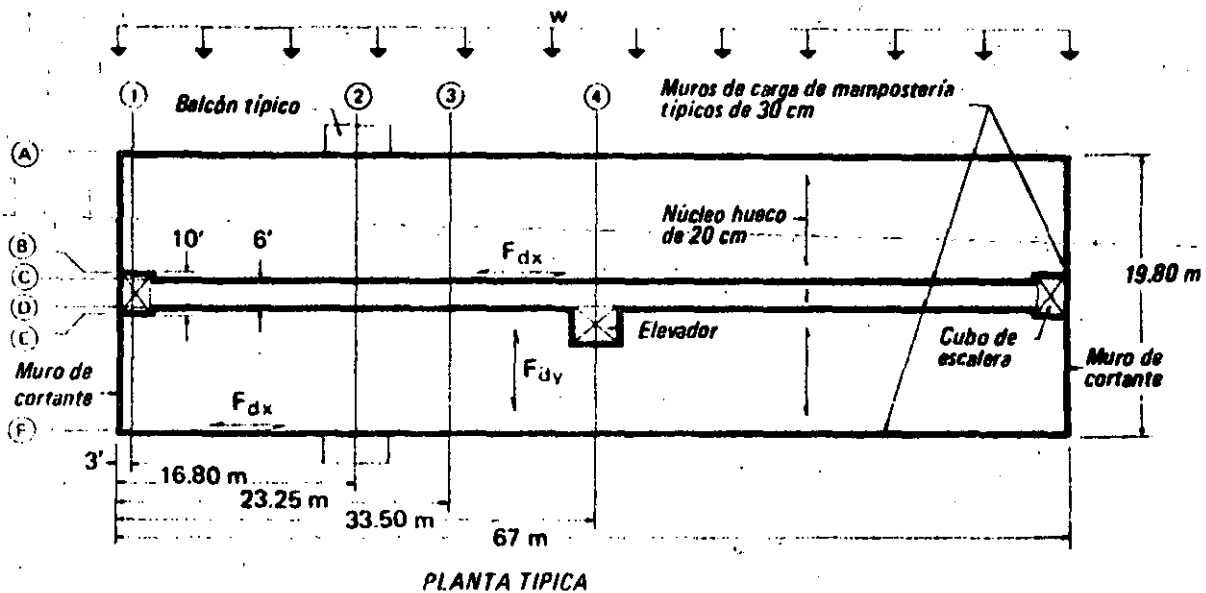
Para la capacidad de interacción del concreto, usese la ecuación (2-29).

$$\left(\frac{1,074}{15,502}\right)^{4/3} + \left(\frac{2,000}{15,502}\right)^{4/3} = 0.094 < 1.0 \text{ CORRECTO}$$

La capacidad del acero del inserto o perno rige el diseño.

PROBLEMA 18. CORTANTE DE DIAFRAGMA

Diséñense los refuerzos A_{ds} para V_{dx} y V_{dy} que se muestran, y con los datos que se proporcionan.



Datos

Véase la figura 2-6

Carga de viento, $w = 100 \text{ kg/m}^2$

Altura del piso = 265 cm

Ranuras en la losa para inyección de lechada $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$

$w_u = 1.3 (2.65) 100 = 344 \text{ kg/m}$

En la sección 1 (F_u) $d_y = 10,930 \text{ kg}$

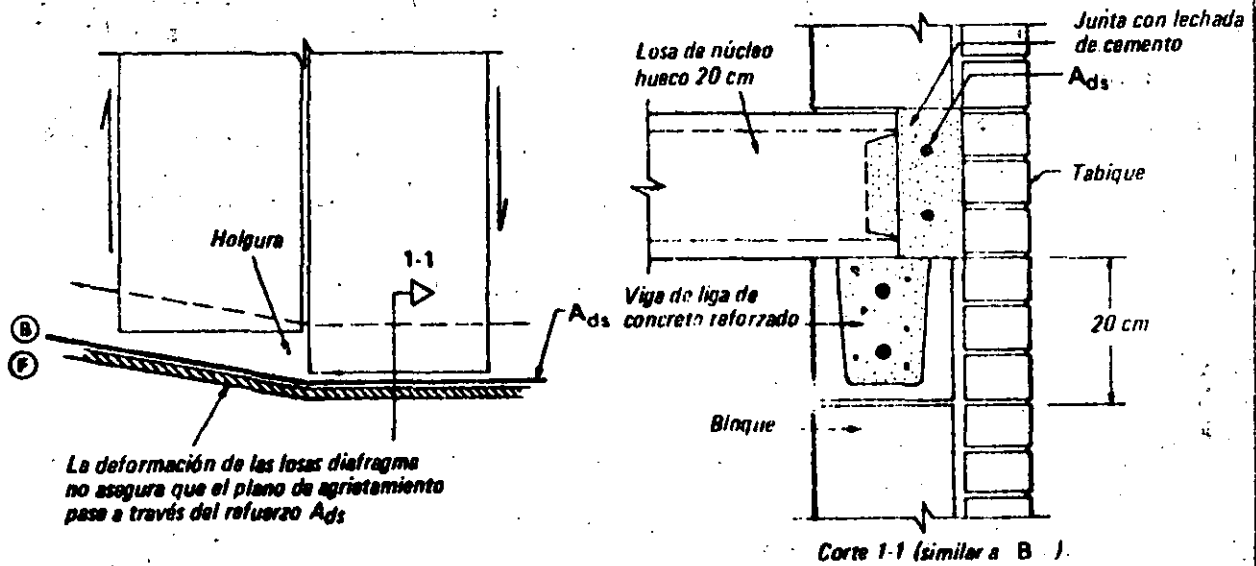
En la sección 2 (F_u) $d_y = 5,580 \text{ kg}$

En la sección 3 (F_u) $d_y = 3,720 \text{ kg}$

$$M_{u4} = \frac{344 (67 - 0.60)^2}{8} = 189,585 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Determine A_{ds} en ① por medio de la ecuación (2.11)

Los refuerzos A_{ds} son efectivos solamente en las líneas ① y ⑤ y no en ② y ⑥ como se muestra abajo. Esta es una suposición conservadora ya que no toma en cuenta la fricción del apoyo y la rigidez del muro.



$$A_{ds} = \frac{10930}{0.85(0.7)4200} = 4.37 \text{ cm}^2 \text{ para las líneas } \textcircled{A} \text{ y } \textcircled{E}$$

Usense 2 varillas del No. 4, para A_{ds} en ①, ②, ⑤ y ⑥

Verifiquese v_u :

$$v_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{10,930}{0.10(20-0.60-3)} = 6.67 \text{ ton/m}^2 = 0.667 \text{ Kg/cm}^2 < 5.63 \text{ Kg/cm}^2$$

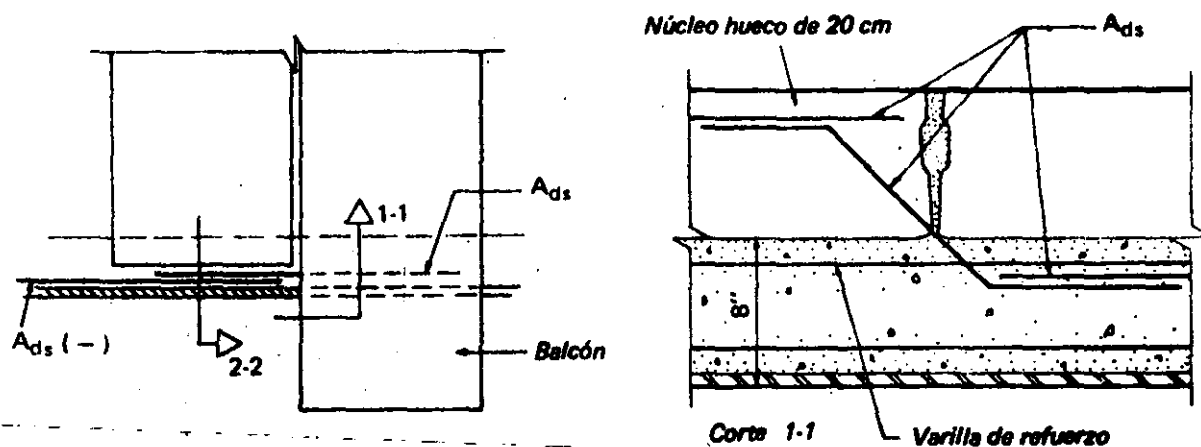
donde b se supone igual a la mitad de la altura de la losa

Determine A_{ds} en ② mediante la E_c (2.11)

En ①, ③, ④ se suponen efectivas las juntas de inyección de lechada

$$A_{ds} = \frac{5580}{0.85(0.7)4200} = 2.23 \text{ cm}^2 \text{ para las líneas } \textcircled{A}, \textcircled{C} \text{ y } \textcircled{D}$$

Usese 1 varilla del No. 4 en ①, ③, ④, ⑥



La sección 2-2 es la misma de la sección 1-1 en la parte superior

Determinese A_{ds} en ③

Se consideran efectivas, igual que en la línea ②, tres juntas de inyección de lechada.
Mediante inspección y con un criterio práctico, úsese el mismo refuerzo A_{ds} como en la línea ②

Determinese el refuerzo de diafragma a flexión, en ④

El refuerzo a flexión es análogo a los patines de una trabe a base de placas, mientras que las losas de núcleo hueco resultan similares al alma.

Pruébense 2 varillas del No. 5 en las trabes de unión

$$A_s f_y = 3.98 (4,200) = 16,332 \text{ kg. de carga última}$$

Supóngase para la trabe de unión, $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ y $b = 15 \text{ cm}$.

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{16,332}{0.85 (200) 15} = 6.52 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.9 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.9 (16,332) \left(1950 - \frac{6.52}{2} \right) = 291 \times 10^5 \text{ Kg-cm} > 185 \times 10^5 \text{ Kg-cm}$$

CORRECTO.

Las dos varillas del No. 5 son correctas. Verificar el refuerzo mínimo que establece la sección 10.5 del Reglamento ACI-318-71.

Determinese si se requiere el refuerzo $(A_{dx})_x$ en las ranuras de la losa en ④

Carga muerta de piso en ⑤ (300 Kg/m^2)
 $300 (10.0 - 0.90) = 2,730 \text{ Kg/m}$

Carga muerta del muro (50% de aberturas y una carga muerta de 360 Kg/m^2)
 $245 (0.5) 360 = 441 \text{ Kg/m}$

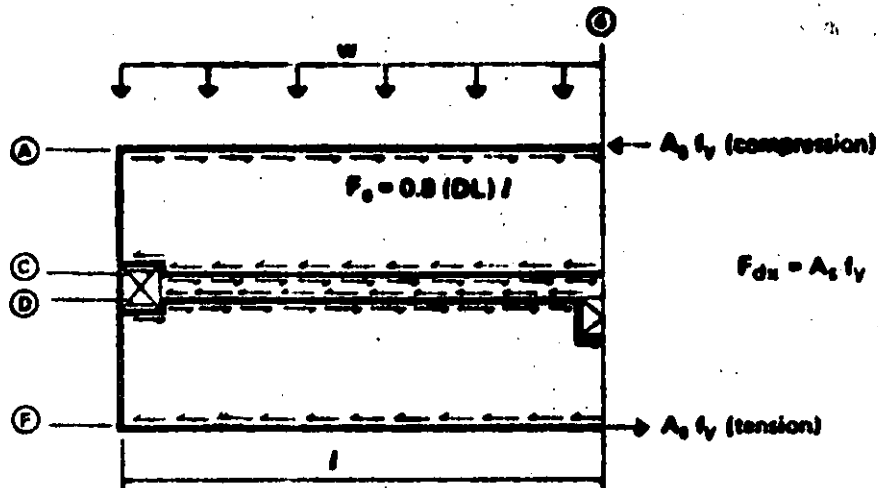
De conformidad con la sección 9.3.2 del ACI 318-71

Carga muerta = $0.9 (2,730 + 441) = 2,854 \text{ Kg/m}$

El refuerzo $(A_{dx})_x$ debe transmitir $F_{dx} = A_s f_y$ de las varillas del No. 5 a las vigas de unión. Si F_{dx} no es excesivo, es posible transferir mediante fricción la fuerza $A_s f_y$ con varillas del No. 5, en el área de apoyo en la longitud de 67 m del edificio. De la tabla 2.5, la resistencia al deslizamiento de concreto a concreto = 0.8

La fuerza última de fricción a uno u otro lado de la línea ④ resulta:

$F_s = 0.8 (2,854) \left(\frac{67 - 0.60}{2} \right) = 75,900 \text{ kg} \quad 16,888 \text{ kg CORRECTO.}$



El análisis de la fricción de apoyo no requiere refuerzo $(A_{dx})_x$. Sin embargo un buen diseño debe requerir una cantidad nominal en las líneas ①, ③, ④ y ⑤ para que el diafragma quede asegurado.

COMENTARIOS

El problema consideró solamente el diseño para F_{dx} y F_{dy} en las ranuras de la losa y extremo de la misma. Las deformaciones del diafragma que consideran una l reducida debida a la distorsión por cortante, diafragma a las conexiones del muro de cortante, requisitos de la mampostería y el muro lateral de la mampostería son algunos de los aspectos que este ejemplo no cubre.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
DEPARTMENT OF CHEMISTRY
530 SOUTH EAST ASIAN AVENUE
CHICAGO, ILLINOIS 60607

RECEIVED
JAN 15 1964

FROM
DR. J. H. GOLDSTEIN

TO
DR. R. M. HARRIS

SUBJECT
POLYMERIZATION OF STYRENE

RE: POLYMERIZATION OF STYRENE
BY DR. J. H. GOLDSTEIN

DATE
JAN 15 1964

BY
DR. R. M. HARRIS

RECEIVED
JAN 15 1964

APENDICE A - REFERENCIAS

1. Shideler, J. J., "Lightweight Aggregate Concrete for Structural Use," *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 54, No. 4, October 1957, pp. 299-328; *Development Department Bulletin D 17*, Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
2. Rudy, J. F., Suyama, F. and Schwartzbart, H., "Welding of Reinforcing Bars for Concrete Construction," *Welding Journal*, August 1959.
3. "Design of Neoprene Bridge Bearing Pads," E. I. duPont deNemours & Co., Inc., November 1959.
4. Anderson, A. R., "Composite Designs in Precast and Cast-in-Place Concrete," *Progressive Architecture*, Vol. 41, No. 9, September 1960, p. 172.
5. "The Welding of Concrete Reinforcing Bars," Bethlehem Steel Co., Booklet 527-B, 1960.
6. "Concrete Anchor Design Data," Nelson Stud Welding Division of Gregory Industries, Inc., Manual No. 21, 1961.
7. Rostasy, F. S., "Connections in Precast Concrete Structures—Continuity in Double-T Floor Construction," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 7, No. 4, August 1962, pp. 18-48; *Development Department Bulletin D55*, Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
8. Kriz, L. B. and Rath, C. H., "Connections in Precast Concrete Structures—Bearing Strength of Column Heads," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 8, No. 6, December 1963, pp. 45-75; *Development Department Bulletin D73*, Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
9. Cazaly, Laurence and Huggins, M. W., "Canadian Prestressed Concrete Institute Handbook," T. H. Best Printing Co., Don Mills, Ontario, Canada, 1st Edition, 1964.
10. Reichard, T. W., "Creep and Drying Shrinkage of Lightweight and Normal Weight Concretes," National Bureau of Standards, *Monograph 74*, March 4, 1964, U. S. Government Printing Office, Washington, D.C.
11. Gaston, J. F. and Kriz, L. B., "Connections in Precast Concrete Structures—Scarf Joints," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 9, No. 3, June 1964, pp. 37-59; *Development Department Bulletin D79*, Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
12. Rejcha, Charles, "Design of Elastomer Bearings," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 9, No. 5, October 1964, pp. 62-78.
13. Kriz, L. B. and Rath, C. H., "Connections in Precast Concrete Structures—Strength of Corbels," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 10, No. 1, February 1965, pp. 16-61; *Development Department Bulletin D85*, Portland Cement Association, Skokie, Illinois.
14. Hansen, T. C. and Mattock, A. H., "Influence of Size and Shape of Member on the Shrinkage and Creep of Concrete," *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 63, No. 2, February 1966, pp. 267-290.
15. Birkeland, P. W. and Birkeland, H. W., "Connections in Precast Concrete Construction," *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 63, No. 3, March 1966, pp. 345-368.
16. Burton, L. T., Corley, W. G. and Hognestad, E., "Connections in Precast Concrete Structures—Effects of Restrained Creep and Shrinkage," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 12, No. 2, April 1967, pp. 18-37.
17. "Fluorogold Slide Bearings," Fluorocarbon Co., October 1967.
18. "Handbook of Superior Products for Precast Concrete," Superior Concrete Accessories, Inc., Booklet PR-3; 1968.
19. Hawkins, N. M., "The Bearing Strength of Concrete Loaded through Rigid Plates," *Magazine of Concrete Research*, Vol. 20, No. 62, March 1968.
20. Mast, F. R., "Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 94, No. ST6, June 1968, pp. 1485-1504.
21. Hofback, J. F., Ibrahim, I. O. and Mattock, A. H., "Shear Transfer in Reinforced Concrete," *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 66, No. 2, February 1969, pp. 119-128.
22. "Specification for the Design, Fabrication & Erection of Structural Steel for Buildings," American Institute of Steel Construction, New York, N.Y., February 1969.
23. Veltman, C. J. and Johnson, R. W., "Effective Shop Drawing Communications for Precast Concrete," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 14, No. 1 February 1969, pp. 12-31.
24. Johnson, C. Donald, "Erection of Precast Concrete," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 14, No. 2, April 1969, pp. 54-62.
25. Vernigora, E., Marcil, J. R. M., Slater, W. M. and Aiken, R. V., "Bridge Rehabilitation and Strengthening by Continuous Post-Tensioning," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 14, No. 2, April 1969, pp. 88-104.
26. "Mechanical Fasteners for Concrete," ACI Special Publication, SP-22, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1969.
27. Fintel, Mark and Chan, F. R., "Shock-Absorbing Soft Story Concept for Multistory Earthquake Structures," *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 66, No. 5, May 1969, pp. 381-390.

28. Laszlo, George, "John Adams High School - A Jewel in Concrete," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 14, No. 3, June 1969, pp. 22-38.
29. Galezewski, Steven, "A Three-Hinged Arch Storage Building in Precast, Prestressed Concrete," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 14, No. 4, August 1969, pp. 36-42.
30. Bryan, Ross H., "Aluminum Rolling Mill Framed in Prestressed Concrete," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 14, No. 4, August 1969, pp. 55-61.
31. PCI Committee on Connection Details, "Summary of Basic Information on Precast Concrete Connections," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 14, No. 6, December 1969, pp. 14-58.
32. Vreden, Werner (translated by John Scott), "Curved Continuous Beams for Highway Bridges," Frederik Ungar Publishing Co., New York, New York, 1969, 115 pp.
33. "Connection Details for Precast Prestressed Concrete," Cement and Concrete Association of Australia, Sydney, Australia, 100 pp.
34. Cohn, M. Z., Burnett, E. F. P., and Grierson, D. E., "Safety, Serviceability, and Efficiency of Limit Design for Reinforced Concrete Beams and Frames," International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, V. 29-1, 1969, pp. 17-32.
35. Large, George E. and Chen, T. Y., "Reinforced Concrete Design," Ronald Press Co., New York, New York, 3rd Edition, 1969, 634 pp.
36. Leabu, Victor F., "Connections for Precast Concrete Wall Panels," Mechanical Fasteners for Concrete, ACI Special Publication SP-22, 1969, pp. 93-104.
37. Hanson, Thomas A., "The Structural Anchorage of Precast Prestressed Concrete," Mechanical Fasteners for Concrete, ACI Special Publication SP-22, 1969, pp. 105-122.
38. Courtois, Peter, "Industrial Research on Connections for Precast and In-Situ Concrete," Mechanical Fasteners for Concrete, ACI Special Publication SP-22, 1969, pp. 123-136.
39. Raths, Charles H., "Designing for Axial Concrete Volume Changes," Designing for Effects of Creep, Shrinkage, and Temperature in Concrete Structures, ACI Special Publication, SP-27, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1971, pp. 121-131.
40. "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)" and "Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)," American Concrete Institute, Detroit, Michigan, Feb. 1971.
41. Birkeland, Philip W., "A Proposed Industry-Standard Beam Connection," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 16, No. 1, January-February 1971, pp. 38-47.
42. Suter, Gerhart T. and Manuel, Robert F., "Diagonal Crack Width Control in Short Beams," *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 68, No. 6, June 1971, pp. 451-455.
43. Blakeley, Roger W. G. and Park, Robert, "Seismic Resistance of Prestressed Concrete Beam-Column Assemblies," *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 68, No. 9, Sept. 1971, pp. 677-692.
44. "PCI Design Handbook - Precast and Prestressed Concrete," Prestressed Concrete Institute, Chicago, Illinois, 1971.
45. "Structural Engineering Aspects of Headed Concrete Anchors and Deformed Bar Anchors in the Concrete Industry," KSM Welding Systems, Omark Industries, SA 1-KSM 130-5-970, 1971.
46. Mattock, Alan H. and Hawkins, Neil M., "Shear Transfer in Reinforced Concrete - Recent Research," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 17, No. 2, March-April, 1972, pp. 55-75.
47. Somerville, G. and Taylor, H. P. J., "The Influence of Reinforcement Detailing on the Strength of Concrete Structures," *The Structural Engineer*, Vol. 50, No. 1, January 1972, pp. 7-19; discussion Vol. 50, No. 8, August 1972, pp. 309-321.
48. Shemie, Milo, "Bolted Connections in Large Panel System Buildings," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, Vol. 18, No. 1, January-February 1973, pp. 27-33.

APENDICE B - AYUDAS DE DISEÑO: Gráficas y nomogramas

B-1 Refuerzo de fricción por cortante ($T_u = 0$)

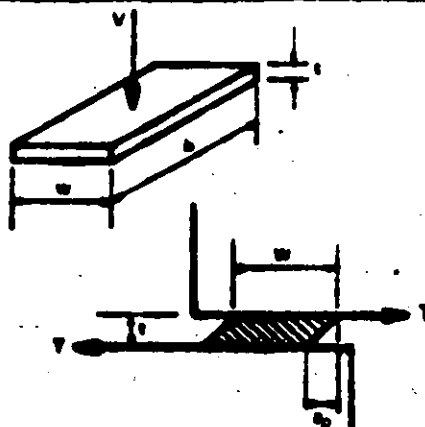
V aplicado en ton.	A_{vf} necesario en cm^2					
	$\mu = 1.4$		$\mu = 1.8$		$\mu = 0.7$	
	$f_{yv} = 2800$	$f_{yv} = 4300$	$f_{yv} = 2800$	$f_{yv} = 4300$	$f_{yv} = 2800$	$f_{yv} = 4300$
5	1.50	1.00	2.10	1.40	3.00	2.00
10	3.00	2.00	4.20	2.80	6.00	4.00
15	4.50	3.00	6.30	4.20	9.00	6.00
20	6.00	4.00	8.40	5.60	12.00	8.00
25	7.50	5.00	10.50	7.00	15.00	10.00
30	9.00	6.00	12.60	8.40	18.00	12.00
35	10.50	7.00	14.70	9.80	21.00	14.00
40	12.00	8.00	16.80	11.20	24.00	16.00
45	13.50	9.00	18.90	12.60	27.00	18.00
50	15.00	10.00	21.00	14.00	30.00	20.00
55	16.50	11.00	23.10	15.40	33.00	22.00
60	18.00	12.00	25.20	16.80	36.00	24.00
65	19.50	13.00	27.30	18.20	39.00	26.00
70	21.00	14.00	29.40	19.60	42.00	28.00
75	22.50	15.00	31.50	21.00	45.00	30.00
80	24.00	16.00	33.60	22.40	48.00	32.00
85	25.50	17.00	35.70	23.80	51.00	34.00
90	27.00	18.00	37.80	25.20	54.00	36.00
95	28.50	19.00	39.90	26.60	57.00	38.00
100	30.00	20.00	42.00	28.00	60.00	40.00
105	31.50	21.00	44.10	29.40	63.00	42.00
110	33.00	22.00	46.20	30.80	66.00	44.00
115	34.50	23.00	48.30	32.20	69.00	46.00
120	36.00	24.00	50.40	33.60	72.00	48.00
125	37.50	25.00	52.50	35.00	75.00	50.00
130	39.00	26.00	54.60	36.40	78.00	52.00
135	40.50	27.00	56.70	37.80	81.00	54.00
140	42.00	28.00	58.80	39.20	84.00	56.00
145	43.50	29.00	60.90	40.60	87.00	58.00
150	45.00	30.00	63.00	42.00	90.00	60.00

Tabla desarrollada de la ecuación (3-1)
 (1) $f_{yv} \leq 42.10 \text{ Kg/cm}^2$

B-2 Diseño de amortiguadores elastoméricos de los apoyos

Recomendaciones de diseño

1. Usar las cargas de servicio para el diseño
2. Mínimo esfuerzo de compresión = 70.21 Kg/cm^2
3. Mínimo esfuerzo cortante = 7.03 Kg/cm^2
4. Mínima deformación unitaria por cortante = $1/2$
5. Mínima deformación unitaria por compresión = 10% (ver B-3)
6. $w \geq 8$ ó 10.2 cm
7. $t \geq 0.89 \text{ cm}$ para los almas, 1.0 cm para vigas



Compresión

$$\text{Factor de forma} = \frac{wb}{T(w+bt)}$$

$$f = \frac{V}{wb}$$

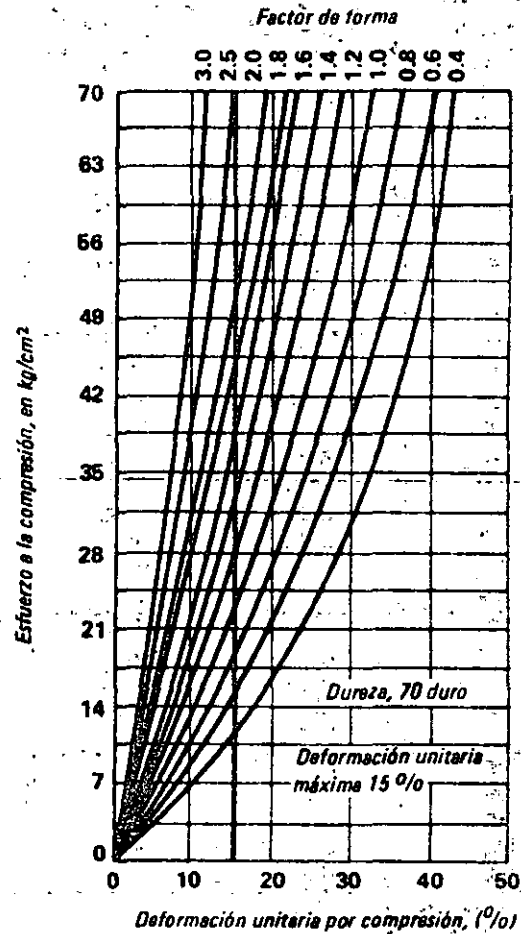
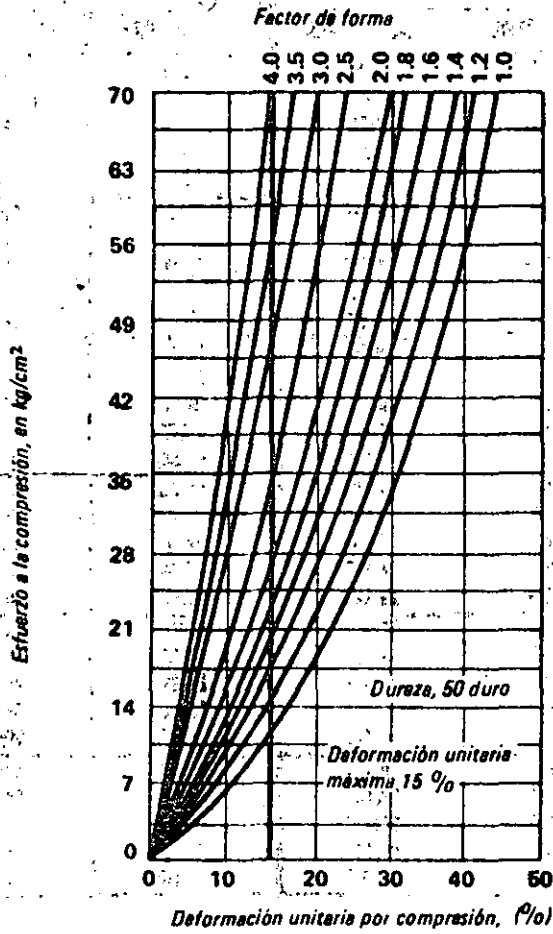
- w = dimensión paralela al eje de la viga
- b = dimensión transversal al eje de la viga
- t = espesor del amortiguador
- T, V = reacciones de la viga por cargas de servicio
- f = esfuerzo a la compresión

Cortante

$$f_s = \frac{T}{wb(t)}$$

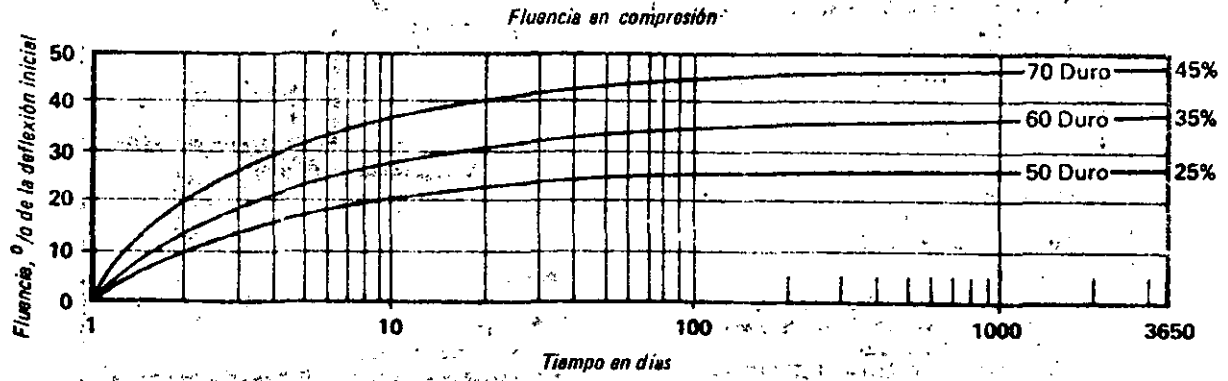
- f_s = deformación horizontal
- G = módulo de cortante (ver B-3). Para deformaciones de vigas por cargas a largo plazo (slab) como cambio de volumen use $G_s = 0.5G$.

B-3 Propiedades de los amortiguadores elastoméricos para apoyos



Módulo de cortante, G

50 Duro	70 Duro
7.73 kg/cm ² a 21 °C	15.12 kg/cm ² a 21 °C
8.51 kg/cm ² a -7 °C	16.59 kg/cm ² a -7 °C
9.70 kg/cm ² a -18 °C	18.91 kg/cm ² a -18 °C
14.70 kg/cm ² a -29 °C	28.69 kg/cm ² a -29 °C



B-4 Aplastamiento en concreto simple

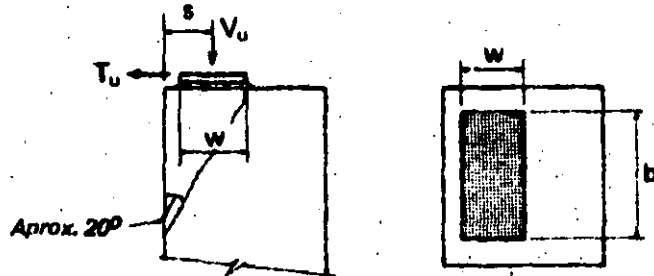
$$f_{bu} = C_r \phi 18.58 \sqrt{f'_c} \left(\frac{s}{w}\right)^{1/3}$$

$$\phi = 0.70$$

$$C_r = \left(\frac{sw}{1290}\right)^{T_u/V_u} = 1.0 \text{ para } T_u = 0$$

$$sw \leq 58.07 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$



Esfuerzo Ultimo de Aplastamiento Permisible Kg/cm² = f_{bu}

$s = w/2$					
w (cm)	$T_u/V_u = 0$	$T_u/V_u = 0.2$	$T_u/V_u = 0.4$	$T_u/V_u = 0.6$	$T_u/V_u = 0.8$
5.0	193.12	76.40	30.22	11.96	4.73
7.5	193.12	89.86	41.80	19.46	9.06
10.0	193.12	100.81	52.62	27.46	14.34
12.5	193.12	103.87	55.86	30.04	16.16
15.0	193.12	103.87	55.86	30.04	16.16
17.5	193.12	103.87	55.86	30.04	16.16
20.0	193.12	103.87	55.86	30.04	16.16
22.5	193.12	103.87	55.86	30.04	16.16
25.0	193.12	103.87	55.86	30.04	16.16
$s = w/2 + 2.5 \text{ cm}$					
w (cm)	$T_u/V_u = 0$	$T_u/V_u = 0.2$	$T_u/V_u = 0.4$	$T_u/V_u = 0.6$	$T_u/V_u = 0.8$
5.0	243.32	110.0	50.5	22.9	10.4
7.5	228.96	116.9	60.9	31.1	16.6
10.0	221.06	116.9	63.0	33.9	18.0
12.5	216.07	114.2	61.6	33.2	18.0
15.0	212.56	112.8	60.9	32.5	17.3
17.5	210.47	111.4	60.2	32.5	17.3
20.0	208.04	110.0	59.5	31.8	17.3
22.5	206.82	109.3	58.8	31.8	17.3
25.0	205.22	108.6	58.8	31.8	17.3

*Para resistencias de concreto que difieran de 350 Kg/cm², multiplique los valores de la tabla por $\sqrt{f'_c/350}$. Para concreto ligero multiplique los valores de la tabla por 0.85.

B-5 Refuerzo de fricción por cortante

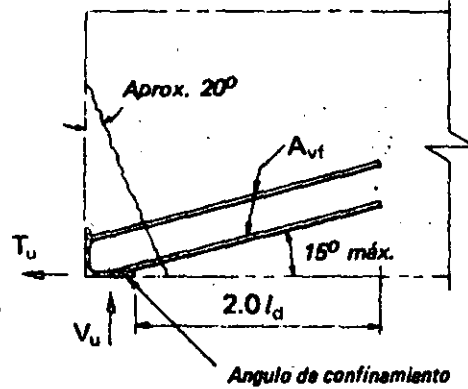
$$A_{vf} = \frac{1}{\phi f_{yv}} \left(\frac{V_u}{\mu} + T_u \right)$$

$\phi = 0.85$

f_{yv} = esfuerzo de fluencia para A_{vf} en Kg/cm²

μ = coeficiente de fricción por cortante = 1.4

$\rho_{vf} f_{yv} \leq 42.19 \text{ Kg/cm}^2$ (ρ_{vf} basado en $T_u = 0$)



V _u aplicada en ton.	Valores de A _{vf} (μ = 1.4) - cm ²									
	T _u /V _u = 0		T _u /V _u = 0.2		T _u /V _u = 0.4		T _u /V _u = 0.6		T _u /V _u = 0.8	
	f _{yv} =2800	f _{yv} =4200	f _{yv} =2800	f _{yv} =4200	f _{yv} =2800	f _{yv} =4200	f _{yv} =2800	f _{yv} =4200	f _{yv} =2800	f _{yv} =4200
5	1.50	1.00	1.82	1.28	2.34	1.58	2.76	1.84	3.18	2.12
10	3.00	2.00	3.84	2.56	4.68	3.12	5.52	3.68	6.36	4.24
15	4.50	3.00	5.76	3.84	7.02	4.68	8.28	5.52	9.54	6.36
20	6.00	4.00	7.68	5.12	9.36	6.24	11.04	7.36	12.72	8.48
25	7.50	5.00	9.60	6.40	11.70	7.80	13.80	9.20	15.90	10.60
30	9.00	6.00	11.62	7.68	14.04	9.36	16.56	11.04	19.08	12.72
35	10.50	7.00	13.44	8.96	16.38	10.92	19.32	12.88	22.26	14.84
40	12.00	8.00	15.36	10.24	18.72	12.48	22.08	14.72	25.44	16.96
45	13.50	9.00	17.28	11.52	21.06	14.04	24.84	16.56	28.62	19.08
50	15.00	10.00	19.20	12.80	23.40	15.60	27.60	18.40	31.80	21.20
55	16.50	11.00	21.12	14.08	25.74	17.16	30.36	20.24	34.98	23.32
60	18.00	12.00	23.04	15.36	28.08	18.72	33.12	22.08	38.16	25.44
65	19.50	13.00	24.96	16.64	30.42	20.28	35.88	23.92	41.34	27.56
70	21.00	14.00	26.88	17.92	32.76	21.84	38.64	25.76	44.52	29.68
75	22.50	15.00	28.80	19.20	35.10	23.40	41.40	27.60	47.70	31.80
80	24.00	16.00	30.72	20.48	37.44	24.96	44.16	29.44	50.88	33.92
85	25.50	17.00	32.64	21.76	39.78	26.52	46.92	31.28	54.06	36.04
90	27.00	18.00	34.56	23.04	42.12	28.08	49.68	33.12	57.24	38.16
95	28.50	19.00	36.48	24.32	44.46	29.64	52.44	34.96	60.42	40.28
100	30.00	20.00	38.4	25.60	46.80	31.20	55.20	36.80	63.60	42.40
105	31.50	21.00	40.32	26.88	49.14	32.76	57.96	38.64	66.78	44.52
110	33.00	22.00	42.24	28.16	51.48	34.32	60.72	40.48	69.96	46.64
115	34.50	23.00	44.16	29.44	53.82	35.88	63.48	42.32	73.14	48.76
120	36.00	24.00	46.08	30.72	56.16	37.44	66.24	44.16	76.32	50.88
125	37.50	25.00	48.00	32.00	58.50	39.00	69.00	46.00	79.50	53.00
130	39.00	26.00	49.92	33.28	60.84	40.56	71.76	47.80	82.68	55.12
135	40.50	27.00	51.84	34.56	63.18	42.12	74.52	49.68	85.86	57.24
140	42.00	28.00	53.76	35.84	65.52	43.68	77.28	51.52	89.04	59.36
145	43.50	29.00	55.68	37.12	67.86	45.24	80.04	53.36	92.22	61.48
150	45.00	30.00	57.60	38.40	70.20	46.80	82.80	55.20	95.40	63.60

B-6 Refuerzo para las grietas horizontales de los apoyos

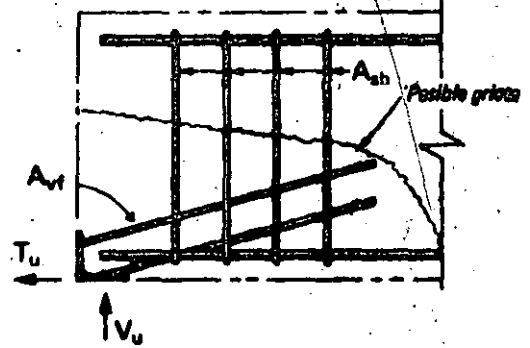
$$A_{sh} = \frac{A_{vf} f_{yv}}{\mu f_{ys}}$$

A_{vf} = área del refuerzo de fricción por cortante

f_{yv} = resistencia a la fluencia para A_{vf}

f_{ys} = resistencia a la fluencia para A_{sh}

μ = coeficiente de fricción por cortante = 1.4



Valores de A_{sh} , cm^2

$A_{vf} f_{yv}$ ton	$f_{ys} = 2800$ kg/cm ²	$f_{ys} = 4200$ kg/cm ²
5	1.27	0.85
10	2.55	1.70
15	3.83	2.55
20	5.10	3.40
25	6.38	4.25
30	7.65	5.10
35	8.93	5.95
40	10.20	6.80
45	11.48	7.65
50	12.75	8.50
55	14.03	9.35
60	15.31	10.20
65	16.58	11.05
70	17.86	11.90
75	19.13	12.75
80	20.41	13.60
85	21.68	14.45
90	22.96	15.30
95	24.23	16.15
100	25.51	17.00
105	26.78	17.85
110	28.06	18.70
115	29.34	19.55
120	30.61	20.40
125	31.89	21.25

$A_{vf} f_{yv}$ ton	$f_{ys} = 2800$ kg/cm ²	$f_{ys} = 4200$ kg/cm ²
130	33.16	22.10
135	34.44	22.95
140	35.71	23.80
145	36.99	24.65
150	38.26	25.50
155	39.54	26.35
160	40.82	27.20
165	42.09	28.05
170	43.37	28.90
175	44.64	29.75
180	45.92	30.60
185	47.19	31.45
190	48.47	32.30
195	49.74	33.15
200	51.02	34.00
205	52.29	34.85
210	53.57	35.70
215	54.85	36.55
220	56.12	37.40
225	57.40	38.25
230	58.67	39.10
235	59.95	39.95
240	61.22	40.80
245	62.50	41.65
250	63.77	42.50

B-7 Cornisa o ménsula de concreto reforzado

$$V_u = \phi 0.265 bd \sqrt{f'_c} (C_1 C_2)$$

Ver sección 2.4.2.

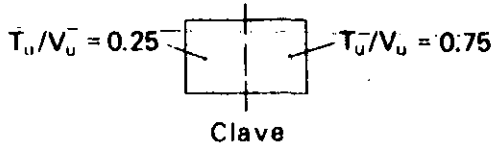
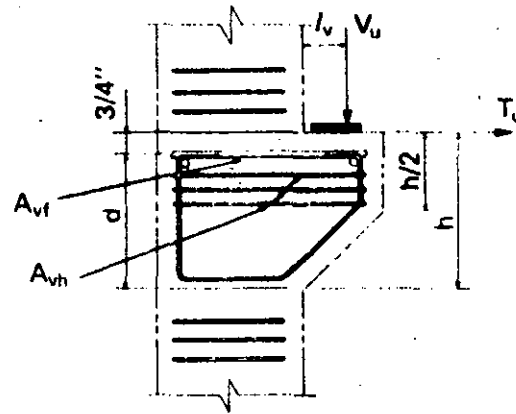
V_u = Capacidad última al cortante

f'_c = 350 kg/cm² para otras resistencias de concreto, multiplique los valores de la tabla por $\sqrt{f'/350}$

f_y = 2800 kg/cm²

h = $d + 1.9 + 1/2$ diámetro de la barra

b = Ancho de la columna perpendicular a la cara que se muestra



Nota: Ver fig. 2-3 para detalles adicionales

Valores de V_u en ton.

	A_{vf}	A_{vh}	$l_v/d = 0.2$								$l_v/d = 0.4$							
			$h = 25$ cm		$h = 35$		$h = 45$		$h = 55$		$h = 25$		$h = 35$		$h = 45$		$h = 55$	
$b = 30$ cm	2 - No. 5	2 - No. 3	24	14	30	15					21	11	25	13				
	2 - No. 6	2 - No. 3	28	17	34	19	40	22			24	15	29	17	34	18		
	2 - No. 7	2 - No. 4	32	21	39	24	46	26	52	28	27	18	33	20	39	22	44	24
	2 - No. 8	2 - No. 4			44	28	51	31	58	33			37	24	44	26	50	29
	2 - No. 9	3 - No. 4			49	33	57	36	64	39			28	28	48	30	54	33
			$h = 30$		$h = 40$		$h = 50$		$h = 60$		$h = 30$		$h = 40$		$h = 50$		$h = 60$	
$b = 35$ cm	2 - No. 5	2 - No. 3	29	14							25	13						
	2 - No. 6	2 - No. 3	34	19	41	22					29	16	35	18				
	2 - No. 7	2 - No. 4	39	23	47	26	53	29			33	20	40	22	45	25		
	2 - No. 8	2 - No. 4	44	27	52	31	60	34	67	36	37	24	44	27	51	29	57	31
	2 - No. 9	2 - No. 4			58	36	66	40	74	43			49	31	56	34	63	36
	3 - No. 6	2 - No. 3	35	20	42	22					30	17	36	19				
	3 - No. 6	2 - No. 4	41	25	49	28	56	31	62	33	36	21	41	24	47	26	53	28
	3 - No. 7	2 - No. 4	47	30	55	34	64	37	71	40	40	26	47	29	54	32	60	34
3 - No. 8	3 - No. 4			62	40	72	44	80	47			53	34	61	37	68	40	
			$h = 35$		$h = 45$		$h = 55$		$h = 65$		$h = 35$		$h = 45$		$h = 55$		$h = 65$	
$b = 40$ cm	2 - No. 6	2 - No. 3	40	22							34	18						
	2 - No. 7	2 - No. 4	46	26	54	29					39	22	46	25				
	2 - No. 8	2 - No. 4	52	31	61	34	69	37	76	40	44	26	51	29	58	32	64	34
	2 - No. 9	3 - No. 4	58	36	67	40	76	43	83	46	49	31	57	34	64	37	71	39
	3 - No. 5	2 - No. 3	42	22							36	19						
	3 - No. 6	2 - No. 4	48	28	56	31	64	33			41	24	48	26	54	28		
	3 - No. 7	2 - No. 4	55	34	64	37	73	40	80	43	47	29	54	32	62	34	68	37
	3 - No. 8	3 - No. 4	62	40	73	44	82	48	90	51	53	34	62	38	69	41	76	44
	3 - No. 9	4 - No. 4			80	51	90	58	100	60			68	44	77	47	85	50
	4 - No. 5	2 - No. 4	47	27	55	29					40	23	47	25				
4 - No. 6	2 - No. 4	55	33	64	37	72	40	80	43	47	29	54	32	61	33	68	36	
4 - No. 7	3 - No. 4	62	41	73	45	82	49	91	52	53	35	62	38	70	41	77	44	
4 - No. 8	4 - No. 4			82	54	92	58	102	62			69	45	79	49	87	52	

B-7 (cont.) Comisa o ménsula de concreto reforzado

Valores de V_u en tons.																			
	A_{vf}	A_{vh}	$l_v/d = 0.2$								$l_v/d = 0.4$								
			$h = 40$		$h = 50$		$h = 60$		$h = 70$		$h = 40$		$h = 50$		$h = 60$		$h = 70$		
$b = 45$ cm	2 - No. 7	2 - No. 4	53	29							46	25							
	2 - No. 8	2 - No. 4	60	34	69	37					51	29	59	32					
	2 - No. 9	3 - No. 4	67	40	76	44	85	47	93	50	57	34	65	37	73	40	80	42	
	3 - No. 6	2 - No. 4	58	31							47	26							
	3 - No. 7	2 - No. 4	64	37	73	41	81	44			54	32	62	35	69	37			
	3 - No. 8	3 - No. 4	72	44	83	48	92	52	105	55	61	38	70	41	78	44	86	47	
	3 - No. 9	4 - No. 4	80	51	91	56	102	60	112	64	68	44	77	48	87	51	95	54	
	4 - No. 5	2 - No. 4	55	29							47	25							
	4 - No. 6	2 - No. 4	64	37	73	40	81	43			54	31	62	34	69	36			
	4 - No. 7	3 - No. 4	73	45	83	49	93	52	102	56	62	38	71	42	79	44	86	47	
4 - No. 8	4 - No. 4	81	53	93	58	104	62	114	66	69	45	80	49	88	53	97	56		
4 - No. 9	5 - No. 4			103	67	115	73	128	77			88	57	98	62	107	65		
			$h = 45$		$h = 55$		$h = 65$		$h = 75$		$h = 45$		$h = 55$		$h = 65$		$h = 75$		
$b = 50$ cm	2 - No. 8	2 - No. 4	89	37							58	32							
	2 - No. 9	3 - No. 4	78	44	88	47	96	50			65	37	73	40	81	43			
	3 - No. 7	2 - No. 4	73	41	82	44					62	35	70	37					
	3 - No. 8	3 - No. 4	82	48	93	52	102	58	112	59	70	41	79	44	87	47	95	50	
	3 - No. 9	4 - No. 4	91	56	102	61	113	65	123	69	77	47	87	51	96	55	105	58	
	4 - No. 6	2 - No. 4	73	40	82	44					62	34	69	37					
	4 - No. 7	3 - No. 4	83	49	93	53	103	58	112	59	70	41	79	45	87	48	95	50	
	4 - No. 8	4 - No. 4	93	58	105	63	116	67	128	71	79	49	89	53	98	57	107	60	
	4 - No. 9	5 - No. 4	103	67	116	73	128	78	140	82	87	57	98	62	109	66	119	70	
	5 - No. 5	2 - No. 4	69	37							58	32							
5 - No. 6	3 - No. 4	80	46	90	50	99	53			68	39	76	43	84	45				
5 - No. 7	4 - No. 4	91	56	103	61	113	65	123	69	77	48	87	51	97	55	105	58		
5 - No. 8	5 - No. 4	102	67	116	72	128	77	139	81	87	57	98	62	109	65	118	69		
5 - No. 9	6 - No. 4			128	84	141	89	154	94			109	71	120	76	131	80		
			$h = 50$		$h = 60$		$h = 70$		$h = 80$		$h = 50$		$h = 60$		$h = 70$		$h = 80$		
$b = 55$ cm	2 - No. 9	3 - No. 4	86	47	96	50					73	40	81	43					
	3 - No. 7	2 - No. 4	82	44							70	37							
	3 - No. 8	3 - No. 4	92	52	103	56	113	59			79	44	87	47	96	51			
	3 - No. 9	4 - No. 4	102	61	114	65	125	69	135	73	87	51	97	55	106	58	115	62	
	4 - No. 6	2 - No. 4	81	44							69	37							
	4 - No. 7	3 - No. 4	93	53	104	57	114	60			79	45	88	48	97	51			
	4 - No. 8	4 - No. 4	105	62	117	67	128	71	138	75	89	53	99	57	109	61	118	64	
	4 - No. 9	5 - No. 4	116	73	129	78	141	83	153	87	98	62	110	66	120	70	130	74	
	5 - No. 6	3 - No. 4	90	50	100	44					76	42	85	45					
	5 - No. 7	4 - No. 4	102	61	114	50	125	69	135	73	87	51	97	55	106	58	115	62	
5 - No. 8	5 - No. 4	115	72	129	57	141	82	152	87	98	61	109	66	120	70	130	73		
5 - No. 9	6 - No. 4	127	83	142	62	156	95	169	100	108	71	121	76	132	81	143	85		

B-8 Valores para $C_1^{(1)}$

l_v/d	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50	6.50
0.1	6.49	6.49	6.48	6.47	6.45	6.44	6.41	6.39	6.36	6.33
0.2	6.30	6.26	6.22	6.18	6.14	6.09	6.05	6.00	5.95	5.90
0.3	5.85	5.80	5.75	5.70	5.65	5.60	5.55	5.50	5.45	5.40
0.4	5.35	5.30	5.25	5.20	5.15	5.10	5.06	5.01	4.97	4.92
0.5	4.87	4.83	4.79	4.74	4.70	4.66	4.61	4.57	4.53	4.49
0.6	4.45	4.41	4.37	4.34	4.30	4.26	4.22	4.19	4.15	4.12
0.7	4.08	4.05	4.02	3.98	3.95	3.92	3.89	3.86	3.83	3.80
0.8	3.77	3.74	3.71	3.68	3.65	3.62	3.60	3.57	3.54	3.52
0.9	3.49	3.46	3.44	3.42	3.39	3.37	3.34	3.32	3.30	3.27

(1) Ver Sección 2.4.2

B-9 Valores para $C_2^{(1)}$

P_v/l	T_u/V_u											
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.0040	1.40	1.23	1.08	0.95	0.83	0.73	0.64	0.57	0.50	0.44	0.38	0.34
0.0045	1.46	1.29	1.14	1.00	0.89	0.78	0.69	0.61	0.54	0.48	0.42	0.37
0.0050	1.52	1.34	1.19	1.06	0.94	0.83	0.74	0.66	0.58	0.52	0.46	0.40
0.0055	1.57	1.40	1.25	1.11	0.99	0.88	0.78	0.70	0.62	0.55	0.49	0.44
0.0060	1.62	1.45	1.30	1.16	1.04	0.92	0.83	0.74	0.66	0.59	0.53	0.47
0.0065	1.67	1.50	1.34	1.20	1.08	0.97	0.87	0.78	0.70	0.62	0.56	0.50
0.0070	1.72	1.55	1.39	1.25	1.12	1.01	0.91	0.82	0.73	0.66	0.59	0.53
0.0075	1.76	1.59	1.43	1.29	1.16	1.05	0.95	0.85	0.77	0.69	0.63	0.56
0.0080	1.81	1.63	1.48	1.34	1.21	1.09	0.99	0.89	0.80	0.73	0.66	0.59
0.0085	1.85	1.68	1.52	1.38	1.25	1.13	1.02	0.93	0.84	0.76	0.69	0.62
0.0090	1.89	1.72	1.56	1.41	1.28	1.17	1.06	0.96	0.87	0.79	0.72	0.65
0.0095	1.93	1.75	1.60	1.45	1.32	1.20	1.10	1.00	0.91	0.83	0.75	0.68
0.0100	1.96	1.79	1.63	1.49	1.36	1.24	1.13	1.03	0.94	0.86	0.78	0.71
0.0105	2.00	1.83	1.67	1.53	1.40	1.27	1.16	1.06	0.97	0.89	0.81	0.74
0.0110	2.04	1.86	1.71	1.56	1.43	1.31	1.20	1.10	1.00	0.92	0.84	0.77
0.0115	2.07	1.90	1.74	1.60	1.46	1.34	1.23	1.13	1.04	0.96	0.87	0.80
0.0120	2.10	1.93	1.78	1.63	1.50	1.38	1.26	1.16	1.07	0.98	0.90	0.83
0.0125	2.14	1.96	1.81	1.66	1.53	1.41	1.30	1.19	1.10	1.01	0.93	0.86
0.0130	2.17	2.00	1.84	1.70	1.56	1.44	1.33	1.22	1.13	1.04	0.96	0.88

(1) Ver sección 2.4.2

B-10 Capacidad última al cortante de formas estructurales de acero⁽¹⁾

Peralte Nominal cm.	Forma estructural acero A36	Ancho del patín ⁽⁴⁾ cm	V _U ton.	Peralte nominal cm	Forma estructural acero A36	Ancho del patín ⁽⁴⁾ cm	V _U ton.
10.1	W 4 x 13	10.3	10.4	25.4	W 10 x 25	14.6	22.6
	M 4 x 13.8	10.1	11.3		W 10 x 33	20.2	25.4
	S 4 x 9.5	7.1	11.8		W 10 x 29	14.7	26.3
12.7	S 5 x 10	7.6	9.5		S 10 x 25.4	11.8	28.1
	W 5 x 16	12.7	10.8		W 10 x 39	20.3	28.5
	W 5 x 18.5	12.7	12.2		W 10 x 45	20.4	31.7
	M 5 x 18.9	12.7	14.1		2- C 10 x 15.3	13.2	43.0
	S 5 x 14.75	8.3	22.2 ⁽³⁾		S 10 x 35	12.5	53.5
	2- C 5 x 9	9.5	29.1 ⁽³⁾		2-MC 10 x 21.9	17.5	58.5
15.2	S 6 x 12.5	8.4	12.7		2-MC 10 x 24.9	17.2	67.5
	W 6 x 16	10.2	14.5		2- C 10 x 20	13.9	68.0
	W 6 x 20	15.3	14.5		2-MC 10 x 25.3	18.0	76.6
	W 6 x 25	15.4	18.1		2-MC 10 x 28.5	20.1	76.2
	M 6 x 22.5	15.4	19.9		2-MC 10 x 28.3	17.7	85.7
	2- C 6 x 8.2	9.7	21.7 ⁽²⁾		2- C 10 x 25	14.6	94.3
	S 6 x 17.25	9.0	24.9 ⁽²⁾		2-MC 10 x 33.6	20.8	103.4
	2-MC 6 x 12	12.6	33.5 ⁽²⁾		2- C 10 x 30	15.4	121.1 ⁽²⁾
	2- C 6 x 10.5	10.3	34.0 ⁽³⁾		2-MC 10 x 41.1	21.9	142.8
	2-MC 6 x 15.1	14.9	34.0				
	2-MC 6 x 15.3	17.8	36.7		W 12 x 27	10.5	25.4
	2-MC 6 x 16.3	15.2	40.3		W 12 x 31	16.6	28.5
2-MC 6 x 18	17.8	40.8	W 12 x 40		20.3	31.7	
2- C 6 x 13	10.9	47.2 ⁽³⁾	W 12 x 36		16.7	33.5	
17.8	S 7 x 15.3	9.3	15.8		W 12 x 45	20.4	36.2
	2- C 7 x 9.8	10.6	26.3	S 12 x 31.8	12.7	37.6	
	S 7 x 20	9.8	28.1	W 12 x 50	20.5	40.8	
	2- C 7 x 12.25	11.1	39.4 ⁽²⁾	S 12 x 35	12.9	46.3	
	2-MC 7 x 19.1	17.5	44.4	S 12 x 40.8	13.3	50.8	
	2-MC 7 x 17.6	16.2	47.2	2- C 12 x 20.7	14.9	60.7	
	2- C 7 x 14.75	11.6	52.6 ⁽³⁾	S 12 x 50	13.9	73.9	
	2-MC 7 x 22.7	18.3	63.0	2- C 12 x 25	15.4	83.4	
20.3	S 8 x 18.4	10.1	19.5	2-MC 12 x 30.9	17.5	97.0	
	W 8 x 28	16.6	20.4	2-MC 12 x 35	19.1	100.6	
	W 8 x 31	20.3	20.8	2-MC 12 x 32.9	17.7	107.9	
	W 8 x 35	20.4	23.1	2- C 12 x 30	16.1	109.7	
	W 8 x 40	20.5	27.2	2-MC 12 x 40	19.7	127.0	
	W 8 x 48	20.6	30.8	2-MC 12 x 37	18.3	129.2	
	S 8 x 23	10.6	31.7	2-MC 12 x 45	20.3	153.3	
	2- C 8 x 11.5	11.5	31.7	2-MC 12 x 50	21.0	180.0	
	2- C 8 x 13.75	11.6	43.5				
	2-MC 8 x 18.7	15.1	50.8	2-MC 13 x 31.8	20.3	87.5	
	2-MC 8 x 21.4	17.5	53.9	2-MC 13 x 35	20.6	104.3	
	2-MC 8 x 20	15.3	57.6	2-MC 13 x 40	21.2	130.6	
2-MC 8 x 22.8	17.7	61.2	2-MC 13 x 50	22.4	183.7		
2- C 8 x 18.75	12.8	69.8 ⁽²⁾					
22.8	2- C 9 x 13.4	12.3	37.6	W 14 x 30	17.1	33.5	
	2- C 9 x 15	12.6	46.3	W 14 x 34	17.1	36.2	
	2-MC 9 x 23.9	17.5	64.8	W 14 x 43	20.3	37.6	
	2- C 9 x 20	13.4	72.5 ⁽²⁾	W 14 x 38	17.2	39.9	
2-MC 9 x 25.4	17.7	72.5	W 14 x 48	20.4	42.1		
25.4				35.5	S 15 x 42.9	13.9	50.8
					S 15 x 50	14.3	73.9
					2- C 15 x 33.9	17.2	107.9
					2- C 15 x 40	17.8	140.1
30.5				38.1	2- C 15 x 50	18.8	192.7
					W 16 x 36	17.7	42.6
					W 16 x 40	17.7	43.9
					W 16 x 45	17.8	49.9
33.0				40.6	W 16 x 50	17.9	55.3

(1) V_U para proyecciones que no excedan de 25.4 cm, excepto cuando así se especifica, basado en un factor mínimo de carga última de 1.7.

(2) Proyección no mayor de 20.6 cm.

(3) Proyección no mayor de 15.2 cm.

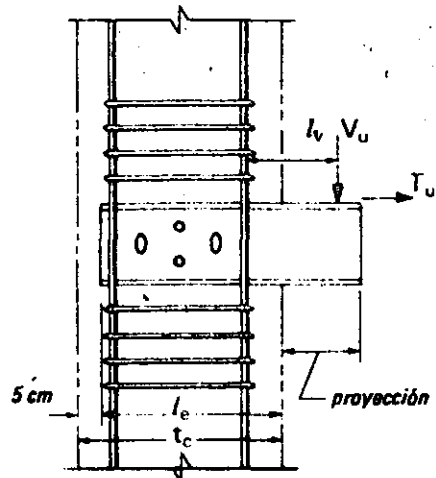
(4) La capacidad del concreto debe verificarse por medio de la Ecuación (2-9) o de la Ayuda de Diseño B-11

B-11 Capacidad de los perfiles de acero estructural empotrados (un lado)

$$V_u = \frac{\phi f_c b l_e}{3 + 4 l_v / l_e}$$

$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$; para concreto de otra resistencia multiplique los valores por $f_c / 350$

Los valores son para la capacidad del concreto. Deberá revisarse la suficiencia de la sección de acero estructural (ver B-10).



Valores de V_u en ton

Ancho de la sección de acero b en cm	proyección = 15 cm						
	$t_c = 30$	$t_c = 35$	$t_c = 40$	$t_c = 45$	$t_c = 50$	$t_c = 55$	$t_c = 60$
8	11.1	14.3	17.7	21.2	24.8	28.4	31.9
9	12.5	16.1	20.0	23.9	27.9	32.0	36.0
10	13.8	17.9	22.2	26.6	31.1	35.6	40.0
11	15.2	19.7	24.4	29.2	34.2	39.1	44.0
13	18.0	23.3	28.9	34.5	40.4	46.2	52.0
14	19.2	25.1	31.0	37.2	43.5	49.8	56.1
15	20.6	26.9	33.2	40.0	46.6	53.3	60.1
17	23.4	30.5	37.6	45.2	52.8	60.5	68.1
18	24.7	32.3	39.8	47.9	55.9	64.0	72.1
19	26.1	34.1	42.1	50.5	59.0	67.6	76.1
20	27.5	35.9	44.2	53.2	62.2	71.1	80.1
22	30.2	39.4	48.6	58.5	68.4	78.2	88.1
23	31.8	41.2	50.9	61.2	71.5	81.2	92.1
24	33.0	43.0	53.1	63.8	74.6	85.3	96.1
25	34.4	44.8	55.3	66.5	77.7	88.9	100.1
Ancho de la sección de acero b en cm	Proyección = 20 cm						
	$t_c = 30$	$t_c = 35$	$t_c = 40$	$t_c = 45$	$t_c = 50$	$t_c = 55$	$t_c = 60$
8	9.6	12.7	15.8	19.1	22.5	26.1	29.6
9	10.8	14.3	17.7	21.5	25.3	29.3	33.3
10	12.0	15.8	19.7	23.9	28.1	32.6	37.1
11	13.1	17.4	21.7	26.3	30.1	35.8	40.8
13	15.5	20.6	25.6	31.1	36.5	42.3	48.2
14	16.7	22.2	27.6	33.5	39.3	45.6	51.9
15	17.9	23.8	29.6	35.9	42.1	48.9	55.6
17	20.3	26.8	33.5	40.6	47.8	55.4	63.0
18	21.5	28.5	35.5	43.0	50.6	58.6	66.7
19	22.7	30.1	37.5	45.4	53.4	61.9	70.4
20	23.9	31.7	39.4	47.8	56.2	65.1	74.1
22	26.3	34.8	43.4	52.8	61.8	71.7	81.5
23	27.5	36.4	45.4	55.0	64.6	74.9	85.2
24	28.7	38.0	47.3	57.4	67.4	78.2	88.9
25	29.9	39.6	49.3	59.8	70.2	81.4	92.6

B-11 (cont.) Capacidad de los perfiles de acero estructural empotrados (un lado)

Valores de V_u en ton							
Ancho de la sección de acero b en cm	Proyección = 25 cm						
	$t_c = 30$	$t_c = 35$	$t_c = 40$	$t_c = 45$	$t_c = 50$	$t_c = 55$	$t_c = 60$
8	8.6	11.2	14.3	17.5	20.6	23.9	27.3
9	9.7	12.6	16.1	19.6	23.1	26.9	30.7
10	10.8	14.0	17.9	21.8	25.7	29.9	34.1
11	13.6	17.8	22.7	27.7	32.6	37.9	43.2
13	14.0	18.3	23.3	28.4	33.4	38.9	44.3
14	15.1	19.7	25.1	30.5	36.0	41.8	47.7
15	16.1	21.1	26.9	32.7	38.5	44.8	51.1
17	18.3	23.9	30.5	37.1	43.7	50.8	57.9
18	19.4	25.3	32.3	39.3	46.3	53.8	61.3
19	20.4	26.7	34.1	41.4	48.8	56.8	64.7
20	21.6	28.1	35.9	43.6	51.4	59.8	68.1
22	23.7	30.9	39.4	48.0	56.5	65.7	74.9
23	24.7	32.3	41.2	50.2	59.1	69.7	78.4
24	25.8	33.7	43.0	52.4	61.6	71.7	81.8
25	26.9	35.1	44.8	54.5	64.2	74.7	85.2

B-12 Capacidad de los perfiles de acero estructural empotrados (ambos lados)

$V_u = \frac{\phi f_c b l_o}{3}$

$f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$; para concretos de otras resistencias multiplique los valores por $f_c / 350$

Los valores son para capacidades de concreto con una carga aproximadamente igual de cada lado. Revise la suficiencia de la sección de acero estructural (ver B-10) y los efectos de carga desigual.

Valores de V'_u en ton							
Ancho de la sección de acero b en cm	$t_c = 30$	$t_c = 35$	$t_c = 40$	$t_c = 45$	$t_c = 50$	$t_c = 55$	$t_c = 60$
8	23.9	27.9	31.9	36.9	39.8	43.8	47.8
9	26.9	31.4	35.9	40.3	44.8	49.3	53.8
10	29.9	34.9	39.8	44.8	49.8	54.8	59.8
11	32.9	38.3	43.8	49.3	54.8	60.3	65.7
13	38.8	45.3	51.8	53.8	64.7	71.2	77.7
14	41.8	48.9	55.8	62.8	69.7	76.7	83.7
15	44.8	52.3	59.8	67.2	74.7	82.2	89.6
17	50.8	59.3	67.7	76.2	84.7	93.1	101.6
18	53.8	62.8	71.7	80.7	89.6	98.6	107.6
19	56.8	66.2	75.8	85.2	94.6	104.1	113.6
20	59.8	69.7	79.7	89.6	99.6	109.6	118.5
22	65.7	76.7	87.7	96.6	109.6	120.5	131.5
23	68.7	80.2	91.6	103.1	114.6	126.0	137.5
24	71.7	83.7	95.6	107.6	119.5	131.5	143.4
25	74.7	87.2	99.6	112.1	124.5	137.0	149.4

B-13 Curvas típicas de fluencia y contracción

Tabla A. Concreto de peso normal*

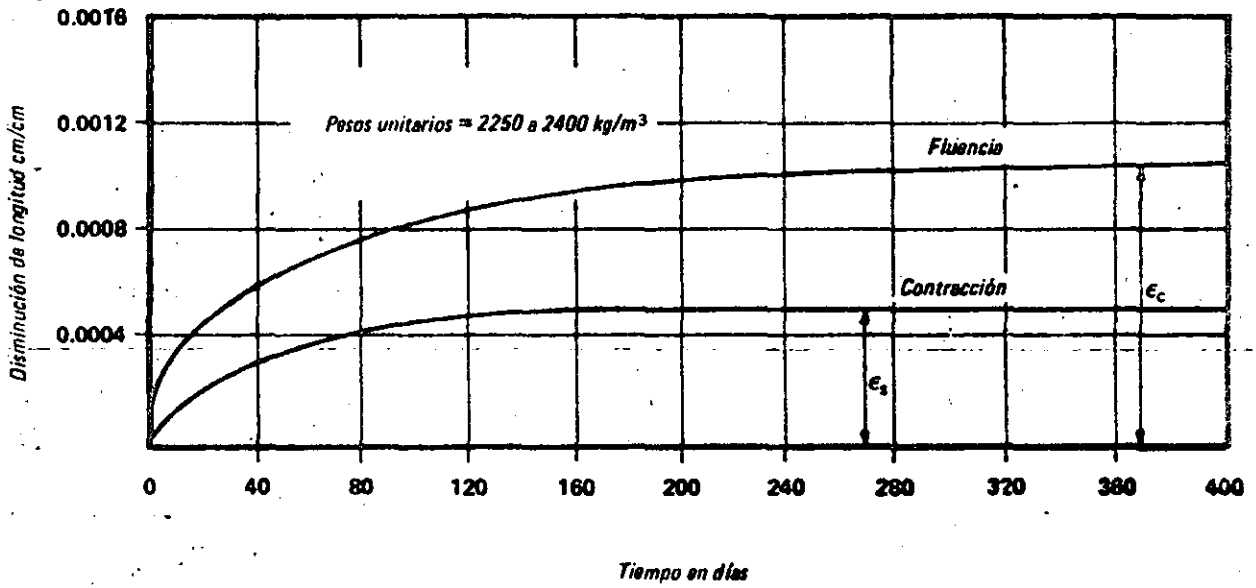
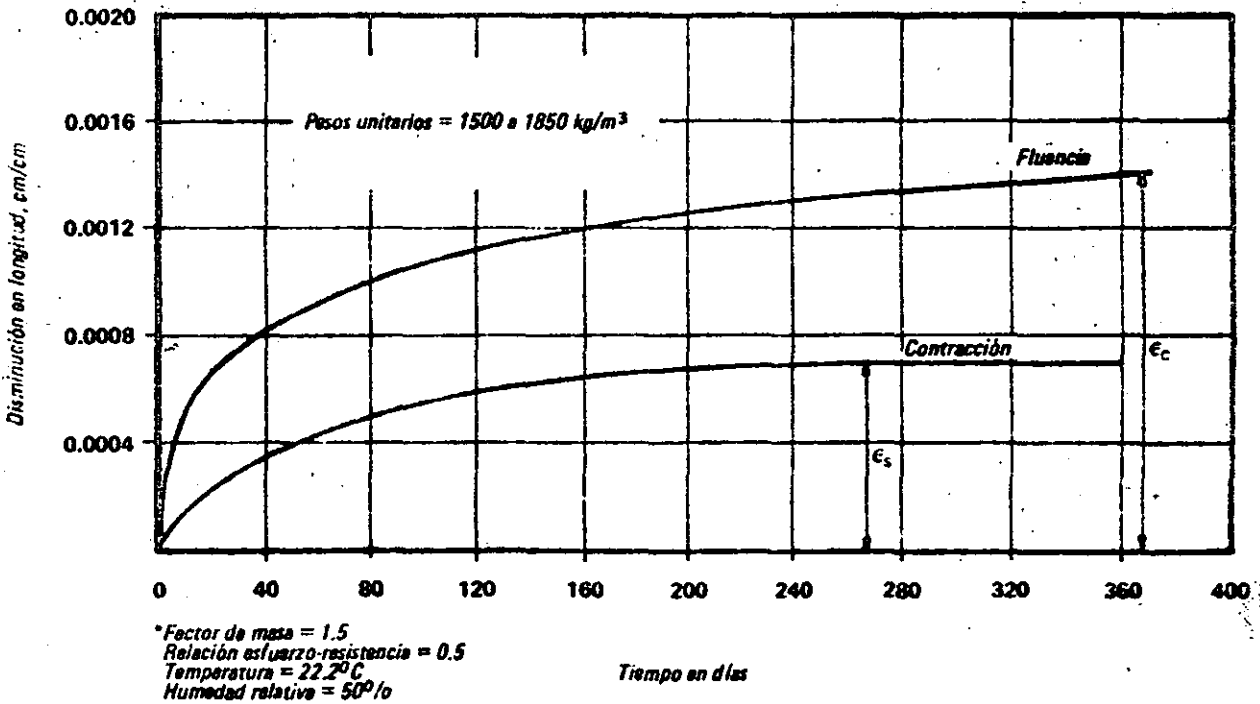
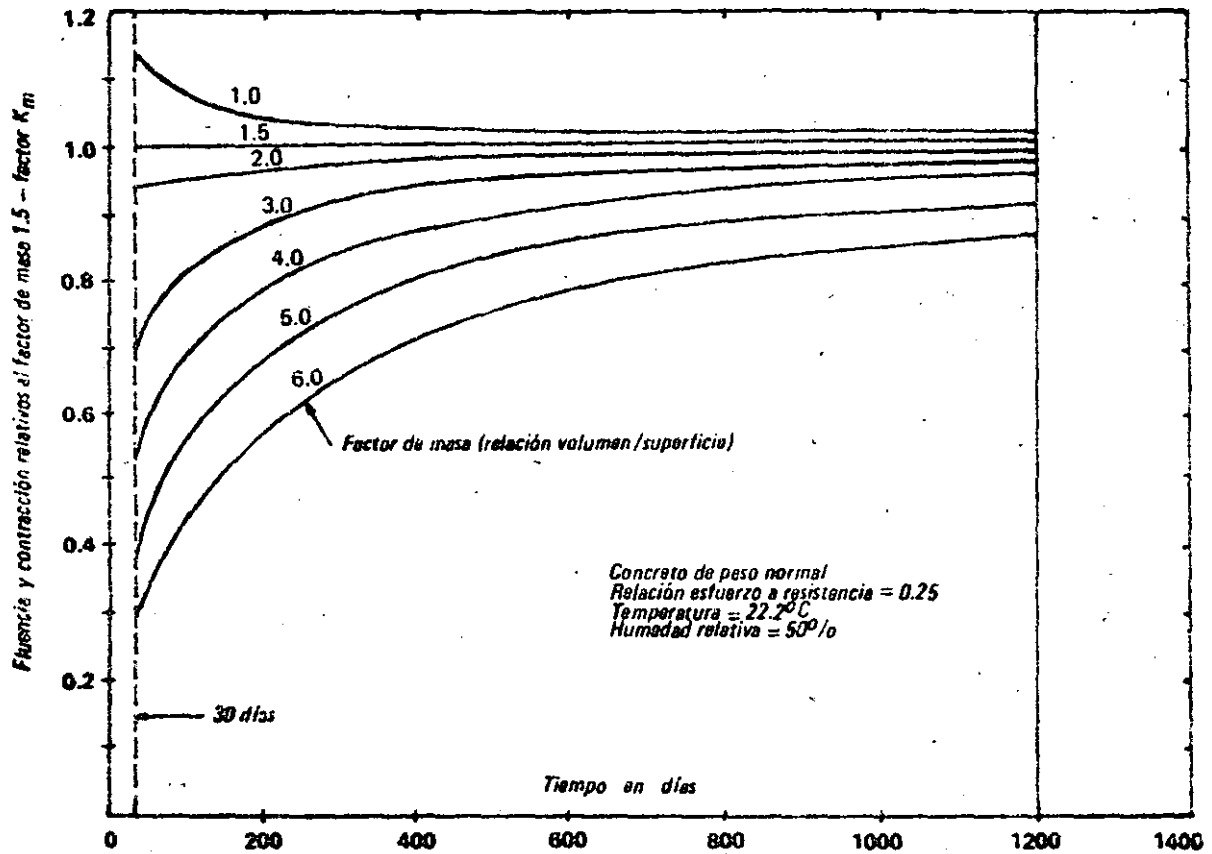


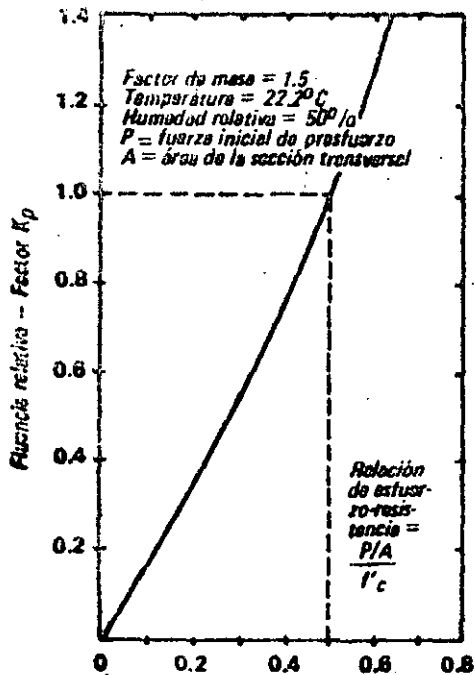
Tabla B. Concreto ligero



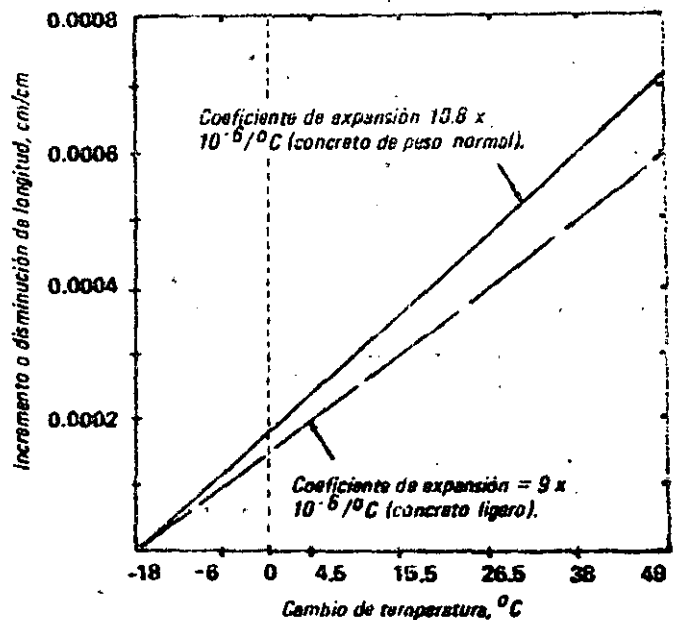
B-14 Curvas del factor de masa para determinar K_m



B-15 Factor k_p - proporción entre la fluencia y la relación esfuerzo-resistencia

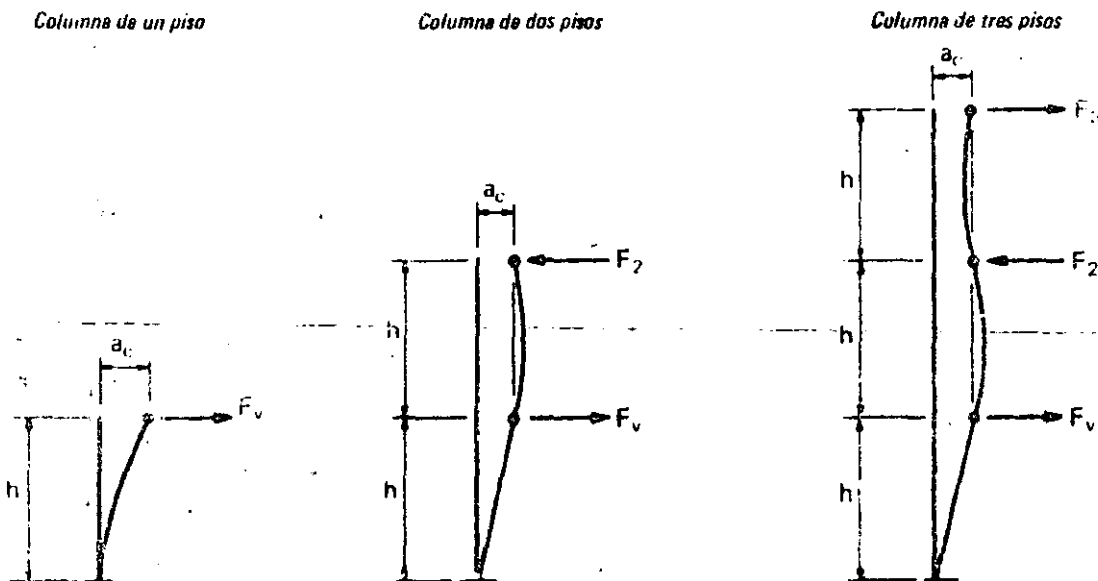


B-16 Cambio de longitud con variaciones de temperatura



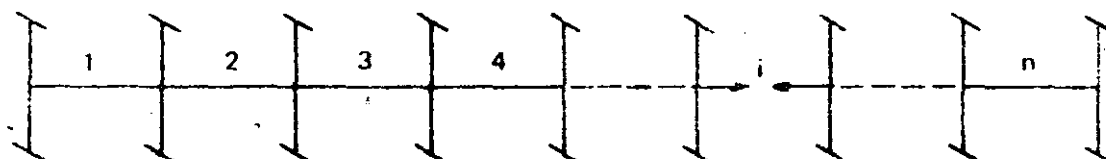
B-17 Aumento de las fuerzas de restricción por cambio de volumen

Aumento de fuerzas en estructuras de pisos múltiples



Fuerza	Grado de empotramiento de la base		Fuerza	Grado de empotramiento de la base		Fuerza	Grado de empotramiento de la base	
	50%	100%		50%	100%		50%	100%
F_v	$\frac{1.5 E_{ct} I_c (a_c)}{h^3}$	$\frac{3 E_{ct} I_c (a_c)}{h^3}$	F_v	$\frac{6.60 E_{ct} I_c (a_c)}{h^3}$	$\frac{9.43 E_{ct} I_c (a_c)}{h^3}$	F_v	$\frac{7.54 E_{ct} I_c (a_c)}{h^3}$	$\frac{10.31 E_{ct} I_c (a_c)}{h^3}$
			F_2	$0.32 F_v$	$0.27 F_v$	F_2	$0.45 F_v$	$0.39 F_v$
						F_3	$0.074 F_v$	$0.065 F_v$

Aumento de fuerza en estructura de naves múltiples



$$F_i = F_v (i) (n + 1 - i)$$

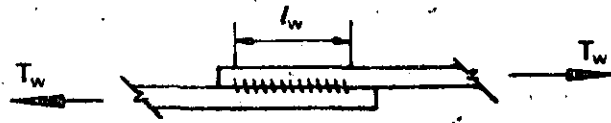
B-18 Capacidad última de los refuerzos soldados

$$T_w = \phi(1761) l_w t_w$$

$$\phi = 0.70$$

l_w = longitud de la soldadura en cm

t_w = espesor de la garganta de la soldadura, cm



Valores de T_w en tons.

l_w (cm)	$t_w = 0.4$	$t_w = 0.6$	$t_w = 0.8$	$t_w = 1.0$	$t_w = 1.2$	$t_w = 1.4$	$t_w = 1.6$
3	1.6	2.2	3.0	3.7	4.4	5.2	5.9
4	2.0	3.0	3.9	4.9	5.9	6.9	7.9
5	2.5	3.7	4.9	6.2	7.4	8.6	9.8
6	3.0	4.4	5.9	7.4	8.9	10.3	11.8
7	3.4	5.2	6.9	8.6	10.3	12.1	13.8
8	3.9	5.9	7.9	9.8	11.8	13.8	15.7
9	4.4	6.8	8.9	11.1	13.3	15.5	17.7
10	4.9	7.4	9.8	12.3	14.8	17.2	19.7
12	5.9	8.9	11.8	14.8	17.7	20.7	23.8
14	6.9	10.3	13.8	17.2	20.7	24.1	27.8
16	7.9	11.8	15.7	19.7	23.6	27.6	31.5
18	8.9	13.3	17.7	22.1	26.6	31.0	35.4
20	9.8	14.8	19.7	24.6	29.5	34.5	39.4
22	10.8	16.2	21.7	27.1	32.5	37.9	43.3
24	11.8	17.7	23.6	29.5	35.4	41.3	47.2
26	12.8	19.2	25.6	32.0	38.4	44.8	51.2
28	13.8	20.7	27.6	34.4	41.3	48.2	55.1
30	14.8	22.1	29.5	36.9	44.3	51.7	59.1
32	15.7	23.6	31.5	39.4	47.2	55.1	63.0

B-19 Longitudes necesarias de traslape y desarrollo

$f_y = 2812.4 \text{ Kg/cm}^2$

Tensión:

$$l_d = 0.0594 A_b f_y / \sqrt{f_c}; \text{ mínimo} = 0.00596 f_y d_b \text{ o } 30 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo en compresión:

$$l_d = 0.07544 f_y d_b / \sqrt{f_c}; \text{ mínimo} = 0.00427 f_y d_b \text{ o } 20 \text{ cm}$$

Empalme en compresión:

$$\text{compresión } l_d; \text{ mínimo} = 0.101 f_y d_b \text{ o } 30 \text{ cm}$$

A_b = Área de cada varilla, cm^2

d_b = diámetro de la varilla, cm

Para las limitaciones, ver ACI 318-71, Secciones 7.6, 7.7, 12.5, 12.6

Longitudes de traslape y desarrollo en cm

A_b cm^2	Número de la varilla	$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$					$f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$					$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$					Empalme mín. a la comp.
		Tensión				compresión	Tensión				compresión	Tensión				compresión	
		l_d	$1.3 l_d$	$1.7 l_d$	$2.0 l_d$		l_d	$1.3 l_d$	$1.7 l_d$	$2.0 l_d$		l_d	$1.3 l_d$	$1.7 l_d$	$2.0 l_d$		
0.71	3	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30
1.27	4	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30
1.99	5	30	39	51	60	23.9	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	31.8
2.87	6	33.9	44.1	57.6	67.8	28.6	30	39	51	60	23.4	30	39	51	60	21.7	38.2
3.87	7	45.7	59.4	77.7	91.4	33.3	37.3	48.5	63.5	74.7	27.2	34.6	44.9	58.7	69.1	25.2	44.4
5.08	8	59.9	77.9	101.8	119.8	38.1	48.9	63.6	83.1	97.8	31.1	45.3	58.9	77.0	90.5	28.8	50.8
6.42	9	75.8	98.6	128.9	151.7	42.9	61.9	80.5	105.3	123.8	35.1	57.3	74.5	97.5	114.7	32.4	57.2
7.94	10	87.9	121.9	159.5	187.6	47.7	76.6	99.6	130.2	153.2	39.0	70.9	92.2	120.5	141.2	36.1	63.6
11.40	12	134.7	175.1	229.0	269.4	57.2	110.0	142.9	186.9	219.9	46.7	101.2	132.3	173.1	203.6	43.2	76.2

A_b cm^2	Número de la Varilla	$f_c = 400 \text{ kg/cm}^2$					$f_c = 500 \text{ Kg/cm}^2$					$f_c = 550 \text{ Kg/cm}^2$					Empalme mín. a la Comp.
		Tensión				Compre-sión	Tensión				Compre-sión	Tensión				Compre-sión	
		l_d	$1.3 l_d$	$1.7 l_d$	$2.0 l_d$		l_d	$1.3 l_d$	$1.7 l_d$	$2.0 l_d$		l_d	$1.3 l_d$	$1.7 l_d$	$2.0 l_d$		
0.71	3	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30
1.27	4	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30
1.99	5	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	31.8
2.87	6	30	39	51	60	20.3	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	38.2
3.87	7	32.3	42.0	55.0	64.7	23.5	30	39	51	60	21.1	30	39	51	60	20.1	44.4
5.07	8	42.3	55.1	72.0	84.7	26.9	37.9	49.2	64.4	75.8	24.1	36.1	46.9	61.4	72.2	23.0	50.8
6.42	9	53.6	69.7	91.2	107.3	30.3	48.0	62.4	81.5	95.9	27.1	45.7	59.5	77.7	91.5	25.9	57.2
7.94	10	66.3	86.2	112.7	132.7	33.7	59.3	77.1	100.8	118.6	30.2	56.6	73.5	96.2	113.1	28.8	63.6
11.40	12	95.2	123.8	161.9	190.4	40.4	85.2	110.1	144.8	170.3	36.1	61.2	105.6	138.0	162.4	34.5	76.2

Tensión:

$$l_d = 0.0594 A_b f_y / \sqrt{f'_c}; \text{mínimo} = 0.00596 f_y d_b \text{ o } 30 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo en compresión:

$$l_d = 0.07544 f_y d_b / \sqrt{f'_c}; \text{mínimo} = 0.00427 f_y d_b \text{ o } 20 \text{ cm}$$

Empalme en compresión:

$$\text{compresión } l_d; \text{mínimo} = 0.101 f_y d_b \text{ o } 30 \text{ cm}$$

A_b = área de cada varilla, cm^2 :

d_b = diámetro de la varilla, cm

Para las limitaciones, ver ACI 318-71, Secciones 7.6, 7.7, 12.5, 12.6

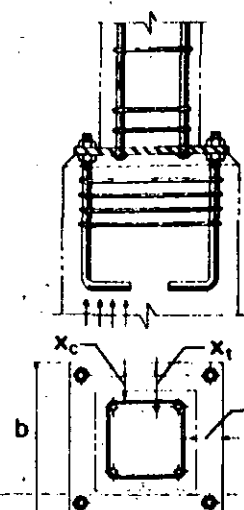
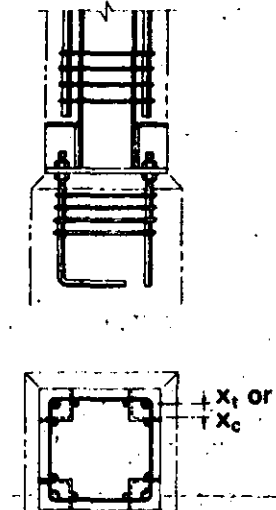
En las tablas siguientes, se aumentaron la primera y la última columnas que corresponden al área (A_b) y al diámetro (d_b) de las varillas. Asimismo, en la columna de el número de la varilla no aparece la 11, debido a que no se fabrica en México.

A_b cm^2	Número de la Varilla	$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$					$f'_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$					$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$					Empalme mín. a la comp.	d_b cm	
		Tensión				Compre- sión l_d	Tensión				Compre- sión l_d	Tensión				compre- sión l_d			
		l_d	$1.3l_d$	$1.7l_d$	$2.0l_d$		l_d	$1.3l_d$	$1.7l_d$	$2.0l_d$		l_d	$1.3l_d$	$1.7l_d$	$2.0l_d$				
0.71	3	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	0.96	
1.27	4	30	39	51	60	28.6	30	39	51	60	23.3	30	39	51	60	21.6	38.1	1.27	
1.99	5	35.3	45.8	59.9	70.5	35.8	30	39	51	60	29.2	30	39	51	60	27.0	47.7	1.59	
2.87	6	50.9	66.1	86.5	101.7	43.0	41.5	54.0	70.6	83.0	35.1	38.4	50.0	65.4	78.9	32.5	57.3	1.91	
3.87	7	68.6	89.1	116.6	137.1	50.0	56.0	72.8	95.2	112.0	40.8	51.8	67.4	88.1	103.7	37.8	68.6	2.22	
5.07	8	89.8	116.8	152.7	179.7	57.2	73.4	95.4	124.7	146.7	46.7	67.9	88.3	115.4	136.8	43.2	76.2	2.64	
6.42	9	113.8	147.9	193.4	227.5	64.4	92.9	120.7	157.9	185.8	52.6	86.0	111.8	146.2	172.0	48.7	85.8	2.88	
7.94	10	140.7	182.9	239.2	281.4	71.6	114.9	149.3	195.3	229.7	58.4	106.4	138.3	180.8	212.9	54.1	96.4	3.18	
11.40	12	202.0	262.6	343.4	404.0	85.7	164.9	214.4	280.4	329.9	70.0	152.7	198.5	259.6	305.4	64.8	114.3	3.81	

A_b cm^2	Número de la Varilla	$f'_c = 400 \text{ Kg/cm}^2$					$f'_c = 500 \text{ Kg/cm}^2$					$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$					Empalme mín. a la Comp.		
		Tensión				Compre- sión l_d	Tensión				Compre- sión l_d	Tensión				compre- sión l_d			
		l_d	$1.3l_d$	$1.7l_d$	$2.0l_d$		l_d	$1.3l_d$	$1.7l_d$	$2.0l_d$		l_d	$1.3l_d$	$1.7l_d$	$2.0l_d$				
0.71	3	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	30		
1.27	4	30	39	51	60	20.2	30	39	51	60	20	30	39	51	60	20	38.1		
1.99	5	30	39	51	60	25.3	30	39	51	60	22.6	30	39	51	60	21.6	47.7		
2.87	6	36.0	46.7	61.1	71.9	30.4	32.2	41.8	54.7	64.3	27.2	30.7	39.9	52.1	61.3	25.9	57.3		
3.87	7	48.5	63.0	82.4	97.0	35.3	43.4	56.4	73.7	86.7	31.6	41.4	53.8	70.3	82.7	30.1	66.6		
5.07	8	63.5	82.6	108.0	127.0	40.4	56.8	73.9	96.6	113.6	36.2	64.2	70.4	92.1	108.3	34.5	78.2		
6.42	9	80.4	104.6	136.7	160.9	45.5	71.9	93.5	122.3	143.9	40.7	68.6	89.2	116.6	137.2	38.8	85.8		
7.94	10	99.5	129.3	169.1	199.0	50.6	89.0	115.7	151.3	178.0	45.3	84.8	110.3	144.2	180.7	43.2	96.4		
11.40	12	142.8	186.7	242.8	285.7	60.6	127.8	166.1	217.2	255.5	54.2	121.8	158.4	207.1	243.6	51.7	114.3		

B-20 Requisitos de espesor para la placa de base de las columnas

Espesor necesario para los apoyos de concreto			
f_{bu} kg/cm ²	$x_o = 7.5$ cm	$x_o = 10.0$ cm	$x_o = 12.5$ cm
35	1.6	1.9	2.5
70	1.9	2.5	3.5
105	2.5	3.5	4.1
140	2.9	3.8	4.8
175	3.2	4.2	5.1
210	3.5	4.8	5.7
250	3.8	5.1	6.4
280	4.2	5.4	6.7

Pernos de anclaje externos
Pernos de anclaje internos

Tensión sobre los pernos de anclaje externos - espesor necesario de la placa de base

b cm	Número y diámetro de los pernos de anclaje A 36 o A 307 por lado							
	2 - 1.9 $x_t = 9.5$ cm	2 - 1.9 $x_t = 10.8$ cm	2 - 2.5 $x_t = 9.5$ cm	2 - 2.5 $x_t = 10.8$ cm	2 - 3.2 $x_t = 9.5$ cm	2 - 3.2 $x_t = 10.8$ cm	2 - 3.8 $x_t = 9.5$ cm	2 - 3.8 $x_t = 10.8$ cm
30	2.5	2.9	3.5	3.8	4.4	4.7	5.4	5.7
36	2.5	2.5	3.5	3.5	4.1	4.4	5.1	5.4
41	2.2	2.5	3.2	3.5	3.8	4.1	4.8	5.1
46	2.2	2.5	2.9	3.2	3.8	3.8	4.4	4.8
51	2.2	2.2	2.9	3.9	3.5	3.8	4.1	4.4
56	1.9	2.2	2.5	2.9	3.5	3.5	4.1	4.1
61	1.9	1.9	2.5	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
66	1.9	1.9	2.5	2.5	3.2	3.2	3.8	3.8
71	1.9	1.9	2.5	2.5	2.9	3.2	3.5	3.8

Compresión sobre los pernos de anclaje o tensión sobre los pernos de anclaje internos - espesor necesario de la placa de base

b cm	Número y diámetro de los pernos de anclaje A 36 o A 307 por lado							
	2 - 1.9 $x_c = 3.8$	2 - 1.9 $x_c = 5.1$	2 - 2.5 $x_c = 3.8$	2 - 2.5 $x_c = 5.1$	2 - 3.2 $x_c = 3.8$	2 - 3.2 $x_c = 5.1$	2 - 3.8 $x_c = 3.8$	2 - 3.8 $x_c = 5.1$
30	1.9	1.9	2.2	2.5	3.2	3.5	3.5	4.1
36	1.9	1.9	2.2	2.5	2.5	3.5	3.2	3.8
41	1.9	1.9	1.9	2.2	2.5	2.9	3.2	3.5
46	1.9	1.9	1.9	2.2	2.5	2.9	2.9	3.2
51	1.9	1.9	1.9	2.2	2.2	2.5	2.9	3.2
56	1.9	1.9	1.9	1.9	2.2	2.5	2.5	2.9
61	1.9	1.9	1.9	1.9	2.2	2.5	2.5	2.9
66	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	2.2	2.5	2.9
71	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	2.2	2.2	2.5

B 21 Diámetro necesario de los pernos de anclaje

Tabla A. Pernos fuera del perímetro de la columna, 2 en cada cara (4 en total)(1)

Altura de la columna en m	Distancia entre los pernos de anclaje, l_a en cm						
	38	43	48	53	58	64	69
3.0	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9
4.6	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	1.9
6.1	3.2	3.2	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
7.6	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2	2.5
9.1	3.8	3.8	3.2	3.2	3.2	3.2	3.2
10.7	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8	3.2
12.2	4.4	4.4	3.8	3.8	3.8	3.8	3.8

Tabla B. Pernos dentro del perímetro de la columna, 2 en cada cara (4 en total)(2)

Altura de la columna en m	Distancia entre los pernos de anclaje, l_a en cm						
	23	28	33	38	43	48	53
3.0	2.5	2.5	2.5	1.9	1.9	1.9	1.9
4.6	3.2	3.2	3.2	2.5	2.5	2.5	2.5
6.1	3.8	3.8	3.2	3.2	3.2	3.2	2.5
7.6	4.4	3.8	3.8	3.8	3.2	3.2	3.2
9.1	4.4	4.4	3.8	3.8	3.8	3.8	3.2
10.7			4.4	4.4	3.8	3.8	3.8
12.2				4.4	4.4	4.4	4.4

Pernos de anclaje doblados A307 o A36.

En la tabla se suponen 150 Kg/m² de carga de viento uniforme en una columna en cantilever que soporta vigas de 75 cm de peralte y de 7.60 m de longitud.

(1) La dimensión de la columna es $l_a - 8$ cm.

(2) La dimensión de la columna es $l_a + 8$ cm.

B-22 Longitud mínima de empotramiento para el refuerzo dentro de un ducto rodeado de lechada de cemento

Número de la varilla	Varillas grado 40		Varillas grado 60	
	Fuerza $A_b f_y$ Ton	l_e cm	Fuerza $A_b f_y$ Ton	l_e cm
3	2.0	15.0	3.0	15.0
4	3.6	15.0	5.4	19.0
5	5.6	16.0	8.4	24.0
6	8.0	18.5	12.0	28.0
7	10.9	22.0	16.3	32.5
8	14.3	25.0	21.5	37.5

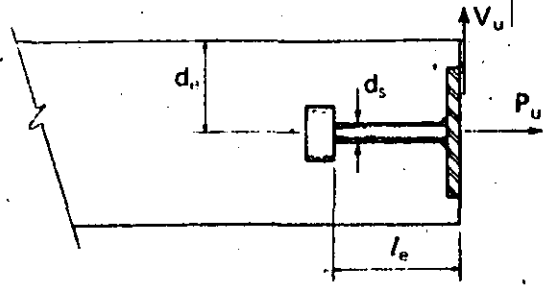
Tabla desarrollada de la ecuación (2-19).

Casquillo — tubo flexible de intercierre metálico brillante con un espesor mínimo de 0.0584 cm y resistencia en la lechada 420 Kg/cm².

B-23 Datos de diseño para los pernos soldados con cabeza

Procedimiento:

1. Para los pernos cargados en cortante determínese la capacidad de la Tabla A.
2. Para los pernos cargados en tensión, determínese la capacidad aplicando los factores de reducción de la ayuda de Diseño B-24 a los valores en la Tabla B. Revísese la capacidad del perno en la columna derecha.
3. Para esfuerzos combinados de tensión y cortante ver auxiliar de diseño B-27.
4. Redúscase la capacidad si el perno está colocado en regiones de agrietamiento por flexión.



A. Capacidad máxima del perno al cortante, Kg ⁽¹⁾

Diámetro, d_s , en cm \longrightarrow		0.6	1.0	1.3	1.6	1.9	2.2
Long. mín. del perno, en cm \longrightarrow		6.4	6.4	10.2	10.2	10.2	12.7
Distancia a la orilla libre, d_e en cm	5	580	580	580	580	580	580
	6	1000 ⁽³⁾	1060	1060	1060	1060	1060
	7.5		1540	1540	1540	1540	1540
	9		2020	2020	2020	2020	2020
	10		2250 ⁽³⁾	2500	2500	2500	2500
	11			3000	3000	3000	3000
	12.5			3470	3470	3470	3470
	14			3950	3950	3950	3950
	15			4000 ⁽³⁾	4440	4440	4440
	16.5				4920	4920	4920
	18				5400	5400	5400
	19				5880	5880	5880
	20				6260 ⁽³⁾	6360	6360
	21.5					6850	6850
	23					7330	7330
	24					7810	7810
	25.5					8290	8290
	27					8770	8770
	28					9010 ⁽³⁾	9250
29						9730	
30						10220	
32						10700	
33						11180	
34.5						11660	
35.5						12150	
37						12270 ⁽³⁾	

B. Capacidad máxima del perno a la tracción, ton⁽¹⁾

Longitud del perno, en cm	Capacidad del concreto, como desarrollado de cortante total ⁽²⁾						Máxima capacidad del perno
	6.4	10.2	12.7	15.2	17.8	20.3	
0.6	3.3	8.0					1.20
1.0		8.2		18.1			2.70
1.3		8.4	13.1	18.4		32.2	4.81
1.6		8.6	13.2	18.7		33.3	7.51
1.9		8.8	13.2	18.7	25.3	32.8	10.81
2.2			13.4	19.1	25.7	33.2	14.72

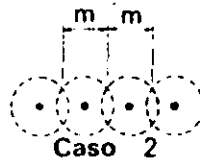
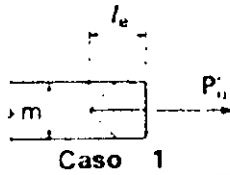
(1) Multiplíquese los valores de la tabla por 0.85 para concreto de arena ligera

(2) Multiplíquese las capacidades de tracción por $\sqrt{f'_c/350}$ para resistencias de concreto que no sean de 350 kg/cm²

(3) Los valores límites están basados en la capacidad máxima al cortante del perno

24 Factores de reducción para los conos de cortante parcial-pernos e insertos

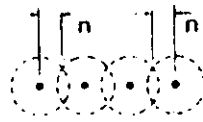
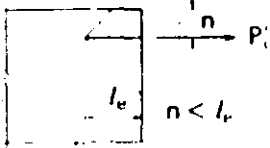
Ambos lados del cono de cortante, sin desarrollar



Pernos interiores o insertos en un grupo
 $m < 2 l_e$

m(cm)	$l_e = 6.5$	$l_e = 10.2$	$l_e = 15$	$l_e = 20$	$l_e = 23$	$l_e = 30.5$	$l_e = 38$	$l_e = 46$
7.6	0.72	0.47	0.31	0.24	0.21	0.16	0.13	0.11
10.2	0.90	0.61	0.42	0.31	0.28	0.21	0.17	0.14
12.7	1.0	0.74	0.51	0.39	0.35	0.26	0.21	0.18
15.2	1.0	0.86	0.61	0.47	0.42	0.31	0.25	0.21
17.8	1.0	0.95	0.70	0.54	0.48	0.37	0.29	0.25
20.3	1.0	1.0	0.78	0.61	0.55	0.42	0.34	0.28
22.9	1.0	1.0	0.86	0.68	0.61	0.47	0.38	0.31
25.4	1.0	1.0	0.92	0.74	0.67	0.51	0.42	0.35
27.9	1.0	1.0	0.97	0.80	0.73	0.56	0.46	0.38
30.5	1.0	1.0	1.0	0.86	0.78	0.61	0.50	0.42
33.0	1.0	1.0	1.0	0.91	0.83	0.65	0.53	0.45
35.6	1.0	1.0	1.0	0.95	0.88	0.70	0.57	0.48
38.1	1.0	1.0	1.0	0.98	0.92	0.74	0.61	0.51
40.6	1.0	1.0	1.0	1.0	0.96	0.78	0.65	0.55
43.2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.98	0.82	0.68	0.58
45.7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.86	0.72	0.61

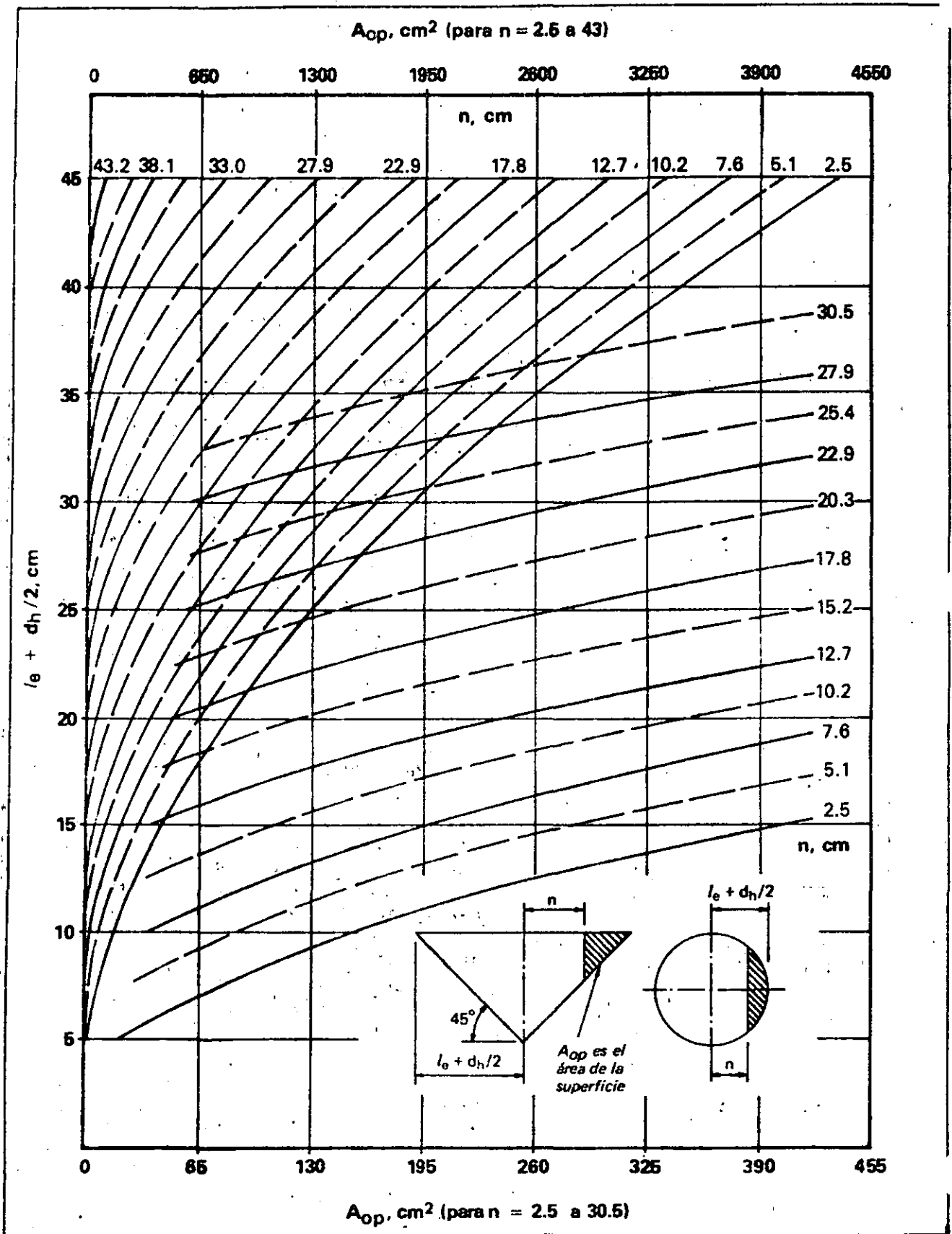
Un lado del cono de cortante no desarrollado



Pernos exteriores o insertos en un grupo
 $n < l_e$

n(cm)	$l_e = 6.5$	$l_e = 10$	$l_e = 15$	$l_e = 20$	$l_e = 23$	$l_e = 30.5$	$l_e = 38$	$l_e = 46$
3.8	0.85	0.73	0.66	0.62	0.60	0.58	0.56	0.55
5.1	0.95	0.80	0.71	0.66	0.64	0.61	0.58	0.57
6.3	1.0	0.86	0.75	0.70	0.67	0.63	0.60	0.59
7.6	1.0	0.93	0.80	0.73	0.71	0.66	0.63	0.61
10.2	1.0	1.0	0.89	0.80	0.77	0.71	0.67	0.64
12.7	1.0	1.0	0.96	0.87	0.83	0.76	0.71	0.67
15.2	1.0	1.0	1.0	0.93	0.89	0.80	0.75	0.71
17.8	1.0	1.0	1.0	0.97	0.94	0.85	0.79	0.74
20.3	1.0	1.0	1.0	1.0	0.98	0.89	0.82	0.77
22.9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.93	0.86	0.80
25.4	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.96	0.89	0.83
27.9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.99	0.92	0.86
30.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.95	0.89
33.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.97	0.92
35.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.99	0.94
38.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.96
40.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.98
43.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.99
45.7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

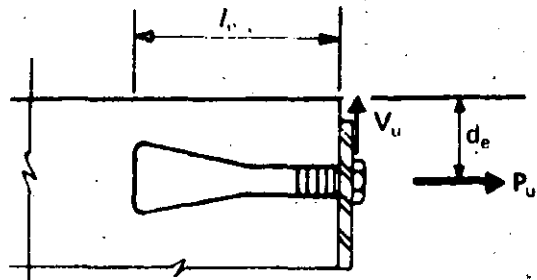
B-25 Area lateral excluida de los conos de cortante parcial



B-26 Datos de diseño para insertos de anillo de concreto

Procedimientos:

1. Aplíquese los factores de reducción (auxiliar de diseño B-24), si es necesario, a los valores P'_u para capacidad del concreto.
2. Revíse la capacidad tanto del concreto como del inserto.
3. Para tensión y cortante combinados véase la Ayuda de Diseño B-27.
4. Redúzcase la capacidad si el inserto está colocado en regiones de agrietamiento por flexión.



Capacidad del concreto (1)

Cortante				Resistencia a la extracción (2)	
d_e , cm	V_{uc} , kg	d_e , cm	V_{uc} , kg	l_e , cm	P'_{uc} (compacto), kg
5	580	25	8290	5	1950
6.5	1060	28	9250	7.5	4350
7.5	1540	30.5	10220	10	7750
9	2020	33	11180	12.5	12100
10	2500	35.5	12150	15	17420
11.5	3000	38	13110	18	23720
12.5	3470	40.5	14090	20	30980
14	3960	43	15040	23	39240
15	4440	45.5	16000	25	48450
16.5	4920	48.5	16960	28	58600
17.5	5400	51	17920	30.5	69720
19	5880	53.0	18890	33	81830
20	6360	56	19860	35.5	94900
21.5	6850	58.5	20820	38	108950
22.5	7330	61	21780	45.5	156900

1) Multiplíquese los valores de la tabla por 0.85 para concretos de arena ligera

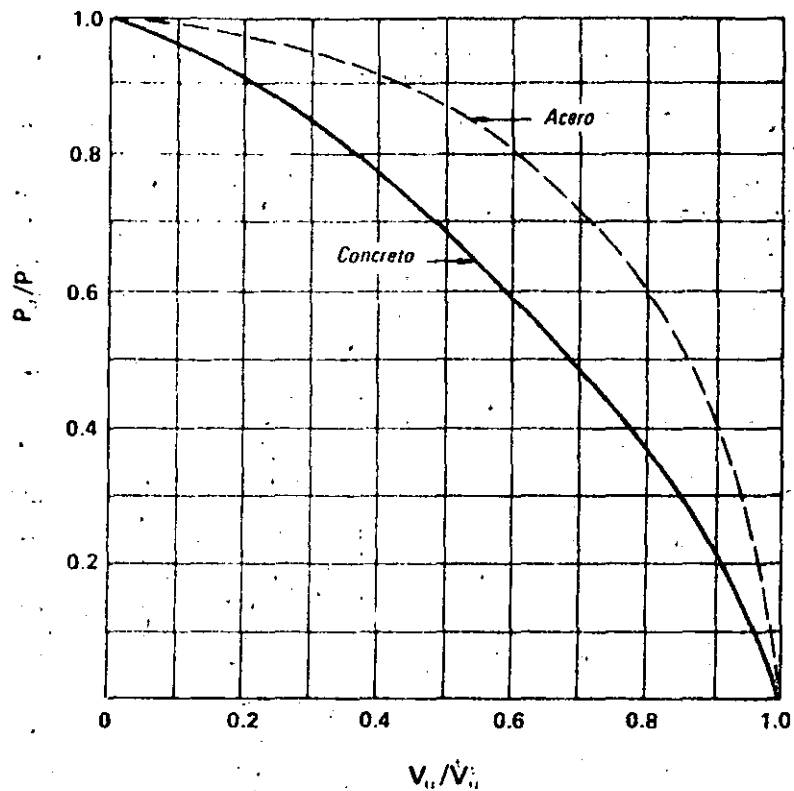
2) Multiplíquese la resistencia a la extracción por $\sqrt{f_c/350}$ para valores que no sean de 350 kg/cm²

Capacidades típicas del inserto (3)

Capacidad del alambre redondo que se usa en los insertos de concreto			Capacidad de los pernos de bobina y de las varillas de bobina roscadas					
Diámetro del alambre de pernos, cm	Grado del alambre	Esfuerzo de fluencia Kg	Diámetro del perno cm	Penetración mínima de la bobina cm	Resistencia última de tensión (P' us) Kg	Resistencia última de cortante (V' us) Kg		
0.554	C1008	900	1.3	3.8	6120	3670		
0.566	C1038	1770	1.9	5.1	8380	5030		
0.572	C1038	1680	2.5	6.4	17180	10300		
0.610	C1008	1320	3.2	6.4	25000	15000		
0.660	C1008	1610	3.8	7.6	37800	22680		
0.714	C1035	2720	Capacidad de los pernos para máquinas usadas en los "casquillos de empalme" o "tuercas soldadas"					
0.777	C1035	3130						
0.854	C1035	3400	Diámetro del perno en cm	Grado del perno	Resistencia a la tensión P' us (kg)	Resistencia al cortante V' us (kg)	Datos del casquillo de empalme	
0.953	C1008	3380		(ASTM)			Roscas por pulgada	Longitud del perno
1.118	C1035	5440	1.3	A307	2180	1510	13	2.5
			1.6	A307	3480	2370	11	2.9
			1.9	A307	5150	3400	10	2.9
			2.5	A307	9340	6050	8	3.2
			1.9	A325	—	5110	10	2.9
			2.5	A325	—	9090	8	3.2

(3) Datos suministrados por los fabricantes.

B-27 Diagramas de interacción para resistencia a la extracción y cortante de los insertos y pernos con cabeza



Para curva de interacción del concreto

Para curva de interacción del acero

$$\left(\frac{P_u}{P_{uc}}\right)^{4/3} + \left(\frac{V_u}{V_{uc}}\right)^{4/3} = 1.0$$

$$\left(\frac{P_u}{P_{us}}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{V_{us}}\right)^2 = 1.0$$

B-28 Capacidad última de cortante para los insertos de cuña

Relación e_v/e_i	V_{uc} (kg)
0.2	4440
0.3	4240
0.4	4050
0.5	3860
0.6	3670
0.7	3470
0.8	3270
0.9	3080
1.0	2890

Basado en $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ para concreto de peso normal. Use un tornillo Askew de 1.9 cm como mínimo.

B-29 Capacidad al cortante de los ángulos de soporte

$$t = \frac{1}{\phi} \sqrt{\frac{4 V_u e_v}{f_y b}}$$

$\phi = 0.90$

$b =$ longitud del ángulo en cm

$f_y =$ resistencia a la fluencia del acero del ángulo = 2530 Kg/cm²

$P_u = e_v/e_i (V_u)$

V_u , kg/cm de longitud⁽¹⁾

Grueso del ángulo t (mm)	$e_v = 2$ cm	$e_v = 2.5$ cm	$e_v = 3$ cm	$e_v = 5$ cm	$e_v = 6.5$ cm
8	170	127	85	64	51
10	244	183	123	92	73
11	332	249	166	125	100
13	434	326	217	163	130
14	549	412	275	206	165
16	678	509	339	254	203

(1) Factor de carga última = 1.7 mínimo

B-30 Capacidad axial de los ángulos de soporte

$$t = \frac{1}{\phi} \sqrt{\frac{4 T_u g}{f_y b}}$$

$\phi = 0.90$

$b =$ longitud del ángulo en cm

$f_y =$ resistencia de cedencia del acero angular = 2530 kg/cm²

$P_u = \frac{e_i (T_u)}{e_i - g}$

T_u , kg por cm de longitud⁽¹⁾

Espesor del ángulo t	$l_l = 12.7$ $g = 7.6$	$l_l = 15.2$ $g = 10.2$	$l_l = 17.8$ $g = 12.7$	$l_l = 20.3$ cm $g = 15.2$ cm
8	42	32		
10	61	46	37	
11	83	62	50	41
13	109	81	66	54
14	137	103	82	69
16	169	127	102	86

(1) Factor de carga última = 1.7 mínimo

suplemento al manual pci

para el Diseño de conexiones de elementos
de concreto prefabricado

Preparado por el Comité Ad Hoc del
Comité Técnico PCI de Actividades Técnicas

F. J. JACQUES, Presidente

*THOMAS D'ARCY, MARK FINTEL, SEPP FIRNKAS,
EUGENE P. HOLLAND, PAUL E. KRAEMER, RAY A.
McCANN, JERRY A. McLELLAN, EDWARD STURM*

El Manual PCI para el Diseño de Conexiones de elementos de concreto prefabricado, se publicó por primera vez en 1973 incluyendo parte del material comprendido en el Manual PCI de Diseño, publicado en 1971.

A partir de entonces, se ha desarrollado una considerable cantidad de datos técnicos e investigaciones, así como también, se han popularizado nuevos productos y aplicaciones de los ya existentes. Además, la Industria ha tenido la oportunidad de utilizar el Manual. Esta experiencia ha conducido a una mejor comprensión del comportamiento de las conexiones y su diseño.

Con el objeto de que el Manual aporte al mayor beneficio a la Industria, el Comité PCI de Actividades Técnicas, integró el Comité Ad Hoc, para que se encargara de revisar el Manual y el Estado de Conocimientos de las conexiones, proporcionando de esta manera, tanto al TAC como al Comité PCI para el Detallado de Conexiones, de una guía que conduzca al posterior desarrollo del Manual.

El Comité Ad Hoc hace la recomendación de que el Comité para el Detallado de Conexiones, revise, actualice y reimprima el Manual. Por otra parte, el Comité Ad Hoc sugiere lineamientos generales que deben tomarse en consideración al usar el Manual vigente y señala datos específicos contenidos en él, que requieren revisiones posteriores puesto que o son potencialmente inseguras si se interpretan o usan incorrectamente, o bien son potencialmente antieconómicas debido a sus requisitos muy conservadores.

El Comité para el Detallado de Conexiones se encarga de realizar un Manual ya revisado. Hasta una vez publicado, el material que se presenta en este Suplemento, deberá tomarse en cuenta cuando se use el Manual.

Lineamientos Generales para el Uso del Manual

Se sugieren los siguientes lineamientos generales para el uso del Manual PCI para el Diseño de Conexiones de elementos prefabricados de concreto:

1. El Manual examina e ilustra un número limitado de soluciones a diversos problemas. Algunas otras soluciones pueden ser igualmente aceptables. El Manual no pretende limitar el desarrollo de conexiones adecuadas.

2. Los fabricantes locales deberán ser consultados en cada proyecto, para determinar cuáles productos y conexiones se encuentran disponibles y se consideran estándar en la zona.

3. Para cada caso, todas las referencias al respecto que aparezcan en el Manual, deberán repasarse para una comprensión completa y uso apropiado del Manual. No deberá considerarse que un tema se encuentra fuera del contexto, si la interpretación ha sido errónea.

4. En muchos de los croquis de conexiones que aparecen en el Manual, para fines de claridad, no se incluyen varios datos esenciales, pero deberán incluirse en la conexión, para que ésta funcione adecuadamente.

5. Además de la información que aparece en el Manual, y con objeto de desarrollar la mejor conexión, deberán utilizarse los datos técnicos y de investigación disponibles, productos nuevos, así como la aplicación de los existentes.

Aspectos que se Recomienda Repasar en el Manual

Se recomienda repasar los siguientes aspectos en el Manual PCI para el Diseño de Conexiones de elementos prefabricados de concreto. Los puntos señalados se refieren a una Sección o Figura específica del Manual. Estos comentarios puede aplicarse por igual a todas las partes del Manual donde aparezca ese aspecto.

A - Condiciones Potencialmente Inseguras

A1- Pág. 18, Sección 1.1.3, párrafo segundo.

Deberán emplearse técnicas adecuadas cuando se suelde el refuerzo. Referirse a la Sección 2.6.2 de este Manual, además del Informe AWS D12.1:75 y el AWS Reinforcing Steel Welding Code, para información adicional.

A2- Pág. 20, Fig. 1-10

Para mayor claridad, se omiten las placas de apoyo y el acero de refuerzo. Referirse a otras secciones de este Manual con relación a estos aspectos.

A3- Pág. 23, Fig. 1-16

Deberán tenerse en cuenta los posibles problemas que sean causados al soldar ambos extremos de las unidades prefabricadas. Referirse al comentario en la Sección 1.2.4 relativa a los requisitos de fuerzas y movimientos en las conexiones. Podrá aceptarse el detalle en la forma mostrada y la soldadura es temporal y se quita después del montaje.

A4- Pág. 31, Sección 2.3.2

Diversos tipos de almohadillas de apoyo cumplen con las especificaciones, pero presentan propiedades y comportamiento con variaciones considerables. Para una elección adecuada de la almohadilla, deberá consultarse al distribuidor de ellas.

A5- Pág. 31, Fig. 2-1

La carga vertical en la almohadilla puede resultar no ser uniforme. Deberá tomarse en consideración la excentricidad de la carga, así como el correspondiente esfuerzo máximo de aplastamiento.

A6- Pág. 36, Fig. 2-3

En el croquis de la esquina superior izquierda, agréguese "2.5 cm. máximo" para la dimensión vertical a partir del apoyo al refuerzo A_{vf} .

A7- Pág. 37, Fig. 2-4

Croquis a la izquierda del centro del papel. Agréguese "2.5 cm. máximo" para la dimensión vertical a partir del apoyo al refuerzo A_{vf} .

A8- Pág. 37, Fig. 2-4

Cuando se usen vigas con extremos desbastados, el acero de prestuerzo deberá distribuirse en todo el peralte del miembro, en vez de concentrarlo en la porción inferior de la viga. Ello reducirá al mínimo, la tendencia a la pro-

pagación de una grieta horizontal originada en la muesca y como consecuencia del acortamiento diferencial que existe entre las partes superior e inferior de la viga, a causa del prestuerzo.

A9- Pág. 48, Sección 2.14.2, párrafo primero.

Las investigaciones recientes indican que tal vez no sea aplicable una reducción proporcional en la capacidad en los conectores colocados cerca de las orillas o espaciados a corta distancia. La reducción se acerca más a ser proporcional a una curva parabólica. Deberá tenerse cuidado cuando se calcule la capacidad de pernos con conos parciales.

B - Condiciones Potencialmente Antieconómicas

B1- Pág. 21, Fig. 1-11

Los moldes para los topes esquineros de la placa de base interna, pueden hacerse sin necesidad de usar perfiles de acero. Deberá considerarse la economía existente entre usar una placa de base completa y placas parciales. Ver también CB-3 en la Fig. 3-1, pág. 42.

B2- Pág. 23, Fig. 1-15

Tal vez no sean siempre necesarias en un edificio prefabricado, las conexiones en la base, que resisten momentos. Para estas condiciones, la Sección 1.2.3 indica que los vientos, apuntalamientos o contraventeos de montaje, podrán utilizarse para ésta, en forma temporal y con los detalles apropiados que sean congruentes con los requisitos necesarios en conexiones permanentes.

B3- Pág. 25, Sección 1.2.6, párrafo cuarto.

Muchas variantes a las posiciones de diseño que ocurren en las conexiones, quedan entre las tolerancias normales. Debido a ello, no es necesario incluir todas las condiciones indeseables posibles, para el criterio de diseño de conexiones. Para aquellos casos que caigan fuera de las tolerancias, es mejor tomar las medidas necesarias para remediar cada condición específica.

B4- Pág. 25, Fig. 1-19

Croquis al lado izquierdo. Las dimensiones que se muestran deben considerarse conceptuales y no de valores absolutos.

B5- Pág. 26, Sección 1.3.3, último párrafo.

Los métodos adicionales para reducir a un mínimo el efecto de las cargas por cambio de volumen, incluyen el uso de trazos apropiados del edificio y de juntas de expansión en el edificio.

B6- Pág. 27, Sección 1.3.4, segundo párrafo.

Tal vez no sea siempre necesario ni deseable, usar cargas de viento con un valor de 150 kg/m^2 para el montaje. A fin de obtener una mayor información, deberá hacerse referencia a los reglamentos locales o al informe A58.1-1972 de la American National Standards Institute, Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Building and Other Structures.

B7- Pág. 27, Sección 1.3.5, último párrafo.

El grado de responsabilidad del ingeniero, se establece por lo general en los términos del contrato. Por lo tanto, su responsabilidad podrá no incluir los puntos anotados.

B8- Pág. 29, Sección 2.1.3, segundo párrafo.

El factor de carga adicional de $4/3$ para el diseño último de la conexión, es un valor recomendado y podrá no justificarse en todos los casos. El criterio del ingeniero deberá tomar en cuenta factores tales como, tipo de conexión, esfuerzos permisibles, factores ϕ , otros factores de carga y el tipo de la distribución de la carga, para un apropiado diseño de cada una de las conexiones.

B9- Pág. 31, Sección 2.2

En fechas recientes se ha desarrollado más información sobre fricción-cortante. Debe tomarse en cuenta este material informativo. Ver "Shear Transfer in Reinforced Concrete - Recent Research" por Alan H. Mattock y Neil M. Hawkins, PCI JOURNAL, March-April 1972; "Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane" por Alan H. Mattock, ACI Special Publication SP-42, American Concrete Institute; y "Shear Transfer in Reinforced Concrete With Moment or Tension Acting Across the Shear Plane" por Alan H. Mattock et al., PCI JOURNAL, July-August 1975.)

B10- Pág. 32, Fig. 2-2

Este es uno de los diversos métodos en que puede realizarse una conexión de apoyo de concreto confinado y que no debe restringir el uso de otros métodos. Dirigirse al fabricante local para recabar indicaciones de la práctica usual en la zona. El uso de la información reciente relativa a fricción-cortante puede permitir una reducción en el acero de refuerzo. La longitud de anclaje $2.0 l_d$ deberá reducirse también, según lo establecido por el Reglamento ACI 318-71, Sección 12.5.

B11- Pág. 33, Sección 2.3.4

Se ha desarrollado nueva información relativa al aplastamiento en concreto confinado, lo que aparecerá en el Reglamento CEB-FIP. Deberá tomarse en cuenta este material informativo.

B12- Pág. 33, Sección 2.3.4, tercer párrafo.

No deberá considerarse como absoluto, el uso de $0.2V_u$, sino que T_u deberá determinarse basándose en las fuerzas por cambio volumétrico.

B13- Pág. 36, Fig. 2-3

Este es uno de los diversos métodos en que puede realizarse una ménsula de concreto y no deberá restringir el uso de otros métodos. Dirigirse al fabricante local para recabar indicaciones de la práctica usual en la zona. El uso de la nueva información para fricción-cortante podrá permitir una reducción en el acero de refuerzo.

B14- P.37, Fig. 2-4

Este es uno de los métodos para desarrollar una conexión de vigas de extremos desbastados y no debe restringir el uso de otros métodos. Consúltese al fabricante local para obtener información respecto a las prácticas usuales en la zona. El desarrollo de nueva información sobre cortante por fricción puede permitir una reducción en el acero de refuerzo.

B15- Pág. 38, Fig. 2-5

Se ha desarrollado nueva información para el uso de perfiles de acero estructural empotrados en el concreto.

Deberá tomarse en cuenta este material informativo. (ver "Embedded Structural Steel Connections" por Charles H. Raths in May-June, 1974 PCI JOURNAL.)

B16- Pág. 34, Sección 2.4.4, Ec. (2-10)

Podrá omitirse al factor ϕ de esta fórmula ya que éste no se usa en el diseño de elementos estructurales de acero. Este comentario es aplicable también a las Ecs. (2-15), (2-22), (2-23), (2-24), (2-25), (2-37) y (2-39).

B17- Pág. 35, Sección 2.4.5, 2o. párrafo

La capacidad última al cortante de los conectores de patín, varía dependiendo de su tipo, mismo que deberá ser congruente con la carga desarrollada.

B18- Pág. 39, Fig. 2-6

Generalmente no es necesario que el refuerzo A_{ds} para F_{dy} , sea continuo. En algunos casos no se requiere en lo absoluto.

B19- Pág. 35, Sección 2.4.5, tercer párrafo

Se ha desarrollado y deberá tomarse en cuenta, la nueva información relativa a la resistencia al cortante y adherencia en las cuñas inyectadas con lechada.

B20- Pág. 40, Sección 2.6.2, Ec. (2-15)

El AISC, AWS y CRSI han desarrollado nueva información relativa a la resistencia de la soldadura. Deberá tomarse en cuenta este material informativo.

B21- Pág. 41, Sección 2.7

Para las especificaciones relativas a las juntas de refuerzo traslapado, referirse al Reglamento ACI 318-71, Secciones de la 7.5 a la 7.9.

B22- Pág. 43, Sección 2.8.2, tercer párrafo

No es necesario que la inyección de lechada tenga una resistencia mayor a la del concreto adyacente.

B23- Pág. 45, Fig. 2-12

Deberá existir un traslape igual al establecido por el Reglamento ACI 318, entre las varillas unidas a las placas y las varillas verticales principales.

B24- Pág. 46, Fig. 2-14

Este es uno de los diversos métodos para ejecutar una conexión con refuerzo de acero dulce y no debe restringir el uso de otros métodos. Dirigirse al fabricante local para recabar indicaciones sobre la práctica usual en la zona.

B25- Pág. 50, Sección 2.14.6 (Nueva)

El uso de insertos introducidos mediante perforación, es un método aceptable en la ejecución de las conexiones prefabricadas. Deberá entrevistarse al distribuidor de insertos, para determinar capacidades, limitaciones y usos apropiados del inserto.

B26- Pág. 54, Fig. 3-1

No siempre podrán requerirse conexiones en la base resistentes a momentos, en edificios prefabricados. Cuando resulte apropiado, deberá considerarse el uso de otros tipos de conexiones.

B27- Pág. 55, Fig. 3-2, Detalle BC-4

Es necesario que las vigas se rebajen para que ajusten sobre la cartela.

B28- Pág. 58, Fig. 3-4, Detalle SB-1

Deberá revisarse el diseño de las placas soldadas en la parte superior, ya que puede inducirse un momento negativo de continuidad.

B29- Pág. 58, Fig. 3-4, Detalle SB-2

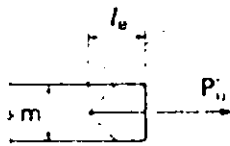
Es indeseable el uso de refuerzo en la cuña de cortante mostrada, ya que interferiría con un montaje adecuado de las losas. Consúltase al fabricante local para recabar indicaciones de la práctica usual en la zona.

B30- Pág. 59, Fig. 3-5, Detalle SW-2

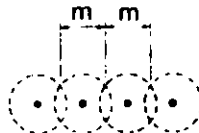
El acero de refuerzo mostrado en el muro de mampostería, podrá no ser necesario.

24 Factores de reducción para los conos de cortante parcial-pernos e insertos

Ambos lados del cono de cortante, sin desarrollar



Caso 1

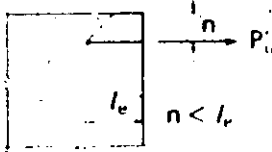


Caso 2

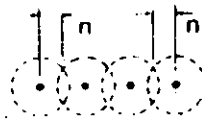
Pernos interiores o insertos en un grupo
 $m < 2 l_e$

m(cm)	$l_e = 6.5$	$l_e = 10.2$	$l_e = 15$	$l_e = 20$	$l_e = 23$	$l_e = 30.5$	$l_e = 38$	$l_e = 46$
7.6	0.72	0.47	0.31	0.24	0.21	0.16	0.13	0.11
10.2	0.90	0.61	0.42	0.31	0.28	0.21	0.17	0.14
12.7	1.0	0.74	0.51	0.39	0.35	0.26	0.21	0.18
15.2	1.0	0.86	0.61	0.47	0.42	0.31	0.25	0.21
17.8	1.0	0.95	0.70	0.54	0.48	0.37	0.29	0.25
20.3	1.0	1.0	0.78	0.61	0.55	0.42	0.34	0.28
22.9	1.0	1.0	0.86	0.68	0.61	0.47	0.38	0.31
25.4	1.0	1.0	0.92	0.74	0.67	0.51	0.42	0.35
27.9	1.0	1.0	0.97	0.80	0.73	0.56	0.46	0.38
30.5	1.0	1.0	1.0	0.86	0.78	0.61	0.50	0.42
33.0	1.0	1.0	1.0	0.91	0.83	0.65	0.53	0.45
35.6	1.0	1.0	1.0	0.95	0.88	0.70	0.57	0.48
38.1	1.0	1.0	1.0	0.98	0.92	0.74	0.61	0.51
40.6	1.0	1.0	1.0	1.0	0.96	0.78	0.65	0.55
43.2	1.0	1.0	1.0	1.0	0.98	0.82	0.68	0.58
45.7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.86	0.72	0.61

Un lado del cono de cortante no desarrollado



Caso 1

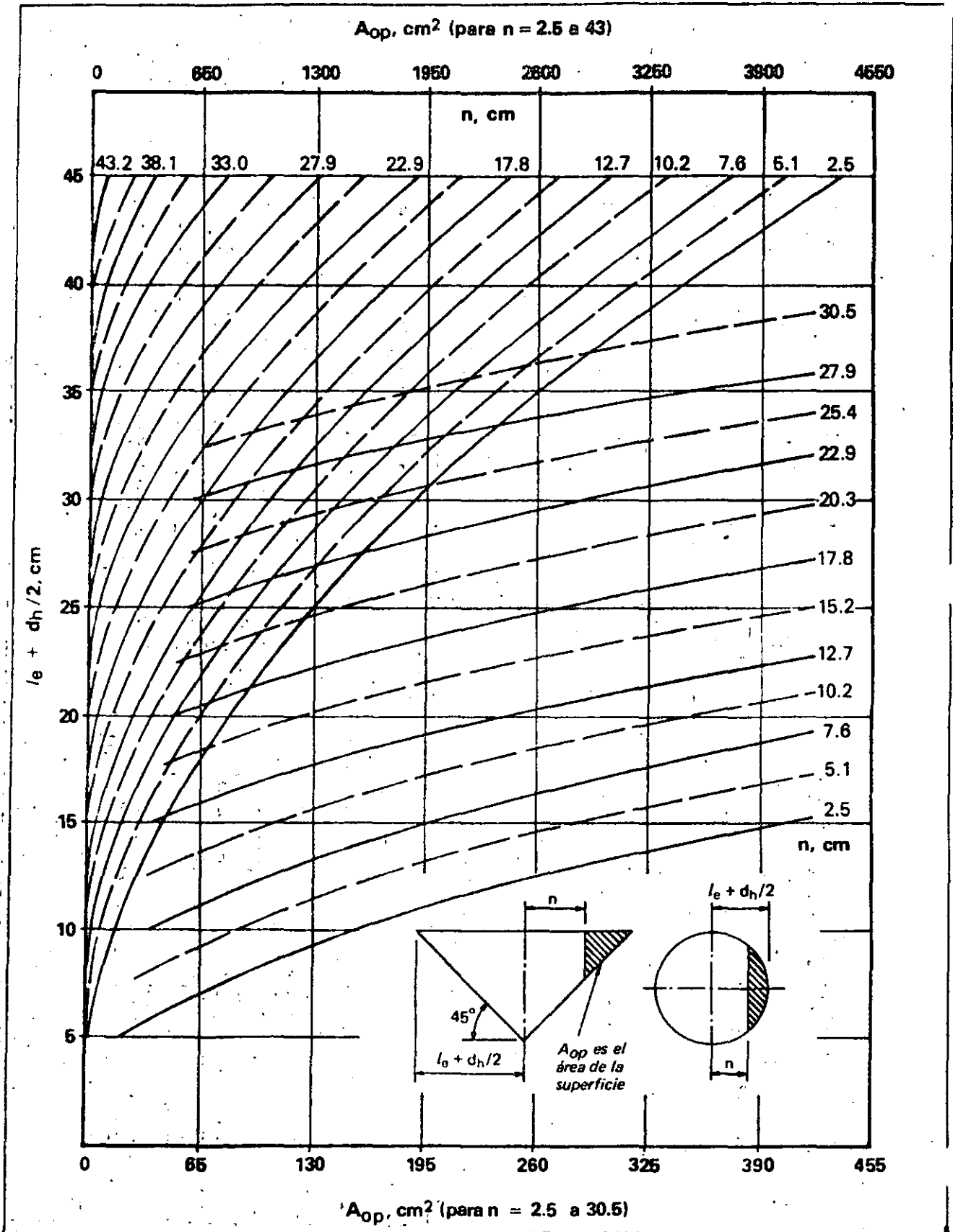


caso 2

Pernos exteriores o insertos en un grupo
 $n < l_e$

n(cm)	$l_e = 6.5$	$l_e = 10$	$l_e = 15$	$l_e = 20$	$l_e = 23$	$l_e = 30.5$	$l_e = 38$	$l_e = 46$
3.8	0.85	0.73	0.66	0.62	0.60	0.58	0.56	0.55
5.1	0.95	0.80	0.71	0.66	0.64	0.61	0.58	0.57
6.3	1.0	0.86	0.75	0.70	0.67	0.63	0.60	0.59
7.6	1.0	0.93	0.80	0.73	0.71	0.66	0.63	0.61
10.2	1.0	1.0	0.89	0.80	0.77	0.71	0.67	0.64
12.7	1.0	1.0	0.96	0.87	0.83	0.76	0.71	0.67
15.2	1.0	1.0	1.0	0.93	0.89	0.80	0.75	0.71
17.8	1.0	1.0	1.0	0.97	0.94	0.85	0.79	0.74
20.3	1.0	1.0	1.0	1.0	0.98	0.89	0.82	0.77
22.9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.93	0.86	0.80
25.4	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.96	0.89	0.83
27.9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.99	0.92	0.86
30.5	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.95	0.89
33.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.97	0.92
35.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.99	0.94
38.1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.96
40.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.98
43.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.99
45.7	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

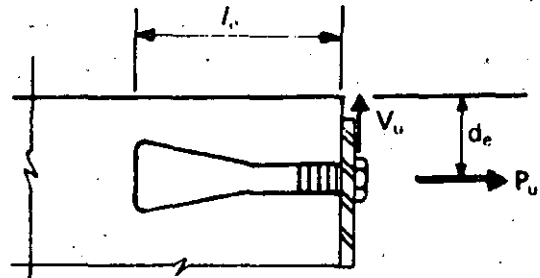
B-25 Area lateral excluida de los conos de cortante parcial



B.26 Datos de diseño para insertos de anillo de concreto

Procedimientos:

1. Aplíquese los factores de reducción (auxiliar de diseño B-24), si es necesario, a los valores P'_u para capacidad del concreto.
2. Revítese la capacidad tanto del concreto como del inserto.
3. Para tensión y cortante combinados véase la Ayuda de Diseño B-27.
4. Redúzcase la capacidad si el inserto está colocado en regiones de agrietamiento por flexión.



Capacidad del concreto (1)

Cortante				Resistencia a la extracción (2)	
d_e , cm	V_{uc} , kg	d_e , cm	V_{uc} , kg	l_e , cm	P'_{uc} (concreto), kg
5	580	25	8290	5	1950
6.5	1060	28	9250	7.5	4350
7.5	1540	30.5	10220	10	7750
9	2020	33	11180	12.5	12100
10	2500	35.5	12150	15	17420
11.5	3000	38	13110	18	23720
12.5	3470	40.5	14090	20	30980
14	3950	43	15040	23	39240
15	4440	45.5	16000	25	48450
16.5	4920	48.5	16960	28	58600
17.5	5400	51	17920	30.5	69720
19	5880	53.0	18890	33	81830
20	6360	56	19860	35.5	94900
21.5	6850	58.5	20820	38	108950
22.5	7330	61	21780	45.5	156900

(1) Multiplique los valores de la tabla por 0.85 para concretos de arena ligera

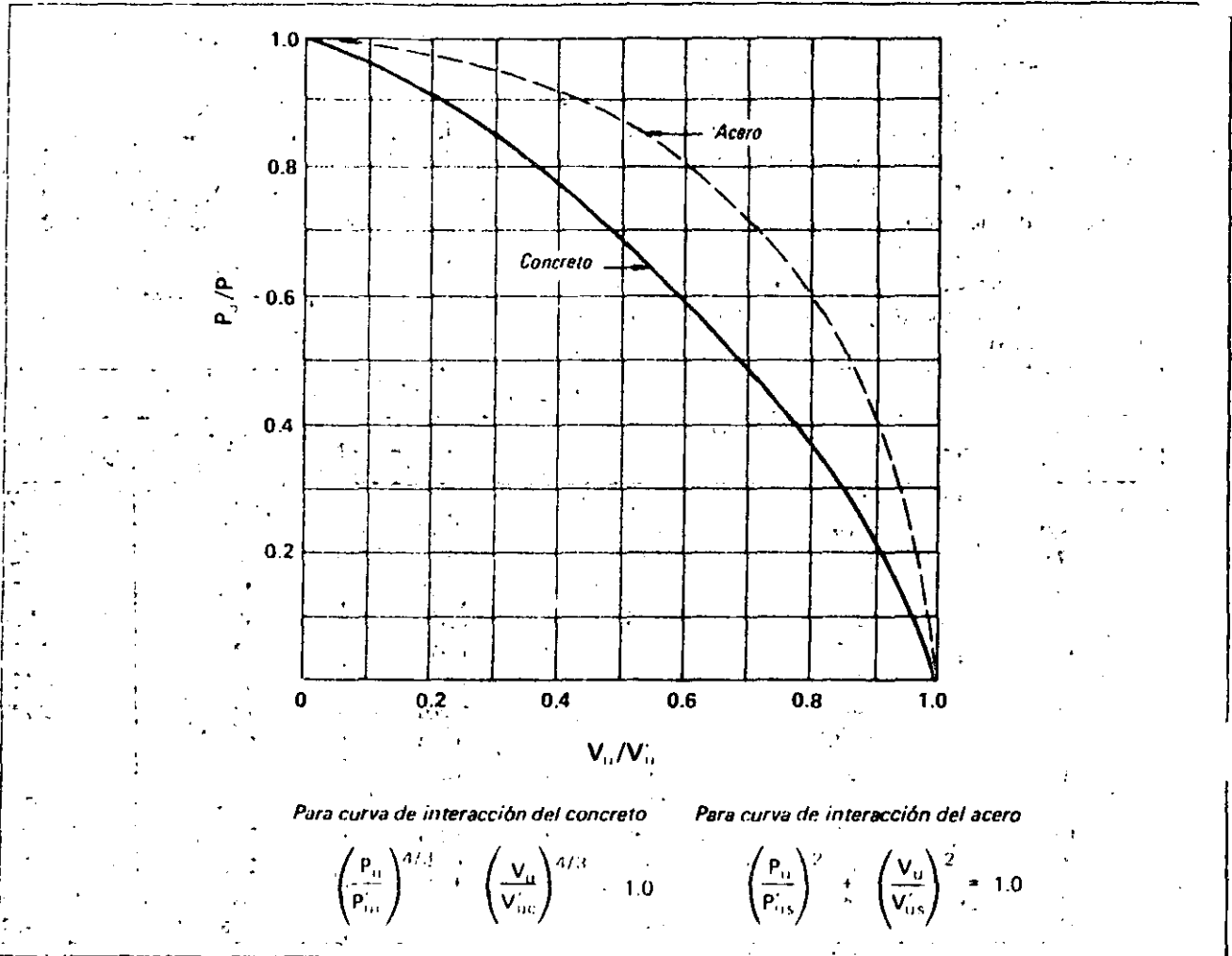
(2) Multiplique la resistencia a extracción por $\sqrt{f_c/350}$ para valores que no sean de 350 kg/cm²

Capacidades típicas del inserto (3)

Capacidad del alambre redondo que se use en los insertos de concreto			Capacidad de los pernos de bobina y de las varitas de bobina roscadas					
Diámetro del alambre de pernos, cm	Grado del alambre	Esfuerzo de fluencia Kg	Diámetro del perno cm	Penetración mínima de la bobina cm	Resistencia última de tensión (P' us) Kg	Resistencia última de cortante (V' us) Kg		
0.554	C1008	900	1.3	3.8	6120	3670		
0.566	C1038	1770	1.9	5.1	8380	5030		
0.572	C1038	1680	2.5	6.4	17180	10300		
0.610	C1008	1320	3.2	6.4	25000	15000		
0.660	C1008	1610	3.8	7.6	37800	22680		
0.714	C1035	2720	Capacidad de los pernos para máquina usados en los "casquillos de empalme" o "tuercas soldadas"					
0.777	C1035	3130	Diámetro del perno en cm	Grado del perno	Resistencia a la tensión	Resistencia al cortante	Datos del casquillo de empalme	
0.864	C1035	3400		(ASTM)	P' us (kg)	V' us (kg)	Nuecas por pulgada	Longitud del perno
0.953	C1008	3380	1.3	A307	2180	1510	13	2.5
1.118	C1035	5440	1.6	A307	3480	2370	11	2.9
			1.9	A307	5150	3400	10	2.9
			2.5	A307	9340	6050	8	3.2
			1.9	A325	—	5110	10	2.9
			2.5	A325	—	9090	8	3.2

(3) Datos suministrados por los fabricantes

B-27 Diagramas de interacción para resistencia a la extracción y cortante de los insertos y pernos con cabeza



B-28 Capacidad última de cortante para los insertos de cuña

Relación e_v/e_i	V'_{uc} (kg)
0.2	4440
0.3	4240
0.4	4050
0.5	3860
0.6	3670
0.7	3470
0.8	3270
0.9	3080
1.0	2890

Basado en $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ para concreto de peso normal. Use un tornillo Askew de 1.9 cm como mínimo

B-29 Capacidad al cortante de los ángulos de soporte

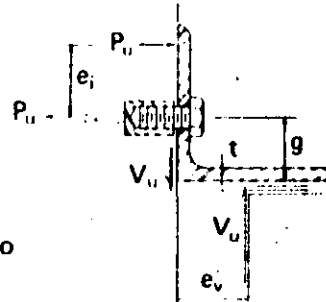
$$t = \frac{1}{\phi} \sqrt{\frac{4 V_u e_v}{f_y b}}$$

$$\phi = 0.90$$

b = longitud del ángulo en cm

f_y = resistencia a la fluencia del acero del ángulo = 2530 Kg/cm²

$$P_u = e_v / e_i (V_u)$$



V_u , kg/cm de longitud⁽¹⁾

Grueso del ángulo t (mm)	$e_v = 2$ cm	$e_v = 2.5$ cm	$e_v = 3$ cm	$e_v = 5$ cm	$e_v = 6.5$ cm
8	170	127	85	64	51
10	244	183	123	92	73
11	332	249	166	125	100
13	434	326	217	163	130
14	549	412	275	206	165
16	678	509	339	254	203

(1) Factor de carga última = 1.7 mínimo

B-30 Capacidad axial de los ángulos de soporte

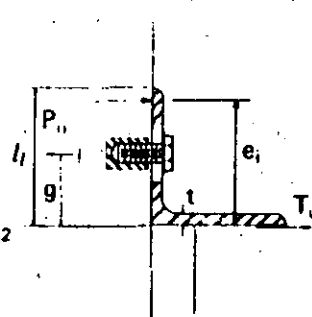
$$t = \frac{1}{\phi} \sqrt{\frac{4 T_u g}{f_y b}}$$

$$\phi = 0.90$$

b = longitud del ángulo en cm

f_y = resistencia de cedencia del acero angular = 2530 kg/cm²

$$P_u = \frac{e_i (T_u)}{e_i - g}$$



T_u , kg por cm de longitud⁽¹⁾

Espesor del ángulo t	$l_f = 12.7$ $g = 7.6$	$l_f = 15.2$ $g = 10.2$	$l_f = 17.8$ $g = 12.7$	$l_f = 20.3$ cm $g = 15.2$ cm
8	42	32		
10	61	46	37	
11	83	62	50	41
13	109	81	65	54
14	137	103	82	69
16	169	127	102	85

(1) Factor de carga última = 1.7 mínimo

suplemento al manual pci

para el Diseño de conexiones de elementos
de concreto prefabricado

Preparado por el Comité Ad Hoc del
Comité Técnico PCI de Actividades Técnicas

F. J. JACQUES, Presidente

*THOMAS D'ARCY, MARK FINTEL, SEPP FIRNKAS,
EUGENE P. HOLLAND, PAUL E. KRAEMER, RAY A.
McCANN, JERRY A. McLELLAN, EDWARD STURM*

El Manual PCI para el Diseño de Conexiones de elementos de concreto prefabricado, se publicó por primera vez en 1973 incluyendo parte del material comprendido en el Manual PCI de Diseño, publicado en 1971.

A partir de entonces, se ha desarrollado una considerable cantidad de datos técnicos e investigaciones, así como también, se han popularizado nuevos productos y aplicaciones de los ya existentes. Además, la Industria ha tenido la oportunidad de utilizar el Manual. Esta experiencia ha conducido a una mejor comprensión del comportamiento de las conexiones y su diseño.

Con el objeto de que el Manual aporte al mayor beneficio a la Industria, el Comité PCI de Actividades Técnicas, integró el Comité Ad Hoc, para que se encargara de revisar el Manual y el Estado de Conocimientos de las conexiones, proporcionando de esta manera, tanto al TAC como al Comité PCI para el Detallado de Conexiones, de una guía que conduzca al posterior desarrollo del Manual.

El Comité Ad Hoc hace la recomendación de que el Comité para el Detallado de Conexiones, revise, actualice y reimprima el Manual. Por otra parte, el Comité Ad Hoc sugiere lineamientos generales que deben tomarse en consideración al usar el Manual vigente y señala datos específicos contenidos en él, que requieren revisiones posteriores puesto que o son potencialmente inseguras si se interpretan o usan incorrectamente, o bien son potencialmente antieconómicas debido a sus requisitos muy conservadores.

El Comité para el Detallado de Conexiones se encarga de realizar un Manual ya revisado. Hasta una vez publicado, el material que se presenta en este Suplemento, deberá tomarse en cuenta cuando se use el Manual.

Lineamientos Generales para el Uso del Manual

Se sugieren los siguientes lineamientos generales para el uso del Manual PCI para el Diseño de Conexiones de elementos prefabricados de concreto:

1. El Manual examina e ilustra un número limitado de soluciones a diversos problemas. Algunas otras soluciones pueden ser igualmente aceptables. El Manual no pretende limitar el desarrollo de conexiones adecuadas.
2. Los fabricantes locales deberán ser consultados en cada proyecto, para determinar cuáles productos y conexiones se encuentran disponibles y se consideran estándar en la zona.
3. Para cada caso, todas las referencias al respecto que aparezcan en el Manual, deberán repasarse para una comprensión completa y uso apropiado del Manual. No deberá considerarse que un tema se encuentra fuera del contexto, si la interpretación ha sido errónea.
4. En muchos de los croquis de conexiones que aparecen en el Manual, para fines de claridad, no se incluyen varios datos esenciales, pero deberán incluirse en la conexión, para que ésta funcione adecuadamente.
5. Además de la información que aparece en el Manual, y con objeto de desarrollar la mejor conexión, deberán utilizarse los datos técnicos y de investigación disponibles, productos nuevos, así como la aplicación de los existentes.

Aspectos que se Recomienda Repasar en el Manual

Se recomienda repasar los siguientes aspectos en el Manual PCI para el Diseño de Conexiones de elementos prefabricados de concreto. Los puntos señalados se refieren a una Sección o Figura específica del Manual. Estos comentarios puede aplicarse por igual a todas las partes del Manual donde aparezca ese aspecto.

A - Condiciones Potencialmente Inseguras

A1- Pág. 18, Sección 1.1.3, párrafo segundo.

Deberán emplearse técnicas adecuadas cuando se suelde el refuerzo. Referirse a la Sección 2.6.2 de este Manual, además del Informe AWS D12.1.75 y el AWS Reinforcing Steel Welding Code, para información adicional.

A2- Pág. 20, Fig. 1-10

Para mayor claridad, se omiten las placas de apoyo y el acero de refuerzo. Referirse a otras secciones de este Manual con relación a estos aspectos.

A3- Pág. 23, Fig. 1-16

Deberán tenerse en cuenta los posibles problemas que sean causados al soldar ambos extremos de las unidades prefabricadas. Referirse al comentario en la Sección 1.2.4 relativa a los requisitos de fuerzas y movimientos en las conexiones. Podrá aceptarse el detalle en la forma mostrada y la soldadura es temporal y se quita después del montaje.

A4- Pág. 31, Sección 2.3.2

Diversos tipos de almohadillas de apoyo cumplen con las especificaciones, pero presentan propiedades y comportamiento con variaciones considerables. Para una elección adecuada de la almohadilla, deberá consultarse al distribuidor de ellas.

A5- Pág. 31, Fig. 2-1

La carga vertical en la almohadilla puede resultar no ser uniforme. Deberá tomarse en consideración la excentricidad de la carga, así como el correspondiente esfuerzo máximo de aplastamiento.

A6- Pág. 36, Fig. 2-3

En el croquis de la esquina superior izquierda, agréguese "2.5 cm. máximo" para la dimensión vertical a partir del apoyo al refuerzo A_{vf} .

A7- Pág. 37, Fig. 2-4

Croquis a la izquierda del centro del papel. Agréguese "2.5 cm. máximo" para la dimensión vertical a partir del apoyo al refuerzo A_{vf} .

A8- Pág. 37, Fig. 2-4

Cuando se usen vigas con extremos desbastados, el acero de presfuerzo deberá distribuirse en todo el peralte del miembro, en vez de concentrarlo en la porción inferior de la viga. Ello reducirá al mínimo, la tendencia a la pro-

pagación de una grieta horizontal originada en la muesca y como consecuencia del acortamiento diferencial que existe entre las partes superior e inferior de la viga, a causa del presfuerzo.

A9- Pág. 48, Sección 2.14.2, párrafo primero.

Las investigaciones recientes indican que tal vez no sea aplicable una reducción proporcional en la capacidad en los conectores colocados cerca de las orillas o espaciados a corta distancia. La reducción se acerca más a ser proporcional a una curva parabólica. Deberá tenerse cuidado cuando se calcule la capacidad de pernos con conos parciales.

B - Condiciones Potencialmente Antieconómicas

B1- Pág. 21, Fig. 1-11

Los moldes para los topes esquineros de la placa de base interna, pueden hacerse sin necesidad de usar perfiles de acero. Deberá considerarse la economía existente entre usar una placa de base completa y placas parciales. Ver también CB-3 en la Fig. 3-1, pág. 42.

B2- Pág. 23, Fig. 1-15

Tal vez no sean siempre necesarias en un edificio prefabricado, las conexiones en la base, que resisten momentos. Para estas condiciones, la Sección 1.2.3 indica que los vientos, apuntalamientos o contraventeos de montaje, podrán utilizarse para ésta, en forma temporal y con los detalles apropiados que sean congruentes con los requisitos necesarios en conexiones permanentes.

B3- Pág. 25, Sección 1.2.6, párrafo cuarto.

Muchas variantes a las posiciones de diseño que ocurren en las conexiones, quedan entre las tolerancias normales. Debido a ello, no es necesario incluir todas las condiciones indeseables posibles, para el criterio de diseño de conexiones. Para aquellos casos que caigan fuera de las tolerancias, es mejor tomar las medidas necesarias para remediar cada condición específica.

B4- Pág. 25, Fig. 1-19

Croquis al lado izquierdo. Las dimensiones que se muestran deben considerarse conceptuales y no de valores absolutos.

B5- Pág. 26, Sección 1.3.3, último párrafo.

Los métodos adicionales para reducir a un mínimo el efecto de las cargas por cambio de volumen, incluyen el uso de trazos apropiados del edificio y de juntas de expansión en el edificio.

B6- Pág. 27, Sección 1.3.4, segundo párrafo.

Tal vez no sea siempre necesario ni deseable, usar cargas de viento con un valor de 150 kg/m^2 para el montaje. A fin de obtener una mayor información, deberá hacerse referencia a los reglamentos locales o al informe A58.1-1972 de la American National Standards Institute, Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Building and Other Structures.

B7- Pág. 27, Sección 1.3.5, último párrafo.

El grado de responsabilidad del ingeniero, se establece por lo general en los términos del contrato. Por lo tanto, su responsabilidad podrá no incluir los puntos anotados.

B8- Pág. 29, Sección 2.1.3, segundo párrafo.

El factor de carga adicional de $4/3$ para el diseño último de la conexión, es un valor recomendado y podrá no justificarse en todos los casos. El criterio del ingeniero deberá tomar en cuenta factores tales como, tipo de conexión, esfuerzos permisibles, factores ϕ , otros factores de carga y el tipo de la distribución de la carga, para un apropiado diseño de cada una de las conexiones.

B9- Pág. 31, Sección 2.2

En fechas recientes se ha desarrollado más información sobre fricción-cortante. Debe tomarse en cuenta este material informativo. Ver "Shear Transfer in Reinforced Concrete - Recent Research" por Alan H. Mattock y Neil M. Hawkins, PCI JOURNAL, March-April 1972; "Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane" por Alan H. Mattock, ACI Special Publication SP-42, American Concrete Institute; y "Shear Transfer in Reinforced Concrete With Moment or Tension Acting Across the Shear Plane" por Alan H. Mattock et al., PCI JOURNAL, July-August 1975.)

B10- Pág. 32, Fig. 2-2

Este es uno de los diversos métodos en que puede realizarse una conexión de apoyo de concreto confinado y que no debe restringir el uso de otros métodos. Dirigirse al fabricante local para recabar indicaciones de la práctica usual en la zona. El uso de la información reciente relativa a fricción-cortante puede permitir una reducción en el acero de refuerzo. La longitud de anclaje $2.0 l_d$ deberá reducirse también, según lo establecido por el Reglamento ACI 318-71, Sección 12.5.

B11- Pág. 33, Sección 2.3.4

Se ha desarrollado nueva información relativa al aplastamiento en concreto confinado, lo que aparecerá en el Reglamento CEB-FIP. Deberá tomarse en cuenta este material informativo.

B12- Pág. 33, Sección 2.3.4, tercer párrafo.

No deberá considerarse como absoluto, el uso de $0.2V_u$, sino que T_u deberá determinarse basándose en las fuerzas por cambio volumétrico.

B13- Pág. 36, Fig. 2-3

Este es uno de los diversos métodos en que puede realizarse una ménsula de concreto y no deberá restringir el uso de otros métodos. Dirigirse al fabricante local para recabar indicaciones de la práctica usual en la zona. El uso de la nueva información para fricción-cortante podrá permitir una reducción en el acero de refuerzo.

B14-P.37, Fig. 2-4

Este es uno de los métodos para desarrollar una conexión de vigas de extremos desbastados y no debe restringir el uso de otros métodos. Consúltese al fabricante local para obtener información respecto a las prácticas usuales en la zona. El desarrollo de nueva información sobre cortante por fricción puede permitir una reducción en el acero de refuerzo.

B15- Pág. 38, Fig. 2-5

Se ha desarrollado nueva información para el uso de perfiles de acero estructural empotrados en el concreto.

Deberá tomarse en cuenta este material informativo. (ver "Embedded Structural Steel Connections" por Charles H. Rath in May-June, 1974 PCI JOURNAL.)

B16- Pág. 34, Sección 2.4.4, Ec. (2-10)

Podrá omitirse al factor ϕ de esta fórmula ya que éste no se usa en el diseño de elementos estructurales de acero. Este comentario es aplicable también a las Ecs. (2-15), (2-22), (2-23), (2-24), (2-25), (2-37) y (2-39).

B17- Pág. 35, Sección 2.4.5, 2o. párrafo

La capacidad última al cortante de los conectores de patín, varía dependiendo de su tipo, mismo que deberá ser congruente con la carga desarrollada.

B18- Pág. 39, Fig. 2-6

Generalmente no es necesario que el refuerzo A_{ds} para F_{dy} , sea continuo. En algunos casos no se requiere en lo absoluto.

B19- Pág. 35, Sección 2.4.5, tercer párrafo

Se ha desarrollado y deberá tomarse en cuenta, la nueva información relativa a la resistencia al cortante y adherencia en las cuñas inyectadas con lechada.

B20- Pág. 40, Sección 2.6.2. Ec. (2-15)

El AISC, AWS y CRSI han desarrollado nueva información relativa a la resistencia de la soldadura. Deberá tomarse en cuenta este material informativo.

B21- Pág. 41, Sección 2.7

Para las especificaciones relativas a las juntas de refuerzo traslapado, referirse al Reglamento ACI 318-71, Secciones de la 7.5 a la 7.9.

B22- Pág. 43, Sección 2.8.2, tercer párrafo

No es necesario que la inyección de lechada tenga una resistencia mayor a la del concreto adyacente.

B23- Pág. 45, Fig. 2-12

Deberá existir un traslape igual al establecido por el Reglamento ACI 318, entre las varillas unidas a las placas y las varillas verticales principales.

B24- Pág. 46, Fig. 2-14

Este es uno de los diversos métodos para ejecutar una conexión con refuerzo de acero dulce y no debe restringir el uso de otros métodos. Dirigirse al fabricante local para recabar indicaciones sobre la práctica usual en la zona.

B25- Pág. 50, Sección 2.14.6 (Nueva)

El uso de insertos introducidos mediante perforación, es un método aceptable en la ejecución de las conexiones prefabricadas. Deberá entrevistarse al distribuidor de insertos, para determinar capacidades, limitaciones y usos apropiados del inserto.

B26- Pág. 54; Fig. 3-1

No siempre podrán requerirse conexiones en la base resistentes a momentos, en edificios prefabricados. Cuando resulte apropiado, deberá considerarse el uso de otros tipos de conexiones.

B27- Pág. 55, Fig. 3-2, Detalle BC-4

Es necesario que las vigas se rebajen para que ajusten sobre la cartela.

B28- Pág. 58, Fig. 3-4, Detalle SB-1

Deberá revisarse el diseño de las placas soldadas en la parte superior, ya que puede inducirse un momento negativo de continuidad.

B29- Pág. 58, Fig. 3-4, Detalle SB-2

Es indeseable el uso de refuerzo en la cufia de cortante mostrada, ya que interferiría con un montaje adecuado de las losas. Consúltase al fabricante local para recabar indicaciones de la práctica usual en la zona.

B30- Pág. 59, Fig. 3-5, Detalle SW-2

El acero de refuerzo mostrado en el muro de mampostería, podrá no ser necesario.



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

PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

Tanque Cilíndrico

Prefabricado de Concreto

Dr. Porfirio Ballesteros Barocio

D I C I E M B R E, 1984.

INDICE

Página

I PARTE

1-1.- TEORIA GRAL. DE CASCARONES CILINDRICOS.....	1
1-2.- SOLUCION DE LA ECUACION GRAL. PARA BORDE INFERIOR RESTRINGIDO.....	4
1-2.1.- TANQUE EMPOTRADO EN SU BASE.....	6
1-2.2.- TANQUE ARTICULADO EN SU BASE.....	7
1-2.3.- TANQUE CON CIERTO GRADO DE RESTRICCIÓN AL DESLIZAMIENTO.....	7

II PARTE

11-1.- COMPORTAMIENTO DE TANQUES PREESFORZADOS Y DE TANQUES REFORZADOS.....	12
11-2.- APLICACION DEL PREESFUERZO (Sistema Pre- load).....	13
11-3.- TEORIA DEL PREESFUERZO CIRCULAR.....	15
11-4.- PERDIDAS DE TENSION.....	16
11-5.- CONDICIONES DE APOYO.....	18
11-6.- DETERMINACION DEL ESPESOR.....	19
11-7.- DISTRIBUCION DEL PREESFUERZO.....	20
11-8.- ARMAO VERTICAL.....	21
11-9.- CONDICIONES DE FONDO.....	22

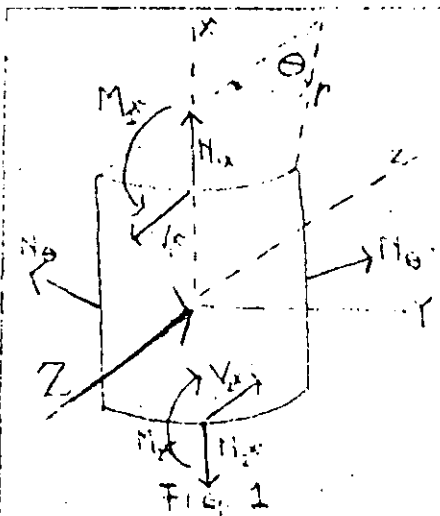
III PARTE

111-1.- DETERMINACION DEL ESPESOR.....	25
111-2.- DETERMINACION DEL COEF. DE SOBRE ATIRAN- TAMIENTO.....	26

	Página
III-3.- ANALISIS DE VARIACION DE N_0 Y M_x	26
III-4.- DETERMINACION DEL PREESFUERZO.....	27
III-5.- REVISION POR CONCEPTO DE PRESION LATERAL CRITICA.....	30
III-6.- DETERMINACION DEL REFUERZO VERTICAL.....	33
IV PARTE	
IV.- PLANOS.- 1.- Esquema General.....	35
2.- Corte mostrando la distribución del cable de preesfuerzo y detalles importantes (Solución de apoyo # 1).....	36
3.- Solución de apoyo # 2.....	37
4.- Dobelas Tipos A y B.....	38
5.- Sistema de Unión - Dobela tipo A.....	39
6.- Sistema de Unión - Dobela tipo B.....	40
7.- Dobela tipo C. Sistema de unión.....	41
V.- ESTIMACION DE COSTOS.....	43
VI.- CONCLUSIONES.....	49
VII.- BIBLIOGRAFIA.....	52

TEORIA GENERAL DE CASCARONES CILINDRICOS, SUJETOS A LA ACCION DE FUERZAS RADIALES DISTRIBUIDAS CON SIMETRIA A SUS EJES.*

1-1 Consideremos el equilibrio de un elemento diferencial orientado según los ejes principales del cilindro.



Se han omitido en la figura, los valores que en nuestro caso particular son nulos. Analizando las fuerzas que actúan según los ejes "x" y "z", y además tomando momentos respecto al eje -- "y", obtenemos:

$$\frac{dN_x}{dx} x r dx d\theta = 0$$

$$\frac{dV_x}{dx} r dx d\theta = Z r dx d\theta = 0 \quad \text{1.a}$$

$$\frac{dM_x}{dx} r dx d\theta - V_x r dx d\theta = 0$$

Con ideas simplificadoria dados los pequeños valores que generalmente adopta, consideramos N_x como constante e igual a cero; mas de ser de importancia -- puede tomarse en cuenta, superponiendo los efectos de esfuerzo y deformación a los producidos por la carga radial "Z" que es la que analizamos.

* Las ecs. obtenidas en ésta primera parte salvo las correspondientes a restricción cortante en la base, han sido derivadas por S. Timoshenko (1), (3).

Simplificando las ecuaciones restantes, nos queda:

$$\frac{dV_x}{dx} + \frac{1}{r} N_\theta = -Z$$

1.1

$$\frac{dM_x}{dx} - V_x = 0$$

Hemos logrado dos ecuaciones con tres incógnitas (V_x , N_θ , M_x) y será necesario considerar el desplazamiento de los puntos en la superficie media del cascarón, para encontrar la ecuación tercera que nos defina el sistema.

Dada la simetría, el desplazamiento en la dirección circunferencial desaparece, resultando las deformaciones unitarias según "x" y "θ"

$$e_x = \frac{du}{dx} ; e_\theta = -\frac{w}{r}$$

donde "u" y "w" representan las componentes de la deformación según dichos sentidos.

Aplicando la ley de Hooke, se obtiene:

$$N_x = \frac{Eg}{1-\nu^2} \left(\frac{du}{dx} - \frac{\nu w}{r} \right)$$

... 1.1b

$$N_\theta = \frac{Eg}{1-\nu^2} \left(-\frac{w}{r} + \frac{\nu du}{dx} \right)$$

donde E = módulo de elasticidad del material,

g = grosor,

v = módulo de Poisson.

La forma de estas expresiones se demuestra más adelante. Dado que nuestro análisis se remite a la condición de $N_x = 0$, $\frac{du}{dx}$ será igual a $v \frac{w}{r}$, valor que incorporamos en la segunda expresión de b) teniendo así que

$$N_\theta = - \frac{E g w}{r} \dots \dots (1-2)$$

Analicemos ahora una faja de ancho unitario sujeta a flexión según "x". Suponiendo que el plano neutro coincide con el plano medio, la curvatura de la deformada, podrá ser tomada igual a $-\frac{d^2 w}{dx^2}$. La elongación circunferencial deberá ser cero para mantener la continuidad en la deformación del cascarón durante el pandeo y las deformaciones unitarias en los sentidos longitudinal y circunferencial serán:

$$e_x = \frac{f_x - v f_\theta}{E}; e_\theta = \frac{f_\theta - v f_x}{E} = 0;$$

de donde se induce que

$$e_x = \frac{1 - v^2}{E} f_x; f_x = \frac{E e_x}{1 - v^2}$$

siendo f_x, f_θ los esfuerzos unitarios según "x" y "θ"; Pero la deformación unitaria e_x será igual a $-j \frac{d^2 w}{dx^2}$, donde "j" representa la posición de la fibra analizada, respecto del plano neutro.

Integrando la expresión de f_x , podemos obtener ahora la ecuación del momento solicitante; así

$$M_x = \int_{-g/2}^{+g/2} f_x j dx = \frac{E g^3}{12(1-\nu^2)} \frac{d^2 w}{dx^2} \dots 1.c)$$

Introduciendo la notación $D = \frac{E g^3}{12(1-\nu^2)}$, tenemos que $M_x = -D \frac{d^2 w}{dx^2}$

siendo esta expresión la ecuación diferencial de flexión para cascarones o placas delgadas.

Introduciendo los valores de N_θ y M_x (expresiones 1.2 y 1.3), eliminando v_x en el sistema 1.1), obtendremos para el caso de que el cascarón sea de espesor constante:

$$D \frac{d^4 w}{dx^4} + \frac{Eg}{r^2} w = Z \dots \dots \dots$$

, y usando la notación $B^4 = \frac{Eg}{4r^2 D} = \frac{3(1-\nu^2)}{r^2 g^2}$ 1.d)

podemos escribirla en la forma siguiente:

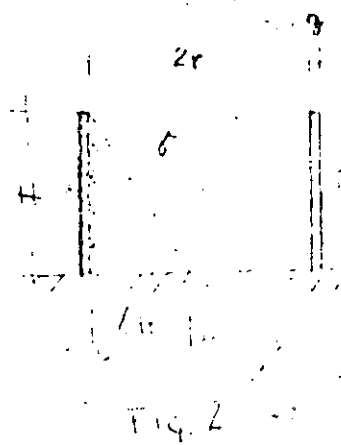
$$\frac{d^4 w}{dx^4} + 4 B^4 w = \frac{Z}{D} \dots \dots \dots 1.e)$$

La solución general de esta ecuación es:

$$w = e^{Bx} (C_1 \cos Bx + C_2 \sen Bx) + e^{-Bx} (C_3 \cos Bx + C_4 \sen Bx) + f(x) \dots 1-f)$$

1.2 SOLUCION DE LA ECUACION GENERAL DE FLEXION MERIDIANA PARA CUANDO TAN SOLO ESTA RESTRINGIDO EL BORDE

INFERIOR.



Una solución particular de la ecuación 1.4) es

$$f(x) = - \frac{\gamma(H-x)r^2}{Eg} \dots 1.5)$$

, y representa la expansión radial de un cascarón cilíndrico con bordes no restringidos

($\frac{d^4w}{dx^4} = 0$) bajo la sollicitación anular debida a la carga h_i

draúlica. Incorporando $f(x)$ en la ecuación (1.4)

obtenemos:

obtenemos:

$$w = e^{\beta x} (C_1 \cos \beta x + C_2 \sen \beta x) + e^{-\beta x} (C_3 \cos \beta x + C_4 \sen \beta x) - \frac{\gamma(H-x)r^2}{Eg} \dots 1.f)$$

Las sollicitaciones de borde que actuarán en $x = 0$ y en $x = H$, no ejercen influencia recíproca dada la esbeltez del cascarón, y las constantes (C_1, C_2) , (C_3, C_4) , son independientes y pueden ser determinadas de las condiciones de los bordes respectivos. Dependiente de que borde está siendo analizado, el cálculo se remitirá a la primera o segunda parte de la ecuación anterior; así para el borde inferior tendremos -- que --

$$w = e^{-\beta x} (C_3 \cos \beta x + C_4 \sen \beta x) - \frac{\gamma(H-x)r^2}{Eg} \dots 1.6)$$

Diferenciando una, dos y tres veces la expresión (1.6), se obtendrán con la anterior las condiciones necesarias para fijar las constantes C_3 y C_4 .

$$\frac{dw}{dx} = \beta e^{-\beta x} \left[(C_4 - C_3) \cos \beta x - (C_4 + C_3) \sin \beta x \right] + \frac{\gamma_r^2}{Eg} \dots 1.7)$$

$$\frac{d^2w}{dx^2} = 2 \beta^2 e^{-\beta x} \left[(C_3 \sin \beta x - C_4 \cos \beta x) \right] \dots 1.8)$$

$$\frac{d^3w}{dx^3} = 2 \beta^3 e^{-\beta x} \left[(C_3 + C_4) \cos \beta x + (C_4 - C_3) \sin \beta x \right] \dots 1.9)$$

Teniendo en cuenta las ecuaciones (1.2) y (1.3), podremos fácilmente hallar las expresiones w , N_x , M_x , necesarias para el análisis de acuerdo con los valores que w , $\frac{dw}{dx}$, y $\frac{d^2w}{dx^2}$ adopten en el borde.

1.2.1. TANQUE EMPOTRADO EN SU BASE Y LIBRE EN EL EXTREMO (ver láminas 1 y 2)

Para $x = 0$, tendremos que tanto w como $\frac{dw}{dx}$ serán nulos, obteniendo de las ecuaciones (1.6) y (1.7) las siguientes constantes:

$$C_3 = \frac{\gamma_r^2 H}{Eg} ; \quad C_4 = \frac{\gamma_r^2 H}{Eg} \left(1 - \frac{1}{Bh} \right)$$

; teniendo en cuenta (1.6) y -

(1.8) las incorporamos a (1.2), (1.3), así

$$N_x = - \frac{Eg w}{r} = r H \gamma_r \left[1 - \frac{x}{H} - e^{-\beta x} \left[(\cos \beta x - (1 - 1/BH) \sin \beta x) \right] \right]$$

$$M_x = - D \frac{d^2w}{dx^2} = - \frac{\gamma_r H g}{12(1-\nu^2)} e^{-\beta x} \left[\sin \beta x - (1 - 1/BH) \cos \beta x \right] \dots 1.9)$$

1.2.2 TANQUE ARTICULADO EN SU BASE Y LIBRE EN EL EXTREMO. (Ver lámina 1).

Resolviendo para $x = 0$, $w = 0$, $\frac{d^2 w}{dx^2} = 0$, las ecuaciones (1.6), y (1.8), obtenemos los siguientes valores:

$$C_3 = \frac{\gamma_r^2 H}{Eg} ; \quad C_4 = 0$$

; mismos que incorporados a (1.2) y (1.3)-teniendo en cuenta las ecuaciones (1.7) y (1.8)-nos darán

$$N_\theta = -\frac{Eg w}{r} = \gamma_r H \left(1 - \frac{x}{H}\right) - e^{-Bx} \cos Bx \quad \dots \quad 1.10$$

$$M_x = -D \frac{d^2 w}{dx^2} = \frac{\gamma_r H g}{12(1-\nu^2)} e^{-Bx} \sin Bx$$

1.2.3 SOLUCION DE LA ECUACION DE FLEXION MERIDIANA PARA TANQUE VACIO ($f(x); 0$), SUJETO EN EL BORDE INFERIOR A UNA RESTRICCION CORTANTE UNIFORME V_0 . (Ver láminas 1 y 2).

Para $x = 0$ tendremos que

$$M_x = 0 ; \quad V_x = V_0$$

De las ecuaciones (1.8) y (1.9) obtenemos fijando las condiciones anteriores

$$C_4 = 0 \quad C_3 = -\frac{V_0}{2DB^3}$$

; valores que incorporamos a las ecuaciones (1.2) y (1.3)-teniendo en cuenta las ecuaciones (1.7) y (1.8)-para obtener:

Lámina 1

Tensiones Anulares (-N_θ)

.0H	.1H	.2H	.3H	.4H	.5H	.6H	.7H	.8H	.9H	X'
0.00	598	1450	3460	4810	5880	6500	6920	6370	6370	emp.
0.00	3220	6060	8160	9420	10000	10000	9600	8860	7880	art.

resuelto para $B = 1.45 \text{ m}$
 $H = 2 \text{ m}$.

Tanque deslizante

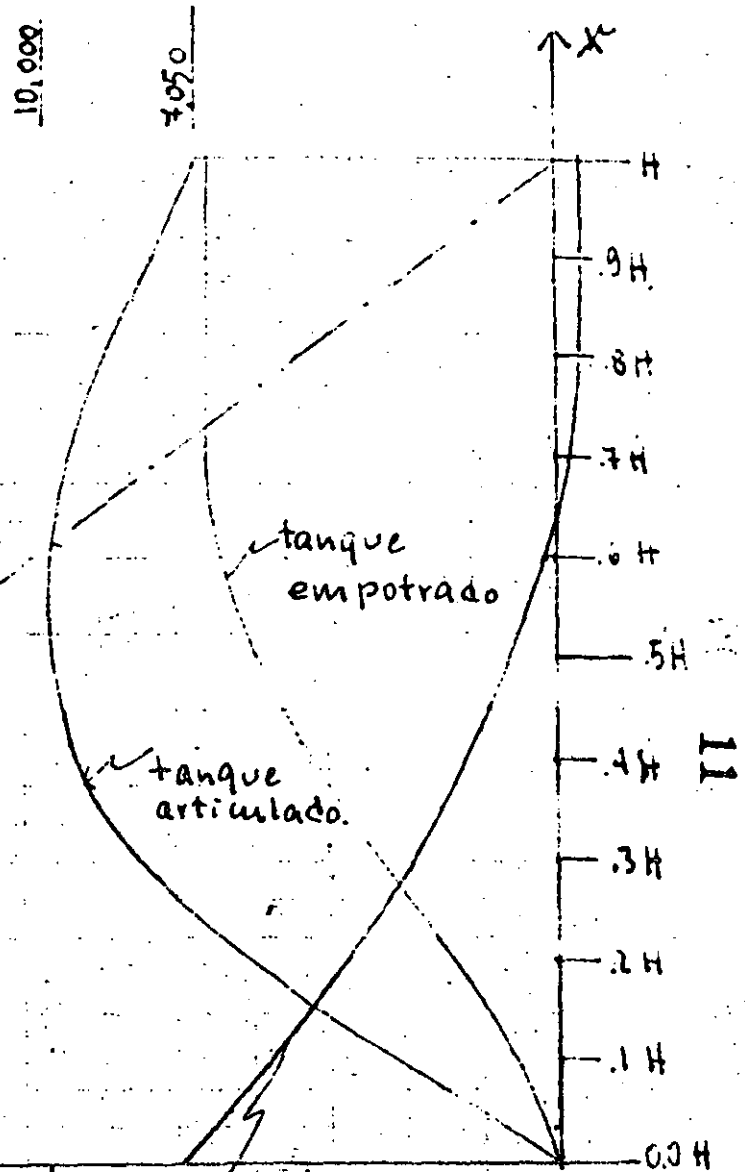
(Kg/m)
 (-N_θ)

26,000

20,000

10,000

restricción constante en la base; $V_0 = 240 \text{ kg-m}^2$
 (tanque vacío)



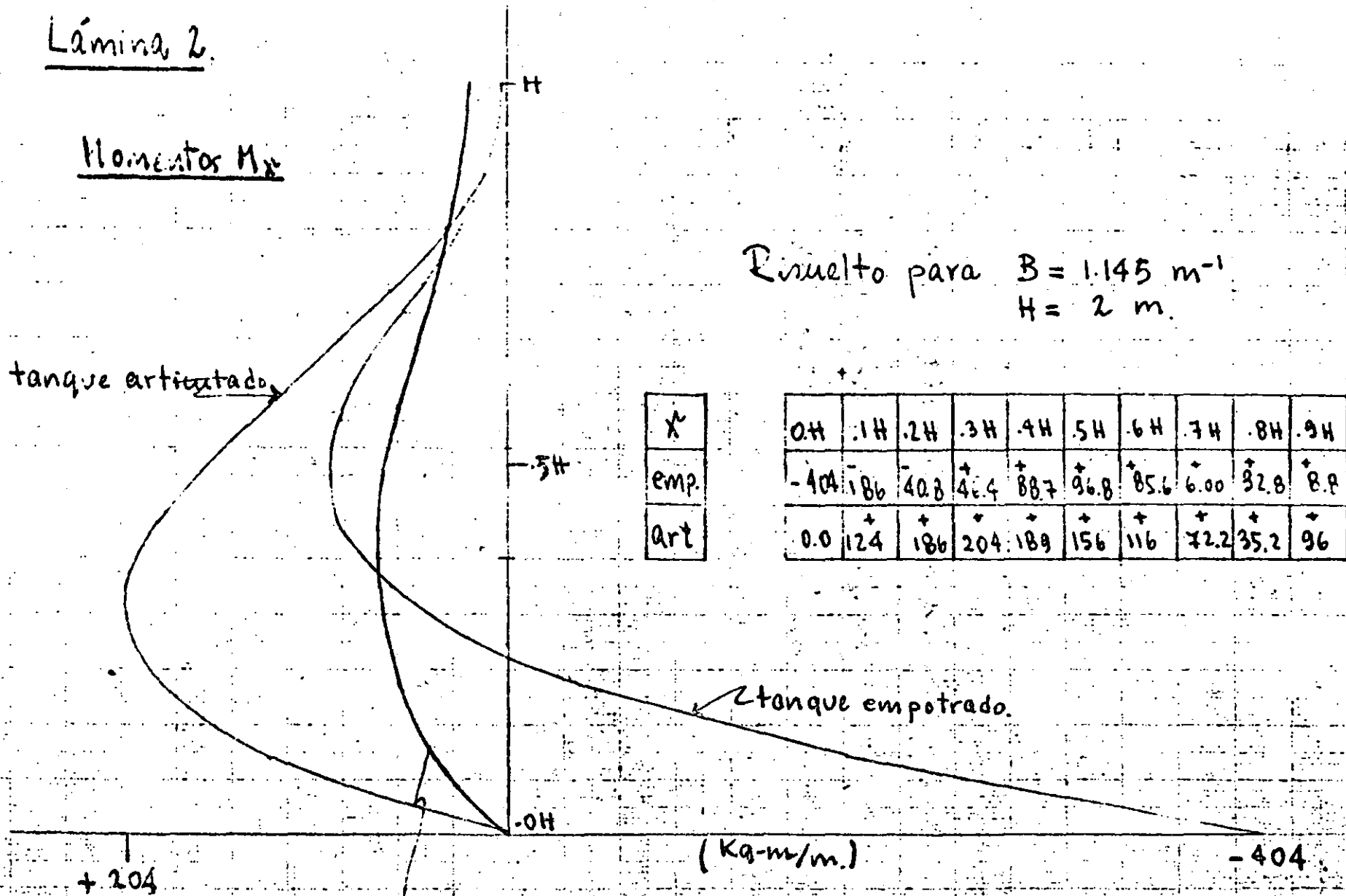
Las gráficas de tensiones axiales para los casos de empotramiento y articulación, fueron determinadas a partir de los valores editados al caso por (ref. 8).

Restricción constante en la base; $V_0 = 240 \text{ Kg-m}^2$
(Ranque vacío)

26,000
20,000
10,000

Lámina 2.

Momentos M_x



Resuelto para $B = 1.145 \text{ m}^{-1}$
 $H = 2 \text{ m.}$

restriccion cortante en la base; $V_0 = 240 \text{ Kq/m}$
 (tanque vacío)

Las gráficas de momentos para los casos de empotramiento y articulación, fueron determinados a partir de las tablas editadas al caso por (ref. 8).

II PARTE

II-1 COMPORTAMIENTO DE TANQUES PREESFORZADOS Y DE TANQUES REFORZADOS.

El cuadro de análisis que se presenta en el -- cálculo de un tanque, es casi el mismo para el concreto reforzado que para el preesforzado.

El comportamiento de las paredes del tanque ba jo diferentes condiciones de distribución de presión y características de fondo, vendrá definido por la parti cularización de la ecuación diferencial de flexión meridiana, resulta en el primer capítulo para la distribución de presiones triangular.

Los puntos a diversas cotas de las paredes del tanque estarán sujetos a una presión determinada, la - cual comprometerá en su razón elástica a el desolazamiento de éstos puntos, y para la estabilidad estructu ral, nacerá un sistema de reacciones internas como en la teoría general se ha definido.

La forma de habilitar al cascarón a que cumpla su cometido, se logra en el concreto reforzado mediante la provisión de refuerzo circunferencial-que reacciona a la tensión de zuncho requerida ($-N_{\theta}$), quedando en este sentido el concreto nada más como recubrimiento- y de un armado vertical que proporciona rigidez a

17

los momentos solicitantes (M_x); en cambio en el preesforzado, es hasta cierto punto el concreto precomprimido, si lo está bidireccionalmente, el que absorbe las tensiones ($-N_0$) y los momentos verticales (M_x) trabajando en su zona de compresión, y según el criterio del proyectista en veces también en la de tensión permisible.

En el primer caso, C.A., se tiene en las paredes la condición de momentos inherentes a la carga hidráulica, y a tanque vacío desaparecen virtualmente estos.

En el segundo caso, C.A.P., sólo existen momentos de importancia para tanque vacío, y los máximos cuando el preesfuerzo es joven. A tanque lleno, y habiéndose reducido la tensión de los alambres debido a la deformación elástica de los materiales y a la deformación plástica del concreto principalmente, los momentos en las paredes serán prácticamente nulos.

11.2.- APLICACION DEL PREESFUERZO (EMBOBINADO)*

La aplicación del alambre de preesfuerzo, se logra mediante una máquina con movimiento ascensional, que corre circunferencialmente sobre el borde superior de la pared, o bien sobre un riel en el dispuesto.

El atrantamiento deseado se consigue forzando

* Se describe el Sistema Preload (6).

el paso del alambre por una boquilla de diámetro variable, y la fuerza a obtenerse, está en función del diámetro al cual pasa el alambre. La operación normalmente se efectúa de abajo a arriba.

La actualidad y el éxito de dicho sistema, se deben principalmente a la gran rapidez de aplicación del preesfuerzo; la máquina puede desarrollar y desarrollar en operación normal 7 km/hr., de donde se obvia la aplicación industrial de este sistema.

La colocación del alambre ya atirantado, minimiza a despreciables las pérdidas por fricción, que de importancia son en los sistemas comunes que incluyen separadamente la colocación, el atirantamiento y anclaje. El empalme por interrupción se logra mediante casquillos tipo torpedo, mas para un tanque de dimensiones no excesivas, las factorías que lo producen lo surten ininterrumpido. Tan sólo serán entonces necesarios los anclajes inicial y final. Se usan alambres de pequeño diámetro (5-7.5 mm.) y de gran resistencia a la ruptura (14000 - 17000 Kg/cm²), con un punto de cedencia aproximado al 85% del de ruptura. El esfuerzo de pretensión es cercano a los 10 000, quedando con las pérdidas normales trabajando el acero con una seguridad aproximada de dos a la ruptura. Después de preesforzar se aplica una capa de mortero para proteger el embobinado, que establece adherencia entre acero y

concreto. Un recubrimiento de 1.5 cm. cubre suficientemente dicho fin.

11.3.- TEORIA DEL PREESFUERZO CIRCULAR.*

Analizando el comportamiento de un anillo circular de radio "r", y de altura unidad, sujeto a presión interior uniforme "P" se concluye que la tensión que es necesaria que nuestro anillo sea capaz de resistir, es igual a

$$N_0$$

Tratándose de un anillo de concreto, y no siendo este capaz de soportar tensiones, le facultamos a ello, mediante el preesfuerzo; así, la fuerza de preesforzado necesario, será

$$T = - N_0 \cdot m \quad 2.1$$

donde "m" representa un índice de sobrepresión de especificación o de criterio según el tipo de tanque, que se traduce en un factor de seguridad al agrietamiento.

Pero existe una T_0 mayor que T en (pérdidas de tensión), que imprime al concreto un esfuerzo compresor que debe ser menor o igual a su fatiga admisible

$$f_c = - \frac{T_0}{A_c} \leq f_{c adm} \quad 2.2$$

valor que posteriormente, habiéndose completado el
* 15).

proceso de relajamiento torna a

$$- \frac{T}{A_c}$$

2.3

Al aplicarse la presión interna (tanque lleno), esta será tomada en partes por el acero y el concreto, y provocará en ellos los siguientes esfuerzos emanados de la teoría elástica.

$$\text{esfuerzo en el concreto} = \frac{T}{A_c} - \frac{N_g}{A_t}$$

2.4

$$\text{esfuerzo en el acero} = f_s + n f_c$$

donde A_t representa la sección transformada a concreto, f_s la razón de T / A_s y "n" la relación de los módulos del acero al concreto.

11.4. PERDIDAS DE TENSION.

La determinación de la cuantía de éstas por métodos analíticos, resulta además de complicada, quizá en casos no muy cercanos a la magnitud que adoptan en la práctica. Por eso resulta conveniente apogarse a las magnitudes que se han alcanzado experimentalmente, no estando nunca de más la cuantificación teórica.

Las pérdidas de tensión se deben principalmente

a:

- a) la deformación plástica del concreto,
- b) la contracción de fraguado ϵ_p

* (5), (3).

c) la deformación elástica del concreto y el ace
ro.

La primero es función del esfuerzo, y de su --
frecuencia, de la vejez del concreto, de su resisten--
cia y propiedades de los agregados y el cemento, y de
la cantidad de agua en la mezcla. Así, por este con--
cepto pequeña sería la pérdida, de construir con buen
concreto (300 Kg/m^2 -), de aplicarse el preesfuerzo
a un tiempo conveniente, el tanque normalmente lleno.

Es aproximadamente la pérdida de tensión por -
deformación plástica el doble de la deformación elásti--
ca instantánea, y aproximadamente se verifica por cuar--
tas partes, como sigue: dentro de las dos primeras se--
manas ; en el transcurso de dos a tres meses; dentro -
de dos o tres años, y el cuarto final en un tiempo in--
definido.

El relajamiento por contracción, se debe prin--
cipalmente a los cambios químicos operados durante el
fraguado, y a la pérdida de humedad, siendo mayor a me--
dida que aumenta la cantidad de cemento y la propor--
ción de áridos gruesos. Una parte de ésta contracción
es recuperable de restaurar en el concreto el agua per--
dida; circunstancias aprovechable en climas calientes y
poco húmedos, de aplicar el preesfuerzo cuando el con--
creto está relativamente seco, ya que posteriormente,

al llenarse el tanque se producirá una expansión que se traduce en un sobre-atrillantamiento de los alambres. La manera mas efectiva para hacer actuar al concreto en el sentido de su autocompresión es usando cementos expansivos.

La deformación elástica, la más fácilmente computable, depende de los módulos elásticos de los materiales y de la magnitud del preesfuerzo.

A continuación, se reportan las pérdidas usuales de tensión debidas principalmente a los conceptos anteriores, y que han sido definidas experimentalmente. Por término medio, se han observado pérdidas aproximadas a 1800 Kg/cm^2 ; un supuesto conservador las podría fijar en 2400, y bajo circunstancias verdaderamente adversas, pueden llegar hasta los 2800. La magnitud de éstas pérdidas, no proporcionales a la calidad de el acero empleado, explica la necesidad de usar aceros de alta fatiga de ruptura.

11.5. CONDICIONES DE APOYO. *

Teóricamente podrían las paredes estar empotradas, articuladas o deslizantes. En tanques preesforzados, tan sólo son convenientes las de articulación (para tanques de pequeño diámetro), y la de deslizamiento para tanques de diámetro cercano o superior a 30m.

* (1), (6).

23

Los momentos (M_x) en las paredes son directamente proporcionales al producto de la base por la altura, y cuando fueran estos capaces de ser absorbidos por un armado módico, se podría optar por empotrar la base, pero para tanques chicos, presenta mejores condiciones económicas el tanque reforzado que el preesforzado. Conforme crece la magnitud r H , la absorción para base articulada de los momentos y empujes, logrados mediante un regular armado vertical y un buen apoyo fijo, llega a estar en desventaja - aún considerando que precisa menos preesfuerzo circular - con la condición de deslizamiento, que supone un armado vertical teóricamente nulo y menor dificultad constructiva.

Cualquier condición que se fije, resulta en la práctica de funcionamiento incierto; por lo cual la experiencia ha dictado que la posición más segura al proyectar, será la que resuma en las posibles proporciones, las variantes de apoyo probables en el terreno. Así para un tanque de dimensiones como el nuestro, conviene apoyar las paredes con facultad de deslizamiento, circunstancia que favorece a la intención de que éstas sean prefabricadas, previendo al proyectar, que puedan surgir restricciones de momento y corte en el apoyo, - que alterarán la distribución de los N_θ y los M_x .

11.6 DETERMINACION DEL ESPESOR.

Supongamos que se ha obtenido el espesor de la

24

pared -y que es constructivo- para el anillo sujeto a tensiones máximas, bajo la condición $T = -N_{\theta}$; observando el sistema de ecuación (2.4), se llega a la conclusión de que a tanque lleno habrá siempre una compresión residual y esto debido a que el área transformada es siempre mayor que la sección de concreto. Dicha compresión residual puede o no proporcionar el factor de seguridad al agrilamiento adecuado, en cuyo caso - se puede hacer lo siguiente:

Aumentar la fuerza compresora T

ó

Alterar tanto el acero como la sección de concreto, teniendo en cuenta que al aplicar T_0 , el concreto debe trabajar a $f_c \leq f_{c adm}$ y que para tanque lleno deberá haber una vez ocurrida la pérdida de tensión en los alambres una compresión residual suficiente.*

Posteriormente, bajo la influencia del preesfuerzo inicial, se habrá de justificar éste espesor bajo el concepto de prestión crítica en previsión de que el cascarón falle por esbeltez. De no ser razonable - el factor de seguridad se tendrá que engrosar la pared, en cuyo caso aumentarán los M_x y los N_{θ} .

11.7. DISTRIBUCION DEL PREESFUERZO.

Ya escogido el espesor, que no necesariamente

será el definitivo, se investigan dadas las condiciones de borde la variación de la sollicitación N_{θ} .

El preesfuerzo circular, se ha de adaptar a una distribución condicionada por las tensiones anulares ($-N_{\theta}$). El índice de modificación será c , donde $(c-1) \times 100$ representa el porcentaje de pérdidas esperadas más un exceso destinado a provocar una compresión residual a tanque lleno. Se estima que el coeficiente "c" para condiciones normales se aproxima a 1.3

El número de cables a usar vendrá dado por la expresión

$$n.c. = \int_0^H \frac{T dx}{A_v f_s} \quad (2.5)$$

donde $A_v =$ área del alambre

y

$f_s =$ esfuerzo de tensión en el acero una vez terminadas las deformaciones lentas.

Cada cable se pondrá a la altura del centro de área de la sección del diagrama T_{y_s} que le corresponda.

11.3. ARMADO VERTICAL.

El preesfuerzo actúa en sentido contrario a la presión interna y producirá a su vez (preesfuerzo int

26

cial), un estado de momentos mayor y de signo opuesto a los determinados para ésto. Será la envolvente a -- los diagramas de momento provocados por el preesfuerzo inicial y el diagrama diferencia entre éste y el co- -- rrespondiente a la presión interna, la que nos servirá para definir el refuerzo; o bien mediante los momentos originados por la manipulación de las dobelas de ser -- éstos punto por punto mayores.

11.9. CONDICIONES DE FONDO.

Hasta hace poco se venían proyectando losas ar- -- madas de gran rigidez, las cuales además de resultar -- anti-económicas, no cumplían a plena satisfacción su -- cometido.

Esto, por que un elemento rígido apoyado en un medio de caprichosa elasticidad como es el suelo, si- -- gue en proporción mínima los movimientos de éste, lo -- cual llevaba a éstas placas rígidas a agrietarse.

Actualmente, la experiencia ha sancionado su -- empleo, dada su ineffectividad, y ha optado por las lo- -- sas de fondo flexible, de pequeño peralte y de alto -- porcentaje de acero.

Pero aún se puede anular la presencia del arma- -- do, sobre todo en tanques de poca altura (cuando am- --

III PARTE

CALCULO

III.1. DETERMINACION DEL ESPESOR (ver 11.6).

$$f_{s_0} = 11500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Pérdidas esperadas} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (ver 11.4)}$$

Datos

$$f_s = 9100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{c_{adm}} = .25 f_c = .25 \times 210 = 53 \text{ Kg/cm}^2.$$

Condiciones a) A tanque vacío, no debe estar el concreto comprimido en más de $f_{c_{adm}}$.

b) Estando el tanque lleno, deberá existir una compresión residual, misma que se estima en $0.05 N_g$.

Para deslizamiento puro y en el fondo (ver 11.3) tendremos que:

$$T = - 1.05 N_g = - 1.05 p r \quad \text{ec. (2.1)}$$

$$A_s = \frac{1.05 p r}{f_s}$$

$$A_c = \frac{1.05 p r f_{s_0}}{f_c f_s} = \frac{1.05 \times 26000 \times 11500}{53 \times 9100} = 600 \text{ cm}^2 \text{ ec. (2.2)}$$

$$g = \frac{600}{100} = 6 \text{ cms.}$$

No siendo este constructivo, lo modificamos a

plamente pueda el terreno soportar la carga hidráulica, de colar un fondo independiente segmentado, de pe queño espesor -y por tal flexible- sobre un colchon -- amortiguador de arena, que nos asegure un trabajo uniforme.

10 cm.

III.2. DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE SOBRE ATIRANTAMIENTO "c" (ver 11.7).

$c = \frac{f_{s0}}{f_s} + \% \text{ de compr. residual conveniente a tanque lleno una vez ocurridas las deformaciones lentas.}$

$c = 1.25 + .05 = 1.31$

III.3. ANALISIS. DETERMINACION DE N_θ y M_x .

Condiciones de sujeción consideradas:

- a) Pared apoyada deslizando.
- b) Tanque apoyado articulado.

Caso a.- Una pared 100% deslizando funciona bajo la teoría de Membrana, que no admite momentos.

La variación de N_θ la podemos encontrar mediante la sustitución de la solución particular... $f(x)$... (ec. 1.5) en la ecuación (1.2); así

$N_{\theta \text{ desl.}} = \gamma (H - x) r = \rho r$

Los valores que en nuestro caso particular adopta, se encuentran graficados en la lámina 1.

Caso b.- Según se vió en la primer parte, la tensión anular (N_θ), y los momentos (M_x) para el caso

de articulación, están definidos por el sistema de ecuaciones (1.10), y los valores que adoptan se han graficado en las láminas 1 y 2.

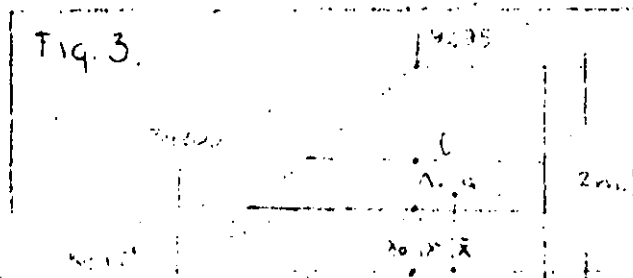
III.) - DETERMINACION DEL PREESFUERZO.

La línea A-A en la lámina 3 representa la variación de $(-N_0)$, envolvente con cierto margen a los casos a) y b), y que resume por tal en su límite inferior $(x = 0)$, un deslizamiento pleno, y en el superior una articulación al 100%. (ver lámina 1).

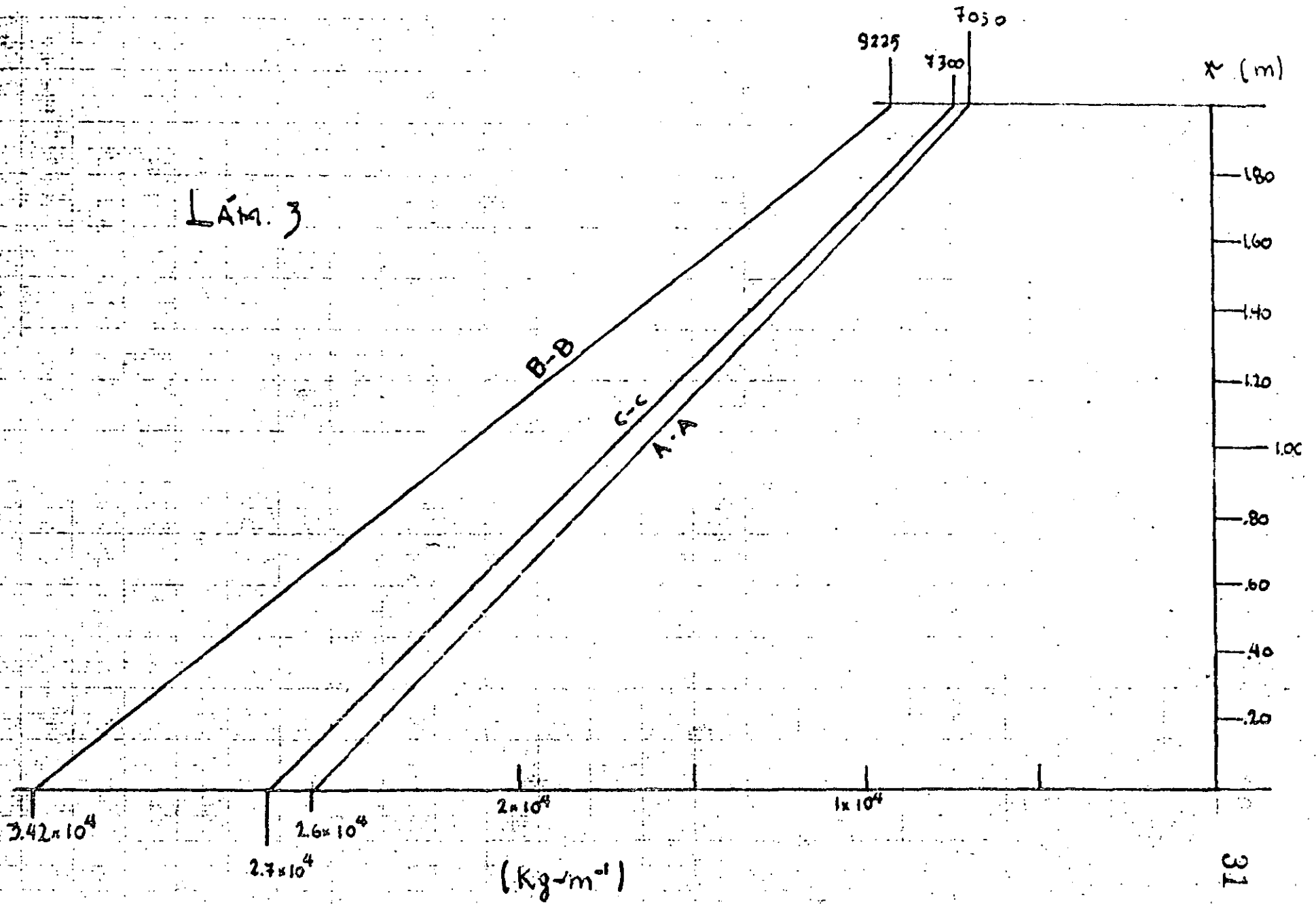
La línea B-B, correspondiente al preesfuerzo -- inicial, es la misma A-A, afectada del coeficiente de -- mayoración $c = 1.31$.

La línea C-C representa el probable estado del preesfuerzo una vez ocurridas las deformaciones lentas (condición final del preesforzado).

De acuerdo con lo definido en 11.7 el número de cables estará dado por la división del área del preesfuerzo entre la capacidad del cable, y su punto de paso será la altura correspondiente al centroide de su zona de influencia.



LAM. 3



En la figura anterior se reporta el diagrama del preesfuerzo teórico inicial.

+ Área del diagrama de preesfuerzo inicial.

$$A_f = \frac{2}{2} (9295 + 34200) = 43495 \text{ Kg.}$$

+ Capacidad del cable ϕ 6.5 mm.

$$A_v = .331 \text{ cm}^2; f_{s_0} A_v = .331 \times 11500 = 3810 \text{ Kg.}$$

+ Número de cables.

$$n. c = \frac{43495}{3810} \quad ||$$

La parte aclarada es igual a: (Fig. 3)

$$A_x = 34200 x - 6226 x^2$$

Graficando esta función, podemos dividir el área total entre el número de cables. Usando este cociente - como módulo en el eje del área, encontramos gráficamente la correspondencia de cada cable a su zona de influencia

(Δ_x).

Una vez determinados los rangos de influencia -ver lámina 4- procedemos al cálculo de los puntos de paso del cable.

De acuerdo con la figura 3, podemos establecer - la posición del centroide de cada área, y vendrá definida por:

$$\bar{x} = x_0 + k \Delta x ;$$

donde:

$$k = \frac{1}{3} \frac{24905 + 3 \times 9295}{24905 + 2 \times 9295} = .404$$

La ecuación anterior, que define los puntos del paso del cable se resuelve en la tabla siguiente:

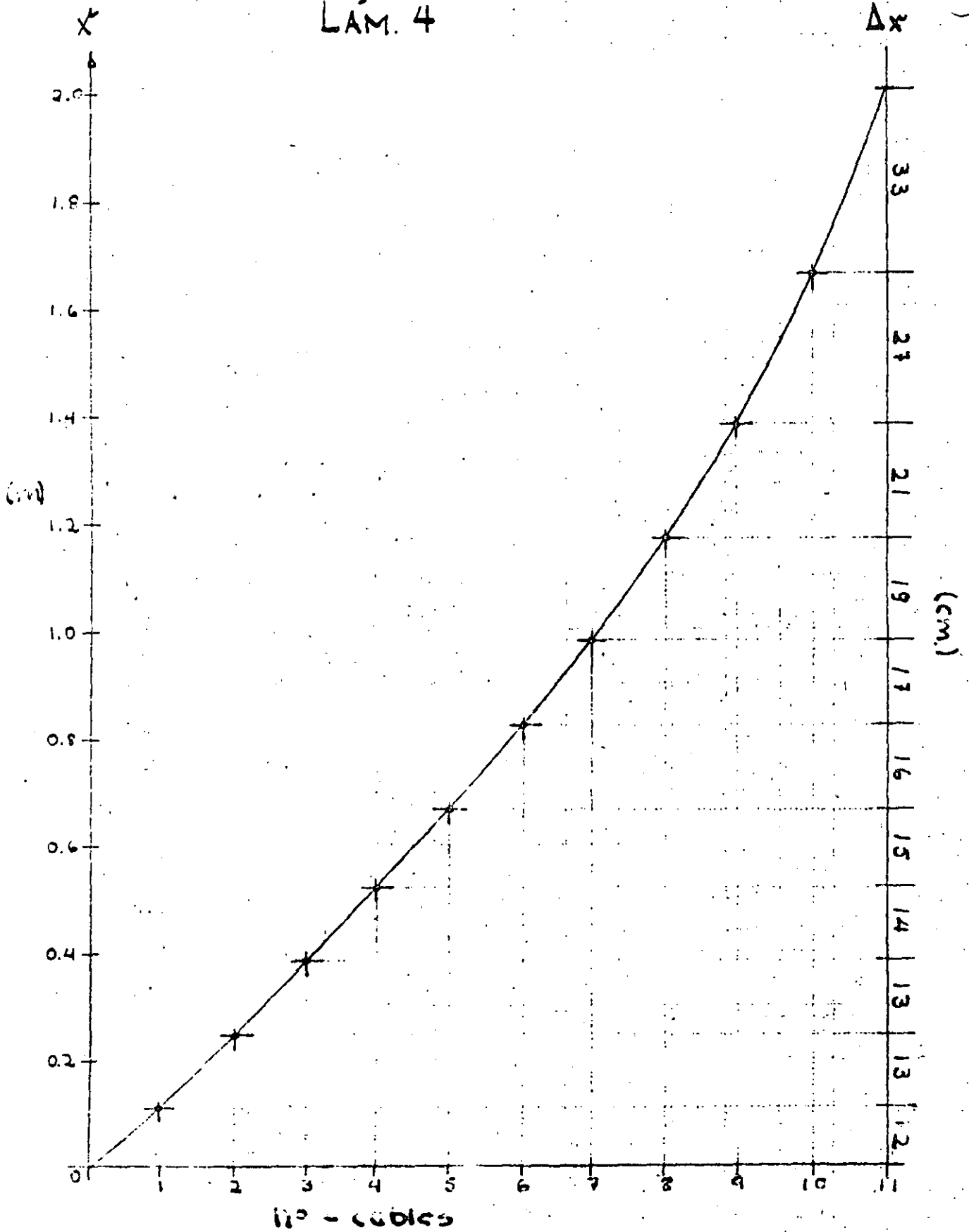
Cable	x_0	Δx	$.404 \Delta x$	\bar{x}	Separación respecto - del cable ant. adopt.	\bar{x} adoptado
No.	cm.	cm.	cm.	cm.	cm.	cm.
1	0	12	4.85	4.85		5
2	12	13	5.25	17.25	12.5	17.5
3	25	13	5.25	30.25	12.5	30
4	38	14	5.65	43.65	14	44
5	52	15	6.05	58.05	14	58
6	67	16	6.45	73.45	16	74
7	83	17	6.86	89.86	16	90
8	100	19	7.68	107.68	18	108
9	119	21	8.50	127.5	20	128
10	140	27	10.9	150.9	23	151
11	167	33	13.3	180.3	29	180

(Ver plano 2)

III.5. REVISIÓN POR CONCEPTO DE PRESIÓN LATERAL CRÍTICA UNIFORME. (Tanque vacío; presión inicial)

En la figura 238, Pág. 451, ref (10), se haya -

LAM. 4



graficada cierta función ϕ , que depende de valores α , y l/r ; donde

$$= \frac{\alpha^2}{12r^2}, \text{ y } \frac{l}{r} = \frac{\text{altura del cilindro}}{r}$$

La función $\phi = \frac{q_{c_r} r (1 - \nu^2)}{E g}$, donde

q_{c_r} es la presión lateral externa uniforme a la cual el cascarón fallaría por esbeltez. La gráfica está determinada para un cascarón cilíndrico circular ~~en~~ ~~un~~ ~~en~~ ~~ambos~~ ~~extremos~~; dado que nosotros tan solo tenemos sujeto el borde inferior haremos $l = 2H$.

El factor de seguridad estará dado por el cociente de la q_{c_r} entre la presión de preesfuerzo inicial media; así

para ν

$$\frac{l}{r} = \frac{2H}{r} = \frac{11}{13} = 3.07,$$

$$\alpha = \frac{\alpha^2}{12r^2} = \frac{.01}{12 \times 169} = 4.94 \times 10^{-6}$$

obtenemos para ϕ el valor 2.8×10^{-3} .

Utilizando la expresión que define a este, e incorporando nuestros datos, obtenemos:

$$q_{c_r} = \frac{210 \times 10^7 \times 0.1 \times 2.8 \times 10^{-3} \times 36}{12 \times 35} = 4.65 \times 10^4 \text{ Kg/m}^2$$

Ahora bien la presión del preesfuerzo inicial medio será: (ver figura 31).

$$q_{p_{prom.}} = \frac{N_{pr \text{ medio}}}{r} = \frac{9295 + 34200}{2 \times 13} = 1870 \text{ Kg/m}^2$$

∴ El factor de seguridad F.S. = $\frac{11.65 \times 10^4}{1870} = 25$

Se ha obtenido un F.S. superior inalcanzable, ya que nuestras soluciones, tanto la primera, como la segunda (ver planos 2 y 3), se encuentran alejados de una sujeción plena.

A continuación se calcula el F.S. para el caso de pleno deslizamiento; condición hacia la cual tendemos con nuestras dos soluciones de apoyo.

$$q_{cr} = \frac{3EI}{r_0^3}$$

$$q_{cr} = \frac{3 \times 200 \times 10^7 \times 0.1}{2197 \times 12} = 22700 \text{ Kg/m.}$$

y

$$q_{\text{or medio}} = \frac{9205 + 31200}{2} = 21717 \text{ Kg/m.}$$

∴ F.S. = $\frac{22700}{21717} = 1.04$

El F.S. real estará entre los F.S. calculados, y más cerca del segundo que del primero.

III.6.- DETERMINACION DEL REESFUERZO VERTICAL.

Siendo consistentes con la variación de $(-N_{\theta})$ máxima aceptada (línea A-A en la lámina 3), se armará para la condición de plena articulación. (ver lam. 2).

∴ Ref (10) o' 218.-

La separación "s" entre las varillas está dada por $s = \frac{A_v}{M_x / f_s b}$; donde "b" es el brazo de palanca de la fuerza $A_s f_s$.

Incorporamos ahora los términos:

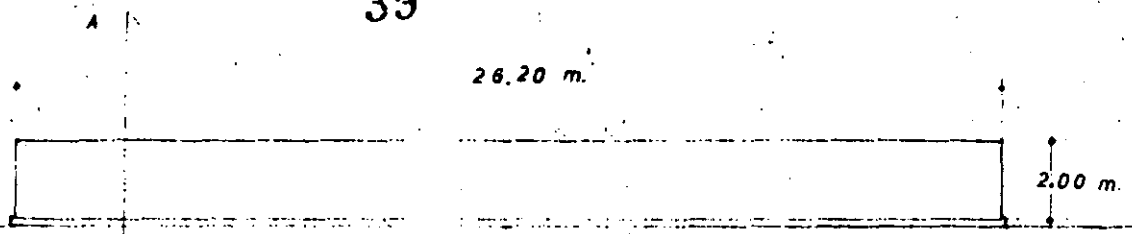
$$\begin{aligned} A_v \text{ } \phi \text{ } 5/16'' &= 0.5 \text{ cm}^2 \\ f_s &= 2500 \text{ Kg/cm}^2 \\ b &= .9 \times .08 = .072 \text{ m.} \\ M_{x \text{ art.}} &= 204 \text{ kg-m/m.} \end{aligned}$$

, Para obtener

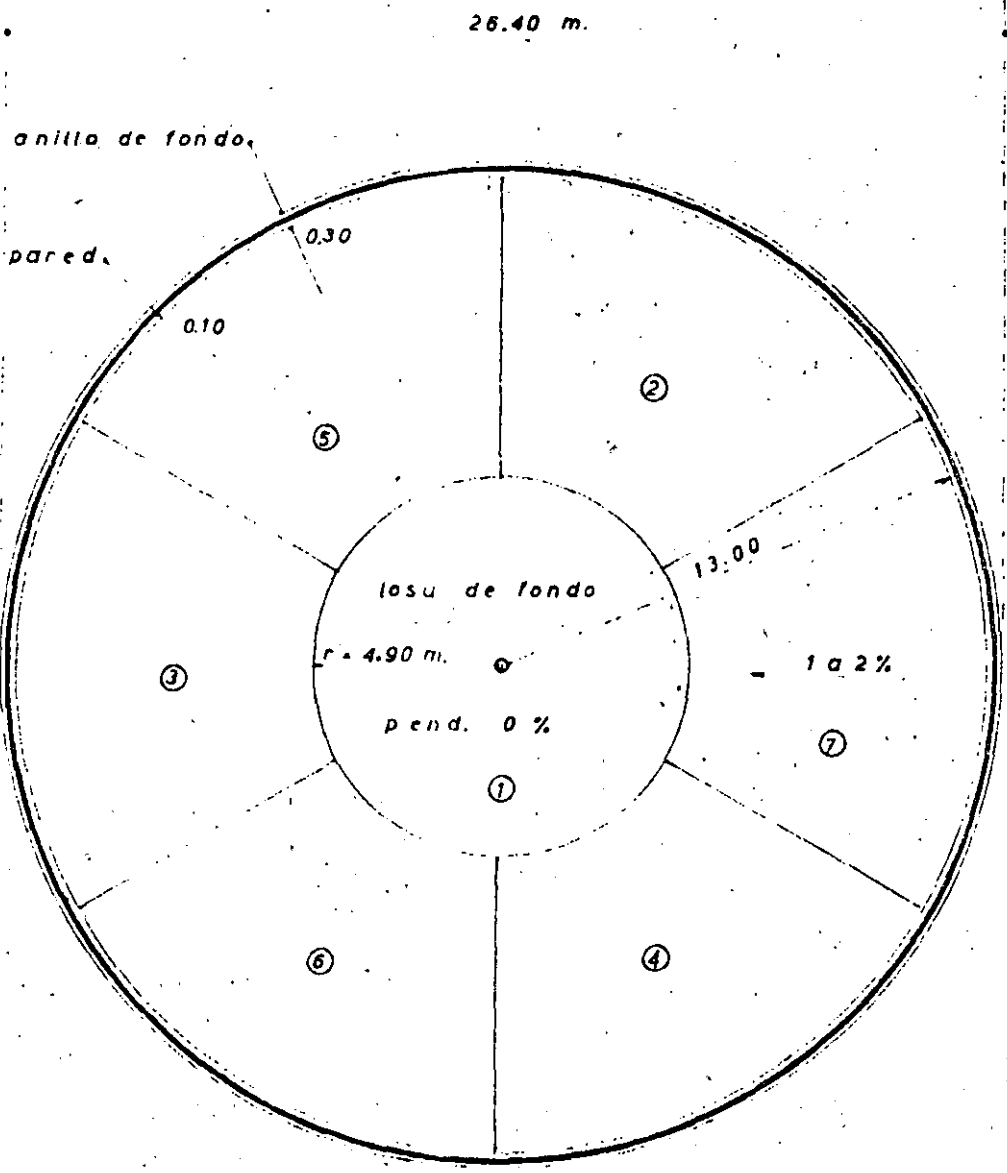
$$s = \frac{0.5 \times 2500 \times .072}{204} = 0.44 \text{ m.}$$

Por concepto de armado, necesitamos 4 varillas - por dovela (50 cms. de ancho). Con esto queda cubierta cualquier condición de manipulación de éstas.

39



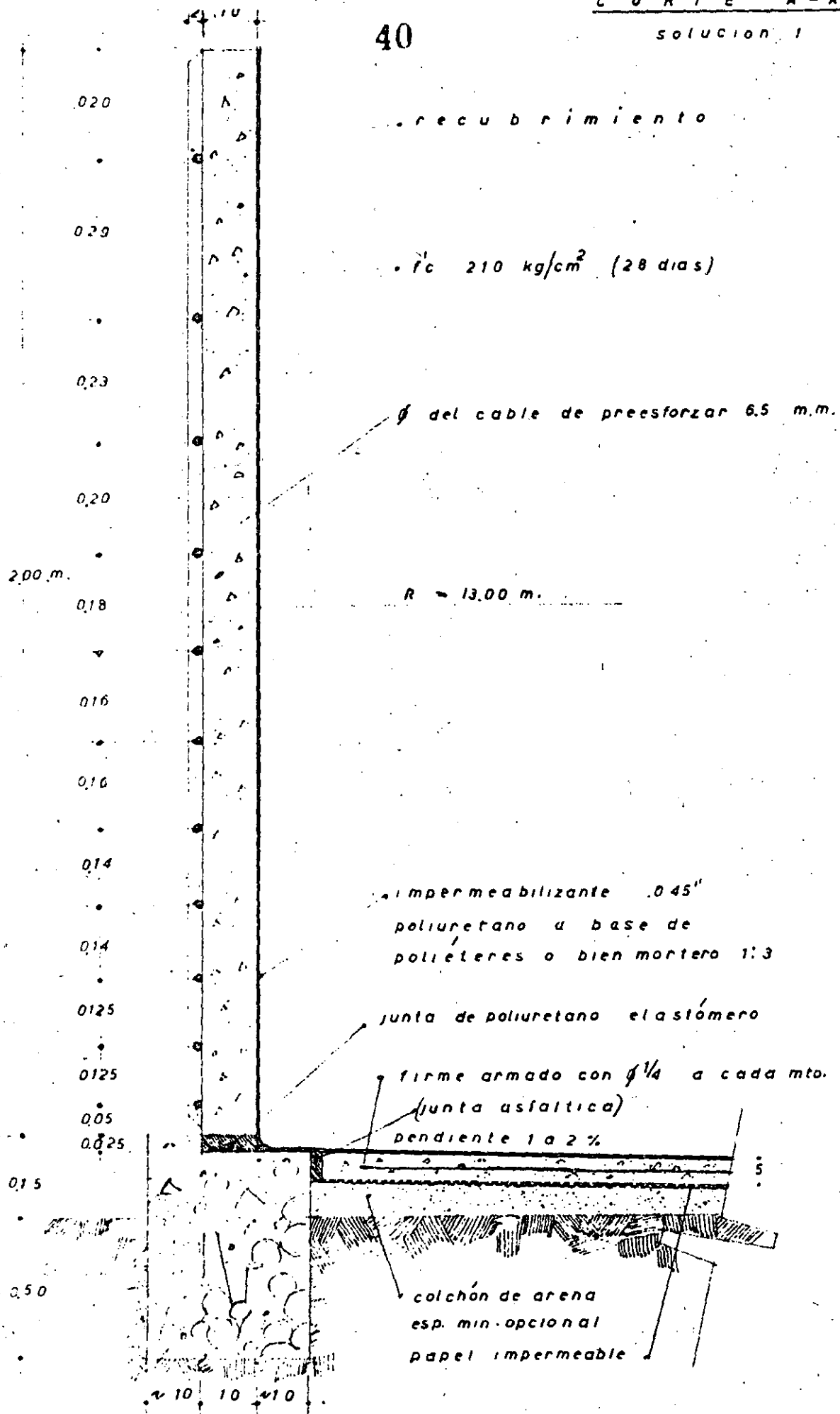
ELEVACION



⑦ orden de colado
juntas en losqs 2 cm.

P L A N T A

esc. 1:200



recubrimiento

$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (28 dias)

ϕ del cable de preesforzar 6.5 m.m.

$R = 13.00$ m.

impermeabilizante 0.45"
poliuretano a base de
poliéteres o bien mortero 1:3

junta de poliuretano elastómero

firme armado con $\phi 1/4$ a cada mto.
(junta asfáltica)
pendiente 1 a 2 %

colchón de arena
esp. min. opcional
papel impermeable

0.20
0.29
0.23
0.20
2.00 m.
0.18
0.16
0.16
0.14
0.14
0.125
0.125
0.05
0.025

~ 0.15

~ 0.50

~ 10 10 10

anillo con ciclopeo

41

2,00

variable

variable

40 min.

anillo concreto ciclópeo

mortero 1:3

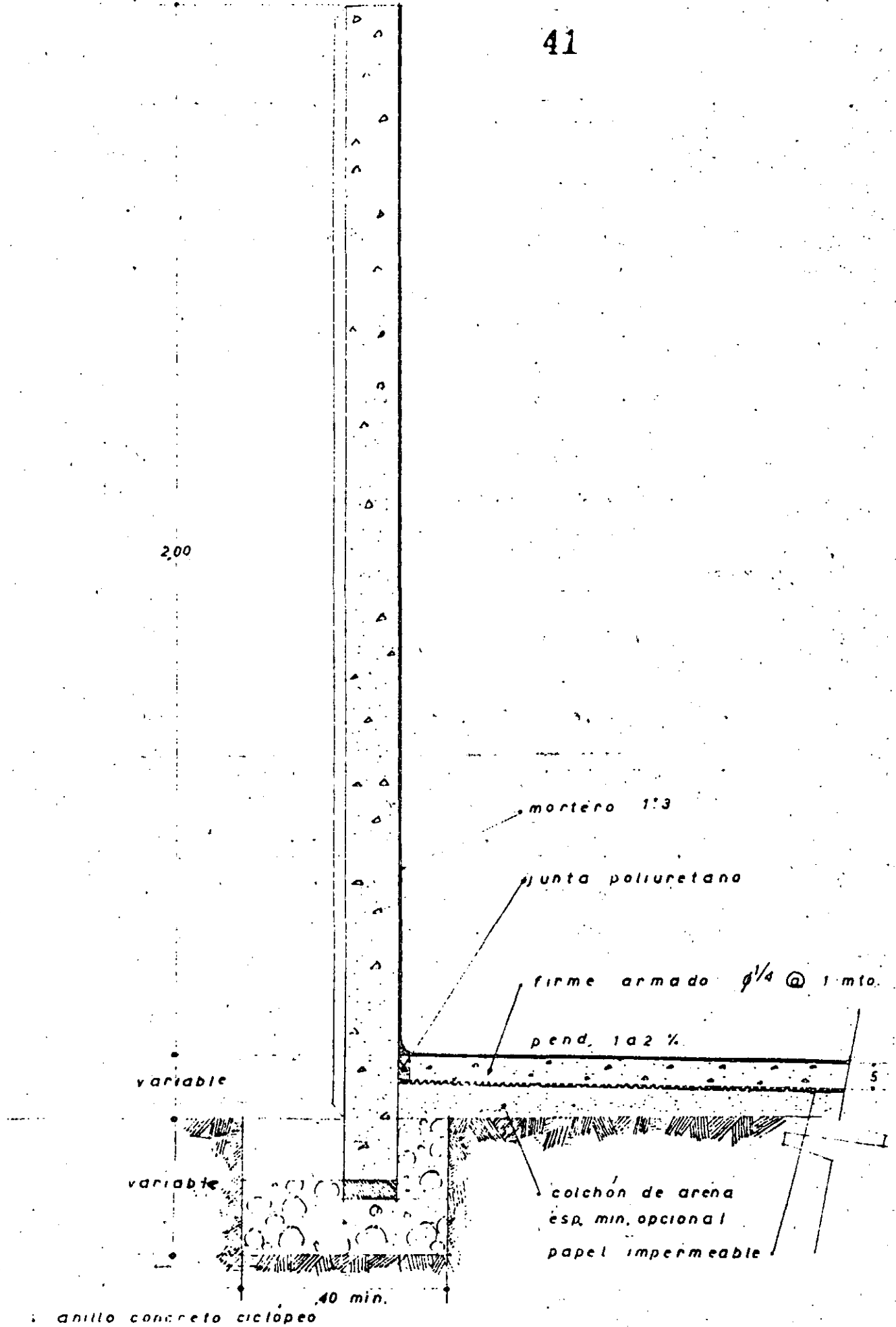
junta poliuretano

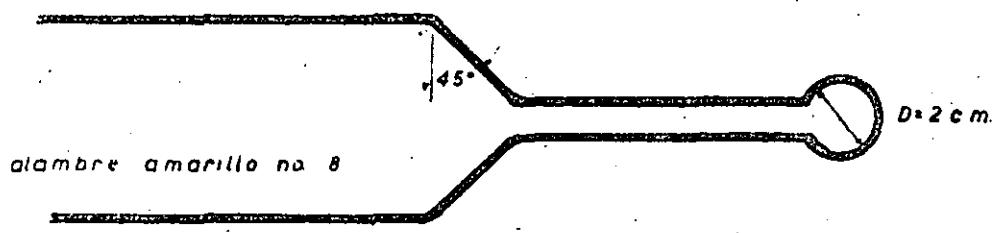
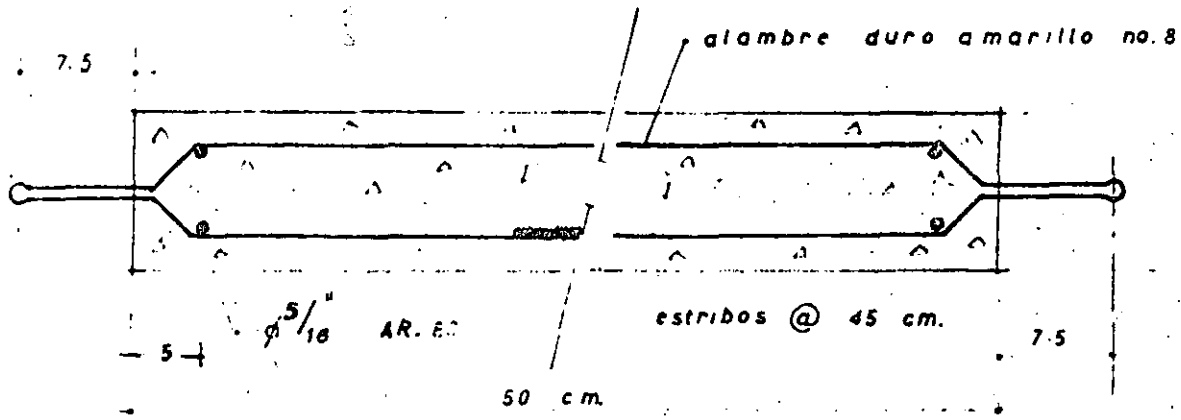
firme armado $\phi 1/4 @ 1 \text{ mto.}$

pend. 1 a 2 %

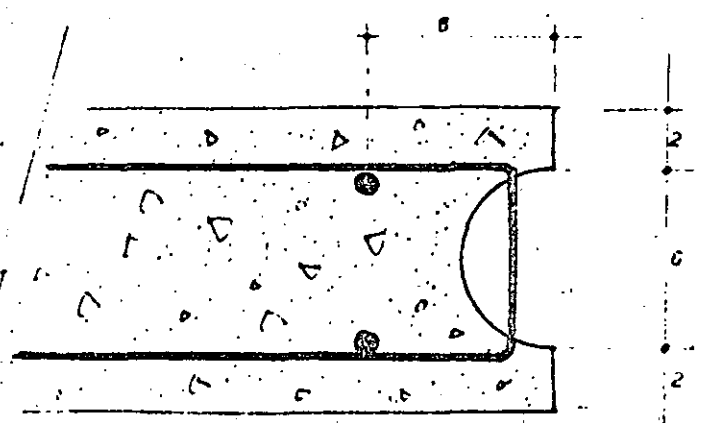
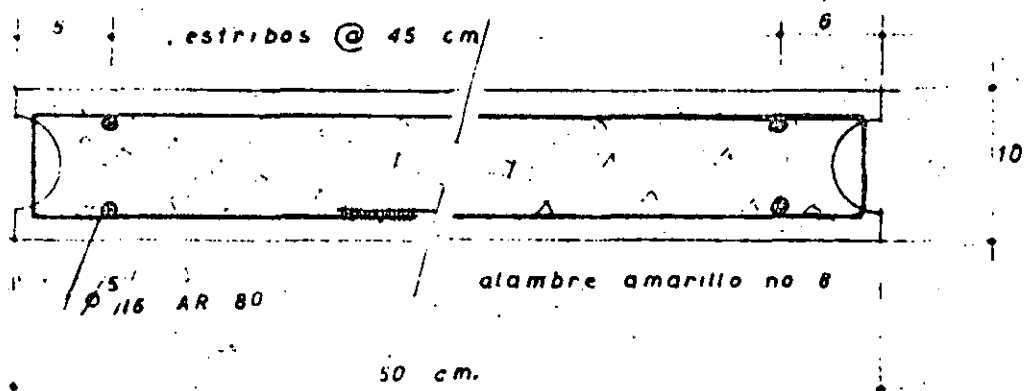
colchón de arena
esp. min. opcional

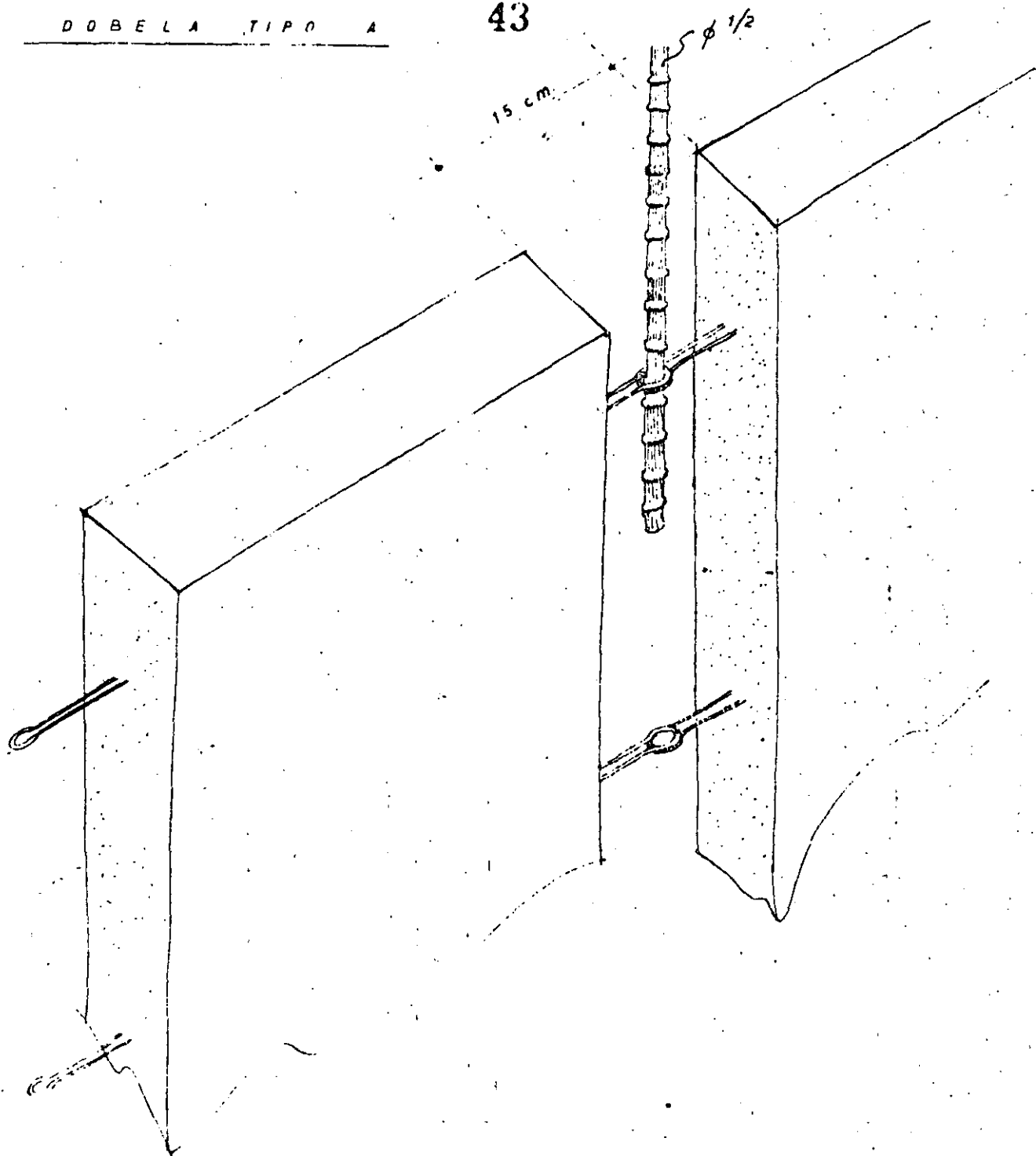
papel impermeable



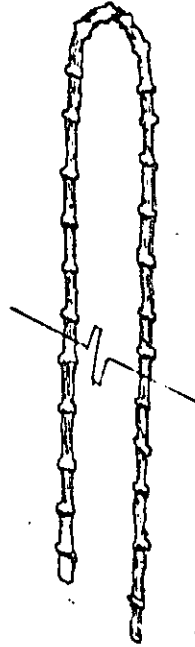
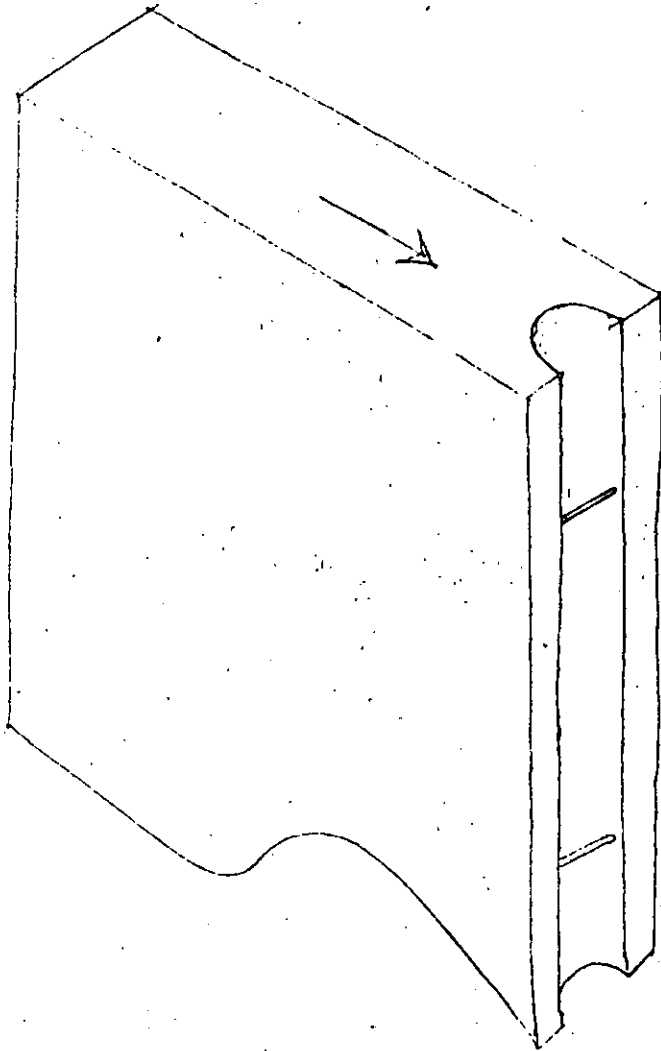


ARMADO DOBELAS TIPO B



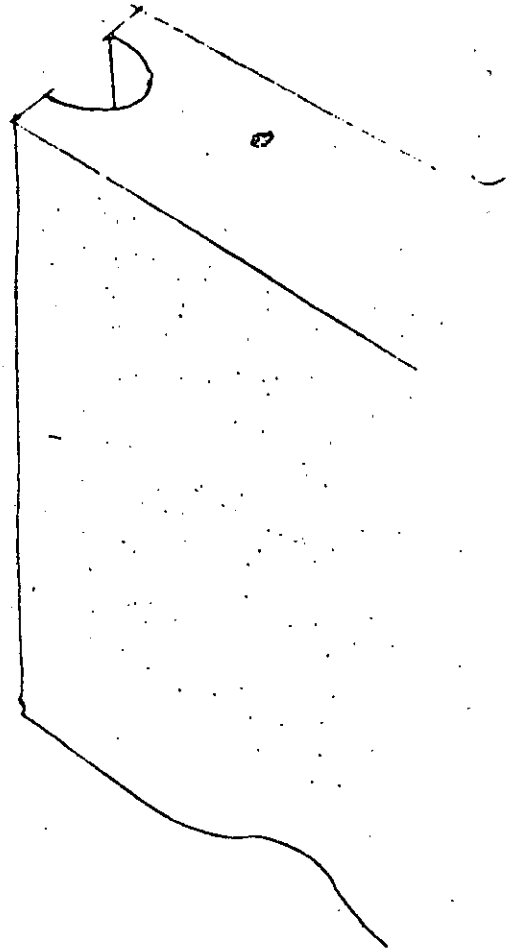


SISTEMA DE UNION



$\phi \frac{3}{8}$

dobelas a lope



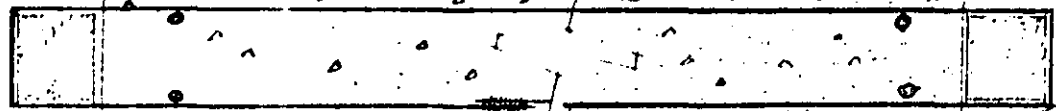
SISTEMA DE UNION

45

alambre duro amarillo n

5. 6.

barrote 2x2"

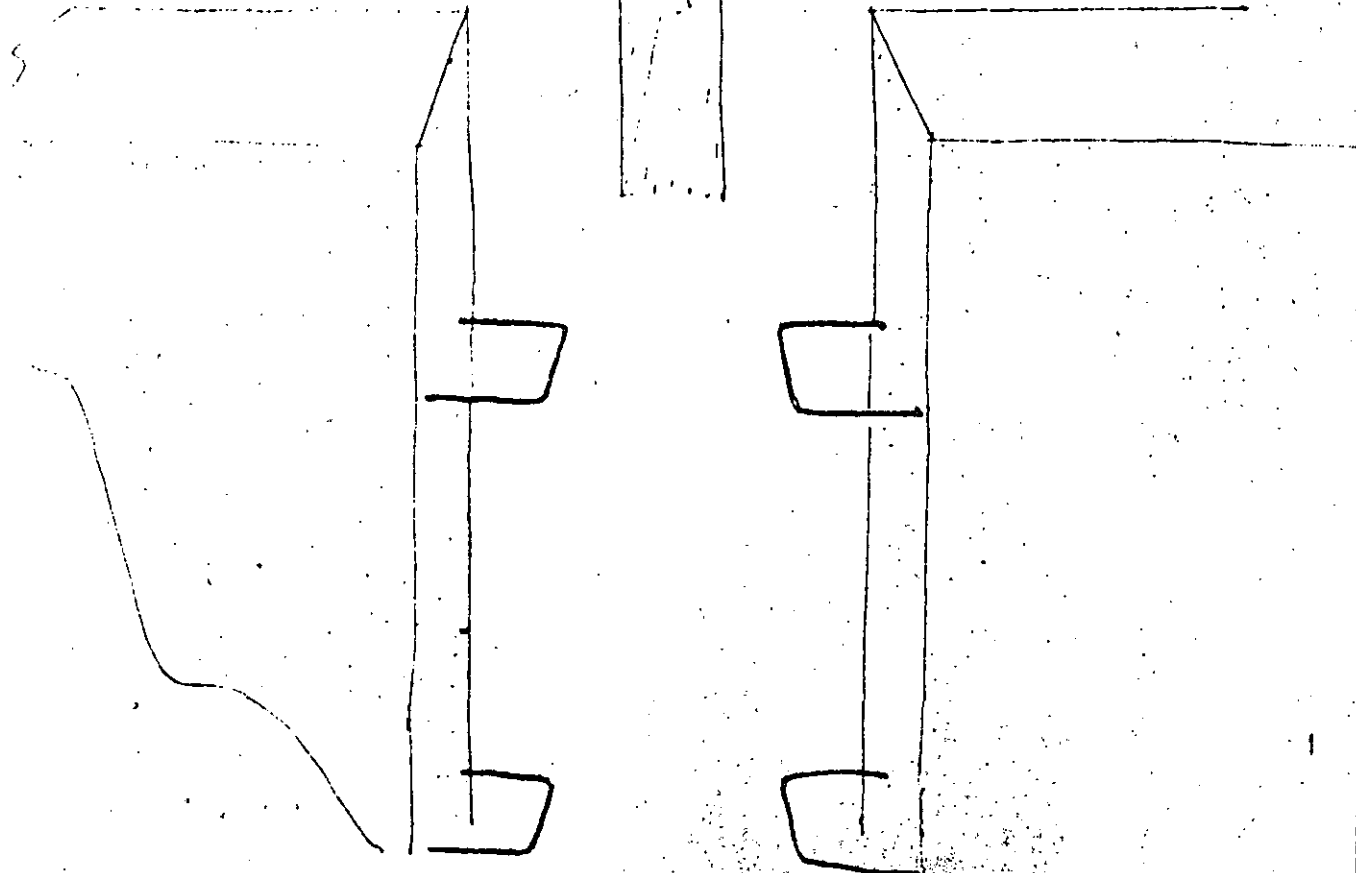
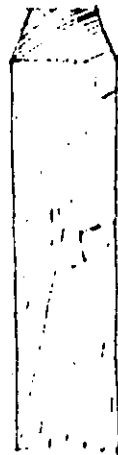


$\phi \frac{3}{16}$ AR 80

estribos @ 45 cm

50 cm

barrote 2x2"
recuperable



ESTIMACION DE COSTOS UNITARIOS

	Cantidad	Precio Unitario	Importe
1.- Excavación (terreno medio)	2 - hp	1.75-ho	\$3.50/m ³
2.- Relleno de arena gruesa (5 cm) y vibrado.			
arena gruesa	.065 m ³	22 - m ³	1.43
ejecución	2 - hp	1.75-ho	3.50
			<u>\$4.93/m²</u>
3.- Relleno de tierra y alisonado	2.5-ho	1.75-ho	\$4.38/m ³
4.- Firme de concreto. (Esp.=5 cm) prop 1:3:6) Cem:120 Kg/m ³			
Cem. Portland	12-Kg.	220-tn.	2.65
arena fina	.028. m ³	.23/m ³	.65
grava	.050 m ³	22/m ³	1.10
varilla Ø 3/8 a 1 m. prep. y colocada.	1.38 Kg.	2.60 Kg	3.40
Revoltura y vaciado.	2.5-hp	1.75 ho	4.38
Madera (2 usos) incl. colocación	.55 pies ²	.60 pies ²	.33
			<u>\$12.51/m²</u>
5.- Cim. corrida 30x65 prop. 1:1:7 con 40% de piedra bola incl. excavación.			
Cem. siderurgico	120-Kg	165-tn.	19.80
arena gruesa	.36 m ³	15 m ³	5.40
Cascajo	.6 m ³	13.50 m ³	8.10
Piedra bola.	.6 m ³	10 m ³	6.00
Revolt. y vaciado	2 hp	1.75 hp	3.50
Excavación	1 - m ³	3.50 m ³	3.50
			<u>\$46.30/m³</u>

V. ESTIMACION DE COSTOS.

Los siguientes cálculos fueron realizados bajo las siguientes condiciones:

- * Método-de rendimientos.- Precios unitarios y cantidades de mano de obra reducidas a horas-trabajador.
- * Precios-los vigentes en la ciudad. (salvo para el preesfuerzo).
- * Grado de exactitud- dar idea cualitativa.
- * Paredes- Doble tipo A.- (Formas de madera).
- * Terreno- Tipo medio local.

	Cantidad	Precio Unitario	Importe
(De la hoja anterior)			\$46.30/m ³
Conceptos anteriores - por metro lineal.			= 9.05/metro.
Formas (Incluye mate- rial y colocación) ma- dera (11 usos).....	1	2.01	<u>2.01</u>
			11.06/m.

6.- Doble concreto --
210 (360 Kg/m³) prop.
aprox. 1:2:3,5 rev.
5 cm. - (Incluye pre-
fabric. y coloc.)

Cemento	.56 Kg.	220 tn.	7.90
Grava	.12 m ³	23-m ³	2.75
Arena	.06 m ³	23-m ³	1.38
Fierro ϕ 1/4 Tor (incl. armado)	5.4 Kg.	3-Kg	16.20
Rev. y vaciado	2.5-ho	1.75-ho	4.37
Hechura de formas mat. y mano de obra	1	6.91	6.91
Colocación	1-ho	1.75-ho	1.75
Apuntalamiento	1	.58	.58
			<u>\$41.84</u>

7.- Colados Intersticiales.
Concreto 210 rev.
10 a 15. Cem. 420 -
Kg/m³.

Cem. Portland	12.6 Kg.	220 tn.	2.77
Arena	.0204 m ³	23 m ³	.46
Grava	.0318 m ³	23 m ³	.73
Fierro (material y colocación)	2 Kg.	2.60 Kg.	5.20
Madera (material y colocación)	1	4.24	4.24
Revolt. y vaciado	0.75 ho	1.75 ho	1.31
			<u>\$14.71</u>

8.- Afinado 1.5 - 2 cm.

Arena delgada	.015 m ³	23 m ³	.35
---------------	---------------------	-------------------	-----

	Cantidad	Precio Unitario	Importe
(De la hoja anterior).			\$.35
Cem. Portland	4 Kg.	220 tn.	.90
Hacer mezcla y colocación	.5 h-ap	5.50 h-ap	<u>2.75</u>
			\$ 4.00/m ²

9.- Impermeabilización.
 .015" poliuretano o
 base de polímeros
 Incluye ejecución \$ 12.00/m²

10.- Juntas.

11.- Preesfuerzo.

NOTA.- h-ap = hora albañil peón.
 hp = hora peón.

ESTIMACION DE COSTOS

CONCEPTO	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE	TOTAL
1. Excavación	18.9 m ³	3.50 m ³	171	
2. Relleno arena	490 m ²	4.53/m ²	2415	
3. Relleno de tierra.	7.8 m ³	4.53/m ³	35	
4. Firme de concreto.	490 m ²	12.51 m ²	6120	
5. Dóbelas	126	41.48	5230	
6. Colados intersticiales.	126	14.71	1850	
7. Cim. corrido	82 m.	11.06 m	823	
8. Afinado.	164 m ²	1.90 m ²	3132	

(Continúa de la Pág. anterior.)

CONCEPTO	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE	TOTAL
9. Impermeabilización.	694 m ²	12.00 m ²	7350	
10. Juntas	180 m.	6.50 m.	1170	
11. Preesfuerzo				

VI. CONCLUSIONES.

La estimación de costos hecha en el capítulo -- que precede, aunque de grado de exactitud muy relativo, si nos dice que la solución encontrada es buena. Aunque fué establecida para un tipo de dovela (T-A), y para la solución de apoyo (Solución // 1, Plano 2), se puede hacer extensivo el calificativo a las combinaciones posibles entre las dos soluciones de apoyo, y las tres dovelas tipo reportadas.

Se pensó en prefabricación, y por tal en producción de escala industrial, y es tan sólo en este sentido que el método prefabricación-preesfuerzo presenta amplias ventajas de economía y facilidad constructiva sobre un diseño convencional a base de concreto reforzado, o bien sobre uno de concreto preesforzado colado en el lugar.

Es claro que las conclusiones enunciadas tan sólo son válidas para tanques de proporciones semejantes.

La desventaja que existe al prefabricar las paredes, es tener una altura crítica un poco reducida, ya que las limitaciones del peso de las dovelas, de su ensamble, y de los colados entre ellas, arriba de cierta altura--digamos 3 metros-- hacen que el método preesfuerzo-prefabricación sea material y económicamente imorac-

ficable.

A continuación es pertinente hacer un estudio -
comparativo de las dobelas tipos A, B y C.

	Dobela T-A	Dobela T-B	Dobela T-C
Manufactura	Simple (cualquier tipo de forma).	Formas especiales de plástico reforzado preferentemente, o de fierro.	Idem. T-A
Ensamble	Simple.	Similísimo.	Idem. T-A
Colados Intersticiales.	Equipo común.	Equipo especial - (inyectores) personal especializado. Tiempo de ejecución menor que en el caso A.	Idem. T-B
Tiempo de - Instalación		Bastante menor que para la dobelas T-A	Idem. T-B
Estabilidad apenas en-- semblada.	Buena.	Semejante ó superior que para la dobelas T-A.	Idem. T-B

Las soluciones presentadas se antojan correctas,
y están sujetas a los afinamientos que la práctica dicte.

BIBLIOGRAFIA

- (1) CESTELLI-GUIDO CARLO.- Cemento Armato Precompresso. Tercera Edición (1956) Casa Editrice Libreria Ulrico Hoepli-Milano.
- (2) GUYON Y. Hormigon Pretensado. Editorial Dossat, S.A. Madrid.
- (3) KOMENYANT AUGUST. Prestressed Concrete Structures. Primera edición (1952) Mc Graw Hill Book, New York.
- (4) LEONHARDT-FRITZ.- Spannbeton für die Praxis. Edición (1955) Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- (5) LIN T.Y.- El Cálculo de las Estructuras de Concreto Preesforzado. Segunda edición española. (1955). Cfa. Editorial Continental, S.A. México, D.F.
- (6) LEYER G. ENRIQUE.- Procedimientos de construcción de depósitos de concreto prefabricado y teoría general de su cálculo. Tesis. I.T.E.S.A. (1957).
- (7) MORAL FERNANDE.- Hormigon Armado. Segunda Edición. (1952). Cfa. Editorial Continental, S.A. México, D.F.
- (8) PRELOAD CO. INC.- Cylindrical tanks without prestressing. Publicación 1958.
- (9) TAYLOR DENALD W.- Soil Mechanics. Novena Edición (1956). John Wiley & Sons Inc. New York.

(10) TIMOSHENKO STEPHEN.- Theory of elastic stability. McGraw Hill Book Co. Inc. New York. 1936.

(11) TIMOSHENKO STEPHEN.- Theory of Plates and Shells. Primera Edición. Octava Impresión. Mc Graw Hill Book - Co. New York.



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

PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

Diseño de Secciones Compuestas Prefabricadas

Dr. Porfirio Ballesteros Barocio

D I C I E M B R E, 1984.

SECCIONES COMPUESTAS

1. Introducción

1

Las estructuras de acero soportando cargas de momento-reforzadas, antiguamente se diseñaban suponiendo que el concreto actuaba independientemente de el acero y existían cargas. Ninguna consideración se hacía al efecto compuesto de el acero y concreto actuando juntos. Sin embargo, con la aparición de la soldadura, llegó a ser práctico. Desde 1925 en la construcción de puentes se inició el uso de secciones compuestas, y en 1960 se consideró económico el uso de las en edificios. Al final se presenta una lista selecta de referencias desde 1923 a 1969, en la cual se pueden observar los antecedentes históricos.

2. Acción Compuesta

Cuando el sistema de piso de concreto y las vigas de acero son integralmente conectadas y se deforman como una misma unidad la acción compuesta se desarrolla

en los dos miembros estructurales. Ejemplos típicos de secciones compuestas se muestran en la Fig. 2.1.

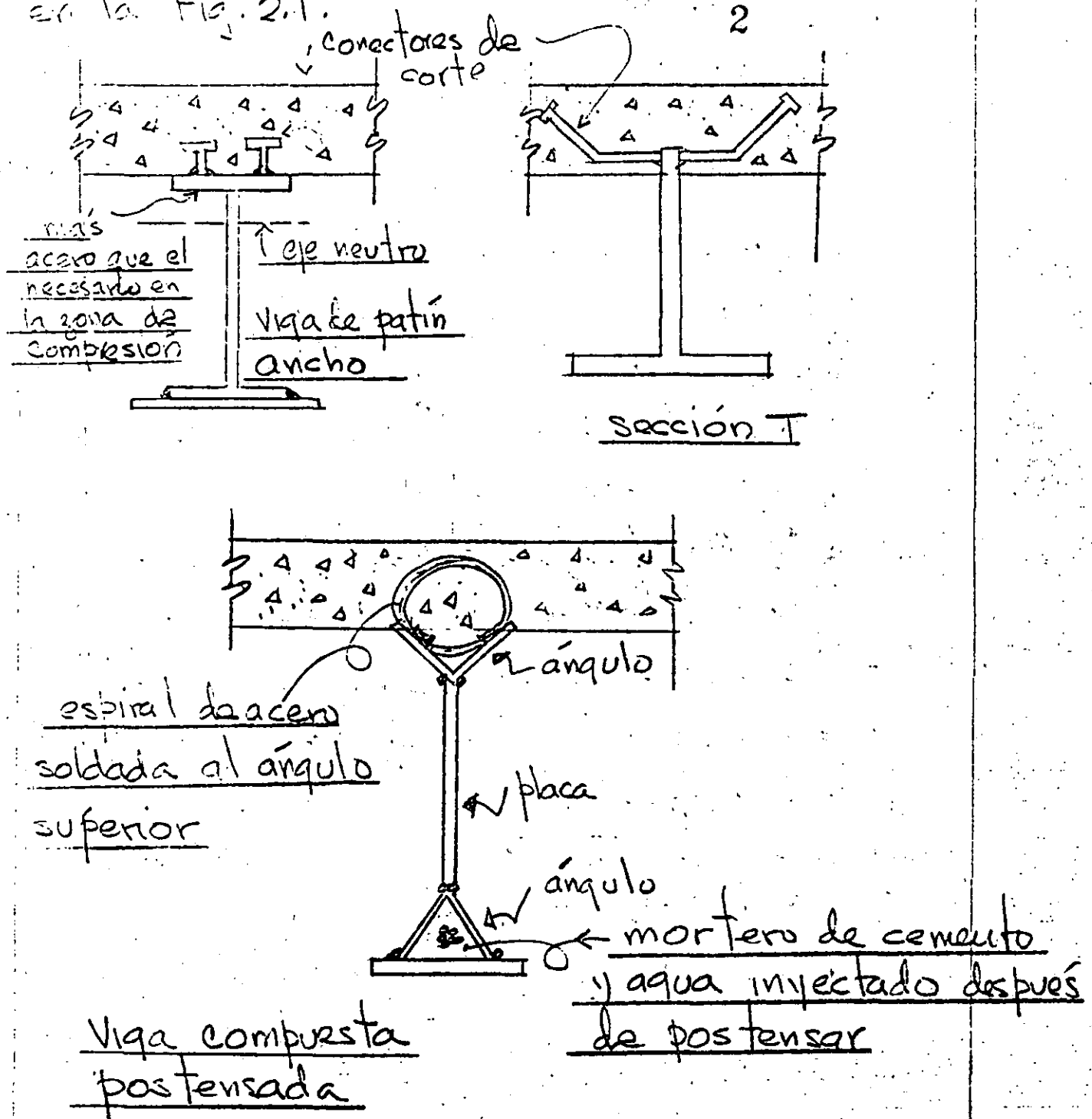


Fig. 2.1 Algunos tipos de secciones compuestas concreto-acero

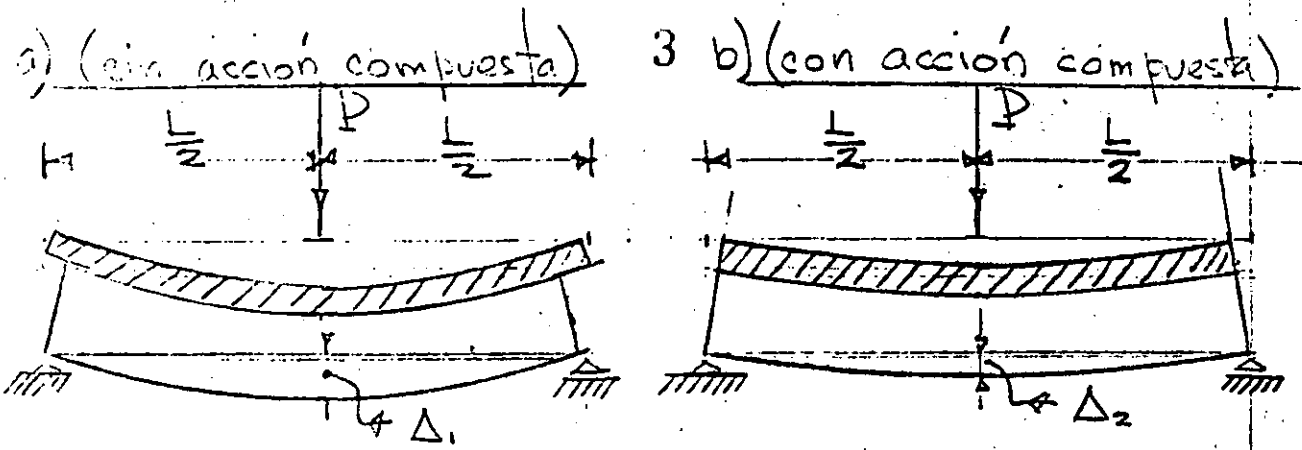


Fig. 2.2 Comparación de deflexión en vigas con y sin acción compuesta $\Delta_1 > \Delta_2$

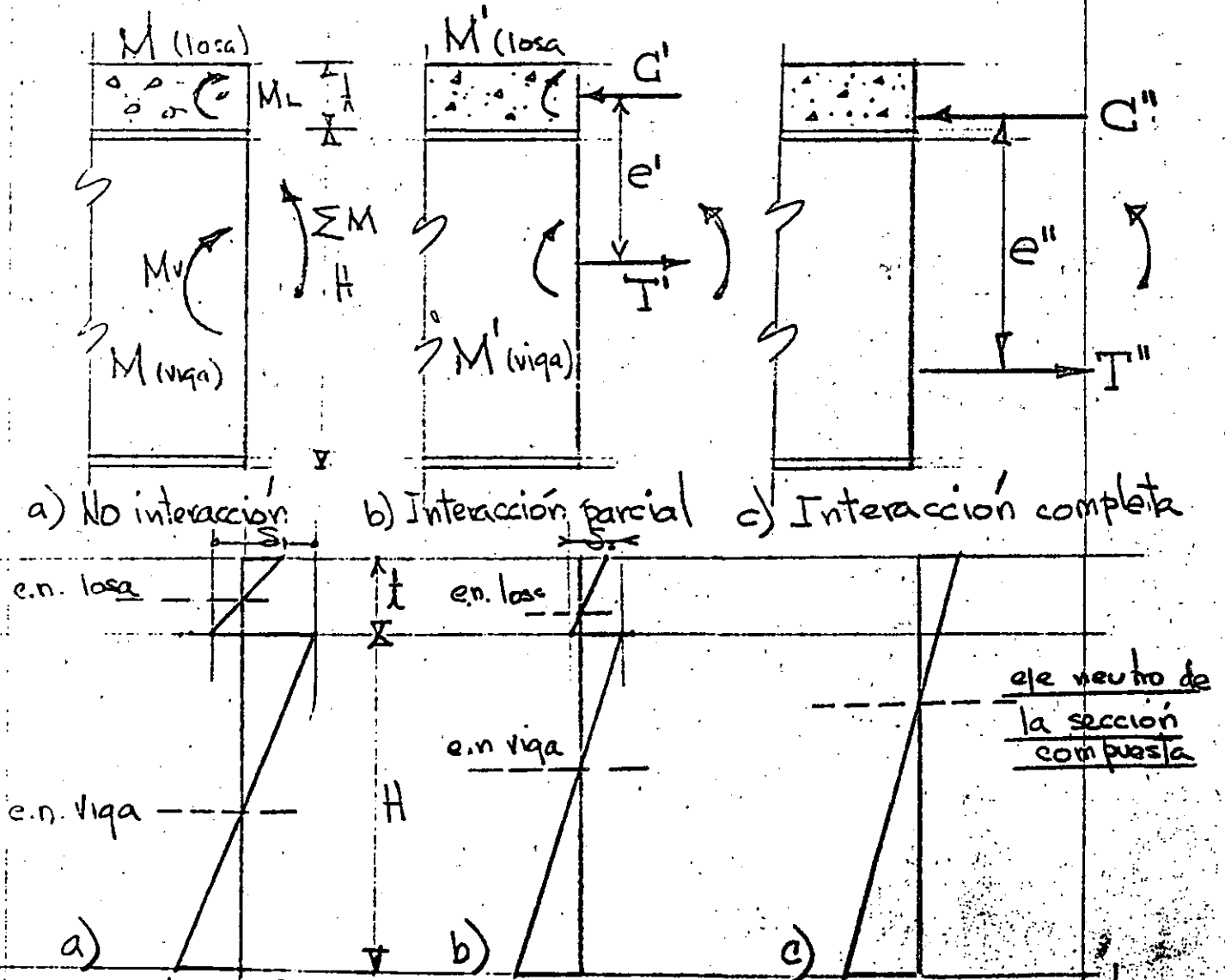


Fig. 2.3 Deformaciones unitarias en vigas compuestas

deformación relativa entre losa y viga cuando el sistema actúa compuesto $\delta_1 = \delta_2 = 0$

De la Figura 2.3 a), se observa que el momento resistente es igual a

$$\sum M = M_L + M_V \quad (2.1)$$

Se observa que en este caso hay dos ejes neutros uno en el centro de la losa y otro en el centro de la viga y ocurre una deformación relativa losa-viga igual a δ_1 .

Considerando el siguiente caso Fig 2.3 b donde solo interacción parcial se presenta, se observa que los ejes neutros tienden a juntarse y la deformación relativa losa-viga δ_2 tiende a disminuir. Se desarrollan fuerzas parciales C' y T' . El momento resistente aumenta en las cantidades $T'e'$ o $C'e'$.

Cuando se desarrolla interacción completa viga-lasa, $\delta = 0$ y el diagrama resultante de deformación se muestra en la Fig 2.3 c. Las fuerzas T'' y C'' son mayores que T' y C' y su brazo de palanca e'' es mayor que e' . El momento resistente es

$$\sum M = T''e'' \text{ o } C''e'' \quad (2.2)$$

3. Ventajas y Desventajas 5

Basicamente las ventajas resultantes son:

1. Reducción del peso de acero
2. Menor peralte en las vigas de acero
3. Aumenta la rigidez del sistema
4. Para un miembro dado se pueden lograr claros mayores.
5. Aumenta la última capacidad de carga del conjunto estructural.

La economía de acero oscila de 20 a 30% y la reducción de peraltes origina economía en otros materiales (muros, escaleras, etc...). Se incrementa grandemente el momento de inercia del sistema ~~del sistema de piso~~ en dirección de las vigas de acero, consecuentemente se reducen las deflexiones. La última resistencia de la sección compuesta es MUCHO MAYOR que la suma de las resistencias de la losa y la viga consideradas ~~se para damente~~. Muros y columnas compuestas se usan también en la construcción de edificios.

Las desventajas o limitaciones que deben ser consideradas son las siguientes:

1. Efecto de continuidad

2. Deflexiones a largo plazo

Actualmente (1972), solo la porción de la lisa astucorde en compresión se considera efectiva. En el caso de vigas continuas, la ventaja del comportamiento compuesto se reduce en el área de momentos negativos. En las columnas de edificios, no existe la posibilidad de colocar el acero suficiente para darle continuidad a la acción compuesta. En puentes si es posible hacerlo.

El problema de deformaciones a largo plazo puede ser importante si la sección compuesta está resistiendo una porción substancial de la carga muerta o si las cargas vivas son de larga duración, por lo cual es conveniente reducir el ancho efectivo o suponer una relación modular n incrementada.

4. Ancho efectivo

Con el objeto de calcular las propiedades de una sección compuesta es necesario utilizar el concepto de ancho

efectivo. Refiriéndose a la Fig. 4.1, considerando la sección compuesta bajo esfuerzos en los cuales la losa es de ancho infinito. El esfuerzo σ_x será máximo sobre la viga de acero y disminuirá en forma no lineal como se indica en la Fig. 4.1.

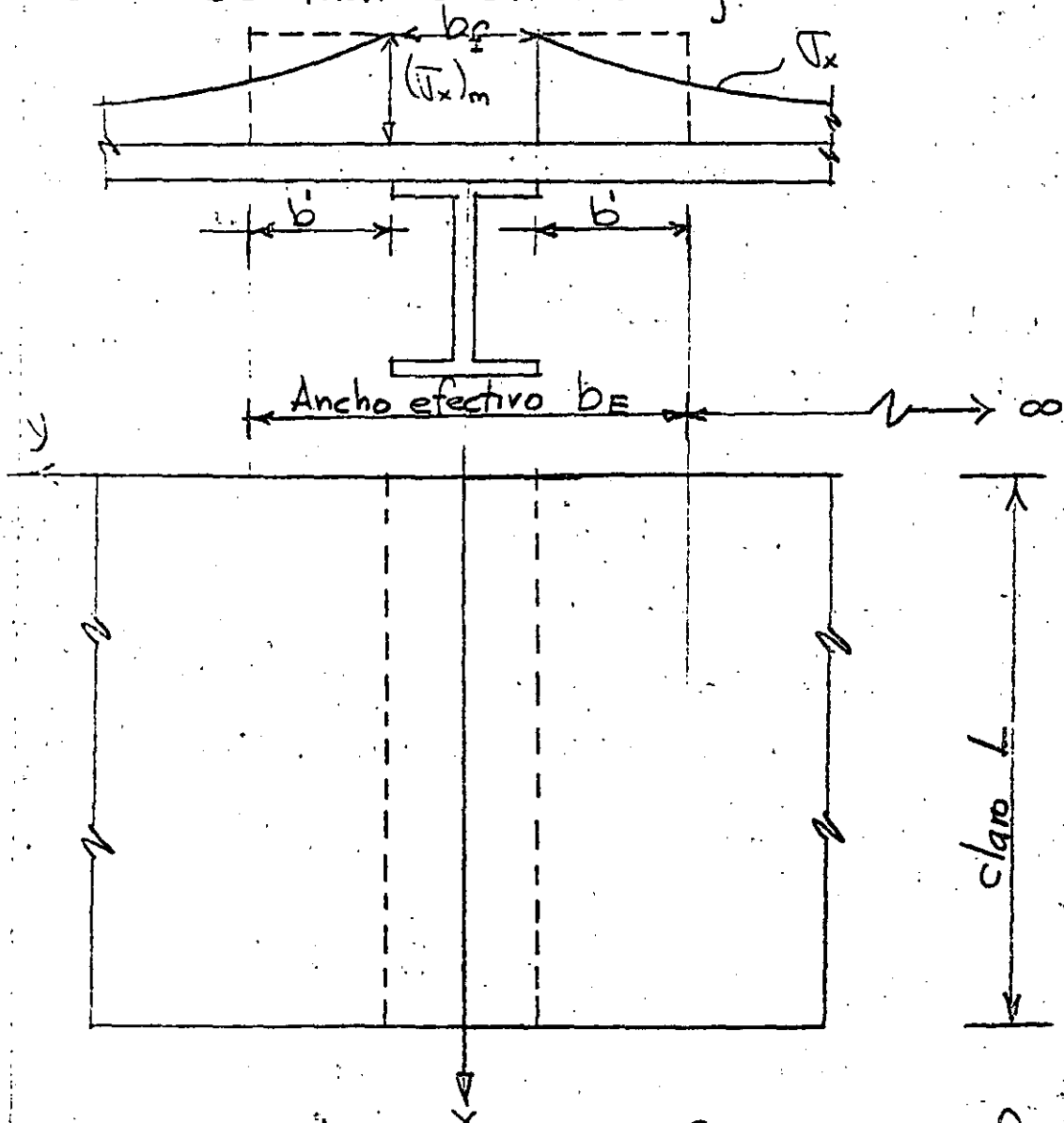


Fig. 4.1: Distribución no uniforme de esfuerzos de compresión σ_x , y ancho efectivo b_E

El ancho efectivo de un miembro compuesto se toma como

$$b_E = b_f + 2b' \quad (4.1)$$

donde $(2b')(\sigma_x)_{\max}$ es igual al área bajo las curvas de σ_x . Varios investigadores incluyendo Timoshenko¹² y von Kármán³ han derivado expresiones para el ancho efectivo de vigas homogéneas con patines anchos; y Johnson¹³ ha demostrado que las expresiones son también válidas para vigas en las cuales el patín y el alma son de diferentes materiales la expresión de Johnson es:

$$b_E = b_f + \frac{2L}{\pi(3 + 2\mu - \mu^2)} \quad (4.2)$$

Donde L = claro de la viga

b_f = ancho del patín de la viga de acero

μ = relación de Poisson de la placa

Suponiendo $\mu = 0.2$ para el concreto y substituyendo en (4.2) se obtiene

$$b_E = b_f + \frac{2L}{\pi[3 + 2(0.2) - (0.2)^2]} = b_f + 0.196L \quad (4.3)$$

Como simplificación para propósitos de diseño el AISI-1.11.1 ha adoptado el mismo método de calcular anchos efectivos que el ACI¹⁴ hace para vigas de concreto. Refiriéndose

a la Fig. 4.2, el máximo valor de el ancho efectivo b_E permitido deberá ser el menor valor calculado por las siguientes relaciones:

a) Para vigas interiores:

$$b_E \leq \frac{L}{4} \quad (4.4a)$$

$$b_E \leq b_o \quad (4.4b)$$

$$b_E \leq b_f + 16 t_s \quad (4.4c)$$

b) Para vigas exteriores:

$$b_E \leq L/12 + b_f \quad (4.5a)$$

$$b_E \leq \frac{1}{2}(b_o + b_f) \quad (4.5b)$$

$$b_E \leq b_f + 6 t_s \quad (4.5c)$$

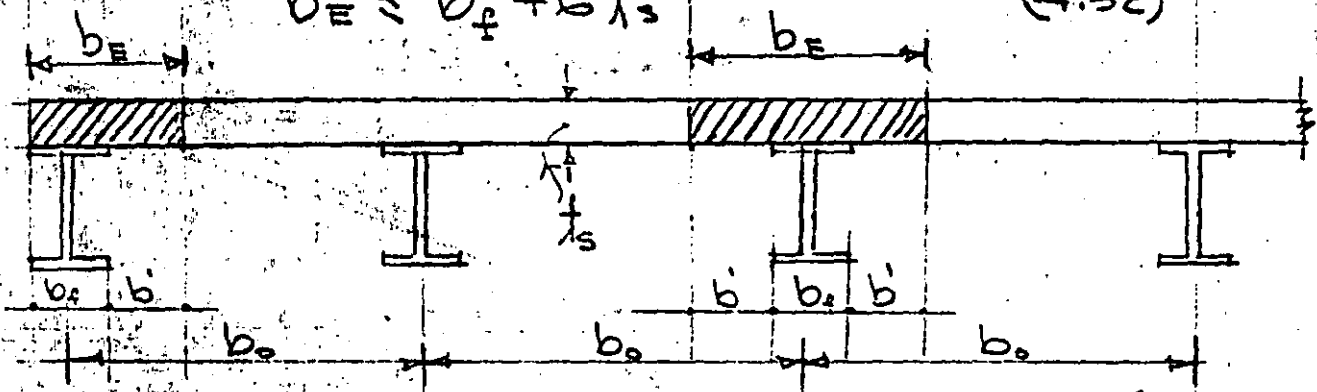


Fig. 4.2 Dimensiones que gobiernan el ancho efectivo b_E en secciones compuestas acero-concreto.

(L = claro)

Similarmente, para el diseño de puentes la AASHTO-1969-1.7.99¹⁵ recomienda lo mismo que AISI-AC excepto Eq. 4.4c es substituida por

$$b_E \leq 12 t_s \quad (4.6)$$

y las Eq. 4.5a y c son reemplazadas por

$$b_E \leq L/12 \quad (4.7a)$$

$$b_E \leq 6 t_s \quad (4.7b)$$

5. Cálculo de las propiedades de la sección

Las propiedades de una sección compuesta pueden ser calculadas por el método del área transformada. En contraste con el diseño de concreto reforzado, donde el área de acero es transformada en una área de concreto equivalente, el concreto es transformado en una área equivalente de acero. Como resultado el área de concreto es reducida utilizando una losa de ancho b_E/n donde n es la relación del módulo de elasticidad del acero, E_s , al módulo de elasticidad del concreto E_c .

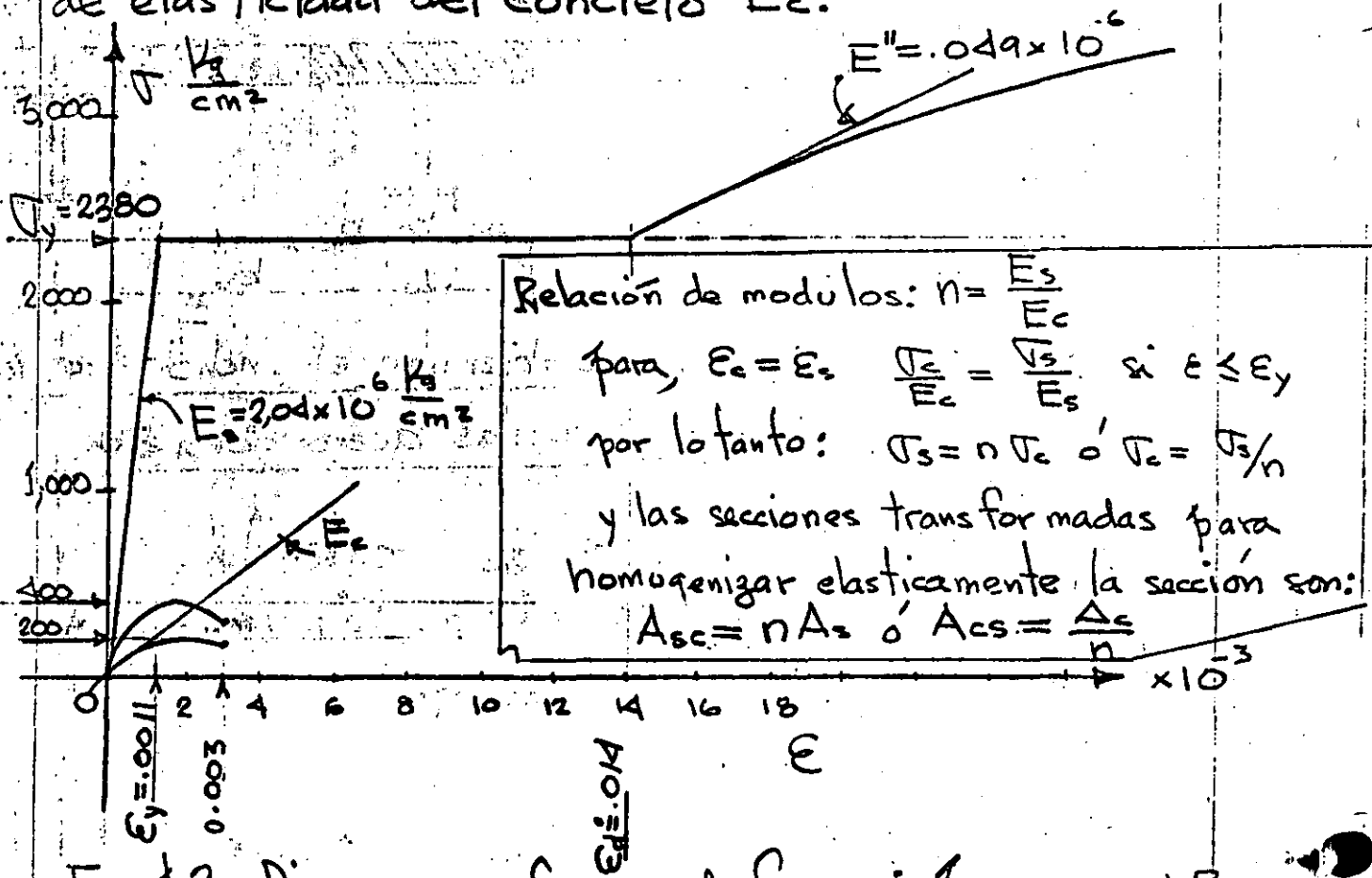


Fig. 4.2a Diagrama esfuerzo de formación acero A7 y concretos de $f'_c = 400$ y 200 kg/cm^2

Relación modular n . El módulo de elasticidad del concreto en lbs/pul^2 puede considerarse como ¹⁴

$$E_c = \gamma^{1.5} 33 \sqrt{f'_c} \quad (5.1)$$

donde γ es el peso volumétrico del concreto en libras/pie³ y f'_c es considerado en libras/pul². Para el peso ordinario del concreto de 145 lbs/pie³, su

1 $\text{kg/m}^3 = 16.0184 \text{ lbs/pie}^3$	(5.1a)
1 $\text{kg/cm}^2 = 14.2234 \text{ lbs/pul}^2$	
1 $\text{cm} = .3937 \text{ pulg}$	
1 $\text{m} = 3.28083 \text{ pies}$	

valor se considera como:

$$E_c = 57,800 \sqrt{f'_c} \quad (5.2)$$

Ejemplo 5.1

Calcular la relación modular, n para un concreto de peso normal ($145 \text{ lbs/pie}^3 \approx 2300 \text{ kg/m}^3$) con una resistencia a la compresión $f'_c = 3000 \text{ lbs/pul}^2 \approx 211 \text{ kg/cm}^2$

Solución

De Eq. 5.1,

$$E_c = (145)^{1.5} (33) \sqrt{3000} = 57800 \sqrt{3000}$$

$$E_c = 3,170 \frac{\text{KIPS}}{\text{pul}^2} \approx 2.23 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

lo cual da

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{29,000}{3,170} = 9.15 \approx 9$$

El mínimo valor de n permitido por el reglamento del ACI y las especificaciones de la AASHTO es 6. Para propósitos prácticos de diseño, los valores de n indicados en la tabla 5.1 pueden ser usados.

TABLA 5.1 Valores de diseño para n

$f'_c =$ Resistencia a los 28 días		Relación modular $n = E_s/E_c$
lbs/pul ²	Kg/cm ²	
3,000	211 (200)	9
3,500	246 (250)	8.5
4,000	281	8.0
4,500	316	7.5
5,000	351 (350)	7.0
6,000	422	6.5

6. Condiciones elásticas de la sección transformada

Flexión pura.

Aceptando deformación plana y relación lineal es fuerza de formación de Fig. 6.1 se tiene considerando el eje neutro coincidiendo con eje X.

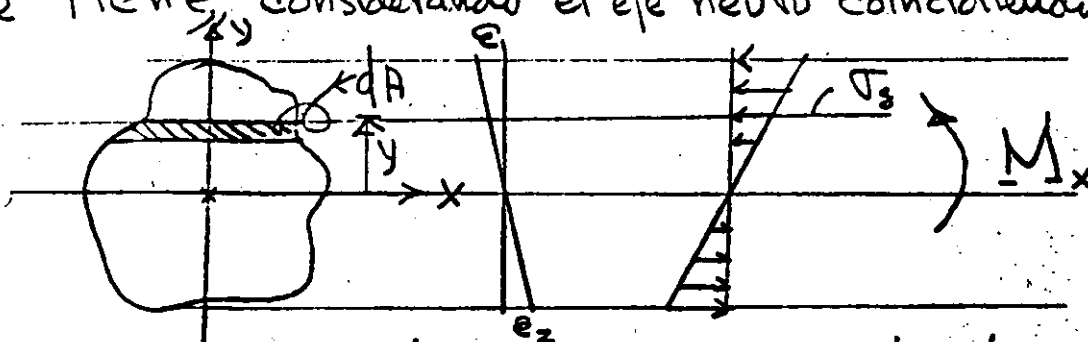


Fig. 6.1 Sección transformada en flexión pura

Ley de Hooke y de formación plana:

$$\sigma_3 = K_1 y \quad (6.1)$$

Equilibrio:

$$\text{de } \sum F_3 = 0 \quad \int_A \sigma_3 dA = K \int_A y dA = 0$$

$$\text{o sea } Q_x = \int_A y dA = 0 \quad (6.2)$$

(6.2) implica que el eje neutro coincide con el centroide de la sección transformada

de $\sum M_x = 0$ se obtiene

$$M_x = \int_A \sigma_3 y dA = K \int_A y^2 dA = K I_x \quad (6.3)$$

De (6.1) y (6.3) se obtiene:

$$\sigma = \frac{M_x}{I_x} y \quad (6.4)$$

Ejemplo 5.1.

Calcule las propiedades de la sección compuesta mostrada en la figura 6.2 para $f'_c = 3000 \text{ lbs/pul}^2$ y $n = 9$.

Solución

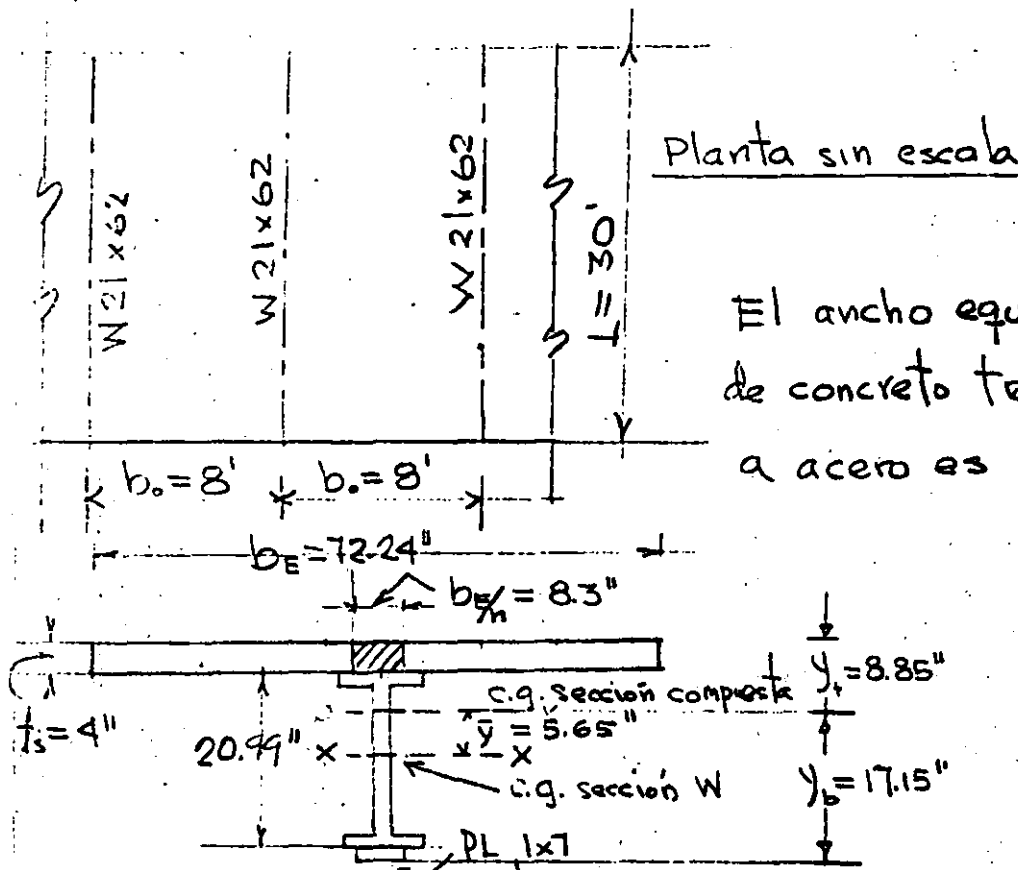
Primero, determinación del ancho efectivo:

$$b_E = 0.25 L = 0.25(30 \times 12) = 90''$$

$$b_E = b_o = 8 \times 12 = 96''$$

$$b_E = b_f + 16 t_s = 8.24 + 16 \times 4 = 72.24'' \leftarrow$$

valor considerado por ser menor



El ancho equivalente de concreto transformado a acero es $\frac{b_E}{n} = \frac{72.24''}{9} = 8.3''$

Fig. 6.2 Sección compuesta ejemplo 6.1

El cálculo del centroide y momento de inercia son mostrados en la Tabla 6.1.

TABLA 6.1

Elemento	Area Trans. o A (pul ²)	Brazo de c.g. WF. (pul)	Ay pul ³	Ay ² pul ⁴	I _o
Losa	32.12	12.495	+401.34	5016.8	42.8
W21x62	18.23	0	0	0	1326.8
Cubre placa	7.00	-10.995	-76.97	846.7	
Σ	57.35		+324.37	5863.5	1369.6

$$Ay^2 + I_o = I_x = 5863.5 + 1369.6 = 7233.1 \text{ pul}^4$$

$$\bar{y} = \frac{324.37}{57.35} = 5.65''$$

$$I = I_x - Ay^2 = 7233.1 - 57.35(5.65)^2 = \underline{5403 \text{ pul}^2}$$

$$y_t = 10.5 - 5.65 + 4.0 = 8.85''$$

$$y_b = 10.5 + 5.65 + 1 = 17.15''$$

Ejemplo 6.2 (Tarea)

Para la viga de acero WF21 x 62 con un cubre placa de 1" x 7" de la Fig. 6.2, determine

a) Los esfuerzos de servicio debidos al peso propio del concreto y de la viga suponiendo que la viga actua como obra falsa

b) Los esfuerzos de carga viva y muerta superpuestos suponiendo que después de fraguado el concreto el momento total es incrementado por (560 Kips-pie.) =

7. ULTIMA CAPACIDAD DE CARGA DE SECCIONES COMPUESTAS

La última capacidad de carga de una sección compuesta depende del esfuerzo de fluencia de la viga de acero, la resistencia de la losa de concreto y la capacidad de interacción de los conectores de corte para conectar la losa a la viga.

Las recomendaciones de última resistencia fueron aplicados a la práctica según las recomendaciones del "ASCE-ACI Joint Committee" sobre construcción compuesta¹⁶ y tuvieron ciertas modificaciones después de

investigaciones efectuadas en la Universidad de Lehigh.

La última resistencia en términos de la capacidad de momento último da un entendimiento más claro del comportamiento así como una medida más aproximada del factor de carga (Relación entre el momento último al momento aplicado).

El procedimiento para determinar la capacidad última de momento depende de que la posición del eje neutro quede dentro de la losa de concreto o en la viga de acero. Si el eje neutro cae dentro de la losa se dice que esta es adecuada. Si el eje neutro cae dentro de la viga de acero, la losa es considerada inadecuada, Fig. 7.1.

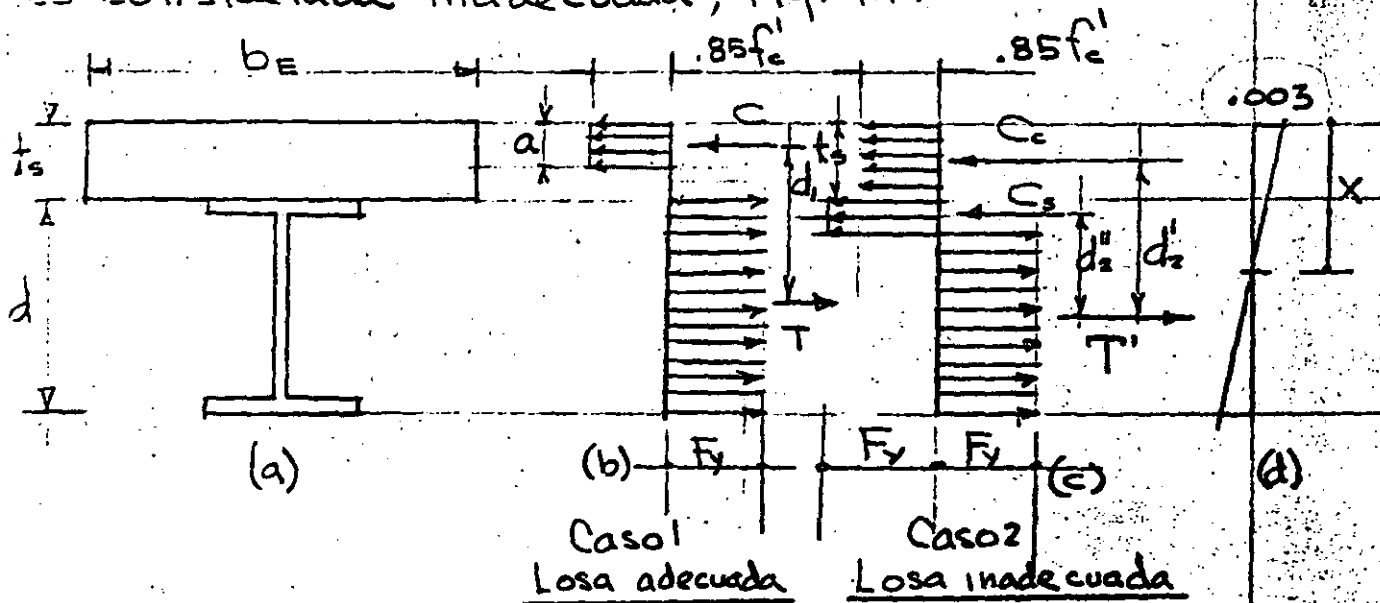


Fig. 7.1. Distribución de esfuerzos a última capacidad

$C_y = F_y = f_y$

Caso 1 - Losa adecuada. Refiriéndose a la Fig 7.1 b y suponiendo el bloque rectangular de esfuerzos de Whitney se tiene, la última fuerza de compresión C es

$$C = 0.85 f'_c a b_E \quad (7.1)$$

y la última fuerza de tensión

$$T = A_s F_y \quad (7.2)$$

de $T=C$ se obtiene

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b_E} \quad (7.3)$$

De acuerdo con la aproximación del bloque rectangular¹⁴ el eje neutro $x = a/0.85$ para $f'_c = 4000$ lbs/pul². La última capacidad de momento M_u es

$$M_u = C d_i = T d_i \quad (7.4)$$

Puesto que la losa es adecuada, es capaz de desarrollar una fuerza compresiva igual a la capacidad total de fluencia de la viga. Expresando

M_u en términos de la fuerza en el acero da

$$\boxed{M_u = A_s F_y \left(\frac{d}{2} + t_s - \frac{a}{2} \right)} \quad (7.5)$$

Se determina a de (7.3) y si $a \leq t_s$, M_u se calcula de (7.5)

Caso 2 Losa inadecuada. Si a determinada de (7.3) se excede es mayor que t_s la distribución de esfuerzos será como se muestra en Fig. 7.1c. la última fuerza compresiva en la losa será

$$C_c = 0.85 f'_c b_E t_s \quad (7.6)$$

C_s será la fuerza de compresión última del acero arriba del eje neutro como se muestra en Fig. 7.1c.

La fuerza última de tensión T' es menor que $A_s F_y$ y es igual a

$$T' = C_c + C_s \quad (7.7)$$

$$\text{ó} \quad T' = A_s F_y - C_s \quad (7.8)$$

igualando (7.7) y (7.8) y despejando a C_s se obtiene

$$C_s = \frac{A_s F_y - C_c}{2}$$

$$\text{ó} \quad C_s = \frac{A_s F_y - 0.85 f'_c b_E t_s}{2} \quad (7.9)$$

y el momento último M_u es

$$M_u = C_c d_1' + C_s d_2'' \quad (7.10)$$

d_1' y d_2'' se muestran en Fig. 7.1c.

Ejemplo 7.1:

Determine la última capacidad de momento de la sección compuesta mostrada en la Fig. 7.2 suponga acero A 36, $f'_c = 3000 \text{ lbs/pul}^2$ y $n = 9$

Verificación si la losa es adecuada Caso 1.

$$a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b_E} = \frac{10.6(36)}{0.85(3)60} = 2.49" < \frac{1}{4} t_s = 4" \quad \checkmark \checkmark$$

$$C = 0.85 f'_c a b_E = 0.85(3)(2.49)(60) = 381 \text{ Kips}$$

$$T = A_s F_y = 10.6(36) = 381 \text{ Kips}$$

(Se verifica que $T=C$)

el brazo $d_i = \frac{d}{2} + t - \frac{a}{2} = 7.925 + 4.0 - 1.245 = 10.68"$

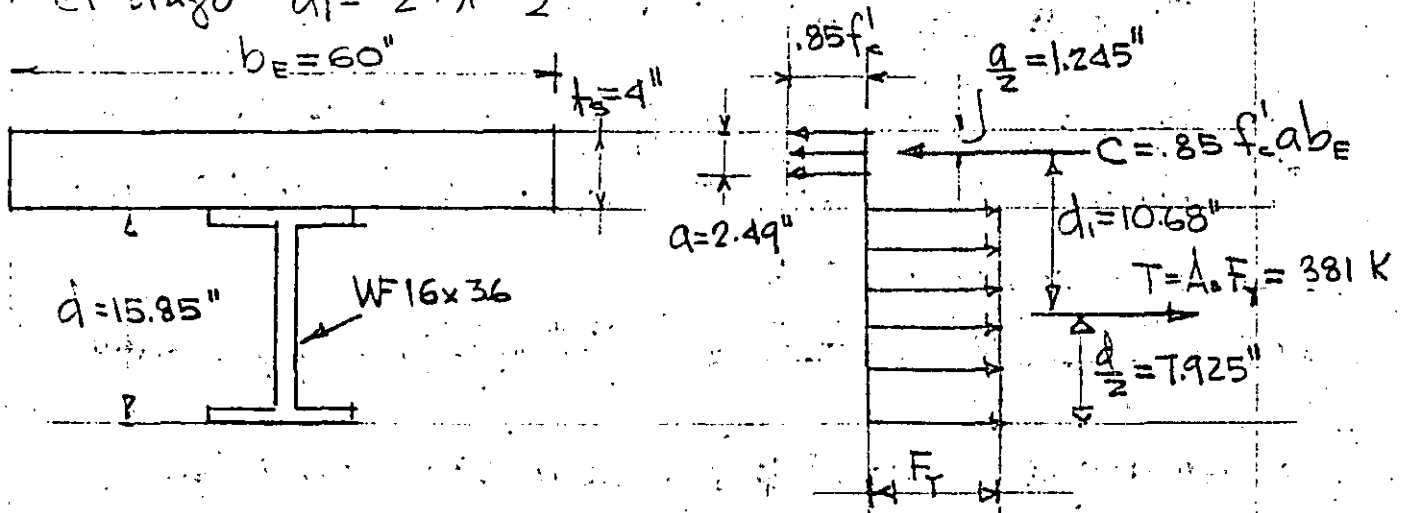


Fig. 7.2. Ejemplo 7.1

El momento último es

$$M_u = C d_i = T d_i$$

$$= 381(10.68) / 2 = 340 \text{ Kips-pie}$$

Ejemplo 7.2

Determine la última capacidad de la sección compuesta mostrada en la Fig. 7.3. Suponga acero A36, $f'_c = 3000 \text{ lbs/pu}^2$, y $n = 9$.

8. CONECTORES DE CORTE.

El corte que se desarrolla entre la losa y la viga de acero durante la carga debe resistirse para que se desarrolle una sección compuesta monolítica, aunque la adherencia y la fricción sean significativamente altos nunca podrán desarrollar la interacción requerida.

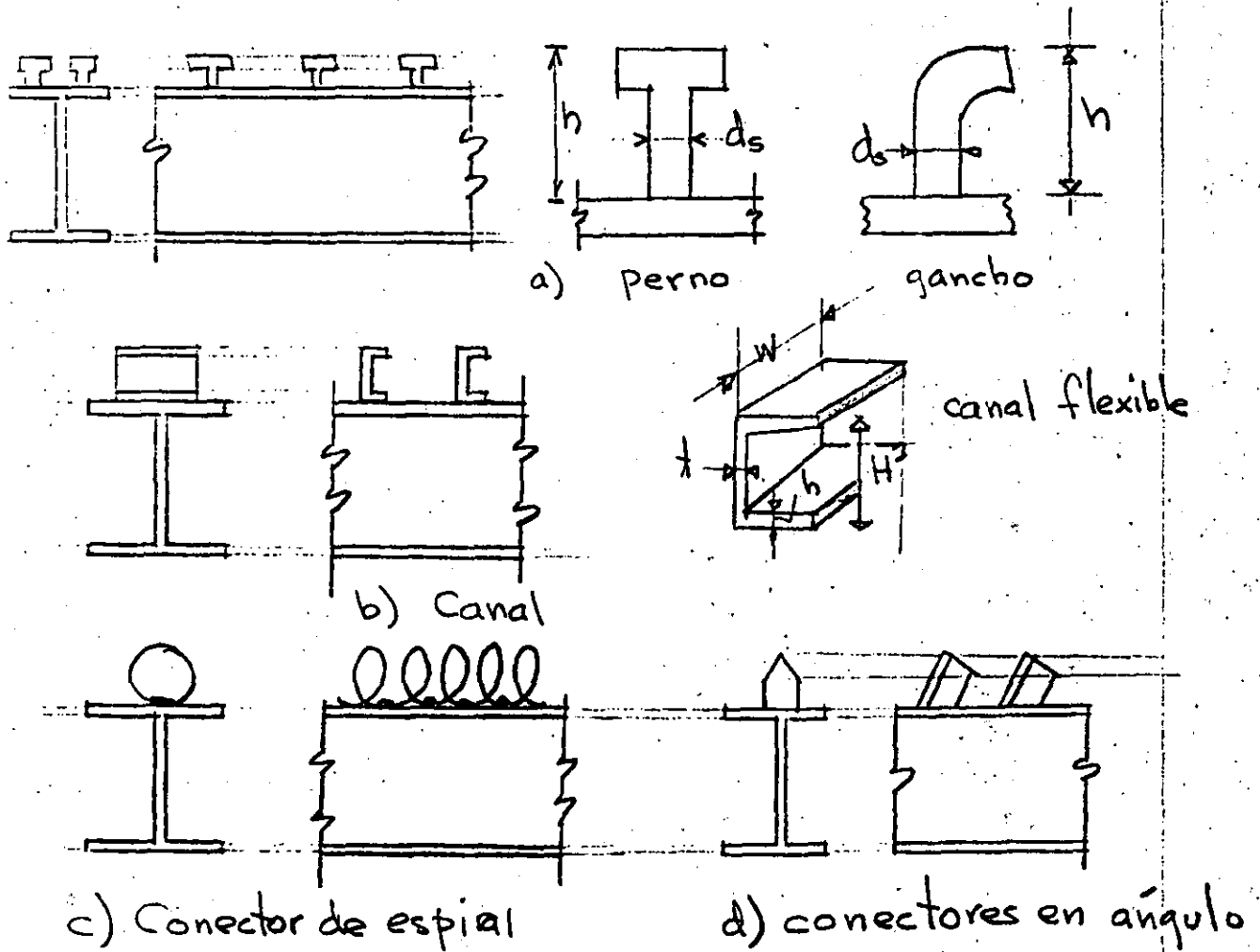


Fig. 8.1 Conectores de corte típicos

ESFUERZO CORTANTE EN CONDICIONES ELÁSTICAS

Ecuación general del corte considerando una sección homogénea, isotrópica, deformación lineal y variación lineal $\sigma - \epsilon$,

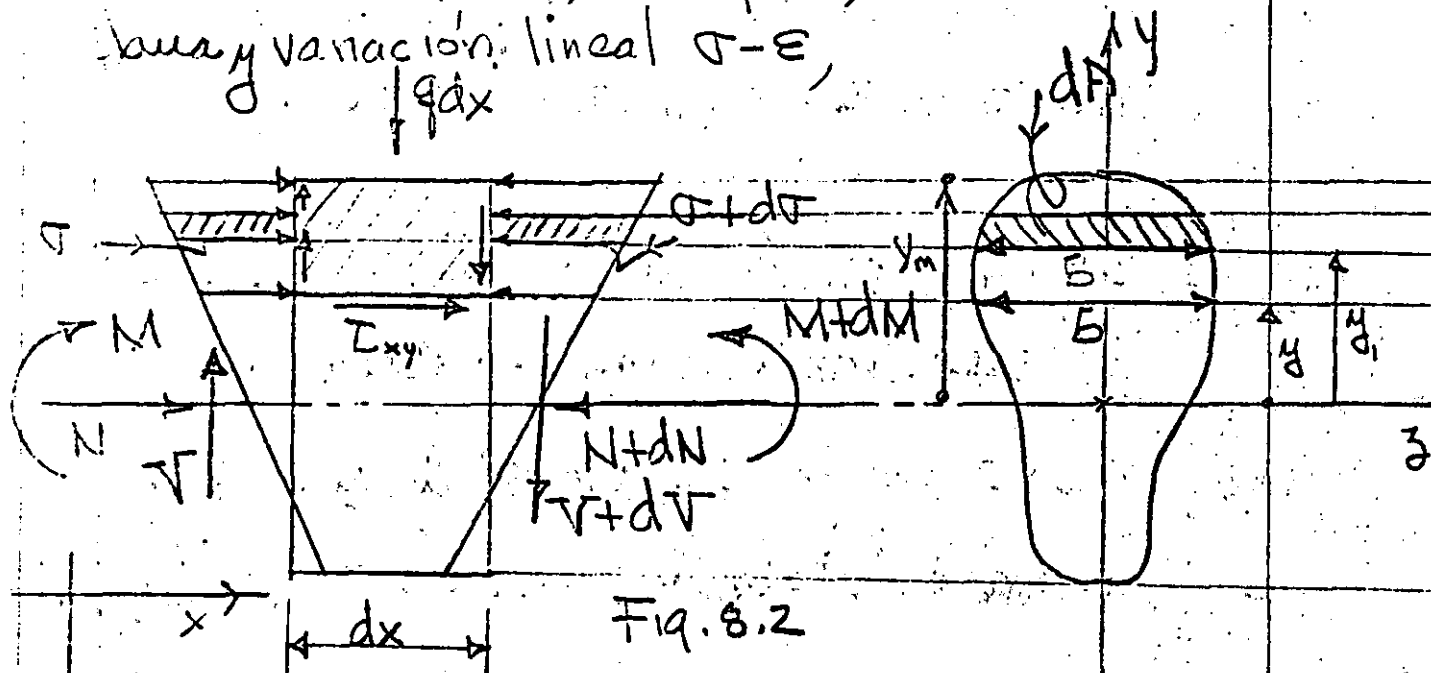


Fig. 8.2

$$\text{Se tiene: } \sigma = \frac{M}{I_3} y_1 + \frac{N}{A}, \quad d\sigma = \frac{dM}{I_3} y_1 + \frac{dN}{A} \quad (8.1)$$

$$\text{de } \sum F_x = 0, \quad b \tau_{xy} dx = \int_{y_1}^{y_m} d\sigma dA \quad (8.2)$$

Subst. (8.1) on (8.2) se obtiene

$$b \tau_{xy} = \int_{y_1}^{y_m} \left[\frac{dM/dx}{I_3} y_1 + \frac{dN/dx}{A} \right] dA = \frac{V}{I_3} \int_{y_1}^{y_m} y_1 dA + \frac{dN}{A} \int_{y_1}^{y_m} dA$$

$$\text{o sea } \left(\tau_{xy} = \frac{V Q_y^{y_m}}{b I_3} + \frac{dN}{dx} \frac{A_y^{y_m}}{b A} \right) \quad (8.3)$$

(8.3) referida a ejes centroidales principales donde:

V = cortante en la sección en consideración

$Q_y^{y_m}$ = momento estático de área de y a y_m (transformada)

b ancho de la sección a la altura y de la sección transformada.

I_z momento de inercia de la sección transformada respecto al eje centroidal z .

$\frac{dN}{dx}$ pendiente de la gráfica $N(x)$ en la sección en consideración x .

$A_y^{y_m}$ area de la sección de y a y_m .

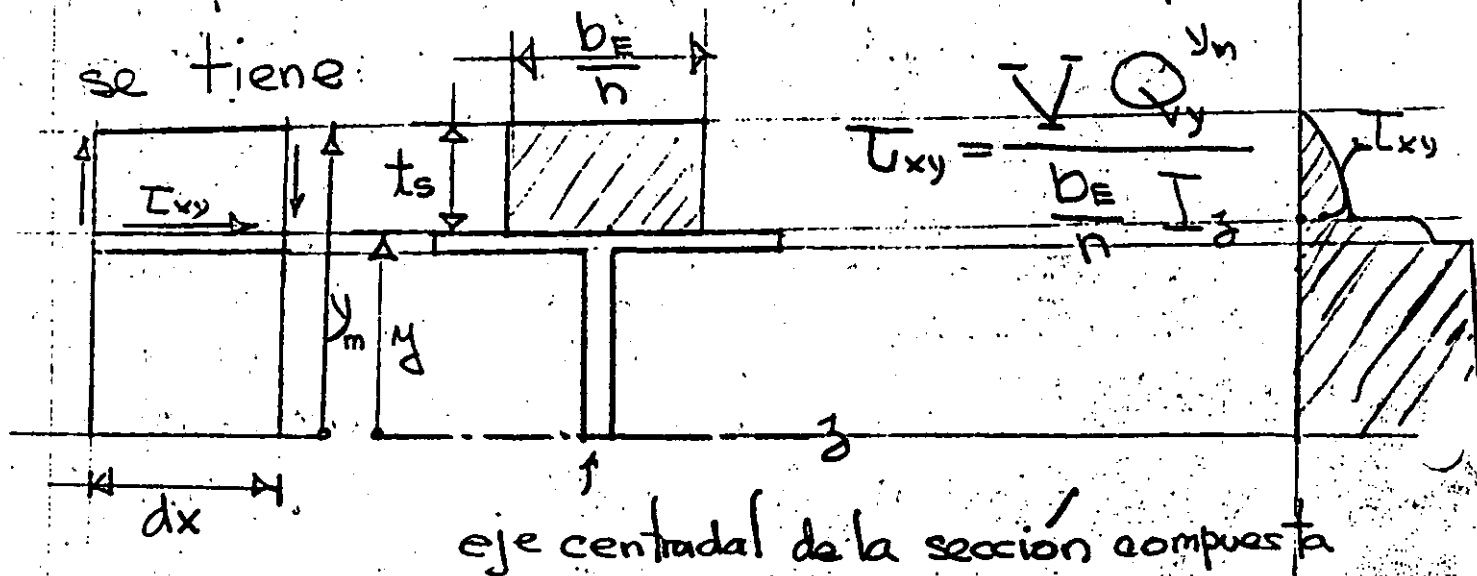
A area Total de la sección transformada.

en el caso de flexión $\circ N = \text{constante}$

$$\frac{dN}{dx} = 0 \quad \tau_{xy} = \frac{V Q_y^{y_m}}{b I_z} \quad (8.4)$$

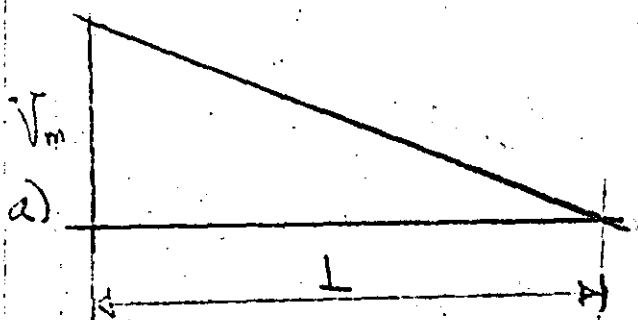
Aplicando (8.4) a la sección compuesta

se tiene:



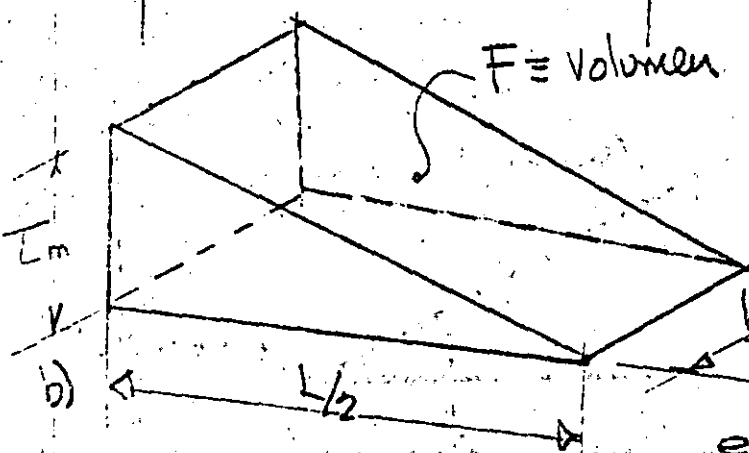
Si $q =$ capacidad de corte permisible por conector.

en el caso de una viga libremente apoyada con carga uniforme de claro L la variación del corte es lineal y se tiene



$$V_m = \frac{qL}{2}$$

$$T_m = \frac{V_m Q_y}{\frac{b_E}{n} I_z} \quad (8.5)$$



La fuerza cortante total de interacción entre losa de concreto y viga metálica será

el volumen del diagrama

Fig. 8.3

de corte mostrado en Fig. 8.3 b, $F = \frac{1}{2} \frac{b_E}{n} T_m \frac{L}{2}$

$$F = \frac{b_E L T_m}{4n} \quad \text{y el número de}$$

conectores en el semi claro $\frac{L}{2}$ será

$$N = \frac{F}{q} = \frac{b_E L T_m}{4nq} \quad (8.6)$$

Distribución de los conectores si la variación de corte es lineal. El problema análogo a la distribución de estribos en una viga de concreto consiste en dividir el volumen V en N volúmenes iguales.

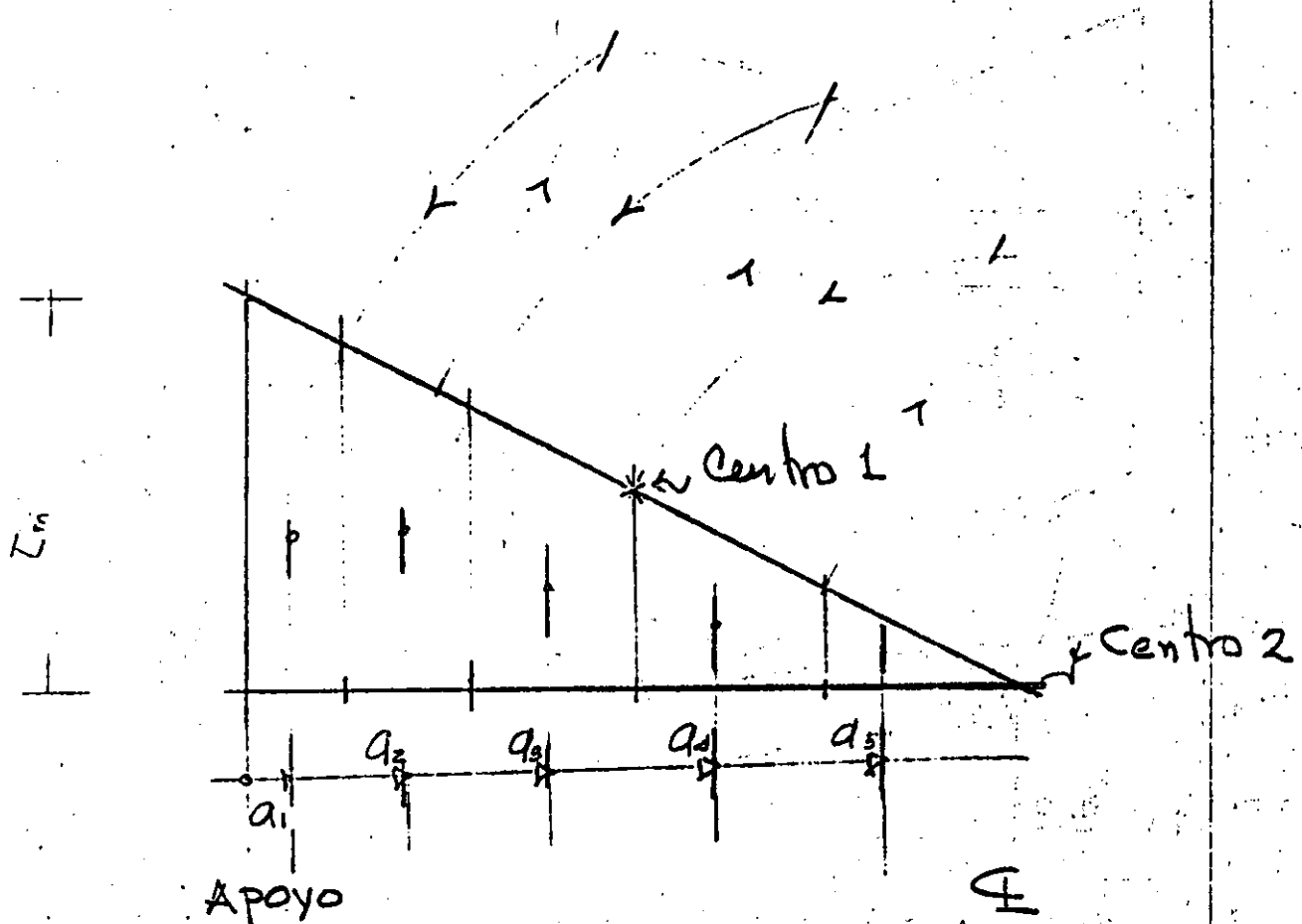


Fig. 8.4 Método gráfico para seleccionar separación entre conectores, cuando el corte varía linealmente se ilustra para $N = 5$ conectores de corte

Condiciones de última resistencia en el cálculo de conectores de corte.

La fuerza última de compresión variará linealmente y será menor o igual a

$$C_m = 0.85 f'_c b_e t_s \quad (8.7)$$

$$\text{o} \quad T_m = A_s f_y \quad (8.8)$$

Si un conector dado tiene una capacidad última q_u , el número total de conectores entre los puntos de cero y máximo momento flector será

$$\left(\frac{N}{2} = \frac{C_m}{q_u} = \frac{T_m}{q_u} \right) \quad (8.9)$$

Es recomendable tomar el valor mayor determinado por (8.6) y (8.9) y distribuirlo linealmente, lo cual puede hacerse analíticamente o gráficamente como se indica en Fig. 8.4

El AISC recomienda que (8.2) o (8.3) se dividan entre 2 por la variación lineal del corte, que fue lo que se hizo en (8.9).

Los valores de q_u o q se consultan en los manuales.

DEFLEXIONES

Tomando el momento de inercia de la sección transformada deberá verificarse que la deflexión máxima permitida sea menor

que
$$\Delta_{max} \leq \frac{L}{360}$$

REFERENCIAS

1. H. M. Mac Kay, P. Gillespie, and C. Lelau, "Report on the strenght of steel I-Beams Haunched with Concrete (1929) Eng. Journal Canada
2. R. A. Caughey, "Composite Beams of Concrete and Structural Steel," Proceedings, 41st Annual Meeting, Iowa Engineering Society, 1929.
3. Theodore von Kármán, "Die Mitttragende Breite," Collected Works of Theodore von Kármán, Volume II p.176
4. Eric Reissner, "Über die Berechnung von Plattenbalken," Der Stahlbau, December 1954

5. J.A.N. Lee, "Effective Widths of Tee-Beams" *Structural Engineer* (London), January 1962.
6. Ivan M. Viest, "Review of Research on Composite Steel-Concrete Beams," *J.S.D. ASCE*, 1960.
7. M. Ros, "Les constructions acier-béton, system Alpha," *L'Osature Metallique* (Bruxelle), Vol. 3, No. 4 (1934), pp 195-208.
8. Ivan M. Viest, "Investigations of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and steel T-Beams," *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 53 (April 1956), pp 875-891.
9. N.M. Newmark, C.P. Siess, and I.M. Viest, "Test and Analysis of Composite Beams with Incomplete Interaction," *Proc. Soc. for Experimental Stress Analysis*, Vol. 9, No. 1 (1951), pp 75-92.
10. Charles Culver and Robert Costen, "Tests of Composite Beams with Stud Shear Connectors," *J. Structural Div. ASCE*, Vol. 87 No. ST2 (February 1961), pp 1-17.
11. Bruno Thurliman, "Fatigue and Static Strength of Stud Shear Connectors," *ACI Journal, Proceedings*, Vol. 55 (June 1959) pp 1287-1302.

12. S. Timoshenko and J. Goodier, Theory of Elasticity, McGraw-Hill Book Co., 1959
Chap. 6
13. John E. Johnson and Albert D.M. Lewis,
"Structural Behavior in a Gypsum
Roof-Deck System," J. Structural Div.
ASCE, Vol. ST2 (April 1966) pp. 283-296.
14. ACI Committee 318, "Building Code
Requirements for Reinforced Concrete,
"American Concrete Institute, Detroit, Mich. 1963
15. Standard Specifications for Highway Bridges,
10th Edition, American Association of State
Highway Officials. Washington, D.C. 1969.
- 16.- Joint ASCE-ACI Committee on Composite
Construction, "Tentative recommendations
for the Design and Construction of
Composite Beams and Girders for Buildings,"
J. Structural Div. ASCE, Vol. 86, No ST12
(April 1965), pp 71-99.
- 18.- I. M. Viest, R. S. Fountain and C.P. Siess,
"Development of the New AA SHO specification
for Composite Steel and Concrete Bridges"
Highway Research Board Bulletin No 174
Washington, D.C., 1959.



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

PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

*Estructura de Carcamo La Magdalena Por Medio de
Tablaestacas Precoladas de Concreto Reforzado*







Dr. Porfirio Ballesteros Barocio

D I C I E M B R E, 1984

CONTENIDO

	Pag
1 ANTECEDENTES	1
2 ANALISIS Y DISEÑO	1
2.1 Tablaestacas de concreto Reforzado	1
Revisión de sección	2
2.2 Marcos intermedios de Traqueamiento	5
Momentos	6
Cargas Normales	6
Cortantes	7
Verificación barra I	7
Verificación sección ② barra II	9
Cortante en barra II	10
Verificación viga III en ④	13
2.3 Conexión Tablaestaca con marco	12
2.4 Losa de Fondo	14
3 Longitud de empotramiento de tablaestaca	15
4 Peso carcamo, Fricción y subpresión	16
5 Referencias	17
6 Conclusiones y Recomendaciones	17

LISTA DE FIGURAS

	Pag
Fig. 2.1 Momentos y Cortantes en tablestaca	2
Fig. 2.2 Sección de la tablestaca	3
Fig. 2.3 Cargas y geometría de marco troquelamiento	5
Fig. 2.4 Nomenclatura de acciones nudo barra	5
Fig. 2.5 Sección barra 	7
Fig. 2.6 Secciones barras  ,  y 	9
Fig. 2.7 Revisión por corte en barra 	10
Fig. 2.8 Corte tomado por estribos y concreto	11
Fig. 2.8 Separación de estribos en barra 	12
Fig. 2.10 Conexión losa de fondo con tablestaca	14
Fig. 3.1 Analisis de reacción pasiva	15
Fig. 4.1 Peso carcumo, fricción y subpresión	16

1.- ANTECEDENTES

La Dirección de Aprovechamientos Hidráulicos del Gobierno del Estado de México, solicitó al Grupo Constructora General del Norte, S.A., un estudio referente al análisis diseño y construcción de Carcamos de Bombeo por medio de tablestacas de concreto prefabricado, con el objetivo principal de eliminar los abatimientos del nivel de aguas freáticas al máximo posible durante el proceso de construcción. Para lo cual proporcionó los siguientes datos:

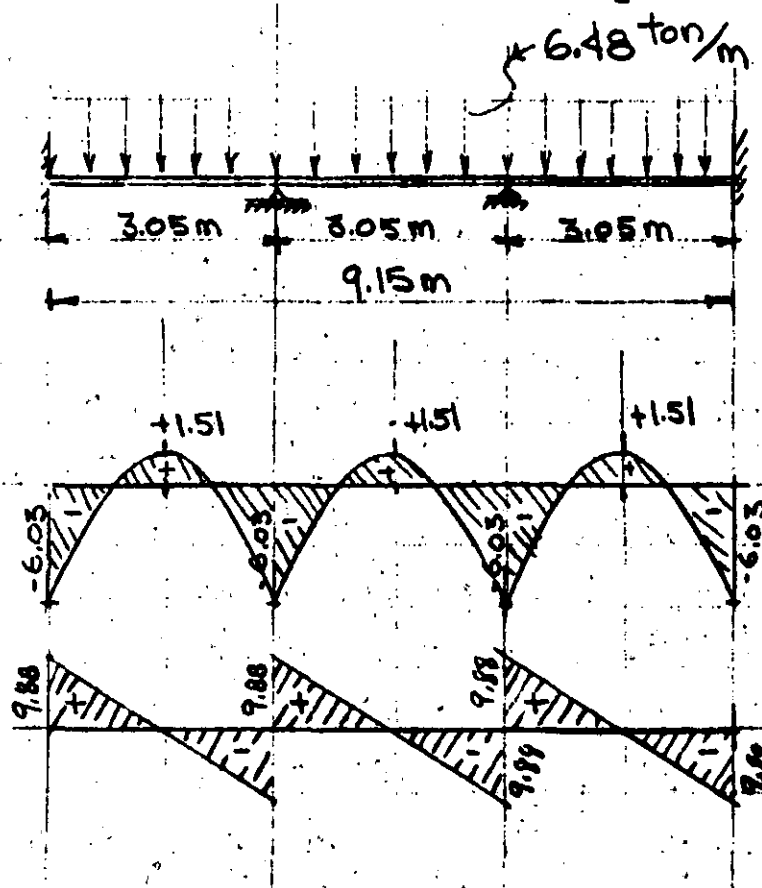
- 1.1.- Proyecto completo del Carcamo de Bombeo La "Magdalena". Efectuado por la Dirección de Aprovechamientos Hidráulicos, Ref. [1]
- 1.2.- Estudio de Mecánica de Suelos de Feha Margo de 1979 presentado por GEOTEC, S.A. Ref. [2].

Se recomendó que se respetase las dimensiones geométricas internas del carcamo que se indican en Ref. [1, 2].

2.- ANÁLISIS Y DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

2.1.- Tablestacas de concreto prefabricado.

En la Fig. 2.1 se indican los diagramas de momentos y corte considerando dos apoyos intermedios de Troque lamento, y para la geometría y cargas recomendadas por las Ref. [1, 2].



Linea 1:100
 Mom. 1:40
 Corte 1:100

M (Momentos), [Ton-m]

V (Corte), [Ton]

$$v_c = \frac{9880}{81 \times 23} = 5.30 \text{ kg/cm}^2$$

Fig. 2.1 Momentos y Cortantes en la Tablestaca para un ancho de 81cm.

Revisión de la sección de la tablestaca mostrada en Fig. 2.2. Para:

$$p = \frac{23.22}{81 \times 23} = 0.01 \text{ (porcentaje de acero de tensión)}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Resist. del concreto a los 28 días)}$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Esf. de fluencia del acero)}$$

para los valores anteriores y aceptando el bloque equivalente de Ch.S. Whitney se obtiene:

$$\frac{M_u}{bd^2} = 30.3 \text{ kg/cm}^2 \text{ donde } M_u \text{ es el momento}$$

de falla subreforzada, b el ancho, y d el peralte.

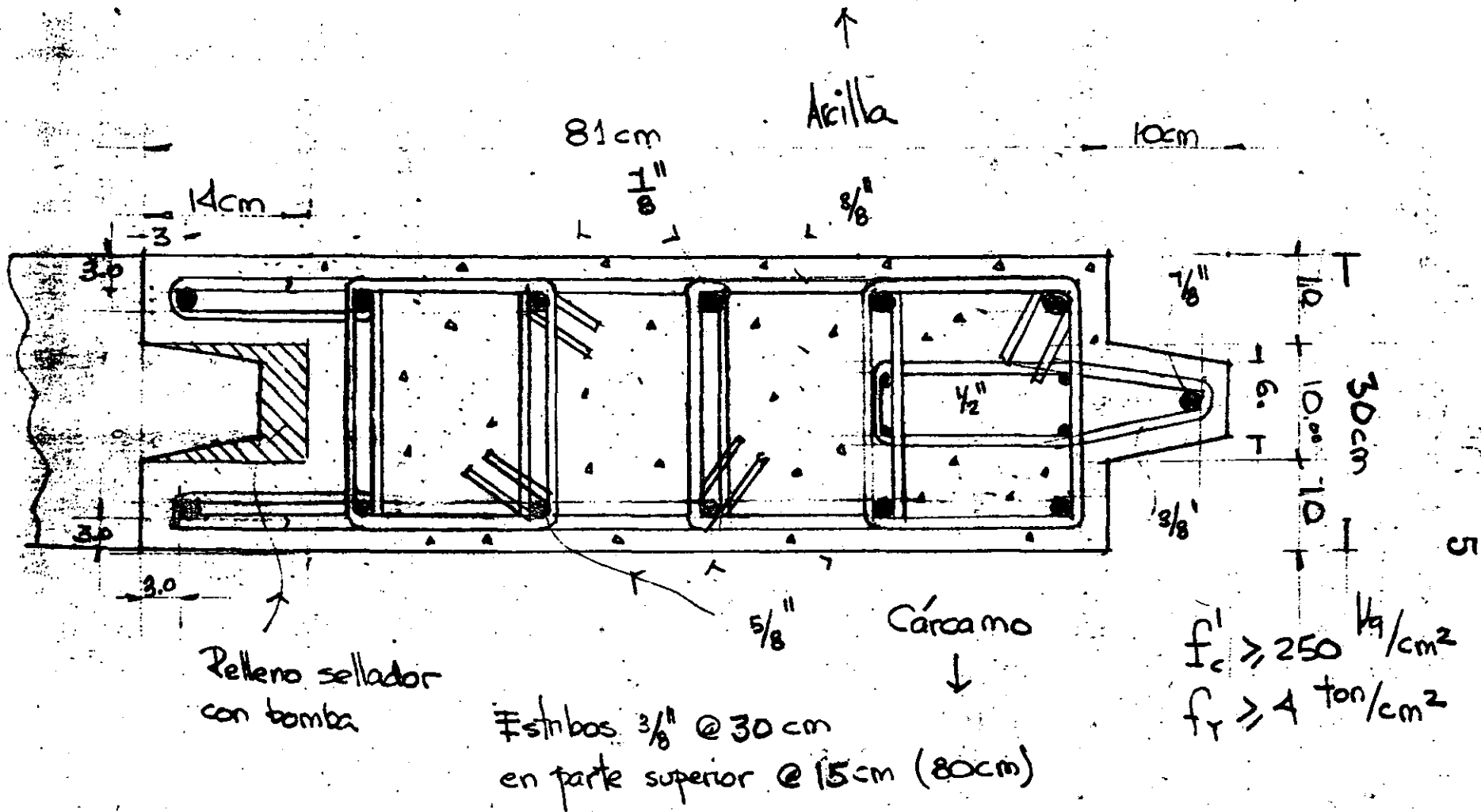


Fig. 2.2 Sección de la Tablestaca

Sum 1 cm de Rec.

Ej. 6

$$M_{us} = 81 \times 23^2 \times 30.3 = 1298324.7 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{us} = 12.98 \text{ Ton-m (Momento por falla de acero)}$$

El momento por falla de concreto es:

$$\frac{M_{uc}}{f'_c b d^2} = \frac{1}{3}$$

$$M_{uc} = \frac{1}{3} \times 250 \times 81 \times 23^2 = 3570750.00 \text{ Kg-cm}$$

$M_{uc} = 35.7 \text{ Ton-m}$, los factores de carga son:

$$\frac{M_{us}}{M} = \frac{12.98 \text{ Ton-m}}{6.03 \text{ Ton-m}} = \underline{2.15} \text{ Aceptable (Apoyos)}$$

$$\frac{M_{uc}}{M} = \frac{35.7}{6.03} = 5.92 \text{ (Apoyos)}$$

Para el centro del claro de la tabla estaca se tiene:

$$\bar{p} = \frac{11.94}{81 \times 23} = .0064$$

$$\frac{M_{us}}{b d^2} = 20.3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{us} = 20.3 \times 81 \times 23^2 = 869834.7 \text{ Kg-cm}$$

$M_{us} = 8.7 \text{ Ton-m}$, su factor de carga es:

$$\frac{M_{us}}{M_c} = \frac{8.7}{1.51} = 5.76 \text{ Aceptable}$$

La sección respecto a falla es sub-reforzada con un factor mínimo de 2.15.

2.2 Marcos Intermedios de Troquelamiento
 Para una separación de 3.05 m, se
 carga por metro es:

$$q = 8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 3.05 \text{ m} = 24.4 \text{ ton/m}$$

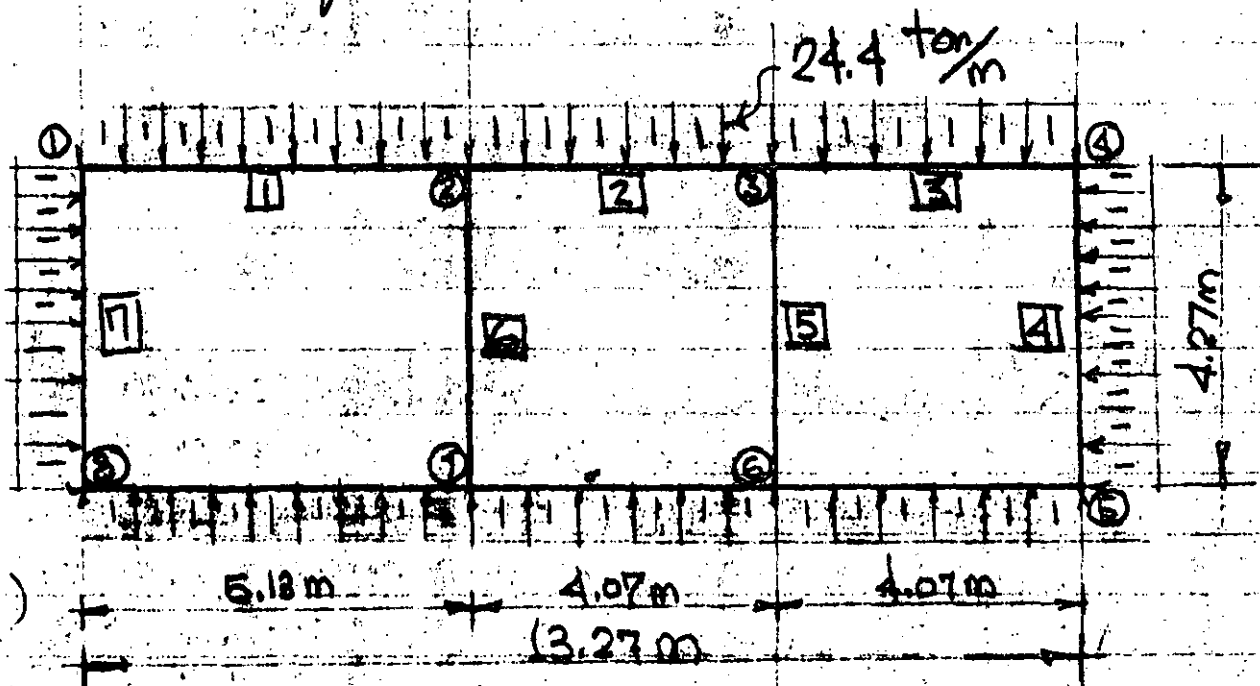


Fig. 2.3! Cargas y geometría del marco de troquelamiento.

Suponiendo en las barras [1], [2], [3], [4] un ancho de 41 cm. y un peralte de 140 cm y para las barras [5] y [6] una sección de 40 por 40 cm y utilizando la siguiente nomenclatura:

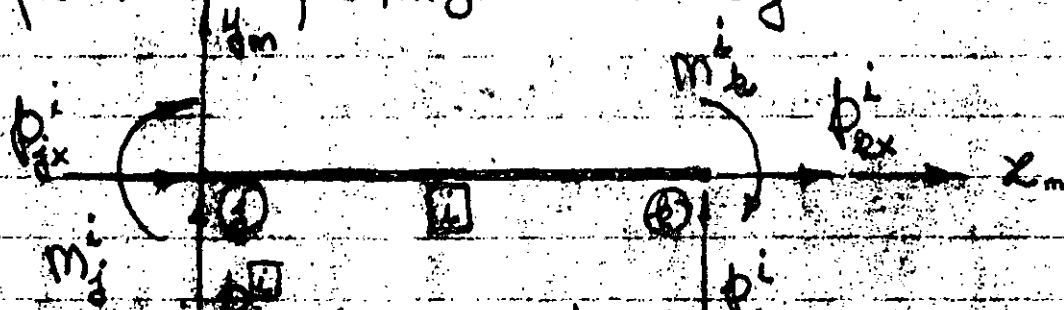


Fig. 2.4! Nomenclatura para m y p

- P_{jx}^i : Reacción en el punto j de la barra i en la dirección x . (Carga Normal).
- P_{jy}^i : Reacción en el punto j de la barra i en la dirección y . (Cortante).
- M_j^i : Momento en el punto j de la barra i .
- Similar para el punto k .

x_m, y_m sistema local de referencia.

Suponiendo que el sistema indicado en Fig. 2.2.1 es elástico lineal, homogéneo e isotrópico y que las secciones perpendiculares a x_m permanecen planas antes y después de la deformación se obtienen los siguientes valores para P_{jx}^i , P_{jy}^i y M_j^i :

2.2.1 Momentos:

$$M_2^1 = -64.15 \text{ Ton}\cdot\text{m} = M_2^7$$

$$M_2^2 = 40.35 \text{ ''}$$

$$M_2^6 = -23.80 \text{ ''}$$

Cargas Normales (dirección x_m):

$$P_{1x}^1 = +52.09 \text{ Ton} = P_{2x}^2 = P_{3x}^3$$

$$P_{4x}^4 = 49.65 \text{ Ton}$$

$$P_{1x}^7 = 62.59 \text{ Ton}$$

$$P_{2x}^6 = 112.24 \text{ Ton}^9$$

$$P_{3x}^5 = 99.81 \text{ Ton}$$

$$P_{4x}^4 = 49.65 \text{ Ton} \times$$

Cortantes (Dirección Y_m):

$$P_{1Y}^1 = 62.59 \text{ Ton}$$

$$P_{2Y}^2 = 49.65 \text{ Ton}$$

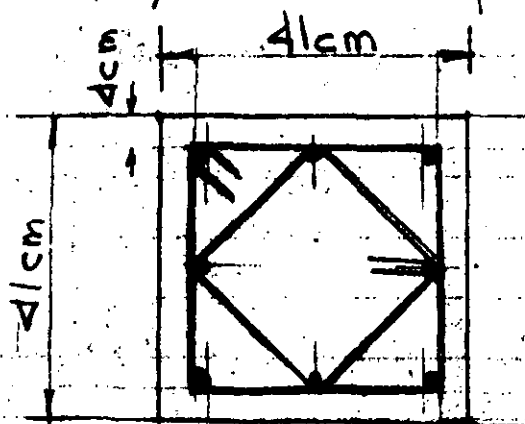
$$P_{1Y}^7 = 52.09 \text{ Ton}$$

Verificación de la barra I_2 para

$$M_2^6 = -23.8 \text{ Ton-m}$$

$$P_{2x}^6 = 112.24 \text{ Ton}$$

y la sección propuesta de:



8 Vs de $\frac{7}{8}$ " Longitudinales
Estribos de $\frac{3}{8}$ " @ 30 cm
de $f_r \geq 4 \text{ ton/cm}^2$ con
 $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{l}{i} = \frac{150}{41} = 3.66 < 15$$

Por lo tanto se considera como columna corta.

Fig. 2.5

Sus constantes para la verificación por

diseño límite son: 10

$$\frac{d}{t} = \frac{36}{41} = 0.88 \approx 0.9$$

$$e' = \frac{m_2^6}{p_{2x}^6} = \frac{23.8}{112.4} = 0.21 \text{ m} = 21 \text{ cm}$$

$$\frac{e'}{t} = \frac{21}{41} = 0.51$$

$$p_t = \frac{23.22}{41 \times 41} = 0.0138$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_c'} = \frac{4000}{0.85 \times 250} = 18.82$$

$$p_t m = 0.26$$

con $p_t m$, y $\frac{e'}{t}$ se obtiene:

$$\frac{P_u}{b t f_c'} = 0.42 \quad \text{de donde la carga}$$

última es:

$$P_u = 0.42 \times 41 \times 41 \times 250 = 176.505 \text{ kg}$$

$$P_u = 176.51 \text{ kg} \quad \text{y su factor de}$$

carga es

$$\frac{P_u}{p_{2x}^6} = \frac{176.51}{112.4} = 1.57 \quad \text{valor aceptable.}$$

(aumentar f_c' de 250 a 350 kg/cm^2)
y t de 41 cm a 50 cm.

Verificación de la sección ② de la barra ①

$$M_2' = -64.15 \text{ Ton}\cdot\text{m} \text{ (Flexión)}$$

$$P_{2x}' = 52.09 \text{ Ton} \text{ (Normal)}$$

$$P_{2y}' = 49.65 \text{ Ton} \text{ (Corte)}$$

La sección propuesta en ese punto es

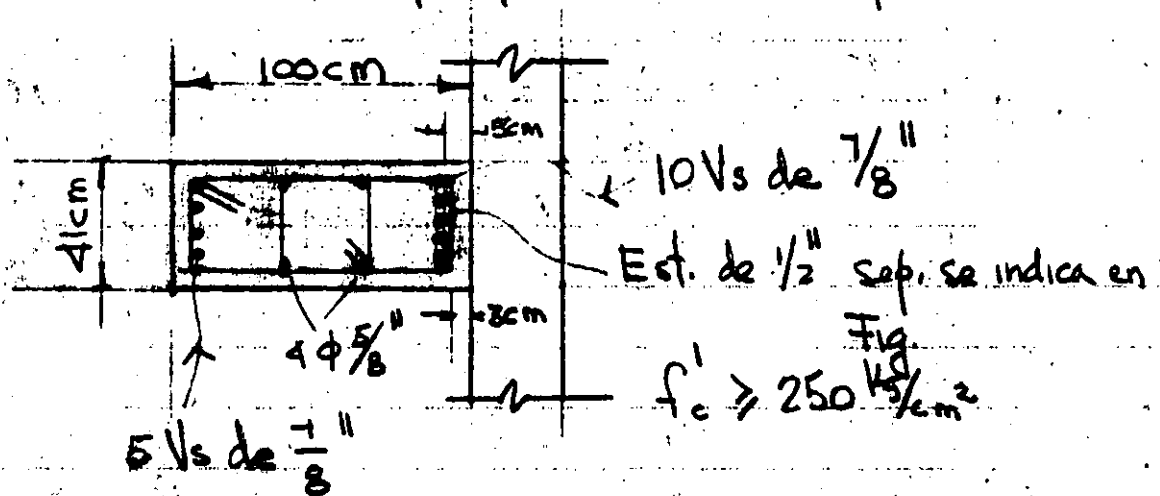


Fig. 2.6 Sección barras ①, ②, ③

Las constantes de diseño límite son

$$e' = \frac{M_2'}{P_{2x}'} = \frac{64.15}{52.09} = 1.23 \text{ m} = 123 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{t} = \frac{95}{100} = 0.95, \quad \frac{e'}{t} = \frac{123}{100} = 1.23$$

$$p_t = \frac{77.40 \text{ cm}^2}{41 \times 100 \text{ cm}^2} = 0.0189, \quad p_t m = 0.36$$

para e'/t y $p_t m$ se obtiene $\frac{P_u}{b t f'_c} = 0.2$

$$P_u = 0.2 \times 41 \times 100 \times 250 = 205 \text{ Ton}$$

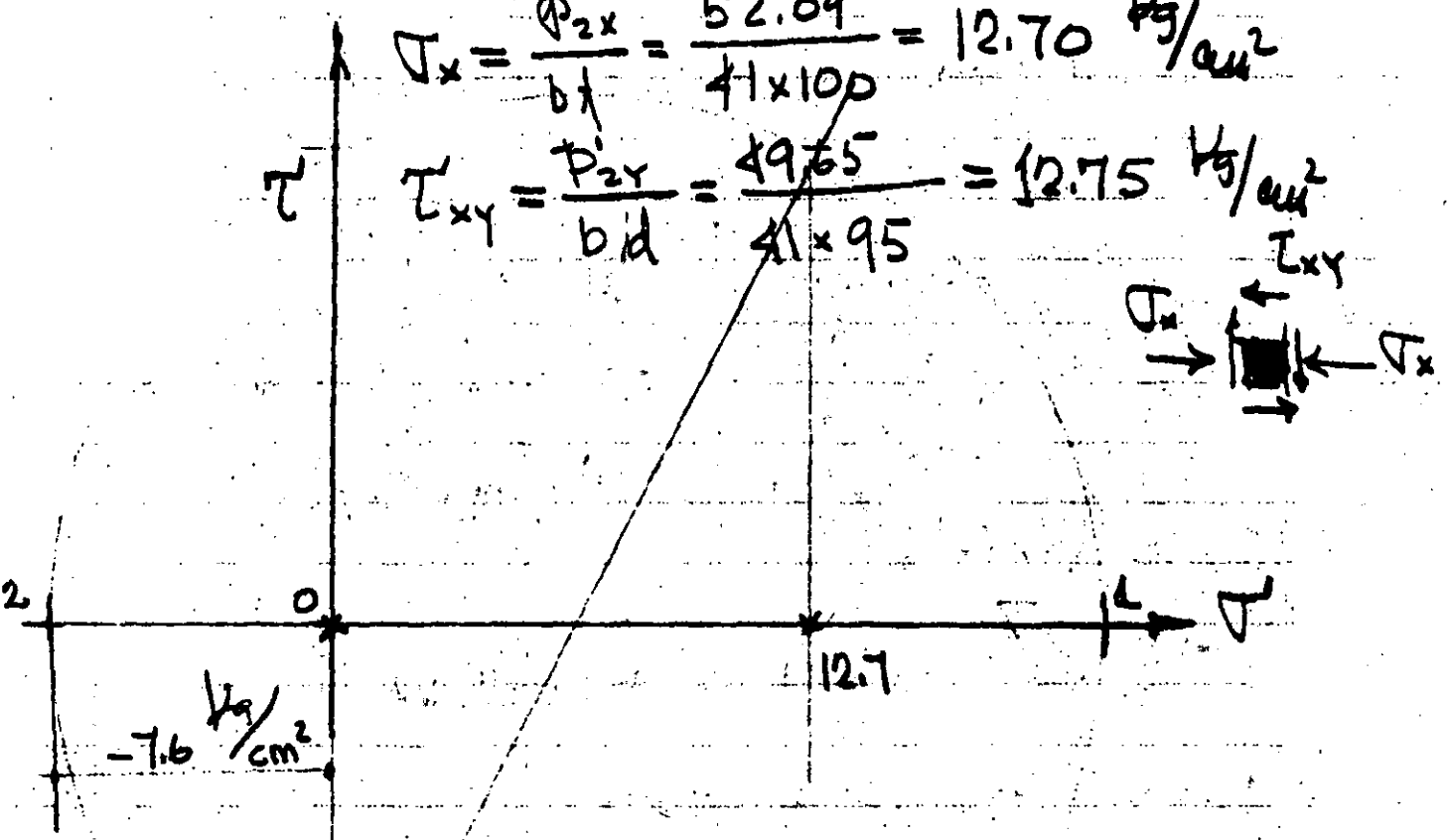
su factor de carga es 12

$$\frac{P_u}{P_{2x}} = \frac{205}{52.09} = 3.94 \text{ (aceptable)}$$

Revisión del cortante en viga II

$$\tau_x = \frac{P'_{2x}}{b \cdot d} = \frac{52.09}{41 \times 100} = 12.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{xy} = \frac{P'_{2y}}{b \cdot d} = \frac{49.65}{41 \times 95} = 12.75 \text{ kg/cm}^2$$



La tensión diagonal en el concreto se reduce de 12.75 kg/cm^2 a 7.6 kg/cm^2 por el efecto de la fuerza normal P_{2x} .

Fig. 27

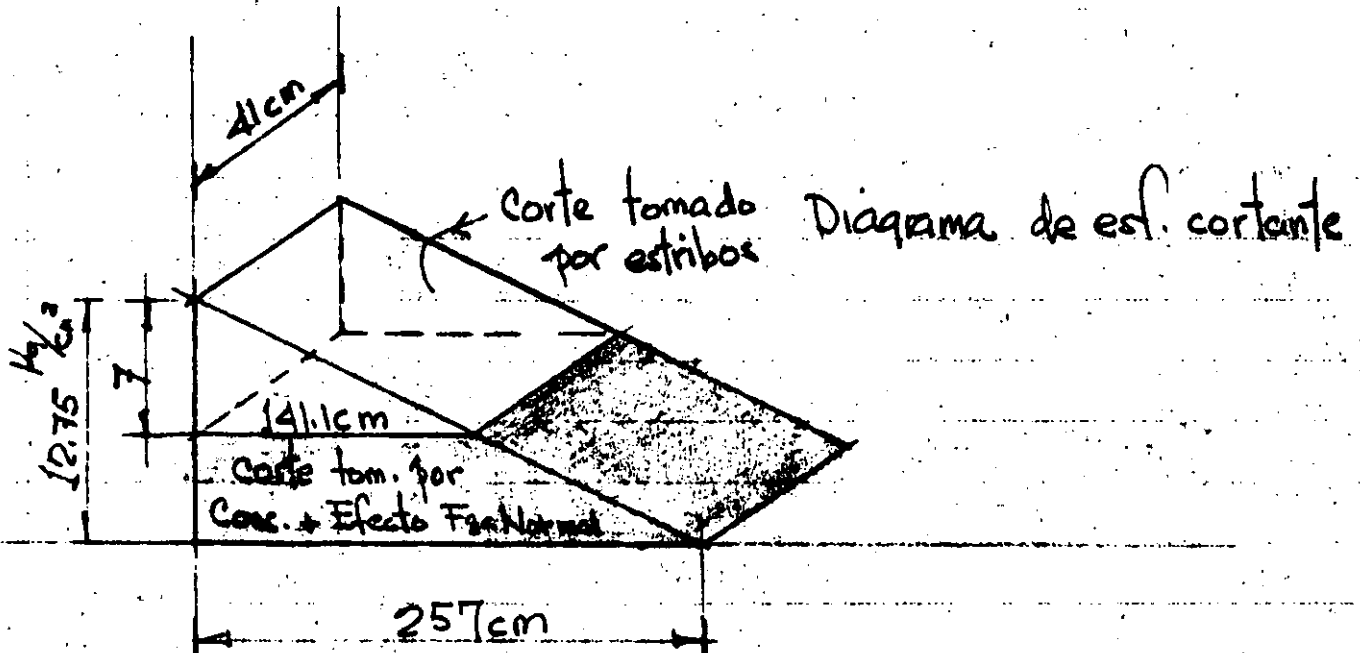


Fig. 2.8 Corte tomado por estribos y por concreto.

Capacidad de carga de un estribo de $\frac{1}{2}$ " para $f_s = 1000 \text{ kg/cm}^2$

$$P_1 = 2500 \text{ kg/estribo}$$

Número de estribos en 14.1 cm.

$$\frac{\frac{1}{2} \times 14.1 \times 7 \times 41}{2500} = 8.1 \doteq 9 \text{ estribos}$$

14

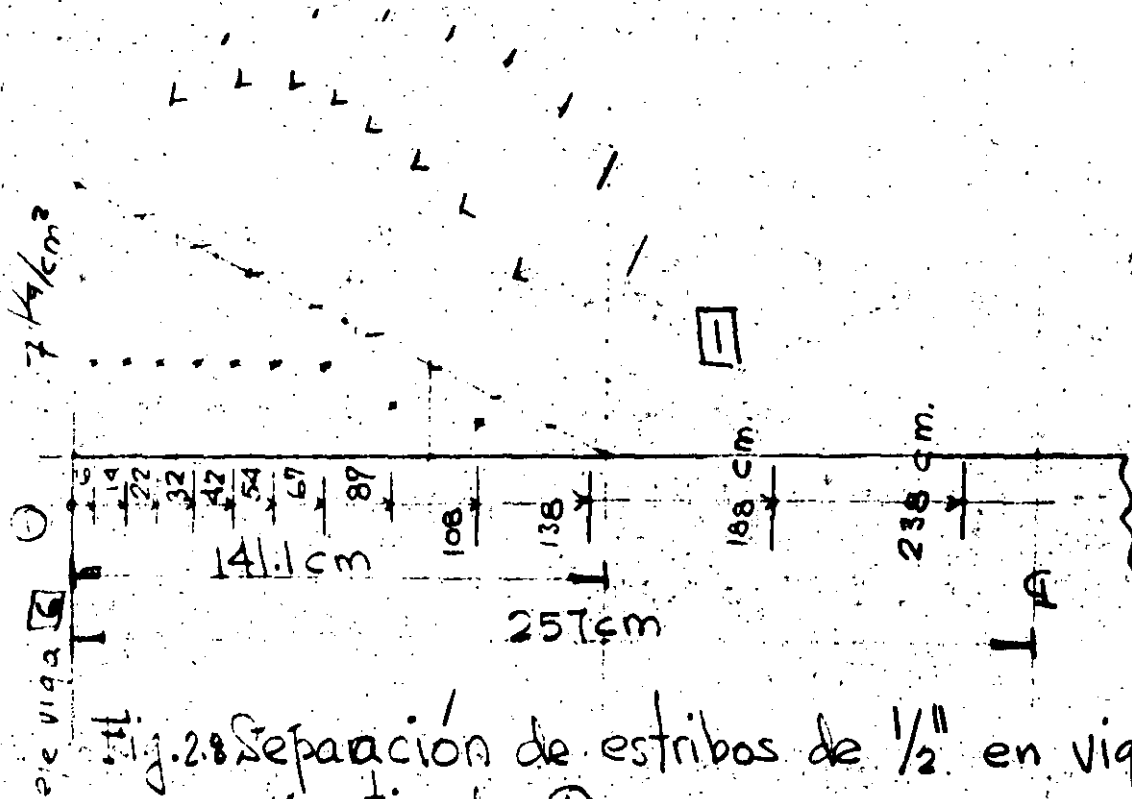


Fig. 2.8 Separación de estribos de $\frac{1}{2}$ " en viga II a partir de ①.

2.3 Conexión tablaestaca con marco de troquelamiento

Peso del marco por tablaestaca = $800 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \cdot 81 \text{ m}$

Capacidad de carga de un conector de $\frac{1}{2}$ " inclinado 45°

$$1.27 \text{ cm}^2 \times 2000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times \frac{1}{\sqrt{2}} = 635 \text{ kg/conector}$$

Se dejaron 3 conectores de $\frac{1}{2}$ " por tablaestaca inclinados 45° como se indica en planos.

Verificación en ϕ de viga III

$$\phi'_{2x} = 52.09 \text{ Ton}$$

$$(m'_2)_{\phi} = 18.1 \text{ Ton-m}$$

Las constantes en este caso son:

$$e' = \frac{18.1}{52.09} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$\frac{e'}{t} = \frac{35}{100} = 0.35$$

$$\phi_t = \frac{23.82 \text{ cm}^2}{41 \times 100 \text{ cm}^2} = 0.0057$$

$$\phi_t m = 0.11$$

Con $\frac{e'}{t}$ y $\phi_t m$ se obtiene $\frac{P_u}{\phi_t f'_c} = 0.42$

$$P_u = 0.42 \times 41 \times 100 \times 250 = 430.5 \text{ ton}$$

De donde su factor de carga es

$$\frac{P_u}{\phi_{2x}} = \frac{430.5}{52.09} = 8.25 \text{ (Alto)}$$

2.4 Verificación de sección en el fondo

La sección propuesta se indica en Fig.

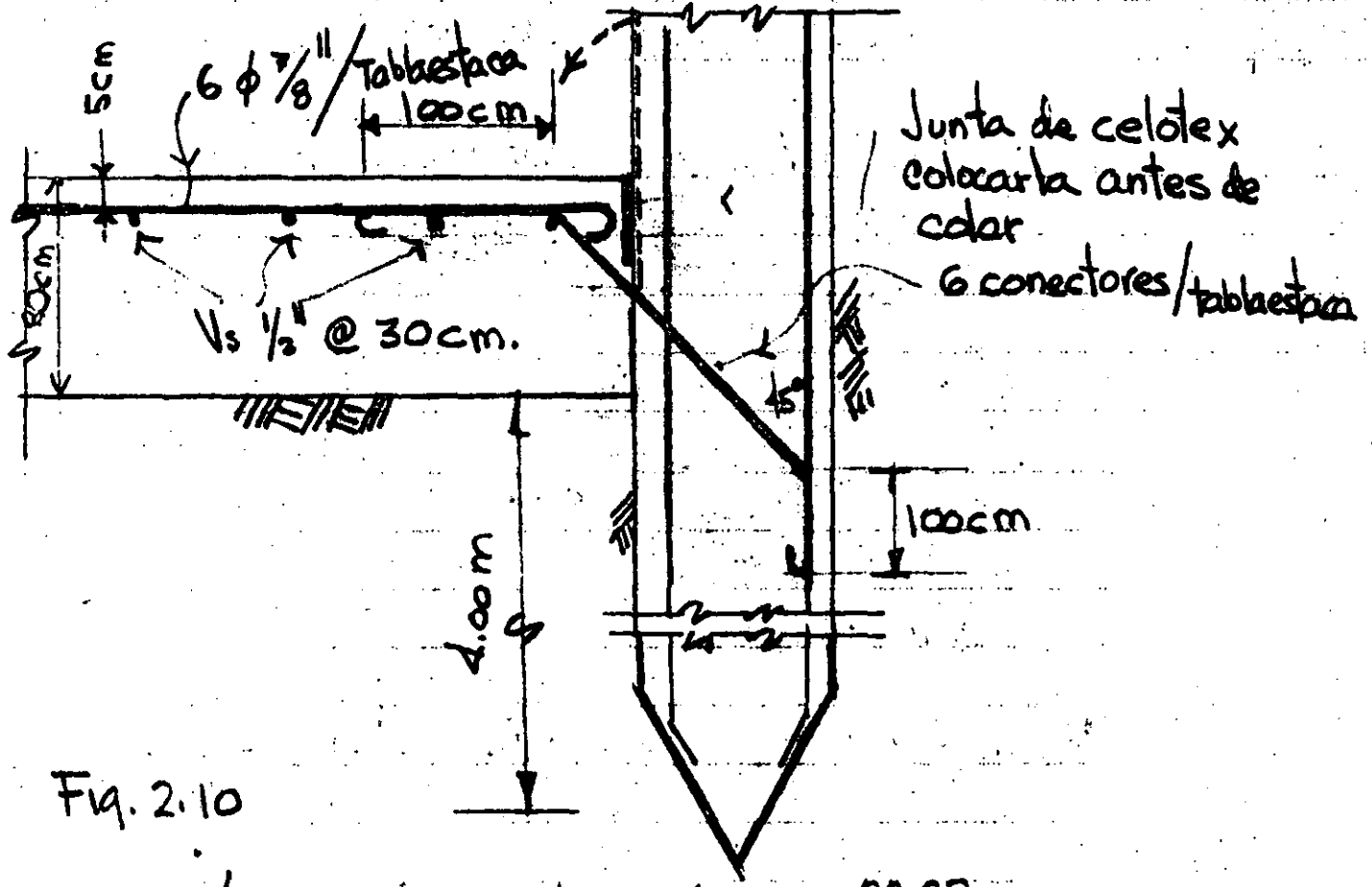


Fig. 2.10

% de acero en tensión $\rho = \frac{23.22}{81 \times 25} = 0.01$

con $f_r \geq 4 \text{ ton/cm}^2$ y $f_c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$ se obtiene

$$\frac{M_u}{bd^2} = 38$$

$$M_u = 38 \times 81 \times 25^2 = 19.24 \text{ Ton-m}$$

$$\frac{M_u}{M_c} = \frac{19.24}{12.96} = 1.48 \text{ (Aceptable)}$$

(N = 9.68 ton)

3 Longitud de empotramiento de la tablaestaca para 4.00m.

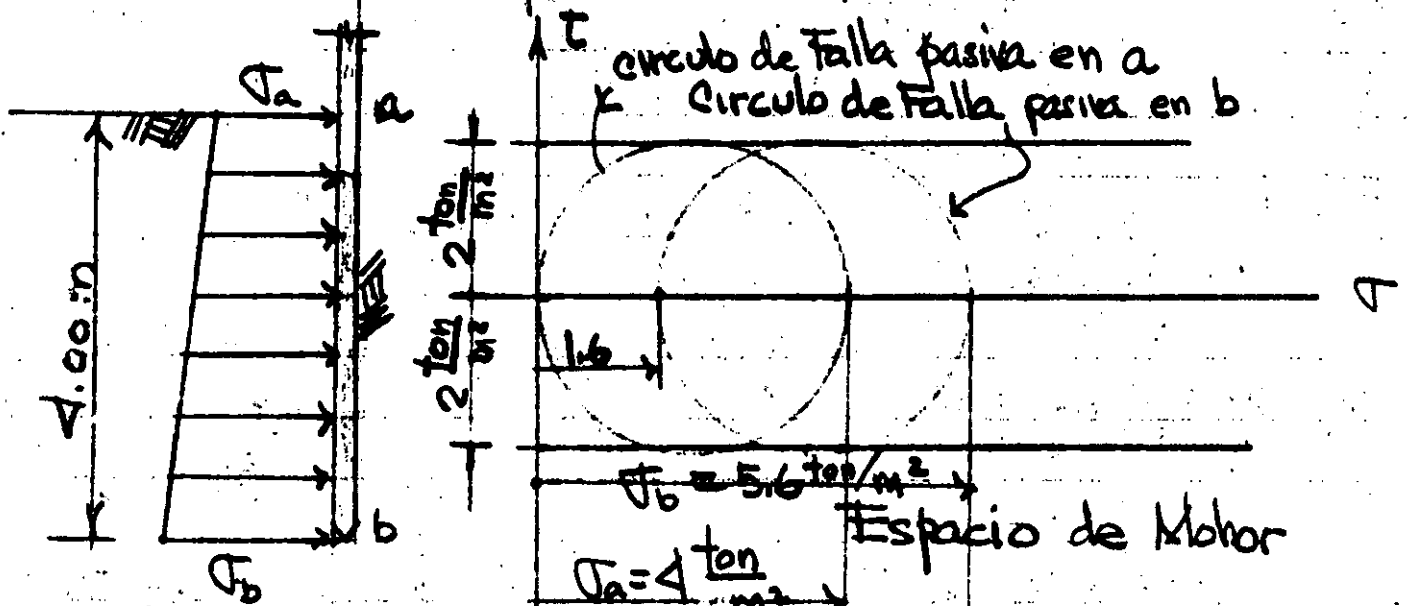
De Ref [2] se obtienen los siguientes datos del material de la cimentación

$$c = 2 \text{ ton/m}^2 \text{ (cohesión de la arcilla)}$$

$$\phi = 0^\circ \text{ (Fricción interna)}$$

$$\gamma'_m = 0.4 \text{ ton/m}^3 \text{ (Peso volumétrico sumerjido)}$$

En la Fig. se indica la reacción pasiva del terreno para los datos anteriores



$$\gamma l = 0.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 4 \text{ m} = 1.6 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Fig. 3.1 Analisis reaccion pasiva

P_p = Reacción pasiva por tablaestaca para $l = 4.00\text{m}$

$$P_p = \frac{4 + 5.6}{2} \times 4.00 \times 0.81 = 15.55 \text{ Ton/Tablaestaca}$$

Factor de carga:

$$\frac{P}{V} = \frac{15.55}{9.88} = 1.57 \text{ Aceptable}$$

4 Peso del Carcamo, ¹⁸ Fricción y Subpresión

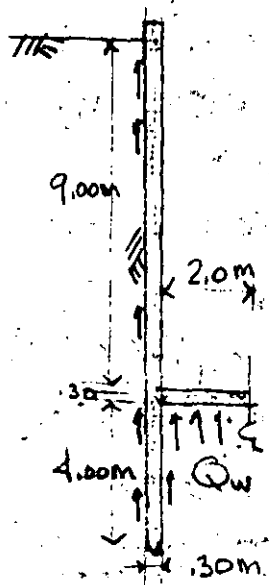


Fig. 41

Peso Tabbestaca:	$(9.00 + 3.0 + 4.00) \times .81 \times 3.0 \times 2.4$	=	7.76 $\frac{\text{ton}}{.81\text{m}}$
Losa de Fondo:	$.30 \times .81 \times 2.0 \times 2.4$	=	1.17 "
Troqueles mientos:	$(.41 \times 1.00 \times 2.4) \times 3 \times .81$	=	2.59 "
Fricción:	$(13.30 + 4.00) \times .81 \times 2$	=	28.03 "
Peso total (sin bombas)		=	<u>39.34 $\frac{\text{ton}}{.81}$</u>

Maxima probable subpresión: $Q_w = 9.3 \times .81 \times 2 = 15.07 \frac{\text{ton}}{.81}$

Comporación: $\frac{39.34}{15.07} = 2.61$ Aceptable

Mexico, D.F., Noviembre de 1980

Gerente Tecnico

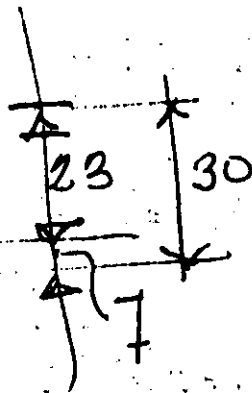
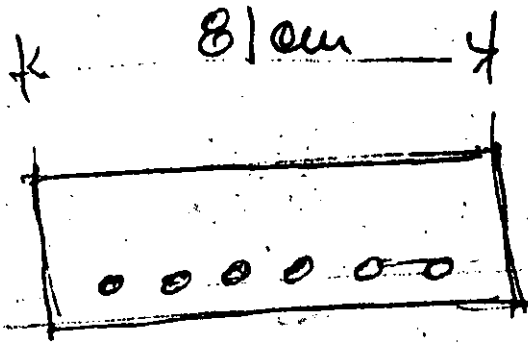
Director General

Moments de l'axe

19

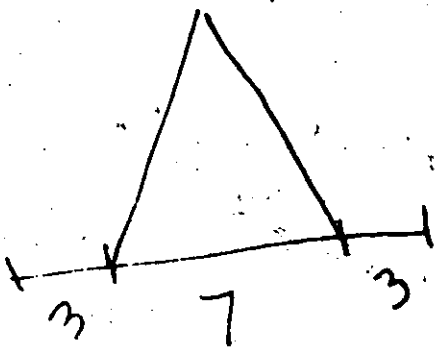
$$\frac{60 \times 7}{8} = \frac{420}{8}$$

(A)



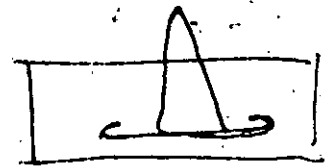
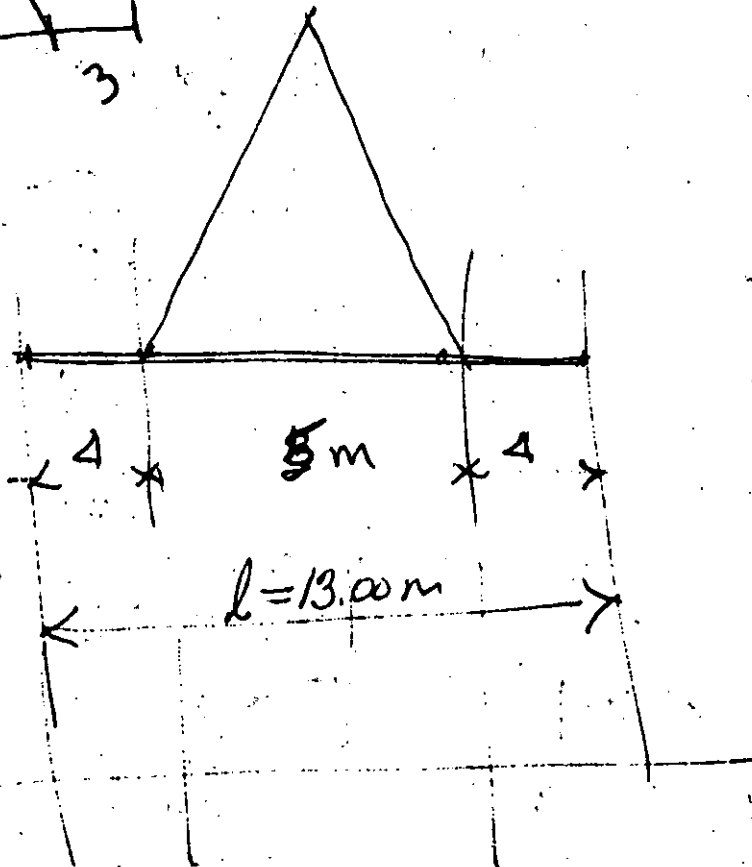
$$\begin{array}{r} 420 \quad 18 \\ 20 \quad 52 \\ 4 \quad 2.5 \\ \hline 1260 \\ 104 \\ \hline 1304 \end{array}$$

calcul de S



CRSI

$$A_s = 23.22 \text{ cm}^2$$



$$\begin{array}{r} 9.15 \\ 4 \\ \hline 13.15 \end{array}$$

$$20 \quad 13 \quad \frac{13}{4}$$

3

peso de la tabla es:

$$.30 \times .81 \times 2.4 = 0.583 \text{ ton/m}$$

$$M = \frac{q l^2}{2} = \frac{.583 \times 4^2}{2} = .583 \times 8$$

$$= 4.664$$

$$\frac{1}{8} \times .583 \times 8^2 =$$

$$.583 \times 8 = 4.664$$

$$\frac{1}{8} \times .583 \times 5^2 =$$

$$\frac{25 \times .583}{8}$$

$$1.821$$

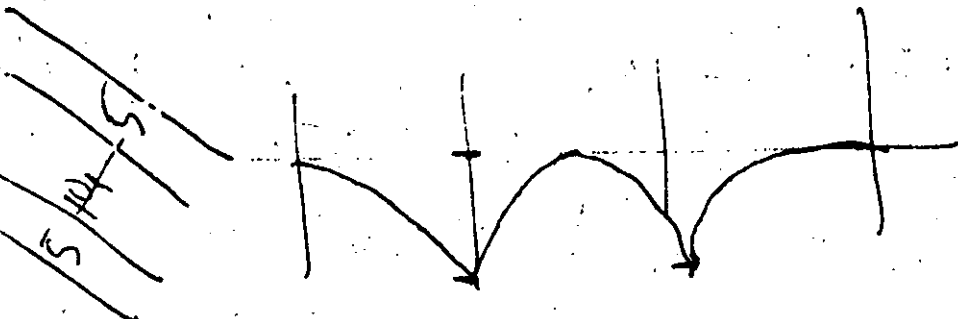
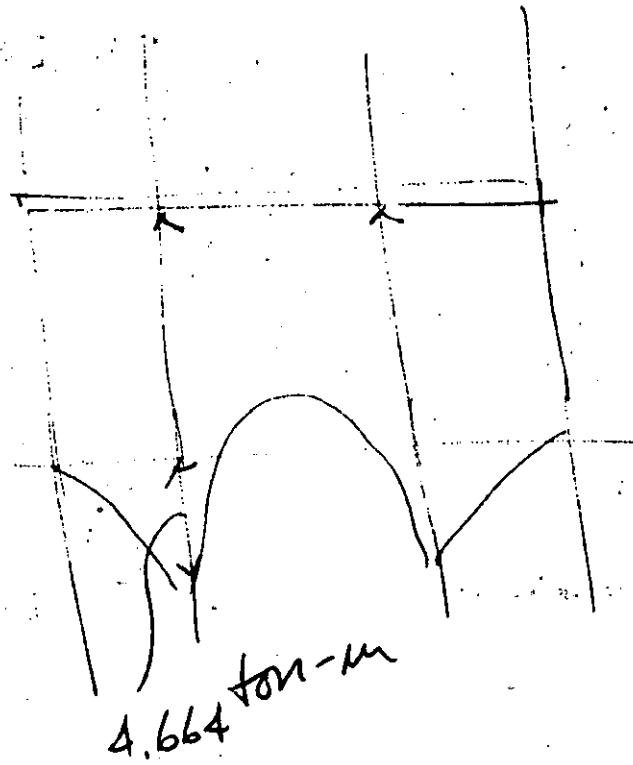
$$4.6$$

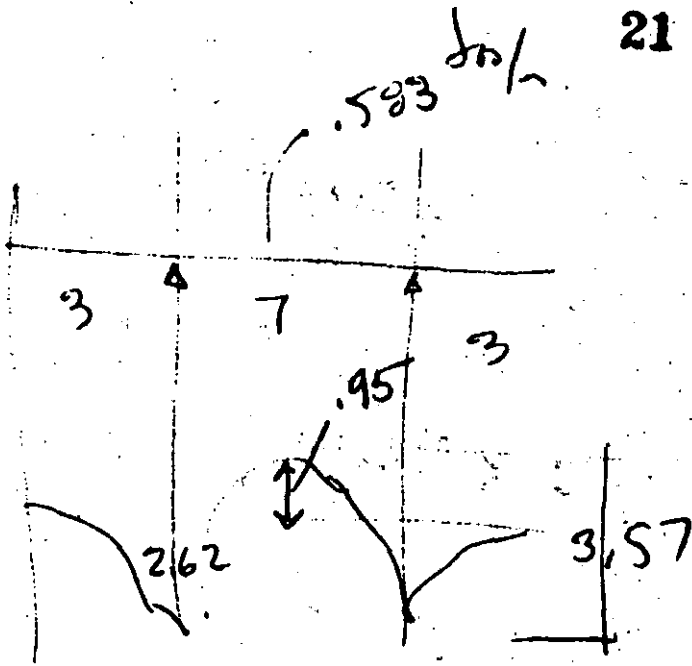
$$1.8$$

$$\frac{4.6}{1.8} = 2.555$$

$$\begin{array}{r} .24 \\ \times 24 \\ \hline 400 \end{array}$$

$$\begin{array}{r} .2 \\ \times 2.4 \\ \hline .48 \end{array}$$





$$M = \frac{qL^2}{2} = \frac{.583 \times 3^2}{2} = 2.62$$

$$\frac{1}{8} \times 7^2 \times .583$$

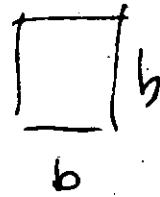
$$\frac{49 \times .583}{8} =$$

$$\begin{array}{r} 3.57 \\ 2.62 \\ \hline 95 \end{array}$$



$$P_{CR} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

22



250000

$$I = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 81 \times 30^3 =$$

$$+ n(A_{s1} y_1^2 + A_{s2} y_2^2)$$

$$10(23.22 \times 10^2 + 11.94 \times 10^2)$$

$$= \frac{1}{12} 81 \times 30^3 + (23.22 + 11.94) \times 10^3$$

$$\frac{27000 \times 81}{12} + 35.14 \times 10^3$$

$$182250 + 35140 = 217390 \text{ cm}^3$$

$$P_{CR} = \frac{\pi^2 \times 250000 \times 217390}{(1400)^2} = 87.1 \text{ ton}$$

$$\frac{P_{CR}}{10} = 8.7 \text{ ton}$$



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

PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

*Análisis y Diseño de Placas Prefabricadas que se
Apoyan en las Esquinas, durante el Montaje*

Dr. Porfirio Ballesteros Barocio

D I C I E M B R E, 1984.

UNIFORMLY LOADED RECTANGULAR PLATE SUPPORTED AT THE CORNERS

S. L. LEE* and P. BALLESTEROS†

(Received 16 April 1960)

Summary—An approximate solution for a uniformly loaded rectangular plate supported at the corners is discussed. The results of the solution are shown to be in close agreement with those obtained by numerical solutions and experimental investigation of uniformly loaded square plates supported at the corners. For the limiting case where the aspect ratio approaches zero, the resulting expressions closely approximate those derived for a uniformly loaded and simply supported strip of unit width.

NOTATION

a, b	half-side dimensions of a rectangular plate (see Fig. 1)
h	thickness of a plate
q	intensity of uniformly distributed load
w	deflection function
x, y, z	rectangular co-ordinates
C_1, C_2 , etc.	constant coefficients
D	flexural rigidity of a plate, $Eh^3/12(1-\mu^2)$
E	modulus of elasticity
M_x, M_y	bending moments per unit length of sections of a plate perpendicular to the x - and y -axes respectively
M_{xy}	twisting moment per unit length of section of a plate perpendicular to the x -axis
Q_x, Q_y	shearing forces parallel to the z -axis per unit length of a plate perpendicular to the x - and y -axes respectively
R	concentrated reaction at the corner of a rectangular plate
V_x, V_y	reactions parallel to the z -axis per unit length of the boundary of a plate perpendicular to the x - and y -axes respectively
μ	Poisson's ratio
$\left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2 \partial y} \right]_{a,b}$	value of the partial derivative of w , twice with respect to x and once with respect to y , at the point $x = a$ and $y = b$

INTRODUCTION

THE solution for a uniformly loaded rectangular plate supported at the corners, although commonly encountered in practice, is not apparently available. Data for uniformly loaded square plates supported at the corners were given by Nadai¹ and Marcus². The solutions in both cases were obtained by means of numerical methods for particular values of Poisson's ratio. Experimental investigation

* The Technological Institute, Northwestern University, Evanston, Illinois.

† Instituto Tecnológico de Monterrey, Monterrey, Mexico. (Formerly at the Technological Institute, Northwestern University, Evanston, Illinois.)

of a uniformly loaded square concrete slab, prestressed in two directions and supported in similar manner, was reported by Soordelis *et al.*³

An approximate solution for a uniformly loaded rectangular plate supported at the corners is presented in the following.

DEFLECTION FUNCTION

The solution of the biharmonic equation in polynomials was discussed by Girkmann⁴. It will be shown that an approximate solution for the problem under consideration can be obtained by taking the deflection function in the form

$$W = C_1 + C_2 x^2 + C_3 y^2 + C_4 x^4 + C_5 x^2 y^2 + C_6 y^4 \quad (1)$$

Locating the origin of the co-ordinate axes at the center of the rectangular plate as shown in Fig. 1, the boundary condition that there be no reactions at

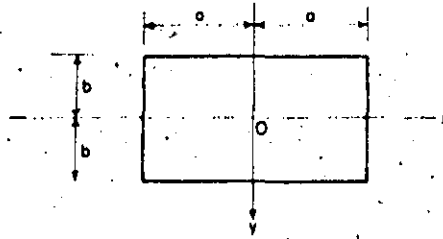


FIG. 1. Rectangular plate.

the free edges is expressed by

$$\left. \begin{aligned} [V_x]_{a,y} &= -D \left\{ \left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} \right]_{a,y} + (2-\mu) \left[\frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} \right]_{a,y} \right\} = 0 \\ [V_y]_{x,b} &= -D \left\{ \left[\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} \right]_{x,b} + (2-\mu) \left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} \right]_{x,b} \right\} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Substituting (1) in (2) and the biharmonic equation

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D}$$

leads respectively to

$$6C_4 + (2-\mu)C_5 = 0$$

$$(2-\mu)C_5 + 6C_6 = 0$$

$$24C_4 + 8C_5 + 24C_6 = \frac{q}{D}$$

The solution of this system of equations yields

$$C_4 = C_6 = \frac{(2-\mu)q}{48(1-\mu)D}$$

$$C_5 = -\frac{q}{8(1-\mu)D}$$

for which (1) becomes

$$W = C_1 + C_2 x^2 + C_3 y^2 + \frac{q}{48(1-\mu)} [(2-\mu)(x^4 + y^4) - 6x^2 y^2] \quad (3)$$

TABLE 1. VALUES OF ϕ_1 , ϕ_2 , ϕ_3 , ϕ_4 AND ϕ_5 TABULATED AGAINST ARGUMENTS OF b/a

b/a	ϕ_1 Eq. (6)*	ϕ_2 Eq. (8a)	ϕ_3 Eq. (8b)	ϕ_4 Eq. (9)	ϕ_5 (Eq. (10))
0	2.5525	0.5000	-0.0583	0	0.5000
0.1	2.5473	0.4994	-0.0533	0.0044	0.5012
0.2	2.5346	0.4977	-0.0383	0.0177	0.5047
0.3	2.5237	0.4947	-0.0133	0.0398	0.5105
0.4	2.5208	0.4907	0.0217	0.0707	0.5187
0.5	2.5745	0.4854	0.0607	0.1104	0.5292
0.6	2.6853	0.4790	0.1217	0.1500	0.5420
0.7	2.8958	0.4717	0.1867	0.2164	0.5572
0.8	3.2460	0.4627	0.2617	0.2827	0.5747
0.9	3.7817	0.4528	0.3467	0.3578	0.5945
1.0	4.5550	0.4417	0.4417	0.4417	0.6167

* At $b/a = 0.328$, (6) gives a minimum value of 2.5220.

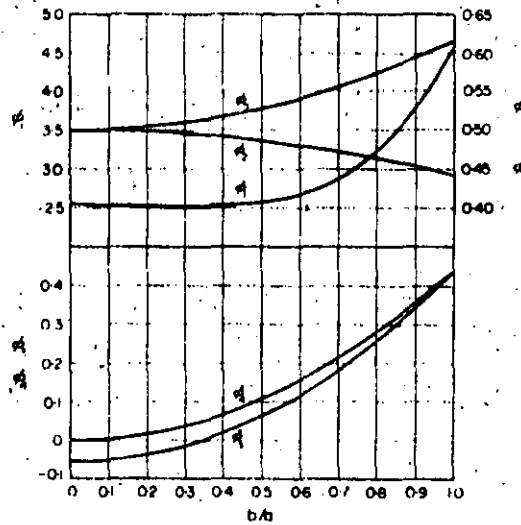


FIG. 2. Values of ϕ_1 , ϕ_2 , ϕ_3 , ϕ_4 and ϕ_5 plotted against arguments of b/a .

It is of interest to note that (3) satisfies the condition of zero reactions at the free edges irrespective of the values of C_1 , C_2 and C_3 which are determined by the boundary conditions

$$\left. \begin{aligned} \int_0^b [M_x]_{a,v} dy &= -D \int_0^b \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right]_{a,v} dy = 0 \\ \int_0^a [M_y]_{x,b} dx &= -D \int_0^a \left[\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right]_{x,b} dx = 0 \\ [w]_{a,b} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

Thus substituting (3) in (4) and solving the resulting equations,

$$C_1 = \frac{qa^2 b^2}{48(1-\mu^2)D} \left[(10 + \mu - \mu^2) \left(\frac{a^2}{b^2} + \frac{b^2}{a^2} \right) - 2(7\mu - 1) \right]$$

$$C_2 = \frac{qab}{24(1-\mu^2)D} \left[(1 + 5\mu) \frac{b}{a} - (6 + \mu - \mu^2) \frac{a}{b} \right]$$

$$C_3 = \frac{qab}{24(1-\mu^2)D} \left[(1 + 5\mu) \frac{a}{b} - (6 + \mu - \mu^2) \frac{b}{a} \right]$$

for which (3) becomes

$$w = \frac{qa^4}{48(1-\mu^2)D} \left\{ (10 + \mu - \mu^2) \left(1 + \frac{b^4}{a^4} \right) - 2(7\mu - 1) \frac{b^2}{a^2} \right. \\ \left. + 2 \left[(1 + 5\mu) \frac{b^2}{a^2} - (6 + \mu - \mu^2) \right] \frac{x^2}{a^2} + 2 \left[(1 + 5\mu) - (6 + \mu - \mu^2) \frac{b^2}{a^2} \right] \frac{y^2}{a^2} \right. \\ \left. + (2 + \mu - \mu^2) \frac{x^4 + y^4}{a^4} - 6(1 + \mu) \frac{x^2 y^2}{a^4} \right\} \quad (5)$$

The maximum deflection at the center of the plate, for $\mu = 0.3$, is given in terms of the aspect ratio b/a by

$$\phi_1 = \frac{Eh^3}{qa^4} [w]_{0,0} = 2.5525 \left(1 + \frac{b^4}{a^4} \right) - 0.550 \frac{b^2}{a^2} \quad (6)$$

The values of ϕ_1 , as well as those of ϕ_2, ϕ_3, ϕ_4 and ϕ_5 derived later, are given in Table 1 and Fig. 2 against arguments of b/a .

INTERNAL FORCES

Differentiating (5) yields the expressions for the bending moments, the twisting moment and the shearing forces:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= \frac{qa^3}{12} \left[6 - (1 - \mu) \frac{b^2}{a^2} - 6 \frac{x^2}{a^2} + 3(1 - \mu) \frac{y^2}{a^2} \right] \\ M_y &= \frac{qa^3}{12} \left[6 \frac{b^2}{a^2} - (1 - \mu) - 6 \frac{y^2}{a^2} + 3(1 - \mu) \frac{x^2}{a^2} \right] \\ M_{xy} &= -\frac{q}{2} xy \\ Q_x &= -\frac{q}{2} x \\ Q_y &= -\frac{q}{2} y \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

The concentrated reaction at the corner is

$$R = 2D(1 - \mu) \left[\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \right]_{a,b} = -qab$$

as it should be.

The bending moments at the center of the plate, for $\mu = 0.3$, are given by

$$\left. \begin{aligned} \phi_2 &= \frac{1}{qa^2} |M_x|_{0,0} = 0.5 - 0.05833 \frac{b^2}{a^2} \\ \phi_3 &= \frac{1}{qa^2} |M_y|_{0,0} = 0.5 \frac{b^2}{a^2} - 0.05833 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

For design purposes, a better approximation for $|M_y|_{0,0}$, for $\mu = 0.3$, may be given by

$$\phi_4 = \frac{1}{qa^2} |M_y|_{0,0} = 0.4417 \frac{b^2}{a^2} \quad (9)$$

A glance at the values of ϕ_2 and ϕ_4 in the vicinity of $b/a = 0$ in Fig. 2 will illustrate this point.

The maximum bending moment occurs at the center of the longer edge. For $\mu = 0.3$, this maximum value is given by

$$\phi_5 = \frac{1}{qa^2} |M_x|_{0,b} = 0.5 + 0.1167 \frac{b^2}{a^2} \quad (10)$$

COMPARISON OF RESULTS

It is interesting to observe that, for $\mu = 0.3$ and $b/a = 0$, (5) and (7a) become, respectively,

$$\left. \begin{aligned} \lim_{b/a \rightarrow 0} [w]_{x,0} &= \frac{qa^4}{Eh^3} \left(2.5525 - 3.105 \frac{x^2}{a^2} + 0.5525 \frac{x^4}{a^4} \right) \\ \lim_{b/a \rightarrow 0} [M_x]_{x,0} &= 0.5qa^2 \left(1 - \frac{x^2}{a^2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (11)$$

whereas the deflection and bending moment of a simply supported and uniformly loaded strip of unit width and span "2a" are, locating the origin at the center of the span, respectively

$$\left. \begin{aligned} w &= \frac{qa^4}{Eh^3} \left(2.5 - 3.0 \frac{x^2}{a^2} + 0.5 \frac{x^4}{a^4} \right) \\ M_x &= 0.5qa^2 \left(1 - \frac{x^2}{a^2} \right) \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

The close agreement between (11) and (12) is rather striking.

For a uniformly loaded square plate supported at the corners, numerical solution by Marcus² gives, for $\mu = 0.3$,

$$\frac{D}{qa^4} [w]_{0,0} = 0.3979 \quad (0.4171)$$

$$\frac{D}{qa^4} [w]_{0,b} = 0.2728 \quad (0.2978)$$

$$\frac{1}{qa^2} [M_x]_{0,0} = 0.4361 \quad (0.4417)$$

$$\frac{1}{qa^2} [M_x]_{0,b} = 0.5617 \quad (0.6167)$$

The values given in parentheses to the right are the corresponding values obtained by means of (5) and (7a). Another numerical solution by Nadai¹ yields, for $\mu = 0.25$,

$$\frac{D}{qa^4} [w]_{0,0} = 0.4051$$

Experimental investigation by Scordelis *et al.*³ of a uniformly loaded and corner-supported square concrete slab prestressed in two directions, with $a = 7.0$ ft, $h = 5.0$ in., $q = 62.5$ lb/ft² and $E = 4,100,000$ lb/in², yields*

$$\begin{aligned} [w]_{0,0} &= 0.195 \text{ in.} & (0.2014 \text{ in.}) \\ [w]_{0,7} &= 0.125 \text{ in.} & (0.1376 \text{ in.}) \\ [M_x]_{0,0} &= 1450 \text{ ft-lb/ft} & (1328 \text{ ft-lb/ft}) \\ [M_y]_{7,0} &= 1890 \text{ ft-lb/ft} & (1942 \text{ ft-lb/ft}) \end{aligned}$$

Taking $\mu = 0.2$, the corresponding values obtained by means of (5) and (7a, b) are shown in parentheses.

It is seen from the foregoing that the results obtained for a square plate by means of the approximate solution are in fairly close agreement with the numerical solutions and the experimental data mentioned.

DISCUSSION AND CONCLUSION

A glance at Fig. 2 indicates that in the range $0 < b/a < 0.4$, the values of ϕ_1 and ϕ_2 , given by (6) and (8a), vary only slightly from the corresponding values for $b/a = 0$. Comparison with (12a, b) for $x = 0$ shows that, for $b/a < 0.4$, the behaviors of $[w]_{0,0}$ and $[M_x]_{0,0}$ for the plate approach those of the simply supported strip of unit width.

It should be observed that the error in M_x becomes appreciable as x approaches a and, similarly, the error in M_y becomes appreciable as y approaches b . The error is largest in the vicinity of the corners. This should be expected as a result of the approximation expressed by (4a, b). Otherwise, the results obtained by means of the approximate solution compare favorably with known solutions at the limiting cases where the aspect ratios are respectively zero and unity. It is unfortunate that data for intermediate values of the aspect ratio are not currently available. A check at an intermediate value, say $b/a = 0.75$, should more firmly establish the accuracy of the proposed solution.

REFERENCES

1. A. NADAI, *Z. angew. Math. Mech.* **2**, 1 (1922).
2. H. MARCUS, *Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten* p. 173. Springer, Berlin (1932).
3. A. C. SCORDELIS, K. S. PISTER and T. Y. LIN, *J. Amer. Concr. Inst.* **28**, 241 (1956).
4. K. GIEKMANN, *Flächenträgerwerke, Einführung in die Elastostatik der Scheiben, Platten und Faltwerke* p. 37. Springer, Wien (1954).

* Values are scaled from figures in Ref. 3.



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

PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

*Ultima Capacidad de Carga de Elementos
Prefabricados*

Dr. Porfirio Ballesteros Barocio

D I C I E M B R E, 1984



Guide for Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete*

By CHARLES S. WHITNEY and EDWARD COHEN†

CONTENTS

Synopsis.....	456
Introduction.....	456
Design Assumptions and Nomenclature.....	458
Load Factors.....	459
Rectangular Beams or Slabs with Tensile Reinforcement Only.....	460
Rectangular Beams or Slabs with Compression Reinforcement.....	463
T-Beams.....	464
Concentrically Loaded Short Columns.....	465
Combined Bending and Compressive Axial Load.....	466
Rectangular Section.....	467
Square Section, Round Core.....	467
Circular Section, Round Core.....	468
Axial Load with Bending about Two Axes.....	469
Combined Bending and Axial Tensile Load.....	469
Slender Compression Members.....	471
Shear and Bond.....	471
Shear (Diagonal Tension).....	472
Bond.....	473
Deflections.....	473
Design Charts.....	476
Flexure	
Moment Capacity of Rectangular Sections Without Compression Reinforcement (Chart 1).....	476
Direct Load Capacity of Sections with Minimum Eccentricity (ACI 318-56)	
Rectangular Sections (Chart 2).....	477
Square Sections with Spiral Reinforcement and Circular Sections with Spiral Reinforcement (Chart 3).....	478
Combined Bending and Axial Load	
Rectangular Sections with Symmetrical Reinforcement (Charts 4-7).....	479
Square Sections with Spiral Reinforcement (Charts 8-11).....	483
Circular Sections with Spiral Reinforcement (Charts 12-15).....	487

*Received by the Institute Aug. 6, 1956. Title No. 53-25 is a part of copyrighted JOURNAL OF THE AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, V. 28, No. 5, Nov. 1956, *Proceedings* V. 53. Separate prints in covers are available 75 cents each (50 cents to ACI Members). Later reprints of design charts, approximately 12 x 12 in., are available in sets only at \$2.00 per set of 15 charts from ACI headquarters. Discussion (copies in duplicate) should reach the Institute not later than Mar. 1, 1957. Address P.O. Box 4754, Redford Station, Detroit 19, Mich.
†Members American Concrete Institute, Partner and Associate, respectively, Ammann and Whitney, New York, N. Y.

2 SYNOPSIS

This paper is intended to serve as a supplement to the ACI Building Code (ACI 318-56)¹ which permits the use of the ultimate strength method for the design of reinforced concrete members. It presents the method in its simplest form with working equations and charts to aid in their application. It aims to give the designing engineer all the information that he needs for the use of the ultimate strength method in accordance with the recommendations of the report of the ACI-ASCE joint committee on ultimate strength design.²

Regarding those problems not covered by the Code such as consideration of shear, bond, and deflections, recommendations are made based on the writers' practice.

INTRODUCTION

The term ultimate strength design means the design of reinforced concrete sections by the plastic theory to resist moments, thrusts, and shears which have been determined from elastic analysis of the structure under the assumed design loads multiplied by specified load factors. It is design for predetermined factors of safety against the actual ultimate strength of any section.

It should be noted that plastic theory is only a method of proportioning sections based on their actual strength as confirmed by tests. When combined with load factors, it provides a method of obtaining a uniform factor of safety. As a result, the designer is enabled to make a more rational structural design, and to avoid wasting construction material. While it saves design time and allows the designer some additional latitude in choice of sections, it does not relieve the designer of any of his previous responsibilities nor does it eliminate the need for experience and good judgment.

It is difficult to define the actual economies involved in design of structures by the ultimate strength method. However, it is safe to assume that because the members will be of more uniform strength, savings will be effected by eliminating excess material from sections where it is not actually needed. Any analysis should consider the savings in formwork, possible reduction of over-all story height where beam depths are reduced or haunches eliminated, and savings in foundations where the total weight of materials is reduced.

Among the structures where obvious major economies are possible are those in which important forces are developed by volumetric changes such as temperature, shrinkage, creep, etc. By reducing the size of members and thus reducing the rigidity of the structure, the stresses caused by the volumetric changes are minimized. Thus, not only are economies possible by using the minimum required material for a given set of moments and thrusts, but the design moments and thrusts are themselves reduced.

In the past, it had been assumed that a reliable factor of safety was obtained by designing for an allowable elastic stress which was generally taken as a yield stress divided by the so-called factor of safety. It is now realized that this is true only in isolated cases.

The design of beams under flexure only by the method based on working stresses and assumed straight-line variation of stress in the concrete can give

approximately correct results for lightly reinforced members, but it grossly underestimates the compressive flexural strength of the concrete. The use of the plastic theory therefore permits smaller, tougher beams, more heavily reinforced for tension with a reduction of compression reinforcement.

The factor of safety provided by the straight-line method may be much less than assumed. For example, if a member subjected to dead load compression and live load flexure is designed for working loads on the basis of allowable stresses, the factor of safety against an increase in live load may be far below the value assumed in selecting the allowable stress, because the dead load compression is fixed. The effect of increasing the live load moments without changing the dead load compression may be to increase the eccentricity disproportionately, thus resulting in unexpectedly high stresses. If the member were originally designed by the usual method, assuming a proportional increase in thrust and moment due to overload, it might have little reserve for the tension stresses produced by the overload condition and failure could follow.

In prestressed concrete beams it is obvious that the initial stresses and the stresses under working load have no fixed relationship to overload capacity. After tension develops on one face, the member behaves essentially as a normally reinforced concrete beam and the ultimate strength can be computed with reference to the initial stress. In continuous members designed for more than one loading condition, it is generally recognized that there is usually some reserve capacity which can be developed after yielding at any one critical section.

The load factors recommended for ultimate strength design provide that the effect of the maximum internal forces acting on each section of a reinforced concrete structure will bear a uniform ratio to the ultimate strength of that section. It follows that the factors of safety used for the design of the individual sections will be the minimum factors of safety against collapse of the total structure, and will be the actual factors of safety against collapse only where the structure is a simple beam or column or a rigid frame with fixed position of loads and free of temperature and other stresses from volumetric changes.

For a rigid frame structure designed for pattern loading or moving loads the collapse load will be higher than any of the given design loads multiplied by the load factors. This is so because generally only one or two sections of the structure are stressed fully by any one position of the load. Therefore as the load is increased these sections will yield without loss of strength and other sections not fully stressed will be brought to their full capacity. Only when a complete mechanism action is developed, will failure take place. Many tests have indicated that reinforced concrete structures have more than sufficient ductility to form plastic hinges and allow such redistribution under heavy overload. This characteristic has recently been verified in severe tests of structures subjected to blast pressures from atomic bombs.³

An additional factor of safety against failure due to overload is available

4
in those structures where volumetric effects are present in the final design moments and thrusts. Because volumetric flexural stresses are self relieving, that is they tend to reduce and disappear as a result of yielding, they do not affect the overload capacity and actually add to the factor of safety against failure.

In addition to providing safety against failure from overload it is of prime importance that structures be designed to prevent objectionable cracking, fatigue failures, and excessive deflections under service conditions. Volumetric stresses may be very important under service load conditions as they may induce severe cracking or even failure in shear.

Load factors for ultimate strength design have been selected on the premise that the strength of the concrete in the structure will be not less than the assumed value of f'_c . To assure proper concrete strength, the concrete mix must be designed so that the average 28-day cylinder strength will be larger than f'_c by an amount, depending on the accuracy of control, sufficient to guarantee reliable strength in the structure.⁴

For normal control and uniformity of field operations the average strength should be between 10 and 25 percent above the design strength. The 1956 ACI Code specifies for ultimate strength design that not more than one 28-day test in ten shall have an average strength less than the design strength, and the average of any three consecutive tests shall not be less than the design strength.

If at any time it appears that these conditions may not be met, an immediate investigation should be made of the cause and corrective measures taken.

The final phase of ultimate strength design involves the proportioning of sections to resist the computed moments, thrusts, and shears. For practical use in design offices the ultimate strength formulas of the report² of the ACI-ASCE joint committee on ultimate strength and the ACI Building Code (ACI 318-56),¹ applicable to an assumed equivalent rectangular stress block, have been collected and presented in their simplest forms in this paper.

DESIGN ASSUMPTIONS AND NOMENCLATURE

The formulas in this paper are based on the following design assumptions applying to the equivalent rectangular stress block method, and are in conformance with the general assumptions stated in the report of the joint committee on ultimate strength:

- (a) Tensile strength in concrete is neglected in the design of sections subject to bending.
- (b) At ultimate load, stresses and strains are not proportional and the distribution of compression stresses in a section subject to bending is nonlinear. The compressive stress distribution used for design is assumed to be rectangular.
- (c) The uniform compressive stress in the equivalent rectangular stress block is equal to $0.85f'_c$.
- (d) The total force and the location of the centroid in the rectangular stress block are the same as for the actual nonlinear stress distribution.

The following nomenclature is uniform with that of the joint committee report on ultimate strength:

A_g = gross cross-sectional area	sections with unsymmetrical reinforcement
A_s = tensile steel area	
A_s' = compressive steel area	f_c' = 28-day concrete cylinder strength
A_{st} = total steel area = $A_s + A_s'$	f_y = yield point stress in steel, but greater than 60,000 psi for design purposes
a = depth of rectangular stress block	$f_y' = f_y - 0.85 f_c'$ = effective yield point stress in compressive reinforcement after making a deduction for their placed concrete
b = width of rectangular beam or column or total width of T-beam flange	= unsupported length of an axially eccentrically loaded compression member
b' = width of stem of T-beam	M_u = ultimate bending moment
C = total compression in beam or in column carrying moment	$m = f_y/0.85 f_c'$
D = outside diameter of circular column	$m' = m - 1$
d = distance from extreme compressive fiber to centroid of tension force in tensile reinforcement; also, in a column with a circular core, the diameter of the circle passing through the centers of reinforcing bars	P_u = ultimate direct load capacity for an eccentrically loaded short column
d' = distance from extreme compressive fiber to centroid of compressive reinforcement	P_u = ultimate direct load capacity for an eccentrically loaded short column
e = eccentricity of axial load measured from centroid of tensile steel	P_u' = ultimate direct load capacity for an eccentrically loaded long column
e' = eccentricity of axial load measured from the center of the section for sections with symmetrical reinforcement; also, the eccentricity of the axial load from the plastic centroid of rectangular	$p = A_s/bd$
	$p' = A_s'/bd$
	$p_t = (A_s + A_s')/bt = (A_s + A_s')/A_g$
	T = total tension
	t = total thickness of slab or column

LOAD FACTORS

The following terms are used in the load factor equations:

- U = ultimate strength of section—the maximum combination of thrust and moment the member can sustain prior to failure
- B = effect of basic load consisting of dead load (plus volume change due to plastic and elastic actions, shrinkage and temperature for continuous frames, arches and similar structures)
- L = effect of live load plus impact
- W = effect of wind load
- E = effect of earthquake forces
- K = load factor equal to 2.0 for columns and members subjected to combined bending and axial load, and equal to 1.8 for beams and girders subjected to bending where the axial load is negligible.

The effect of a load is considered to be the combination of thrust (or tension) and bending moment produced by the load.

Members should be proportioned so, that: (1) they will be capable of carrying without failure the critical load combination given below, thereby insuring an ample factor of safety against an increase in live load beyond that assumed in design; (2) the strains under working loads will not be so large

to cause excessive cracking. These criteria are satisfied if the sections are designed for the loading combinations given by the following formulas:

For those structures for which, due to location or proportions, the effects of wind and earthquake loading can properly be neglected:

6

$$U = 1.2B + 2.4L \dots\dots\dots (I)$$

$$U = K(B + L) \dots\dots\dots (II)$$

For those structures in which wind loading should be considered:

$$U = 1.2B + 2.4L + 0.6W \dots\dots\dots (Ia)$$

$$U = 1.2B + 0.6L + 2.4W \dots\dots\dots (Ib)$$

$$U = K \left(B + L + \frac{W}{2} \right) \dots\dots\dots (IIa)$$

$$U = K \left(B + \frac{L}{2} + W \right) \dots\dots\dots (IIb)$$

For those structures in which earthquake loading should be considered, substitute E for W in the preceding equations. In case there is doubt as to the importance of wind or earthquake loading it can be tested by making trial calculation using these equations.

RECTANGULAR BEAMS OR SLABS WITH TENSILE REINFORCEMENT ONLY

To determine the ultimate strength of a beam in flexure, the actual non-linear stress block is replaced for simplicity, with a rectangular stress block of equal total force with an average stress intensity equal to $0.85 f'_c$. The area of the rectangle is merely a mathematical device to approximate the effect of the true distribution.⁵ It would be possible to use any curved shape that would give the same area and center of gravity, but the rectangular one (Fig. 1) gives the simplest mathematical solution. The following formulas are all based on this method and give good agreement with tests. The assumption of a concrete stress equal to $0.85 f'_c$ corresponds to the actual concrete strength for axially loaded columns and permits a consistent treat-

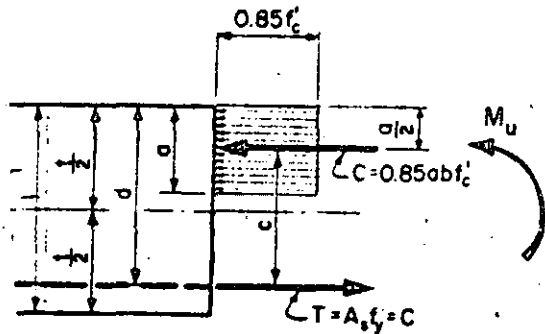


Fig. 1

ment through the full range from pure flexure (eccentricity, $e = \infty$) to pure axial load ($e = 0$).

It should be noted that the depth a is not the same as the depth to the neutral axis, $k_u d$. The value of $k_u d$ is determined by the strains at the top and bottom of the beam whereas a is determined by the strengths of the materials and the area of reinforcement.

For practical purposes, the action of the beam may now be described as follows:

If the beam is under-reinforced so that the primary failure will occur in the tensile steel, the concrete will crack as the steel stretches, and the equivalent depth, a , of the beam in compression will decrease until the average effective concrete stress reaches $0.85 f'_c$ and the lever arm of the resisting couple reaches a maximum. If the applied moment is increased, the beam will then fail progressively by crushing of the concrete.

Therefore:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c} = \frac{A_s m}{b} \dots \dots \dots (1)$$

or

$$\frac{a}{d} = p m \dots \dots \dots (2)$$

The lever arm of the steel reinforcement is then

$$c = d - \frac{a}{2} = d - \frac{A_s m}{2b} \dots \dots \dots (3)$$

or

$$\frac{c}{d} = 1 - \frac{p m}{2} \dots \dots \dots (4)$$

The ultimate resisting moment of the beam as controlled by yield of the tensile steel can be written:

$$M_u = c A_s f_y = A_s f_y \left[d - \frac{A_s m}{2b} \right] \dots \dots \dots (5)$$

$$\frac{M_u}{b d^2} = p f_y \left[1 - \frac{p m}{2} \right] \dots \dots \dots (6)$$

For under-reinforced beams the following relationships can be established also:

$$\frac{a}{d} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2.35 M_u}{f'_c b d^2}} \dots \dots \dots (7)$$

$$\frac{c}{d} = \frac{1}{2} \left[1 + \sqrt{1 - \frac{2.35 M_u}{f'_c b d^2}} \right] \dots \dots \dots (8)$$

$$p_{req'd} = \frac{1}{m} - \sqrt{\frac{1}{m^2} - \frac{2 M_u}{f_y m b d^2}} \dots \dots \dots (9)$$

For special cases where the tensile reinforcement is distributed across the depth of the section the steel in the outer quarter of the depth near the tension face may be considered fully effective, the depth being measured from the extreme compression fiber to the extreme tension bar. Because of the reduction in strain as the neutral axis is approached, the stress in those bars outside this region may be assumed to vary linearly from zero at the neutral axis to f_s at the quarter point near the tension face. The neutral axis may be taken at a distance of $1.2a$ from the compression face of the section. The depth, d , to be used for calculating a and M_u is measured from the extreme compressive fiber to the resultant of the forces in the tensile reinforcement.

It has been established experimentally that the average maximum value of M_u/bd^2 for the case of balanced reinforcement is

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{f_s'}{3} \dots\dots\dots (10)$$

The values of a/d and p corresponding to the above are given by

$$a/d = 0.537 \dots\dots\dots (11)$$

and

$$p = 0.456 \frac{f_s'}{f_s} \dots\dots\dots (12)$$

Further increase in the percentage of steel will result in primary compression failure in the concrete without yielding of the steel and without substantial increase in M_u/bd^2 . If the steel percentage is less than that given by Eq. (12), the moment capacity will be governed by yielding of the steel at a value of M_u/bd^2 as given by Eq. (6). The area of steel required for balanced reinforcement is so large that it is usually neither practical nor economical to develop the full flexural capacity of the concrete section.

To ensure against sudden compression failures, the ACI Code requires that in flexural members the ratio of tension reinforcement shall not be greater than

$$p = 0.4 \frac{f_s'}{f_s} \dots\dots\dots (13)$$

This results in a maximum compression block to depth ratio of

$$a/d = 0.47 \dots\dots\dots (14)$$

and a maximum allowable design moment without compression steel of

$$\frac{M_u}{bd^2} = 0.306 f_s' \dots\dots\dots (15)$$

For the same reason it is required that the coefficient 0.40 in Eq. (13)

shall be reduced by $6.25[(f'_c - 5000)/1000]$ percent for concrete strength in excess of 5000 psi. Corresponding reductions are therefore required for a/c from Eq. (14) and M_u/bd^2 from Eq. (15). These reductions also apply to all following equations where these terms are used.

Chart 1 is a universal design chart giving the ultimate bending moment for rectangular beams for all values of p , f'_c , and f_y .

RECTANGULAR BEAMS OR SLABS WITH COMPRESSION REINFORCEMENT

If enough tensile steel is supplied to develop the full compression strength the maximum moment permitted on a beam reinforced for compression is

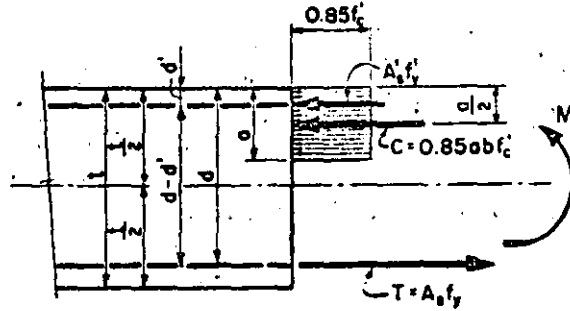


Fig. 2

obtained by adding the moment of the compression steel to that of the concrete compression stress block (Fig. 2).

$$\frac{M_u}{bd^2} = 0.306 f'_c + p' f'_y \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \dots \dots \dots (16)$$

The required ratio of tension reinforcement may be computed as

$$p = 0.4 \frac{f'_c}{f_y} + p' \frac{f'_y}{f_y} \dots \dots \dots (17)$$

The maximum ratio of tensile reinforcement shall be so limited that $(p - p')$ does not exceed the value given by Eq. (13).

Since this will usually require more tensile steel than can be readily placed in the beam, compression steel will not normally be used. However, it may be present for other reasons, such as providing continuity, providing for reversing moments, or reducing creep and deflections. It may also be necessary to compute the ultimate moment capacity governed by compression for the design of sections subject to combined bending and direct stress.

When the compressive reinforcement is placed in more than one layer it is distributed along all the faces, the bars between the compression face and $d/4$ from the compression face may be considered fully effective when the moment capacity is governed by the compression strength. The stress in those bars located between $d/4$ and $d/2$ from the compression face may be

ained to vary from zero at the center to f_v at the quarter point. The effective depth, d , is measured from the extreme compression fiber to the centroid of the tension forces in the tensile reinforcement. When the tension reinforcement also is placed in several layers or is distributed along all the faces, the resultant of the tension forces may be determined as described previously (160, ii).

When the strength of a beam is limited by the tension steel, it may be designed as if the compression steel were not present. However, if the compression steel is nearer the compression face than the center of the concrete compression stress block, the tensile steel required can be reduced by taking advantage of the longer lever arm by using the following formula.

$$\frac{M_u}{bd^2} = (p - p') \left(1 - \frac{(p - p')m}{2} \right) f_c + p' f_s \left(1 - \frac{d'}{d} \right) \dots \dots \dots (18)$$

Although Eq. (18) makes no deduction for the area of concrete displaced by the compression steel, the error involved is not significant.

This case can be solved also by subtracting the moment of the compressive steel from the total moment. The tension steel requirement will be that obtained from Eq. (16) or Chart 1 for this net moment plus an amount equal to the compressive reinforcement.

T-BEAMS

Since it will not usually be possible to place enough tensile steel in the stem of a T-beam to develop the full compressive strength of the flange, the object of a flange is principally to increase the lever arm of the internal resisting couple and reduce the amount of tension steel below that required for the beam without a flange (Fig. 3). The report of the ultimate strength

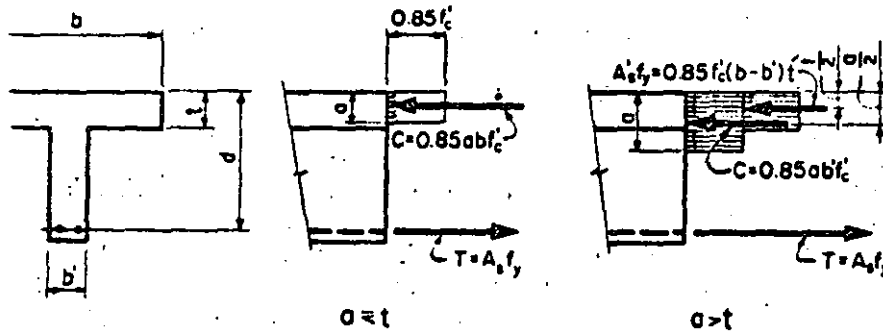


Fig. 3

ACI 318-63 limits the effective width of flange on either side of the stem to a maximum of six times the slab thickness.

If the depth of the concrete compression stress block is equal to or less than the slab thickness, that is $a = pmd \leq t$, the beam may be designed as a rectangular beam using Chart 1.

If the equivalent compression stress block extends into the stem below the bottom of the slab, the T-beam can be designed as a rectangular beam with compression reinforcement by considering the flanges as compression reinforcement, acting at the middepth of the slab with an equivalent compressive steel area equal to

$$A_s' = 0.85 f_c' (b - b') \frac{t}{f_y} = \frac{(b - b') t}{m} \dots \dots \dots (19)$$

CONCENTRICALLY LOADED SHORT COLUMNS

Controlled laboratory tests on concentrically loaded short columns have indicated that the maximum load capacity is given by

$$P_u = 0.85 f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y = 0.85 f_c' A_g + A_{st} f_y \dots \dots \dots (20)$$

However, in actual structures all members subject to axial load shall be designed for a minimum accidental eccentricity which may occur due to end conditions, inaccuracy of manufacture, or variation in materials even if the load is theoretically concentric. For spirally reinforced columns, the minimum eccentricity measured from the centroidal axis shall be taken as 0.05 times the total diameter of a round column section or 0.05 times the total thickness of a square section. For rectangular or square tied columns the minimum eccentricity along either of the main rectangular axes shall be taken separately as 0.10 times the least dimension of the section in the direction of the eccentricity.

Based on this requirement the maximum ultimate axial load capacity for symmetrically reinforced column sections is given below. These equations may be obtained from those given for combined bending and axial compressive load (p. 466 ff.).

Rectangular tied columns

$$P_u = \frac{2 A_s' f_c'}{0.2t + 1} + \frac{A_g f_c'}{\frac{0.3t^2}{d^2} + 1.18} \dots \dots \dots (21)$$

Square column, round core, spiral reinforcement

$$P_u = \frac{A_{st} f_y}{\frac{0.15 t}{d} + 1} + \frac{A_g f_c'}{\frac{0.6 t^2}{(t + 0.67d)^2} + 1.18} \dots \dots \dots (22)$$

Circular column, round core, spiral reinforcement

$$P_u = \frac{A_{st} f_y}{\frac{0.15D}{d} + 1} + \frac{A_g f_c'}{\frac{0.48 D^2}{(0.8D + 0.67d)^2} + 1.18} \dots \dots \dots (23)$$

The ultimate axial load capacity for the above three cases may be obtained also from Charts 2 and 3.

COMBINED BENDING AND COMPRESSIVE AXIAL LOAD

The ultimate strength of members under combined bending and axial load may be determined from the formulas of this section. When the ultimate thrust-moment strength is controlled by yield of the tension reinforcement (tension failure), the formulas are derived directly from the equations of equilibrium and the principles developed in sections on rectangular beams or slabs (see p. 460 ff. and p. 463 ff.).

When the strength is controlled by crushing of the concrete and yield of the compression reinforcement (compression failure), the formulas are based on a straight line relationship (Fig. 4) between the cases of pure axial load, ($M_u = P_u e' = 0, P_u = P_u$), and pure bending, ($M_u = M_u, P_u = 0$) as given by

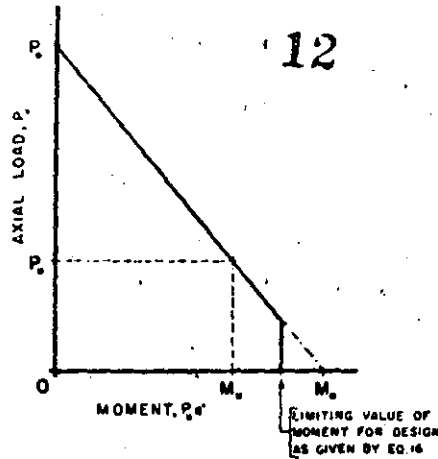


Fig. 4—Linear relationship between axial load and moment for compression failure

$$\frac{M_u}{M_u} = \frac{P_u - P_u}{P_u} \dots \dots \dots (24)$$

where M_u is the total moment about the plastic centroid of the section. This relationship is in good agreement with test results.

The plastic centroid is defined as the location of the resultant of the forces in the concrete and the reinforcing steel when they are stressed uniformly to $0.85 f_c'$ and f_s , respectively.

M_u is the moment capacity without thrust as controlled by compression assuming enough tensile steel to develop it in full. For a rectangular section this moment is given as

$$M_u = 0.333 b d^2 f_c' + A_s' f_s' (d - d') \dots \dots \dots (24a)$$

However, the maximum moment available for design purposes with low values of axial load is given by Eq. (16). For concrete strengths in excess of 5000 psi, the coefficient 0.333 is to be reduced in the same manner as the coefficient 0.06 in Eq. (15).

M_u may be defined in a similar manner for round sections and square sections with round cores.

Rectangular section (Fig. 5)

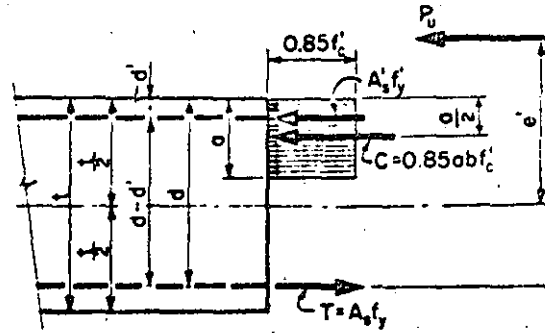


Fig. 5

Strength controlled by tension--When the ultimate load is controlled tension in the steel

$$P_u = 0.85f_c'bd \left\{ p'm' - pm + 1 - \frac{e}{d} + \sqrt{\left(1 - \frac{e}{d}\right)^2 + 2 \left[\frac{e}{d} (pm - p'm') + p'm' \left(1 - \frac{d'}{d}\right) \right]} \right\} \dots (25)$$

For symmetrical reinforcement this reduces to

$$P_u = 0.85f_c'bd \left\{ 1 - p - \frac{e}{d} + \sqrt{\left(1 - \frac{e}{d}\right)^2 + 2p \left[m' \left(1 - \frac{d'}{d}\right) + \frac{e}{d} \right]} \right\} \dots (26)$$

Charts 4-7 give ultimate strengths based on Eq. (26). With no compression reinforcement this further reduces to

$$P_u = 0.85f_c'bd \left\{ 1 - pm - \frac{e}{d} + \sqrt{\left(1 - \frac{e}{d}\right)^2 + 2 \frac{apm}{d}} \right\} \dots (27)$$

Strength controlled by compression--For symmetrically reinforced rectangular sections the following design formula is obtained where the strength is limited by compression

$$P_u = \frac{2A_s'f_c'}{2e' + 1} + \frac{bt'f_c'}{3te' + 1.18} \dots (28)$$

The solution of this formula is given also in Charts 4-7, except that deduction is made for the concrete displaced by the compression reinforcement. Where compression controls, allowance may be made by substituting p' for p in using the charts.

Square section, round core (Fig. 6)

Strength controlled by tension--For ultimate load producing tension failure

$$P_u = 0.85f_c' t^2 \left\{ \sqrt{\left(\frac{e'}{t} - 0.5\right)^2 + 0.67 \frac{d}{t} p_1 m} - \left(\frac{e'}{t} - 0.5\right) \right\} \dots (29)$$

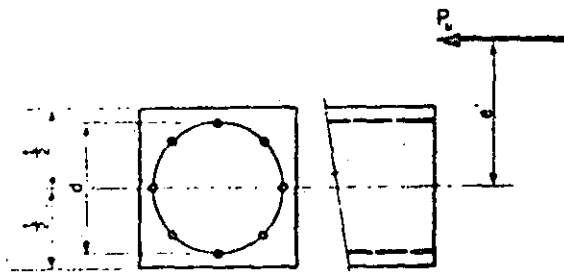


Fig. 6

Strength controlled by compression—For a square section with spiral reinforcement, the ultimate load producing a compression failure is:

$$P_u = \frac{A_{st}f_s'}{\frac{3e'}{d} + 1} + \frac{A_c f_c'}{\frac{12.0te'}{(t + 0.67d)^2} + 1.18} \dots\dots\dots (30)$$

The solution of Eq. (29) and (30) is given on Charts 8-11. Where compression controls, p,m' may be substituted for p,m to make a deduction for concrete displaced by compression reinforcement.

ircular section, round core (Fig. 7)

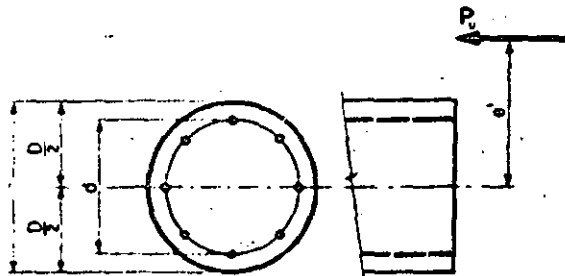


Fig. 7

Strength controlled by tension—For a round column with a round core, the ultimate load producing a tension failure is

$$P_u = 0.85f_c' D^3 \left\{ \sqrt{\left(\frac{0.85e'}{D} - 0.38\right)^2 + \frac{dp,m}{2.5D}} - \left(\frac{0.85e'}{D} - 0.38\right) \right\} \dots\dots\dots (31)$$

Strength controlled by compression—The ultimate load producing a compression failure is given by

$$P_u = \frac{A_{st}f_s'}{\frac{3e'}{d} + 1} + \frac{A_c f_c'}{\frac{9.6De'}{(0.8D + 0.67d)^2} + 1.18} \dots\dots\dots (32)$$

Charts 12-15 give the ultimate strength of round columns with round cores. Where compression controls, p,m' may be substituted for p,m to make a deduction for concrete displaced by compression reinforcement.

15
Axial load with bending about both axes

The case of combined axial load and bending about both axes can be solved by using a uniform stress of $0.85f_c'$ over the entire compression block (Fig.

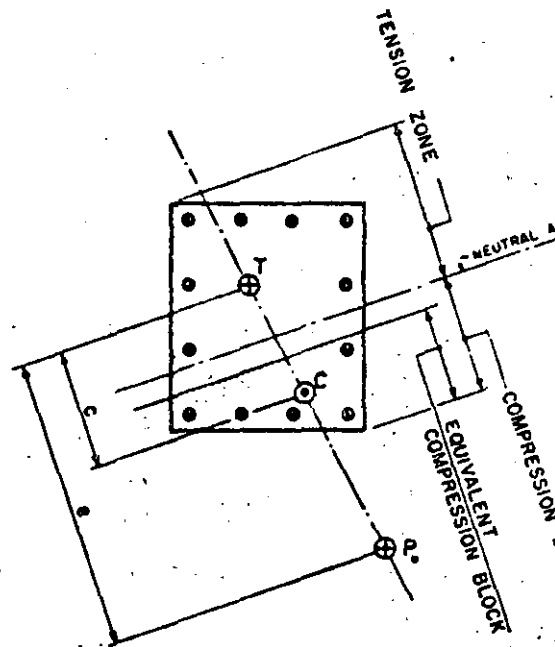


Fig. 8—Rectangular section with axial load plus bending about both axes

The solution must satisfy the following conditions:

1. The resultant of the tensile forces in the steel, T ; the resultant of the compression forces in the compression steel and concrete, C ; and the applied load, P_u , must all lie in the same plane.
2. The forces in the vertical direction must be in equilibrium, $P_u = C - T$.
3. The moments in the plane of the resultant forces must be in equilibrium, $P_u e = Cc$ or $Tc = P_u (e - c)$.

For non-rectangular sections and to check whether compression governs it is desirable to check the solution by using a maximum allowable strain $\epsilon = 0.003$, for the concrete in compression and assuming a linear strain distribution along a line perpendicular to the neutral axis.

The problem of unsymmetrical bending without axial load may be solved in a similar manner by making the planes of the resisting moment and the applied moment coincident.

COMBINED BENDING AND TENSILE AXIAL LOAD

The ultimate strength of members under combined bending and axial tension may be determined from the equations given below. When the resultant falls within the depth of the section, the entire section will be under tension; these formulas do not hold, and tension reinforcement must be provided on both faces.

rectangular section (Fig. 9)

Strength controlled by tension—With no compression reinforcement the ultimate load may be expressed as

$$P_u = 0.85f_c'bd \left\{ pm - 1 - \frac{e}{d} + \sqrt{\left(1 + \frac{e}{d}\right)^2 - 2\left(\frac{e}{d}\right)pm} \right\} \dots (33)$$

With compression reinforcement and $A_s f_y - A_s' f_y' > P_u$ the ultimate load may be expressed as

$$P_u = 0.85f_c'bd \left\{ pm - p'm' - 1 - \frac{e}{d} + \sqrt{\left(1 + \frac{e}{d}\right)^2 - 2\left[\frac{e}{d}(pm - p'm') - p'm\left(1 - \frac{d'}{d}\right)\right]} \right\} \dots (34)$$

The depth of the compression block is given by

$$a = \frac{A_s f_y - A_s' f_y' - P_u}{0.85f_c' b} \dots (35)$$

If $a \leq d'$ compressive reinforcement is not required and Eq. (33) should be used.

When $A_s f_y - A_s' f_y' \leq P_u$ the ultimate load is given by

$$P_u = \frac{A_s f_y}{\frac{e}{d-d'} + 1} \dots (36)$$

Strength controlled by compression—When the ultimate load capacity is controlled by compression

$$P_u = \frac{1}{e} \left[A_s' f_y' (d - d') + 0.306f_c' b d^2 \right] \dots (37)$$

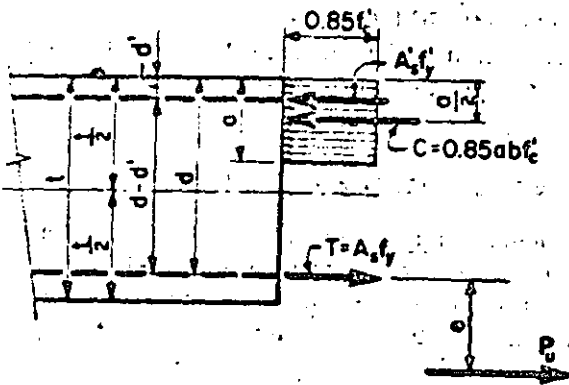


Fig. 9

17 SLENDER COMPRESSION MEMBERS

When the unsupported length, l , of an axially or eccentrically loaded compression member is greater than 15 times its least lateral dimension, its maximum axial load can be determined by one of the following methods:

1. $P_u' = P_u (1.6 - 0.04/l)$ (38)

where P_u is the ultimate direct load capacity of the column cross section as obtained from the formulas for concentrically and eccentrically loaded short columns and combined bending and axial compressive load or from Charts 2-15.

2. A stability determination for P_u' may be made with an equivalent reduced modulus of elasticity used for sustained loads, such as the method recommended in the report of ACI Committee 312, "Plain and Reinforced Concrete Arches," ACI JOURNAL, May 1951, Proc. V, 47, p. 681.

Although Eq. (38) is substantially less restrictive than previous ACI requirements, it is approximately the same as that given by the current British specification for Ultimate Strength Design and more conservative than other foreign codes. The formula is largely empirical in nature and is derived from the same test data used in developing the previous requirements. Research is now under way to develop more rational methods for nominal straight columns.

Because the present formula is empirical and is based on a limited number of tests on straight columns only, the designer is allowed to compute the capacity of slender members by suitable stability analyses. One acceptable method is that referred to in paragraph 2 above. By this method which was developed for slender arches, the deflections due to the primary end rotation and displacements and the applied loading are computed. The effect of the deflections in modifying the primary moments is computed by successive approximations, giving due consideration to elastic or plastic end restraint. In order for the member to be stable, the successive approximations must be convergent. Also, the final thrusts and moments consistent with the stable deflected shape found from this analysis must not exceed the ultimate thrust moment capacity at any section of the member.

For columns, a similar method is given in "Numerical Procedure for Computing Deflections, Moments and Buckling Loads," by N. M. Newman *Transactions, ASCE, V. 108, 1943*. Often the final moments including the effect of axial load can be computed analytically with sufficient accuracy for design purposes by the general methods available for beam-columns. In such cases a reasonable initial eccentricity should be assumed to allow for construction inaccuracies.

SHEAR AND BOND

Under the heading "Shear and Bond" the joint ultimate strength committee report² states: "Because of the studies and experimental investigations now under way for the joint ACI-ASCE committee on shear and diagonal tension and for the ACI committee on bond stress, no tentative recomme-

regarding the ultimate strength of reinforced concrete members in these two items are proposed at this time." In the absence of code provisions the writers present the following recommendation based on their personal appraisal of the latest investigations.

For consistency with the flexural calculations, design for shear and bond should be based on the same load factors used for the computation of thrust and moment. The allowable stresses for shear and bond shall then be multiplied by the same value of K^* used for the flexural design.

Shear (diagonal tension)

In using the ultimate strength method of design, the primary objective is to maintain the integrity of the member up to the breaking load. This means that the full flexural strength of the critical sections as controlled by the principal reinforcing should be developed before failure occurs in bond or shear. This permits the formation of plastic hinges and the readjustment of moments in continuous beams and frames before reaching ultimate load. It would obviously be unsatisfactory design if sufficient web reinforcement is not provided to permit full utilization of the longitudinal steel.

Since the ultimate strength method involves the use of higher stresses in longitudinal reinforcing than permitted by the standard "straight line" method, careful consideration must be given to details of design to obtain maximum benefit. One of the inherent advantages of the ultimate strength method is that it permits the use of tougher and more flexible members resulting in a reduction of volume change forces. However, observations in both field and laboratory have proven that volume changes in the concrete, due principally to shrinkage and temperature changes, can have serious and unpredicted effects on the diagonal tension strength by producing initial tensions and cracking in the unloaded members. It is important that careful consideration be given to the effect of longitudinal tension due to restraint of columns in continuous frames and that the longitudinal and shear reinforcement be made adequate to resist the resultant forces.

If the longitudinal tension can be estimated, its component should be considered together with the shear stress for the design of web reinforcement.

For the design of web reinforcement, the writers suggest that Chapter 8 of the ACI Building Code (ACI 318-56), be used with the following modification.

It is recommended that the following be added to Section 801 (d):

"Web reinforcement shall be provided from the support to a point beyond the extreme position of the point of inflection a distance equal to either 1/16 of the clear span or the depth of the member, whichever is greater even though the shearing unit stress does not exceed v_c . Web reinforcement shall be provided at every section in which negative reinforcement is required. Where required by this paragraph, the amount of

*See Load Factors, p. 459.

web reinforcement at each section shall be the maximum required by any one of the following:

1. Sufficient to carry 2/3 of the total shear where the unit stress exceeds v_c .
2. Sufficient to carry 2/3 of the total shear existing at the point of inflection, that is the ratio of web reinforcement required at the point of inflection will be maintained back to the support.
3. Not less than 0.15 percent of the area computed as the product of the width of member at middepth and the horizontal spacing of the web reinforcement."

This addition is not intended to apply to small T-beams forming part of a joist floor construction. The use of bent-up bars for diagonal reinforcement is desirable and should be used where practical.

Bond

Deformed bars (ASTM A 305) are very efficient in developing bond reducing the width of tension cracks as long as longitudinal splitting of concrete along the bar is prevented. It is therefore important that lateral ties be provided to prevent such splitting especially where bond stresses are high.

Since it is recognized that compressive steel may work at yield point stress it is also important that lateral ties be provided to prevent buckling of compression steel.

It is therefore recommended that lateral reinforcement be provided in the form of stirrups or ties, wherever reinforcing bars are present on both the tension and compression surfaces of a member, where there is compression steel, or where substantial bond stress may exist. These ties or stirrups should fully enclose the longitudinal reinforcing unless adequate restraint is provided by a concrete slab, as at the top of a T-beam.

The writers further recommend that the provisions of the ACI Building Code (ACI 318-56), Chapter 9, be followed with the following addition to Section 902 (b):

"Not less than one-half of the area of the positive reinforcement shall extend toward the support far enough to lap with not less than one-third of the total area of the negative reinforcement on the opposite face for a distance not less than the depth of the beam."

Even though the positive and negative steel are on the opposite sides of the member, this lap will help to resist longitudinal tension due to volume changes. The web reinforcement recommended above will tie the positive and negative steel together and resist stripping of the main reinforcement where transverse cracks develop.

DEFLECTIONS

Undesirable deflections which have occurred in some structures designed by the straight-line method are not due to the method of design nor, in some cases, to stress conditions caused by dead or live load. The ultimate strength method of design will encourage the use of more slender members with steel working at higher stresses, thus increasing flexibility, and making care

Consideration of deflections more important than ever before. Because of the variety of conditions which affect the problem, such as end restraint, continuity, type of construction, loading, and occupancy, it is not possible to give simple rules for proportioning concrete members to prevent excessive deflections.⁵

Deflections due to load may be substantially increased by unsymmetrical shrinkage of the concrete. The strain in concrete due to shrinkage may equal that due to a compression stress of 1000 psi. Since this strain may correspond to a stress of approximately 10,000 psi in the steel, an appreciable curvature may be caused in a beam which is unsymmetrically reinforced. Differential shrinkage may also be caused shortly after the concrete is placed by the different rates of loss of the heat of hydration in thin and thick sections. Curvature may be magnified by the more rapid shrinkage in a thin slab as compared with the more massive beams. Shrinkage deflections usually stabilize after the first year or two of the life of a structure.

Shrinkage deflections can be reduced by the use of:

1. Types of structure which do not have excessively shallow members and thin sections
2. Symmetrical reinforcement
3. Continuous restrained members
4. Concrete mix without excessive amounts of either water or very fine material in aggregate
5. Proper curing of concrete

Reasonably close estimates of deflections due to loading under working conditions can be made by use of the elastic theory.⁶ A quick estimate on the other side can be made by using the gross moment of inertia of the concrete section, neglecting cracking and steel area, using a value of E_c of 1,000,000 psi or 750,000 psi for permanent load to allow for plastic flow as compared with 4,000,000 psi or 3,000,000 psi for temporary live loads. The use of compression reinforcement has been found to be very effective in reducing deflections under permanent load.^{7,8} Where compression steel is present the deflection may be estimated by using the uncracked transformed section including the effect of the compression steel with $E_s = 30,000,000$ psi.

The amount of deflection which can be safely allowed in any particular case requires consideration of the special conditions which control in that case. What might be perfectly satisfactory in the case of a long open span might be very objectionable under partitions or over windows. Usually members of minimum depth with the maximum amounts of reinforcement are not economical and should be used only where additional rigidity is not required. However, it should not be inferred that flexibility is necessarily objectionable if kept within proper limits.

ACKNOWLEDGMENTS

Acknowledgment is made to Leo H. Corning, Thor Germundsson, Alfred L. Arnie, Raymond C. Reese, Robert H. Hopwood, Paul F. Rice, and Edward B.

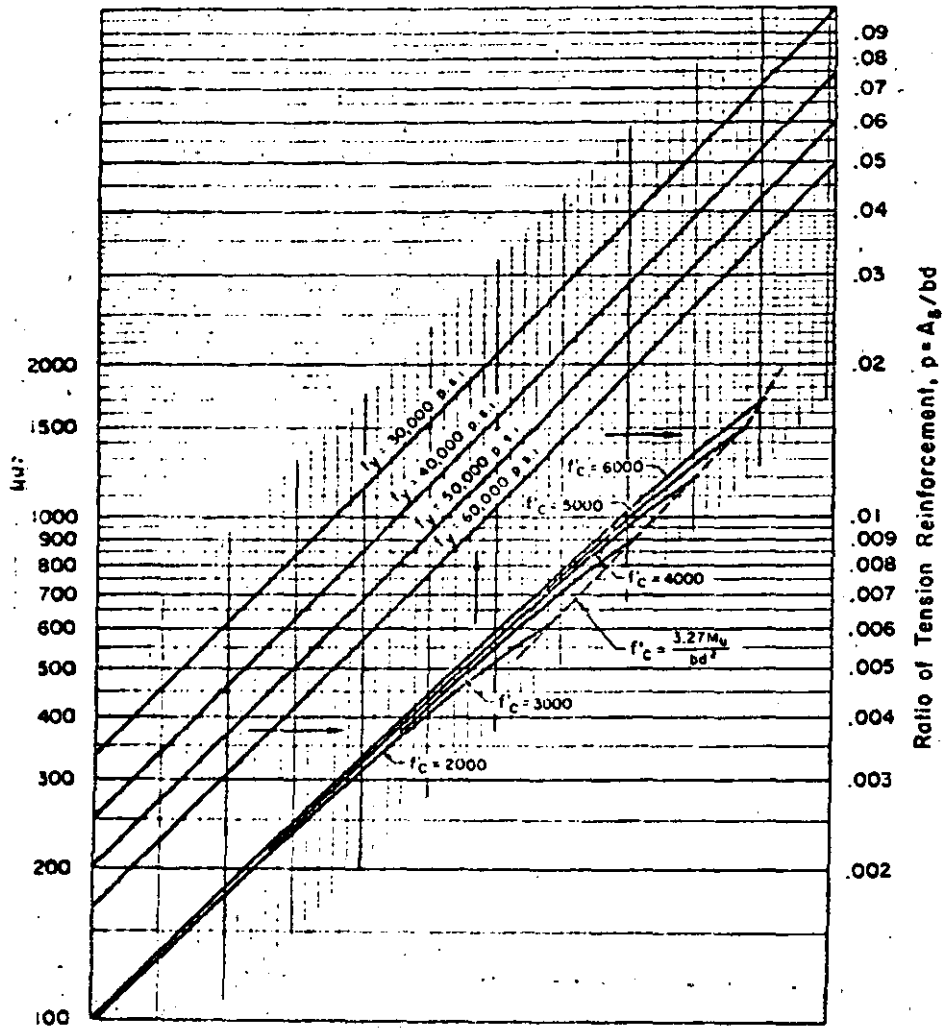
Laing for their advice during the preparation of the material and to the staff of the Special Structures Section of Ammann & Whitney for their assistance in preparing the design charts and checking the manuscript.

REFERENCES

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-56)," *ACI JOURNAL*, May 1956, *Proc. V. 52*, pp. 913-986.
2. "Report of ASCE-ACI Joint Committee on Ultimate Strength Design," *Proceedings ASCE*, V. 81, Paper No. 809, Oct. 1955; *ACI JOURNAL*, Jan. 1956, *Proc. V. 52*, pp. 505-524.
3. Whitney, C. S., Anderson, B. G., and Cohen, E., "Design of Blast Resistant Construction for Atomic Explosions," *ACI JOURNAL*, Mar. 1955, *Proc. V. 51*, pp. 589-684.
4. ACI Committee 214, "Evaluation of Compression Test Results of Field Concrete," *ACI JOURNAL*, Nov. 1955, *Proc. V. 52*, pp. 241-258.
5. Whitney, Charles S., "Plastic Theory of Reinforced Concrete Design," *Transactions ASCE*, V. 107, 1942, p. 251; *Proceedings*, Dec. 1940.
6. "Deflection of Reinforced Concrete Members," *Publication No. ST70*, Portland Cement Association, Chicago, 1947.
7. Washa, G. W., and Fluck, P. G., "Effect of Compressive Reinforcement on the Plastic Flow of Reinforced Concrete Beams," *ACI JOURNAL*, Oct. 1952, *Proc. V. 49*, pp. 89-108.
8. Washa, G. W., and Fluck, P. G., "Plastic Flow (Creep) of Reinforced Concrete Continuous Beams," *ACI JOURNAL*, Jan. 1956, *Proc. V. 52*, pp. 549-562.

For such discussion of this paper as may develop please see June 1957 JOURNAL.

Enlargements of the following design charts (approximately 12x12 in.) are available in sets only at \$2.00 per set of 15 charts. Order from ACI headquarters.



Part 1—Moment capacity of rectangular sections without compression reinforcement

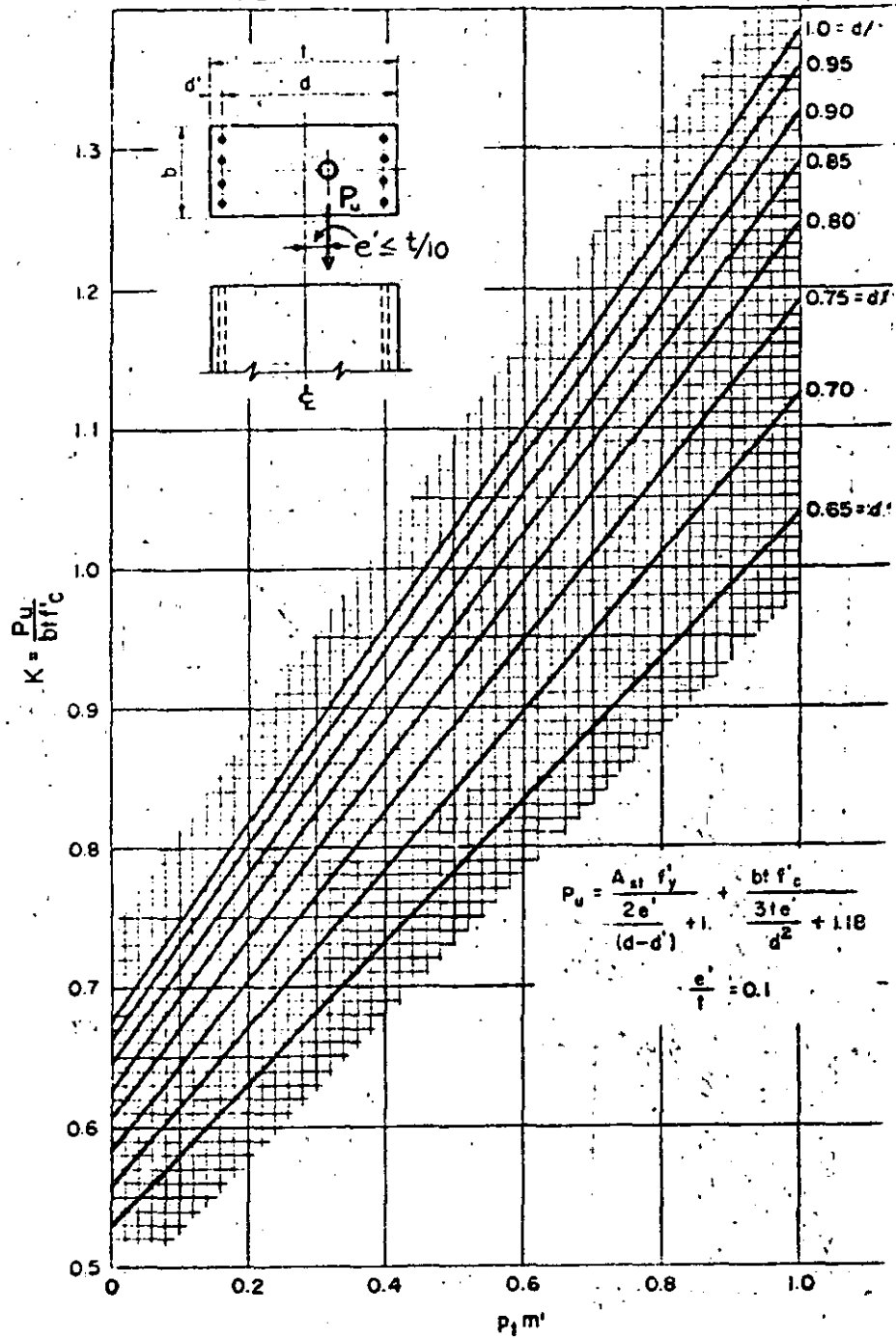
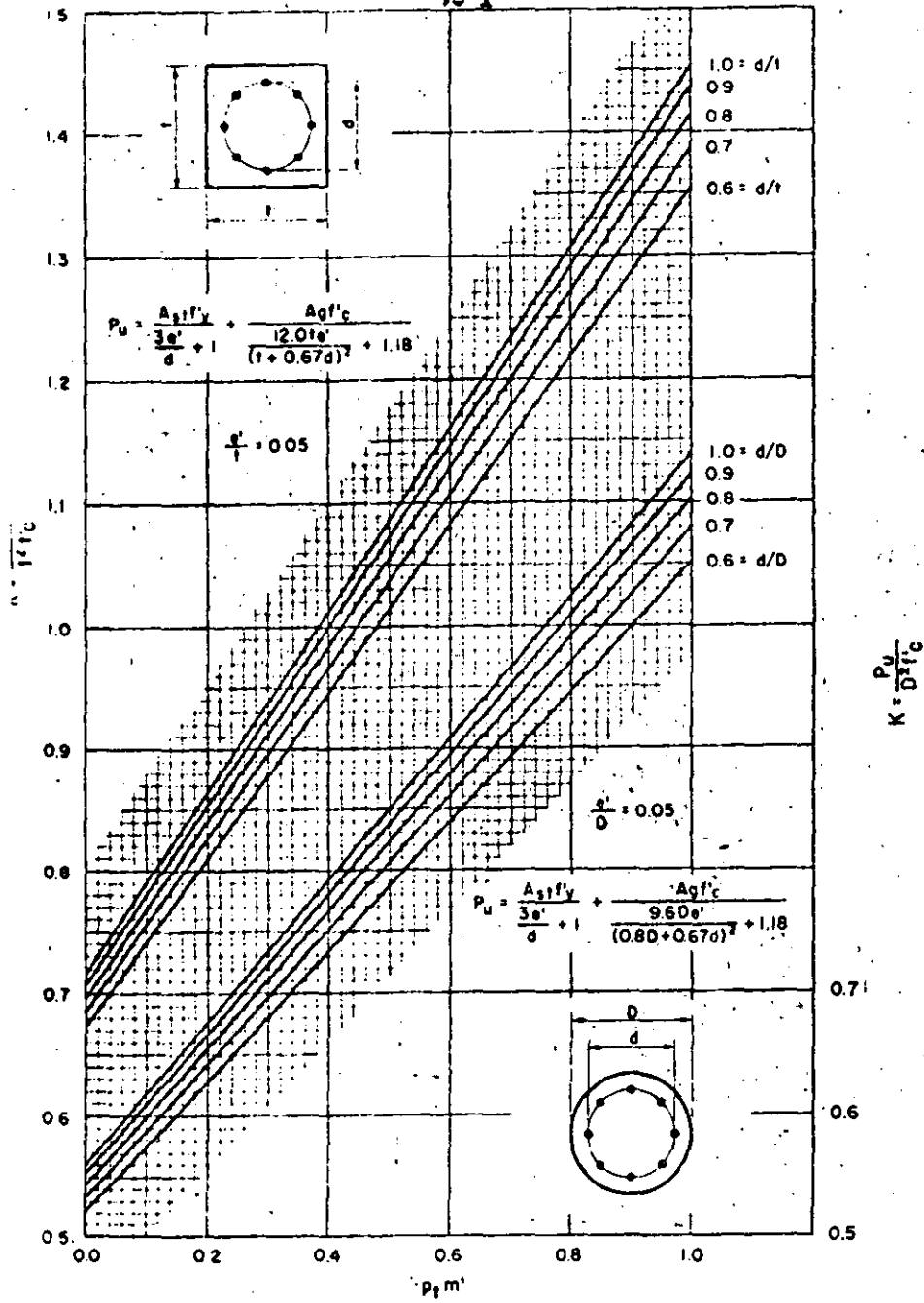


Chart 2—Direct load capacity of rectangular sections with symmetrical reinforcement for eccentricities less than or equal to $t/10$



Part 3—Direct load capacity of square sections with spiral reinforcement and circular sections with spiral reinforcement for eccentricities less than or equal to $t/20$.
 * A_g should read A_s .

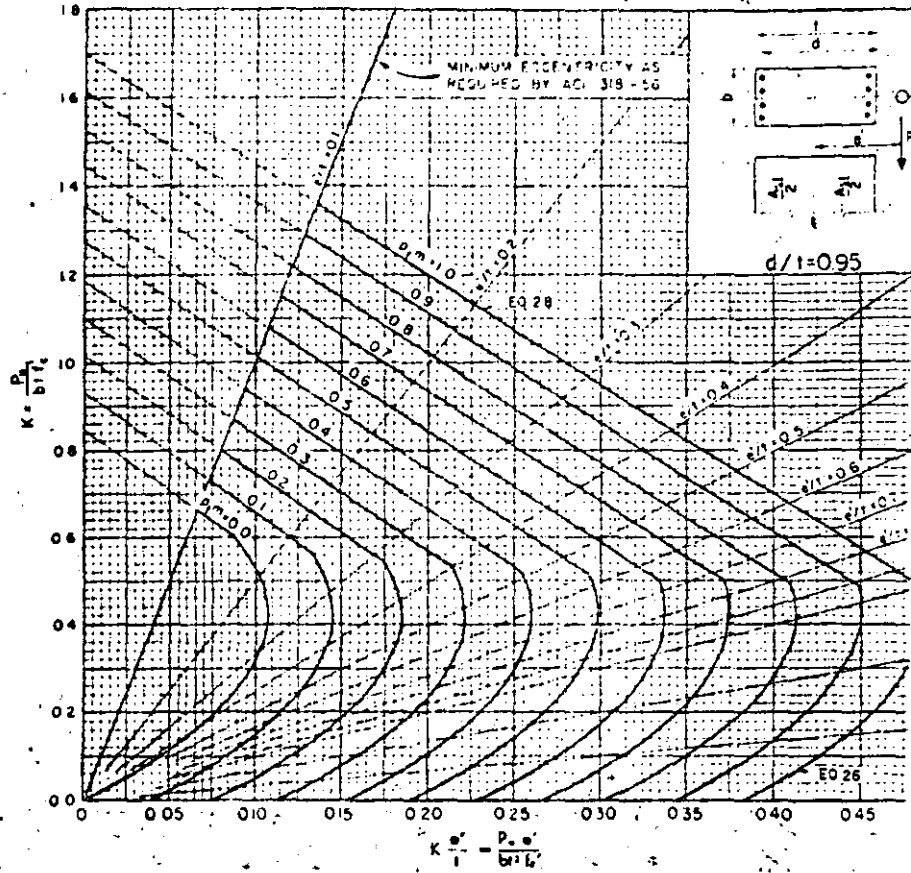
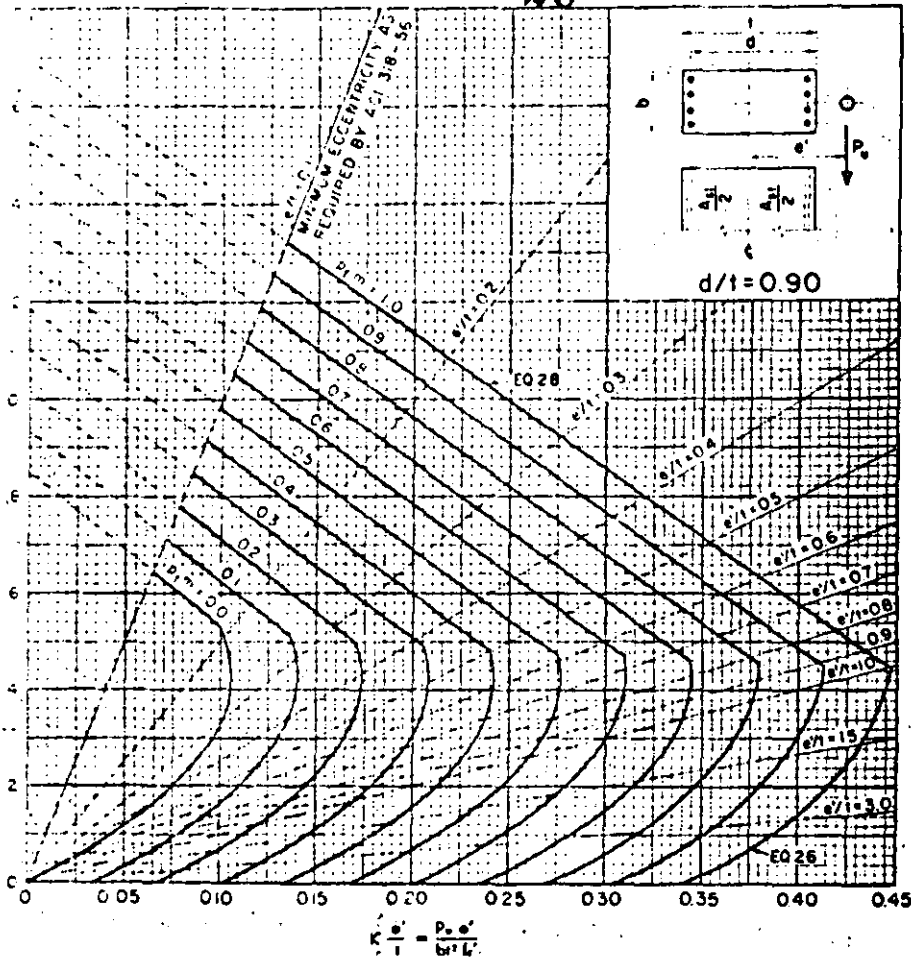


Chart 4—Bending and axial load— $d/t = 0.95$, rectangular sections with symmetric reinforcement

Eq. (26)

$$P_u = 0.85 f'_c b d \left\{ 1 - p - \frac{e}{d} + \sqrt{\left(1 - \frac{e}{d}\right)^2 + 2p \left[m' \left(1 - \frac{d'}{d}\right) + \dots}\right. \right.$$

$$\text{Eq. (28) } P_u = \frac{2A_s' f_y'}{(d - d') + 1} + \frac{b t f'}{d^2} + 1.18$$



rt-5—Bending and axial load— $d/t = 0.90$, rectangular sections with symmetrical reinforcement

(26)

$$P_u = 0.85 f_c' b d \left\{ 1 - p - \frac{e}{d} + \sqrt{\left(1 - \frac{e}{d}\right)^2 + 2p \left[m' \left(1 - \frac{d'}{d}\right) + \frac{e}{d} \right]} \right\}$$

(28)

$$P_u = \frac{2A_s f_s'}{2e' + 1} + \frac{b t f_c'}{d^2 + 1.18}$$

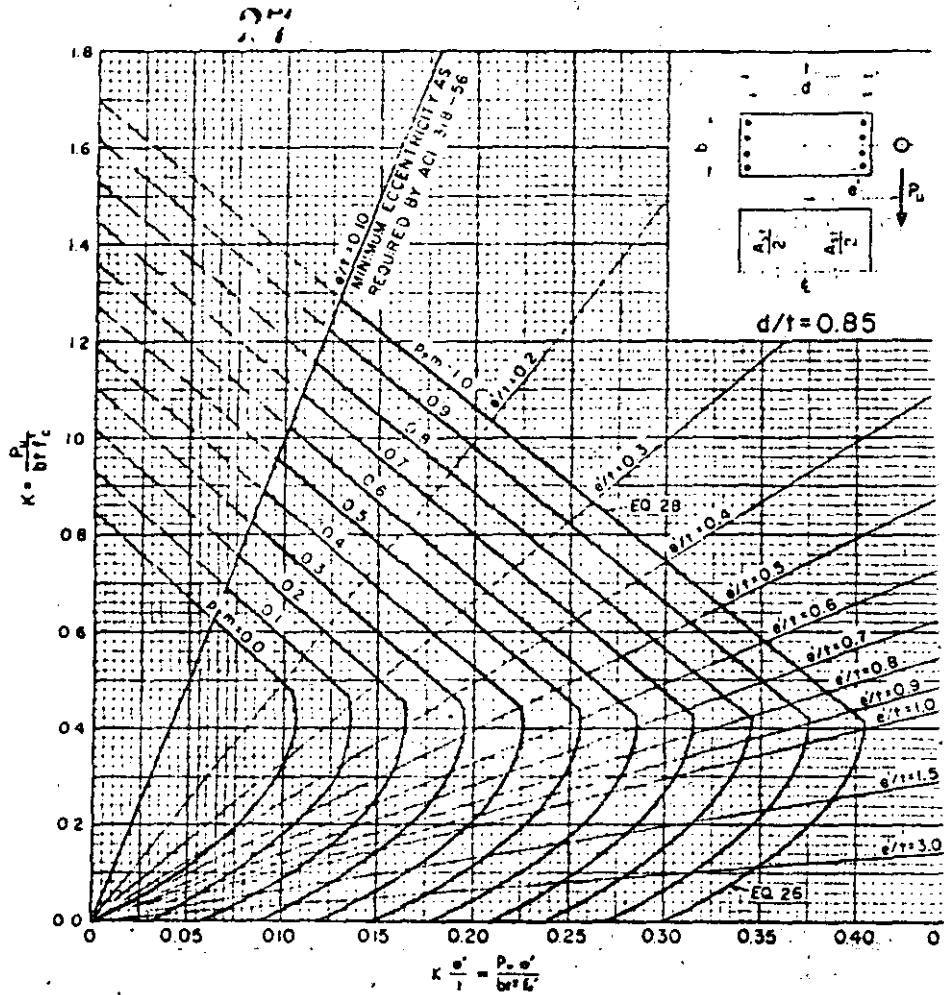


Chart 6—Bending and axial load— $d/t = 0.85$, rectangular sections with symmetric reinforcement

Eq. (26)

$$P_u = 0.85 f_c' b d \left\{ 1 - p - \frac{e}{d} + \sqrt{\left(1 - \frac{e}{d}\right)^2 + 2p \left[m' \left(1 - \frac{d'}{d}\right) + \frac{e}{d} \right]} \right\}$$

Eq. (28)

$$P_u = \frac{2A_s f_y'}{2e' + (d - d')} + \frac{b t f_c'}{d^2 + 1.18}$$

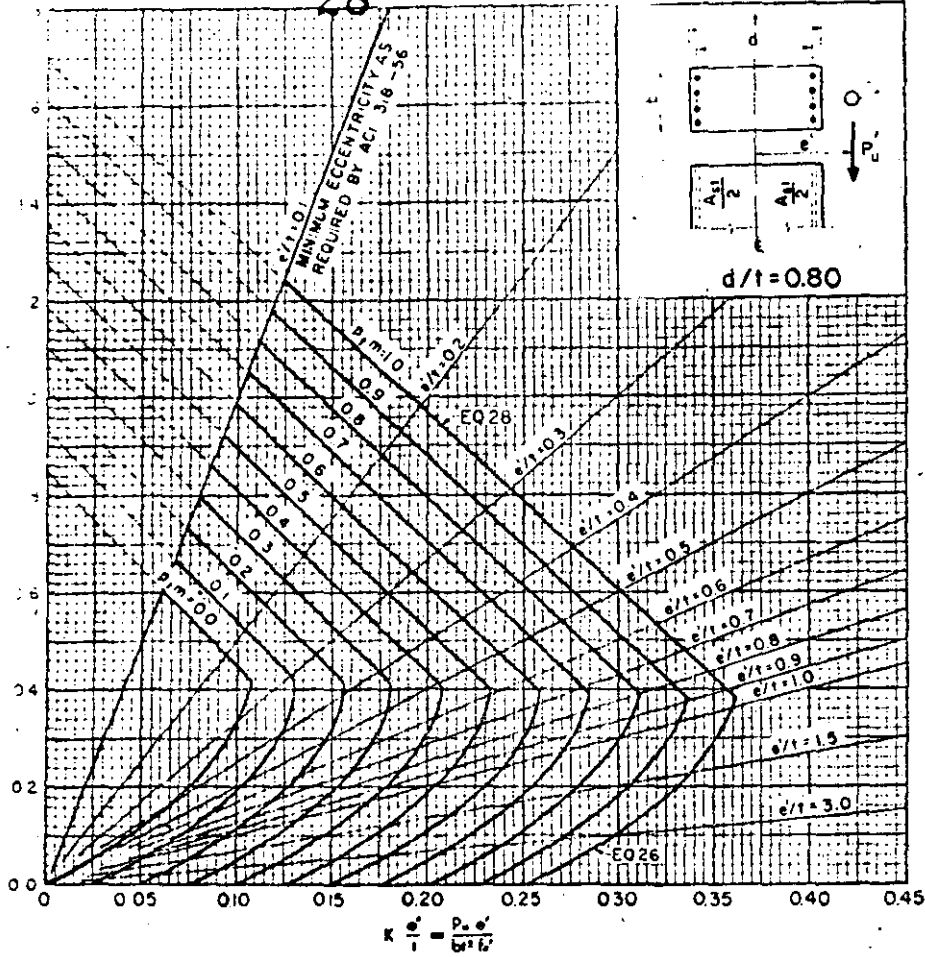


Fig. 7—Bending and axial load— $d/t = 0.80$, rectangular sections with symmetrical reinforcement

Eq. (26)

$$P_u = 0.85 f_c' b d \left\{ 1 - p - \frac{e}{d} + \sqrt{\left(1 - \frac{e}{d}\right)^2 + 2p \left[m' \left(1 - \frac{d'}{d}\right) + \frac{e}{d} \right]} \right\}$$

$$(28) \quad P_u = \frac{2A_s f_y'}{\left(\frac{d}{d'} - 1\right) + 1} + \frac{b t f_c'}{\frac{3t e'}{d^2} + 1.18}$$

* In sectional drawing right arrow for dimension d should extend to outside line as in Charts 4-6

ULTIMATE STRENGTH DESIGN

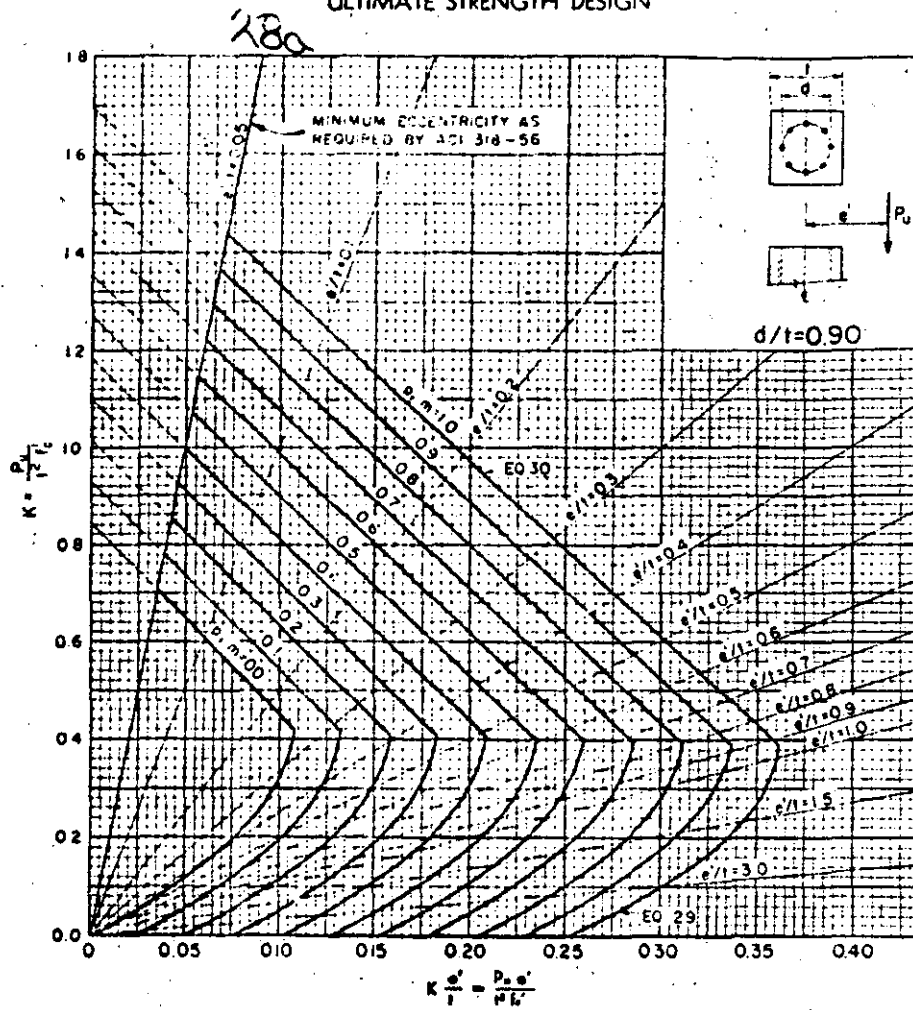


Chart 8—Bending and axial load— $d/t = 0.90$, square sections with spiral reinforcement

$$Eq. (29) \quad P_u = 0.85t^2 f'_c \left\{ \sqrt{\left(\frac{e'}{t} - 0.5\right)^2 + 0.67 \frac{d}{t} p_t m} - \left(\frac{e'}{t} - 0.5\right) \right.$$

$$Eq. (30) \quad P_u = \frac{A_s f'_y}{\frac{3e'}{d} + 1} + \frac{A_s f'_c}{\frac{12.0t e'}{(t + 0.67d)} + 1.18}$$

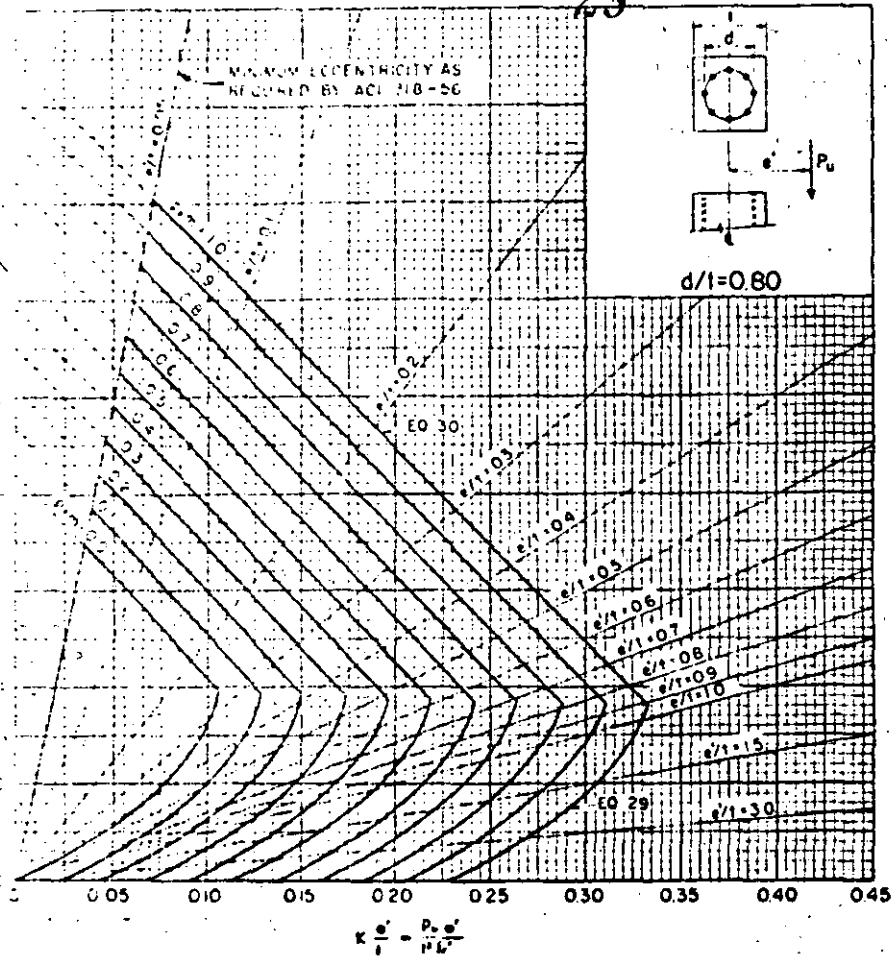


Fig. 9—Bending and axial load— $d/t = 0.80$, square sections with spiral reinforcement

Eq. (29)
$$P_u = 0.85t^2 f'_c \left\{ \sqrt{\left(\frac{e'}{t} - 0.5\right)^2 + 0.67 \frac{d}{t} \rho_s m} - \left(\frac{e'}{t} - 0.5\right) \right\}$$

Eq. (30)
$$P_u = \frac{A_s f'_s}{\frac{3e'}{d} + 1} + \frac{A_s f'_c}{(t + 0.67d)^2 + 1.18}$$

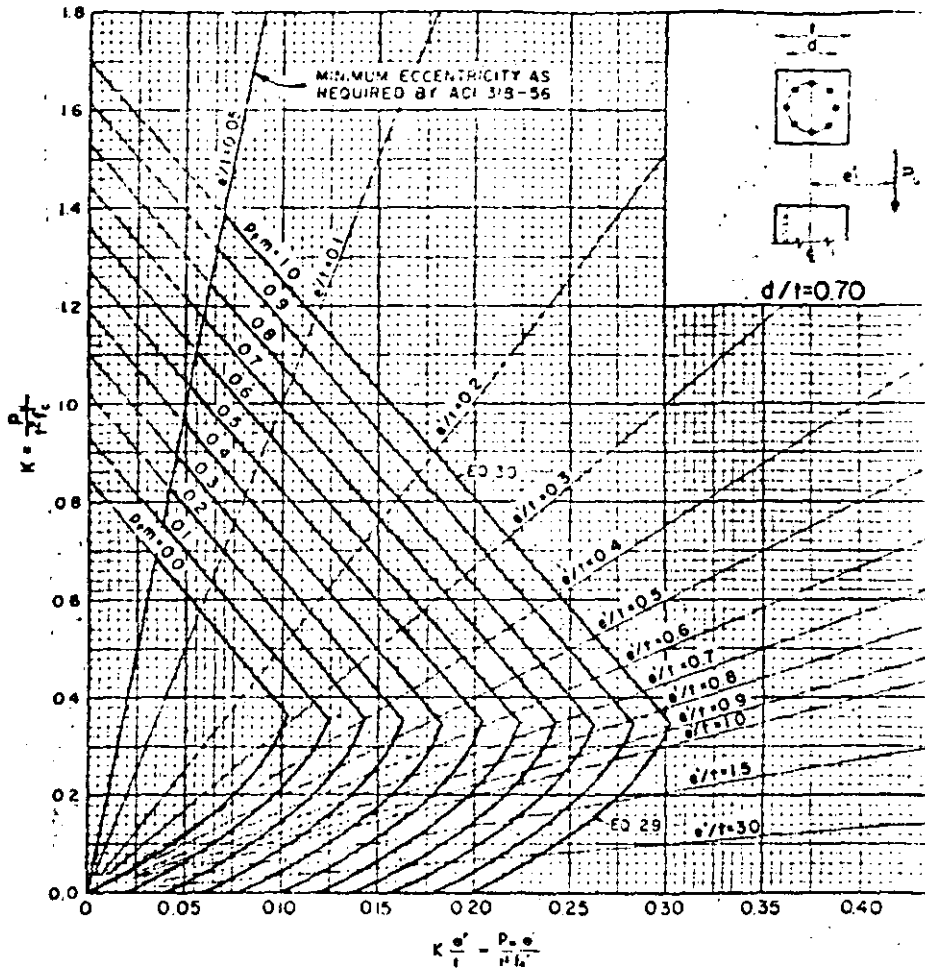


Chart 10—Bending and axial load— $d/t = 0.70$, square sections with spiral reinforcement

$$Eq. (29) \quad P_u = 0.85t' f'_c \left[\sqrt{\left(\frac{e'}{t} - 0.5\right)^2 + 0.67 \frac{d}{t} p_t m} - \left(\frac{e'}{t} - 0.5\right) \right]$$

$$Eq. (30) \quad P_u = \frac{A_s f'_s}{\frac{3e'}{d} + 1} + \frac{A_s f'_c}{\frac{12.0t e'}{(t + 0.67d)} + 1.18}$$

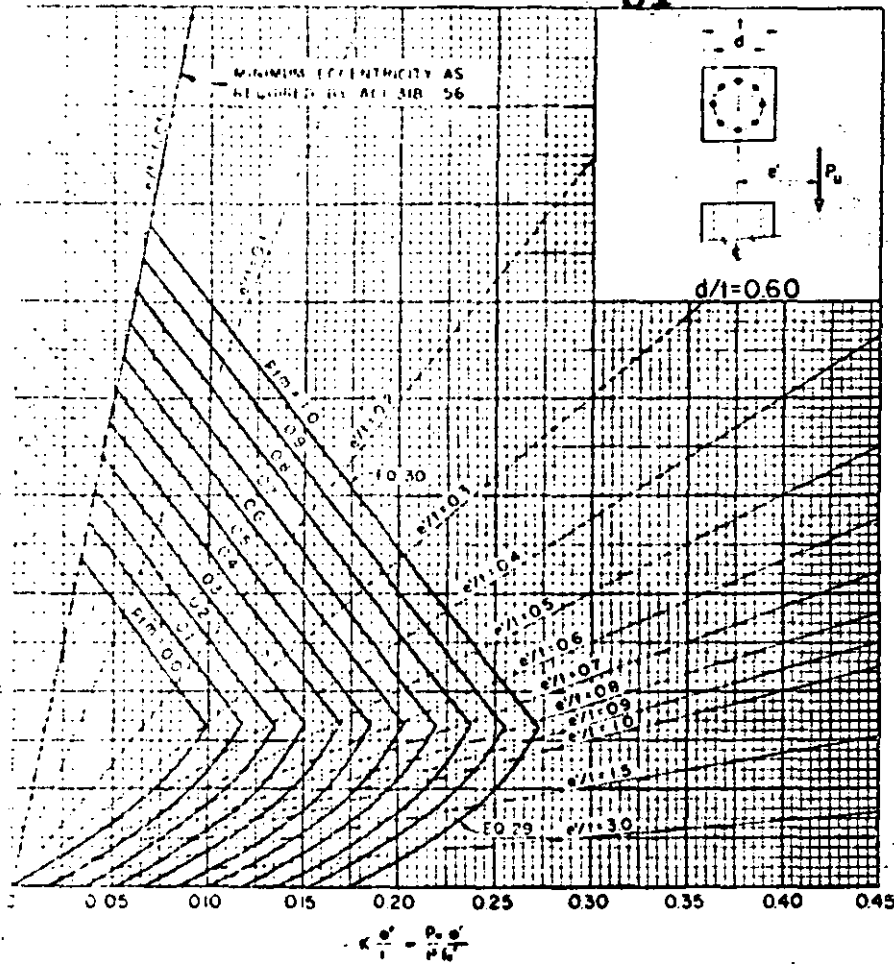


Fig. 11—Bending and axial load— $d/t = 0.60$, square sections with spiral reinforcement

$$Eq. (29) \quad P_u = 0.85t^2 f'_c \left\{ \sqrt{\left(\frac{e'}{t} - 0.5\right)^2 + 0.67 \frac{d}{t} p_1 m} - \left(\frac{e'}{t} - 0.5\right) \right\}$$

$$Eq. (30) \quad P_u = \frac{A_s f'_s}{\frac{3e'}{d} + 1} + \frac{A_g f'_c}{\frac{12.0t e'}{(t + 0.67d)^2} + 1.18}$$

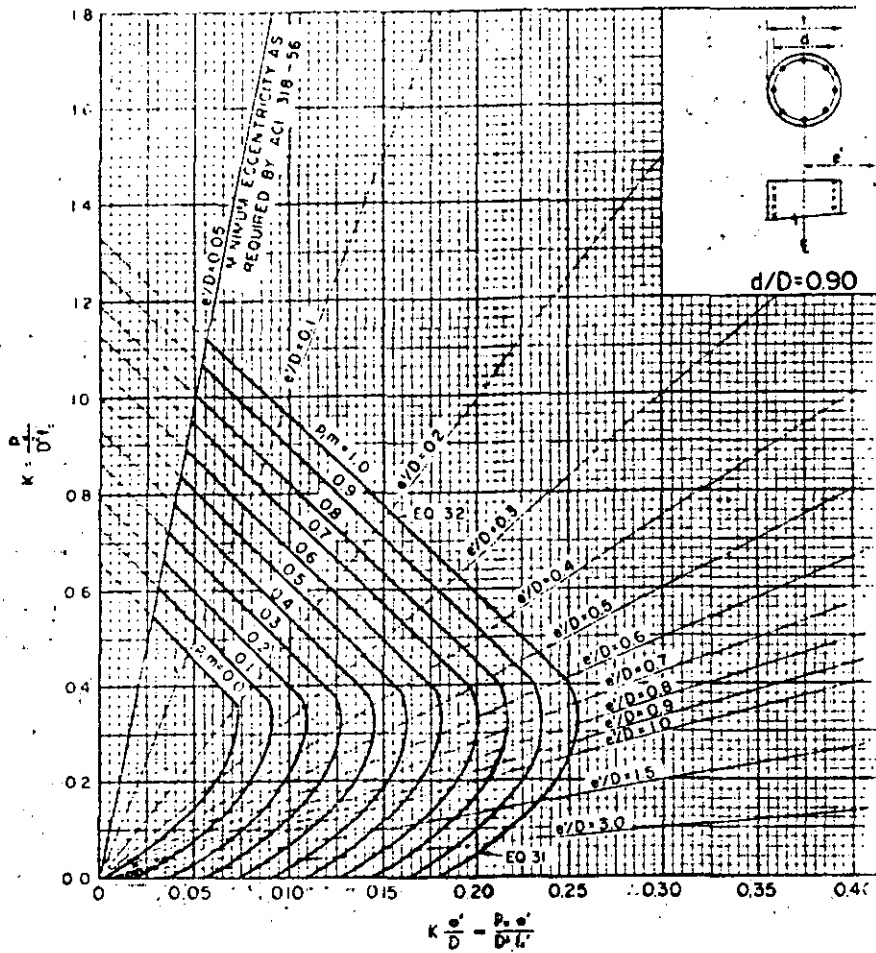


Chart 12—Bending and axial load— $d/D = 0.90$, circular sections with spiral reinforcement

Eq. (31)

$$P_u = 0.85D^2 f_c' \left\{ \sqrt{\left(\frac{0.85e'}{D} - 0.38\right)^2 + \frac{dp/m}{2.5D}} - \left(\frac{0.85e'}{D} - 0.38\right) \right\}$$

Eq. (32)

$$P_u = \frac{A_s f_y'}{\frac{3e'}{d} + 1} + \frac{A_c f_c'}{(0.8D + 0.67d)^2 + 1.18}$$

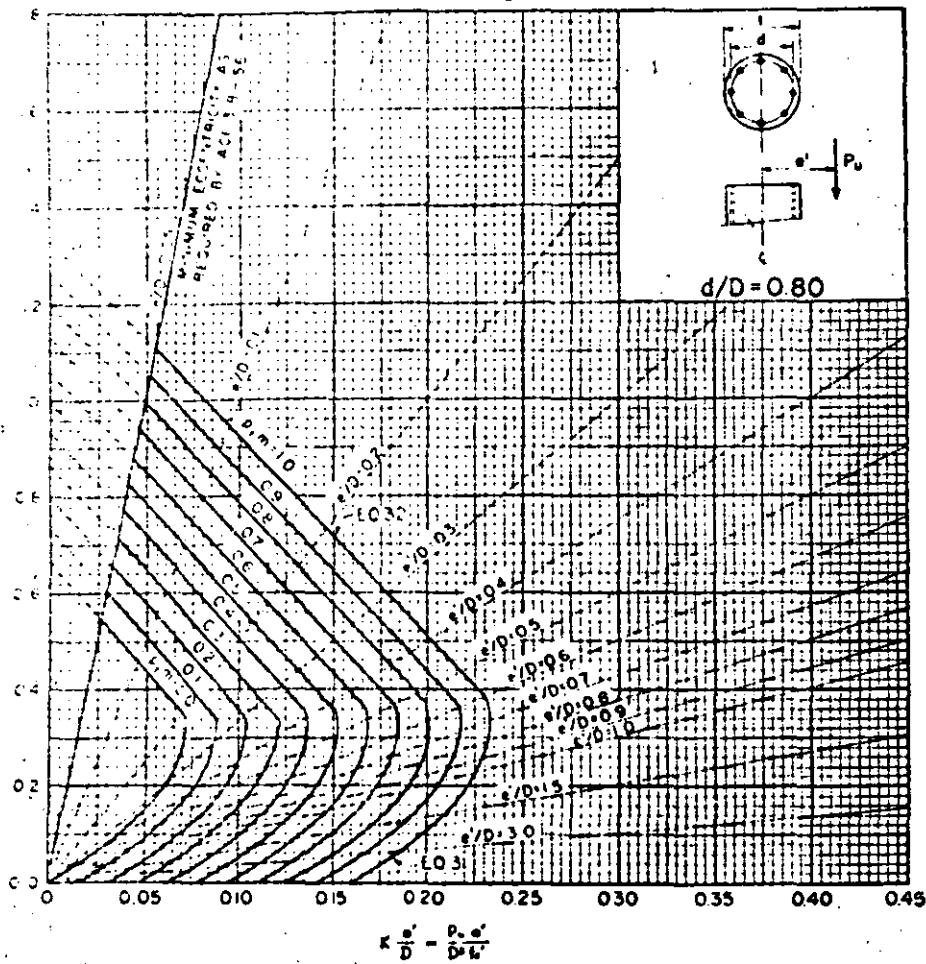


Chart 13—Bending and axial load— $d/D = 0.80$, circular sections with spiral reinforcement

7. (31)

$$P_u = 0.85D^2 f'_c \left\{ \sqrt{\left(\frac{0.85e'}{D} - 0.38\right)^2 + \frac{d\rho m}{2.5D}} - \left(\frac{0.85e'}{D} - 0.38\right) \right\}$$

$$7. (32) \quad P_u = \frac{A_s f'_s}{3e' + 1} + \frac{A_s f'_c}{(0.8D + 0.67d)^2 + 1.18}$$

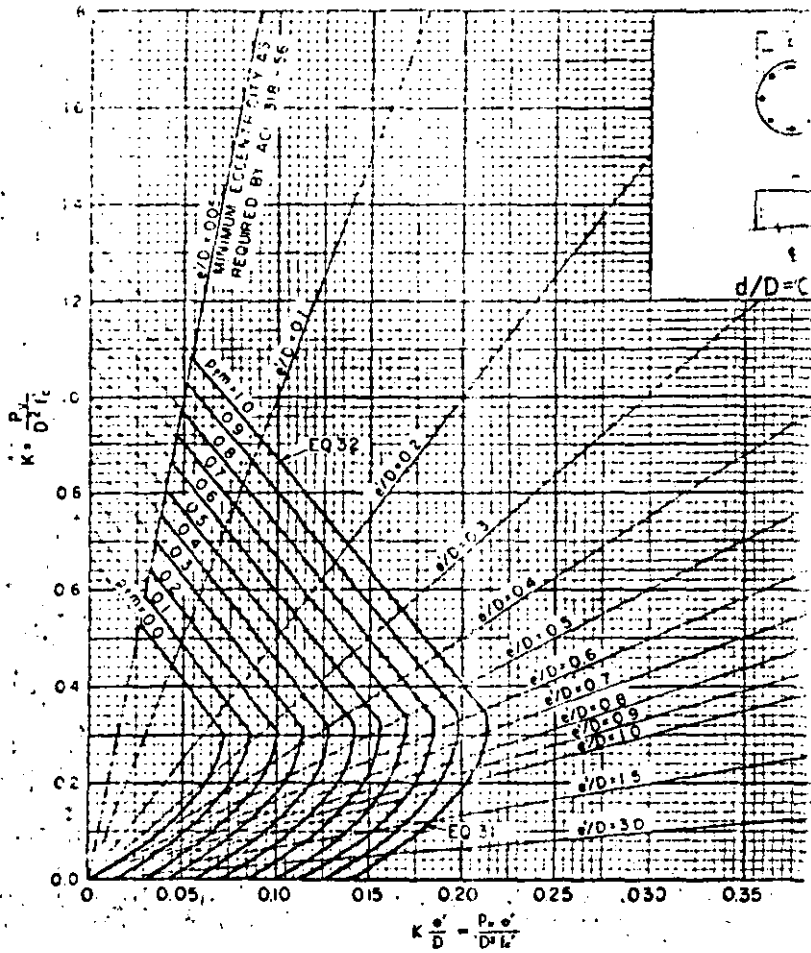


Chart 14—Bending and axial load— $d/D = 0.70$, circular sections with
forcement

Eq. (31)

$$P_u = 0.85D^2 f_c' \left\{ \sqrt{\left(\frac{0.85e'}{D} - 0.38\right)^2 + \frac{d p_u m}{2.5D}} - \left(\frac{0.85e'}{D} - 0.38\right) \right.$$

$$\text{Eq. (32)} \quad P_u = \frac{A_s f_y'}{\frac{3e'}{d} + 1} + \frac{A_s f_c'}{(0.8D + 0.67d)^2 + 1.18}$$

35

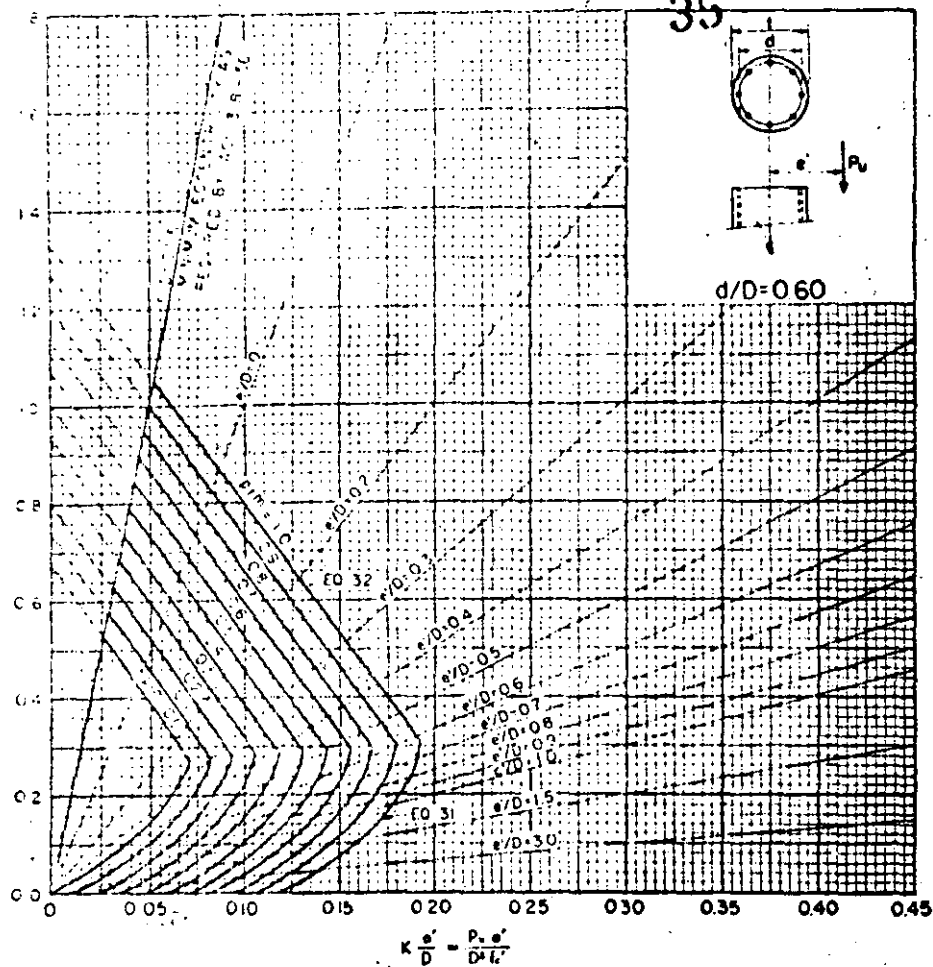


Chart 15—Bending and axial loads— $d/D = 0.60$, circular sections with spiral reinforcement

Eq. (31)

$$P_u = 0.85D^2 f_c' \left\{ \sqrt{\left(\frac{0.85e'}{D} - 0.38\right)^2 + \frac{d p_m}{2.5D}} - \left(\frac{0.85e'}{D} - 0.38\right) \right\}$$

Eq. (32)

$$P_u = \frac{A_s f_y'}{\frac{3e'}{d} + 1} + \frac{A_s f_c'}{\frac{9.6 D e'}{(0.8D + 0.67d)^2} + 1.18}$$

Enlargements of these design charts (approximately 12 x 12 in.) are available in sets only at \$2.00 per set of 15 charts. Order from ACI headquarters.

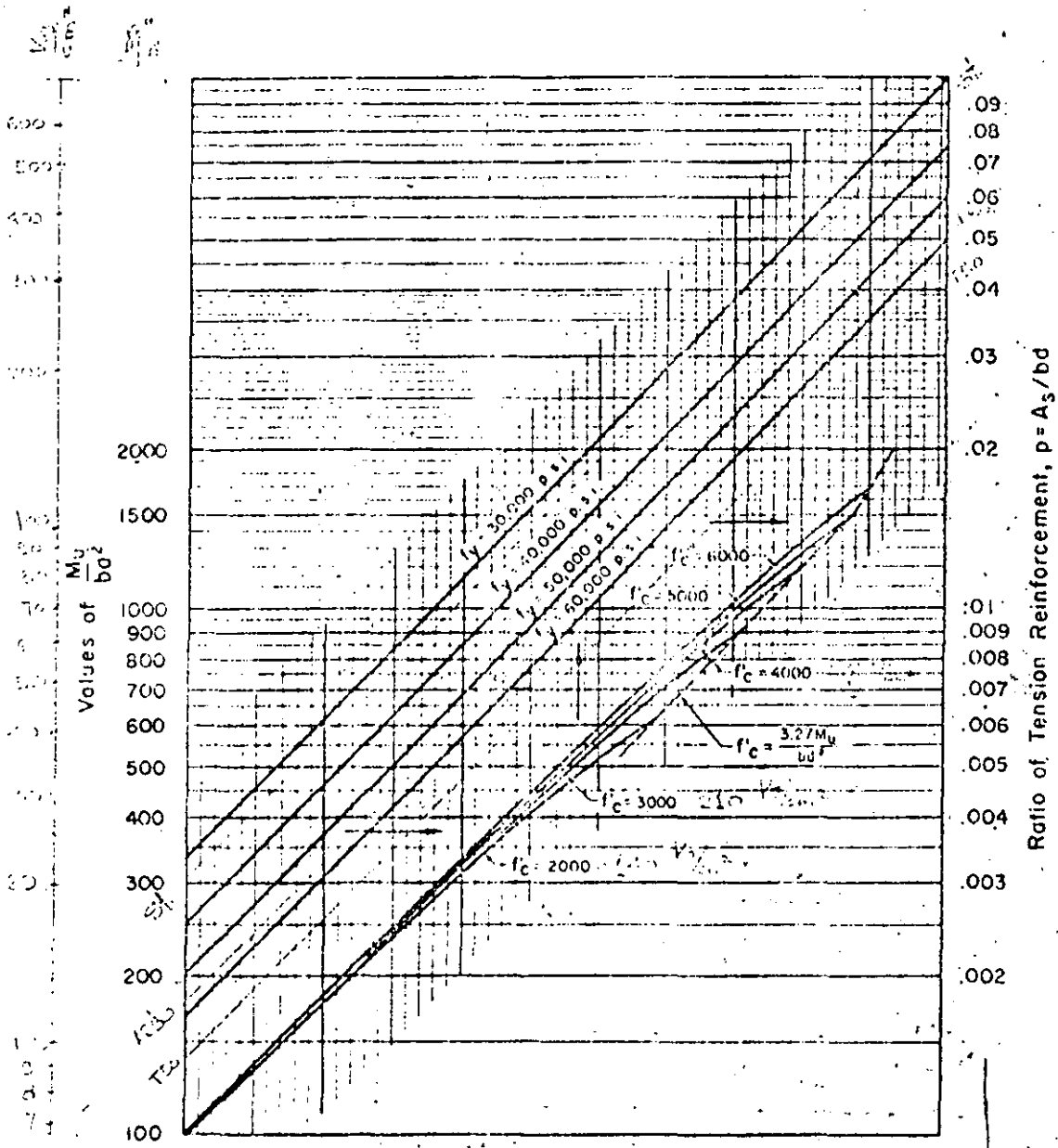
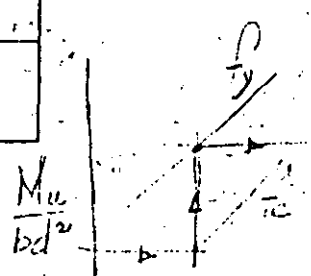


CHART I

MOMENT CAPACITY OF RECTANGULAR SECTIONS
WITHOUT COMPRESSION REINFORCEMENT.



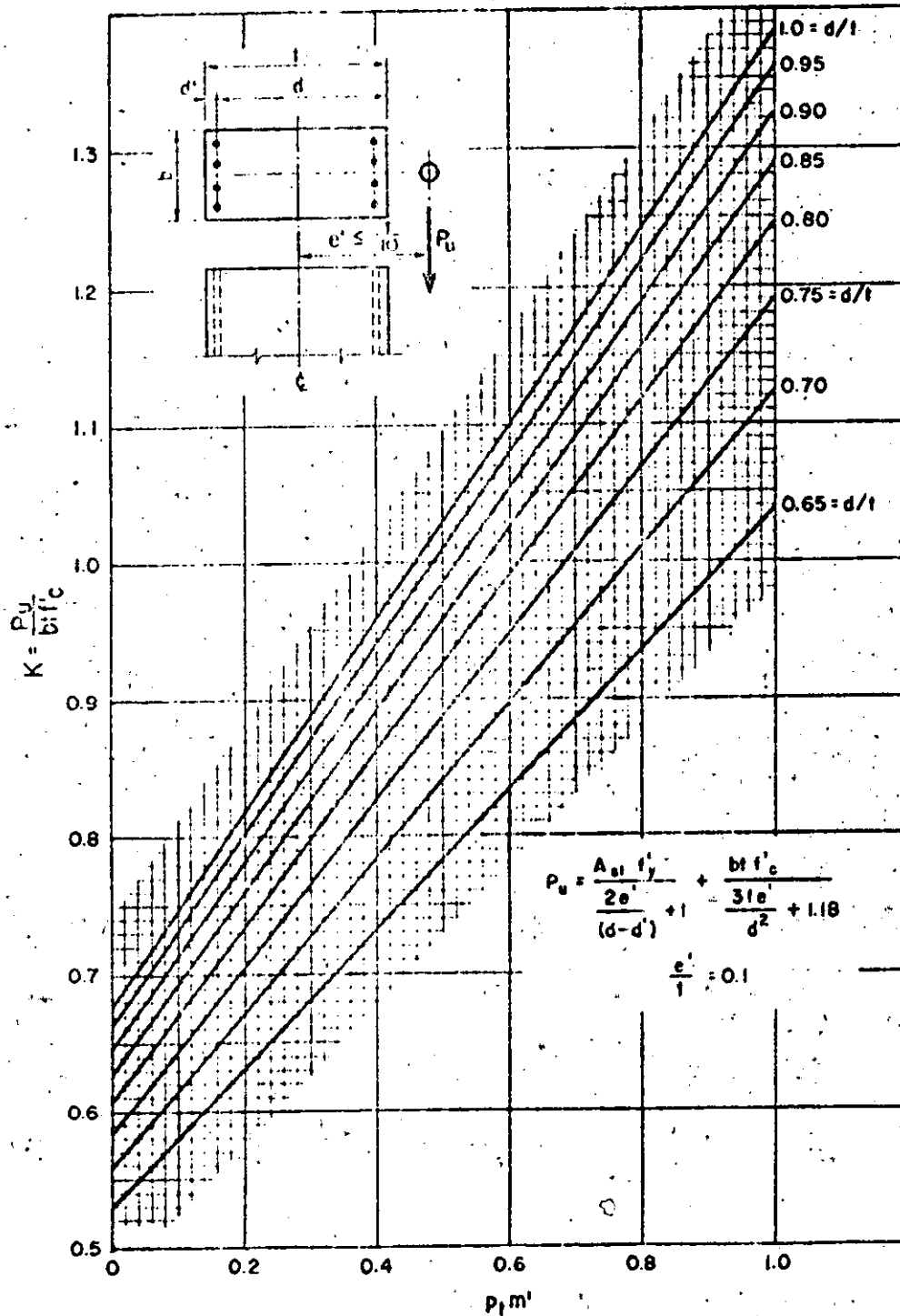


CHART II

DIRECT LOAD CAPACITY OF RECTANGULAR SECTIONS WITH SYMMETRICAL REINFORCEMENT FOR ECCENTRICITIES LESS THAN OR EQUAL TO $\frac{10}{t}$

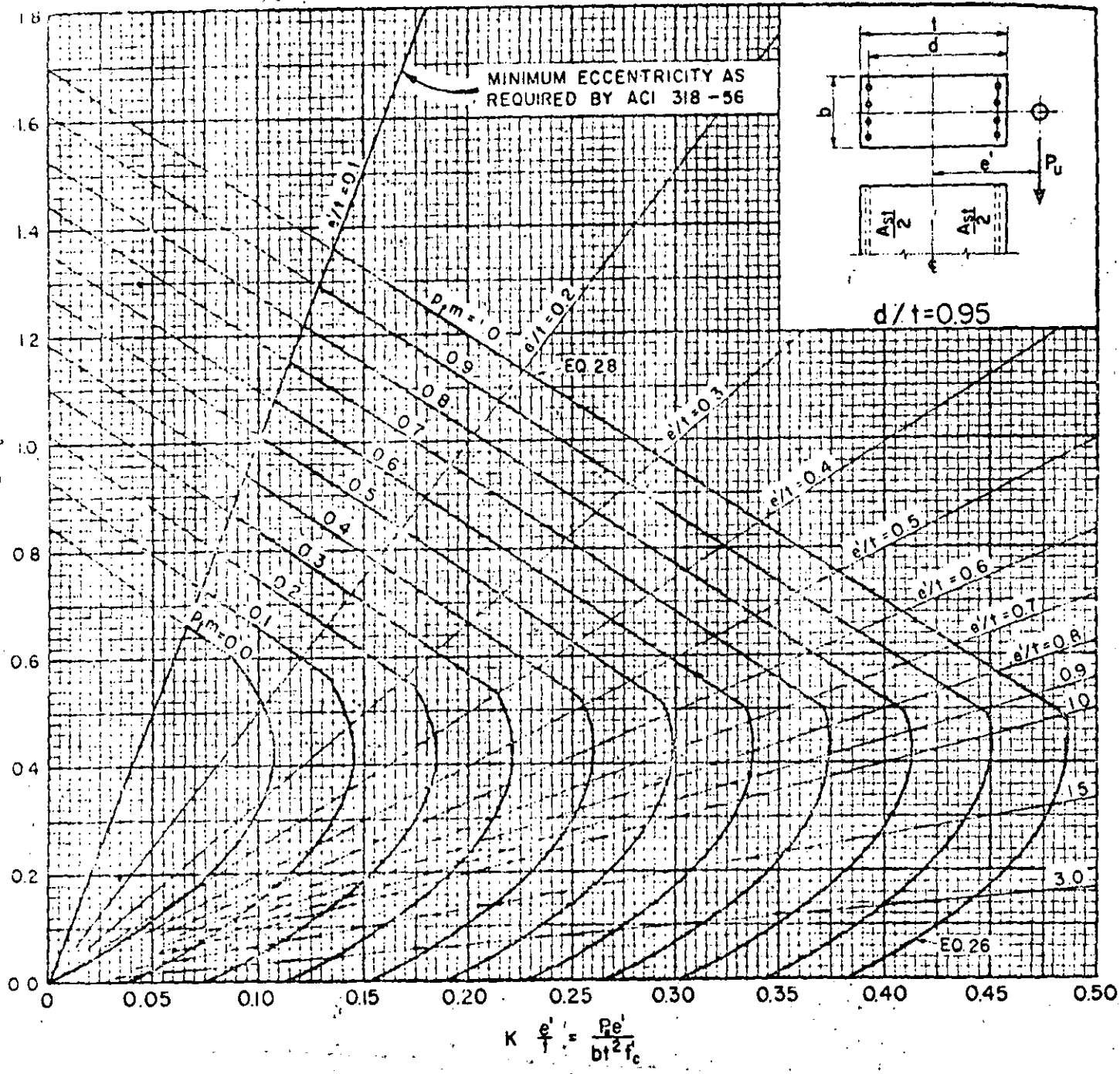


CHART IV - BENDING & AXIAL LOAD - $d/t = 0.95$

RECTANGULAR SECTIONS WITH SYMMETRICAL REINFORCEMENT

Eq. (26) $P_u = 0.85 f_c' b d \left(1 - \rho \frac{f_y}{f_c'} + \sqrt{\left(1 - \rho \frac{f_y}{f_c'} \right)^2 + 2 \rho \left[m' \left(1 - \frac{d'}{d} \right) + \frac{e'}{d} \right]} \right)$

Eq. (28) $P_u = \frac{2 A_s f_y}{(d - d') + 1} + \frac{b t f_c'}{d^2 + 1.18}$

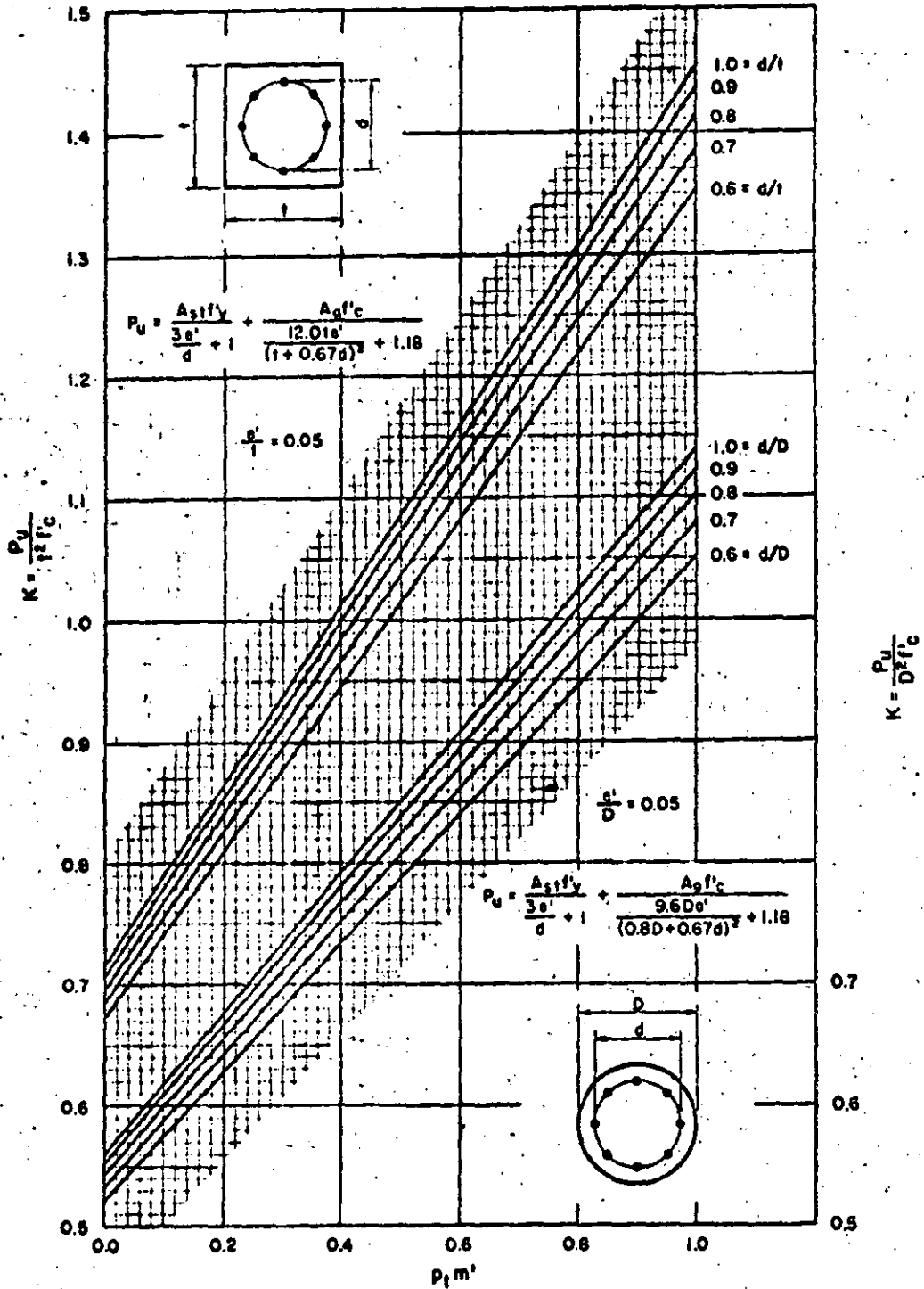


CHART III
DIRECT LOAD CAPACITY OF SQUARE SECTIONS WITH SPIRAL REINFORCEMENT
AND CIRCULAR SECTIONS WITH SPIRAL REINFORCEMENT
FOR ECCENTRICITIES LESS THAN OR EQUAL TO $\frac{1}{20}$

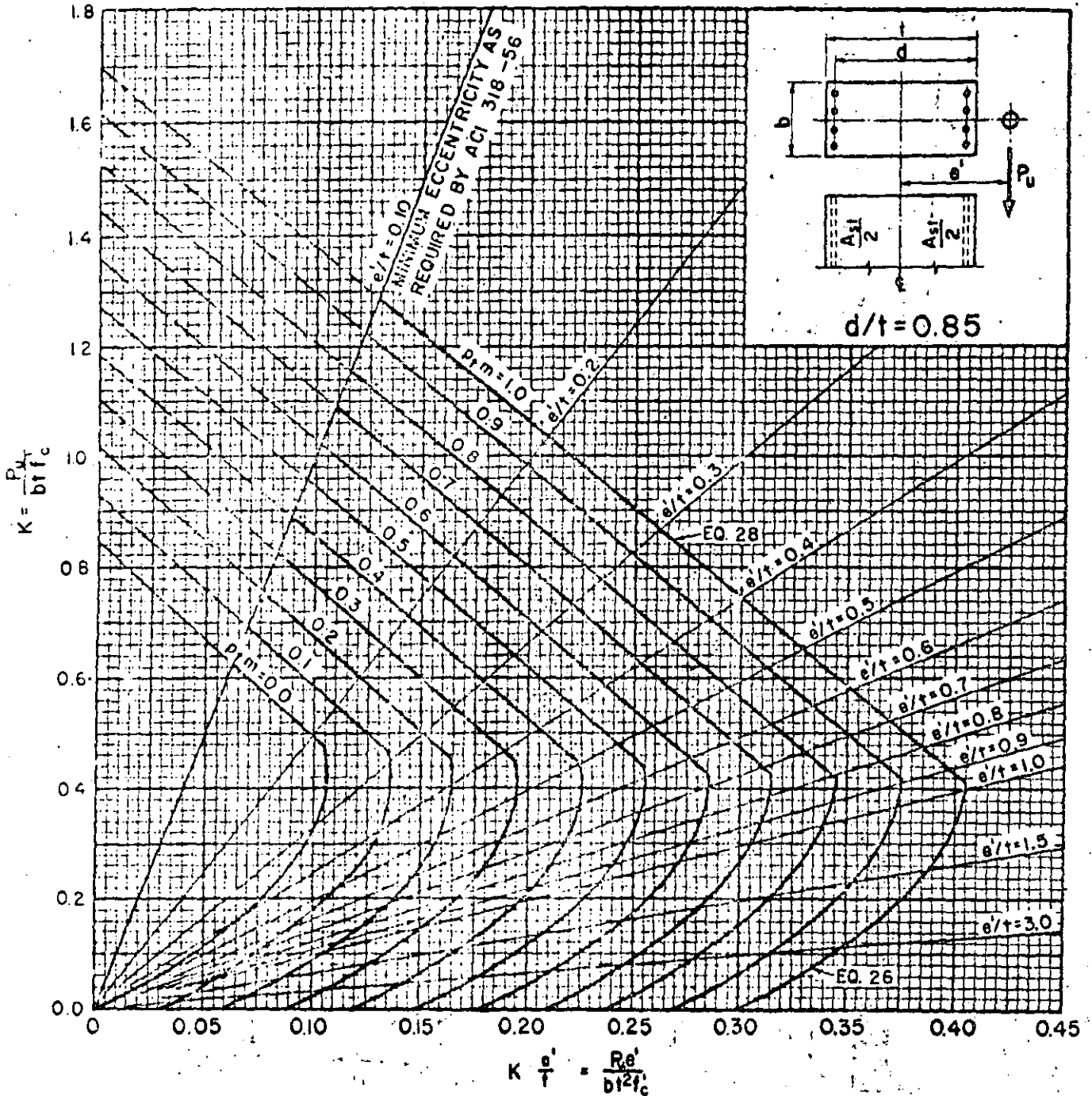


CHART VI - BENDING & AXIAL LOAD - $d/t = 0.85$
RECTANGULAR SECTIONS WITH SYMMETRICAL REINFORCEMENT

Eq. (26) $P_u = 0.65 f_c b d \left(1 - p \frac{e'}{d} + \sqrt{\left(1 - \frac{e'}{d} \right)^2 + 2p \left[m' \left(1 - \frac{d}{d'} \right) + \frac{e'}{d'} \right]} \right)$

Eq. (28) $P_u = \frac{2A_s f_s}{(d - d') + 1} + \frac{b t f_c}{d^2 + 1.18}$

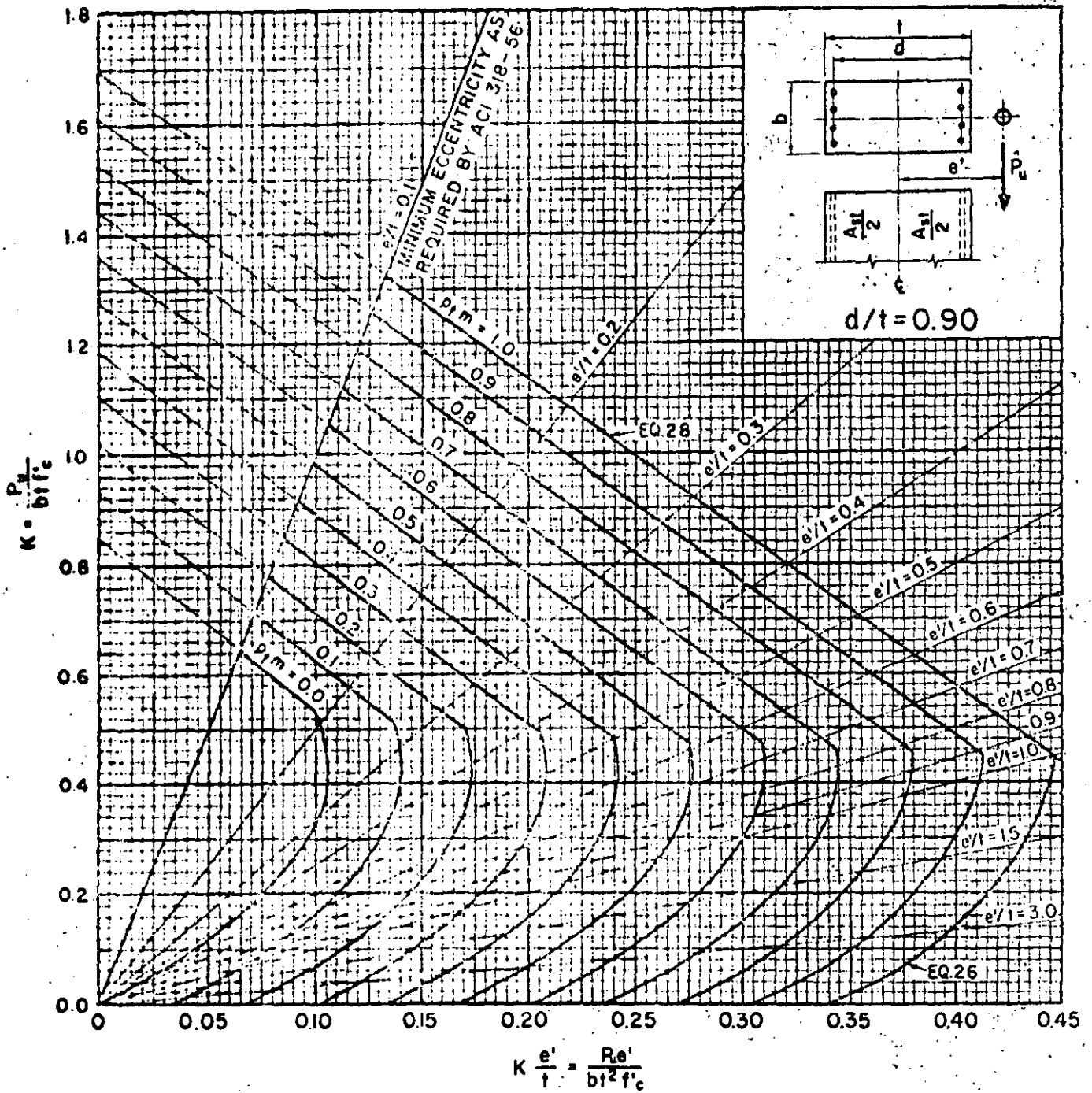


CHART V - BENDING & AXIAL LOAD - $d/t = 0.90$
 RECTANGULAR SECTIONS WITH SYMMETRICAL REINFORCEMENT

Eq. (26) $P_u = 0.85 f_c b d \left[1 - \rho \frac{e'}{d} + \sqrt{\left(1 - \frac{e'}{d}\right)^2 + 2 \rho m \left(1 - \frac{d}{d'}\right) + \frac{e'}{d}} \right]$

Eq. (28) $P_u = \frac{2A_s f_s}{(d - d') + 1} + \frac{b t f_c}{d' + 1.18}$

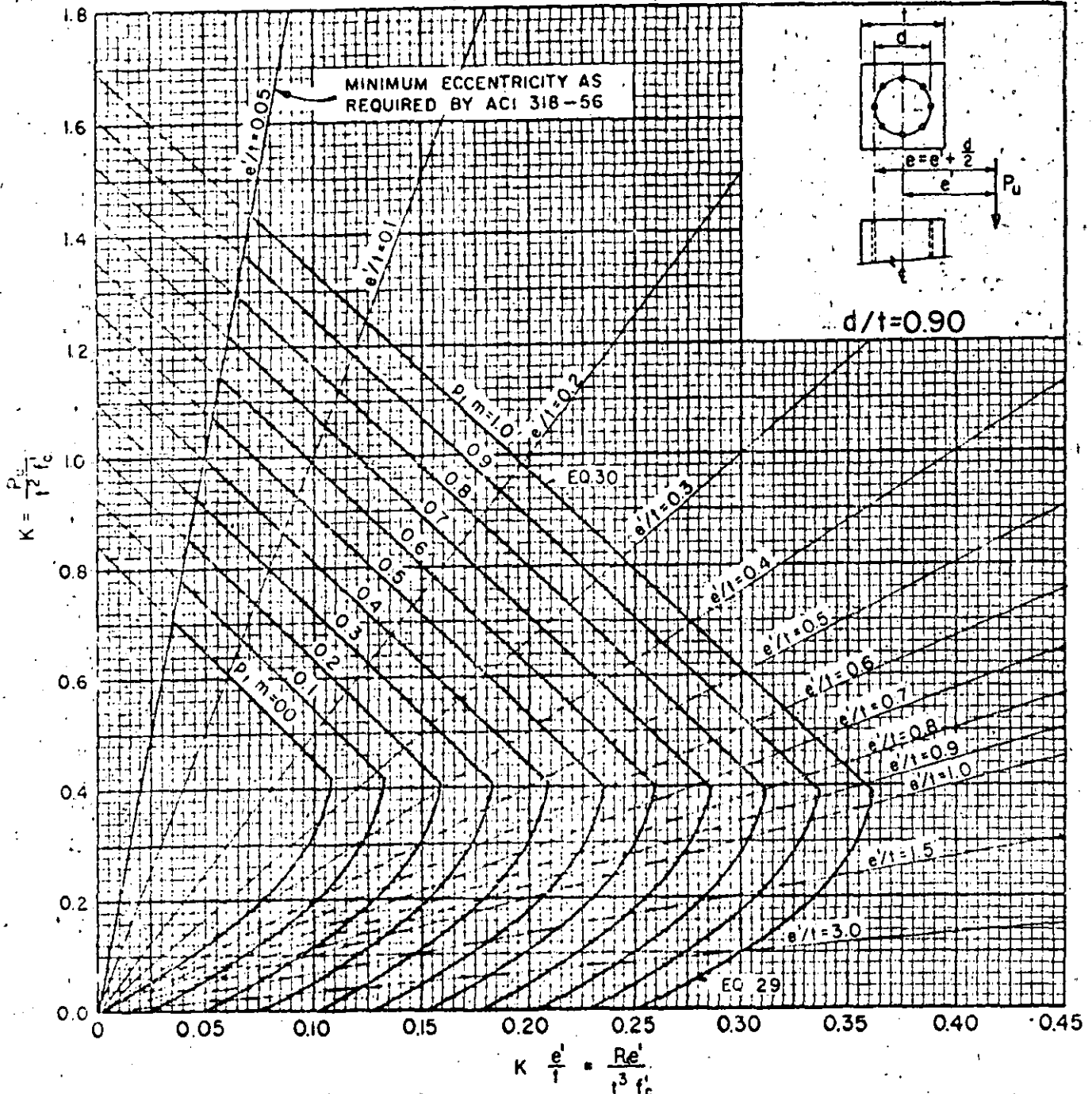


CHART VIII - BENDING & AXIAL LOAD - $d/t = 0.90$
 SQUARE SECTIONS WITH SPIRAL REINFORCEMENT

Eq. (25) $P_u = 0.85 f_c' t \left\{ \sqrt{\left(\frac{e'}{t} - 0.5\right)^2 + 0.67 \frac{d}{t} p m} - \left(\frac{e'}{t} - 0.5\right) \right\}$

Eq. (30) $P_u = \frac{A_s f_y}{\frac{3e'}{d} + 1} + \frac{A_s f_c'}{(f_c' + 0.67d)^2 + 1.18}$

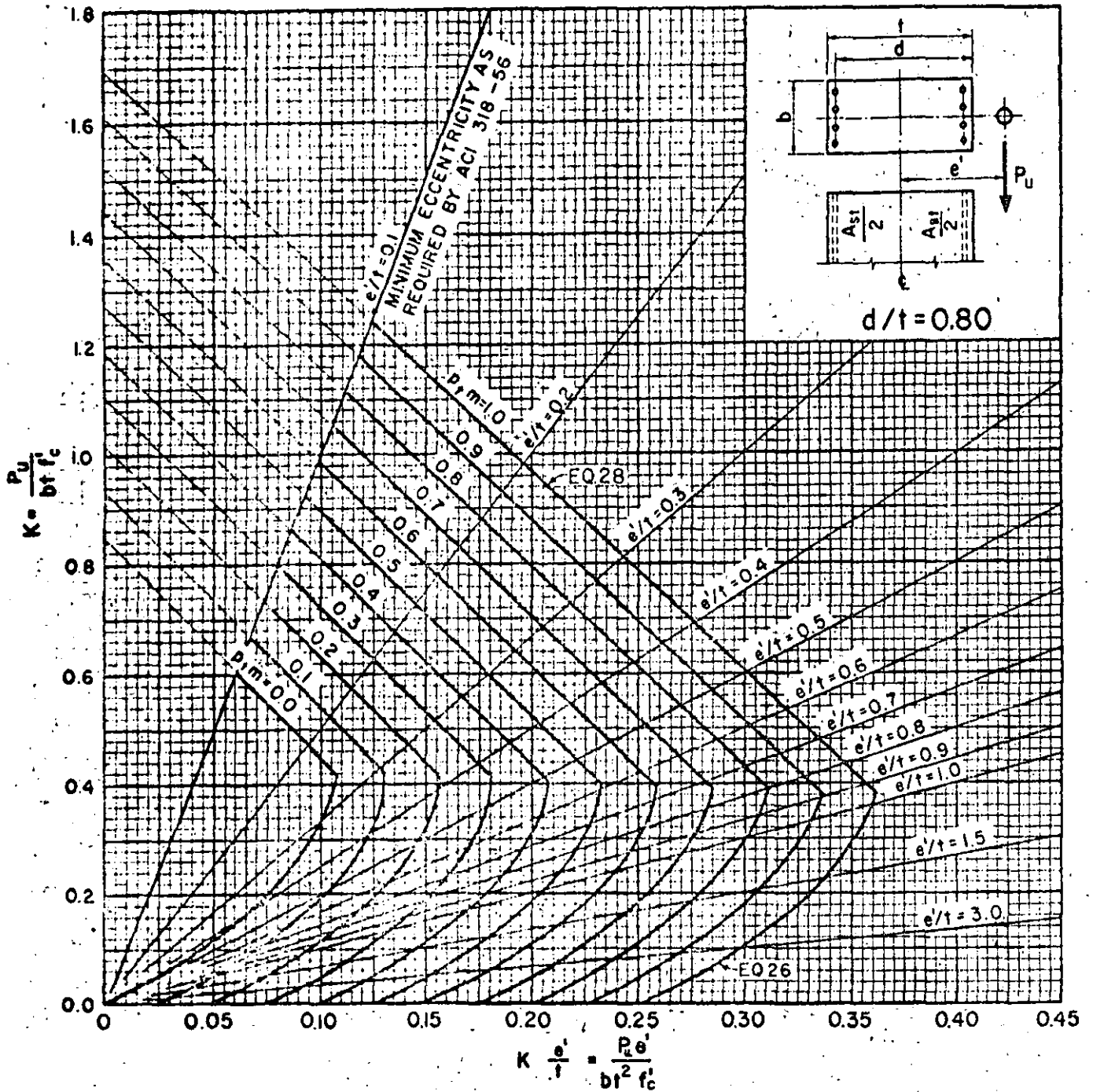


CHART VII - BENDING & AXIAL LOAD - $d/t = 0.80$
RECTANGULAR SECTIONS WITH SYMMETRICAL REINFORCEMENT

Eq. (28) $P_u = 0.85 f'_c b d \left[1 - p - \frac{e}{d} + \sqrt{\left(1 - \frac{e}{d}\right)^2 + 2p \left[m \left(1 - \frac{d}{t}\right) + \frac{e}{d}\right]} \right]$

Eq. (26) $P_u = \frac{2A_s f_s}{(d-d') + 1} + \frac{b t f'_c}{d} - 1.18$

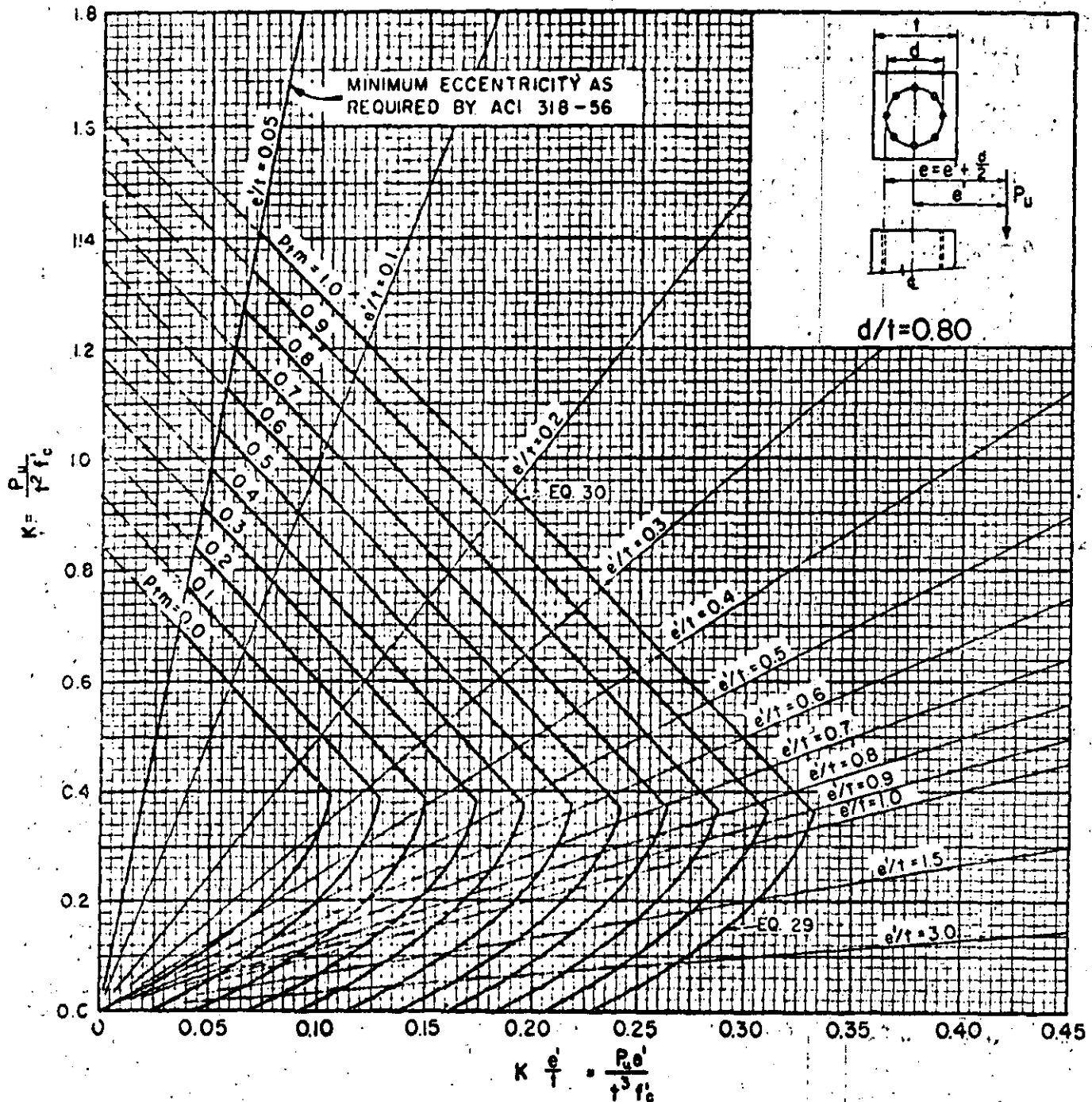


CHART IX-BENDING & AXIAL LOAD - d/t = 0.80
 SQUARE SECTIONS WITH SPIRAL REINFORCEMENT

Eq. (29) $P_u = 0.85t^2 f_c \left\{ \sqrt{\left(\frac{e'}{t} - 0.5\right)^2 + 0.67 \frac{d}{t} p.m.} - \left(\frac{e'}{t} - 0.5\right) \right\}$

Eq. (30) $P_u = \frac{A_s f_y}{\frac{3e'}{d} + 1} + \frac{A_s f_y}{(t + 0.67d)^2 + 1.18}$

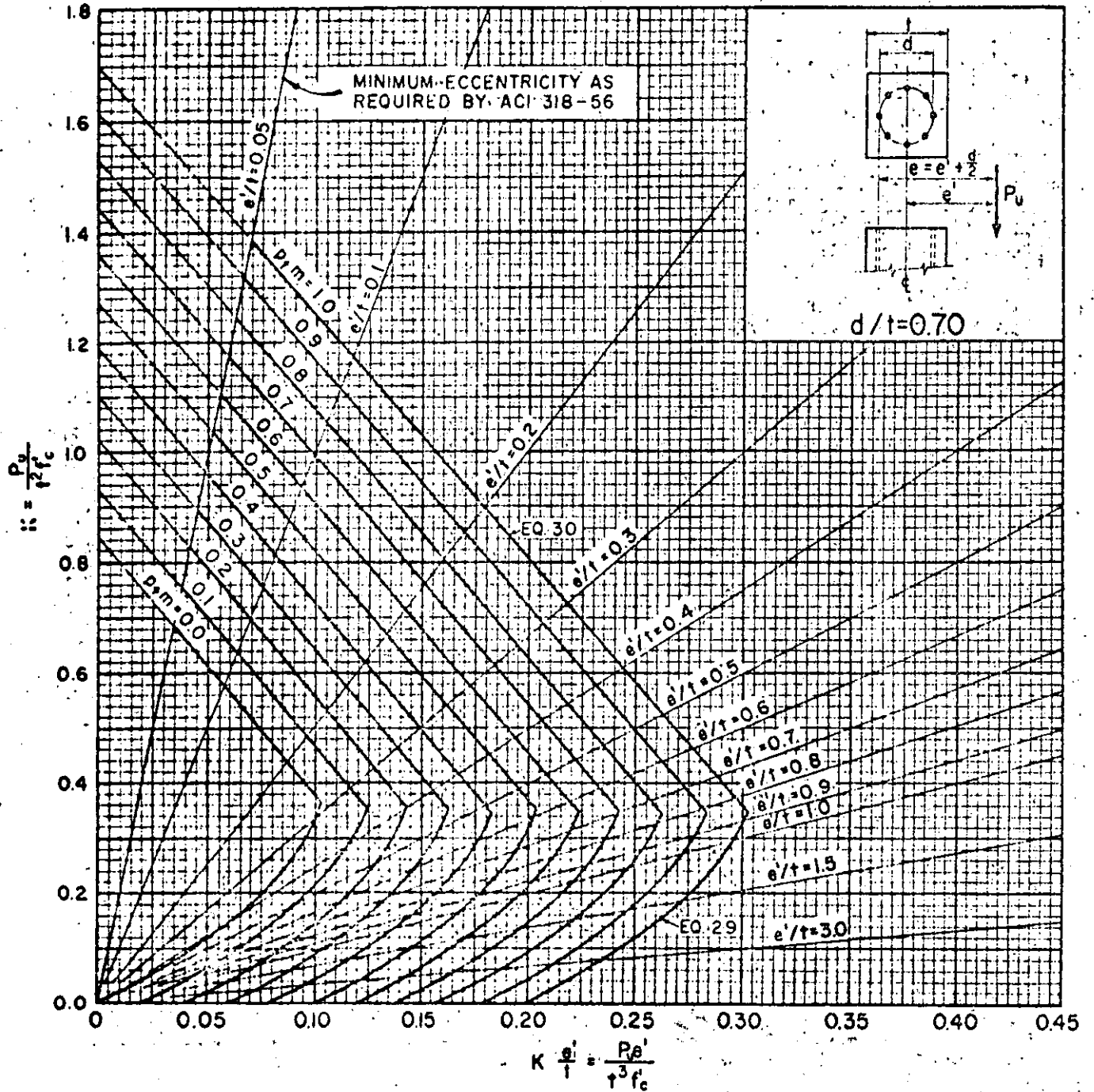


CHART X - BENDING & AXIAL LOAD - $d/t = 0.70$
 SQUARE SECTIONS WITH SPIRAL REINFORCEMENT

Eq. (29) $P_u = 0.85 f_c' t^2 \left\{ \sqrt{\left(\frac{e'}{t} - 0.5\right)^2 + 0.67 \frac{d}{t} p_m} - \left(\frac{e'}{t} - 0.5\right) \right\}$

Eq. (30) $P_u = \frac{A_s f_s'}{\frac{3e}{d} + 1} + \frac{A_s f_c'}{\left(\frac{t}{d} + 0.67d\right) + 1.18}$

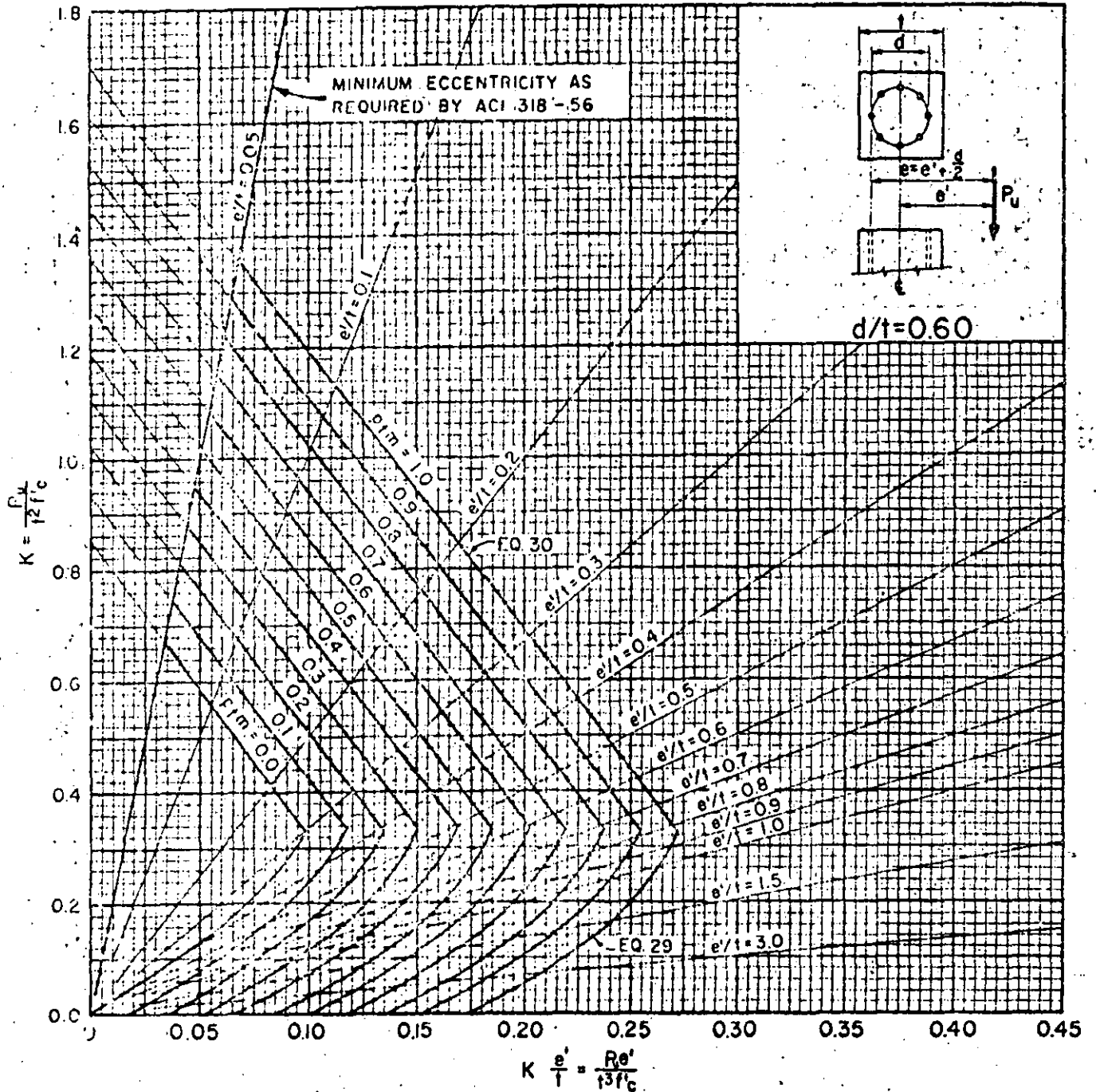


CHART XI - BENDING & AXIAL LOAD - $d/t = 0.60$
 SQUARE SECTIONS WITH SPIRAL REINFORCEMENT

Eq. (29) $P_u = 0.85 f_c' \left[\sqrt{\left(\frac{e'}{t} - 0.5\right)^2 + 0.67 \frac{d}{t} \rho_s m} - \left(\frac{e'}{t} - 0.5\right) \right]$

Eq. (30) $P_u = \frac{A_s f_c'}{3 \frac{e'}{d} + 1} + \frac{A_s f_c'}{\left(\frac{t}{d} + 0.67\right) + 1.18}$

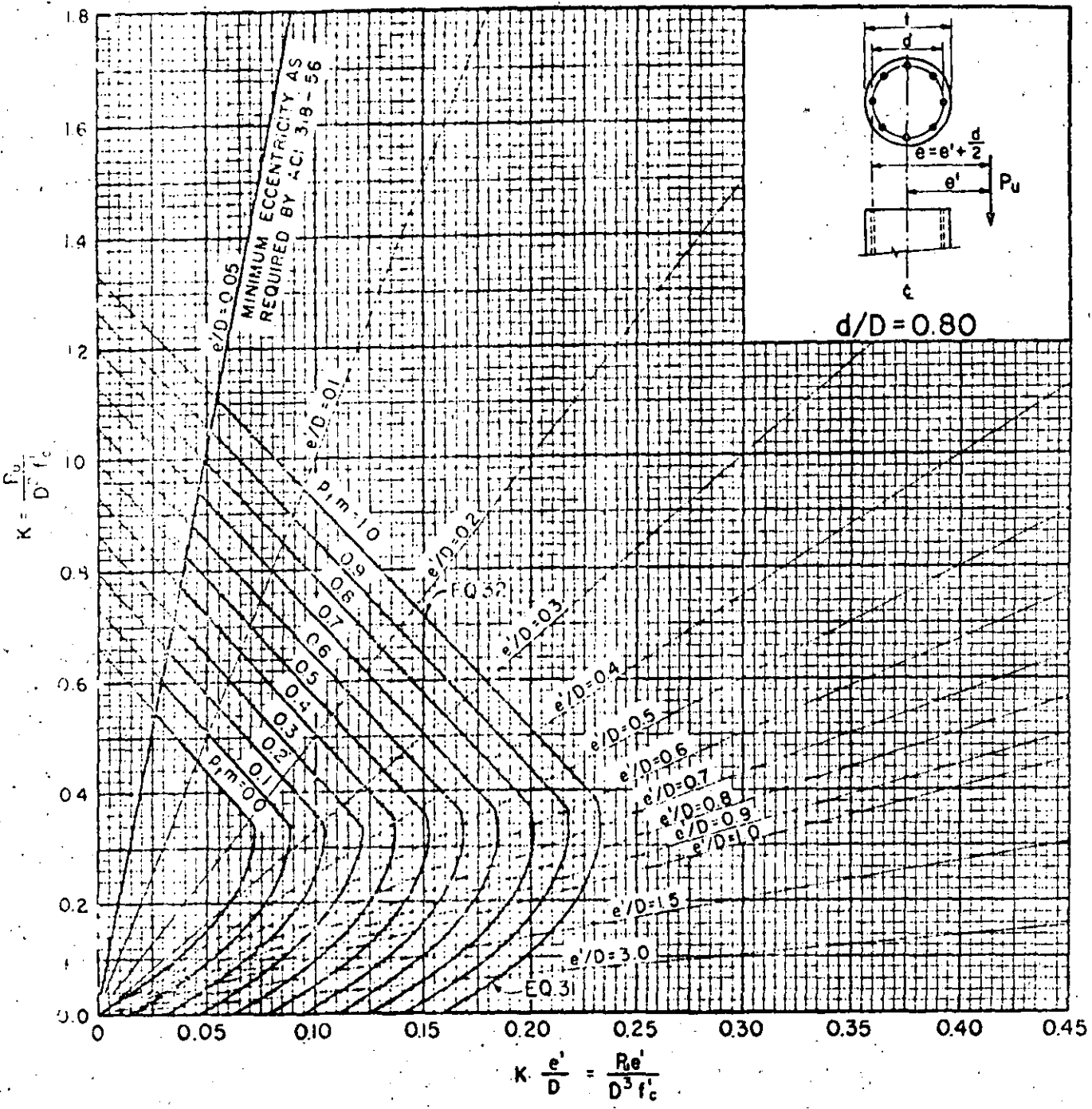


CHART XIII - BENDING & AXIAL LOAD - $d/D = 0.80$
 CIRCULAR SECTIONS WITH SPIRAL REINFORCEMENT

Eq. (31) $P_u = 0.85 D^3 f_c \left\{ \sqrt{\left(\frac{0.85 e c'}{D} - 0.38 \right)^2 + \frac{d p / m}{2.5 D}} - \left(\frac{0.85 e c'}{D} - 0.38 \right) \right\}$

Eq. (32) $P_u = \frac{A_s f_s'}{\frac{3e}{d} + 1} + \frac{A_s f_c'}{\frac{9.6 D e}{(0.8 D + 0.67 d)^2} + 1.18}$

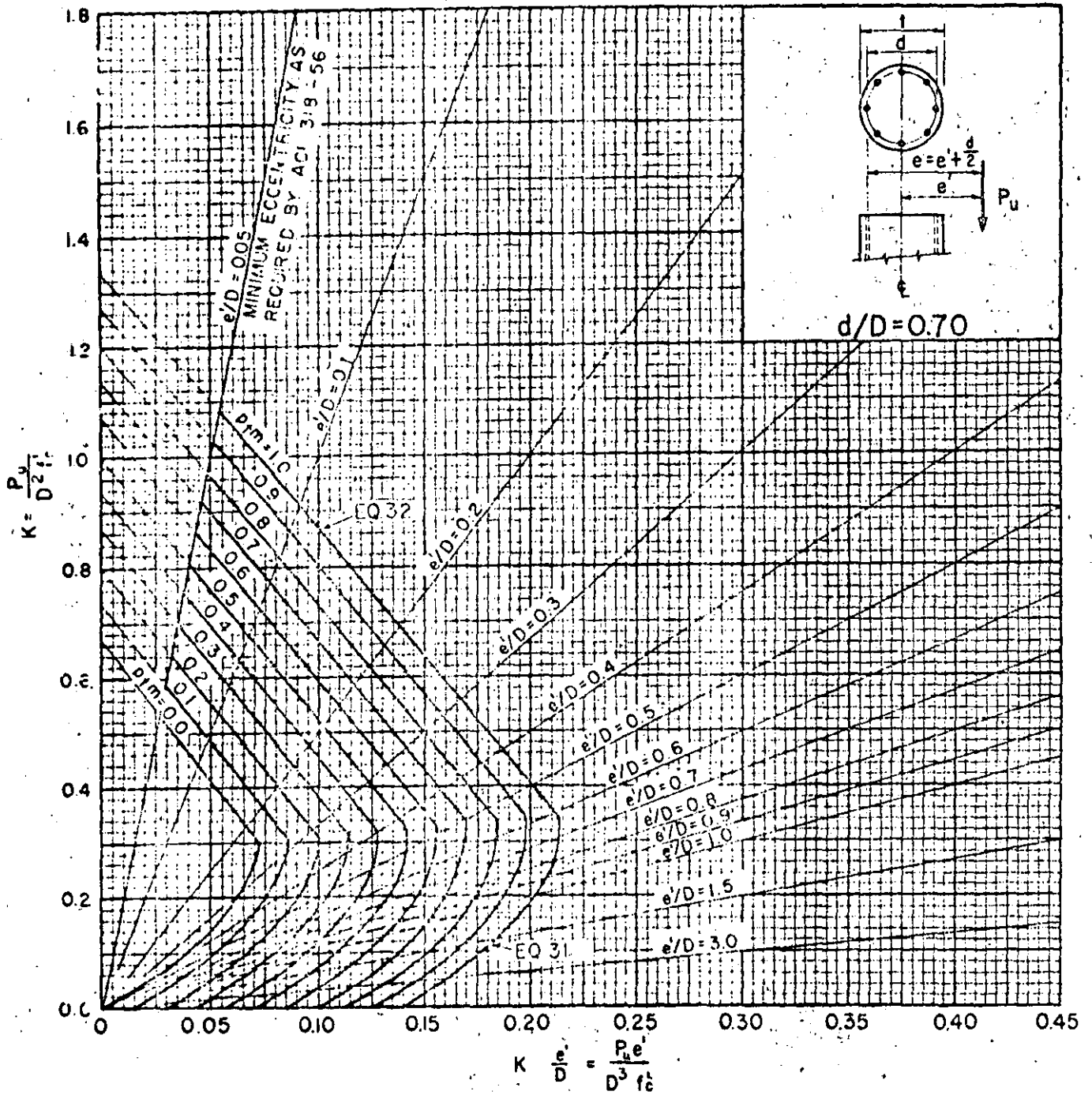


CHART XIV - BENDING & AXIAL LOAD - $d/D = 0.70$
 CIRCULAR SECTIONS WITH SPIRAL REINFORCEMENT

Eq. (31) $P_u = 0.85 D^2 f_c \left\{ \sqrt{\left(\frac{0.85 e}{D} - 0.38 \right)^2 + \frac{\rho_m m}{2.5 D}} - \left(\frac{0.85 e}{D} - 0.38 \right) \right\}$

Eq. (32) $P_u = \frac{A_s f_s}{3e + 1} + \frac{A_s f_c}{(0.8D + 0.67d) + 1.18}$

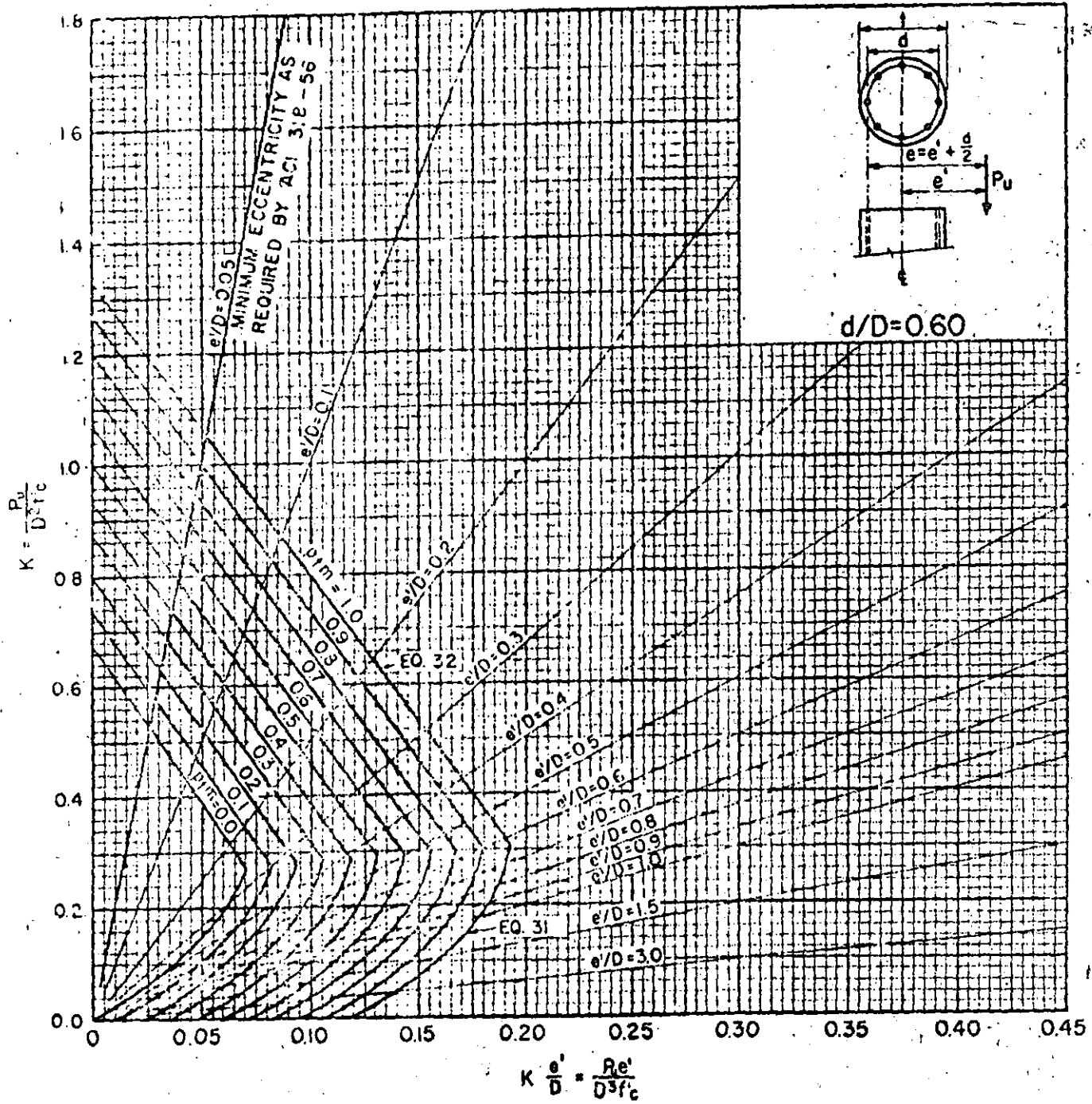


CHART XV - BENDING & AXIAL LOAD - $d/D = 0.60$
 CIRCULAR SECTIONS WITH SPIRAL REINFORCEMENT

Eq. (31) $P_u = 0.85D^2 f_c \left\{ \sqrt{\left(\frac{0.85e'}{D} - 0.38\right)^2 + \frac{d_p m}{2.5D}} - \left(\frac{0.85e'}{D} - 0.38\right) \right\}$

Eq. (32) $P_u = \frac{A_s f_s'}{3e' + 1} + \frac{A_s f_s'}{(0.8D + 0.67d) + 1.18}$



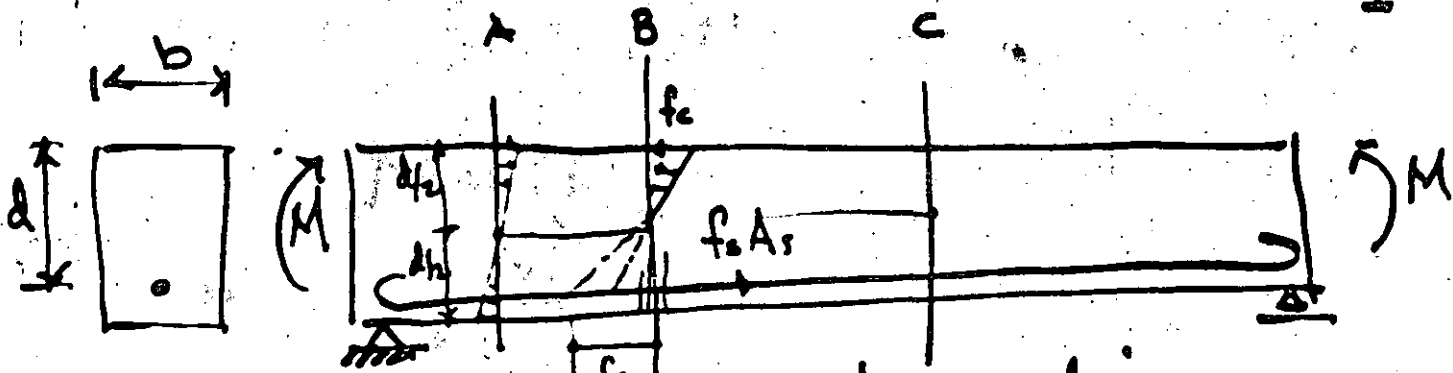
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

COMPORTAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO Y
PROPIEDADES MECANICAS DEL ACERO

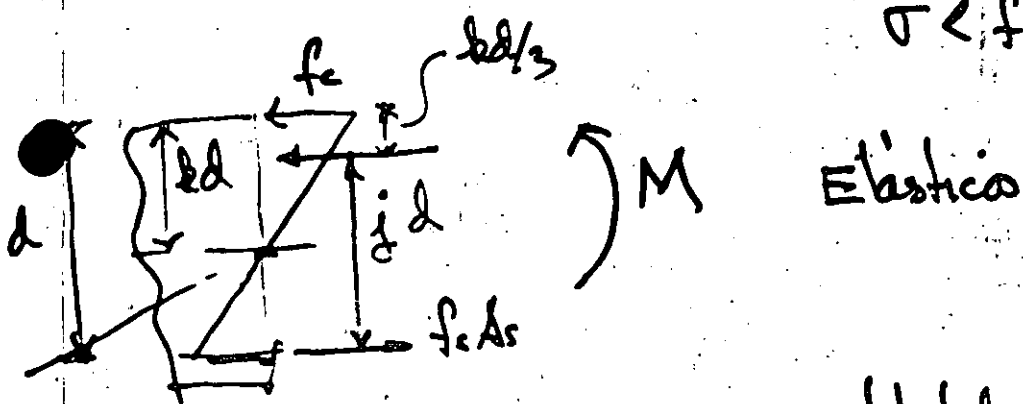
DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO

D I C I E M B R E, 1984



f'_c = Res. del Concr. a comp. a los 28 días
 f'_t = " " " Tensión " " " "

A Etapa de carga en que $\sigma < f'_c$
 B " " " " " " $\sigma > f'_c$
 $\sigma < f'_t$



Elastico

Compatibilidad de deformaciones del concreto y acero

$$\epsilon = \epsilon_c = \epsilon_s \quad \text{①}$$

Ley de Hooke $\sigma = k \cdot \epsilon$

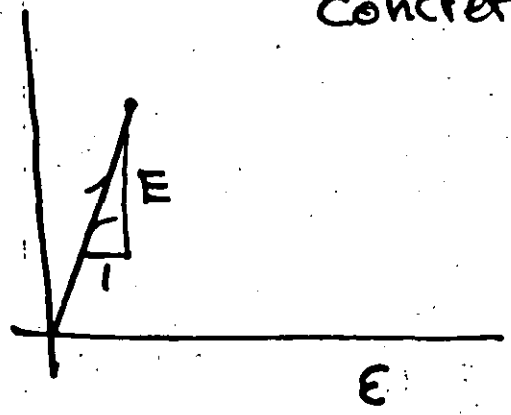
concreto $f_c = E_c \epsilon_c$ ②

$$f_s = E_s \epsilon_s$$

$$f_c = \frac{E_c}{E_s} f_s = f_s$$

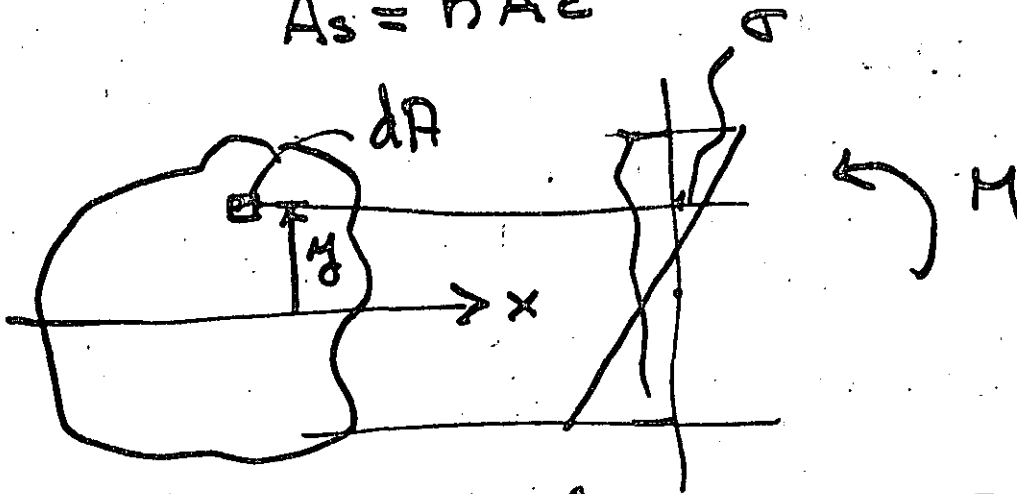
$$f_s = \frac{E_s}{E_c} f_c$$

$$E_s/E_c = n \text{ relación modular}$$



$$\frac{F_s}{A_c} = \frac{F_s / A_s}{n}$$

$$A_s = n A_c$$



$$\text{de } \sum F_n = 0 \quad \int_A \sigma dA = 0, \quad \sigma = k y$$

$$k \int_A y dA = 0$$

$$Q_x = 0$$

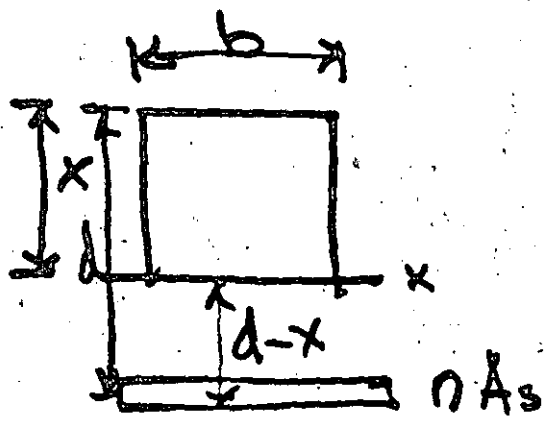
Flexion pura

$$\text{de } \sum M_x = 0$$

$$\int_A \sigma y dA = M \quad k \int_A y^2 dA = M$$

$$k = \frac{M}{\int_A y^2 dA} = \frac{M}{I_x}$$

$$\boxed{\sigma = \frac{M}{I_x} y}$$



M
 A_s
 b
 d
 f_c

3

Posición eje neutro

$$Q_x = 0 \quad (bx) \cdot \frac{x}{2} - nA_s(d-x) = 0$$

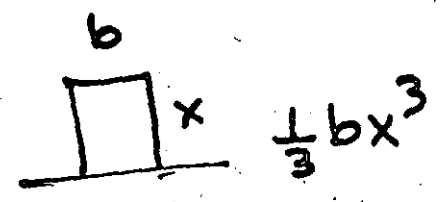
se despeja x y se conoce la posición del eje neutro

2) Determinación de esfuerzos o Mom. Res. de Acn o del concret.

$$\sigma = \frac{M}{I} y \text{ esfuerzo}$$

$$M_c = \frac{\sigma_c I}{y} = \frac{\sigma_c I}{x}$$

$$M_s = \frac{\sigma_s I}{(d-x)}$$



$$I = \frac{1}{3} bx^3 + nA_s(d-x)^2$$

$$f_c' = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 80$$

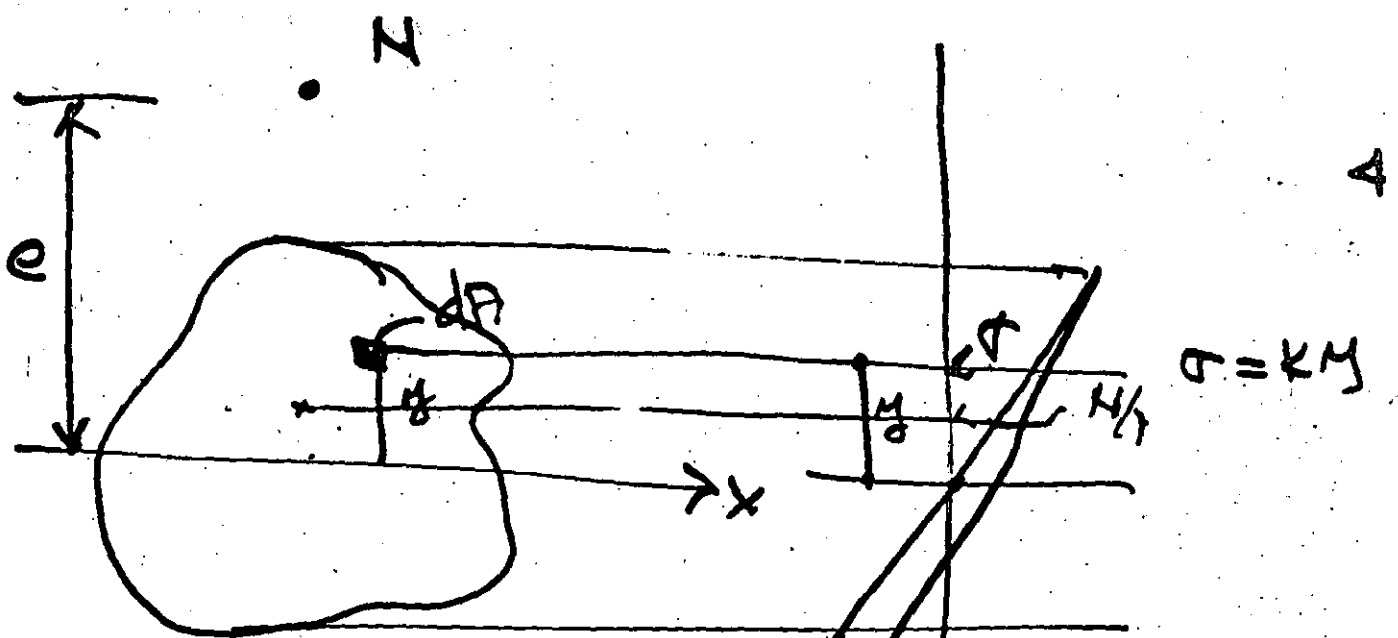
$$\sigma_c = \frac{M x}{\frac{1}{3} bx^3 + nA_s(d-x)^2}$$

$$\frac{\sigma_s}{n} = \frac{M(d-x)}{\frac{1}{3} bx^3 + nA_s(d-x)^2}$$

$$f_s = 3000 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 2000 \text{ u}$$

k, j



Def. Plane rela linear Esp. - Def, Equilibr
(Navier) $(\sigma = ky)$ Hook

$$\sum F_n = 0$$

$$\int_A \sigma dA = N \quad (1)$$

$$k \int_A y dA = N$$

Q_x

$Q_x =$ mom. estática de área resp. al eje x

$$\sum M = 0$$

$$\int_A \sigma y dA = Ne \quad (2)$$

$$k \int_A y^2 dA = Ne$$

$$k I_x = Ne \quad (3)$$

(3)/(1)

$$= \frac{k I_x}{k Q_x} = \frac{Ne}{N}$$

$$e = \frac{I_x}{Q_x} \quad (4)$$

Posición

$$k = \frac{N}{Q_x} = \frac{Ne}{I_x}$$

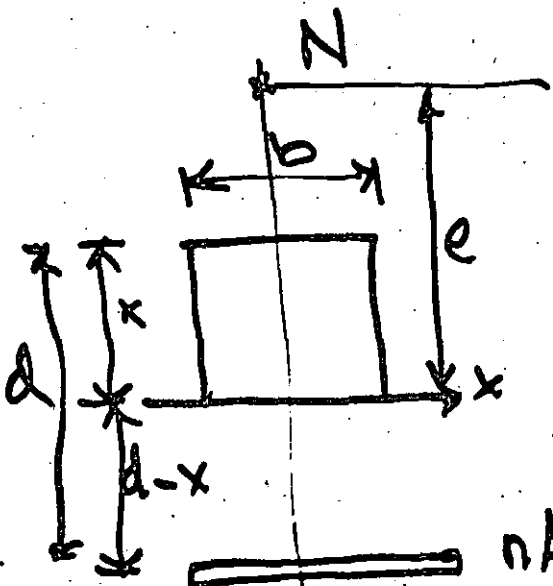
$$\sigma = \frac{N}{Q_x} y = \frac{Ne}{I_x} y$$

Flexo compresión

Posición de neutro

$$e = \frac{I_x}{Q_x} = \frac{\frac{1}{3}bx^3 + nA_s(d-x)^2}{bx\frac{x}{2} + nA_s(d-x)}$$

se despeja x

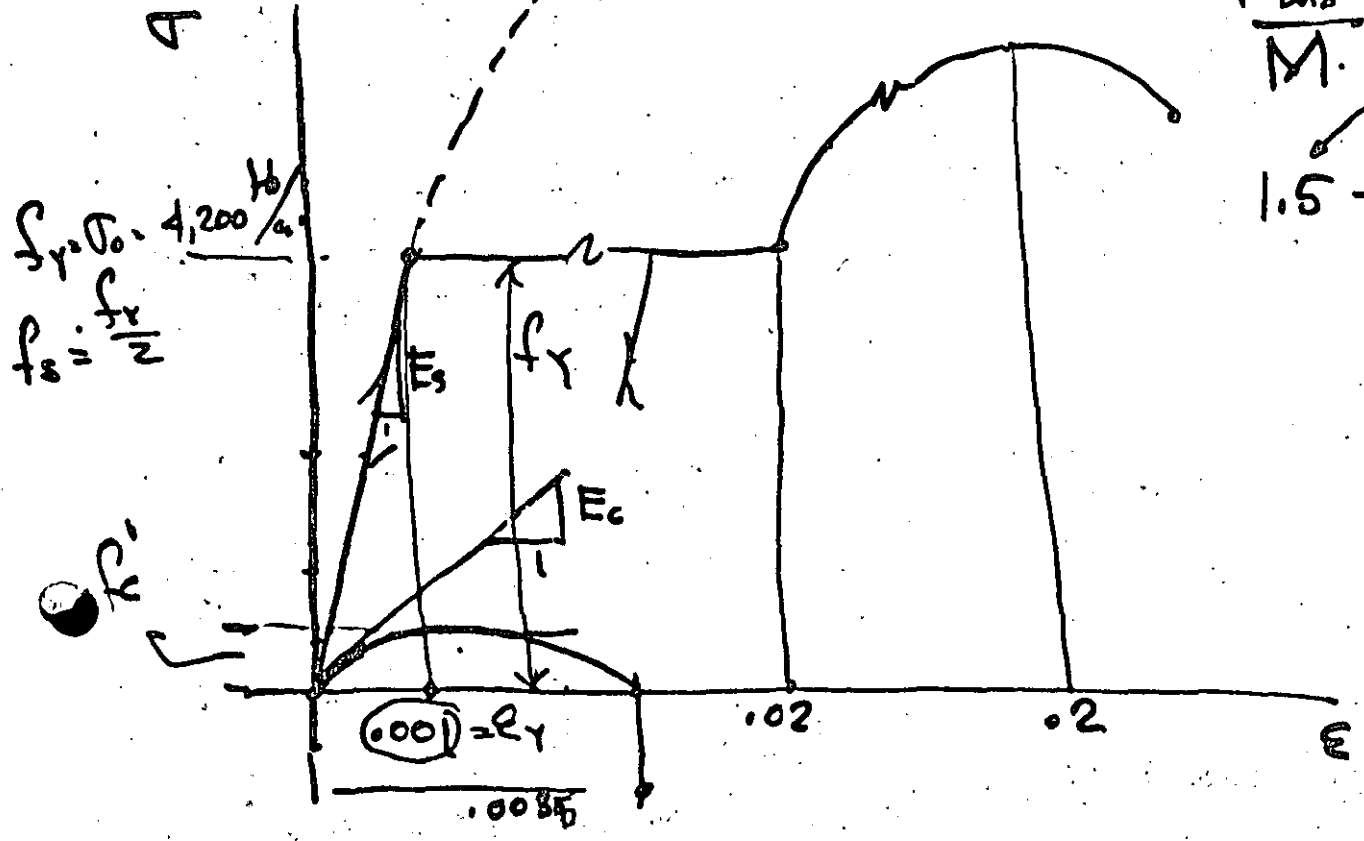


Esfuerzo en concreto: $\sigma_c = \frac{Ne}{\frac{1}{3}bx^3 + nA_s(d-x)} x < f_c$

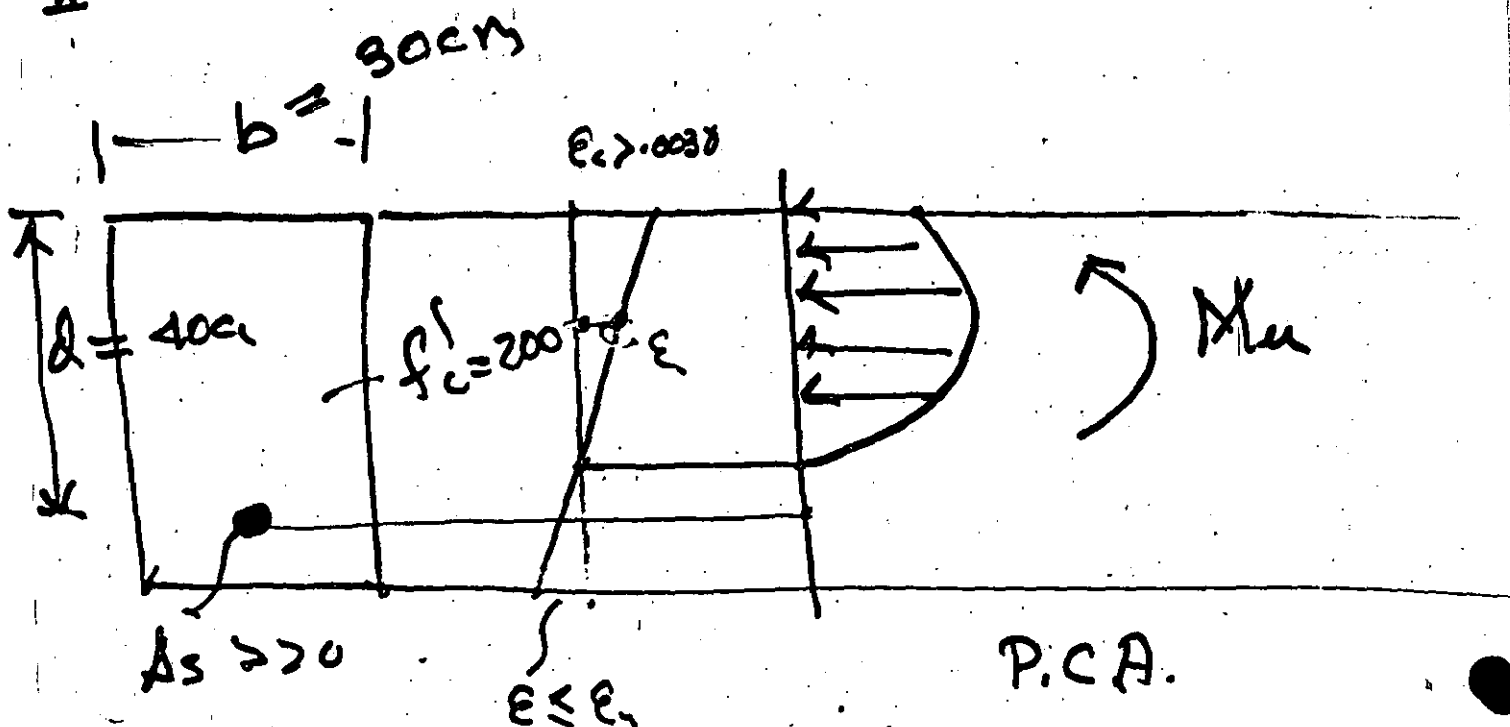
$\frac{\sigma_s}{n} = \dots (d-x) < \frac{\sigma_{sa}}{n}$

se despeja x en función de los esfuerzos admisibles

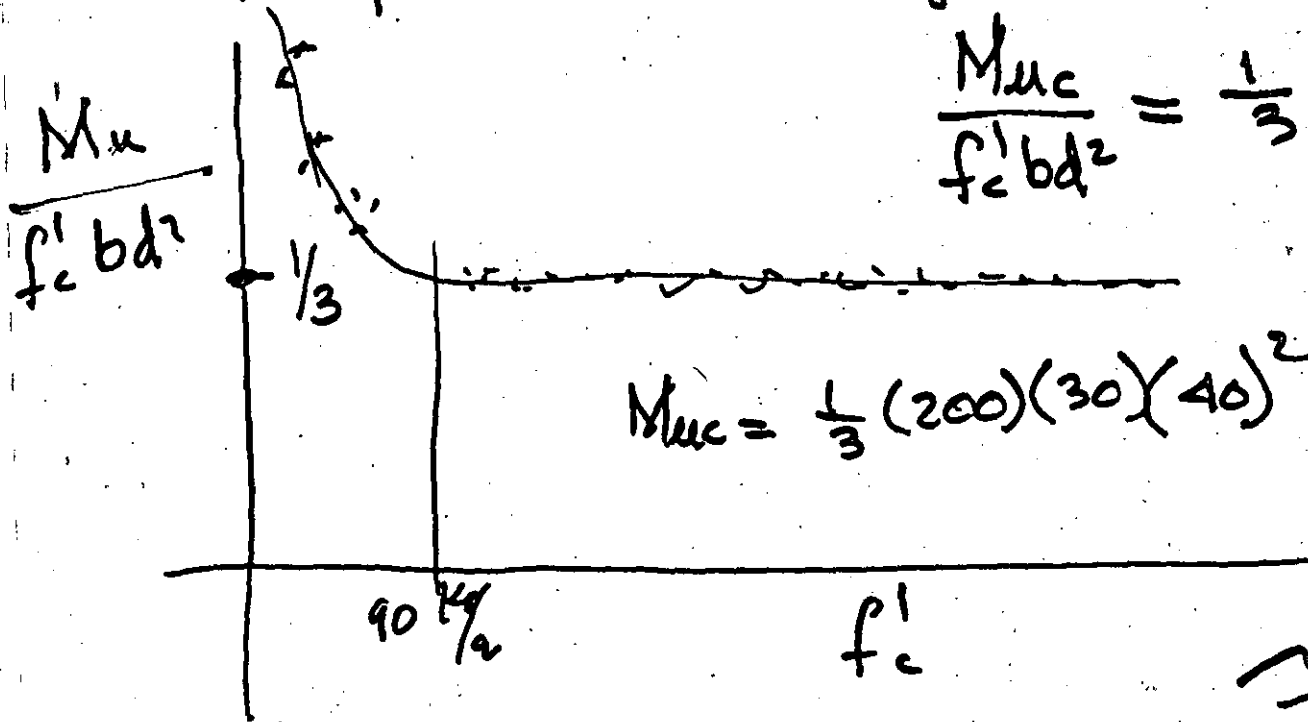
$\frac{M_{us}}{M} = f\left(\frac{u_s}{u_m}\right)$
1.5 - 2.00



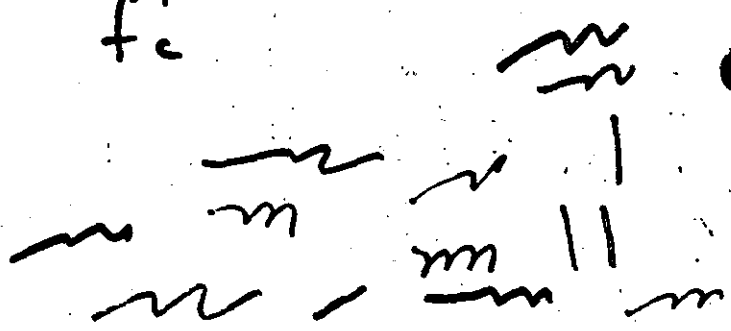
I secciones sub-reforzadas II sobre-reforzadas

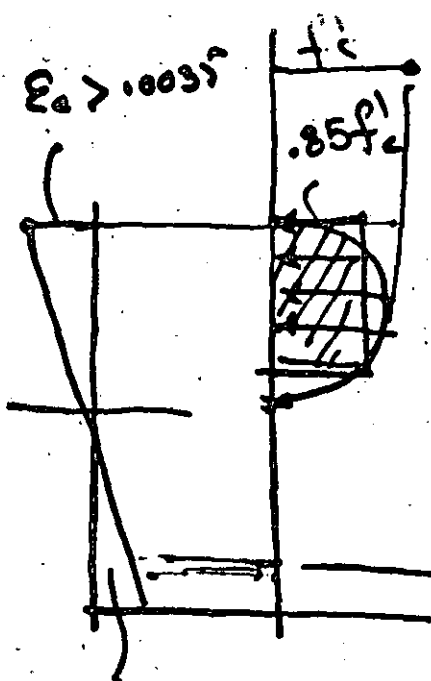


69 vigas sobre reforzadas

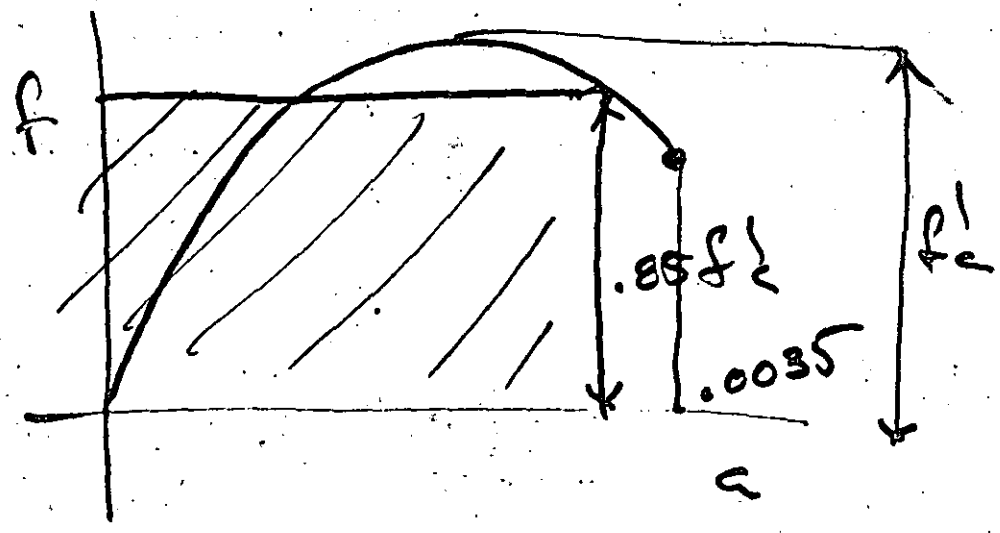


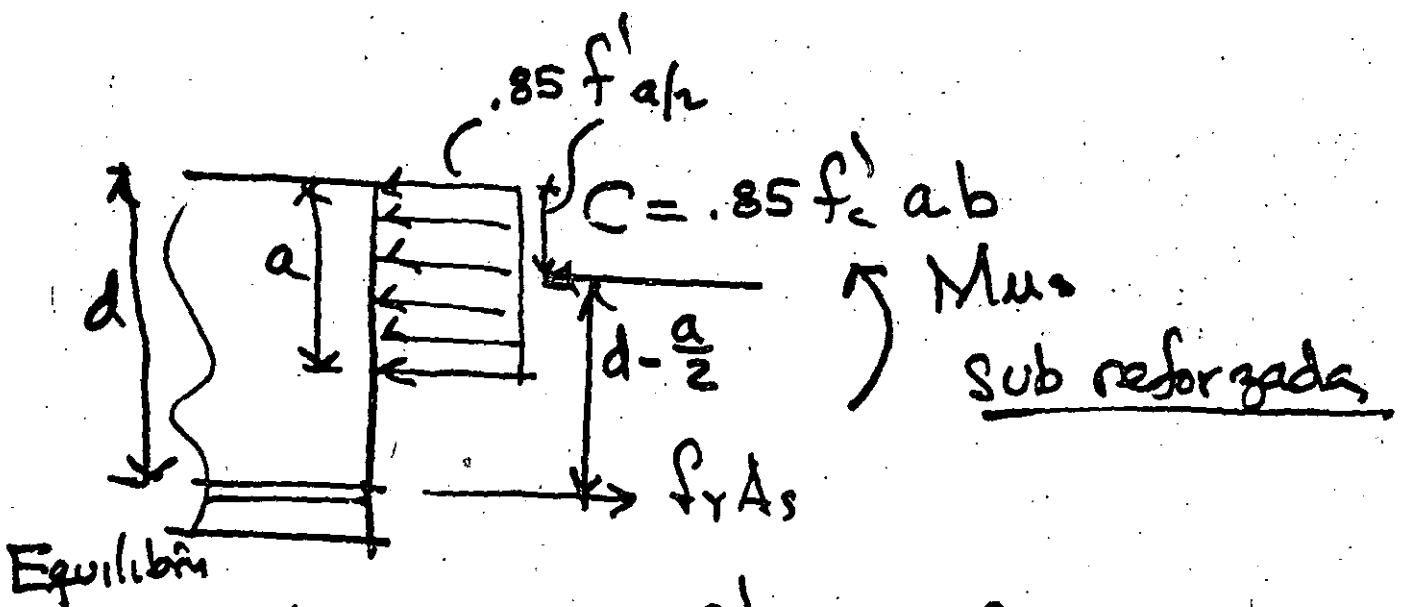
Encontrados





Charles
Whitney





de $\sum F_n = 0$

$$.85 f_c' ab = f_y A_s$$

$$a = \frac{f_y A_s}{.85 f_c' b}$$

concibe el valor de a

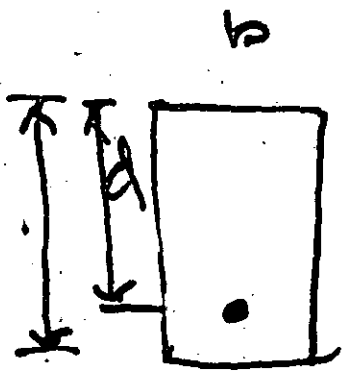
de $\sum M = 0$

$$f_y A_s (d - \frac{a}{2}) = M_{us}$$

$$M_{us} = f_y A_s (d - \frac{f_y A_s}{.85 f_c' b} \times \frac{1}{2})$$

$$\frac{M_{uc}}{f_c' b d^2} = \frac{1}{3}$$

$$M_{uc} \approx \left\{ \frac{4}{5} \right\} M_{us}$$



Datos, h, d, b, f_c', M

$$f_s A_s (jd) = M$$

$$A_s = \frac{M}{f_s jd}$$

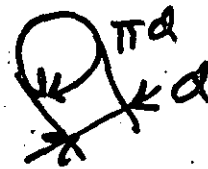
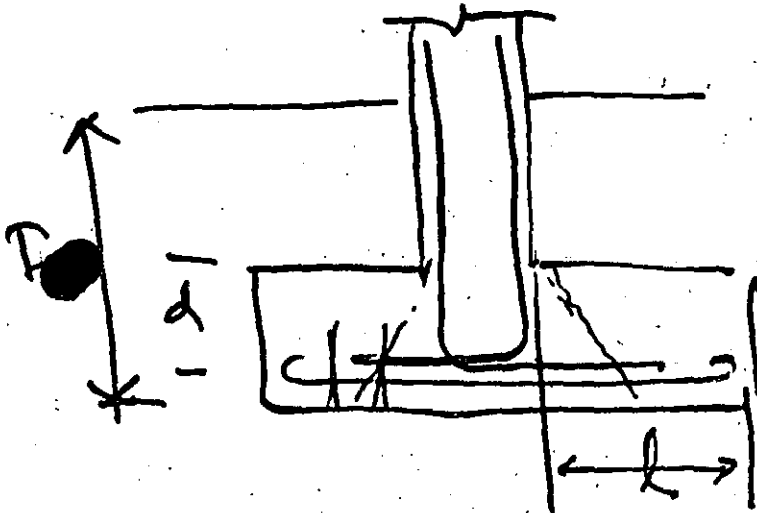
$$j = .85$$

A_s , Revisar por diseño ultimate o live

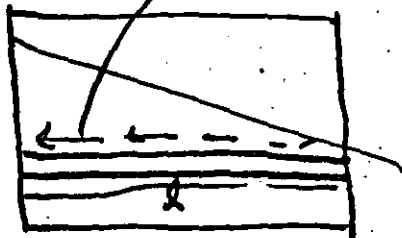


v_c, d

$$v_c = 80 \quad \sigma_r = f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$



$$f_s A_s$$



$$f_s A_s = \mu \pi d l \frac{1}{2}$$

$$f_s = \frac{\mu \pi d l}{2 A_s}$$

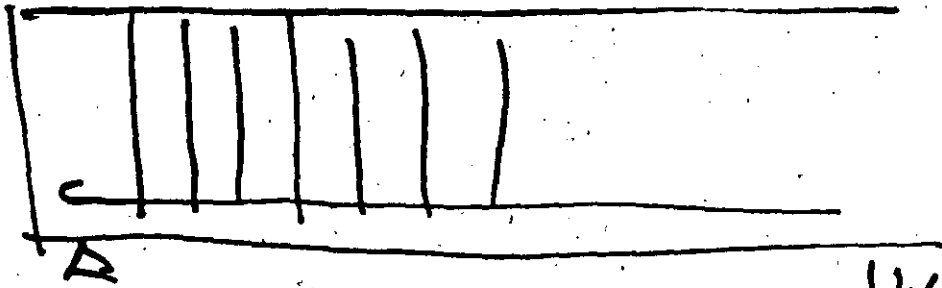
$$f_s \leq 900 \text{ kg/cm}^2$$

$$10 \text{ kg/cm}^2$$

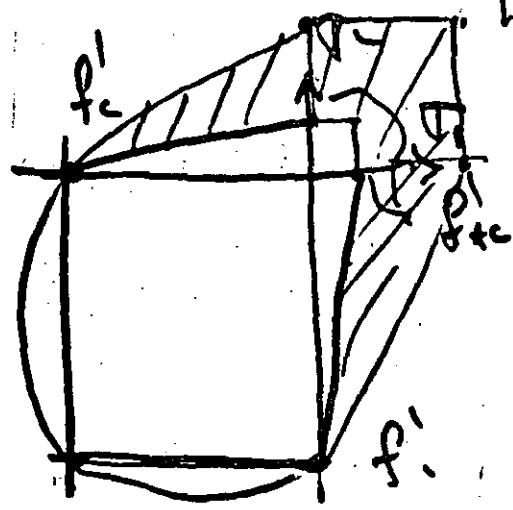
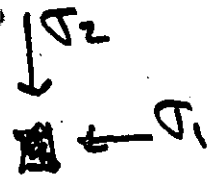
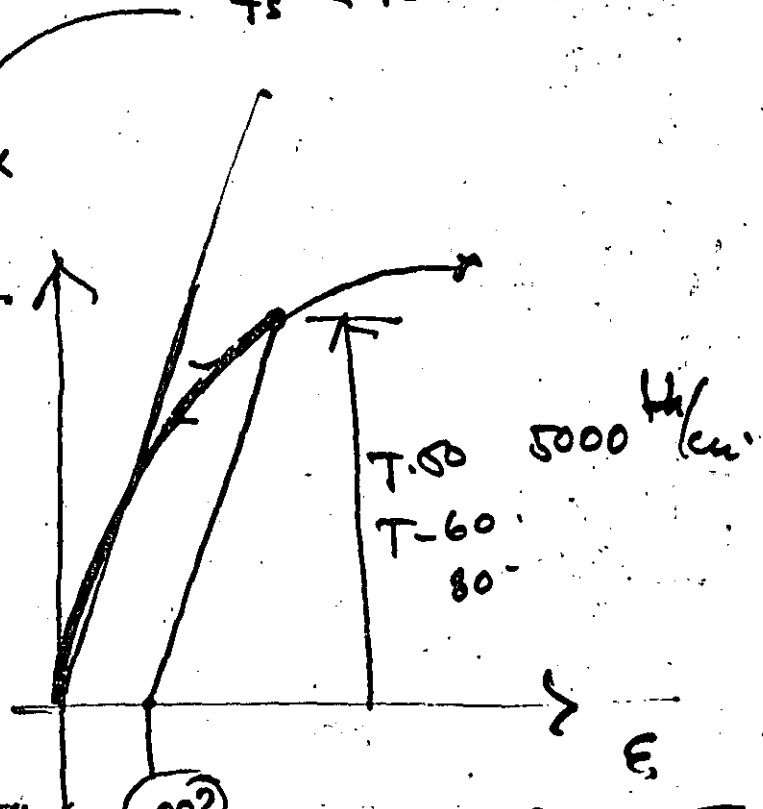
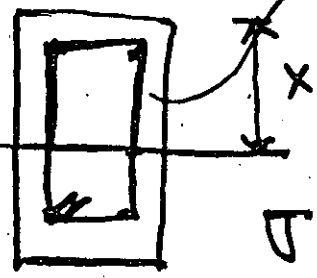
$$d = 1.25 \text{ cm}$$

$$l = 80 \text{ cm}$$

$$2,200 \text{ kg/cm}^2$$



$f_s < 1000 \text{ H/cu'}$



$f_c = k \sqrt{f_c}$

$f_c = 200 \text{ H/cu'}$

$f_c = 80 \text{ r}$



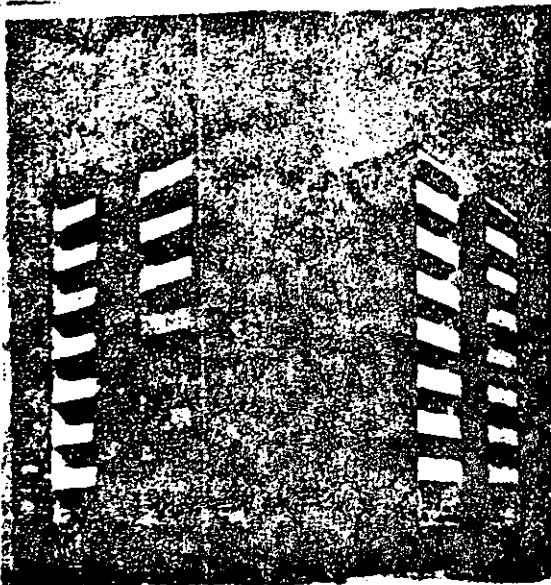
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

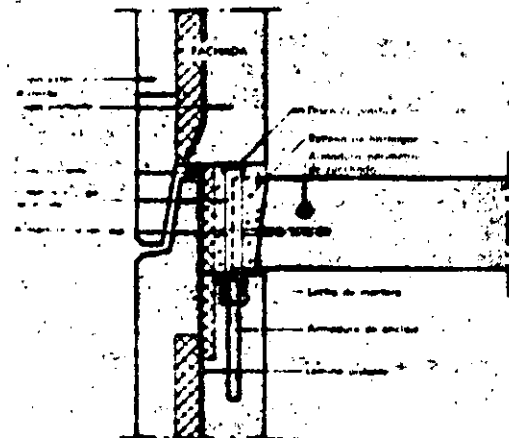
Sistemas de Prefabricación

Ing. Alfonso Olvera López

D I C I E M B R E, 1984.



Edificio de viviendas en Leverkusen-Duisdorf



Pared exterior con apoyo de forjado. Sección vertical

Elaboración de los elementos en la fábrica de Bielefeld



Sistema Beton- und Monierbau

1. Datos generales

País de origen: Alemania.
 Conocimiento: Beton- und Monierbau, S. A. sede central en Düsseldorf.

Construcción: Unidades de viviendas 1.800 UV.

Capacidad: 600 UV/año.

2. Características propias

Sistema constructivo: Construcción a base de grandes placas.
 Fabricación: Fábrica totalmente o parcialmente, según la situación y el volumen de las obras previstas.

Pedidos rentables: A partir de los 200 UV.

Tipo de edificios y de viviendas: Edificaciones en hilera y en altura con distribución en planta y número de pisos variable.

Sistema estructural: Determinación de grandes placas mediante una unión rígida de las placas-forjadas, sustentadas en dos o en las cuatro bordes, mediante un anillo perimetral de acero, machihembrado y relleno de las juntas. Unión rígida entre paredes y forjados mediante rebabas y clavos. En las torres se usan los paneles-pared, constituyendo manjara contra el viento.

Modulación: Módulos y peso de los elementos: Pesos de hasta 8 Mp.
 a) Elementos de forjado del tamaño de toda una habitación, hasta 20 m².
 b) Paredes interiores, de altura variable x 6,0 m de ancho máximo.
 c) Paredes de fachada, de altura variable x 6,0 m de ancho máximo.

3. Detalles sobre la fabricación y montaje

Tipo de fabricación: Fabricación en serie con moldes deslizantes, mesas fijas y/o encofrados en batería.
 Transporte: Camiones y transportes de plataforma baja.
 Distancia rentable de transporte: Depende de las características y la situación de la obra, en general, hasta unos 60 km.

Máquina necesaria en obra: Grúas giratorias de torre o grúas móviles, hormigón preparado en fábrica y transportado a obra para los encofrados, las mezclas de áridos y demás trabajos realizados en obra.

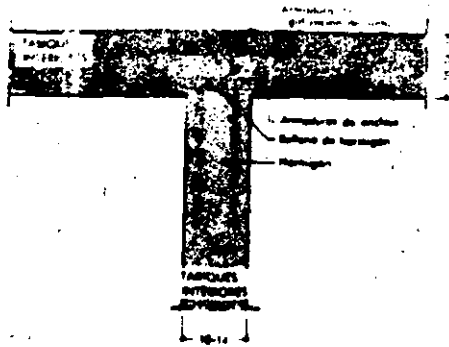
Herramientas auxiliares para el montaje: Clavos de ajuste para una colocación correcta en altura y en vertical de los elementos, apantallamiento de las paredes mediante unas tarapuntas, hasta el fraguado del mortero de relleno de juntas.

Trabajo necesario hora/UV:

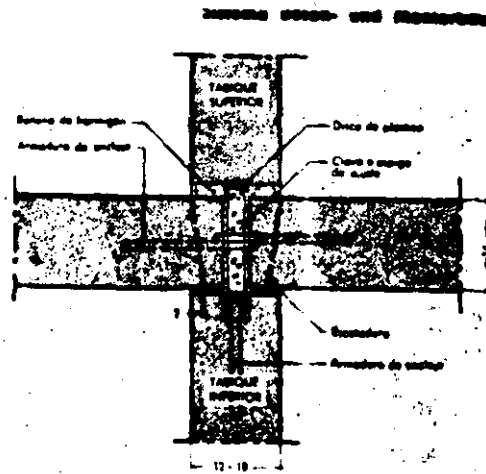
4. Descripción de la obra (realización normal)

Construcción: Hormigonado in situ.
 Sistema: Según las características del proyecto, hormigonado in situ, muros de ladrillo o elementos prefabricados.

Paredes externas: a) Fachadas
 Hormigón armado B 225/B 300 6,0 cm
 Capa exterior de hormigón visto, hormigón liviano, ladrillo macizo o macizo a elección.
 Poliestireno 20 x 20 x 4,0 cm
 Hormigón armado B 225/B 300
 100-14,0 cm (según las necesidades constructivas)



Unión entre paredes interiores. Sección horizontal



Apoyo de forjados sobre muros de carga interiores. Sección vertical

Aislamiento térmico alto, según el DIN 4108, zonas de aislamiento térmico.

b) **Masticos**
Como a).

Paredes interiores:

a) **Muros de carga**
(Preferentemente de disposición transversal).
Hormigón B 225/B 300, según las necesidades acústicas 10,0-14,0 cm

b) **Paredes no portantes**
Hormigón gaseado o elemento ligero aprox. 7,5 cm

c) **Paredes de separación de viviendas**
Hormigón armado B 225/B 300 10,0 cm

Techos:

a) **Sobre habitaciones**
Placa con una capa de cemento o de estuco a elección, según los DIN 4108 y DIN 4109 de hormigón armado B 300 (separar según las necesidades acústicas).

b) **Sobre cocinas y baños**
Como a), pero con un aislamiento suplementario contra la humedad.

Fornos:

Trazos de cocinas de hormigón armado B 300, con pavimentos de plásticos o piedras artificiales labradas, a elección.

Instalaciones:

a) **Instalaciones eléctricas**
Todos los elementos de pared y de forjado contienen ya la totalidad de la red de tuberías vacías, incluidas las cajas y distribuidoras.

b) **Instalaciones sanitarias y drenajes**
Las tuberías se incluyen, agrupadas, en unas bandejas que se cierran posteriormente. Si se utilizan cajas de instalaciones, éstas han de contener también todos los elementos necesarios para baño/WC.

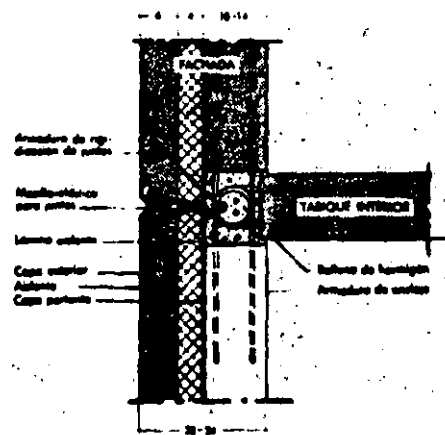
c) **Instalación de calefacción**
Calefacción por agua caliente, gas o electricidad, a elección.

5. Acabado

Los edificios se entregan llave en mano.

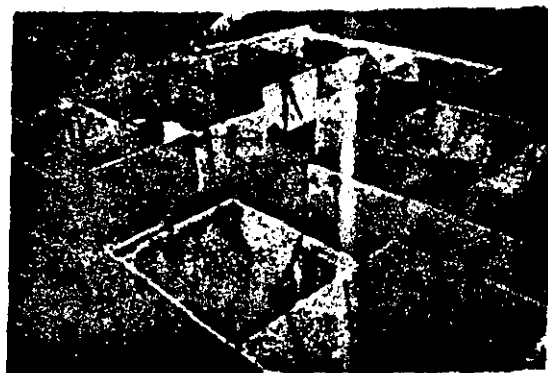
6. Colaboración con el arquitecto

Es posible una amplia adaptación a cualquier proyecto arquitectónico, siempre que se cumplan los requisitos fundamentales de toda construcción prefabricada.

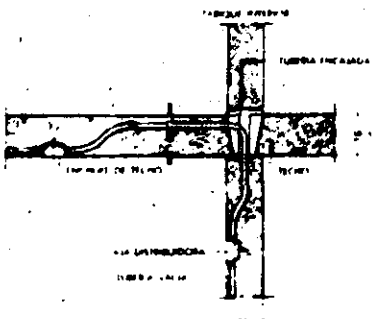
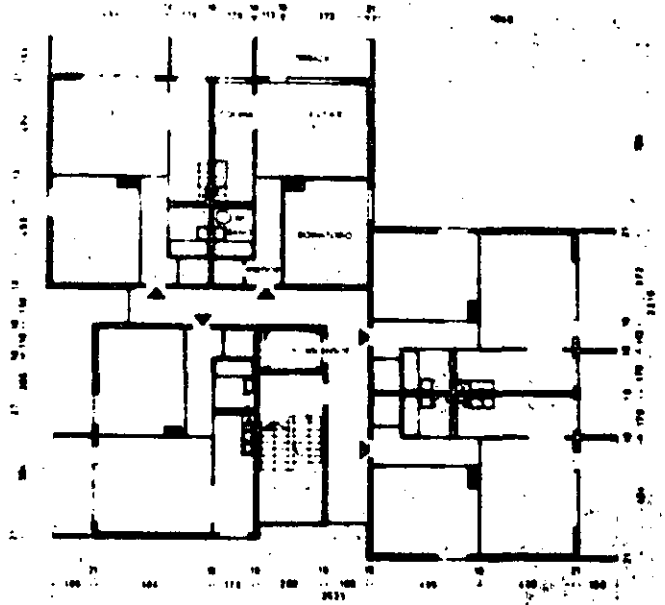


Unión entre pared interior y pared exterior. Sección horizontal

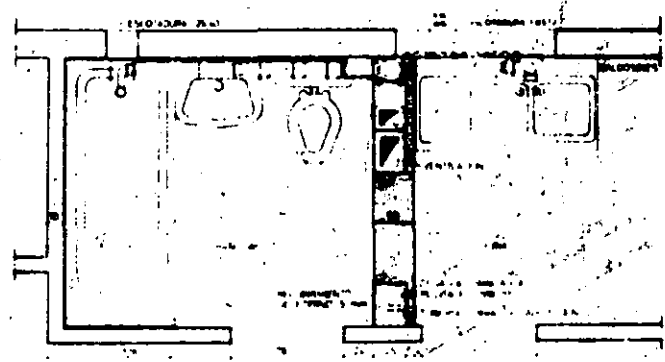
Montaje de paredes



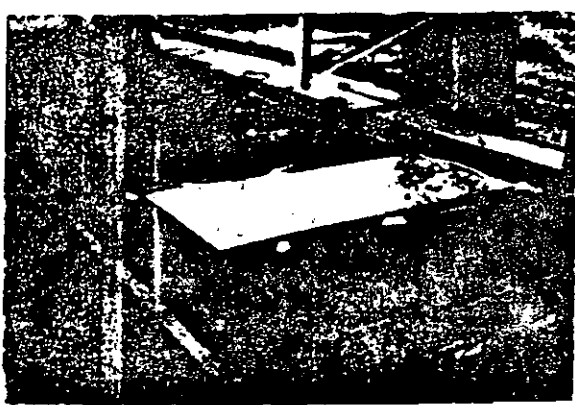
Torre de tuberías vivientes por planta, con viviendas de dos habitaciones



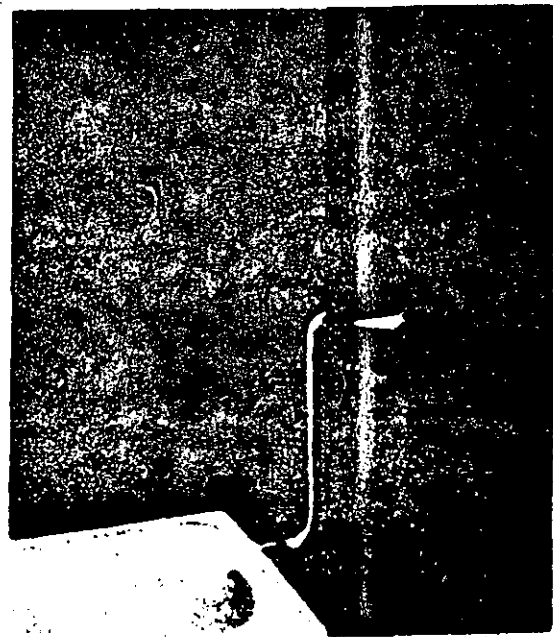
Condición de las tuberías vivas para la instalación eléctrica



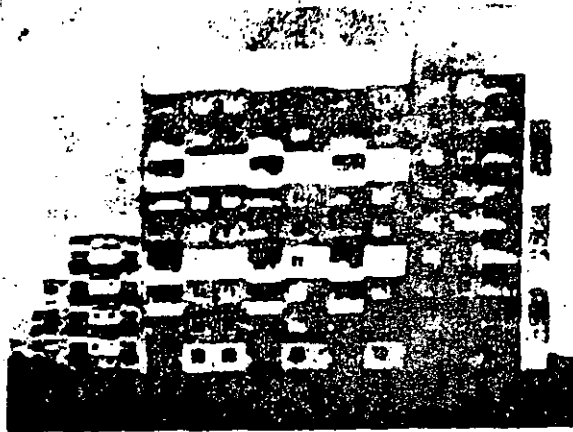
Detalle de instalación sanitaria para cocina y baño



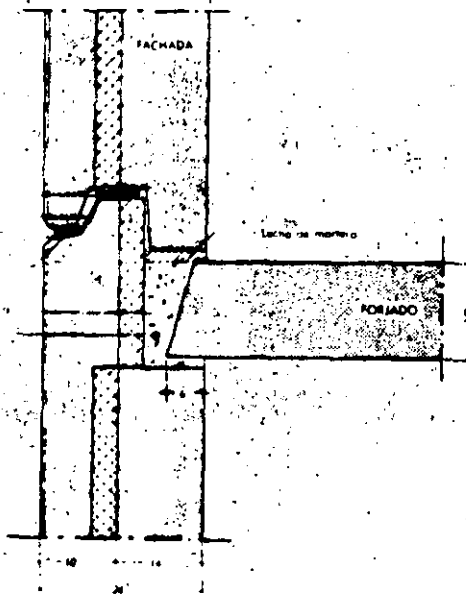
Detalle de pared construida con las tuberías y cajas incorporadas



Las tuberías de agua y gas se colocan agrupadas en nichos delante de la pared



Edificios de viviendas de nueva planta en Homburg-Mohlenhorst



Fachada con empotramiento de forjado. Sección vertical (realizado por Thiele)

Fábrica de la Strabag Bau AG en Berlín



Sistema Camous

1. Datos generales

País de origen:	Francia.
Concesionario:	Swift Raymond Camous & Co., Paris. Camous-Dietrich, Marignac-les-Forbach (Francia).
Concesionados:	Camus-Dietrich, Marignac-les-Forbach (Francia). Montagebau Thiele GmbH & Co., Hamburgo Strabag Bau AG, Berlín.
Unidades de viviendas terminadas:	Camous-Dietrich (en la Rep. Fed.) 1.000 UV Montagebau Thiele GmbH & Co. más de 6.000 UV Strabag Bau AG 1.000 UV
Capacidad:	Camous-Dietrich (en la Rep. Fed.) 1.000 UV Montagebau Thiele GmbH & Co. 1.000 UV Strabag Bau AG 1.000 UV

2. Características propias

Sistema constructivo: Construcción mediante grandes paneles.
Fabricación: Fábricas permanentes.
Pedidos rentables: 300-1.000 UV.
Tipos de edificios y de viviendas: Montagebau Thiele GmbH & Co. edificios: viviendas unifamiliares en hilera de 2 plantas, bloques de 2, 3 y 4 pisos con plantas de 2 y 3 viviendas, edificios altos, torres puntuales y lineales.
 Distribución de plantas en colaboración con el arquitecto.
 Camous-Dietrich ha edificado bloques de 16 pisos, así como viviendas unifamiliares de 1 ó 2 plantas aisladas, dobles o en hilera, normalmente de cubierta plana. Sin embargo, son posibles cubiertas inclinadas. Las superficies de viviendas varían de 74 a 145 m².
 La Strabag Bau AG edifica bloques de 7 a 16 plantas formando grandes organizaciones lineales, así como viviendas unifamiliares puntuales, o formando conjuntos cerrados con cubiertas planas aisladas.
Sistema estructural: Forjados empotrados por todos los bordes. Todos los paneles-forjado se atan mediante un anclaje perimetral, machihembrado de los bordes y relleno de hormigón, formando grandes placas. El empotramiento con los muros se realiza mediante estribos, armaduras de acero y relleno de hormigón.
Modulación: Horizontal y vertical de 55 mm.
Medidas y peso de los elementos: Peso de hasta 9,5 Mp.
 a) Elementos de forjado (tamaño total) hasta un máx. de 4,0 x 6,5 m.
 b) Tabiques interiores (tamaño total) 2,5 x máx. 5,0 m.
 c) Fachadas (tamaño total) 2,2 x máx. 6,5 m.

3. Detalles sobre la fabricación y montaje

Tipo de fabricación: Producción en serie; las mesas se mueven automáticamente, adaptándose al ritmo de trabajo (Thiele).
 Producción en mesas móviles sobre riel, que se pueden introducir, según cualquier orden arbitrario, mediante unos mecanismos de desplazamiento transversal automáticos en las cámaras térmicas (Strabag).
Tratamiento: Curado mediante aire caliente en una cámara térmica.
Transporte: Remolques de plataforma baja.
Distancia rentable de transporte: Hasta 50 km.
Máquinaria necesaria en obra: Grúas móviles con una fuerza de 120 Mp.m. Hormigoneras (o también hormigón transportado) para la realización de los elementos y relleno de juntas (Thiele). Grúas giratorias de torre con una fuerza de 160 ó 220 Mp.m. según la necesidad (Strabag).
Herramientas necesarias para el montaje: Tornapuntas para la sujeción de los paneles-paral.
Trabajo necesario en obra/IV:

Sistema GOMBO

1. Datos generales

País de origen:	Francia
Comisionario:	Société Raymond Lemaire & Co. Paris, Lemaire-Dietrich, Marivaux et Fiebert (Francia)
Comisionados:	Lemaire-Dietrich, Marivaux et Fiebert (Francia)
Unidades de viviendas terminadas:	Montagbau Thier GmbH & Co. Hamburgo Strabag Bau AG, Berlín Lemaire-Dietrich (en la Rep. Fed.) 1.529 U.V. Montagbau Thier GmbH & Co. más de 4.000 U.V.
Capacidad:	Strabag Bau AG, 1.529 U.V. Lemaire-Dietrich (en la Rep. Fed.) 1.200 U.V. Montagbau Thier GmbH & Co. 1.300 U.V. Strabag Bau AG, 1.000 U.V.

2. Características propias

Sistema constructivo: Construcción mediante grandes paneles.
Fábricas: Fábricas permanentes.
Pedidos remanentes: 200-1.000 U.V.
Tipos de edificios y de viviendas: Montagbau Thier GmbH & Co. edifica: viviendas unifamiliares en hilera de 2 plantas, bloques de 2, 3 y 4 pisos con plantas de 2 y 3 viviendas edificios altos, torres pasadizo y flats.
Distribución de plantas en colaboración con el arquitecto.
Lemaire-Dietrich ha edificado bloques de 16 pisos, así como viviendas unifamiliares de 1 ó 2 plantas aisladas, dobles o en hilera, asimismo de cubierta plana. Sin embargo, son posibles cubiertas inclinadas. Las superficies de viviendas varían de 75 a 165 m².

La Strabag Bau AG edifica bloques de 7 a 16 plantas formando grandes organizaciones lineales, así como viviendas unifamiliares pasadizo, o formando conjuntos arquitectónicos con cubiertas planas aisladas.

Sistemas estructurales: Paredes empotradas por todos los bordes. Toda la pared-forjado se está ejecutando en un sistema post-tensionado, anclándose de los bordes y columnas de hormigón, formando grandes placas. El empotramiento con los muros se realiza mediante estribos, armadura de acero y columnas de hormigón. Horizontal y vertical de 35 mm.

Modulación: Medidas y peso de los elementos:
Peso de base 0,5 Mp.
a) Elementos de forjado (tamaño total) hasta un máx. de 4,0 x 6,5 m.
b) Tabiques interiores (tamaño total) 2,0 x máx. 5,0 m.
c) Fachadas (tamaño total) 2,0 x máx. 6,5 m.

3. Detalles sobre la fabricación y montaje

Tipo de fabricación: Producción en serie; las curvas se mueven automáticamente, adaptándose al ritmo de trabajo (Thier).

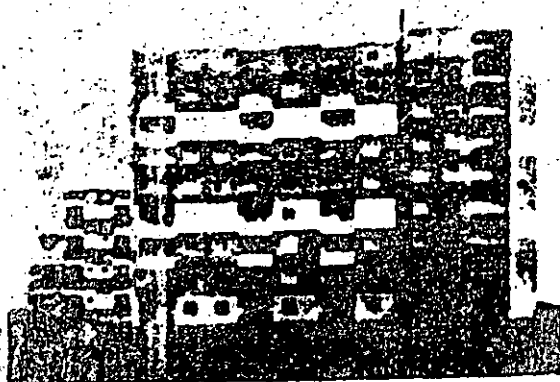
Producción en series móviles sobre rieles, que se pueden introducir según cualquier orden arbitrario, mediante unos mecanismos de desplazamiento transversal automáticos en las cintas móviles (Strabag). Curado mediante aire caliente en una cámara térmica.

Tratamiento: Hormigón de plataformas bajo. Hasta 80 km.

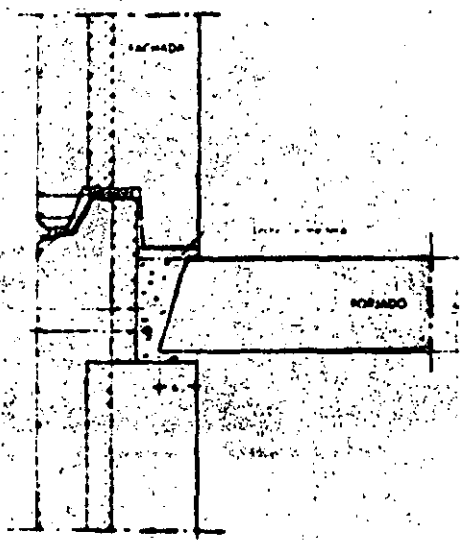
Transporte: Distancia rentable de transporte:
Maquinaria secundaria en obra: Grúas móviles con una fuerza de 120 Mpm. Hormigoneras (o también hormigón transportado) para la realización de las cubiertas y columnas de juntas (Thier).

Grúas planas de torre con una fuerza de 140 ó 220 Mpm, según la intensidad (Strabag). Transportes para la inyección de los paneles-juntas.

Herramientas auxiliares para el montaje: Trabajo secundario en lista IV.

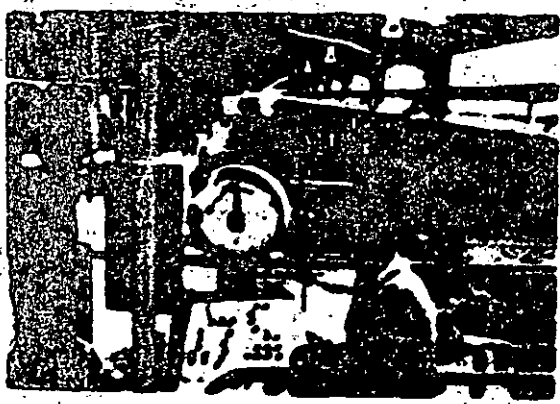


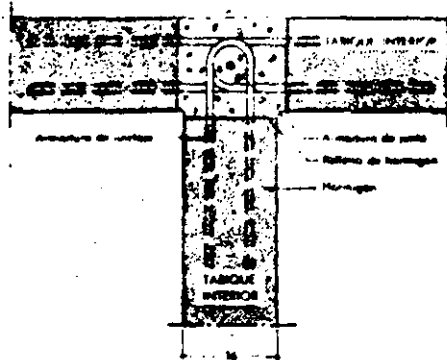
Edificio de viviendas de nueva planta en Hamburgo-Mohrenstedt



Fachada con empotramiento de forjado. Sección vertical (realizada por Thier)

Fábrica de la Strabag Bau AG en Berlín





Encuentro de paredes interiores. Sección horizontal (realizado por Thiels)

4 Descripción de la obra (realización normal)

Instalaciones: Hormigonado *in situ*.
Rejones: Paneles de hormigón armado o hormigonado *in situ*.

Paredes externas:
 a) **Fachadas**
 Hormigón B 300 5.5-7.0 cm
 Superficie exterior de mosaico pequeño u hormigón lavado 3.5-5.0 cm
 Hormigón B 300 14.0 cm
 Se mantienen o superan los valores mínimos de las DIN 4.108 y DIN 4.109.

b) **Hastiales**
 Como a).
Paredes interiores:
 a) **Muros de carga**
 Hormigón B 300, normalmente 14.0 cm (Los muros de la caja de escaleras son de tres capas 22.0 cm)

b) **Paredes no portantes**
 Hormigón B 225 7.0 cm
 c) **Paredes de separación de viviendas**
 Hormigón B 300 16.0-18.0 cm

Techos:
 a) **Sobre habitaciones**
 Pavimento a elevación.
 Solera sp. 3.5 cm
 Aislante sp. 2.0 cm
 Hormigón B 300 18.0 cm
 b) **Sobre cocinas**
 Pavimento a elevación sp. 0.3 cm
 Lo demás como a).
 c) **Sobre baños**
 Como b).

Escaleras: Los tramos de escalera, así como los descansillos, están formados por hormigón armado B 300.

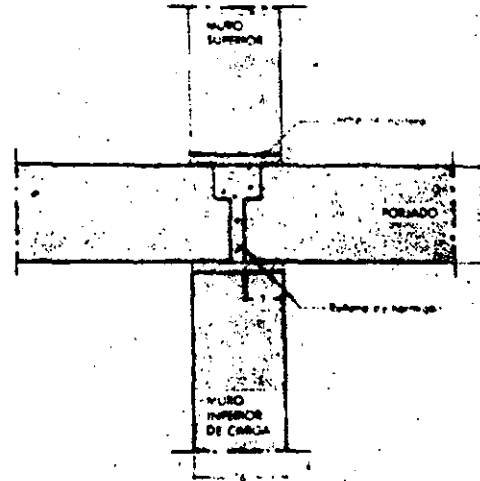
Instalaciones:
 a) **Instalación eléctrica**
 Los elementos de pared y forjado contienen la red de tubos con las cajas de distribución y de derivación.
 b) **Instalaciones sanitarias y desagües**
 Las columnas y bajantes se encuentran agrupadas en un elemento o celda de instalaciones aisladas acústicamente. Las tuberías de distribución en cada piso se encuentran en ranas ya instaladas en el elemento.
 c) **Instalación de calefacción**
 Calefacción por agua caliente de una sola tubería. Las columnas se encuentran agrupadas en el elemento o celda de instalaciones aisladas acústicamente. Las tuberías de distribución a cada elemento radiador se encuentran en ranas realizadas en los rebosos o porfiles.

5. Acabado

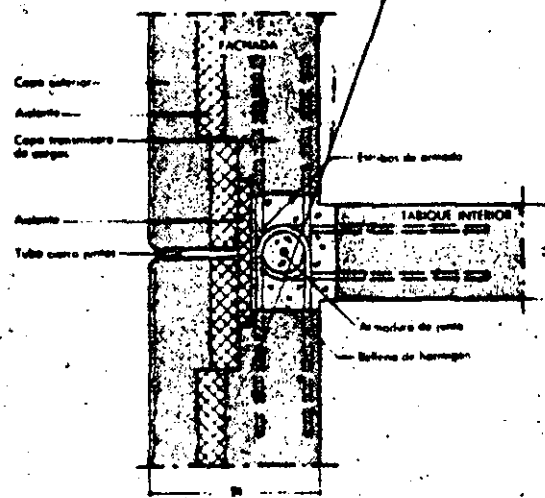
Los edificios realizados por empresas propias se entregan llave en mano a los propietarios.

6. Colaboración con el arquitecto

La elaboración del proyecto se realiza por arquitectos contratados, en estrecha colaboración con el estudio de construcción del productor.

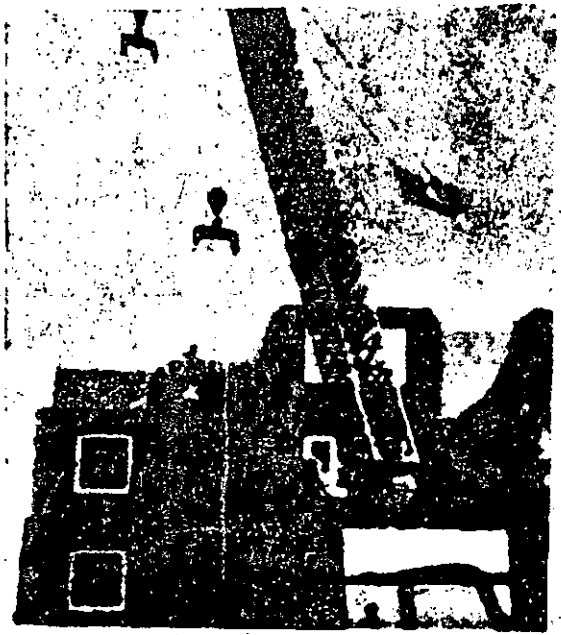


Empotramiento del forjado con los muros de carga interiores. Sección vertical (realizado por Thiels)



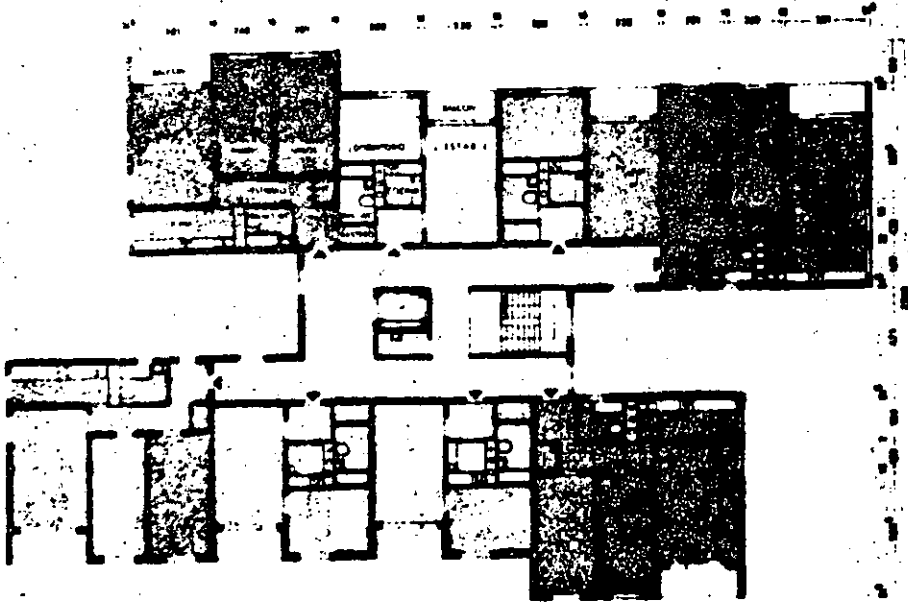
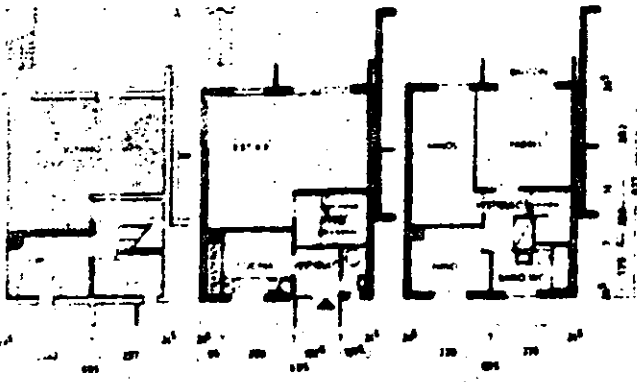
Encuentro de muros interiores y exteriores. Sección horizontal (realizado por Thiels)

Montaje de paredes exteriores en obra



Planta de un edificio en altura de dos pisos (edificio terminado)

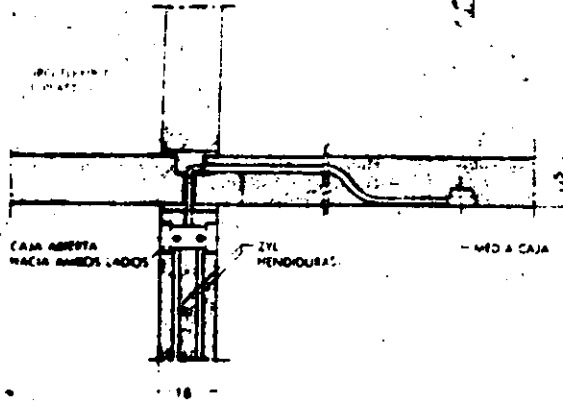
8



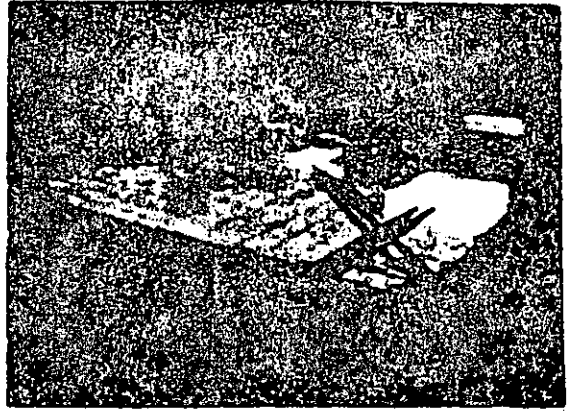
Planta de este vivienda de un bloque de cuatro pisos con viviendas de 2 y 3 habitaciones.



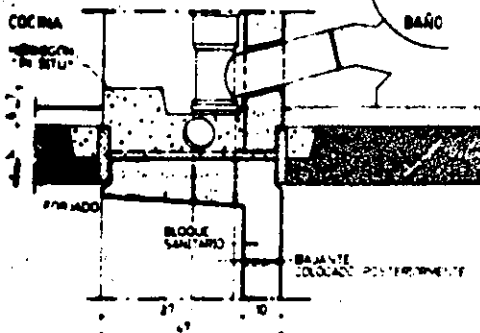
Planta de este viviendas de una torre con viviendas de 1 y 2 habitaciones



Esquema de instalación eléctrica (según Thiele)

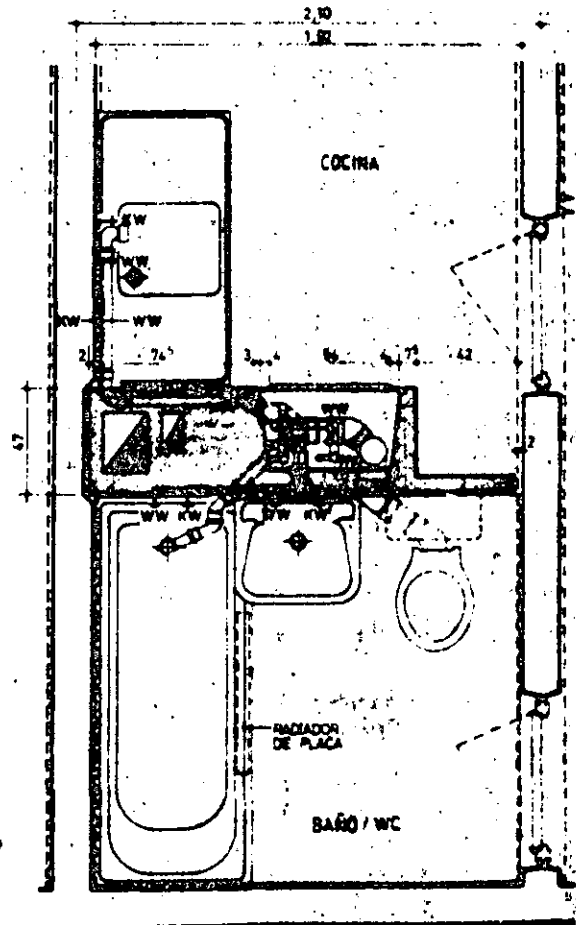


Elemento de pared con aislantes (Dyropor) para las esjas de los cables. Las tuberías de plástico aisladas se insertan una vez frías en el hormigón, dejando los huecos para los conductores eléctricos.



Elemento o célula de instalaciones situada entre cocina y baño. Los sanitarios y los bajantes se colocan en concreto agrupados en dicho elemento, y se cubren posteriormente.

▲ Situación a través del nicho (según Thiele)
 □ Placa



1.2.1.
Tipos CAMUS
Casa prefabricadas

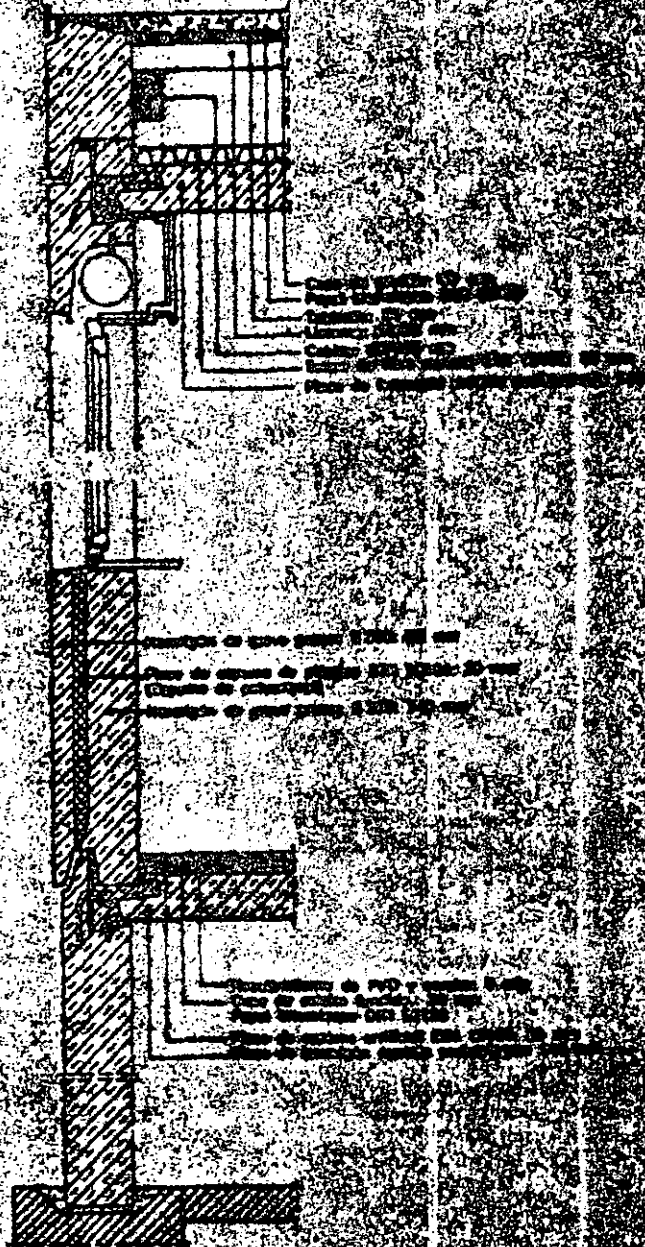
Fabricante:
 Fa. C. J. u. Dietrich
 Carlingu-les Forbach - Francia
 Camus - Planung, GmbH, Saarbrücken
 Instituto de Investigación propia: CRUC, París



Construcción:

Casa normalizada de una y dos plantas.
 En dos variedades de tipo,
 de 118 a 130 m² de superficie
 edificada, o sea de
 747 a 1020 cm³ de volumen edificada.
 Añadido del módulo: 278 cm.
 Se iba desarrollando desde
 la fabricación de grandes piezas.

Vista en sección vertical



Paredes exteriores, espesor 20 cm:
 140 mm hormigón de grava gruesa
 30 mm placa de espuma de poliestireno
 DIB 18186
 espuma de polystyrol
 80 mm hormigón de grava gruesa Ø 300
 El hormigón visto o bien recubierto
 por placas decorativas de
 mosaico mediano de 8 x 8 cm

Paredes interiores:
 70 mm o 140 mm hormigón de grava
 ordinaria

Paredes medianeras:
 140 mm hormigón de grava gruesa Ø 300
 30 mm placa de espuma de poliestireno
 140 mm hormigón de grava gruesa Ø 300

Cielos:
 de alba, con hormigón Ø 120/160
 Soporte de placas de hormigón prefabricado
 alba

Cielera:
 Placa, con ligera inclinación interior de
 1 mm
 60 mm grava, papel bituminoso
 24 mm tablero
 60/80 mm lana
 80/140 mm cables
 80 mm arena de 1 mm alba
 140 mm placa de hormigón alba

Protección:
 Terracota en alba

SARADWA Raymond Cornus

Fabricante
Proced. Industriela de Construcion
Raymond Cornus, Paris y muchas
de empresas que fabrican bajo licencia

Organicacion
Central de Planificaci6n de Prefabricados
Cornus

Ingenieria
C.R.I.C. Grupo investigador

La entidad SERPEC (Societe d'Etudes et de Realizacion de Procedos Economicos de Construcion) desarrollo la base tecnica y la puesta en practica de una racionalizacion de la construcion con elementos prefabricados. Bajo su iniciativa se cre6 la empresa CAMUS que adopt6 la forma de Sociedad Anonima.

Los elementos de paredes y de techos se prefabrican segun sus dimensiones totales. Las placas de paredes incluyen ya puertas y ventanas así como la capa de proteccion de intemperies, y las placas de techos, de hasta 24 m² de superficie, incluyen también las instalaciones de calefaccion.

Todos los elementos son hormigonados en cadena y se curan artificialmente, sucediéndose luego las distintas fases de terminacion. El hormigonado se realiza en boterias similares a chimeneas. Puesto que todas las paramentos van con armaduras y son aptos para trabajar en carga, no se precisan jácenas ni vigas ni cerchas, etc. Los edificios, una vez terminados, son completamente compactos y rígidos al igual que construcciones masivas normales.

Paredes exteriores:
75 cm espesor. Constitucion:
30 mm capa de hormigon con recubrimiento exterior a base de placas ceramicas de 5 x 5 cm o tiras ceramicas de tamaño conveniente, todo ello hormigonado conjuntamente.
10 mm styropor
100 mm hormigon armado como nucleo portante
15 mm revestimiento interior

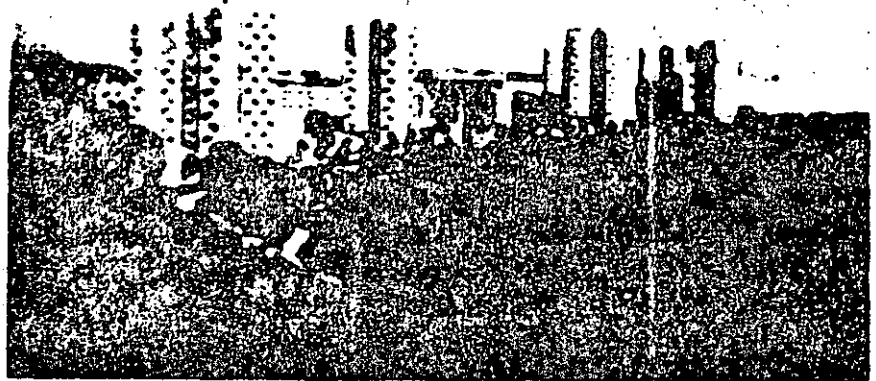
Paredes interiores: Elementos prefabricados en hormigon armado.
170 mm espesor para placas portantes
70 mm espesor para placas no portantes (tabiques)

Techos y cubierta: Elementos prefabricados en hormigon armado

Produccion:
Completamente automatica en fabrica.
Desde 1958 hasta 1965 se han producido 84 000 apartamentos en total 37 215 de los cuales están en Francia.

Ejemplo de uno de los talleres «CAMUS»
Produccion de la fabrica: 1 vivienda por hora
Consumo diario de hormigon armado: 200 m³
Cantidad de elementos fabricados por dia: 150

Peso total de la produccion por dia: 500 tons.



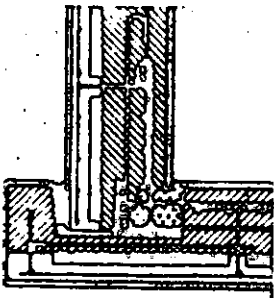
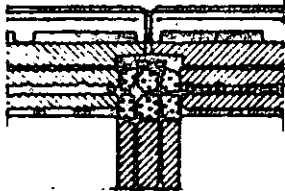
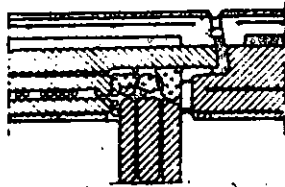
Barros redondeados «Los Courtilères» Paris.



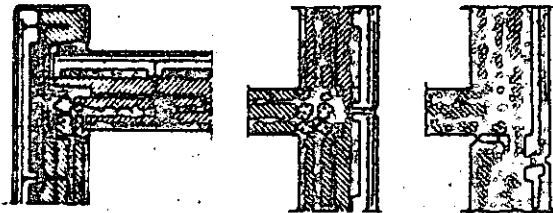
Bloques de viviendas de 12 plantas en «Los Courtilères»

Capacidad de transporte 10 000 tons. - En
 Estos resultados anteriormente enunera
 des se han obtenido con una plantilla
 de 24 empleados, 164 obreros, 78 ayu-
 dantes. Continúa disminuye la pro-
 porción entre horas de trabajo y viviendas
 construidas. En la actualidad es la de
 0.6 obreros por vivienda y por año. En
 comparación con los sistemas ordinarios
 de construcción, la de éstos es de 1.7

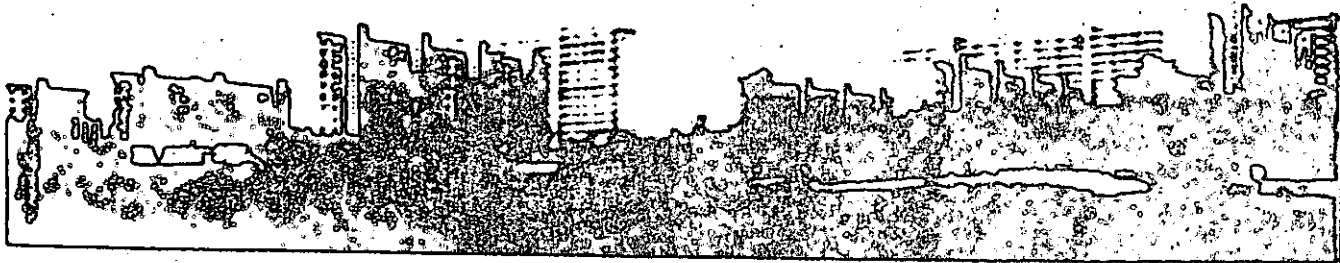
Sistema Camus ejemplo de unión entre paredes
 exteriores y placa de techo, unión de placas
 de fachada con placa interior y unión en esquina.
 Composición pared exterior: mosaico,
 cuerpo de hormigón armado, sistema de
 STYCOFOR, hormigón armado, estuco interior.



Vista de un muro



Dentro residencial de construcción. (□) viviendas



Sistema Coignet

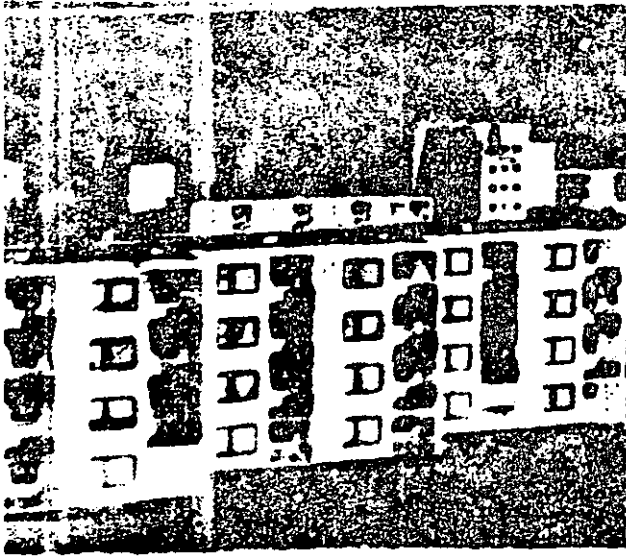
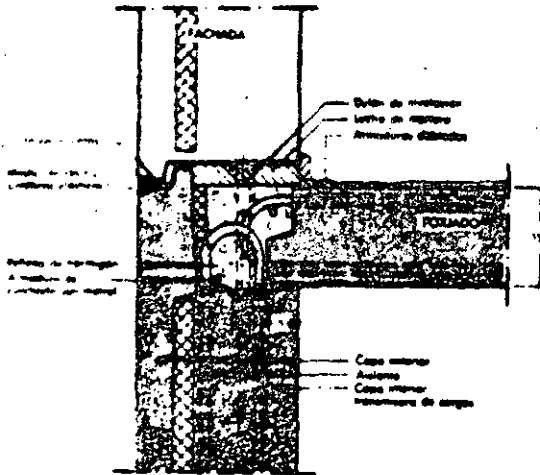
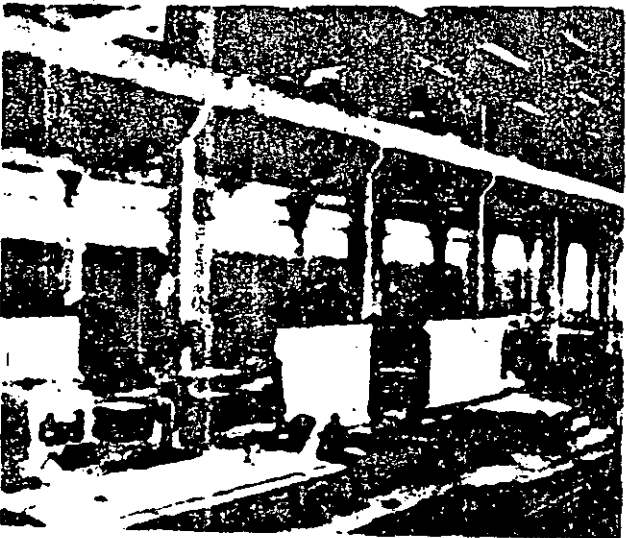


Diagrama de viviendas en la ciudad Riezense en Francia (1934)



Superficie de forjado en elementos de fachada. Sección vertical

Forma de producción de la fábrica de Neuenberg



1. Datos generales

País de origen: Francia.
Construcción: Edmund Coignet, S. A., París.
Construcciones: Holzmann-Coignet Fertighaus GmbH, Neuenberg.
 Bayerische Fertighaus GmbH, sistema Coignet, Garching junto a Múnich.
 Berliner Fertighaus GmbH, Berlín 44.
1. Unidades de viviendas terminadas: Holzmann-Coignet Fertighaus GmbH (hasta final de 1967) 1.800 UV
 Bayerische Fertighaus GmbH, sistema Coignet 1.400 UV
Capacidad por año: Holzmann-Coignet Fertighaus GmbH 1.800 UV
 Bayerische Fertighaus GmbH, sistema Coignet 700 UV
 Berliner Fertighaus GmbH, sistema Coignet 1.800 UV

2. Características propias

Sistema constructivo: Construcción mediante grandes paneles.
Fabricación: Fábrica permanente.
Formas variables: 24 UV de tipología ya existente o con sólo muy ligeras variaciones; 100 UV de cualquier característica.

Tipos de edificios y de viviendas: Holzmann-Coignet Fertighaus edificó hasta ahora bloques de 3 hasta 10 pisos, con viviendas de 1 a 4 1/2 habitaciones (con una superficie de 35 a 100 m²), así como bloques con galerías de acceso interiores de 8 y más pisos.

La Bayerische Fertighaus GmbH construyó edificaciones de 3 a 8 pisos con viviendas de 1 a 2 habitaciones (superficie de 30 a 74 m²).

La Berliner Fertighaus GmbH está realizando en la actualidad edificios de 10 y 14 pisos con viviendas de 1 a 4 habitaciones, con una superficie de 30 a 105 m².

Norma estructural: Los paneles de forjado de tamaño total y con armadura en dos direcciones, se unen hasta originar una placa, mediante un enchufe perimetral, machihembrado de los bordes y relleno de las juntas. Se consigue un empotramiento con las paredes mediante cojines, machihembrado de los bordes y relleno de las juntas.

Modularidad: Ninguna (Holzmann-Coignet), preferentemente un módulo de 0,24 m (Bayerische Fertighaus) o de 30 cm (Berliner Fertighaus). Peso máx. de 10 Mp.

Medidas y peso de los elementos:
 a) Techos (tamaño total), estándar 0,25 x 5,15 m.
 b) Paredes interiores y externas (tamaño total), 0,25 x 5,15 m, altura de piso a máx. 7,0 m.

3. Detalles sobre la fabricación y montaje

Tipos de fabricación: Producción en serie, fabricación de los elementos en moldes fijos.

Tratamiento: Curado mediante calor del hormigón en el molde.

Transporte: Camiones y remolques de plataforma baja.

Distancia variable de transporte: Hasta unos 150 km, dependiendo de la duración.

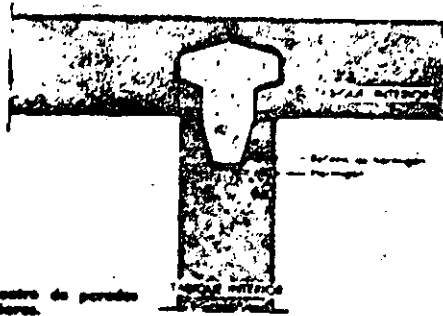
Maquinaría necesaria en obra: Grúa-torre giratoria, tipo 125/100.
 Hormigonera para la cimentación, albanos y hormigón de relleno.

Herramientas auxiliares para el montaje: Balones de acero o tacos de hormigón armado fáciles de ajustar y clavados de los paneles-pared. Tornillos para la sujeción de los paneles horizontales.

Trabajo necesario en horas/UV: ---

4. Descripción de la obra (realización normal)

Cimentación: Hormigonado in situ.
Sólo: Se prefabrican paneles de 14, 18 y 25 cm de grosor.



Encuentro de paredes exteriores. Sección horizontal

Paredes exteriores:

- a) Fachadas
 - Hormigón B 300 6,0 cm
 - Superficie exterior a elevación de hormigón visto, pintura de hormigón lavado, con malla de tamaño medio
 - Láminas de poliestireno 4,0 cm
 - Hormigón B 300 1,0 cm
 - 1/A 1,20 m²/área.
 - No superan los valores mínimos de la DIN 4108.

Paredes interiores:

- a) Muros de carga
 - Hormigón B 300 14,0 x 18,0 cm
- b) Paredes no portantes
 - Hormigón B 300 6,0 cm
- c) Paredes de separación de viviendas
 - Hormigón B 300 18,0 cm

Techos:

- a) Sobre habitáculos
 - Láminas de corcho u otros tipos de pavimentos 0,55 cm
 - Hormigón armado B 300 15,0 cm
 - En el caso de la Bayr. Fertighaus: a elevación PVC, láminas.
 - Parquet, solera 4,0 cm
 - Aislante 2,0 cm
- b) Sobre cocinas
 - PVC sobre una capa de material plástico.
 - Hormigón armado B 300 15,0 cm
 - En el caso de la Bayr. Fertighaus: Como a).
- c) Sobre baños
 - Como b).

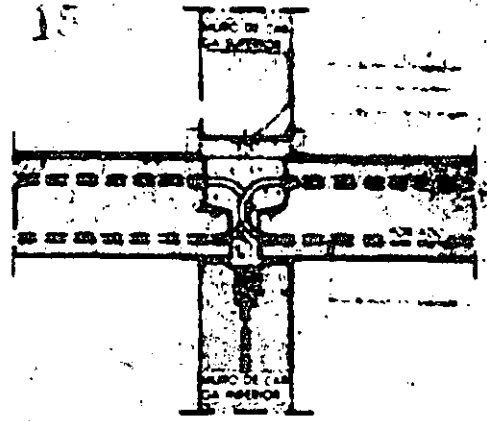
Ferretes: Tramos de ventana de hormigón armado y descansillos de B 300, superficie exterior de piedra artificial.

Instalaciones:

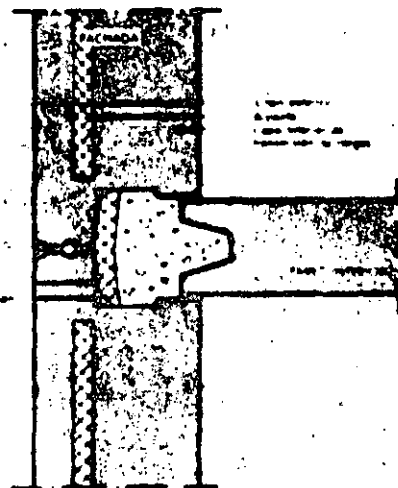
- a) Instalaciones eléctricas
 - La totalidad de la red, incluidas las cajas de distribución y derivaciones, se incluyen en fábrica en los paneles-pared y paneles-forjados.
- b) Instalaciones sanitarias y de agua
 - Las columnas y bajantes se encuentran en la caja de instalaciones o bloque sanitario; las tuberías de distribución se colocan delante de las paredes o dentro de éstas, según Bayr. Fertighaus.
- c) Instalación de calefacción
 - Calefacción por agua caliente de tubería única con radiadores normales (Holzmann-Clignac) o calefacción mediante radiadores de núcleo combinados con radiadores normales (Bayr. Fertighaus). Las columnas se encuentran en la caja de instalaciones, los distribuidores van por el techo.

5. Acabado
Los edificios se entregan al propietario llave en mano.

6. Colaboración con el arquitecto
El proyecto se desarrolla por un arquitecto cualquiera, en colaboración con la oficina técnica del productor.

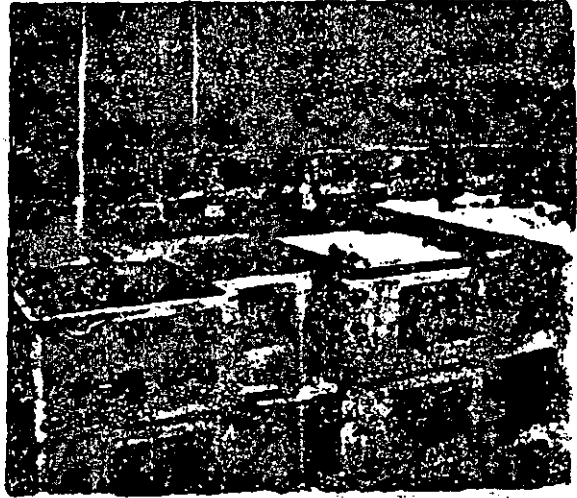


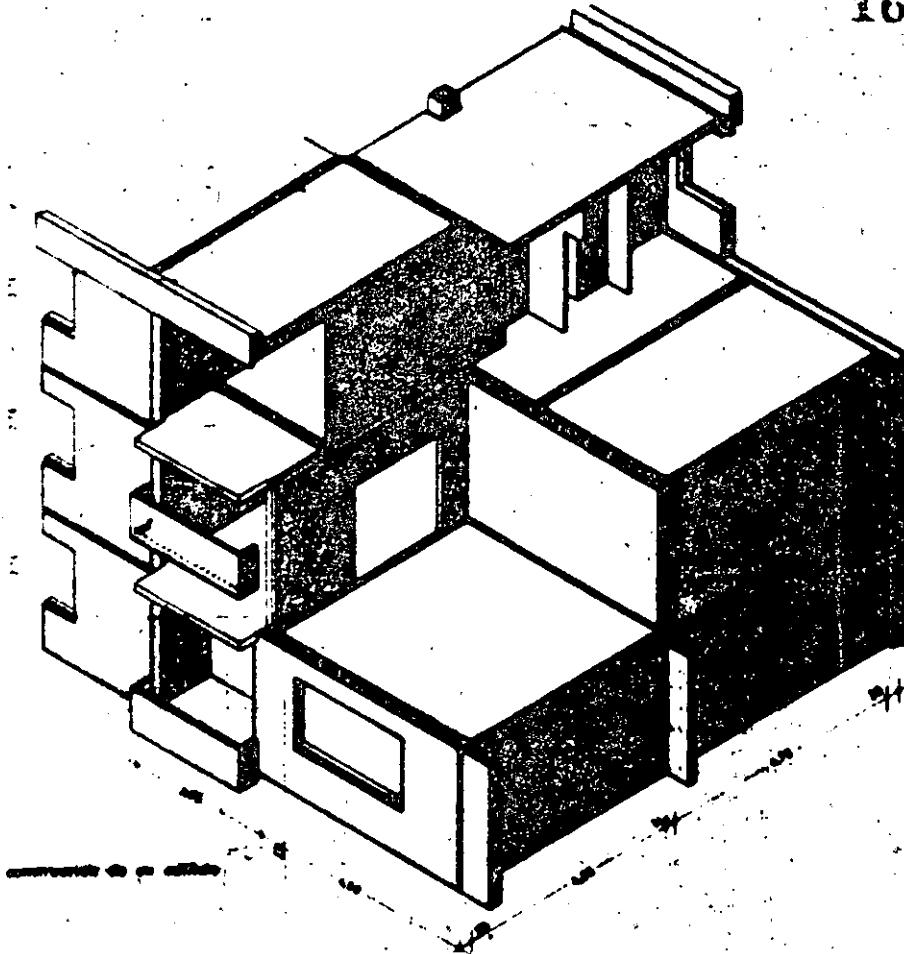
Empalmamiento del forjado en las paredes de carga exteriores. Sección vertical



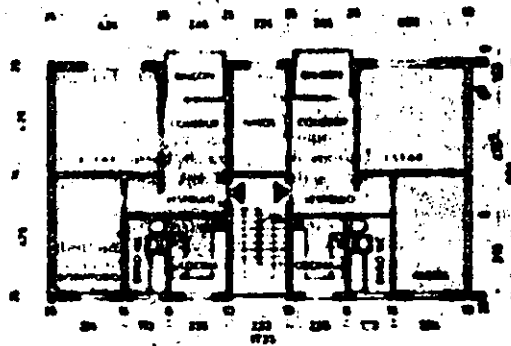
Encuentro entre pared exterior y pared interior. Sección horizontal

Muestra de un panel-forjado

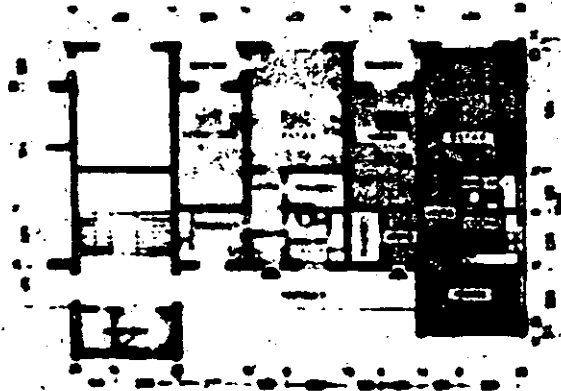




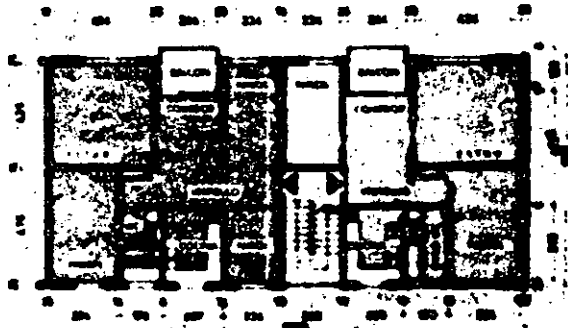
Detalle de la construcción de un edificio



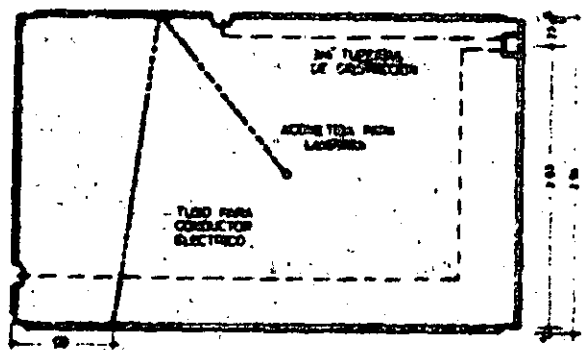
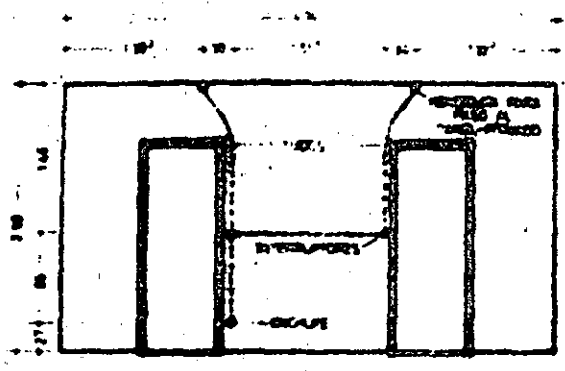
Plano con dos viviendas de 3 y 2 habitaciones



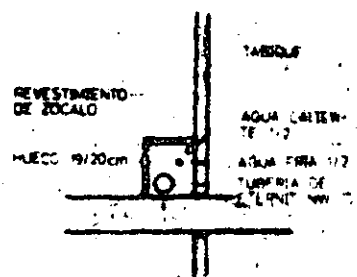
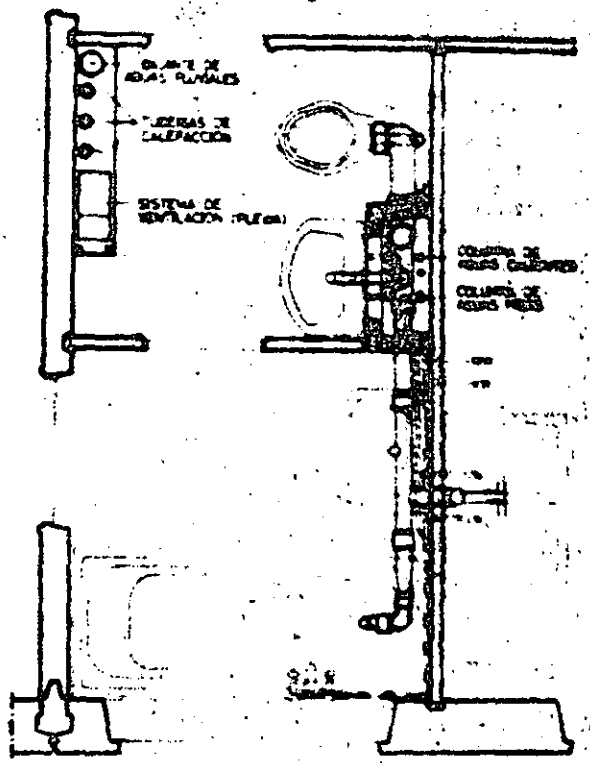
Plano de edificio con viviendas de cuatro dormitorios y un baño de 3 y 2 habitaciones



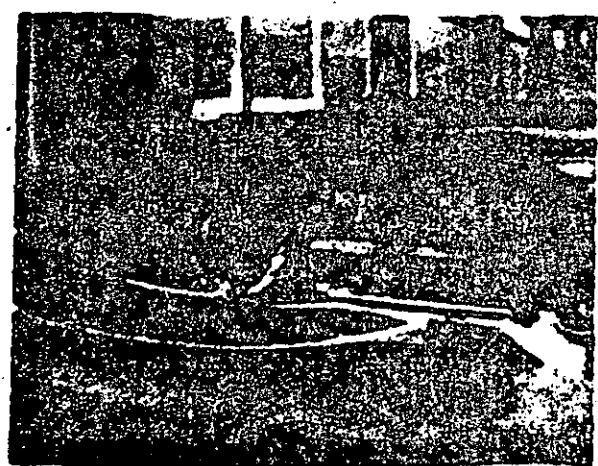
Plano de edificio con dos viviendas de 3 y 2 habitaciones



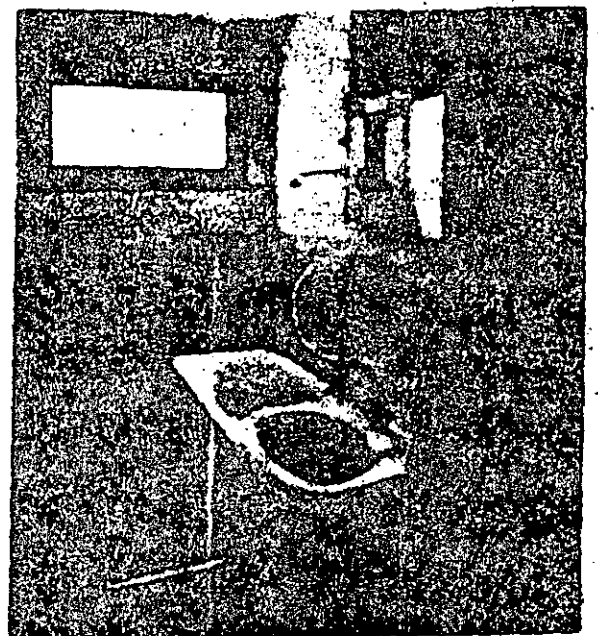
Sección de instalación eléctrica.
Revestimiento
Reajer para el piso



Planta de baño-bañera/WC con un bloque de insulación en forma de arroyo. Las tuberías y tuberías se encuentran apoyadas en dicho elemento, las tuberías de distribución se colocan sobre el revestimiento del zócalo (véase detalle)



Colocación de las láminas de plástico en el concreto, de las pautas-pautas



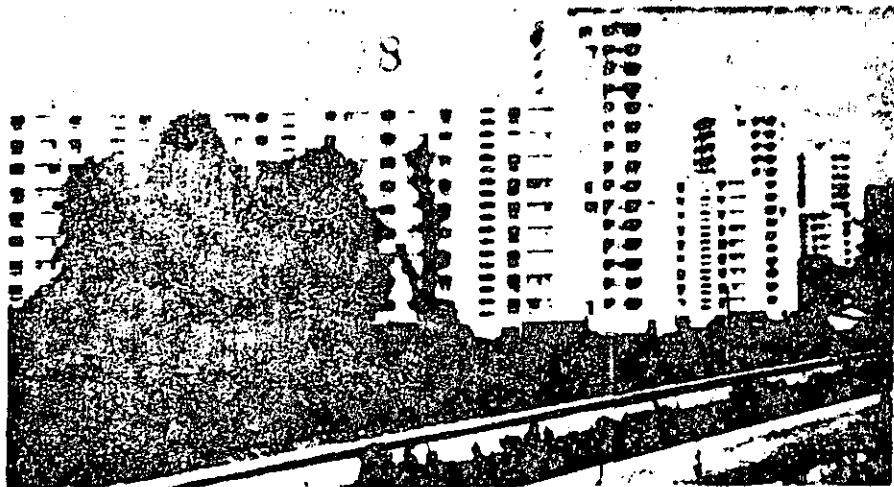
Detalle WC con bloque de insulación

4.5. EDIFICIOS RESIDENCIALES DE VARIAS PLANTAS

4.5.1. Sistemas franceses

4.5.1.1. Sistema COIGNET

1. Director: Edmond Coignet, Paris
2. Ingeniero: Coignet-Farrigbaul GmbH, Neuchâtel, Suiza
3. Sistema: Coignet-Farrigbaul GmbH, System Coignet, Zürich, Suiza
4. Empresa: Coignet-Farrigbaul GmbH, System Coignet, Zürich, Suiza



Bloques de viviendas en Savigny sur Orge (800 viviendas)

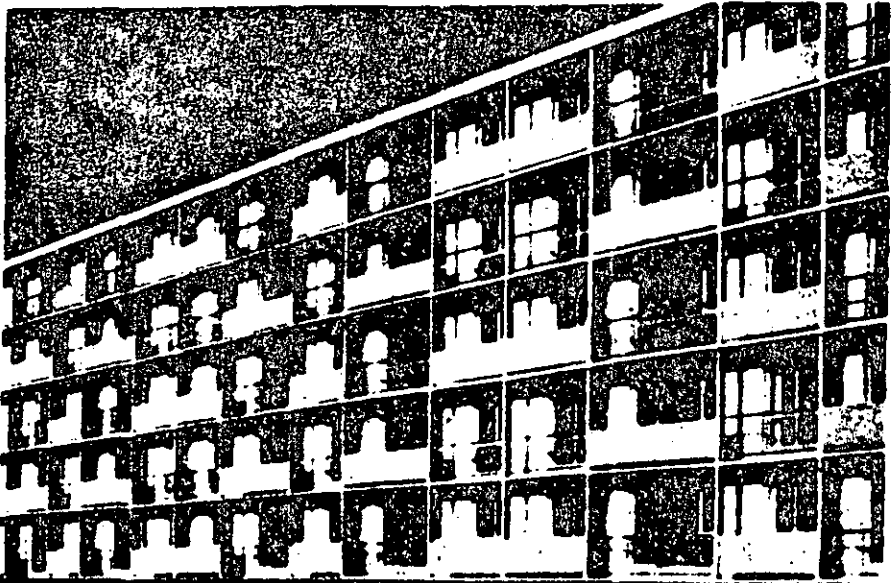
Descripción. Consiste en una gama completa de tipos de plantas. La fabricación de los elementos se realiza en moldes muy bien equipados, que después de rellenados de hormigón se desmontan por ambos lados. La salida por la parte superior de los moldes y el desplazamiento de los laterales de los moldes y la colocación de la cofia de calor pueden automatizarse para cada mesa de trabajo automáticamente desde el pupitre de control.

Este sistema está totalmente muy desarrollado y estudiado. Las inversiones para la creación de una fábrica son muy elevadas. Las posibilidades de variación van desde viviendas de 1-2 habitaciones hasta viviendas de 4 habitaciones en bloque desde 2 hasta 14 plantas.

Los diferentes tipos de vivienda pueden ser agrupados a voluntad pudiendo variar así mismo la superficie de cada vivienda.

El sistema Coignet es especialmente apropiado para la construcción de grandes series residenciales así como para un solo bloque de viviendas.

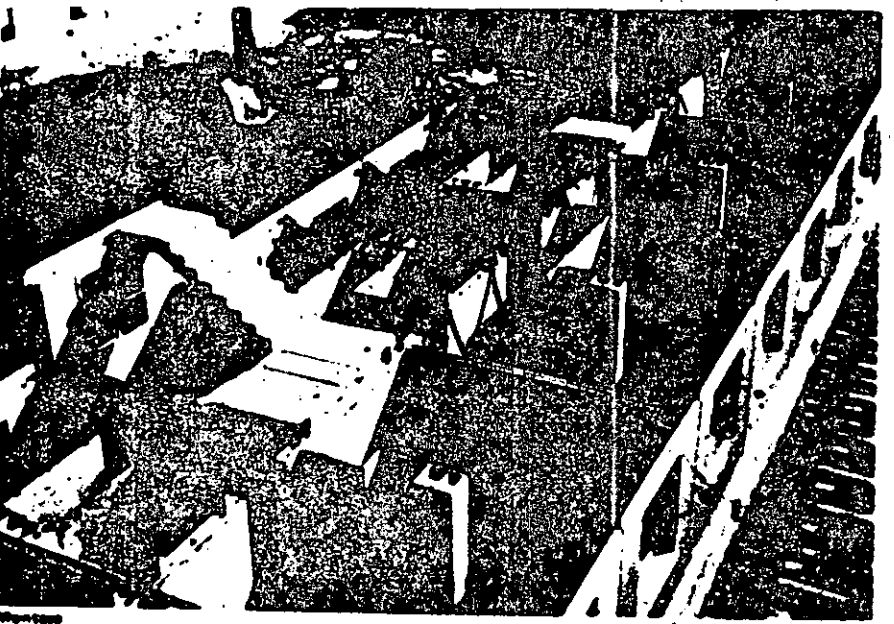
El sistema Coignet es de los más desarrollados y modernos en el ámbito de la prefabricación completamente automática. La producción anual es de 1100 a 1200 viviendas o apartamentos.



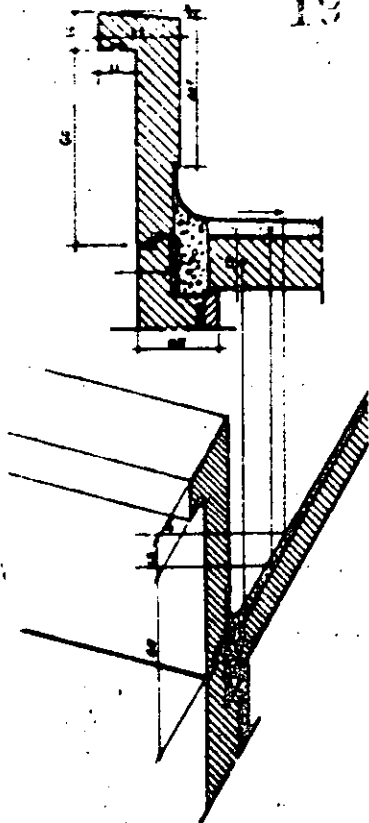
Bloque de viviendas en París, Stone-Robert

- Ejemplo
- Paredes exteriores
 - 80 mm hormigón exterior - capa externa
 - 30 mm espuma dura - aislamiento térmico
 - 160 mm hormigón armado - sistema portante capa interior
 - Paredes interiores. Portantes de hormigón armado no portantes de elementos ligeros
 - Cimientos. De hormigón sin situs pero a veces prefabricados
 - Techos. Elementos prefabricados en hormigón armado
 - Cubiertas. Planas
 - Calefacción. En el piso bajo el pavimento o calefacción central normal
 - Producción. Fabricación en cadena completamente automática con mesas basculantes provistas de calefacción
 - Datos constructivos. De 25 a 35 elementos por unidad de vivienda
 - Horas de trabajo por vivienda

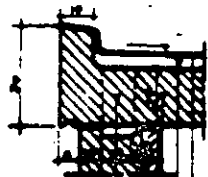
1. Producción	98 horas m ² superf. edificada
2. Montaje	62 "
3. Terminación incl. cubierta	36 "
Total	196 horas m² superf. edificada



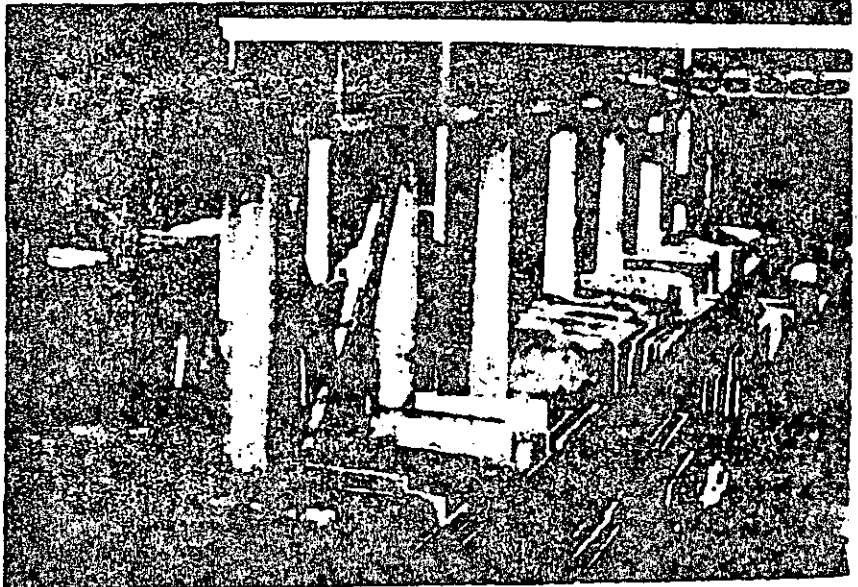
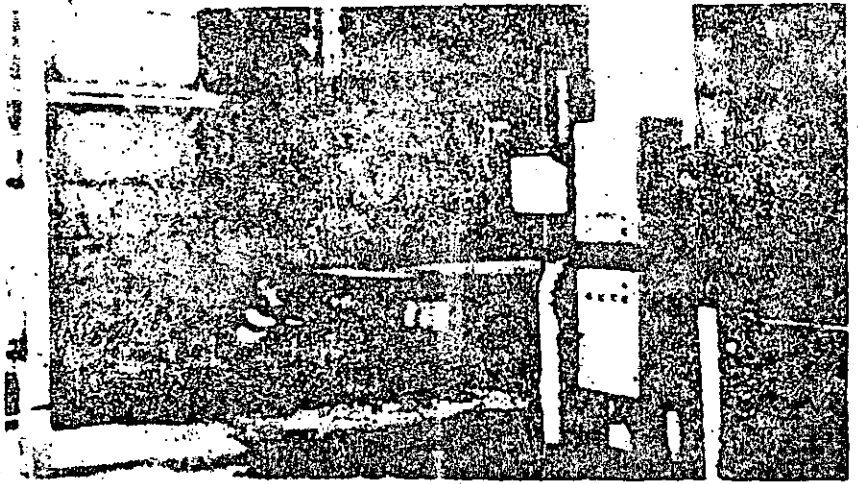
Montaje



Detalle constructivo de la cubierta con gable



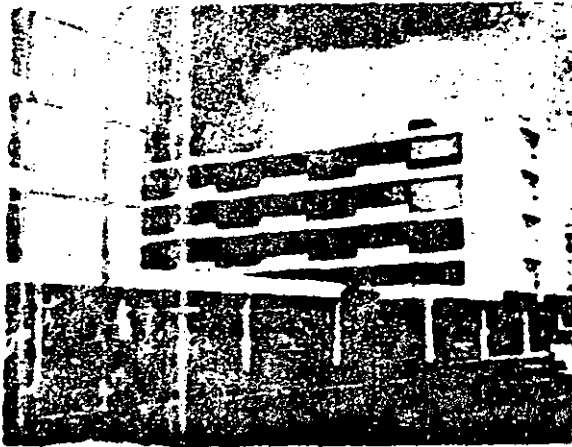
Detalle constructivo de la cubierta con faja cubierta



Fábrica Colignat de clavos de herrumbre

Sistema Doppel-Kontz

20



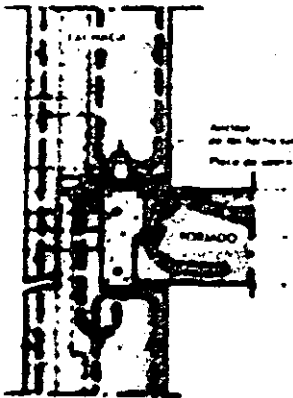
Sección de elevación y construcción con el sistema en taller

1. Datos generales

País de origen: Suiza
 Concesionario: Dr.-Ing. T. Kontz, Ing. SA, Zurich.
 Concesionadas: J. Dobler OHG, Kaufbeuren, así como di-
 versas en Suiza, Italia, Francia y España
 Unidades de viviendas: Aproximadamente 1.000 U.V.
 terminadas:
 Capacidad 1969: 200 U.V. en Alemania

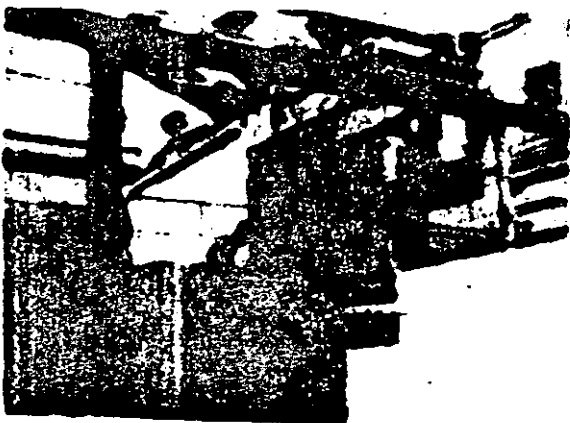
2. Características propias

Sistema constructivo: Construcción mediante grandes paneles.
 Fabricación: Fábrica prefabricada.
 Pedidos posibles: 25 U.V. para tipos ya elaborados 100 U.V. para proyectos nuevos.
 Tipos de edificación y de viviendas: Máx. de 25 pisos, ya han sido realizadas edificaciones de 12 pisos, con viviendas de 2, 3 y 4 habitaciones de variada distribución.
 Sistema estructural: Sistema longitudinal, transversal o mixto, las paredes exteriores se cubren en post-tensionado.
 Modularidad: No existe modularidad. Las medidas de los elementos pueden alcanzar el máximo en función de las necesidades para el transporte.
 Medidas y peso de los elementos:
 Peso máx. 10 Mp.
 a) Elementos de forjado
 2,00 x máx. 6,0 m.
 b) Muros de carga interiores y exteriores de forjado
 2,75 x máx. 7,0 m.



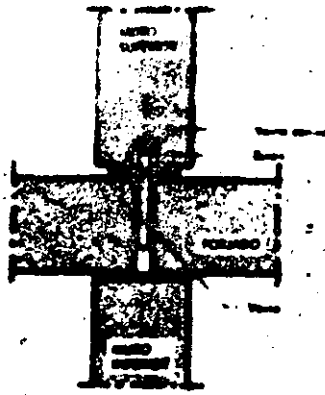
Forjado con empotramiento de fijación elevada vertical

Construcción de un panel de forjado de las medidas estándar en taller



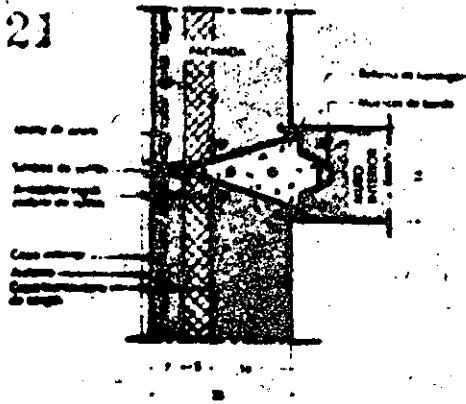
3. Datos sobre la fabricación y montaje

Tipo de fabricación: Fabricación en serie, las paredes exteriores se preparan sobre terreno, las otras interiores en taller, según el sistema Kontz. Los paneles de forjado se preparan sobre terreno o taller.
 Tratamiento: Curado al vapor.
 Transporte: Remolques de plataforma baja.
 Distancia posible de transporte: 7000 km.
 Maquinaria necesaria en obra: Cortes para las paredes de horm. de una capacidad de 100 Mp.
 Herramientas auxiliares para el montaje: Transportes para los paneles.
 Trabajo necesario en obra: 2 a 3 horas/m² para una entrega lista en obra.



Conexión del edificio entre las muros laterales. Sección vertical

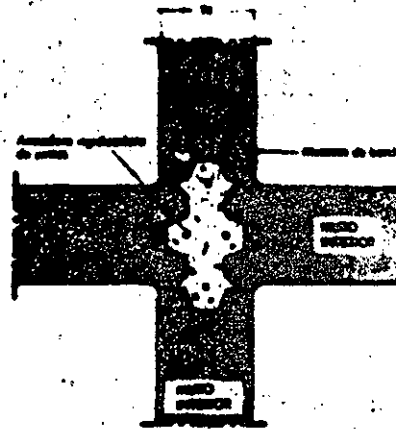
21



Conexión de pared exterior con pared lateral. Sección horizontal

4. Descripción de la obra

- Columnas:** Hormigón in situ.
- Muros:** Muros perimetrales de hormigón in situ, los muros laterales prefabricados.
- Paredes exteriores:** Hormigón B 200 7,0 cm
Superficie exterior e interior de hormigón visto, lavado a steam.
Styracor 5,0 cm
Hormigón B 200 14,0 cm
- Paredes interiores:** a) Muros de carga Hormigón B 200 14,0 cm
b) Paredes de separación de viviendas Hormigón B 200 10,0 cm
c) Paredes no portantes 7,0 cm
- Techos:** Hormigón armado B 200 10,0 cm
Suelo de moqueta 1,5 cm
Aislante contra golpes +10 dB
Aislante contra el sonido +5 dB
- Ferros:** Los tramos de acollera se fabrican con su correspondiente desarrollo de una pila.
- Cajas de servicios:** Consisten en elementos especiales, con la caja de instalaciones incorporada.
- Instalaciones:** a) Instalaciones eléctricas
Los tubos y las cajas ya se incluyen en los tubos y las paredes.
b) Instalaciones sanitarias
Pared de instalaciones con todas las tuberías.
c) Instalaciones de calefacción
Existen ya raras en paredes y techos.
Calefacción por agua caliente.



Conexión de muros laterales. Sección horizontal

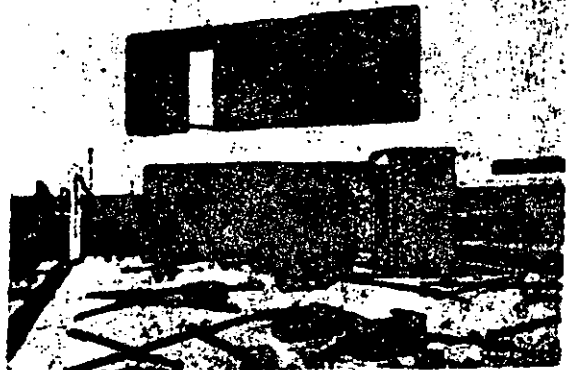
5. Acabado

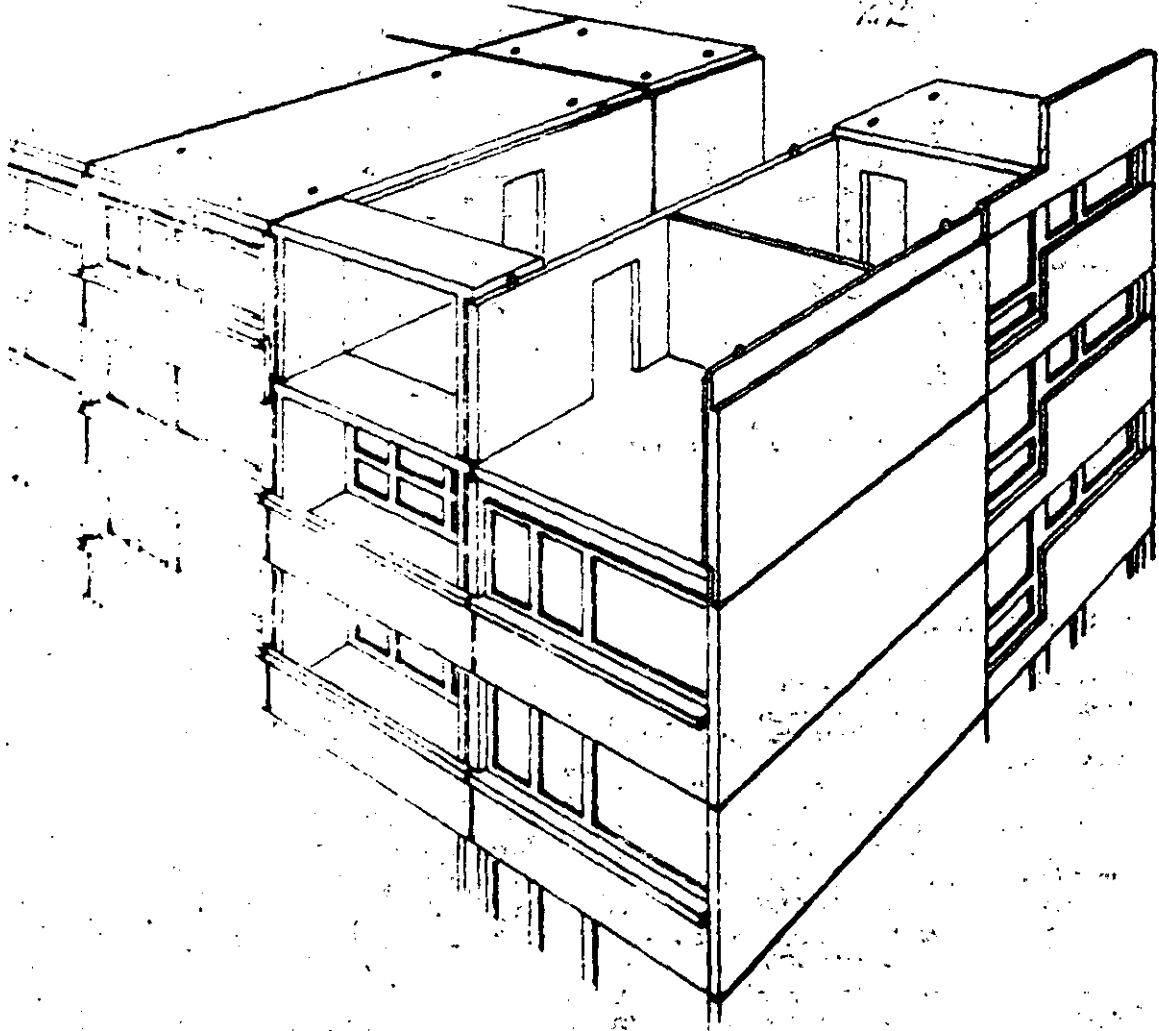
Los edificios se entregan llave en mano al propietario.

6. Colaboración con el arquitecto

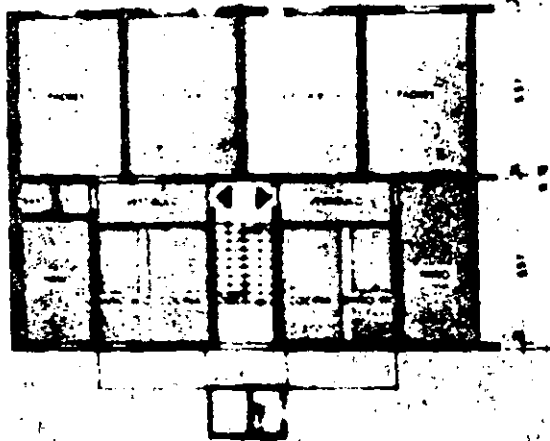
El arquitecto proyecta la totalidad del edificio, estando sólo supeditado a las condiciones de transporte de los elementos.

Montaje de paredes en terreno

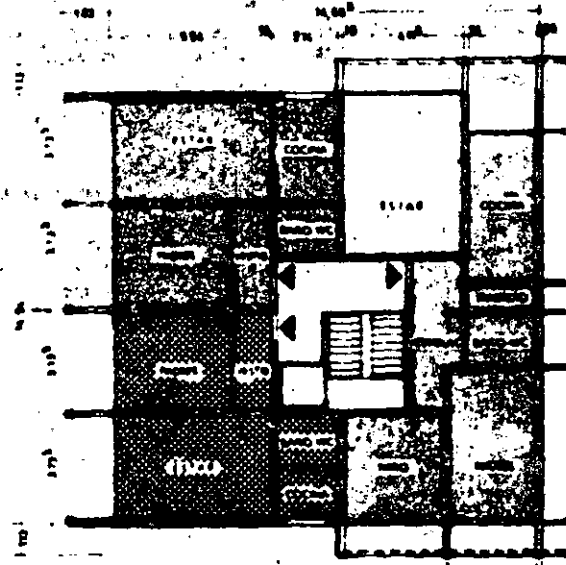




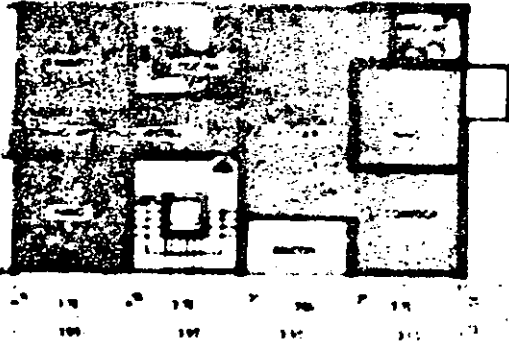
Isometrie de la construction de un edificiu



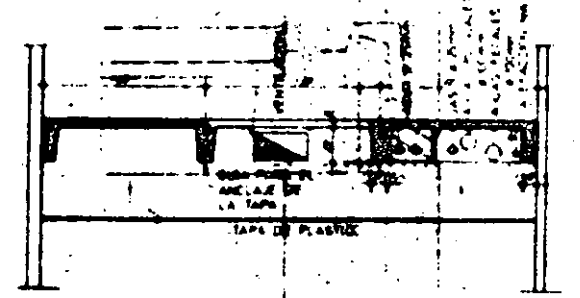
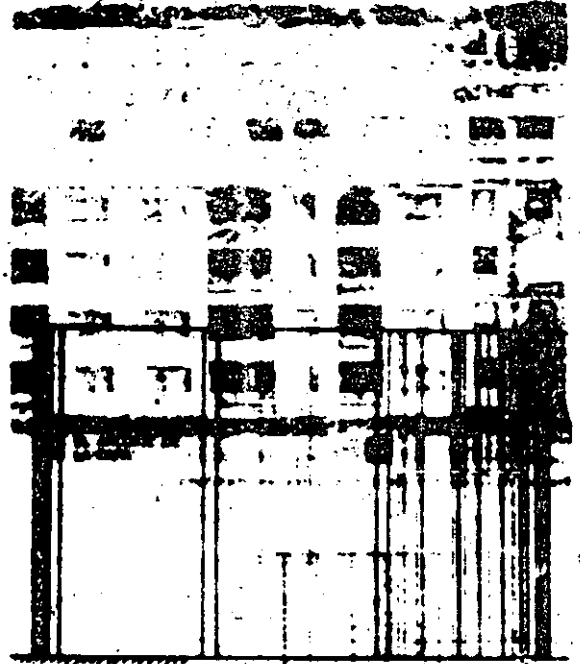
Planu de unu apartament de 2 camere



Planu de unu apartament (detaliu) de un edificiu cu 2 y 3 etaje



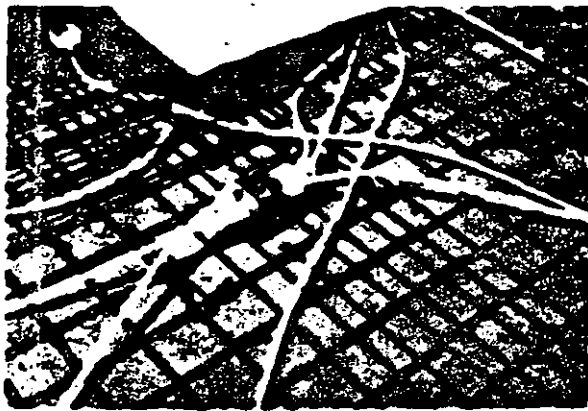
Plano de una vivienda con 2 habitaciones



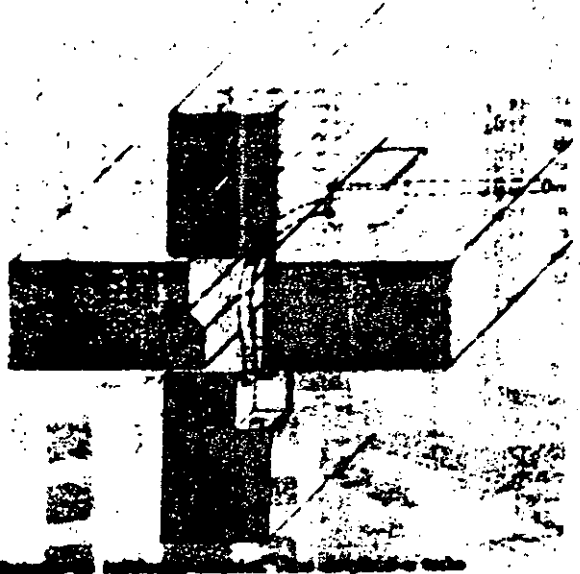
Detalle con las telas vacías y los cables de distribución ya colocados

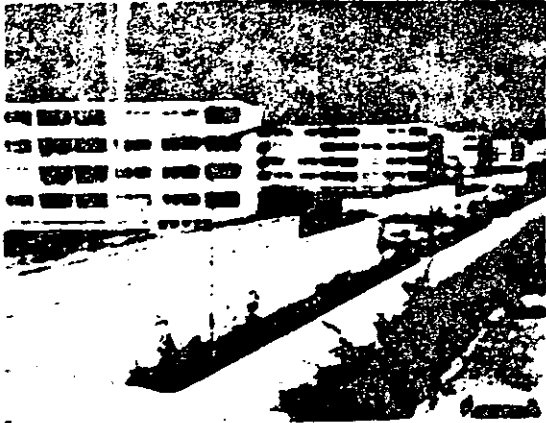


Detalle de instalaciones eléctricas con las telas ya colocadas; a la derecha se observa la tubería

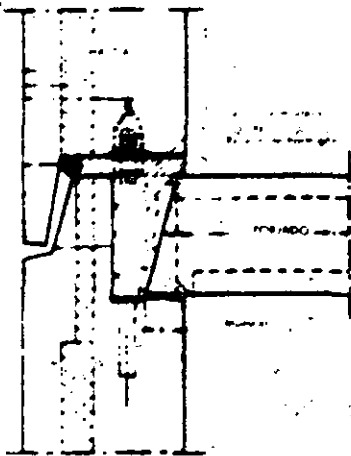


Alcorno y vueltas de un cableo complejo. Las telas ya están después del montaje



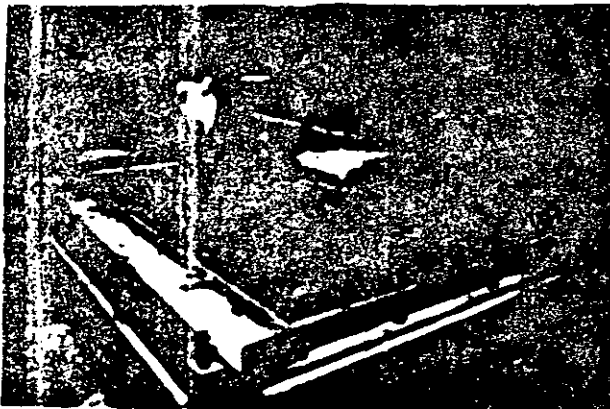


Detalle de contra piso en Hammers-Wallbau



Manual con empotramiento de forjado. Sección vertical

Montaje de una pared exterior. Los muros se montan al ritmo del trabajo sobre una cinta continua automáticamente



1. Datos generales

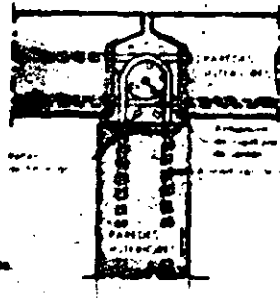
País de origen: Dinamarca.
Construccion: Larsen & Nielsen Constructor A/S. Copenhagen F.
Construccion: Paul Hammers AG. Hamburg.
 Betonwerk Heimbach GmbH & Co. KG. Trappenkamp.
 Betonfertighaus West.
 Paul Hammers y Josef Krahwinkel GmbH KG. Grevenbroich.
 Betonwerk Hessen GmbH KG. Kassel.
 Betonwerk Heimbach GmbH & Co KG. Heimbach.
 Elmoban GmbH & Co. KG. Berlin Z.
Instalaciones de viviendas terminadas:
 Hammers ap. 9.000 UV
 Betonfertighaus Nord ap. 2.500 UV
 Betonwerk Hessen ap. 2.700 UV
 Betonfertighaus West ap. 1.800 UV
 Betonwerk Heimbach ap. 900 UV
 Elmoban 600 UV
Capacidad año:
 Hammers 1.600 UV
 Betonfertighaus Nord 600 UV
 Betonwerk Hessen 700 UV
 Betonwerk Heimbach 700 UV
 Betonfertighaus West 1.000 UV
 Elmoban 1.000 UV

2. Características propias

Sistema constructivo: Mediante grandes paneles.
Fabricación: Fabricación exterior.
Partidas removibles: A partir de las 200 UV se requiere la creación de nuevos tipos de viviendas; en caso de utilizarse tipos ya existentes se admiten pérdidas menores.
Tipos de edificios y de viviendas: En la República Federal se han realizado hasta ahora edificios de 2 a 10 plantas.
Sistema estructural: Sistema transversal con columnas de carga interiores que sustentan los forjados. Se consigue un arriostramiento longitudinal mediante paneles longitudinales rígidos de modo que constituyen placas continuas. También los paneles forjados se montan originando placas mediante arandales de fondo y arandales de rigidización. Los paneles exteriores se usan prefabricados, reduciendo de los otros transverales mediante mínimos de montaje.
Montaje: 300 cm.
Módulos y peso de los elementos: Peso máx.: 7,5 Mp.
 a) Paneles forjados. Ancho máx. 2,5 m x longitud de habitación.
 b) Paredes interiores (tamaño de piezas) Altura de piso x máx. 6,0 m.
 c) Elementos de forjado (tamaño de piezas) Altura de piso x máx. 6,0 m.

2. Detalles sobre la fabricación y montaje

Tipo de fabricación: Fabricación en serie sobre terreno. Forjados y paredes se fabrican sobre una cinta continua (Hammers).
Tratamiento: Curado por calor (el sistema Hammers prevé un almacenamiento en tándem durante algunos meses a la cinta continua). Remolques de plataformas bajas.
Transporte: 20 km en zonas urbanas.
 50 km en zonas no urbanas.
Máquinaria necesaria en obra: Grúas giratorias de torre, grúas móviles, maquinaria de transporte.
Herramientas: Espátulas para facilitar el nivelado de los paneles interiores. Apuntalado de los muros mediante torres.
4. Descripción de la obra (realización normal)
Construccion: Hormigón en sitio.
Sistema: Hormigón armado a columnas de soporte.
Paredes exteriores: a) Forjados Hormigón armado B 200, superficie exterior, a elección de hormigón color, fondo, tamaño de tamaño máx. 6,0 cm. Stryper 2,0 cm.



Encuentro de paredes interiores. Sección horizontal

- Hormigón armado B 300 10,0 cm
- Se superan los valores mínimos de la DIN 4108
- b) **Habitales**
- Capa exterior (como a) 6,0 cm
- Neopreno 3,0 cm
- Hormigón B 300 (capa portante) 13,0 cm

Paredes interiores:

- a) **Muros de carga**
- Hormigón B 300 16,0 cm
- Muros transversales y longitudinales
- b) **Paredes no portantes**
- Hormigón B 300 7,0 cm
- o también:
- Planchas de yeso, planchas de hormigón ligero, paneles tipo sandwich ligeros
- c) **Paredes de separación de viviendas**
- Hormigón B 300 16,0 cm

Sobres:

- a) **Sobre habitaciones**
- Pavimentos a elección.
- Solera flotante.
- Aislante 2,5 cm
- Hormigón armado con hurcos cilíndricos 18,0 cm
- Aislamiento contra el sonido, según la DIN 4109.
- Aislamiento térmico, según la DIN 4108.

Escaleras:

- b) **Sobre carinas**
- A elección PVC, baldosas o terrazo.
- Lo demás como a).
- c) **Sobre baños**
- (Como b).

Instalaciones:

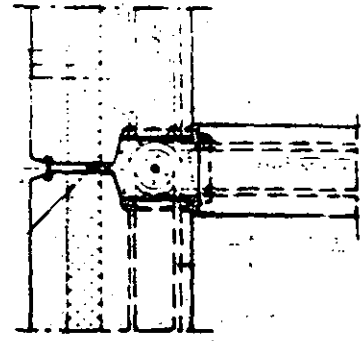
- Tramos de escalera prefabricados (hormigón armado B 300 ó B 450) con PVC o piedra artificial. Los descansillos y tramos están separados de las paredes de la caja por una junta. Los descansillos se apoyan sobre ménsulas con aislamiento acústico.
- a) **Instalaciones eléctricas.**
- Los tubos y las cajas se incluyen en los paneles. Los tubos de subida se colocan en la pared de instalaciones o en rozas realizadas en las paredes.
- b) **Instalaciones sanitarias y desagües.**
- Las columnas se encuentran agrupadas en cajas de instalaciones o en paredes especiales. Las tuberías de distribución se colocan delante de las paredes o en rozas.
- c) **Instalación de calefacción.**
- Calefacción a elección de tubería doble o única, con radiadores normales o zócalos radiantes. Las columnas se instalan como b); las tuberías de distribución (tubos de cobre aislados) se colocan debajo de los zócalos a lo largo de las paredes.

5. Acabado

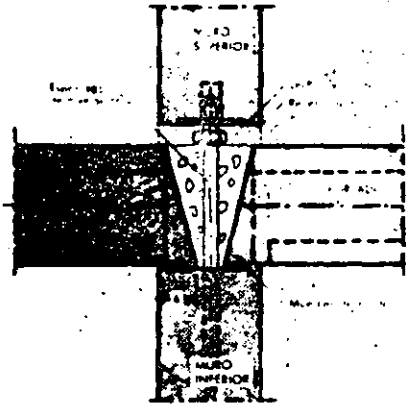
Los edificios se entregan llave en mano al propietario.

6. Colaboración con el arquitecto

Los proyectos se realizan por cualquier arquitecto en colaboración con el estudio de construcción del productor.

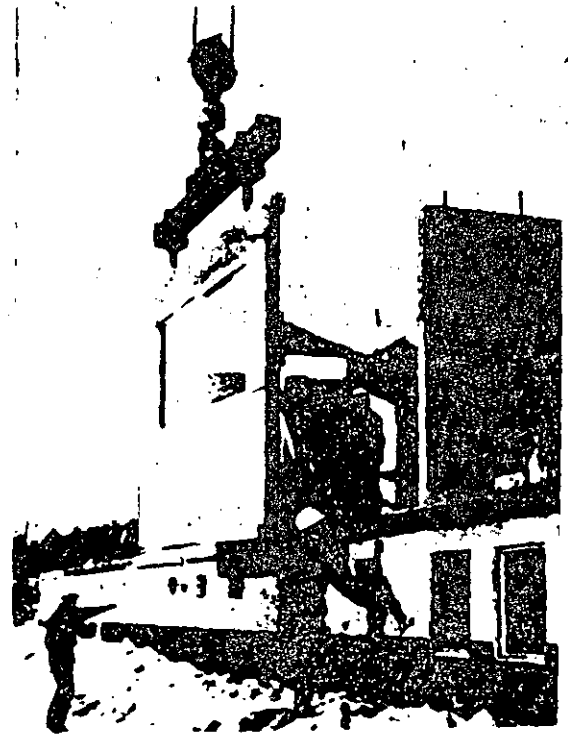


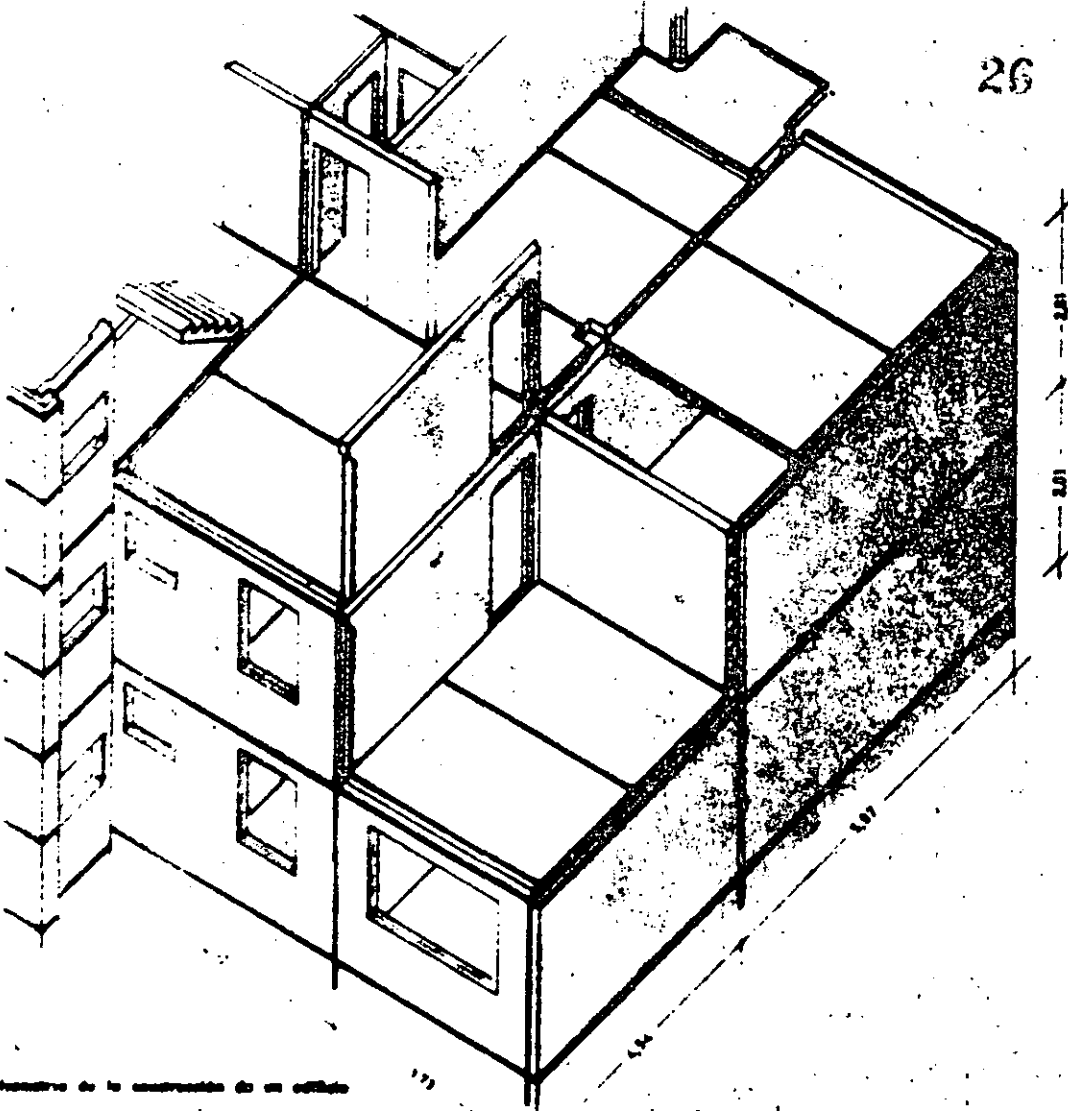
Encuentro de pared interior con batiente. Sección horizontal



Empotramiento del forjado en los muros de carga interiores. Sección vertical

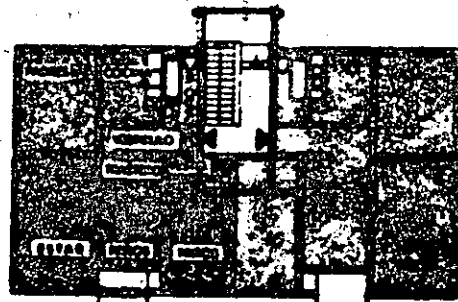
Montaje de una pared exterior. Superficie de la fachada hormigón visto y ladrillo cocido.



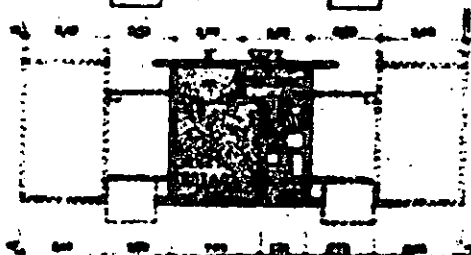
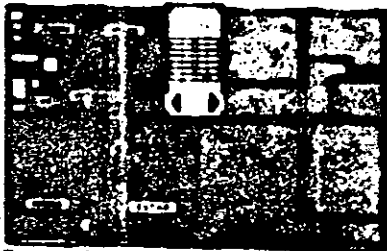


Esquema de la estructura de un edificio

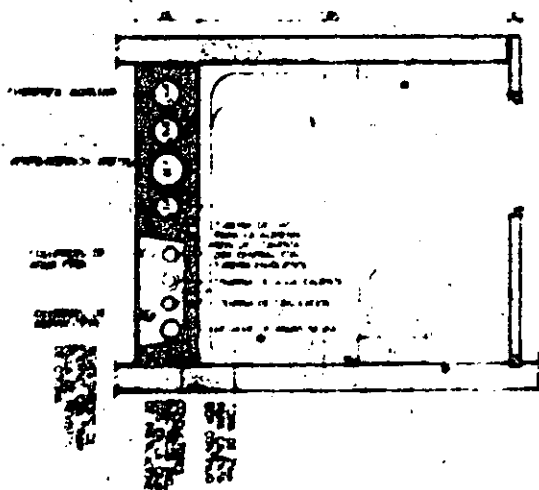
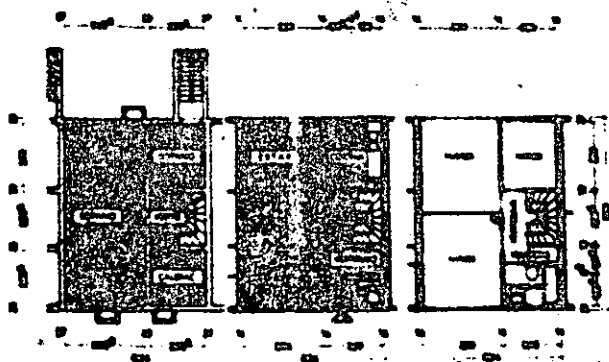
Plano de un edificio con planta tipo vivienda, 2 plantas, planta con dos viviendas de 2 habitaciones, planta con tres viviendas de vivienda unifamiliar de 1 habitación, alrededor o parte de la misma planta exterior



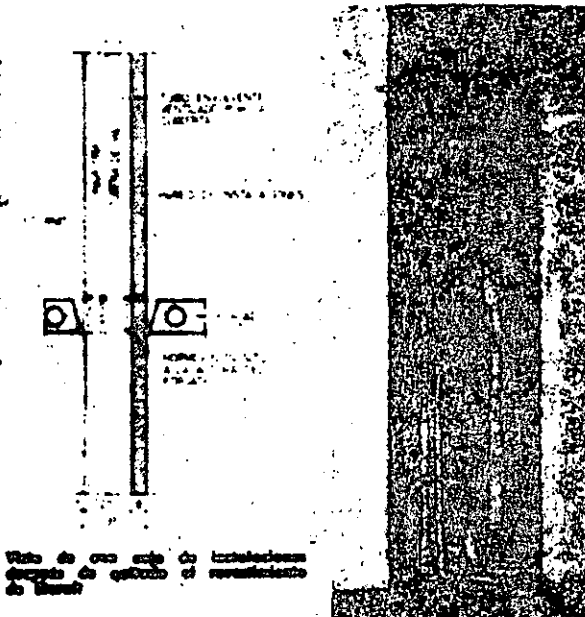
Plano de las viviendas tipo vivienda con viviendas de 2 habitaciones



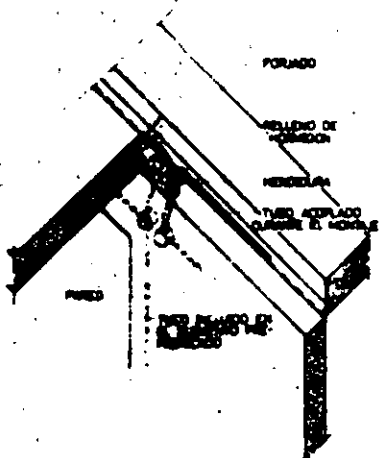
Detalle de parte de fábrica tipo B, de estructura a distancia, alambres, placas tipo B, y placas tipo C



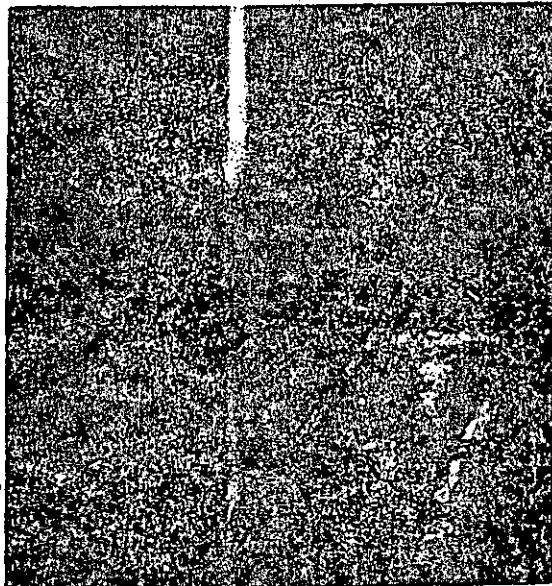
Detalle de instalaciones interiores, alambres, placas tipo B, y placas tipo C



Vista de una parte de instalaciones interiores, alambres, placas tipo B, y placas tipo C



Detalle de instalación eléctrica, parte de pared y techo



Detalle con estructura de pared interior, incluido la instalación eléctrica

BRUNNEN LARSEN & NIELSEN

Fabricante
 Larsen & Nielsen Constructor, AS. Copen-
 heague, Dinamarca
 con un número de empresas licenciadas.
 P. A. Hagemann AG, Hamburgo
 Beton-Fertigbau Nord, Treppenkamp

Construcción
 Sistema constructivo completo de elementos
 de hormigón armado para edificios residen-
 ciales e industriales. Construcciones con
 departamentos a base de paredes trans-
 versales y elementos de fachada suspendidos.

El montaje de las piezas se realiza sin
 empalmamiento intermedio, es decir, direc-
 tamente se trasladan desde el camión de
 transporte al emplazamiento definitivo sobre
 obra. Generalmente la caja de escalera, por-
 tante y de construcción masiva, se utiliza
 para absorber los empujes laterales del viento.
 Una particularidad constructiva del sistema
 consiste en la unión, mediante pernos y
 buriles de las paredes verticales super-
 puestas.

Paredes exteriores a base de varias piezas
 10 mm capa exterior, hormigón visto B-300
 10 mm aislamiento térmico mediante Sty-
 repor
 15 mm placa portante de hormigón armado

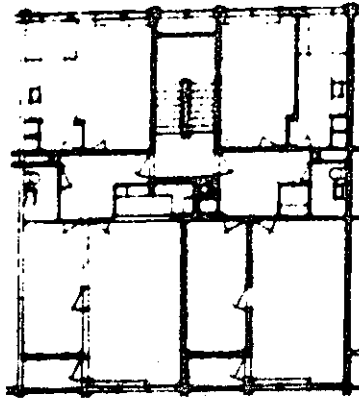
Paredes interiores
 Paredes transversales de carga
 Tabiques de separación de 7 cm en hor-
 migón pesado

Cimientos
 En hormigón en situ

Techos y cubierta
 Placas prefabricadas en hormigón armado
 con huecos cilíndricos de \varnothing 10,8 cm.
 En sus extremos van provistas de unas
 nervuras de asentamiento en forma de
 anillo

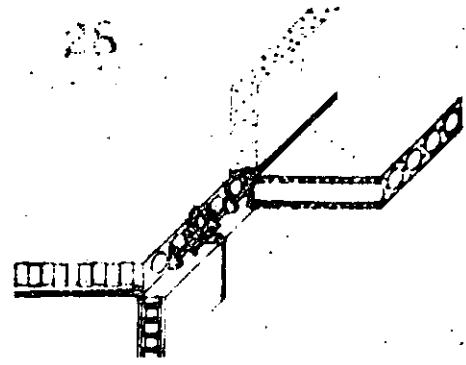
Producción
 Fabricación estacionaria en taller en ma-
 quinas de trabajo fijas

Datos de construcción:
 Área la obra en bruto:
 16 elementos por vivienda de 95 m² de
 superficie edificada
 7 horas m² de producción por vivienda
 3 horas m² de montaje por vivienda
 3 horas m² en total por vivienda
 4 horas m² en total, incluido acabado
 final

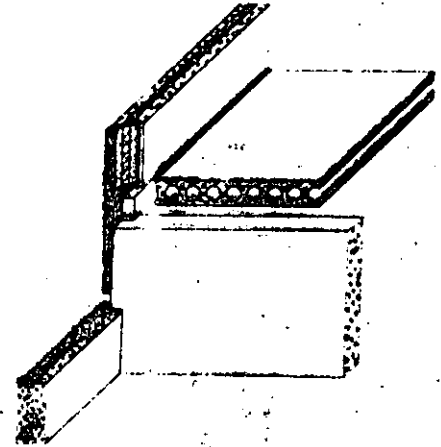


Diseño en planta, Nordhavnvej, Copenhague,
 Arquitecto: Magnus Stephenson, R.A.A.

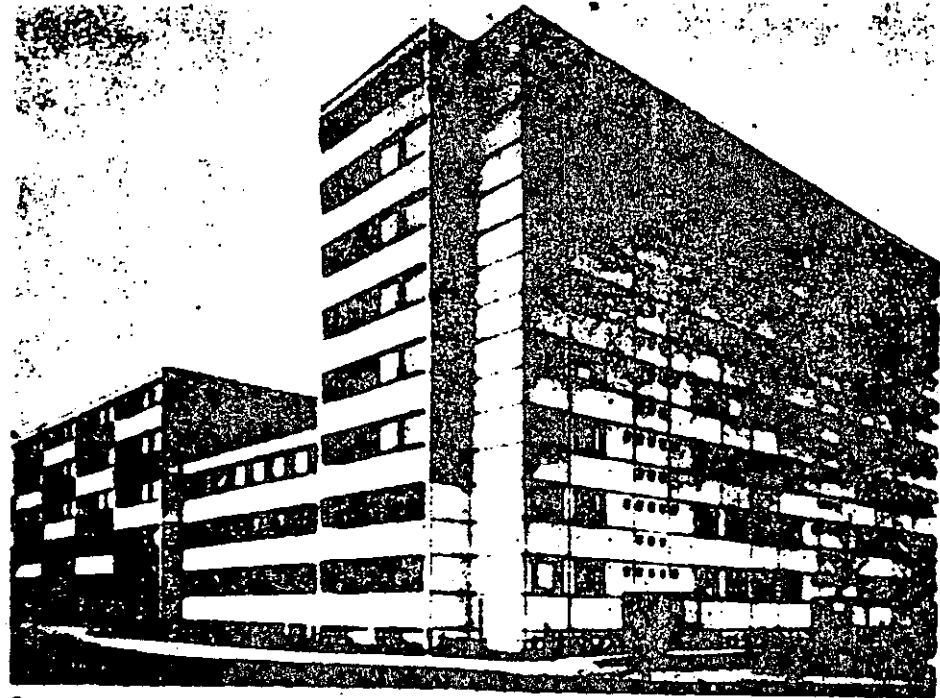
Ingeniero: Ing. Sigfr. P. E. Malmstrom,
 M. Ing. P. F. R. I.



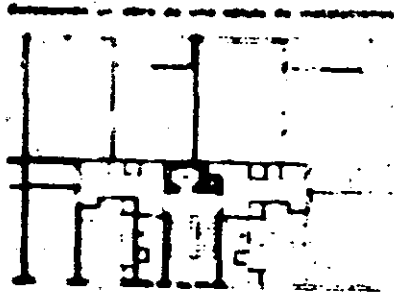
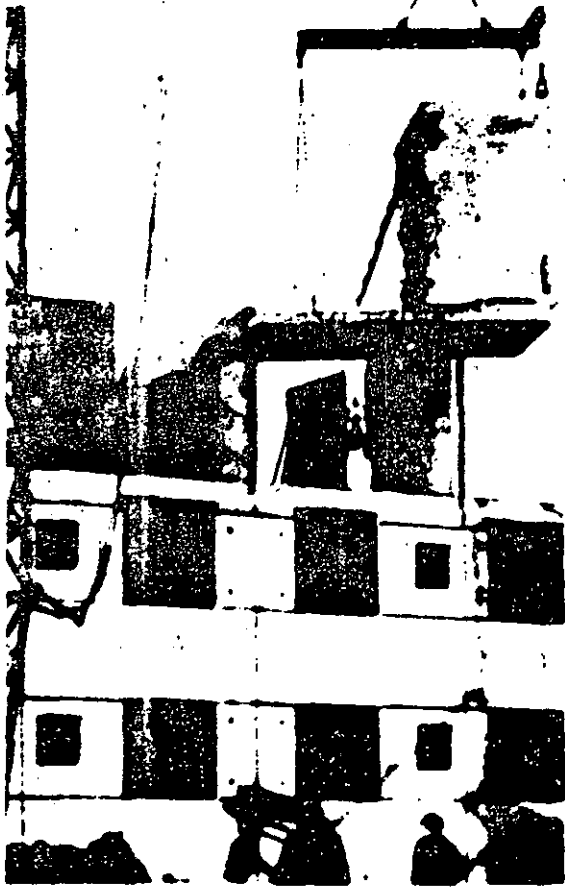
Asentamiento de piezas de techo



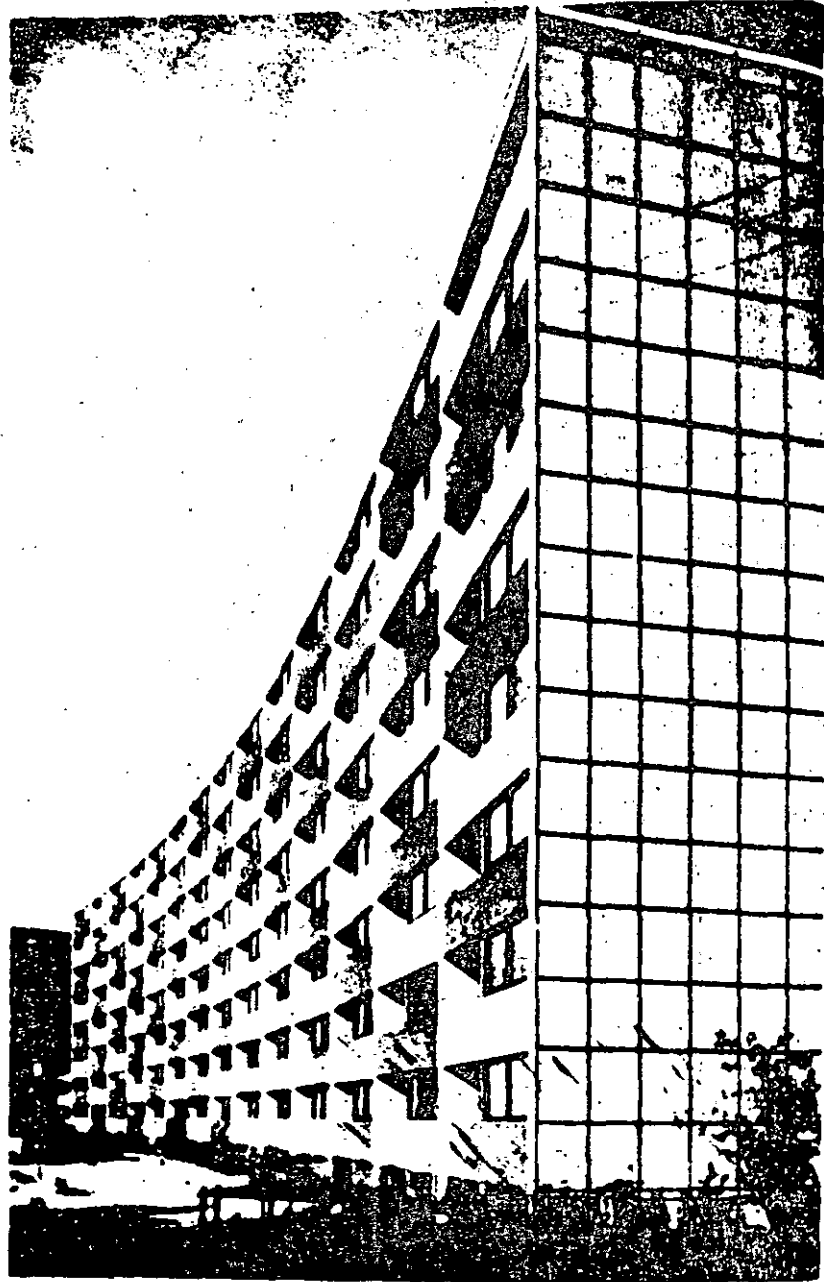
Forma constructiva de las placas



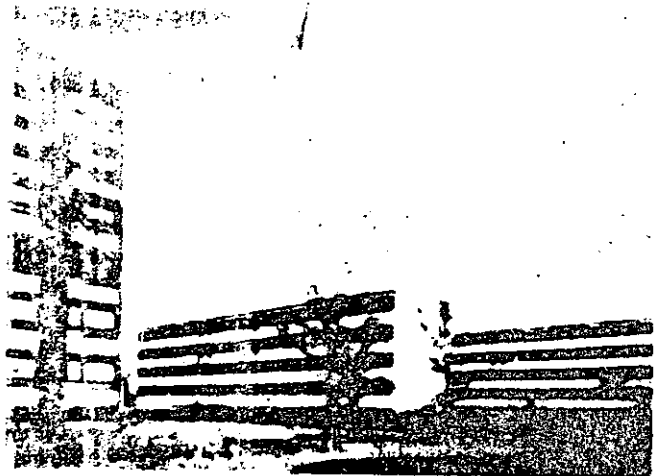
Seguimiento en un bloque de viviendas de Copenhague



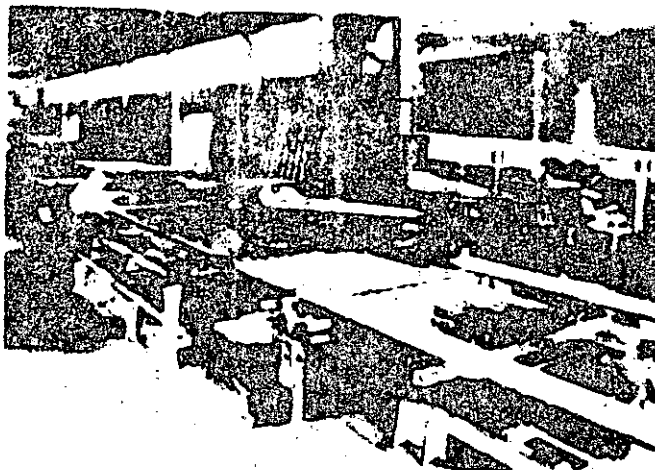
Bolshoye Kopeygo
 Bolshoye Kopeygo - 1928
 Bolshoye Kopeygo - 1928
 Bolshoye Kopeygo - 1928



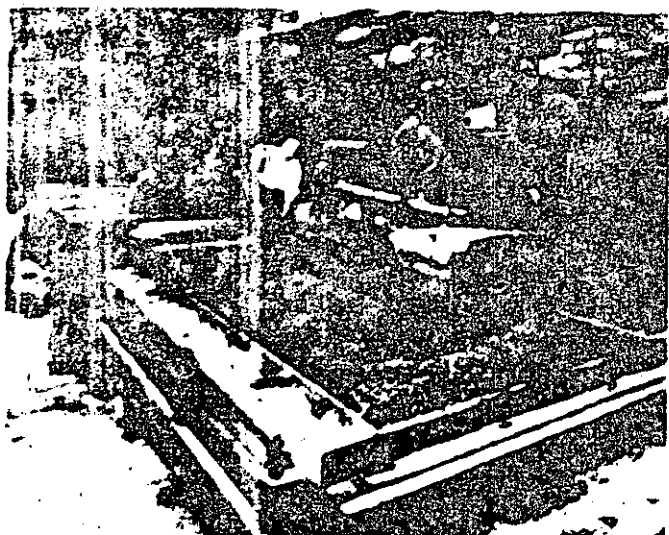
Bolshoye Kopeygo



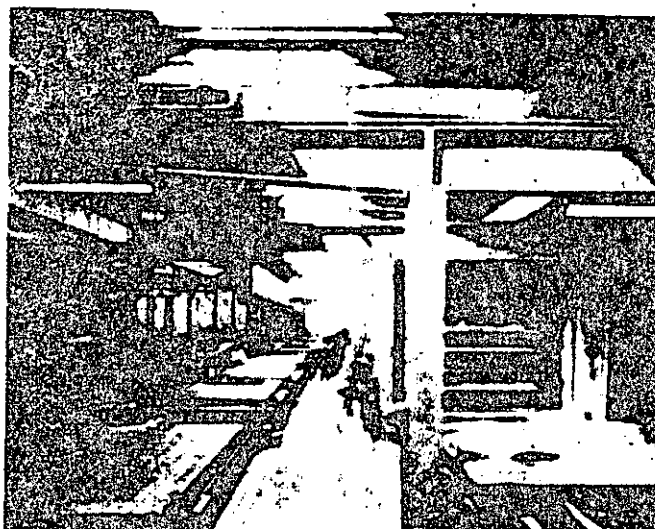
Grupo residencial en Hamburgo



Fábrica de Paul Hammers AG Hamburgo
Producción de placas de techo con inclusión de tubos



Instalación de hormigonado en la fábrica de Paul Hammers AG,
Hamburgo. Repartición del hormigón

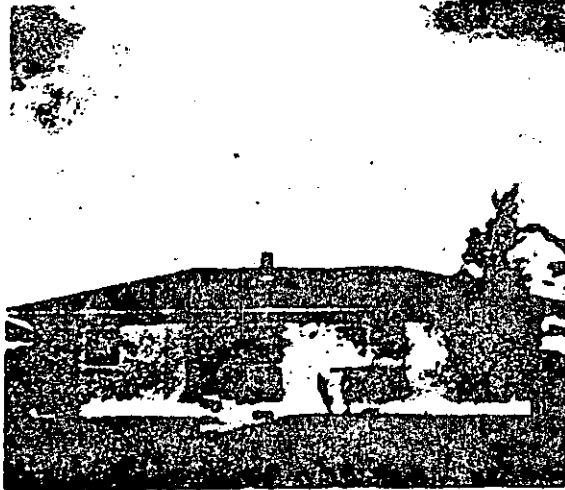


Sala de producción

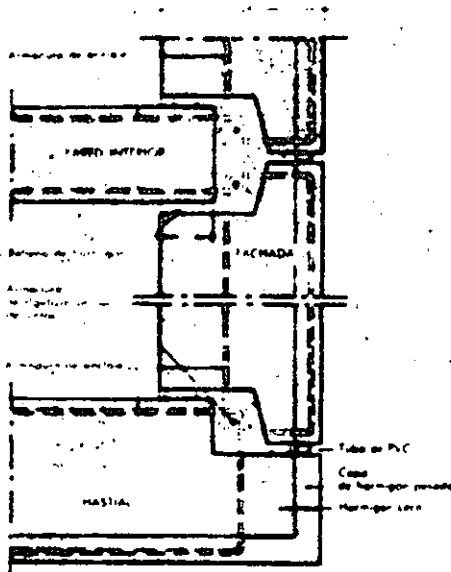


Nuevo grupo residencial en Hamburgo
Vista general

Sistema preion-fertilizante
(Casa prefabricada de preion)

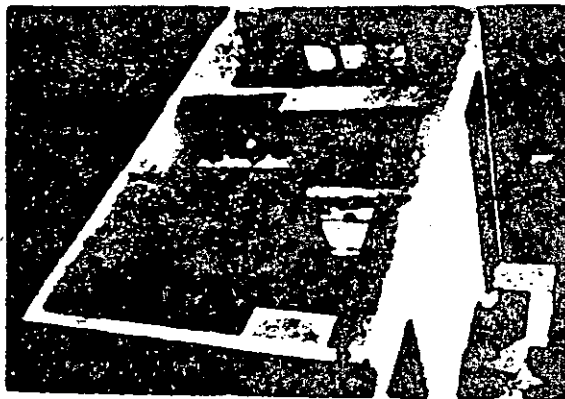


Vivienda unifamiliar en Dilligen/Dona



Encuentro de paredes exteriores e interiores. Sección horizontal

Acabado de un bloque similar en fábrica



1. Datos generales

País de origen: Alemania.
Construccion: Preion (Arbeits & Bock KG, Dilligen/Dona).
Construccion:
Unidades de viviendas terminadas: Más de 30 viviendas unifamiliares.
Capacidad: 2 casas por semana.

2. Características propias

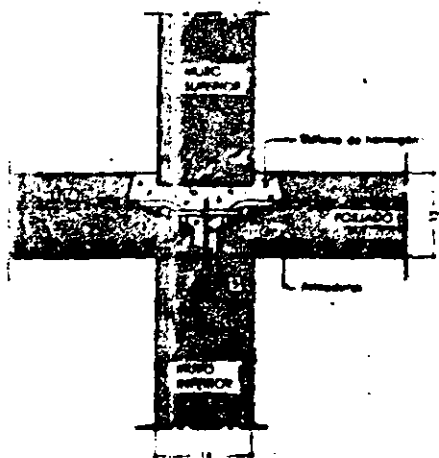
Sistema constructivo: Mediante paneles.
Fabricación: Fábrica permanente.
Pedidos anuales: 30 a 100 casas al año.
Tipos de edificios y de viviendas: Casas tipo de uno y dos pisos, con estano total. Inclinación de cubierta: 23°, 33° y 32°, áticos o en hilera.
Sistema estructural: Muros de carga a base de paredes de tamaño total, forjado empotrado en dos bordes. Los paneles forjados se unen, engranando una placa continua, mediante bordes con ranuras, armaduras de montaje y refuerzo de hormigón.
Modulación: 3,14 y 3,94 m.
Medidas y peso de los elementos:
 a) Paredes (ancho de pared) Altura de piso a piso: 7,90 m.
 b) Forjados: Más 3,90 m de largo x máx. 2,30 m de ancho.

3. Detalles sobre la fabricación y montaje

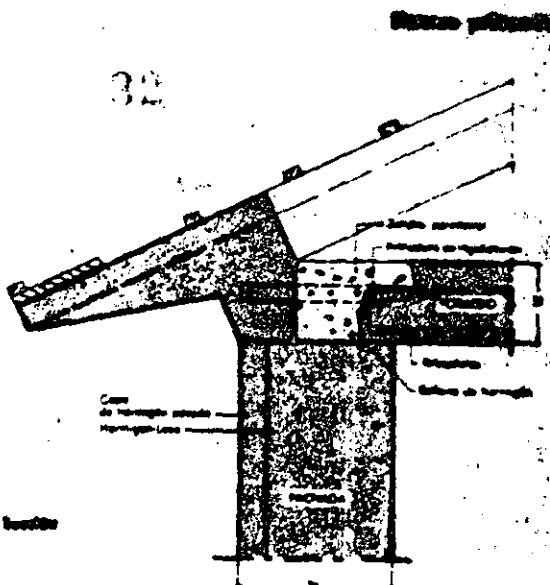
Tipo de fabricación: Fabricación en serie sobre bases abatibles.
Tratamiento:
Transporte: Remolque de plataforma especial bajo las plataformas de carga domesticas y cambiabla.
Distancia máxima de transporte: 130 a 200 km.
Maquinaria necesaria en obra: Grúa móvil de 25 Mp.
Herramientas auxiliares para el montaje:
Trabajo necesario en obra (V): Tipo A de op. 80 m² de superficie habitable, incluido ático, op. 20 horas de trabajo de grúa y 50 de montadores, incluyendo las cimentaciones, siendo del mismo realización de la cubierta y acabada.

4. Descripción de la obra (realización normal)

Cimentaciones: Hormigón in situ.
Muros: Paneles de pared de arcilla expandida de 18 cm de grueso.
Paredes externas:
 a) Forjados: Capa de hormigón leveado 2,0 cm Hormigón de arcilla expandida 22,0 cm
 b) Arcillas
 c) Lana al
Paredes interiores:
 a) Muros de carga Hormigón de arcilla expandida 14,0 cm



Empotramiento de laje sobre muros de carga interiores. Sección vertical



Forjado para muros-ventana. Sección vertical

- b) Paredes no portantes
Paredes-armario como separadores.
- c) Paredes de separación de ambientes
Hormigón de aralla expansible 11.0 cm
Lámina de styr 2.0 cm
Hormigón de aralla expansible 11.0 cm

Techos:

- a) Sobre habitaciones, cocinas y baños
Forjado de hormigón aligerado 12.0 cm
(Superficie inferior lisa)
Nyttropac 3.0 cm
Capa de compresión 1.0 cm
Pavimento 3.0-5.0 cm

F. columnas:

Elementos prefabricados de hormigón armado.

Instalaciones:

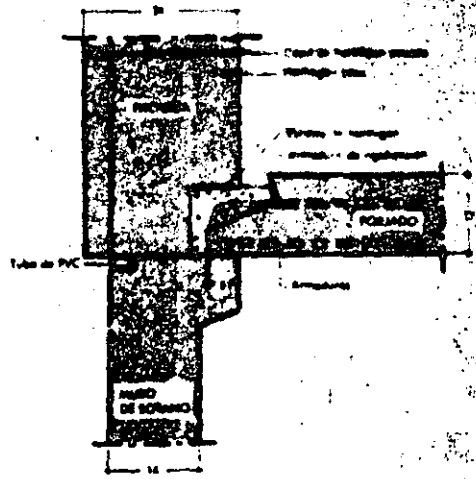
- a) Instalaciones eléctricas
Todos los puntos de paredes exteriores e interiores contienen ya la red de tubos y cajas necesarias. Los conductores de distribución horizontal se colocan después del montaje del forjado.
- b) Instalaciones sanitarias y drenajes
Las columnas y bajantes se encuentran en una celda de instalaciones.
- c) Instalación de estírcos
La chimenea y la colada se encuentran en un bloque prefabricado. Se utilizan elementos de tubería dura, con una red de distribución horizontal que se coloca en los alambres, entre las paredes exteriores y el forjado.

5. Acabado

Los cables se entregan con sus terminales la obra gruesa con un cierto grado de acabado o llave en mano.

6. Colaboración con el propietario

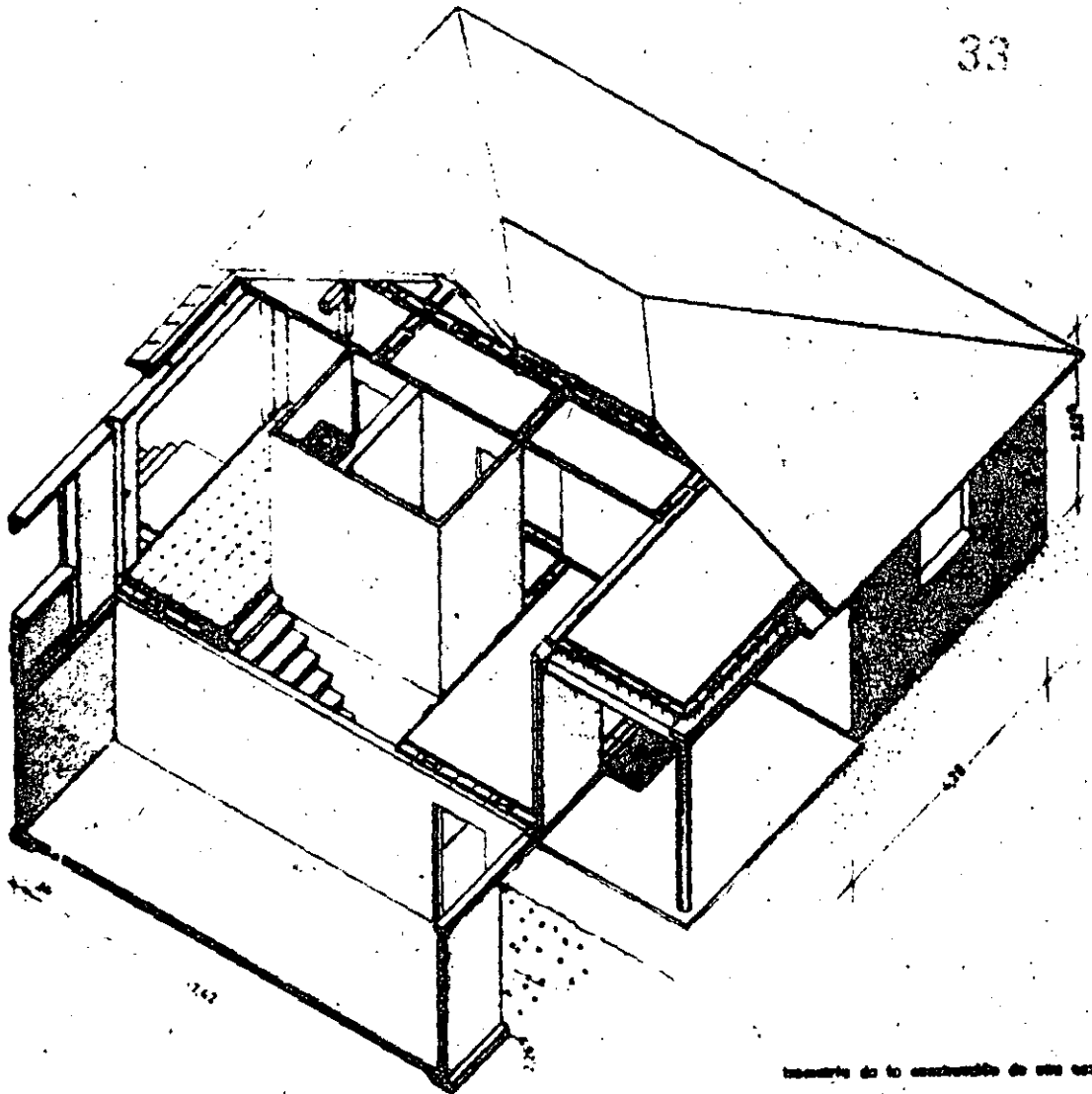
Desde el inicio la colaboración se realizó con éxito.



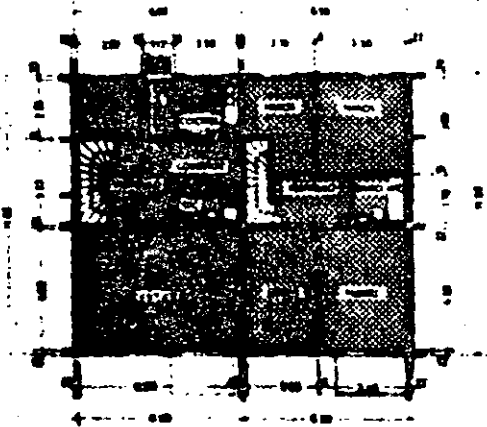
Sección para muros-ventana. Sección vertical

Montaje del bloque para la colada en el estírco

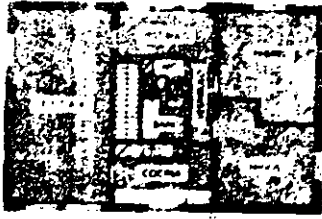




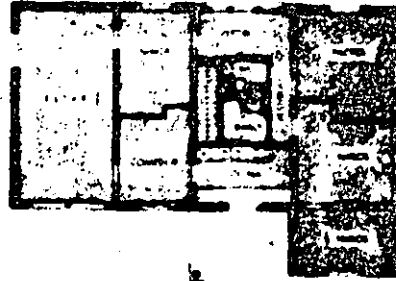
trazado de la construcción de una casa



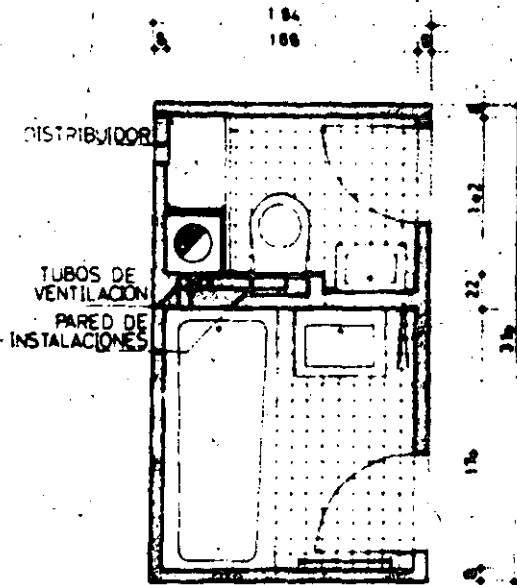
trazado de una casa en planta, de una casa con un patio interior. Español



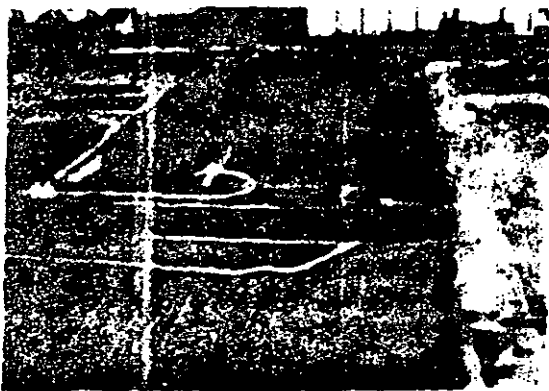
Planta tipo A de 88 m² de superficie habitable, con sótano total



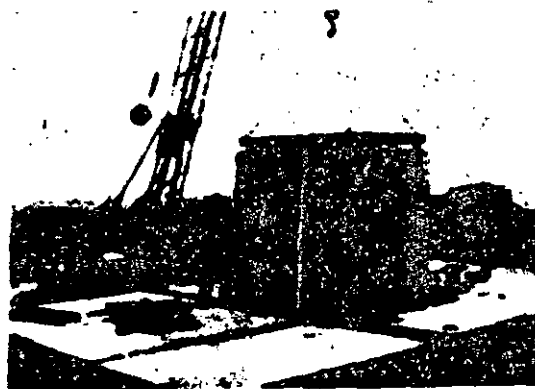
Tipo de planta F de 111 m², con sótano total



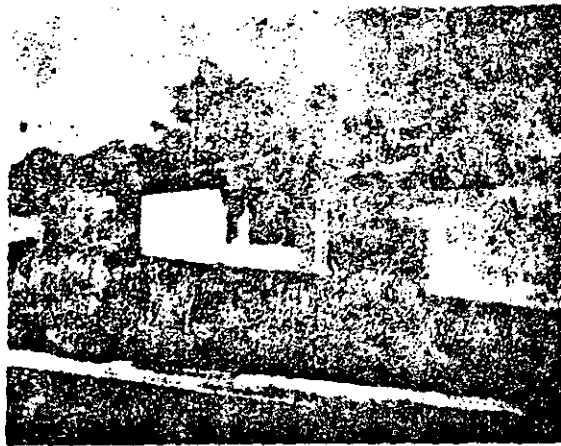
Planta de un bloque "reservista", la pared frontal del baño contiene tuberías de ocupada para el bloque de cocinas como se puede observar en las plantas



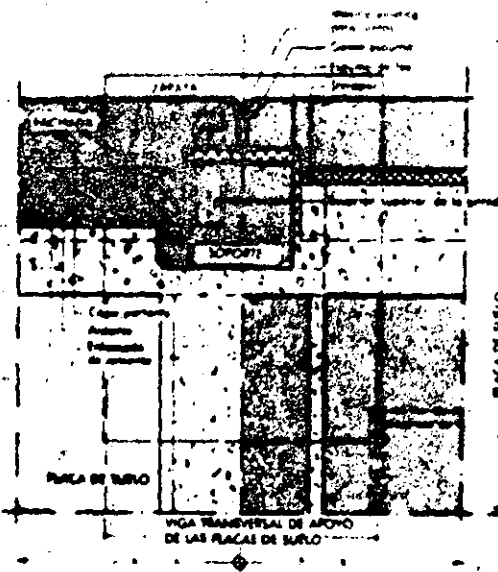
Bloque construido con muros y columnas ya instaladas



Planta de un bloque "reservista"



Sección horizontal de una casa tipo Berta 128



Sección horizontal pared exterior placas de suelo. Sección horizontal

Reforzamiento de las paredes en una fábrica de hormigón



Sistema Schiller-Borkner-Hera

1. Datos generales

País de origen: Suiza, Alemania
 Fabricación: Hermann Schiller Baumvertriebs, Berlin 33
 AB Skanska Construcción, México
 Características:
 Unidades de vivienda: Aproximadamente 100 casas
 Capacidad: Hauswirth Frankfurt a. M. 80 casas/año

2. Características propias

Sistema constructivo: Mediante grandes paneles
 Fabricación: Fabrica permanente
 Políticas constructivas: Casas tipo aisladas. Para edificios de planta nueva 30-60 dentro del radio de suministro de una fábrica.
 Tipos de edificios y de viviendas: Casas aisladas, de un piso, tipológicas unifamiliares, de cubierta plana; a petición, con sótano parcial. Tipos Ingrid, de 144 m²; Berta, de 127 m²; Astrid, de 100 m²; y Lilli, de 80 m².

Soporte estructural: Apoyo puntual de las paredes exteriores sobre las zapatas, rigidizadas mediante soportes de hormigón armado empotrados. Se atan rigidamente, mediante ganchos de acero, por la parte superior. Soportan las placas del forjado de cubierta y del suelo, nervadas. Las placas de suelo se apoyan transversalmente en unas vigas en T, que a su vez se apoyan sobre las zapatas.

Módulos en: Módulo entre ejes, longitudinal y transversal, 3.345 m.
 Módulos y peso de los elementos: Peso de los elementos 110-120 Mp
 Bloque auxiliar 10 Mp
 a) Placas de cubierta 0.54 x 1.08 x 0.20-0.60 m
 b) Paredes externas 3.345 x 3.20 x 0.18 m.
 c) Paredes interiores Altura de piso x 0.625 x 0.75 m.
 d) Placas de suelo 6.115 y 4.28 x 1.085 x 0.24 m.

3. Detalles sobre la fabricación y montaje

Tipo de fabricación: Fabricación en serie sobre marcos.
 Tratamiento: Curación por vapor de las paredes fabricadas en cámaras individuales, las donde el momento sólo si es necesario.
 Transporte: Camiones y remolques de plataformas bajas.
 Distancia rentable de transporte: Hasta 75 km sin aumento de tarifas.

Maquinaria necesaria en obra: Cargas sobre camiones y móviles, hormigoneras de 900 l para las cimentaciones y el relleno de juntas (también de hormigón de transporte).

Herramientas auxiliares para el montaje: Nivelado de las zapatas mediante carriles formados por ángulos de acero.

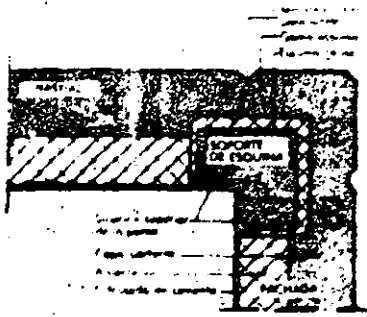
Trabajo necesario en obra: Aproximadamente 3.000 horas/casa, hora/A.V.

4. Descripción de la obra (realización normal)

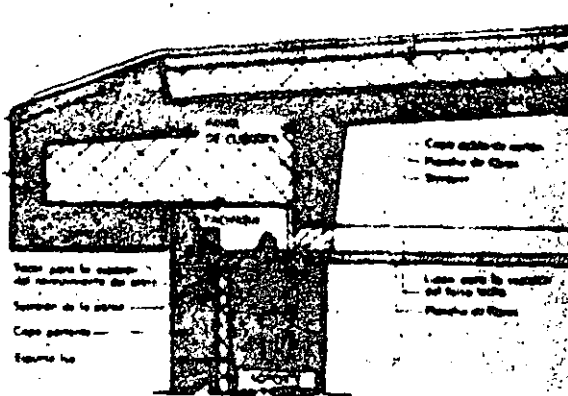
Elementos: Las zapatas son de hormigón in situ B 225; las superiores son piezas prefabricadas de hormigón armado B 270.

Sistema: En los casos de existencia de sótanos parciales) paredes-paral de hormigón armado B 200.

Partes externas: a) Forjados Hormigón armado B 200 100 cm Superficie exterior, a elección, de hormigón de grava lavada, vista, o revestido con placas T (Hochhold & Schiller) con capa de cemento ap. 6.0 cm Superficie interior pintada o empapelada. 1/A = 1.458 m²/casa. Se aplican los valores mínimos de la DIN 4.008 b) Alacenas Como en



Encuentro de esquina de paredes exteriores. Sección horizontal



Encuentro de cubierta sobre pared exterior. Sección vertical

Paredes interiores:

- a) Paredes no portantes
 - Hormigón gresado (GNB X3 y X5) 2.0 cm
 - (o también, panela multicapa ligera con marco de metal)
 - Superficie pintada o empapelada.
- b) Paredes de separación de viviendas (para las casas en hilera)
 - Placa T (Hilostoffel & Wulff) 8.0 cm
 - Hormigón armado B 300 10.0 cm
 - Cámara de aire 2.0-3.0 cm
 - Hormigón armado B 300 10.0 cm
 - Placa T (Hilostoffel & Wulff) 8.0 cm

Techos:

- a) Sobre habitaciones
 - Capa doble de cartón
 - Plancha de fibra (Hilostoffel) 2.0 cm
 - Plancha de poliuretano 5.0 cm
 - Impermeabilización contra el vapor
 - Hormigón armado B 300 5.0 cm
 - Planchas de cartón-yeso o de madera.
- b) Sobre cocinas
 - Capa inferior formada por el techo de hormigón armado del bloque sanitario.
- c) Sobre baños
 - (Como a).
 - Capa inferior formada por el techo de hormigón armado del bloque sanitario.
- d) Bajo habitaciones, cocinas y baños
 - Mosqueta, linóleo o PVC 0.3-0.5 cm
 - 1A pedicura paraques adhesivos
 - Hormigón armado B 300 5.0 cm
 - Plancha de poliestireno 5.0 cm
 - (Si existe cámara de madera)

Fucalezas:

Instalaciones:

- a) Instalación eléctrica
 - Las conexiones preelaboradas contienen la red de tuberías y cajas previstas. Los conductores de distribución horizontal se colocan en los techos.
- b) Instalaciones sanitarias y drenaje
 - El bloque sanitario funciona dentro de todas las tuberías, aparatos, aparatos y demás mobiliario para cocinas, WC y baño.
- c) Instalación de tuberías
 - Colocación de agua caliente, con bomba, de tuberías dentro o debajo y cubiertas de gas o aceite. Se puede incorporar a un circuito de distribución central exterior. La cubierta estanca y sellada para el baño se instala en la cámara de instalaciones. Las tuberías de distribución se sitúan en canales preinstalados incluidos en los paneles de suelo.

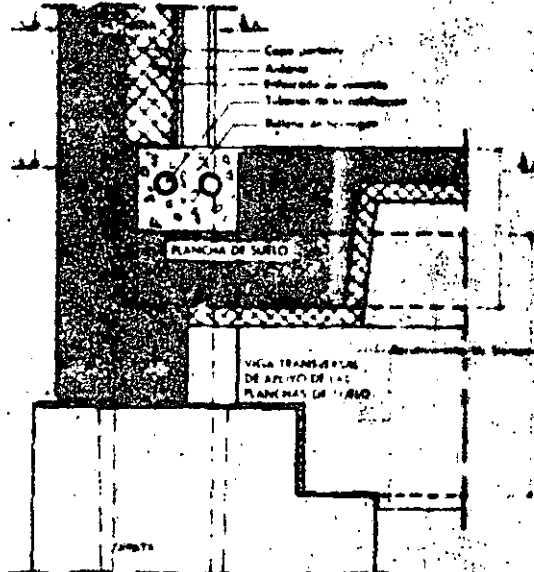
5. Acabado

Los casos de carpintería han de ser realizados también al preelaboración exterior.

6. Colocación con el arquitecto

Se demanda una colaboración con el arquitecto en campo de trabajos de una mayor dimensión.

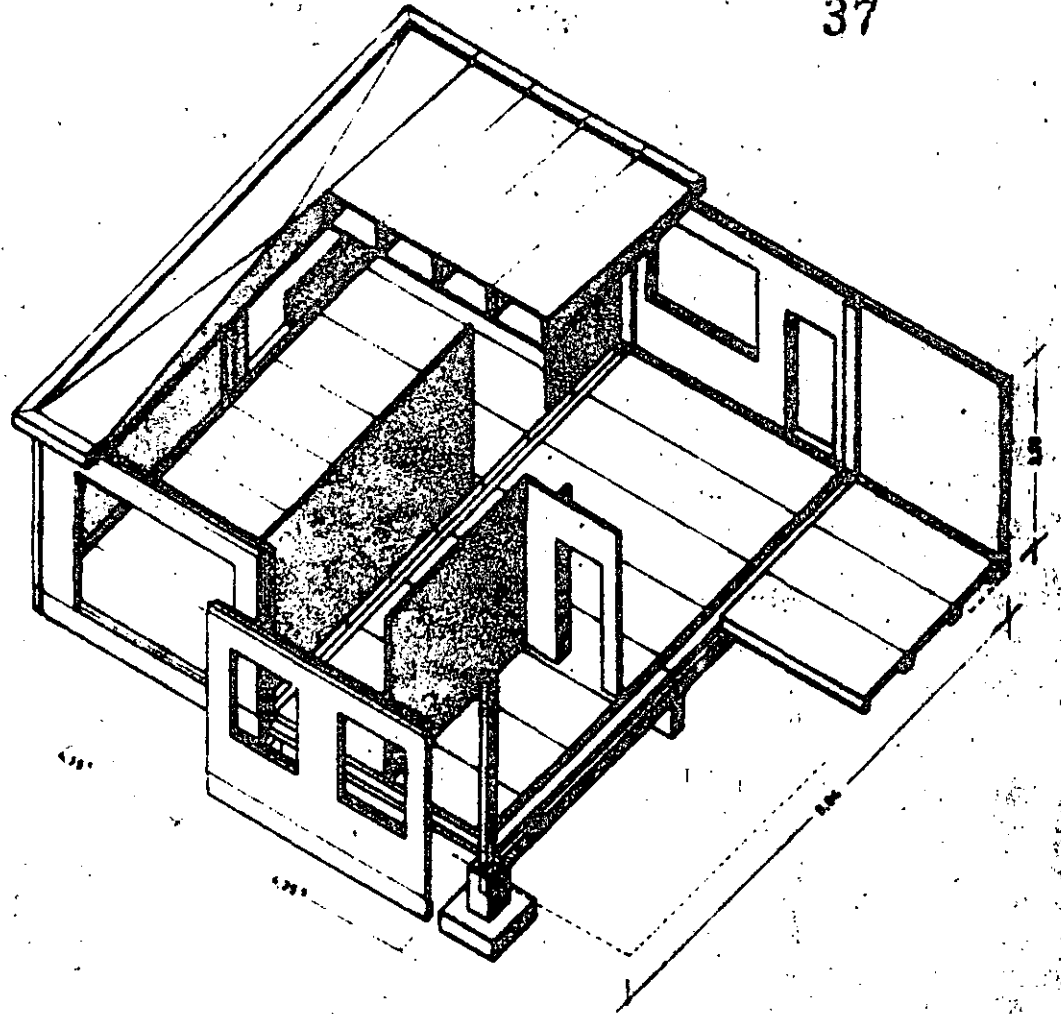
Encuentro de cubierta sobre pared exterior. Sección vertical



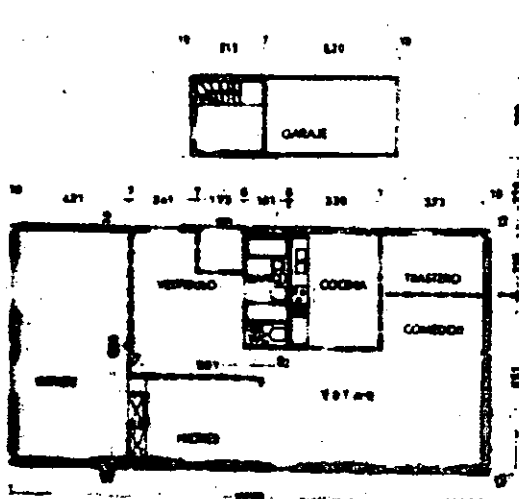
Encuentro entre canalizaciones de multi-pared exterior. Sección vertical

Montaje de un elemento de pared exterior

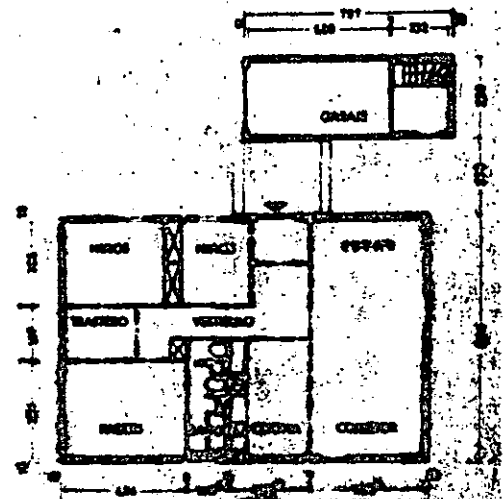




Sección de la construcción de un edificio



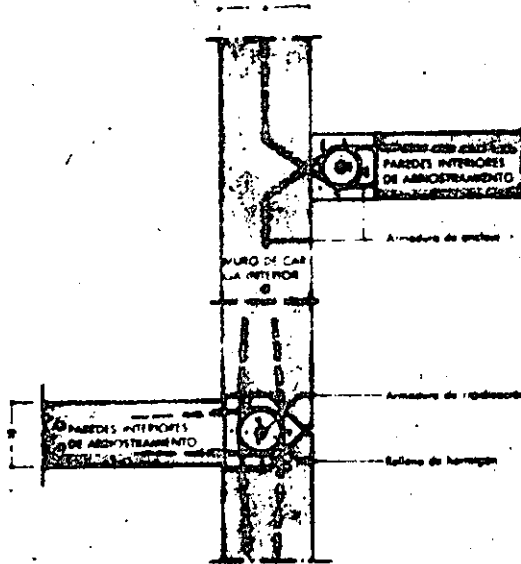
Plano tipo del edificio tipo de 145 m² de superficie construida



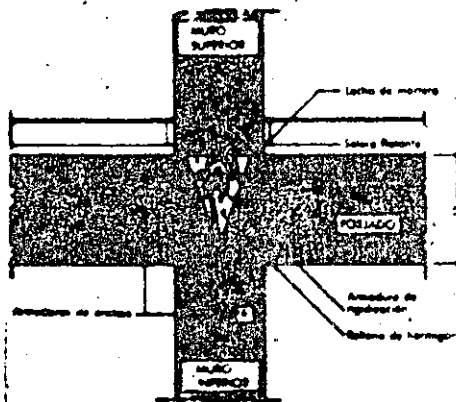
Plano tipo del edificio tipo de 145 m² de superficie construida



Casas unifamiliares en hilera tipo B2



Detalle de pared interior. Sección horizontal



Detallamiento de junta en los muros de carga interior. Sección horizontal

Detalle de cámara descaudada en una hilera de fachada



Sistema Constructivo

1. Datos generales

País de origen: Holanda.
 Constructoria: National Grondbeu N. V. -Gronwaghe (Holanda).
 Construcción: Haccob-Bloot GmbH & Co. KG, Dortmund-Emsfel.
 Unidades de vivienda terminadas: Aproximadamente 1.030 UV.
 Capacidad: Aproximadamente 320 UV/año.

2. Características propias

Sistema constructivo: Sistema mixto con grandes paneles de hormigón y albañilería (revestimientos de fachada y muros de sótano).
 Fabricación: Hérete permanente y en obra.
 Perfiles verticales: Estructura: 320 UV anuales.
 Tipos de edificios y de viviendas: Casas en hilera de 2 pisos tipo B2 (98,9 m²), con sótano y cubierta a dos aguas de 23° (planchas de hormigón, a plano).
 Tipo de chalet de 120 m², con sótano y cubierta plana.

Sistema estructural: Los muros de hastial y fachada, portantes, se empotan entre sí y con los paneles forjados mediante tornillos o estribos, anclajes de rigidización y relleno de hormigón.

Para la cobertura de los estribos de viento se rigidizan los paneles forjados, determinando una placa continua, mediante un canchales perimetral, dientes de borde y relleno de hormigón.
 Altura de piso 2,72 m.

Modulación: Pasa más: 4 Mp.
 Medidas y peso de los elementos:

- a) Forjados: 0,78-1,54 x 2,64 hasta máx. 5 m.
- b) Paredes interiores (asiento de pisos): Altura de piso máx. 5 m.
- c) Forjados (asiento de pisos): Altura de piso máx. 5 m.

3. Detalles sobre la fabricación y montaje

Tipo de fabricación: Fabricación en serie, las paredes y forjados se proponen sobre mesa.
 Tratamiento: Curado por calor si es necesario.
 Transporte: Camión y remolque de plataforma baja hasta 320 km.
 Transporte: Grúa sobre raíles y hormigonera de 160 l para el relleno de juntas.
 Maquinaria necesaria en obra: Herramientas auxiliares para el montaje.
 Trabajo necesario en obra/UV: Ap. 12 horas/UV para el montaje.

4. Descripción de la obra (realización normal)

Elementaciones: Zapatas corridas de hormigón in situ.
 Sistema: Realización convencional con HBI. 30.
 Paredes externas: a) Fachadas:
 Panel de ladrillo 10,5 cm
 Cámara de aire 4,0 cm
 Mortarón de piedras puestas B 160 10,0 cm
 (Anchura de cámara recubierto de yeso).
 1/3 0,574 n/Ab/Aral.
 O también:
 Mortarón B 320 8,0 cm
 superficie exterior de hormigón visto con capa de pintura.

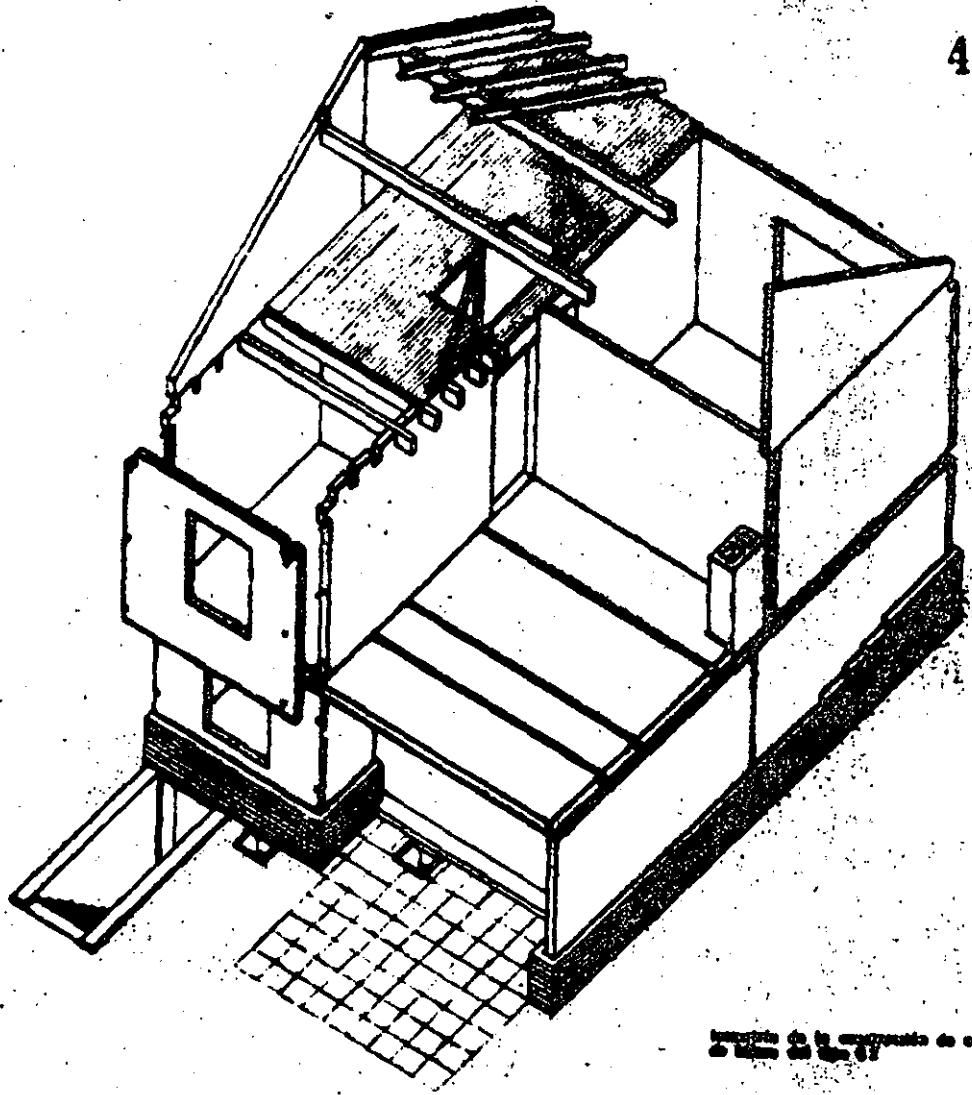


Diagram of the arrangement of the seat and control panel.

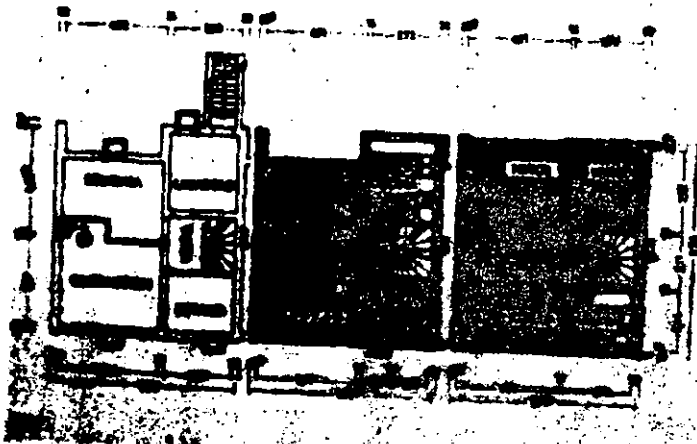
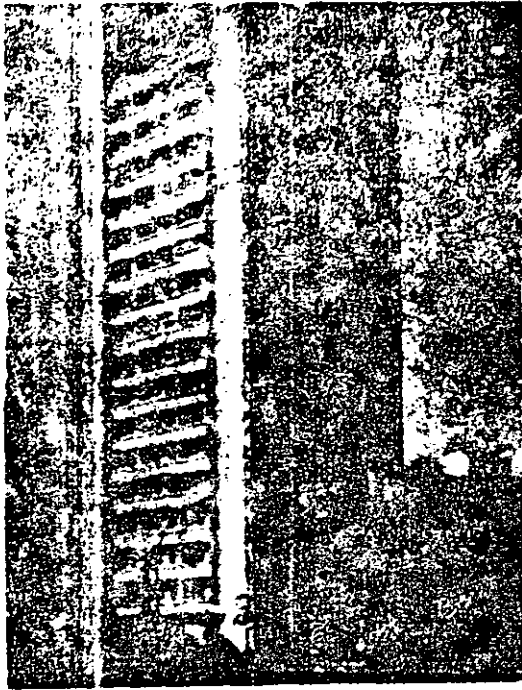
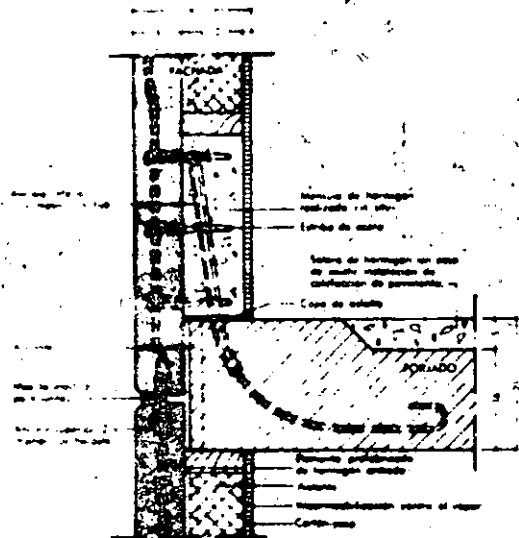


Diagram of the arrangement of the control panel and seat.

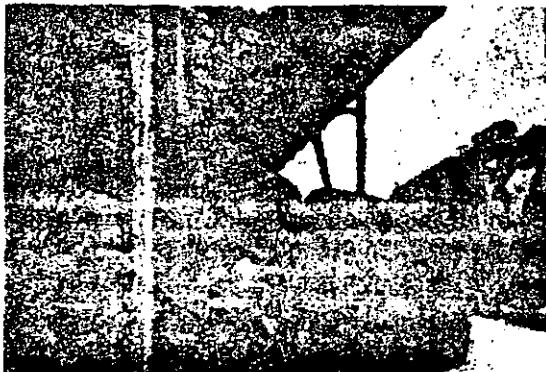


Detalle de 9 plantas en Berlin



Sección vertical del montaje de las fachadas, ejecución única

Fabricación de los elementos en una fábrica especializada



Sistema Albeton

1. Datos generales

País de origen: Alemania.
Concesionario: AB Skanska (Gesetzliche) GmbH, Empresa constructora Skanska S. I. Hamburgo.
Concesionados: Constructora Hermann Schäfer, Berlin; Dyckerhoff & Widmann KG, administración central München; Wilhelm Radmer Bau und Beton KGaA, München; Hans Meier, S. L. y Ca., München; Empresa constructora para edificación e infraestructura, Josef Riepl, Dep. Perforación, München; Betonwerkstätten Bärber, Münster; Hochtief, S. A. para la edificación e infraestructuras, Essen; R. Schiewasser, S. L. Hoch- und Tiefbau, Fürth.
Unidades de viviendas terminadas hasta el 31-12-66: Hermann Schäfer, Dyckerhoff Widmann KG; Wilhelm Radmer; Hans Meier, S. L.; Josef Riepl; Betonwerkstätten Bärber; Hochtief, S. A.
Capacidad hasta 1968: 1.000-2.000 UV por concesionario.

2. Características propias

Sistema constructivo: Mixto.
Fabricación: En obra (hormigón vertido) y fábrica-permanentes o semipermanentes (elementos). Los encofrados, así como los techos semipermanentes, se pueden aprovechar del concesionario. Forjados y paredes se hormigonan mediante unas grandes encofrados in situ. Las fachadas y las escaleras se componen de elementos prefabricados.
Pedidos rentables: 150-200 UV.
Tipo de edificios y viviendas: En la República Federal se levantan edificios de 3-20 plantas, con una variedad tipológica de viviendas. Es aplicable especialmente en bloques y torres.
Alcance estructural: Sistema transversal, las paredes transversales soportan los forjados, los elementos de fachada y los hastiles no son portantes. Las cargas de forjados y paredes se transmiten como en una construcción convencional.
Modulación: Ninguna.
Medidas y peso de los elementos: Peso hasta un máximo de 3,5 Mp. Los elementos de fachada y hastil (del tamaño de una habitación) tienen altura de piso con una longitud mínima de 4,5 m.

3. Detalles sobre la fabricación y montaje

Tipo de fabricación: Fabricación en serie, preparándose los elementos de fachada y hastil sobre mesas.
Transporte: Los elementos de fachada y de hastil se envían a la acción de vapor en autocarros caloríficos.
Transporte: Mediante remolques de plataforma baja.
Distancia rentable de transporte: Hasta unos 50 km.
Maquinaria necesaria en obra: Grúas torre giratorias, grúas trepadoras, grúas móviles (de 25 Mp/m como máximo), hormigoneras con un rendimiento de 60-100 m³ al día.
Herramientas auxiliares para el montaje: Encajado de los encofrados mediante unos gatos de tornillo.
Trabajo necesario horas/UV: De 900 a 1.100 horas, según el tamaño de la vivienda.

4. Descripción de la obra (restauración normal)

Construcción: Hormigonado in situ.
Sólo: Prefabricado in situ.
Paredes externas: a) Fachadas: Hormigón armado B 300 up 6,0 con encofrados hormigón visto, hormigón levado, hastil acortado o unidades prefabricadas, o elevadas.

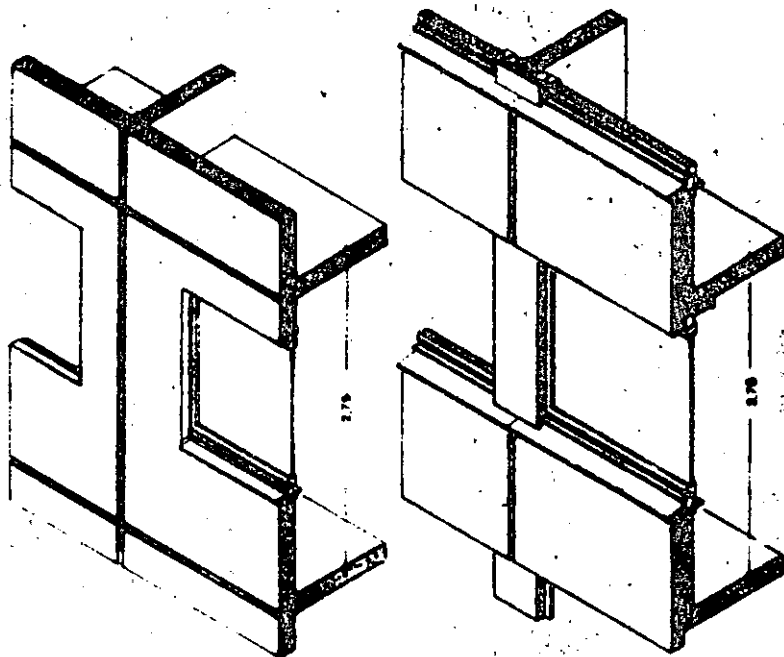
Sistema Alifanor

1. Antecedente

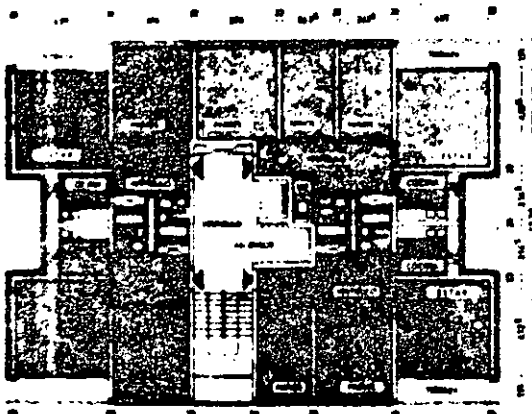
Los edificios se pueden entregar al propietario, según se desea, llave en mano o suministrando la obra gruesa.

2. Colaboración con el arquitecto

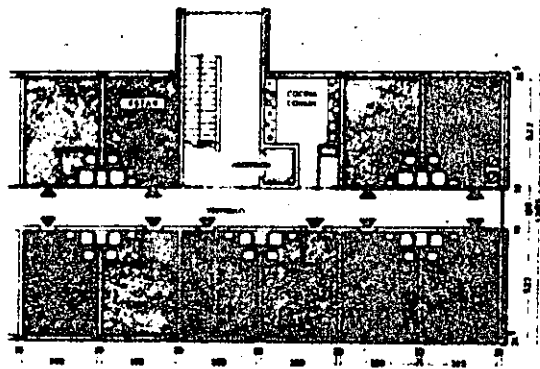
La elaboración del proyecto se realiza por un arquitecto cualquiera en colaboración con el constructor y la empresa constructora que lo realiza.



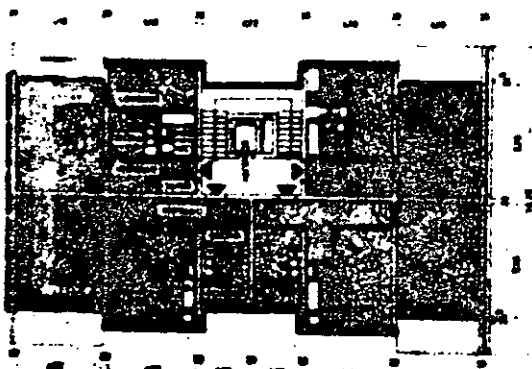
Elementos de fachada - fachada: muro de grueso de doble capa constituido por pilares y losas alifanos; detalle: construcción tipo alifano.



Plano de una torre con viviendas de dos, tres y cuatro habitaciones



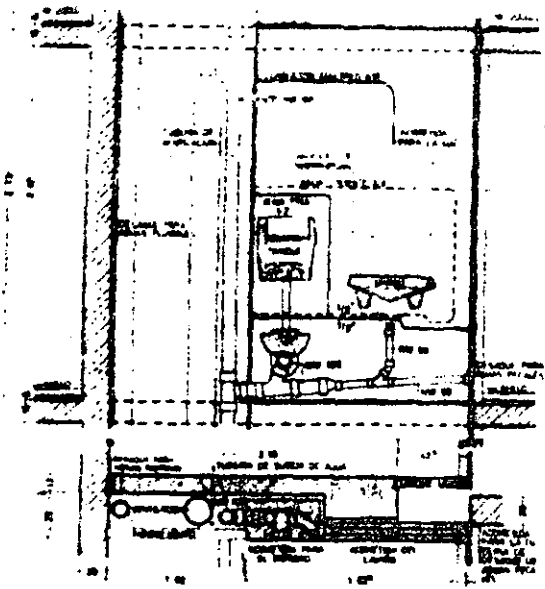
Edificio de oficinas



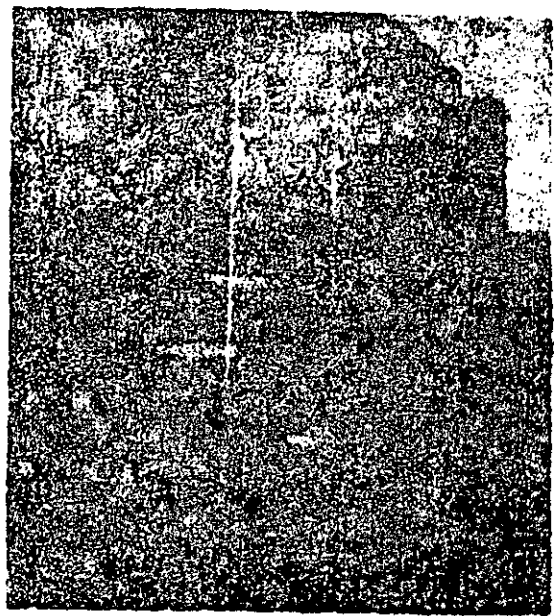
Plano de cuatro apartamentos de 1 y 1 1/2 habitaciones



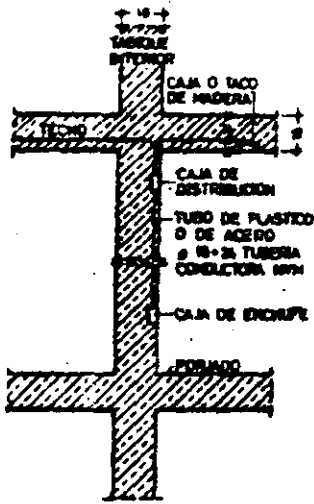
Detalle del montaje de una torre en Soeie



Detalle de separador formado por dos paredes con constante la cota de instalaciones



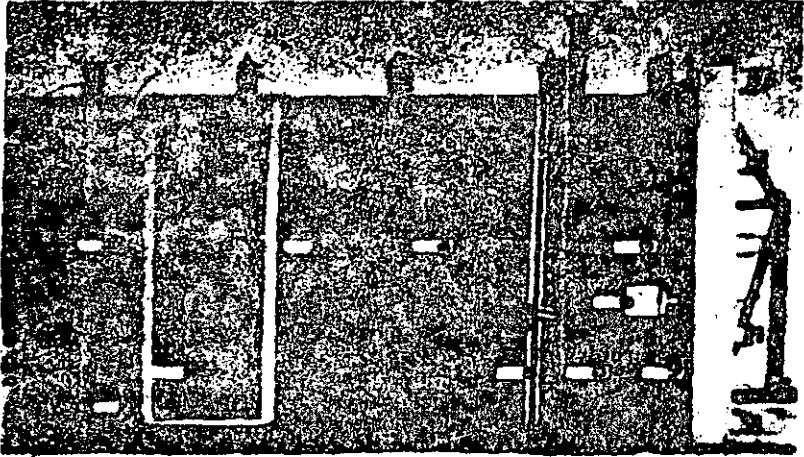
Detalle de instalaciones tipo cuadro



Detalle con instalaciones y conductores

- 1) Separador para puerta
- 2) Muro de piedra
- 3) Instalaciones eléctricas
- 4) Distribuidores para agua fría y caliente, así como dispositivos de control para los elementos sanitarios
- 5) Canchales para agua fría y caliente
- 6) Tuberías
- 7) Columnas para la calefacción
- 8) Cama de distribución con los lechos de piso para los diferentes servicios
- 9) Tuberías distribuidoras para la calefacción de irradiación por el techo

Detalle de instalaciones eléctricas

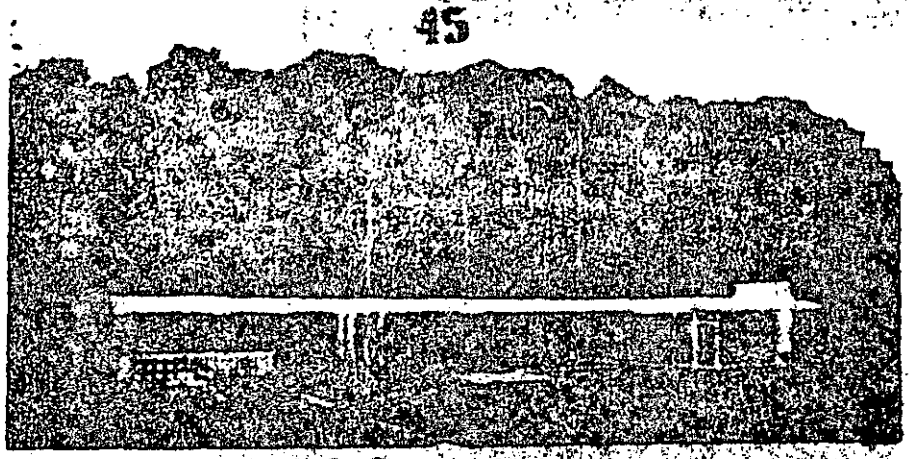


4.1.3
Sistoff de WOLFF

Fabricante:
WOLFF-Fertighaus GmbH, Osnabrück
Arquitecta: Hbras

Construcción

Viviendas construidas en serie de una sola planta.
5 tipos diferentes de viviendas de 77 a 158 m² de superficie edificada de 516 a 721 m³ de volumen edificado.
Medidas de un elemento:
0,61 x 2,44 x 0,12 m
1,22 x 2,44 x 0,12 m
Las paredes están unidas unas con otras mediante tres pernos de sujeción.



Una vivienda para una familia, tipo "Cassini" (1974)

Paredes exteriores constituidas por:
8 mm de madera contrachapada
0,05 mm hoja de aluminio
40 mm fieltro
80 mm espuma dura
10 mm cámara de aire, ventilada con el exterior
80/100 mm marco de madera
12 mm de tablero de madera Sapar-Alpha y doble impregnación con resina sintética como protección contra las inclemencias del tiempo

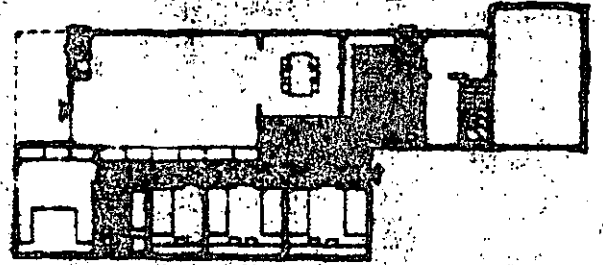
Paredes interiores:
18 mm madera contrachapada
60 mm marco de madera
60 mm placa de fibra mineral
10 mm madera contrachapada

Cimentación:
Construcción en cimiento, sistema parcial.
Cimentación unida con pernos a las paredes.

Cubierta:
Vigas de catapla, cubierta plana, capa de gresita sobre tres capas de cartón impregnado, domos térmicas.

Producción:
En instalaciones fijas.

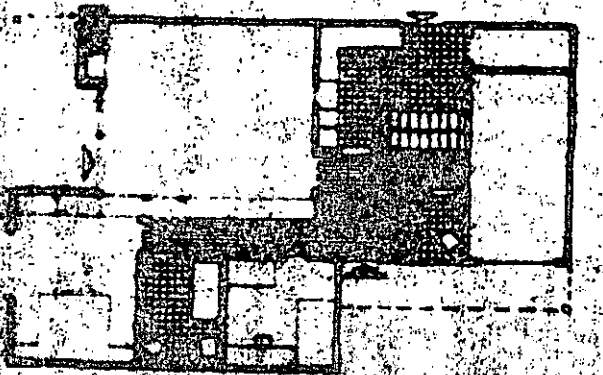
Capacidad:
Hasta ahora: 200 viviendas.
Bases de producción:
17 plantas elementales para una vivienda en serie.
400 horas de producción por vivienda.
200 horas de montaje por vivienda.
600 horas en obra por vivienda.



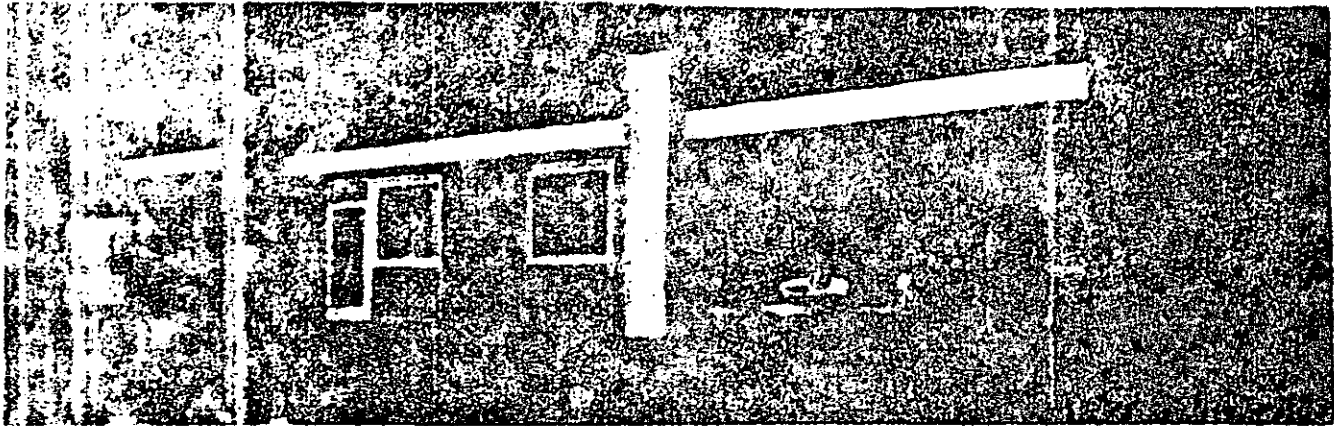
Vista transversal, detalle de la vivienda



Cubierta



Vista transversal, cimentación (sistema parcial) de planta

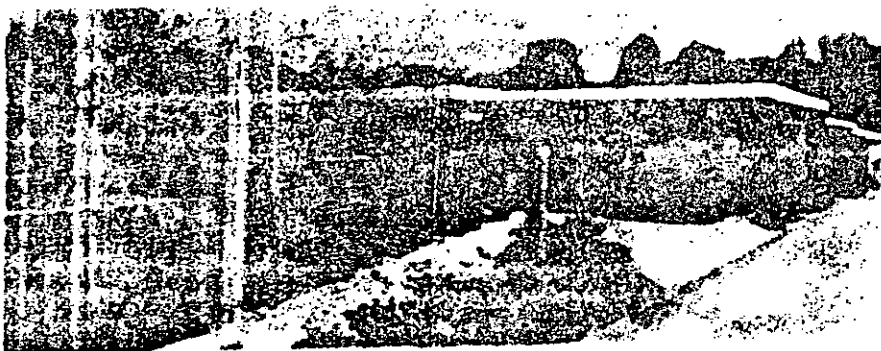


Vista del prototipo WOLFF. El se estructura de una columna de acero de fibra para el personal de la Universidad de Göttingen

Casa construida en serie para el personal de la Universidad de Göttingen



Casa prefabricada sistema Wolff



2 capas de cartón bituminoso,
con una capa de grava
Placa de madera contrachapada tipo FP/Y
DIN 68761 20 mm
Lizas para fijación tejado
Módulo de colapsa
Placa de fibra mineral DIN 18160 25/25 mm
Tablón de madera: 28 mm

Placa de yeso sobre cartón: 9,5 mm

Placa de madera contrachapada
con capa de resina de resorción: 12 mm
Capa de aire: 10 mm
Placa de espuma ligera de resina de resor.
DIN 18184, 110 mm
Placa de madera contrachapada
FP/Y DIN 68761: 18 mm
Bastidor de madera 60/120 mm

Detalle de PVC, instalación
o similar: 3 mm
Capa de aislamiento: 22 mm
Placa de fibra mineral,
DIN 18160: 25/25 mm
Placa de hormigón armado:
100 mm

Detalle detallado

4.2 CASAS DE SERIE EN HORMIGÓN LIGERO

47

4.2.1.

Sistema Siporex.
País de origen: Suecia

Licencia

Deutsche Siporex GmbH, Essen,
con isómeros locales en:
Siporex Hamburg GmbH,
2053 Hamburg-Neuengamme 1,
Neuengammer Heerweg, 47
Rheinische Siporex GmbH
41 Dulsberg-Mamborn
Kaiser-Wilhelm-Str. 100
Norddeutsche Siporex GmbH
3043 Schnevingen
Stockholmerstr.
Karl Stöhr KG, Siporex Gasbetonwerk
7521 Mutterheim/Baden

Arquitecto:

H. Spies, Dortmund

Propietario:

Gemeinnützige Wohnstätten-Gesellschaft,
Dortmund-Süd

Ejemplo:

Viviendas pequeñas en Dortmund-Oespel.
SIPOREX es el nombre comercial de un hormigón orondo de Suecia, constituido a base de polvo de aluminio.

Construcción

La parte desprovista de sótanos tiene cimentaciones normales de hormigón apilonado, sobre las cuales descansan las placas de piso Siporex. La parte que posee sótanos de medio piso presenta la construcción normal, con una losa de hormigón armado sobre la cual se edificaron los sótanos. La pared divisoria de la vivienda se construyó a base de dos placas exteriores de Siporex, a modo de encofrado, relleno con hormigón normal, en forma de sandwich (7,5/10/7,5 cm).

Las placas de los paramentos verticales exteriores tienen en su parte superior una hendidura en la que se coloca una escora redonda y se rellena con hormigón, actuando el sistema como zuncha, lo cual es suficiente para viviendas de una sola planta. Se colocan las placas de cubierta y rellenan las juntas cuando ya está endurecido el hormigón de relleno de las placas de paredes y del zuncha.

Paredes exteriores:

Placas Siporex de la altura de una planta.

espesor = 20 cm

Empalmadas por dentro y fuera.

Exterior:

Con una capa de resina sintética

Paredes interiores:

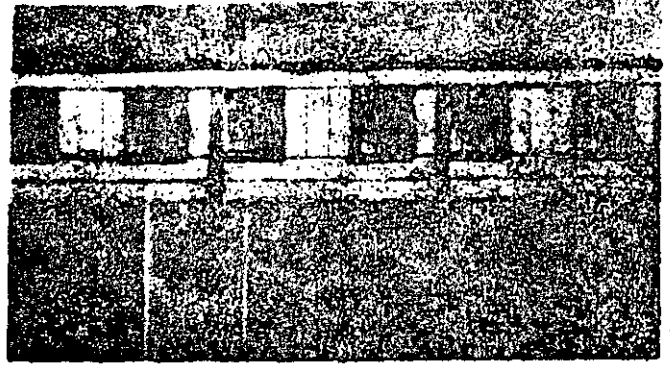
Tabiques ligeros Siporex, con un espes-
tado de 3 mm

Cimentaciones:

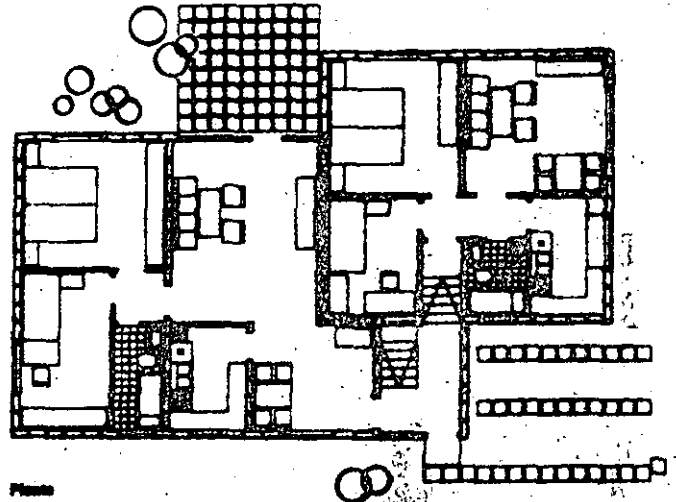
Hormigón normal local, espesor 30 cm

Techo:

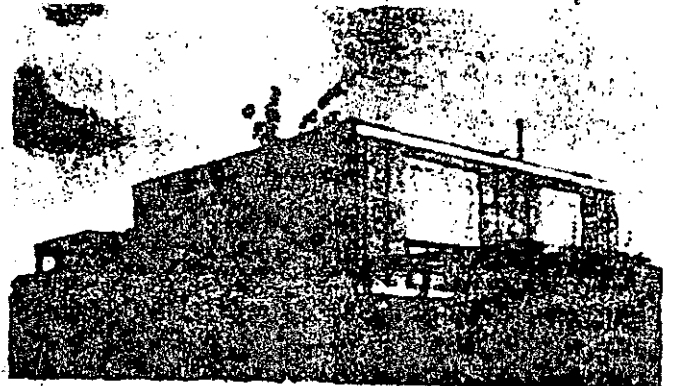
Placas Siporex, espesor 15 cm



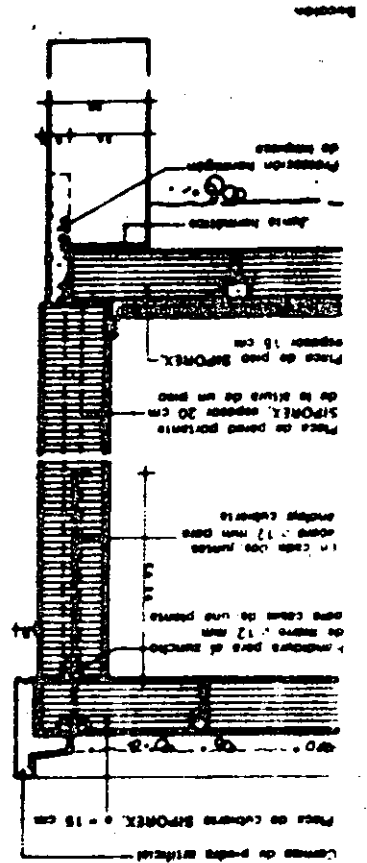
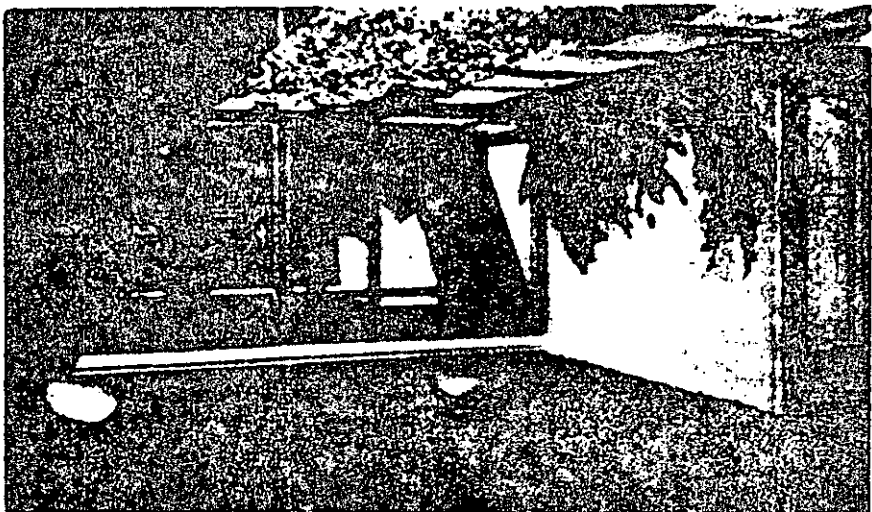
Viviendas pequeñas en Dortmund-Oespel, Arquitecto Heinz Spies, Dortmund



Plano



Vista desde la calle



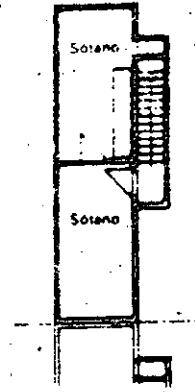
Vista de un fragmento de la pared en el Centro, Argentina Dgt. Ing. Oscar Rodríguez

Construcción:
 Placa de pared portante de concreto SIPOREX, espesor 15 cm
 sobre una placa de concreto con capa de grava.
 Protección horizontal de madera.
 Toda la protección en ladrillo
 tiempo para montaje: 14 días

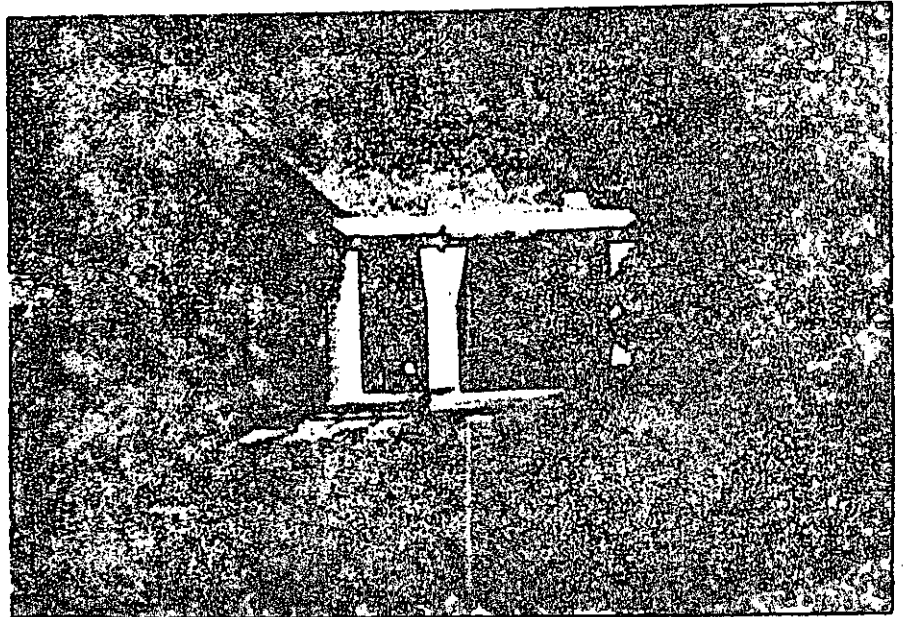
4.2.4. Casas de Nechermann

Autor: Weis & Freytag KG Frankfurt/Main
 Arquitecto: Profesor Egon Eiermann Karlsruhe
 Ejemplo: Casas con patio interior en Offenbach

Construcción:
 Casas normalizadas de una sola planta, construidas con elementos prefabricados de hormigón. Cubierta plana. Dispuestas alrededor de un patio, constituyen una gran vivienda.

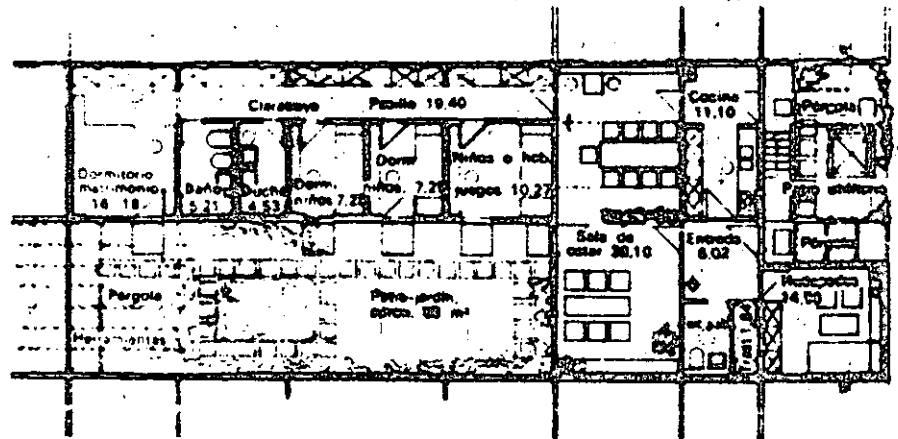


Sótanos



Viviendas con patio interior sistema Nechermann

- Paredes exteriores 17 cm espesor, constituidas por:**
 - Placas en hormigón armado de tres capas hormigón B 300.
 - De dentro afuera:
 - 10 cm hormigón armado portante
 - 3 cm aislamiento de espuma dura
 - 4 cm hormigón de recubrimiento, tratado al chorro de arena
- Paredes interiores:**
 - 10 cm hormigón gasoso, ampolostocido por ambas caras
- Cimentaciones:**
 - De hormigón sin situs
- Cubierta:**
 - 20 cm placa de hormigón gasoso con hoja de CPV y capa superpuesta de grava
- Productor:**
 - En taller de la Empresa



Planos

4.3 CASAS NORMALIZADAS CONSTRUIDAS EN METAL

4.3.1 Sistema QUELLE Casas prefabricadas

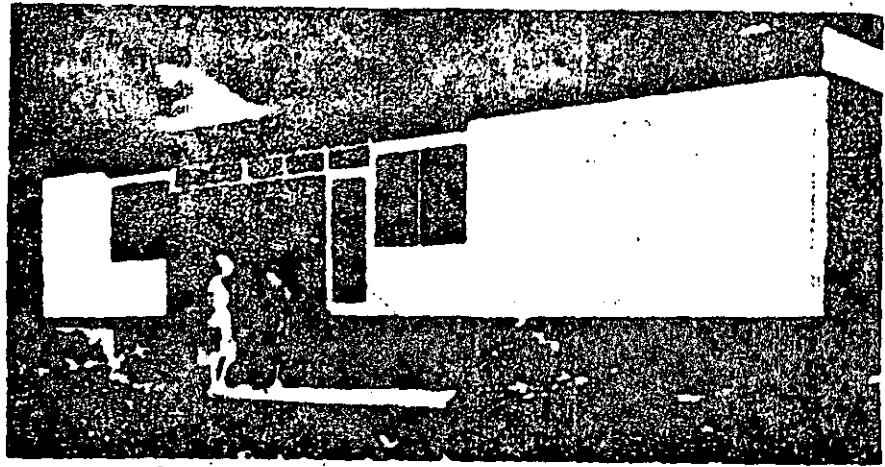
Fabricante:
QUELLE-Fertighaus GmbH, Fürth
Arquitecto:
Reg. Baumeister Dipl.-Ing. Edgar Berge

Construcción:

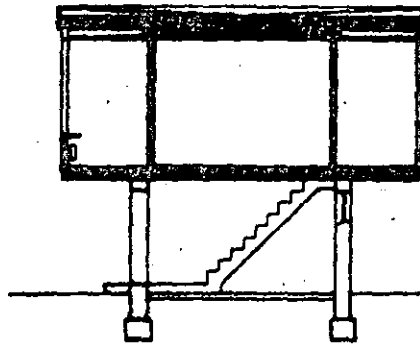
Casas normalizadas de una sola planta
En voladizo por encima del sótano
Estructura metálica
Existen diferentes tipos, desde 98 m² de
superficie edificada
Medida del módulo = 1 m
Las placas transversales son metálicas
y descansan sobre las muros del sótano
(hormigón o fábrica de ladrillo). Estructura
metálica en forma de pórtico, con
placas metálicas para la cubierta.

Tres soluciones diferentes para las paredes
exteriores:

1. Placas de fibrocemento
2. Tablas o tablero de madera
3. Placas de metal ligero



Vista desde la calle



Sección

Paredes exteriores, constituidas por:

- Revestimiento exterior 1-3
- 10 mm conglomerado de madera
- 18 mm tablero de madera
- 18 mm cámara aire forrada con chapa de aluminio
- 40 mm escoria de fibra mineral
- 88 mm bastidor de madera
- 18 mm tablero de madera
- 13 mm conglomerado de madera o mano de pintura dispersante sobre conglomerado duro

Paredes interiores:

- 70 mm bastidor de madera alrededor de tablero de conglomerado;

bloques de servicios prefabricados

Cimientos:

De hormigón sin situs

Cubierta:

Plano, con desagües interiores, revestimiento de CPV, o bien ligamente inclinado revestida con placas de cemento-amiante

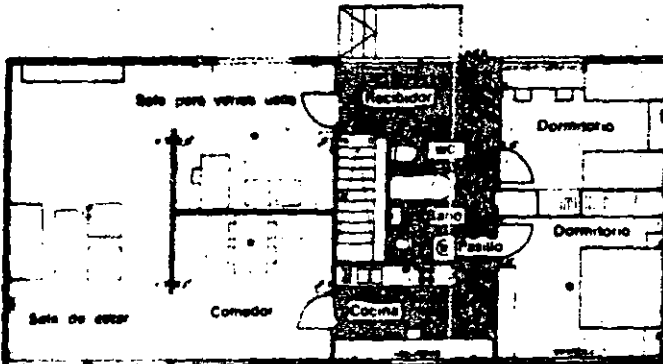
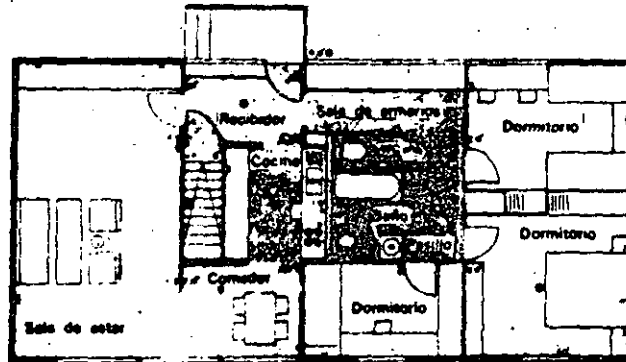
Producción

En instalaciones fijas

Datos constructivos

800 horas para el montaje

40 horas invertidas hasta cubrir los sótanos



Casa prefabricada QUELLE Tipo 100-B (F y D)

4.6.1.5 Sistema ESTIOT

Fabricante
Construction ESTIOT, Paris
Hochmel, AG, Augsburg

Construcción

Procedimiento de prefabricación de grandes piezas para bloques de viviendas. Los elementos son del tamaño de una habitación. Sistema constructivo con paredes de carga transversales a la fachada.

En todos los elementos están puestas ya las puertas y ventanas. Todas las superficies visibles salen de fábrica completamente terminadas. Los elementos van provistos de armaduras salientes en los puntos de unión.

La principal característica de este sistema consiste en que los puntos de unión van reforzados mediante la incorporación de fierros en perfiles colocados verticalmente y que abarcan varias plantas.

A la altura correspondiente del piso, existen unos soportes de conexión en hierro angular, y de las piezas, escapan en su parte superior los perfiles que sobresalen y se apoyan sobre los conectos mencionados. Ambos fierros van provistos de un teledro y con una precisión de ± 1 cm, ambas piezas son unidas mediante una sujeción apropiada.

La ventaja de este sistema consiste en que sólo la primera planta debe de estar convenientemente nivelada, ya que las restantes plantas van creciendo gradualmente según medidas fijas manoviables y sin error posible, no siendo precisas ya nuevas nivelaciones.

Paredes exteriores:

18 cm espesor, compuestas:

80 mm Hormigón pesado con mortero acústico u otro revestimiento

30-40 mm Styropor, e placas de 80 mm
100-140 mm Hormigón pesado para absorber las cargas

Paredes interiores:

100 mm si son de carga (hormigón pesado)

120 mm si no son de carga (hormigón ligero)

Cimentaciones:

De hormigón en situ

Techos:

Placas prefabricadas

Cubierta:

Plano de placas prefabricadas

Producción:

Fabricación a pie de obra

Datos constructivos:

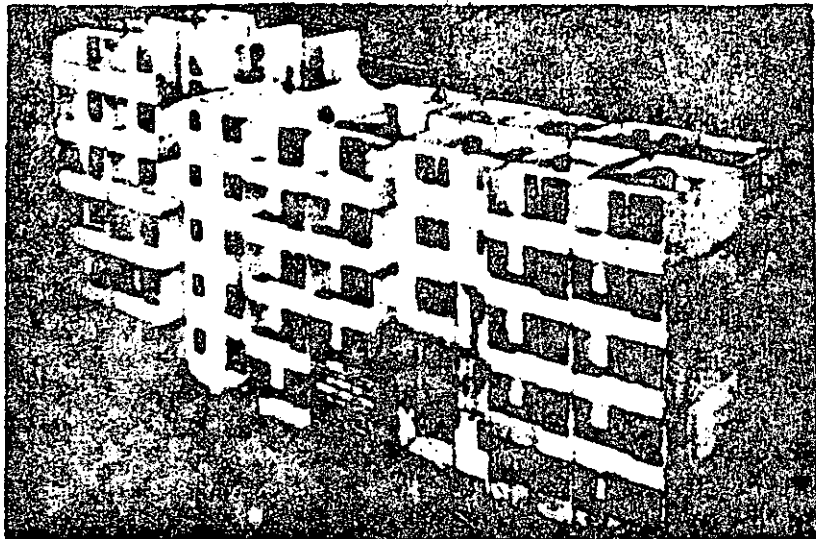
Para obra sin acabado final

26-30 elementos por vivienda

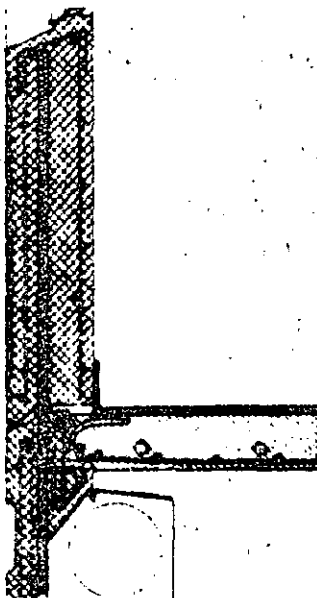
290 horas de producción por vivienda

130 horas de montaje por vivienda

380 horas totales por vivienda

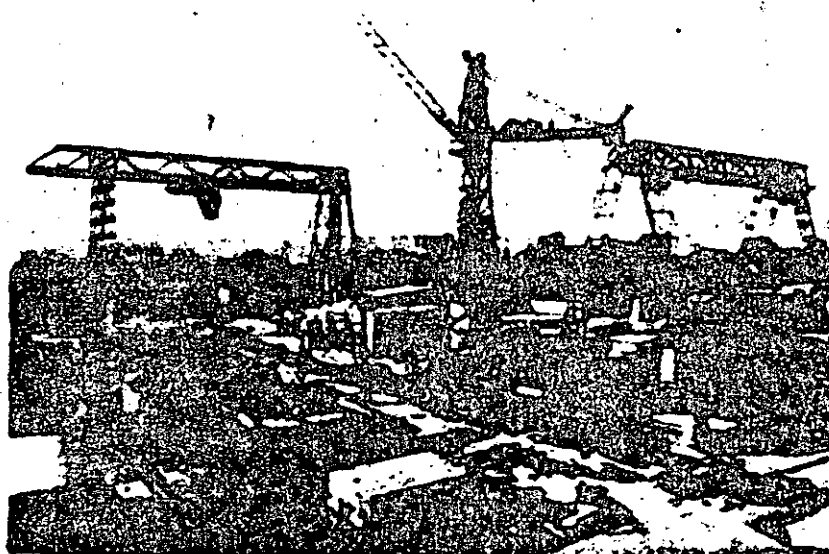


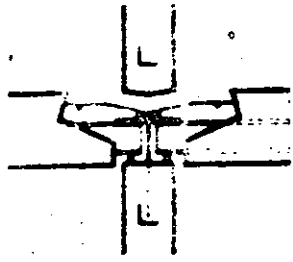
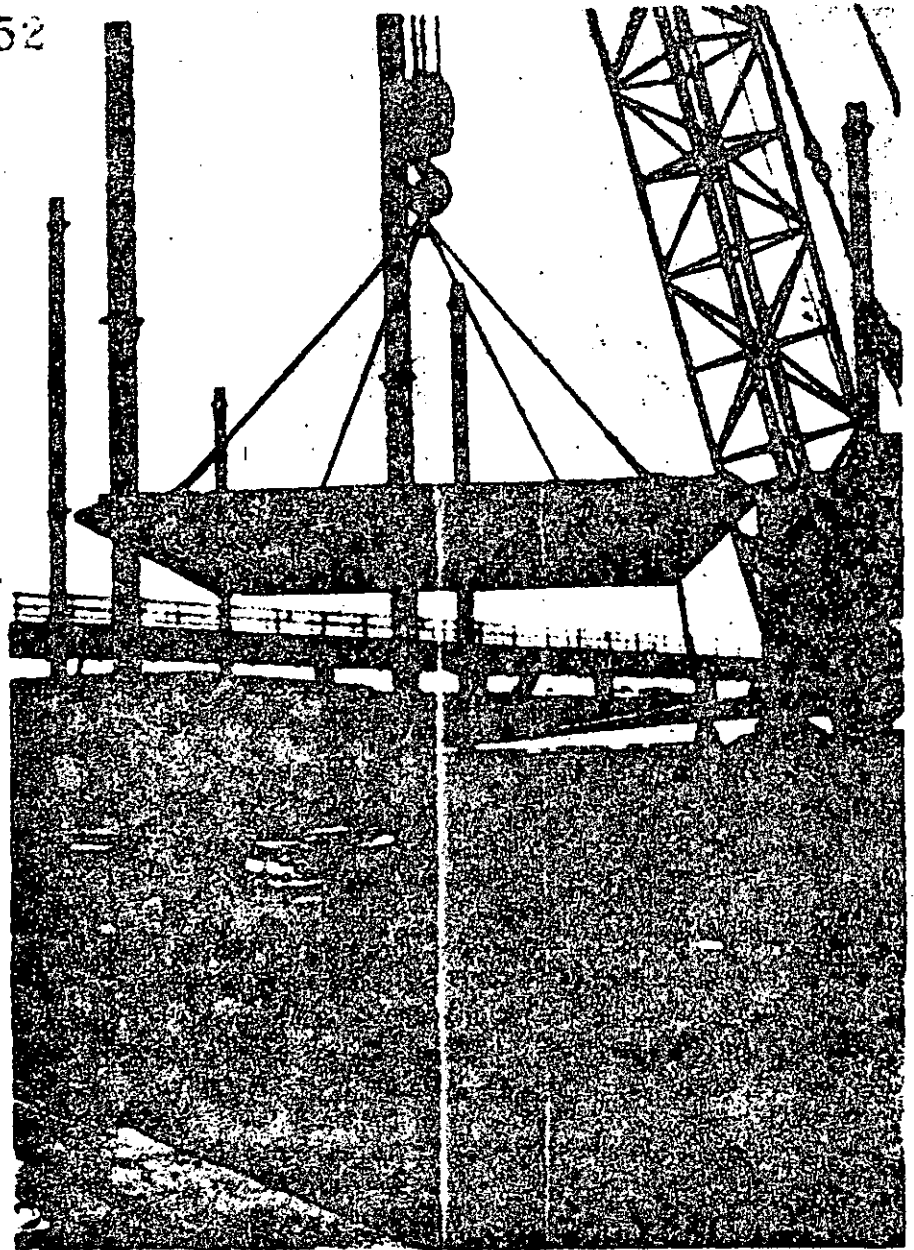
Vista de una edificación en progreso



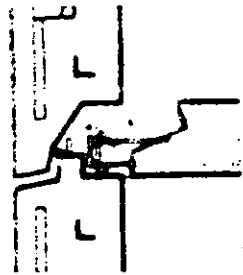
Sección de detalle unión piezas con piso

Vista de los refuerzos entre obra



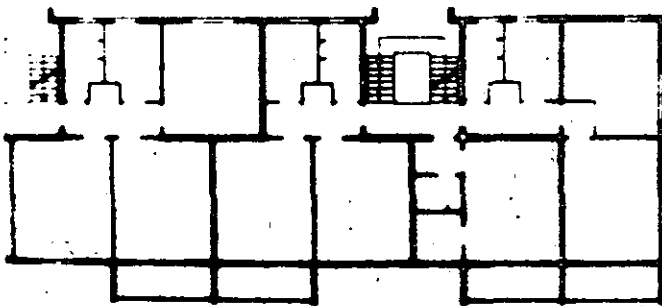


Montaje de placas de piso

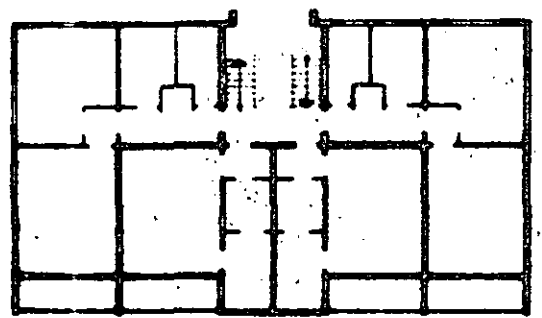


Cruce de paredes

Colocación placas de piso



De tres arcos



De cuatro arcos

4.5.2.3 Sistema: BALENCY

Iniciadores:

1. MBM Immeuble Générale Construction s.p.a.
Trézano sul Naviglio (Milán)
2. Balency & Schuhl, Paris XVth, 14 Rue
Eux

Concepto:

O. Month, 4 Duesiderl 1, Cornelissen 36

Sistema activo:

Paradas exteriores e interiores de carga forman, con los techos de hormigón construidos en obra, habitaciones estables. En casos especiales es posible prefabricar también los techos. Hasta la fecha se han construido unas 11000 a 11500 viviendas en Francia y en Italia.

Cimientos:

Construcción habitual a pie de obra

Paradas de sótanos: Prefabricadas

Paradas de carga:

Se ha previsto que todos los elementos verticales sean parantes (fachadas, paredes interiores, bloques funcionales, etc.) Igual sistema estático de paradas exteriores e interiores.

Ascensores: Prefabricación de tramos de escaleras y rellanos.

Elementos de paredes exteriores:

- 5 cm hormigón armado con revestimiento exterior a elección
- 3-4 cm hormigón de poliestireno o 6-8 cm hormigón de vermiculita (espesor según requerimiento de aislamiento térmico)
- 5-11 cm hormigón armado (espesor según requerimiento estático)

Las placas de fachadas pueden ser construidas como:

- Elemento curvado de fachada.
- Elemento de fachada con verticales incorporados.
- Elemento de antepecho.

Elementos de paradas:

Altabas, vigas portantes, con instalaciones incorporadas. Se trata de placas con un espesor de 8 a 15 cm, en hormigón armado. Contienen los marcos metálicos de las puertas, de la altura de un piso.

Revestimiento de techos:

Pavimentar, y cielos rasos a elección.

Techos:

Hormigonado en obra o prefabricado. En el caso de prefabricación, las placas pueden ser del tamaño de una habitación incorporando incorporando los tubos de la calefacción.

Cubiertas:

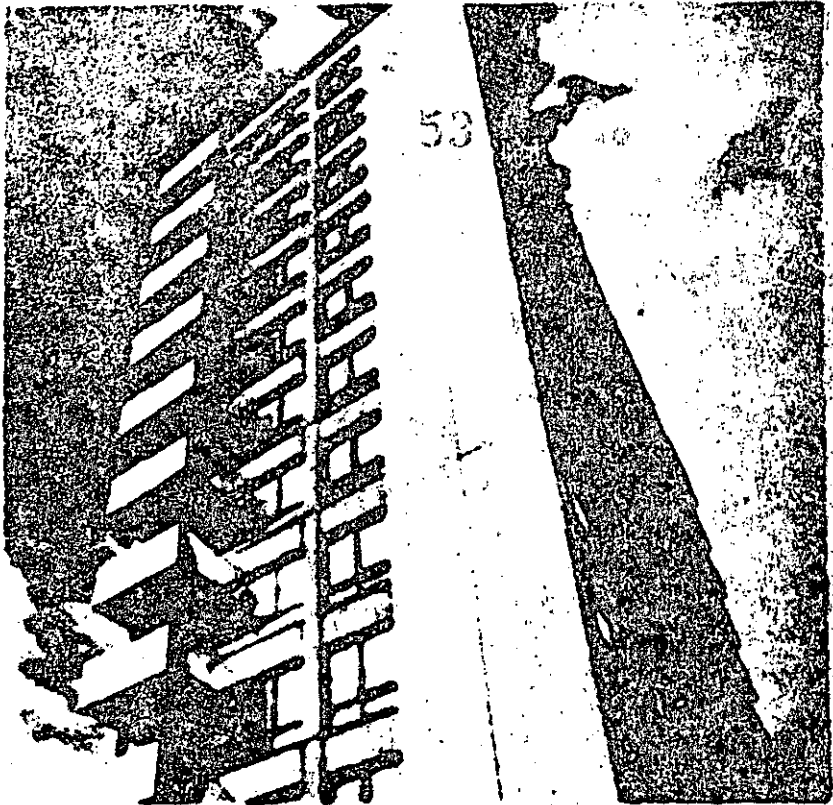
A elección pueden utilizarse elementos prefabricados. En general, la losa de techo está contruida por una placa de hormigón armado de 5 cm espesor prevista en su lado inferior con una capa aislante de poliestireno (una capa superior fuera necesaria una rampa de aire para un sistema de techo).

Capacidad anual de producción:

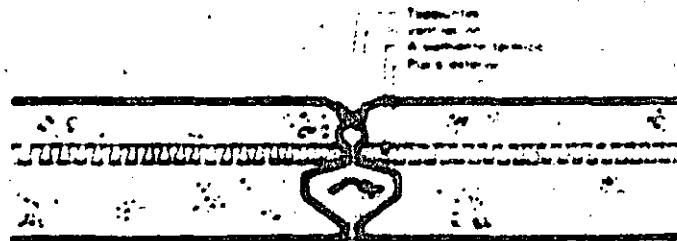
Variable según potencias constructivas en Italia 2500-3000 viviendas por año en Francia 2000-3000 viviendas por año.

Detalles técnicos de ejecución:

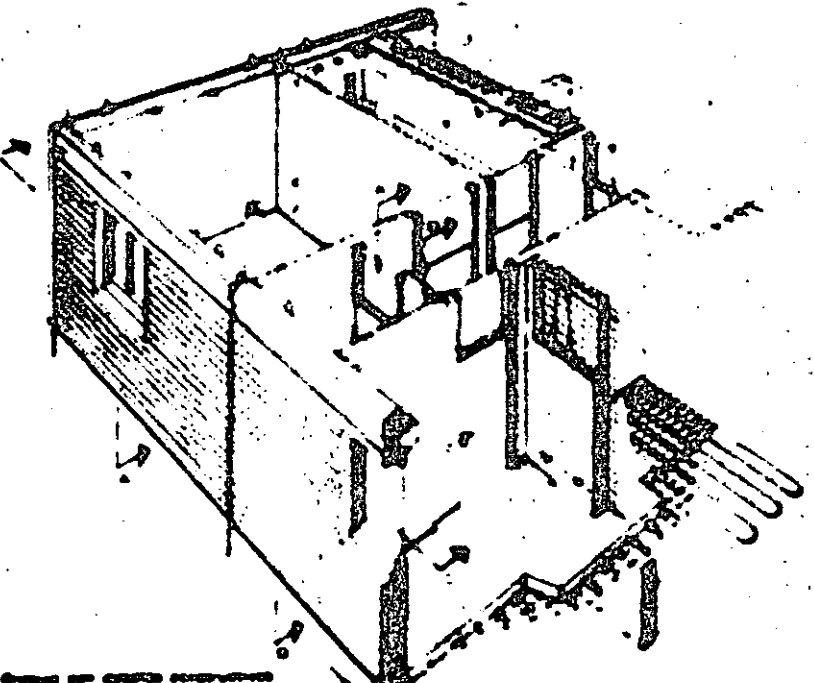
- La fabricación de los elementos se realiza en unas moldes especiales, verticales o horizontales provistos de huecos para la circulación de agua caliente.
- Más de diez diámetros 4 tomas de producción.
- Preparación de los moldes y colocación de armadura y ventanas.
- Hormigonado, refuerzo y acabado exterior.
- Acabado del frepado mediante calor.
- Desmoldado del elemento terminado.
- Producción en talleres normales.



Vista de una fachada



Detalle de paredes exteriores



Detalle del sistema constructivo

4.5.5
Sistemas de Europa del Este

4.5.5.1
Sistema constructivo rumano

Documentación facilitada por
INSTITUTUL ROMIN PENTRU
RELATIILE CULTURALE CU STRAINATATEA
BUCAREST

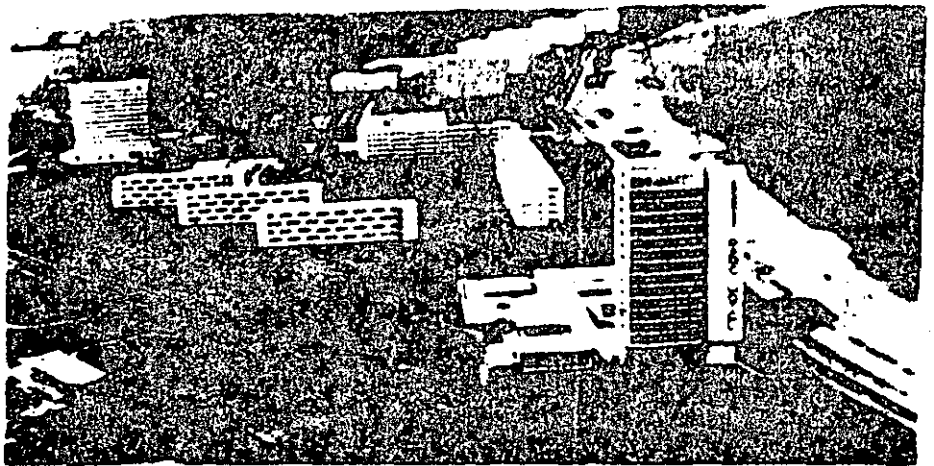
Ingenieros
Grupo de planificación de Bucarest

Ejemplo
Mamaia, Mar Negro

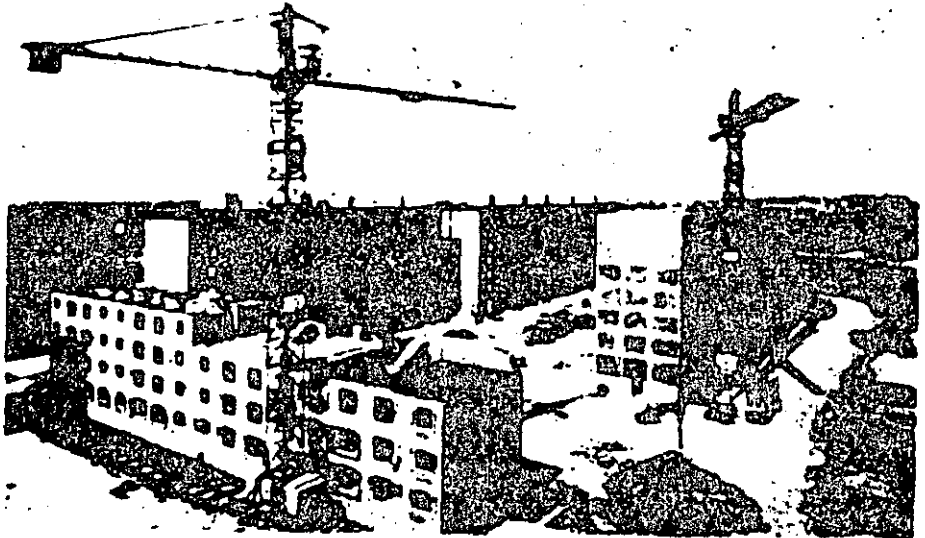
Construcción

No se ha desarrollado ningún sistema determinado de prefabricación sino que según el tipo de edificios a construir, se utiliza a veces la prefabricación total, la prefabricación solamente de los techos, o el sistema de encofrados deslizantes, etc. Se emplea sobre todo en las nuevas zonas de urbanización de los centros de turismo extranjero. Puesto que son imprescindibles las protecciones contra los intensos rayos solares, los edificios cuentan con terrazas lamina no horizontales salientes u otros elementos protectores.

Planificación centralizada para grandes zonas urbanísticas.



Mamaia urbanización junto a la playa



Nueva ciudad residencial en Bucarest



Forma de unión entre grandes placas de hormigón

Paredes exteriores

Placas de grandes dimensiones tipo esandwich

Paredes interiores

Portantes y a veces no portantes

Cimentos

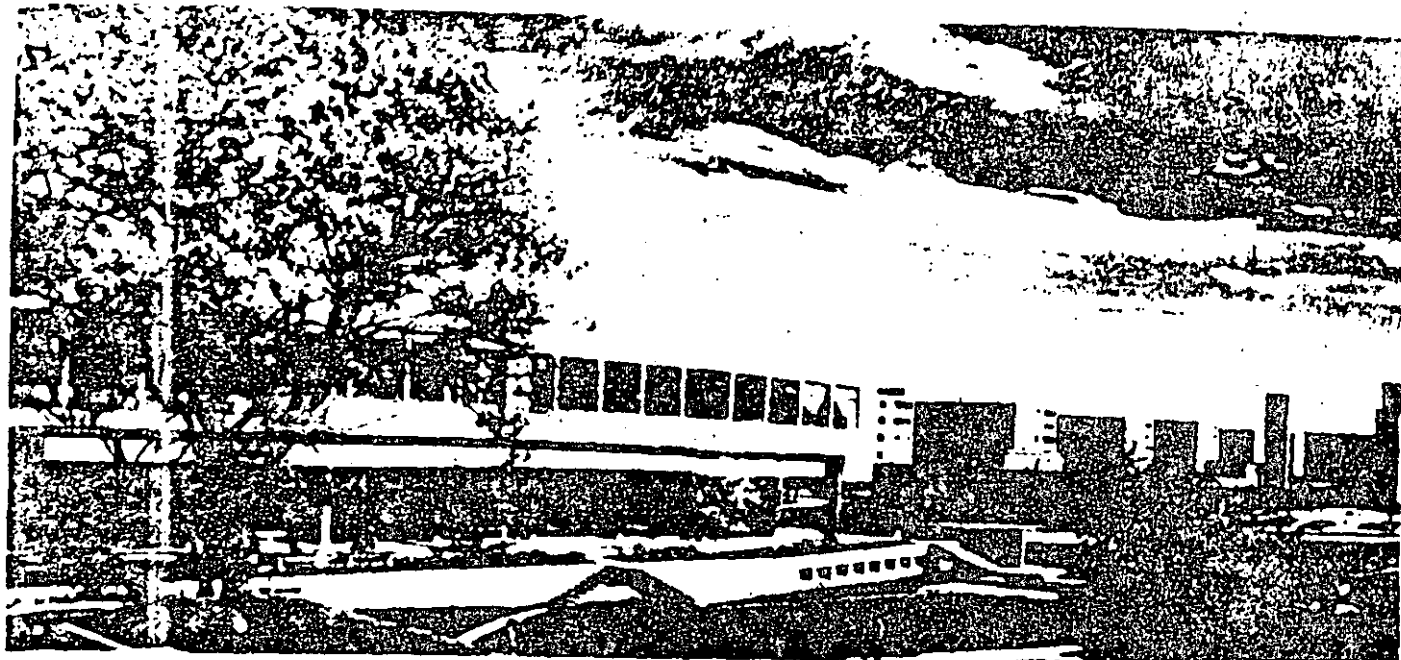
De hormigón en situ

Techos y cubiertas

Placas prefabricadas en hormigón armado

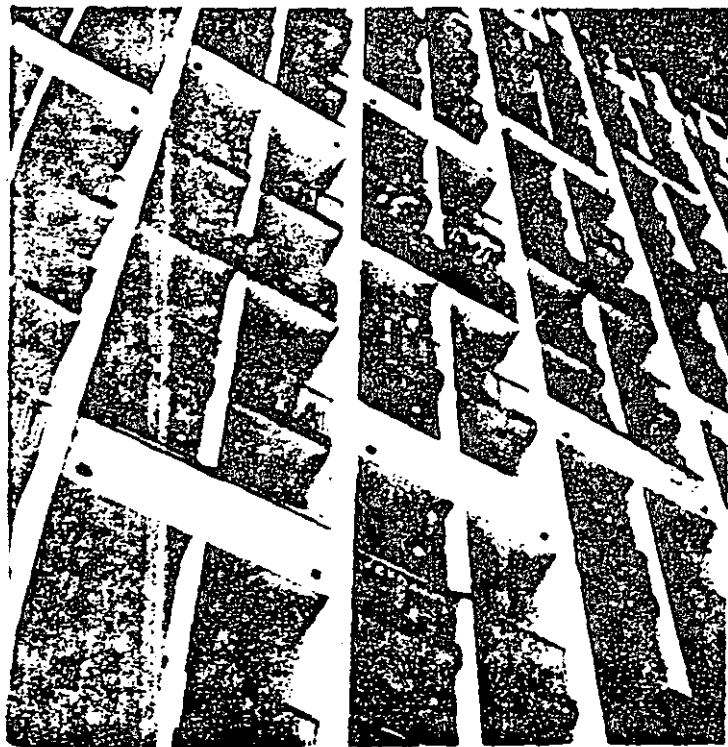
Producción

Estacionaria en taller para los elementos pesados

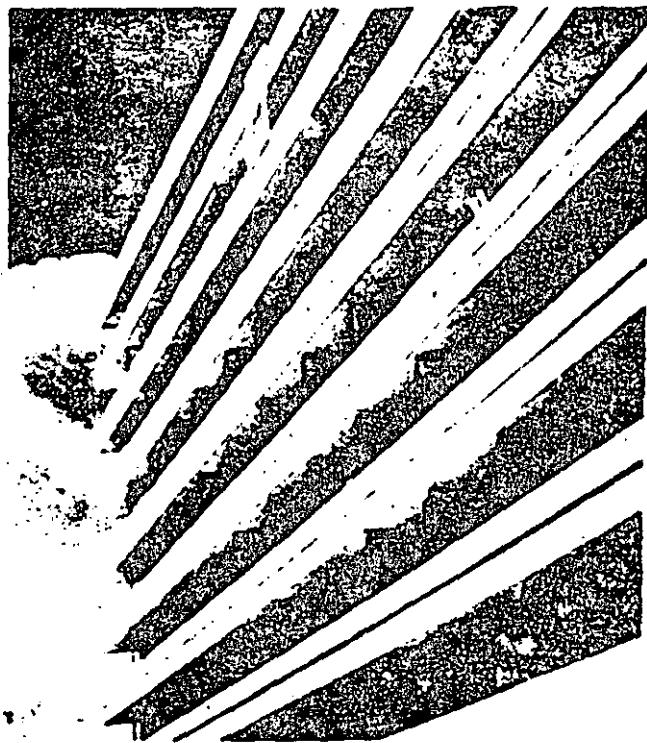


Nueva zona residencial con superficies para recreo en el centro

Construcción con paredes de carga en alineación vertical



Terrazas salientes en alineación horizontal





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

PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

Cálculo de Piezas Prefabricadas

Ing. Alfonso Olvera López

D I C I E M B R E, 1984.

Prefabricación

- Cálculo estático de las piezas prefabricadas.

No se puede decir que exista una Estática de las piezas -- prefabricadas; hay solo una variedad de problemas especiales de cálculo que se presentan en éstas y que pueden ser resueltos aplicando las leyes y reglas de la Estática. Por lo tanto en las páginas siguientes se presenta una serie -- de problemas especiales y su solución.

- Solicitaciones que actúan en las piezas prefabricadas.

- a) Producidas en el proceso de fabricación.
- b) Producidas en el proceso de transporte.
- c) Producidas en el proceso de montaje.

En el caso (a), se pueden presentar fuertes tensiones al desmoldear los elementos por causa de la adherencia a los moldes. Naturalmente la magnitud de dichas tensiones depende de la naturaleza del molde y del tratamiento aplicado a su superficie.

Para aminorar o eliminar estas tensiones es conveniente coger las piezas por varios puntos a la vez al desmoldear.

Las sollicitaciones producidas por el transporte y el montaje proceden de las causas siguientes:

- 1.- Los elementos son transportados en posición distinta de la que deberán tener una vez que se han colocado en la obra.
- 2.- Los elementos una vez colocados en la obra, están reforzados y contraventeados por otros elementos -- mientras que durante el transporte y el montaje --

corren el peligro de trabajar en forma diferente a la supuesta.

3.- Durante el transporte se producen sollicitaciones dinámicas que en ciertas circunstancias sobrepasan a las cargas que se les aplicarán posteriormente.

4.- Las uniones y enlaces no están todavía totalmente realizadas y sin embargo la obra ya está sujeta a las fuerzas producidas por el viento o los sismos, (casos posibles).

Normalmente un pequeño cálculo adicional para las etapas de transporte y montaje bastan para los casos en que la posición del elemento no corresponde a su posición final.

PRIMER CASO

Columnas empotradas, vigas simplemente apoyadas locales de una nave.

En este tipo de estructuras las vigas o armaduras se consideran como articuladas y por lo tanto para el efecto de cargas verticales se comportan como estáticamente determinadas.

Para el caso de fuerzas horizontales, las columnas se consideran como empotradas en su base y articuladas en el extremo superior.

Por lo tanto, para cargas verticales no se producen momentos en las columnas.

Veámos pues el caso de la acción del viento, suponiendo -- que en el AC se aplica una carga uniforme producida por la presión del viento y que en el poste BD se produce una succión (fig. 1a.)

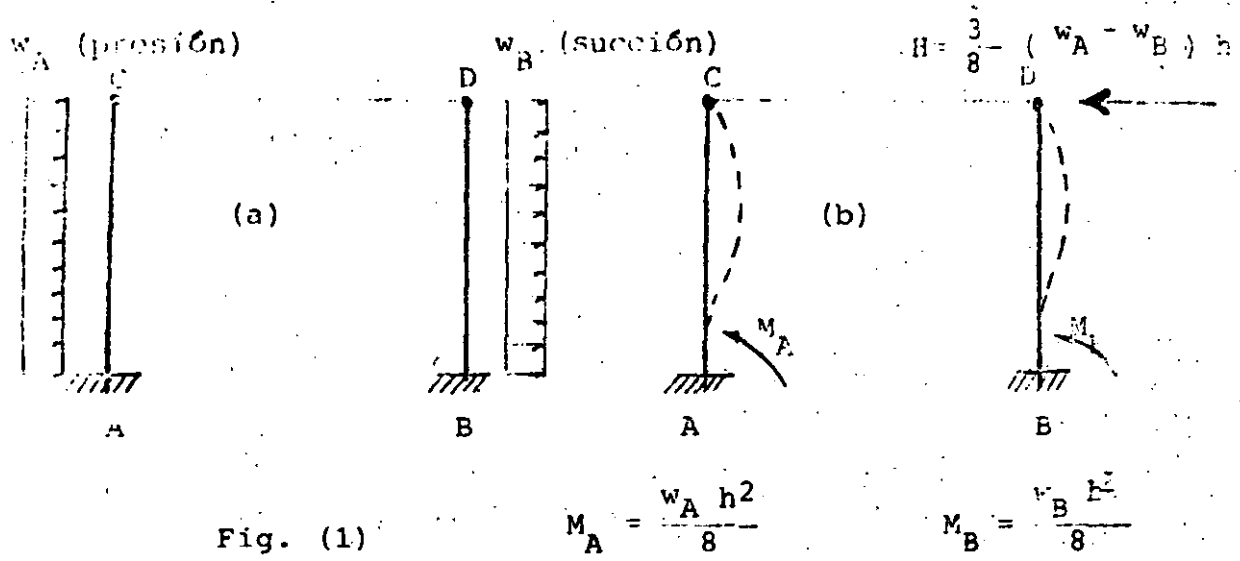
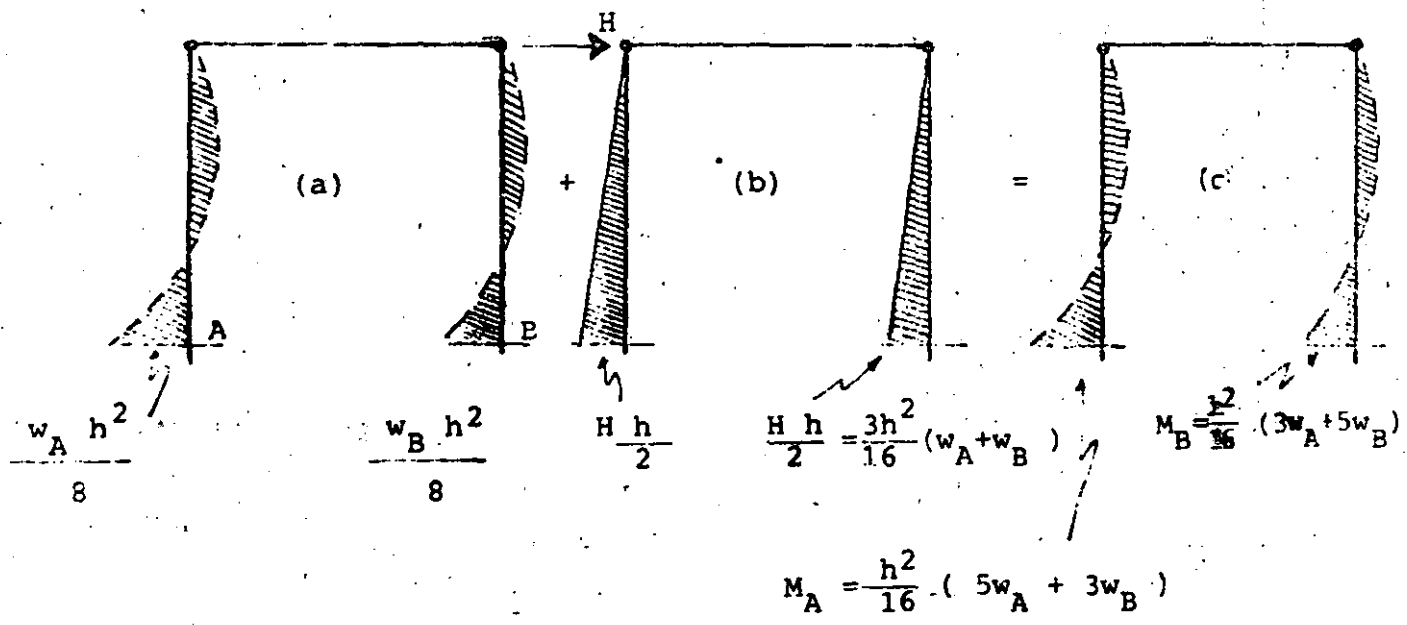


Fig. (1)

Los momentos mostrados en la (figura 1 b) son los producidos si suponemos que los puntos C y D no se desplazan . Ahora bien, por efecto de la fuerza H se producen en las columnas los momentos mostrados en la figura (2b) que sumados con los obtenidos y mostrados en (2 a) nos dan el resultado final; mostrado en(2 c).

Fig. (2)



El diagrama abstracto en (b) se produce si las dos columnas tienen la misma rigidez, si son diferentes, entonces la fuerza H se distribuirá entre las dos columnas proporcionalmente a su rigidez.

El resultado final será siempre la suma de $(2a. + 2b)$.

Cálculo de locales de varias naves para cargas de viento.
Postes empotrados en la base.

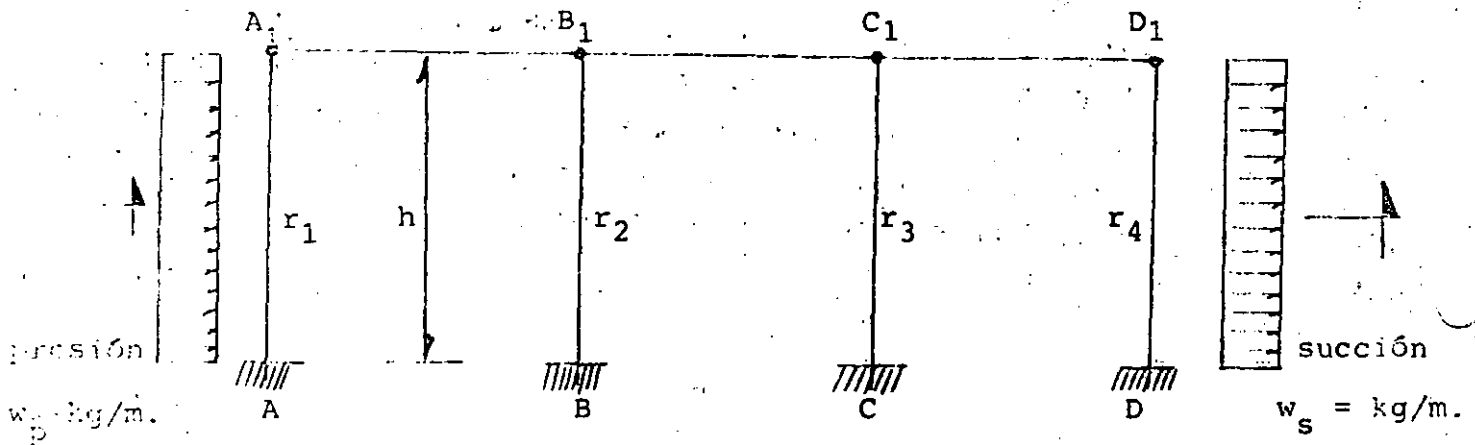


Fig. (3)

Supongámos que la rigidez de los postes es diferente para cada uno y que llamamos w_p y w_s a la presión y succión producida por el viento respectivamente, medida en kg/m de poste.

Partiremos inicialmente de la hipótesis de que los postes A y D trabajan como viga empotrada y apoyada y que los puntos A_1 y D_1 no se mueven, entonces los diagramas de momentos serán como se muestra en la (figura 4).

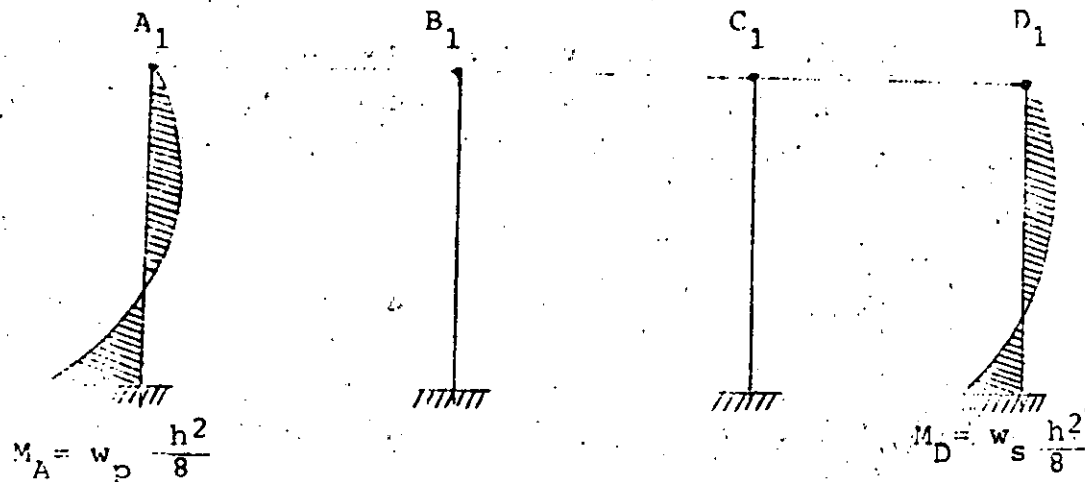


Fig. (4)

Si ahora permitimos el desplazamiento de los puntos A_1 y D_1 el pórtico se deformará como se indica en la (fig. 5) -- por efecto de una fuerza horizontal H cuyo valor será -- igual a la suma de las reacciones en A_1 y D_1 producidas -- por las cargas w_p y w_s .

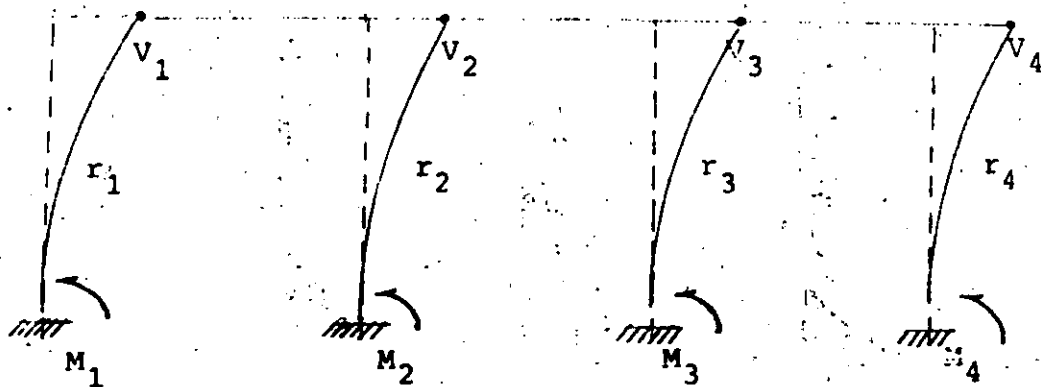


Fig. (5)

$$H = \frac{3}{8} h (w_p + w_s)$$

Estos momentos V_1, V_2, V_3 y V_4 que se producen para equilibrar a H dan lugar a los momentos M_1, M_2, M_3 y M_4 que serán proporcionales a las rigideces de las piezas.

$$M_1 = H h \frac{r_1}{\sum r}; \quad M_2 = H h \frac{r_2}{\sum r}; \quad M_n = H h \frac{r_n}{\sum r}$$

En los postes A y D los momentos valdrán:

$$M_A = \frac{w_p h^2}{8} + \frac{3 h}{8} (w_p + w_s) \frac{r_1}{\sum r}$$

$$M_D = \frac{w_s h^2}{8} + \frac{3 h}{8} (w_p + w_s) \frac{r_4}{\sum r}$$

∴ el diagrama de momentos es como se muestra en la (figura 6)

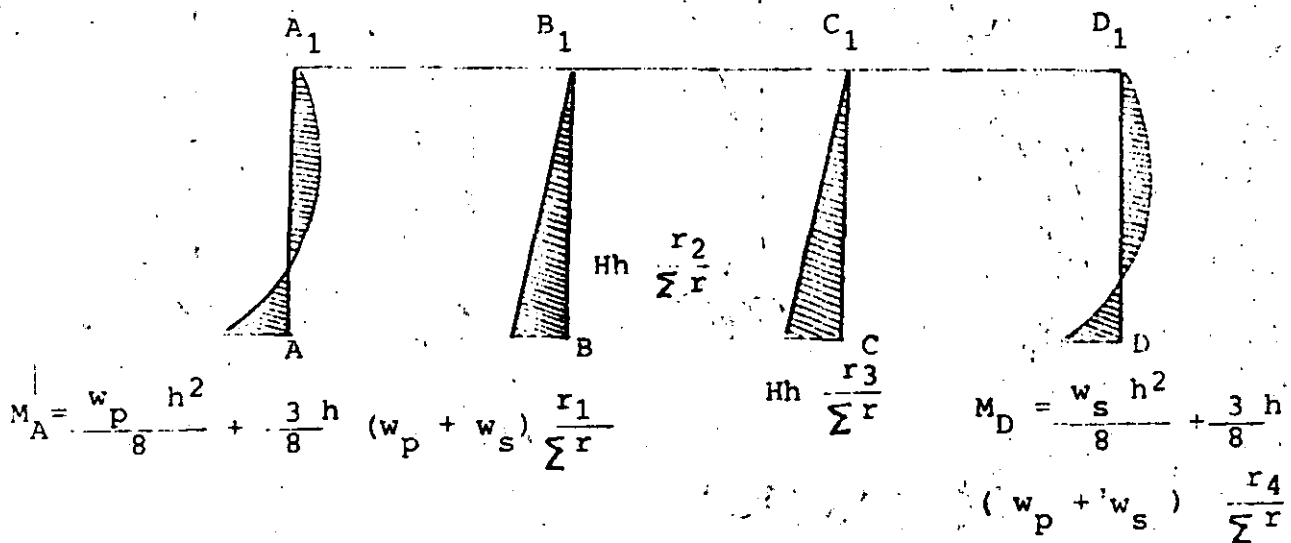
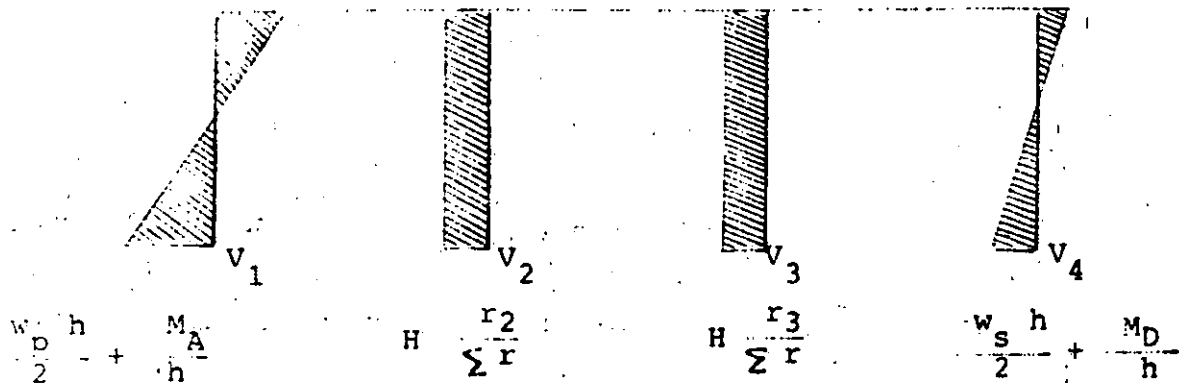


Fig. (6)

El Diagrama de cortantes se muestra en la (figura 7)

Fig. (7)



- Veamos a continuación un ejemplo:

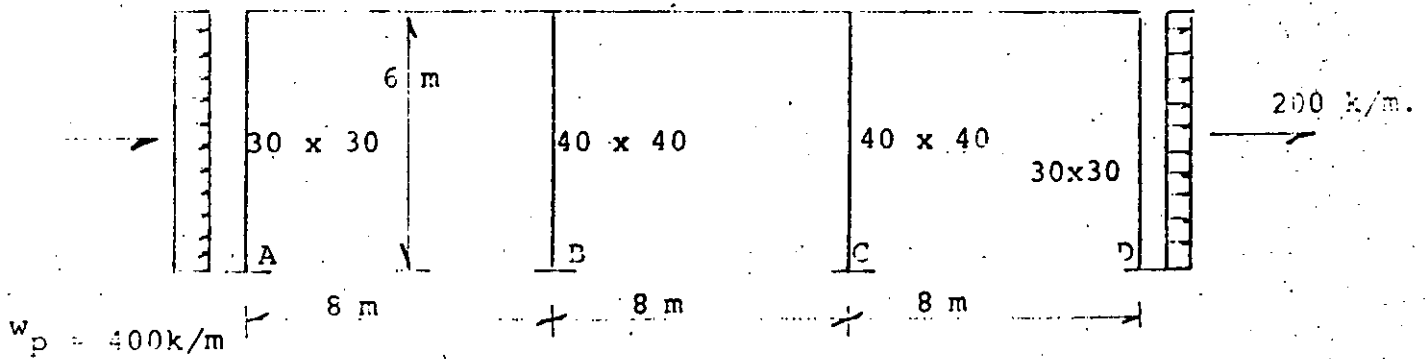


Fig. (8)

inicialmente los momentos en A y D valen.

$$M_A = \frac{w_p h^2}{8} = \frac{400 \times 6^2}{8} = 1800 \text{ kg-mts.}$$

$$M = \frac{w_p h^2}{8} = \frac{100 \times 6^2}{8} = 900 \text{ kg-mts.}$$

Ahora $H = H_A + H_D = \frac{3h}{8} (w_p + w_s)$

$$= \frac{3}{8} \times 6 \times 600 = 1350 \text{ kg.}$$

Como que las alturas de los postes son las mismas la rigidez relativa dependerá de las dimensiones. Si a las columnas de 30 x 30 les damos el valor de 1 las de 40 x 40 tendrán:

$$1 \times \left(\frac{4}{3}\right)^4 = 3.16$$

$$V_1 = 1350 \times \frac{1}{8.32} = 162 = V_4$$

$$V_2 = 1350 \times \frac{3.16}{8.32} = 513 = V_3$$

$$8.32 = \sum r$$

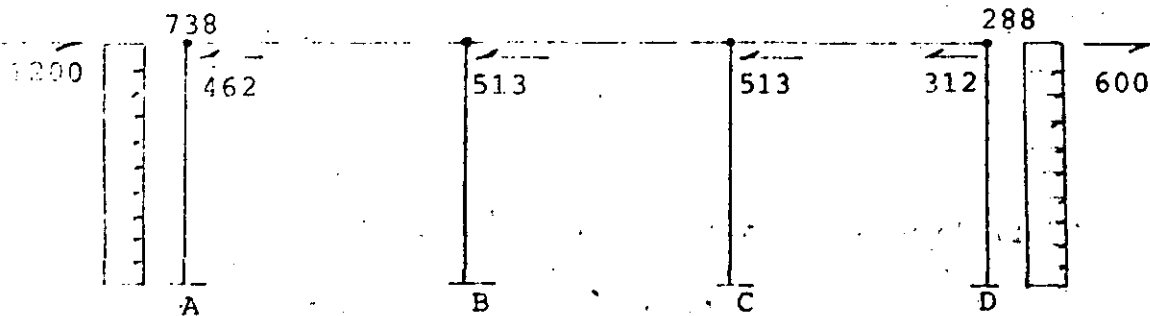
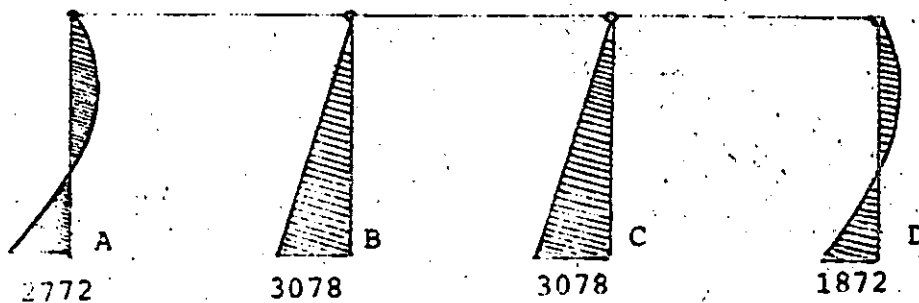


Fig. (9)

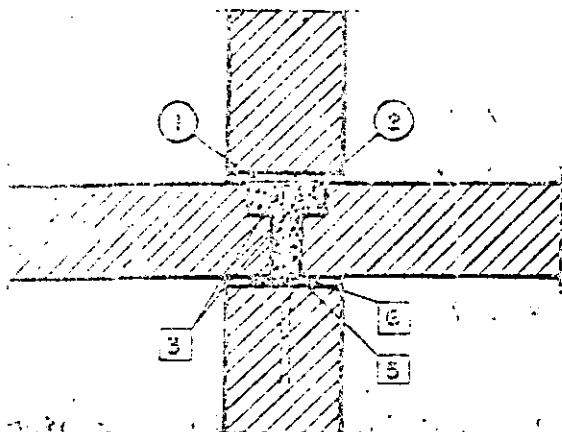
$$\begin{aligned}
 M_A &= 1800 + 162 \times 6 = 2772 \\
 M_B &= 513 \times 6 = 3078 \\
 M_C &= 513 \times 6 = 3078 \\
 M_D &= 900 + 162 \times 6 = 1872
 \end{aligned}$$

Como se ve hay equilibrio de fuerzas horizontales y debido a las rigideces de los postes centrales los momentos en ellos son mayores.

Fig. (10)

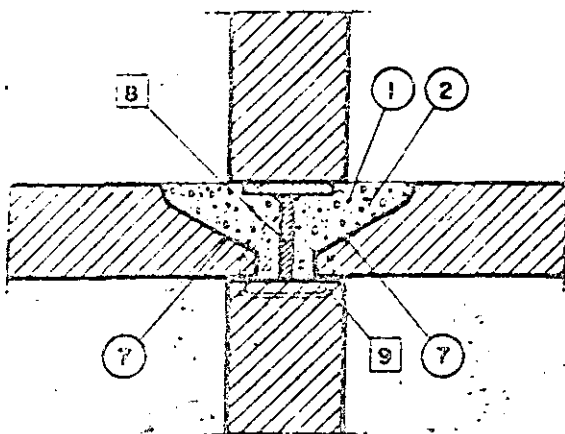


JUNTAS HORIZONTALES ENTRE PANELES DE FORJADO Y MUROS PORTANTES (SECCION VERTICAL)



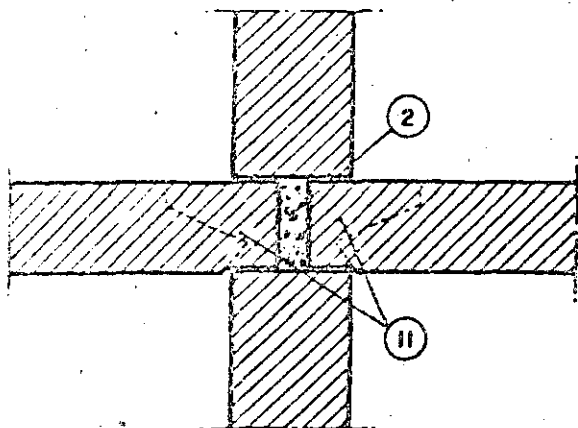
Camus (Francia)
 Skarne (Suecia), con placas de nivelación.
 BMB (Alemania), armaduras salientes.
 Wolff & Müller (Alemania), atado perimetral.
 Munte (Alemania), armaduras salientes.
 Kiro (Alemania), armadura diferente del panel inferior.
 Siporex Montagebau.

- 1.- Relleno de mortero líquido.
- 2.- Relleno de hormigón.
- 3.- Armadura de atado perimetral (colocada "in situ").
- 4.- Armaduras salientes del panel de muro inferior.
- 5.- Placas de nivelación.
- 6.- Placas de nivelación.



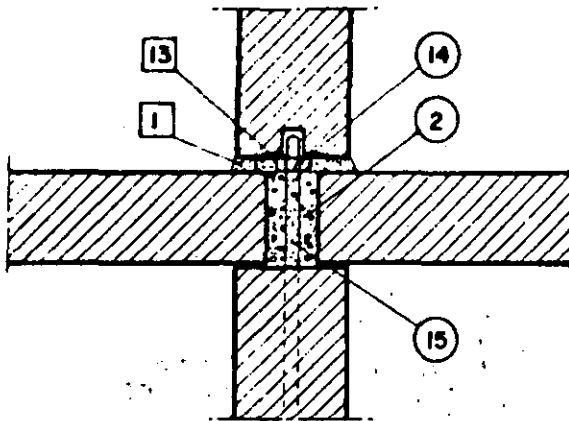
Estiot-Hochtief (Francia), atado perimetral.
 Wohnblockbauten (Alemania), atado perimetral.
 Igeco (Suiza), soporte de nivelación y grapas.
 Peikert W62 (Suiza).
 Kesting (Alemania).

- 1.- Relleno de mortero líquido.
- 2.- Relleno de hormigón.
- 3.- Armadura de atado perimetral.
- 4.- Armadura de atado perimetral.
- 5.- Soporte de nivelación y grapas.
- 6.- Grapas metálicas de unión.
- 7.- Rebaje continuo a lo largo de todo el borde del panel.
- 8.- Soporte de nivelación.
- 9.- Grapas metálicas de unión.



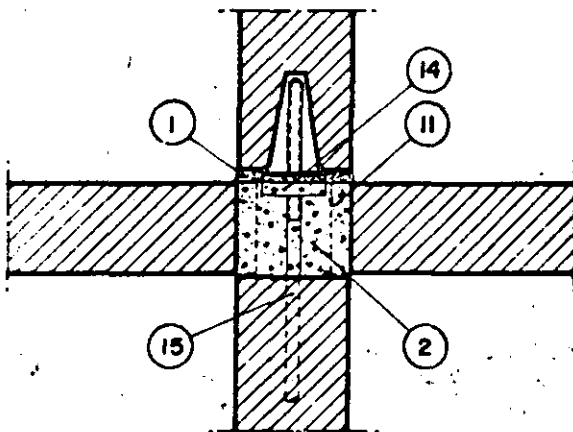
Tracoba (Francia).

- 2.- Relleno de hormigón.
- 11.- Espiga de apoyo de hormigón.



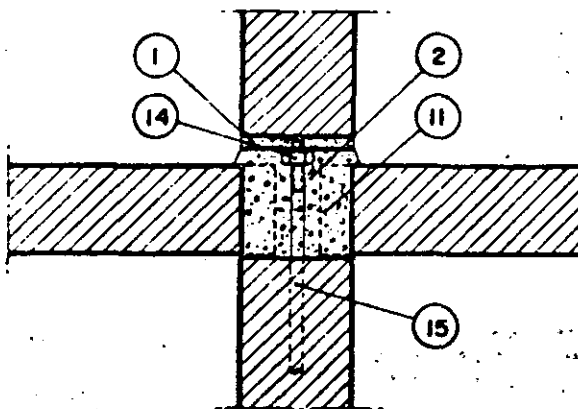
Larsen & Nielsen (Dinamarca).
 Jespersen (Dinamarca), atado perimetral.
 Højgaard-Schultz (Dinamarca).
 Jespersen-Kay Systems (U.S.A.), atado perimetral.
 Rouse-Wates (U.S.A.).

- 1. - Relleno de mortero líquido.
- 2. - Relleno de hormigón.
- 13. - Refuerzo de borde.
- 14. - Tuerca de nivelación.
- 15. - Perno anclado en el panel inferior.



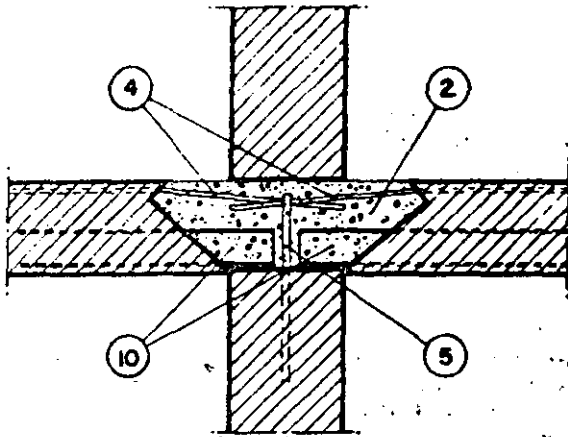
Leningrado 1 LG-502 (URSS).

- 1. - Relleno de mortero líquido.
- 2. - Relleno de hormigón.
- 11. - Espiga de apoyo de hormigón.
- 14. - Tuerca de nivelación.
- 15. - Perno anclado en el panel inferior.



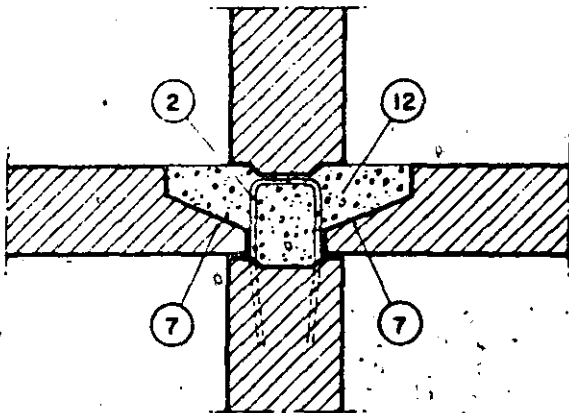
Hansbaukombinat in Győr (Hungria).
 Miskolc (Hungria).
 Schokbeton H1 (Holanda).

- 1. - Relleno de mortero líquido.
- 2. - Relleno de hormigón.
- 11. - Espiga de apoyo de hormigón.
- 14. - Tuerca de nivelación.
- 15. - Perno anclado en el panel inferior.



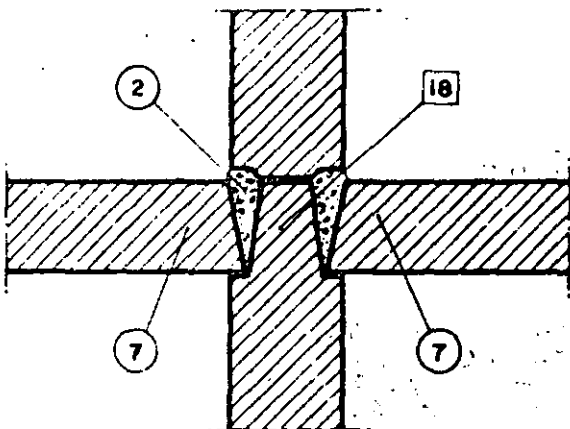
Estiot (Francia).

- 2.- Relleno de hormigón.
- 4.- Armaduras salientes de los paneles de forjado.
- 5.- Armaduras salientes del panel de muro inferior.
- 10.- Perfil metálico empotrado en el panel-forjado.

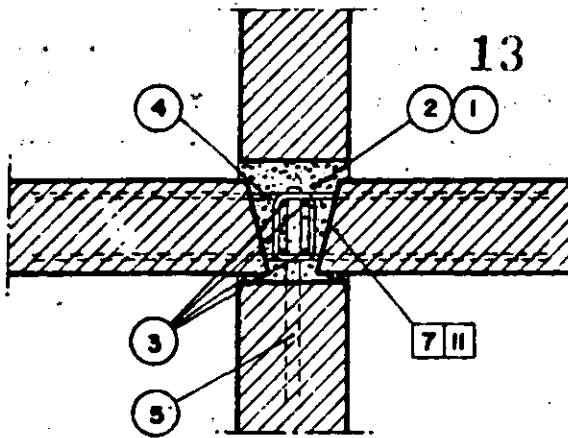


Pascal (Francia).

- 2.- Relleno de hormigón.
- 7.- Rebaje continuo a lo largo de todo el borde del panel.
- 12.- Armadura saliente en forma de horquilla de nivelación.

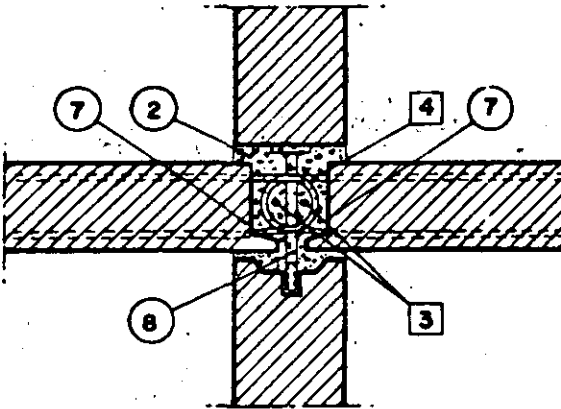
Coignet (Francia).
Grün & Biffinger (Alemania), taco de nivelado en lugar de tetón de hormigón.

- 2.- Relleno de hormigón.
- 7.- Rebaje continuo a lo largo de todo el borde del panel.
- 18.- Tetón de hormigón para nivelación.



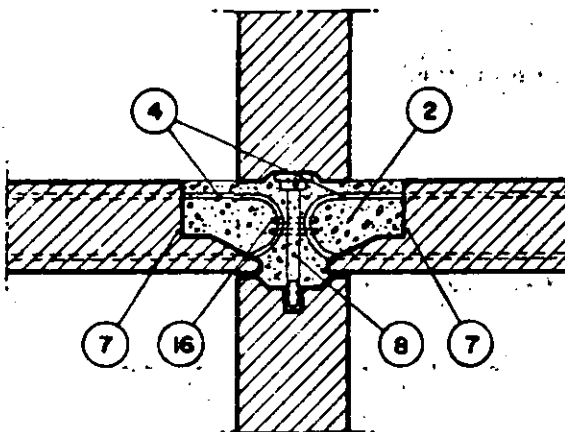
Dura-Coignet (Holanda); Element A.G. (Suiza), con variaciones. Elementum L & N (Holanda); TO 88 (Checoslovaquia). Züblin (Suiza). Camus (Francia). Baretts (Francia); Dywidag (Alemania). Krong Bauverfahren (Alemania). Rostan (Alemania); Lubau (Alemania). Tafel-Bautechnik (Alemania); Betonwerk Niedersachsen (Alemania). Balency-MBM-US Corp. (U.S.A.).

- 1.- Relleno de mortero líquido.
- 2.- Relleno de hormigón.
- 3.- Armadura de atado perimetral (colocada "in situ").
- 4.- Armaduras salientes de los paneles de forjado.
- 5.- Armaduras salientes del panel de muro inferior.
- 7.- Rebaje continuo a lo largo de todo el borde del panel.
- 11.- Espiga de apoyo de hormigón.



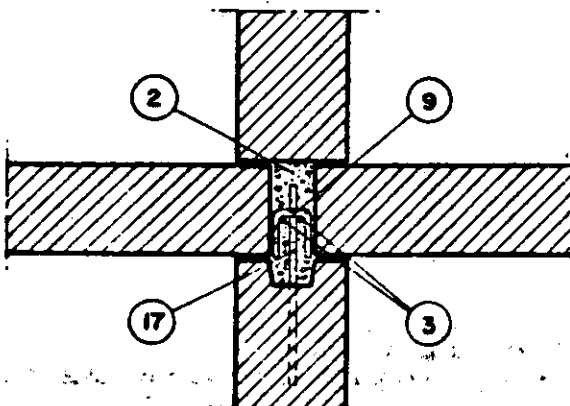
Coignet (Francia). Holzmann-Coignet (Alemania). Beton und Monierbau (Alemania). Dessler (Alemania). Rossmann (Alemania).

- 2.- Relleno de hormigón.
- 3.- Armadura de atado perimetral (colocada "in situ").
- 4.- Armaduras salientes de los paneles de forjado.
- 7.- Rebaje continuo a lo largo de todo el borde del panel.
- 8.- Soporte de nivelación.



Hinteregger-Südhansbau (Alemania).

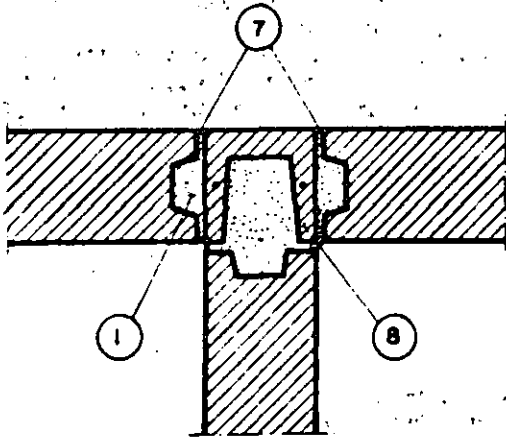
- 2.- Relleno de hormigón.
- 4.- Armaduras salientes de los paneles de forjado.
- 7.- Rebaje continuo a lo largo de todo el borde del panel.
- 8.- Soporte de nivelación.
- 16.- Espiral de sujeción.



Jankoswiss (Suiza).

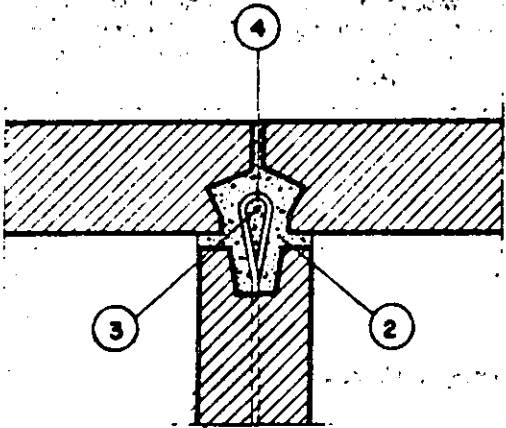
- 2.- Relleno de hormigón.
- 3.- Armadura de atado perimetral (colocada "in situ").
- 9.- Grapas metálicas de unión.
- 17.- Hierro plano.

JUNTAS VERTICALES DE TRES PANELES EN ESCUADRA (SECCION HORIZONTAL)



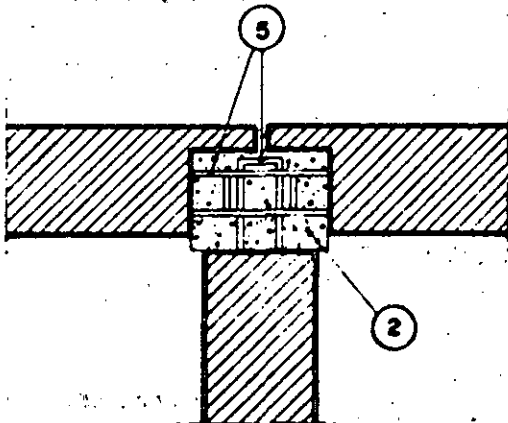
Jankoswiss (Suiza).

- 1.- Relleno de mortero.
- 7.- Sellado de yeso.
- 8.- Pieza especial para hueco de instalaciones.



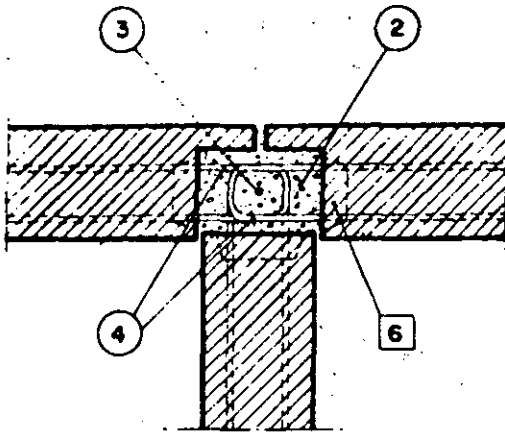
Lubau (Alemania).

- 2.- Relleno de hormigón.
- 3.- Armadura vertical colocada "in situ".
- 4.- Armadura saliente en espera.



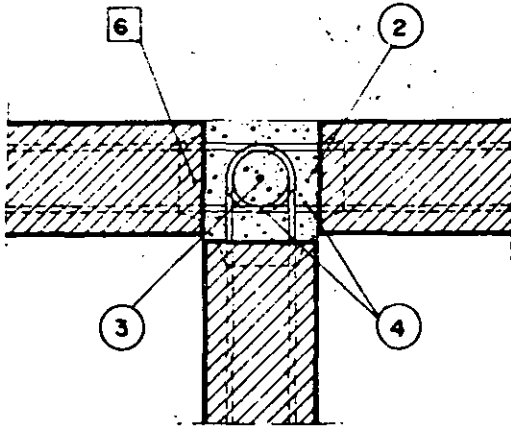
Hoyerswerda (DDR)

- 2.- Relleno de hormigón.
- 5.- Elementos especiales metálicos anclados en los paneles.



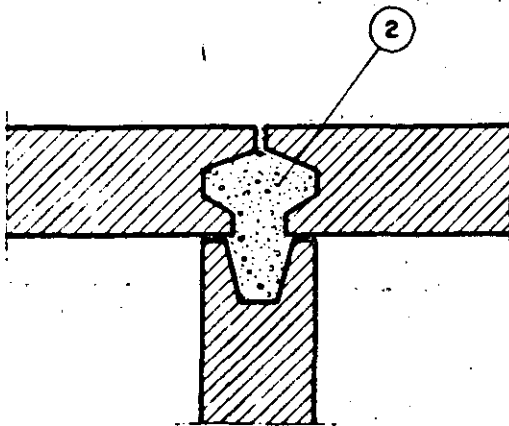
Beton-und Monierbau (Alemania).
 Betonwerk-Niedersachsen (Alemania) escotaduras.
 Larsen & Nielsen (Dinamarca) con muescas.
 Schokbeton (Holanda).
 Mischek (Austria).

- 2.- Relleno de hormigón.
- 3.- Armadura vertical colocada "in situ".
- 4.- Armadura saliente en espera.
- 6.- Muecas de borde.



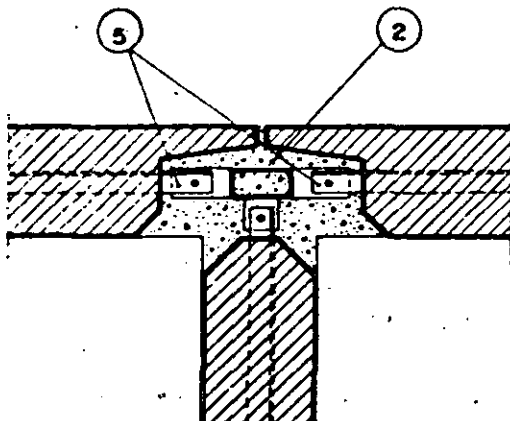
Camus (Francia).
 Krog Bauverfahren (Alemania) con muesca.
 Wolff & Müller (Alemania) con muescas.

- 2.- Relleno de hormigón.
- 3.- Armadura vertical colocada "in situ".
- 4.- Armadura saliente en espera.
- 6.- Muecas de borde.



Coignet (Francia).
 Grün & Bilfinger (R.F. Alemania).
 Prinzing (Alemania). Recomendada por el I.T.B. de Varsovia.
 Standard (Italia).

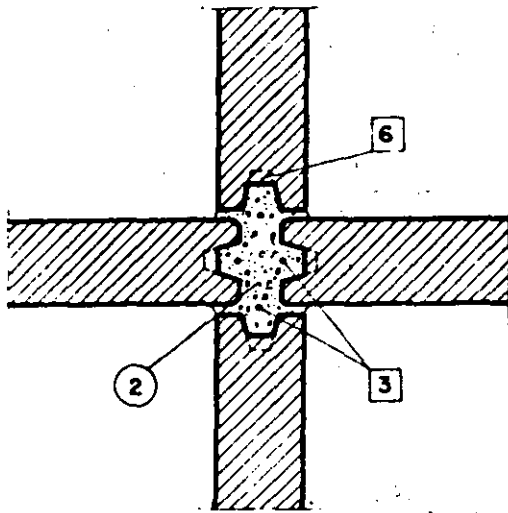
- 2.- Relleno de hormigón.



Estiot-Hochtief (Alemania).

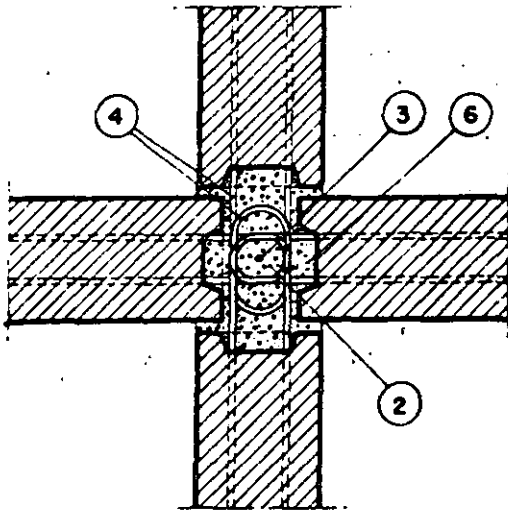
- 2.- Relleno de hormigón.
- 5.- Elementos especiales metálicos anclados en los paneles.

JUNTAS VERTICALES DE CUATRO PANELES NORMALES (SECCION HORIZONTAL)



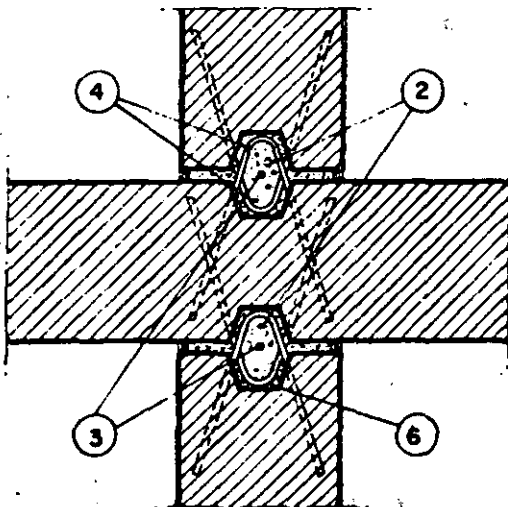
Dobler-Konzc (Suiza)
Rostan (Alemania) sin armadura.

- 2.- Relleno de hormigón.
- 3.- Armadura vertical colocada "in situ".
- 6.- Muestras de borde.



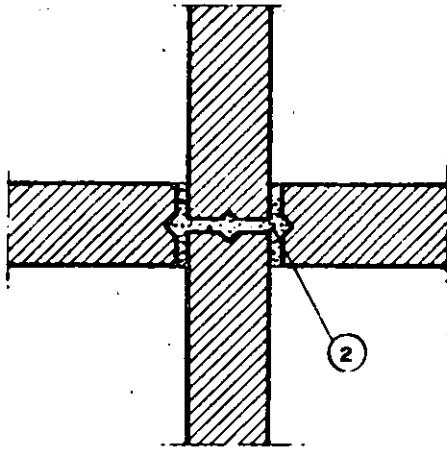
Dywidag-Grosstafelbau (Alemania)

- 2.- Relleno de hormigón.
- 3.- Armadura vertical colocada "in situ".
- 4.- Armadura saliente en espera.
- 6.- Muestras de borde.



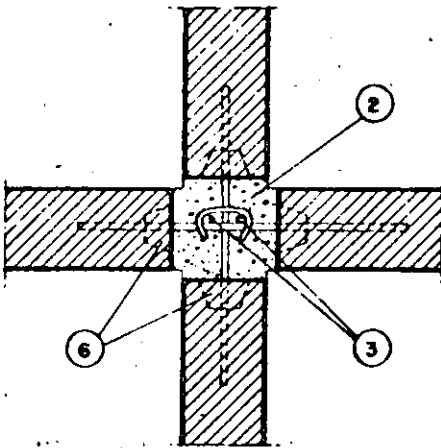
Fertigan Bochum (Alemania)

- 2.- Relleno de hormigón.
- 3.- Armadura vertical colocada "in situ".
- 4.- Armadura saliente en espera.
- 6.- Muestras de borde.



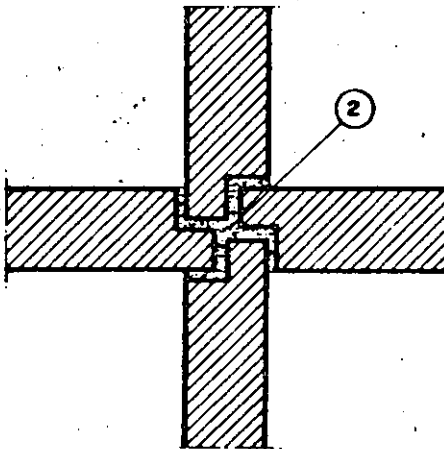
Skarne (Suecia).

2.- Relleno de hormigón.



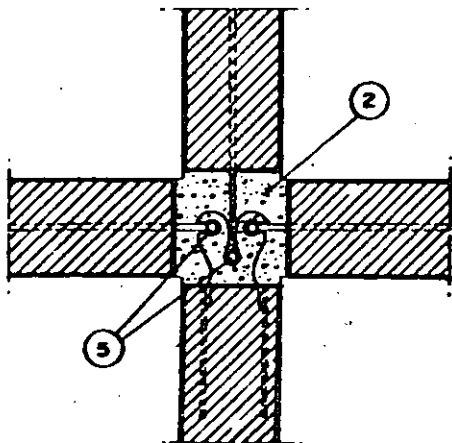
Module Communities, Inc. (USA).
Proyecto rumano para zonas sísmicas.

2.- Relleno de hormigón.
3.- Armadura vertical colocada "in situ".
6.- Muecas de borde.



Verblattung (República Democrática Alemana).

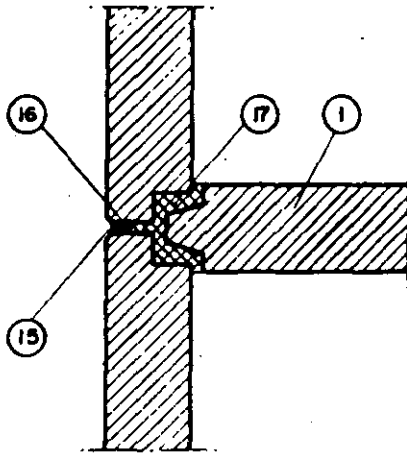
2.- Relleno de hormigón.



Nuevos sistemas soviéticos.

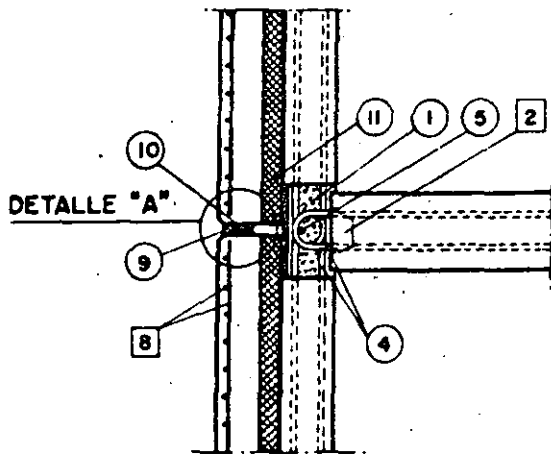
2.- Relleno de hormigón.
5.- Elementos especiales metálicos anclados en los paneles.

JUNTAS VERTICALES ENTRE PANELES DE FACHADA Y DE TRAVIESA (SECCION HORIZONTAL)

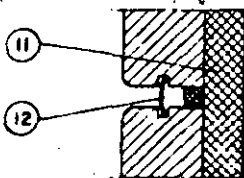


Allbeton (Suecia).

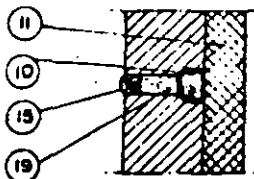
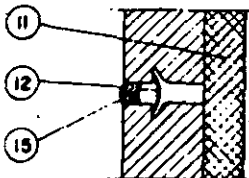
- 1. — Hormigón vertido en obra.
- 15. — Masilla elástica para juntas.
- 16. — Goma espuma o similares.
- 17. — Plástico esponjoso.



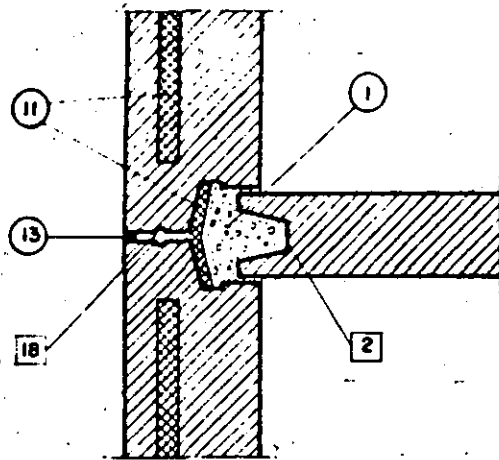
Camus (Francia). Beton-und Monierbau (Alemania). Deutsche Tafel-Bautechnik (Alemania). Koch (Alemania). Seibert (Alemania). Krog Bauverfahren (Alemania) con modificaciones. Lenz-Seibert (Alemania) con modificaciones. Munte (Alemania). Praebau (Alemania) las armaduras salientes de los paneles exteriores son rectas. Präton-Wohnblockbauten (Alemania) con modificaciones geométricas. Dywidag (Alemania), sin capa aislante. Mishek (Austria) con variaciones geométricas. Sistema Dose (Alemania). Bison Wall Frame (USA). Larsen & Nielsen (Dinamarca) sin armaduras salientes en los paneles de fachada. Fertigbau Bochum (Alemania) sin capa aislante. Dressler (Alemania). Betonwerk Niedersachsen (Alemania).



TIPOS DIFERENTES DE DETALLE "A"



- 1. — Hormigón vertido en obra.
- 2. — Muesca.
- 4. — Armaduras salientes en espera.
- 5. — Armadura de atado colocada "in situ".
- 8. — Malla soldado.
- 9. — Mortero de cemento.
- 10. — Cinta de poliuretano impregnado de betón u otro impermeabilizante similar.
- 11. — Poliestireno dilatado u otro aislante similar.
- 12. — Banda de neopreno o similar.
- 15. — Masilla elástica para juntas.
- 19. — Lana de vidrio.



Coignet (Francia).

Jankowitsch (Suiza) sin cámara de decompresión, mayor volumen de hormigonado.

Rustan (Alemania) con ciertas modificaciones geométricas sin cámara de decompresión.

Coignet/American (USA), con modificaciones.

Dura-Coignet (Holanda) con armadura vertical y ciertos cambios geométricos.

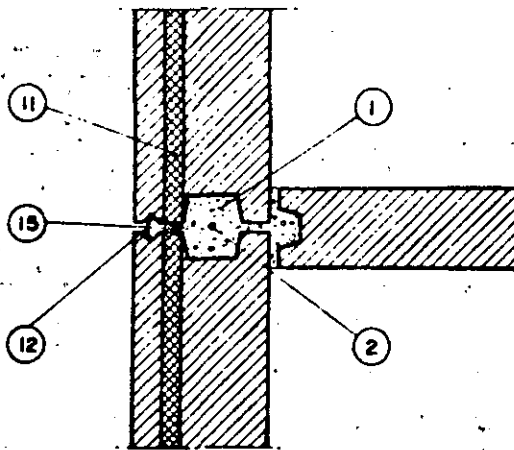
1.— Hormigón vertido en obra.

2.— Muesca.

11.— Poliestireno dilatado u otro aislante similar.

13.— Mástic de resina sintética elástica.

18.— Cámara de decompresión.



Kestin (Alemania) sin armadura vertical.

Rössmann (Alemania).

Wolff & Müller (Alemania) con ciertas variantes geométricas y sin armadura vertical.

Bison (Inglaterra), con modificaciones geométricas.

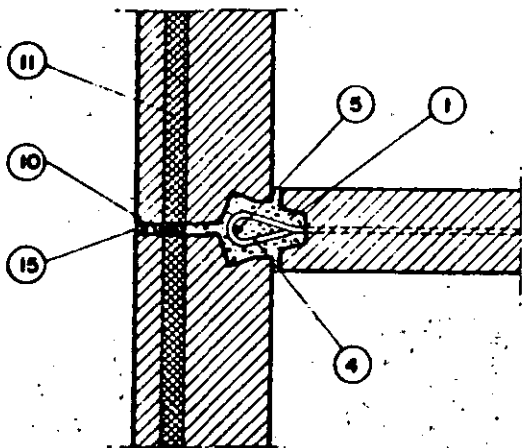
1.— Hormigón vertido en obra.

2.— Muesca.

11.— Poliestireno dilatado u otro aislante similar.

12.— Banda de neopreno o similar.

15.— Masilla elástica para juntas.



Lubau (Alemania):

Kellerbau NOE-Meschbauart (Alemania) con modificaciones geométricas y sin capa de aislante.

1.— Hormigón vertido en obra.

4.— Armaduras salientes en espera.

5.— Armadura de atado colocada "in situ".

10.— Cinta de poliuretano impregnado de betún u otro impermeabilizante similar.

11.— Poliestireno dilatado u otro aislante similar.

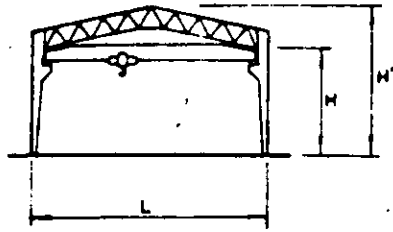
15.— Masilla elástica para juntas.

TABLA 7.13

RESUMEN DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE JUNTAS (*)

MATERIAL	CAPA DE ACABADO	NUMERO DE COMPONENTES	PESO ESPECIFICO	ENVEJECIMIENTO	CONTRACCION EN % EN LA POLIMERIZACION	DILATACION DE FISURACION EN %	DILATACION PRACTICA	TEMPERATURA MINIMA DE PUESTA EN OBRA	TEMPERATURA DE POLIMERIZACION	PUESTA EN OBRA EN FRIO/CALIENTE	ESTADO DE LA SUPERFICIE	REPARACION DESPUES DE MESES	ADHERENCIA AL MORMIGON SIN CAPA DE APLISTO	EMPLO SOBRE SOPORTE			COHESION DEL PRODUCTO	ENCOLADO POSTERIOR
														SECO	NUMERO	MOJADO		
MATERIALES PLASTICOS																		
Bituminosos	no	1	1,3-1,7	si endurecimiento	0,3	60	1,5	0	>> 0	caliente-frio	blando al calor	variable	suficiente	si	no	no	moderada	poco
Bituminosos mejorados	no	1	1,3-1,7	ligero endurec.	0,2	80	2,8	0	>> 0	caliente-frio	blando al calor	variable	suficiente	si	no	no	suficiente	poco
Mástic con aceite	no	1	1,3-1,8	endurecimiento	0,5	70	1,5	0	>> 0	frio	seco	moderada	suficiente	si	no	no	débil	no
Mástic con aceite mejorado	no	1	1,3-1,6	ligero endurec.	0,5	100	1,5	0	>> 0	frio	seco pegajoso	variable	suficiente	si	no	no	decreciente	no
Mástic con caucho butilo	no	1	1,4-1,7	poco endurec.	0,2	120	4	0	>> 0	frio	seco	variable	suficiente	si	no	no	buena	poco
Pastas en dispersión estabilizadas	no	1	1,3-1,6	no	15	300	2,5	+ 2	>> 0	frio	seco	si	buena	si	si	variable	moderada	no
Pastas en dispersión saponificantes	no	1	1,3-1,6	degradación	15	300	2	+ 2	>> 0	frio	seco	si	buena	si	si	variable	moderada	no
Mástic de resina sintética conteniendo disolvente	no	1	1,4-1,6	no	10-30	250	3,5	- 10	> 0	frio	blando, seco	variable	buena	si	no	no	buena/dec.	no
Mástic de resina sintética conteniendo poco disolvente (acrílicas)	no	1	1,4-1,6	no	4-5	300	5	- 20	> 0	frio	un poco pegajoso	si	buena	si	si	no	buena	apenas
MATERIALES ELASTICOS																		
Caucho silicona semiblando	si	1	1,0-1,5	no	2	500	10	- 20	> 0	frio	seco	no	moderada	si	no	no	buena	no
Poliulfuro rígido	si/no	2	1,4-1,6	ligero endurec.	5	400	4-6	- 20	> 0	frio	seco	variable/si	moderada	si	no	no	buena	no
Poliuretano rígido	si	2	1,3-1,6	disminución de la cohesión	1-2	150	2,5	+ 4	> 0	frio	seco	no	mala	si	no	no	buena	no
Resina epoxídica-poliulfuro	si/no	2	1,4-1,6	endurecimiento	1-2	15	1	+ 5	> 0	frio	seco	mala	buena	si	variable	no	muy buena	no
MATERIALES PLASTOELASTICOS																		
Pasta de caucho acrílico blanda	no	1	1,3-1,5	ligero endurec.	13	3000	10-15	+ 2	> 0	frio	apenas pegajoso	si	buena	si	si	variable	buena/suf.	no
Acrílico con poco disolvente	no	1	1,3-1,4	no	5	300	20	- 20	> 0	caliente/frio	apenas pegajoso	si	buena	si	si	no	buena	si
Resina acrílica con reticulación diferida en un medio homogéneo	no	1	1,3-1,4	no	6-7	500	20	- 20	> 0	caliente/frio	seco	variable/si	buena	si	si	no	buena	si
Mástic polisobutileno	no	1	1,4	no, ligero encolado en superficie	0	700	8	- 20	> 0	caliente/frio	poco pegajoso	si/variable	suficiente	si	no	no	buena	apenas
Mástic caucho butilo	no	1	1,4-1,5	endurecimiento	2	2000	5-8	- 20	> 0	frio	seco	variable	suficiente	si	no	no	buena/dec.	no
Paste polivinilo éster	no	1	1,4-1,6	rotura	12-15	900	3	+ 2	> 0	frio	seco casi seco	si	buena	si	si	variable	buena/dec. rápida/dec.	no
MATERIALES ELASTOPLASTICOS																		
Pasta de caucho acrílico rígido con reticulación retardada	no	1	1,3-1,5	no	13-15	200	7	+ 2	> 0	frio	seco	variable	moderada	si	si	no	b/moder. buena	no
Mástic acrílico con reticulación diferida	no	1	1,3-1,4	no	5-6	500	15-20	- 20	> 0	caliente/frio	seco	si	buena	si	si	no	buena	un poco
Mezcla elastómero-acrílico con reticulación diferida	no	1	1,3-1,4	no	5-6	400	15-20	- 20	> 0	caliente/frio	seco	si/variable	buena	si	si	no	muy buena	un poco
Pasta polisobutileno de alto peso molecular	no	1	1,3-1,5	no	15	150	10	+ 2	>> 0	frio	poco pegajoso	si	buena/suf.	si	si	no	b/muy b.	apenas
Poliuretano blando	si/no	1 y 2	1,4	apenas endurec.	2	200	15	+ 5	>> 0	frio	apenas pegajoso	variable	buena/suf.	si	si	no	buena	un poco
Acrílico-poliuretano	si/no	1 y 2	1,4	muy poco	2	450	15	+ 5	>> 0	frio	apenas pegajoso	variable	buena	si	variable	no	buena	un poco
Caucho silicona blando	si/no	1	1,0-1,3	blando	2	600	20	- 20	> 0	frio	seco	variable	suficiente	si	variable	no	muy buena	un poco
Producto poliulfuro semiblando	si/no	2	1,4-1,5	poco endurec.	3	600	10	- 20	> + 5	frio	seco	si	suficiente	si	no	no	buena	no
Producto poliulfuro blando	si/no	2	1,4-1,5	apenas	3	650	15-20	- 20	> + 5	frio	seco	si	suficiente	si	no	no	buena	un poco
Producto poliulfuro monocompuesto	si/no	1	1,4-1,5	apenas	3	650	15-20	- 20	> + 5	frio	seco	si	suficiente	si	no	no	buena	un poco
Mástic elastómero	si/no	1	1,3-1,5	poco	8-12	500	10-15	- 20	> 0	caliente/frio	seco	variable	buena/suf.	si	variable	no	buena/suf.	no

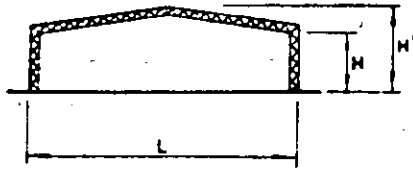
(*) Tomada del libro *Les joints dans le Bâtiment*, traducción francesa del libro de E. B. Grunau: *Fugen im Hochbau*.



NAVES DE PERFILES LAMINADOS

Nave a dos aguas de 10° de pendiente, dotada de puente grúa para una capacidad de elevación de hasta 6 Mp.

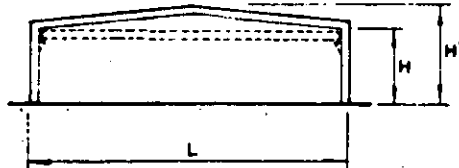
L	B	H
12,50	11	7,65
15,00	13	7,65
17,50	16	7,65



NAVES DE PERFILES ESPECIALES LAMINADOS EN FRIO

Puede realizarse con puente grúa. La distancia entre pórticos de 3 m corresponde al caso de cubierta a base de placa de hormigón ligero y la de 5 m es la apropiada para el caso de placas de fibrocemento.

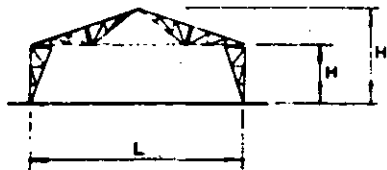
L	B	H
15	3-5	4,00
17	3-5	4,00
21	3-5	5,13
24	3-5	5,13



NAVES DE PERFILES HUECOS

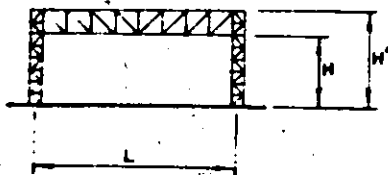
Con o sin puente grúa.

L	B	H
12,50	7,50	4,00
15,00	7,50	4,00
17,50	7,50	4,00
20,00	7,50	5,00
22,50	7,50	5,00
25,00	7,50	5,00



NAVE DE CERCHAS DE TUBOS DE ACERO

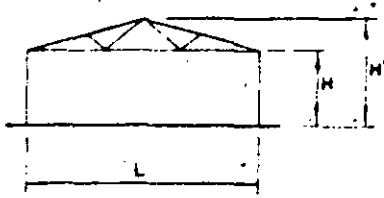
L	B	H
7,50	2,75	3,54
7,50	3,5	4,25
9,25	3,5	4,75
13,50	3,5	5,90



NAVE DE VIGAS DE TUBULARES

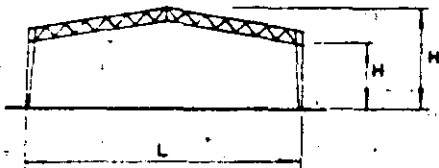
Las dimensiones de los parámetros L, B y H se rigen según las longitudes de las barras unitarias, en base al triángulo rectangular unitario adoptado.

NAVE DE PERFILES LAMINADOS NORMALES



L	B	H
7,5	5	3-6
10,-	5	3-6
12,5	5	3-6
15,-	5	3-6
17,5	5	3-6
20,-	5	3-6
25,-	5	3-6
30,-	5	3-6

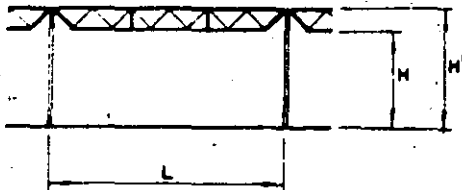
NAVE DE PERFILES LAMINARES



L	B	H
15,0	4	5-7,5
17,5	5	5-7,5
20,0	4-5-6	5-7,5
22,5	5	5-7,5
25,0	6	5-7,5

NAVE DE CONSTRUCCION PLANA

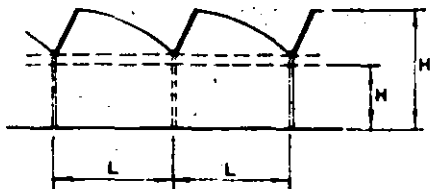
Las chapas de cubierta de 5 m de longitud son de acero galvanizado.



L	B	H
10	5	4-5-6
15	5	4-5-6

NAVE SHED PARABOLICA

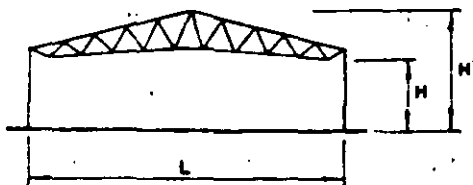
Cubierta a base de chapas galvanizadas de sección trapezoidal. Cargadores de sección de cajón huecos.



L	B	H
10,00	7,5 - 15	4 - 6,12
12,50	7,5 - 15	4 - 6,12
15,00	7,5 - 15	4 - 6,12
20,00	7,5 - 15	4 - 6,12
25,00	7,5 - 15	4 - 6,12
30,00	7,5 - 15	4 - 6,12

NAVE DE PERFILES LIGEROS LAMINADOS EN FRIO

Pendiente de la cubierta, 15°.



L	B	H
7,50	2,00	3,50
10,00	2,25	3,50
12,50	2,50	3,50
15,00	3,00	4,50
17,50	3,40	4,50
20,00	3,60	5,50
25,00	3,70	5,50
30,00	4,00	5,50

H B	PORTICOS TIPO			
24 H	11 	21 	31 	
33 H	12 	22 	32 	40
54 H	13 	23 		
L L	72 H	99 H	144 H	57 H

altura 3,30 m). Este conjunto constituye la parte principal del edificio, al cual se adosan dos unidades modulares del mismo ancho compuestas de pórticos tipo 23 (de 9,90 m de luz y 5,40 m de altura).

La cimentación que se propone es a base de zapatas de hormigón en masa para los pilares y zanja corrida en paramentos. El pavimento se caracteriza por contener una doble tolva longitudinal, cerrada en su superficie mediante emparrillados.

El paramento posterior, correspondiente a la parte principal de la nave, se prevé de ventanas-tipo dispuestas una por módulo. La fachada frontal dispone de tres accesos de 3,0 m x 3,0 m, situándose ventanas-módulo en el resto de los entrepaños. Los elementos laterales adosados serán ciegos y accesibles desde el exterior, mediante entradas modulares de 3,0 x 3,0 m. El plano de contacto de los dos tipos de pórticos será diáfano. La cubierta se deja a la libre elección del cliente.

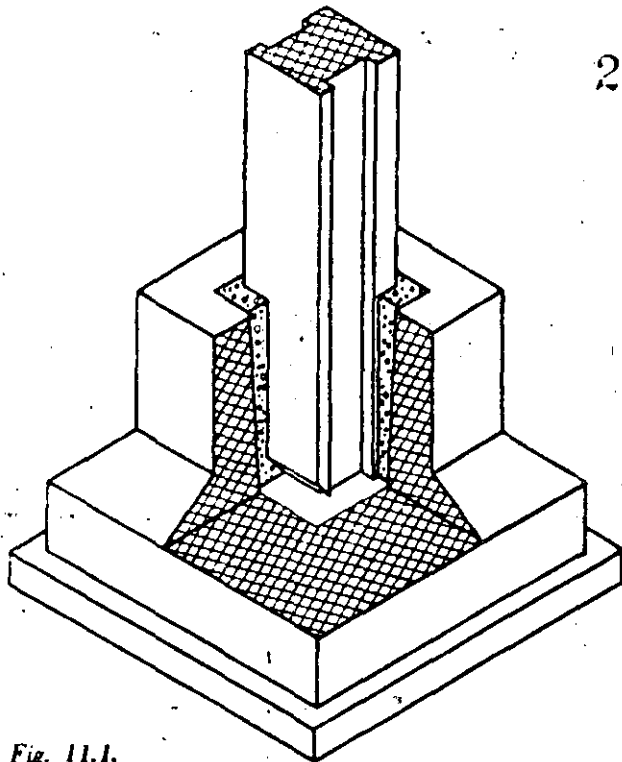


Fig. 11.1.

El contacto puntual entre el extremo del soporte y la zapata puede producir una concentración de tensiones, llegando incluso al aplastamiento del hormigón; por esta razón, se prevé en algunos casos la inserción en el pilar de una pequeña placa de acero en su extremo (150 cm^2 y 10 mm de espesor) que distribuye las tensiones a toda su sección. Por el mismo motivo, al fondo de la caja de empotramiento también le ocurre otro tanto, por lo que se suele disponer otra chapa gemela de acero o una capa de poco espesor (3 cm) de mortero.

24

La función de estas chapas no sólo se limita a la protección de tramos de los elementos, sino que también, gracias a ellas, es posible nivelar el soporte adecuadamente. Una vez nivelado y asegurado por cualquier método —cuñas metálicas o de madera (fig. 11.2), ménsulas angulares y ganchos (fig. 11.3)— se procede a su hormigonado.

La profundidad de penetración en la cimentación varía de 1,1 a 1,5 veces el lado mayor de la sección transversal del soporte.

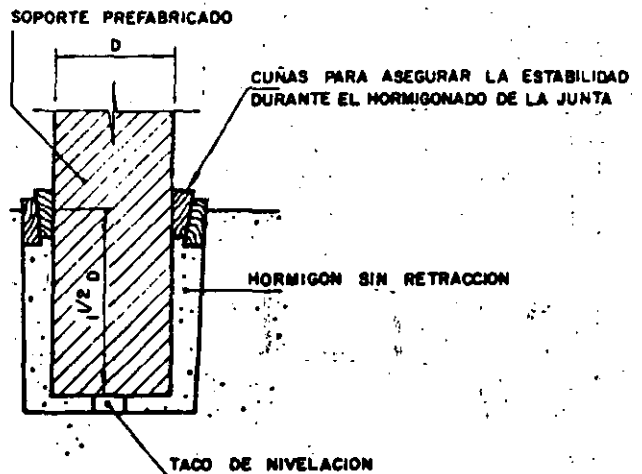


Fig. 11.2.

Esta última condición limita la utilización de este tipo de uniones a soportes de pequeñas dimensiones. Según Mokk, cuando se requieren huecos de más de 1 m de profundidad, la unión soldada, que más adelante veremos, es más económica.

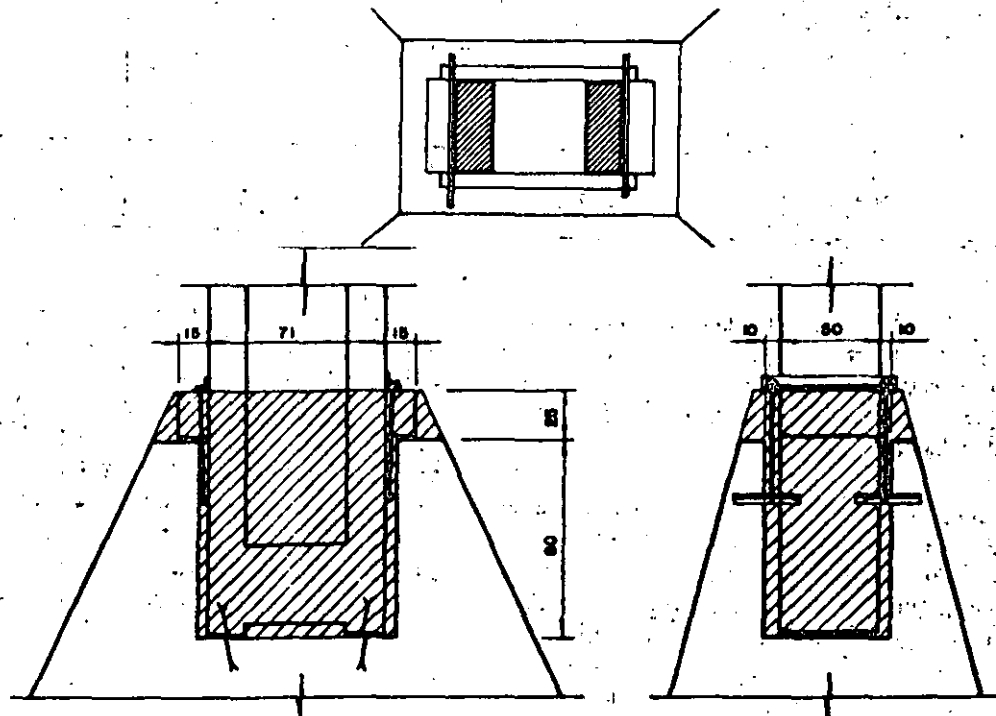


Fig. 11.3.

Con respecto a los esfuerzos que en una unión de este tipo aparecen, la figura 11.4 nos muestra claramente cuáles son éstos; para poder absorberlos, la cimentación requiere ir fuertemente armada en la forma que se representa en la figura 11.5.

b) *Por solape o soldadura de armadura.* - Nos ocupamos seguidamente de un tipo de uniones rígidas de gran eficacia y aceptación. Supuesta su ejecución adecuadamente realizada, este tipo de unión es apto para transmitir perfectamente momentos de empotramiento considerables, para los cuales la unión empotrada requeriría longitudes de empotramiento bastante grandes (fig. 11.6).

Mientras en la unión se procede al hormigonado, hemos de asegurar la estabilidad del soporte mediante una grúa o cualquier otro dispositivo de sujeción o anclaje.

La unión entre las armaduras puede tener lugar por solape de los ganchos de las mismas o por soldadura. Mediante este último sistema, el proceso de montaje se acelera, y se reduce la longitud de contacto de las armaduras de ambos elementos.

Con respecto al proceso de montaje, este tipo de unión no es muy adecuado, ya que, en el mejor de los casos, es decir, soldando (fig. 11.7), la operación de montajes difícilmente puede reducirse a menos de hora y media por unión.

El apoyo del soporte puede tener lugar sobre una prolongación de él mismo (fig. 11.7), o sobre tacos especiales (fig. 11.8).

La operación de soldadura es delicada y puede provocar errores en la nivelación y giros del soporte; por esta razón es conveniente proceder a la soldadura de los redondos en forma alterna-

$$M^* = M - V_0, \quad \alpha \leq 0,3$$

$$H^* = H - \lambda V, \quad \lambda = 0,5$$

$$\chi = \left(1 + \frac{M^*}{2\lambda H^*}\right)$$

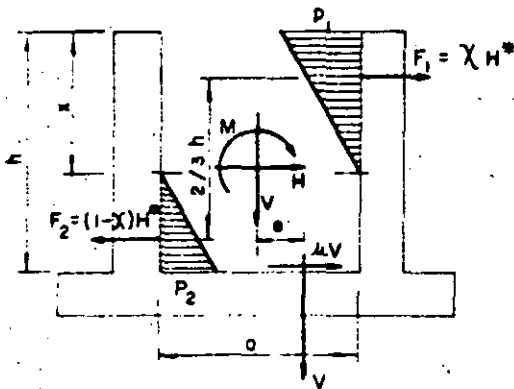


Fig. 11.4.

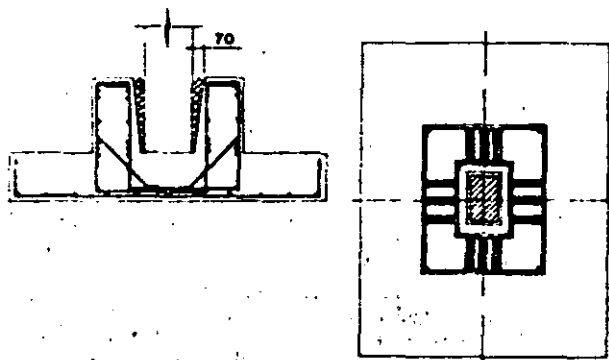
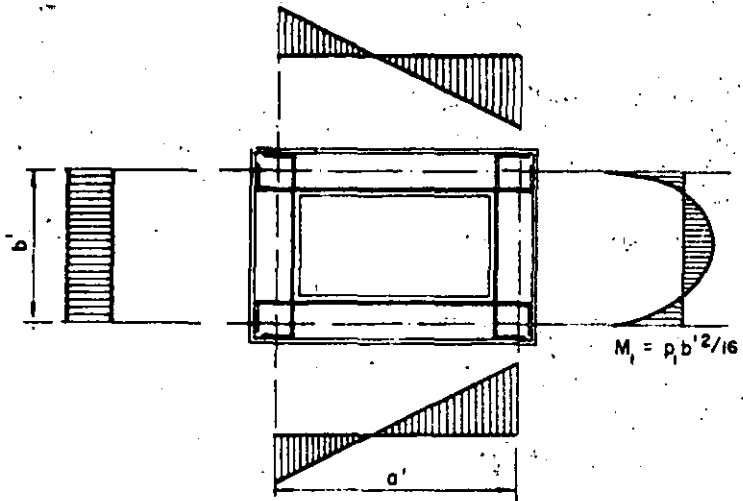


Fig. 11.5.

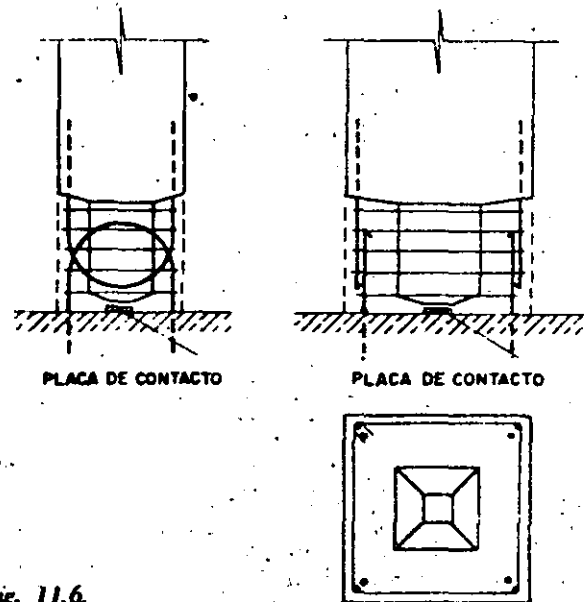


Fig. 11.6.

En esencia, se trata del atornillado del pilar al cimiento por intermedio de unas chapas o angulares metálicas - cabezas metálicas - soldados a las armaduras del mismo. Una interesante variante, debida a Koncz, consiste en sustituir la chapa metálica por una base de hormigón incorporada al soporte (fig. 11.12).

En los casos de soportes de gran peso y sección, antes de hormigonar la junta conviene colocar bajo el soporte y centrado con el mismo, un

calzo de mortero o acero de 15 x 15 cm y espesor adecuado para que al apoyar sobre él la placa de base quede a la cota prevista.

11.3.1.2. Uniones semirrígidas (*): Una solución de interés es la representada en la figura 11.13, reduciéndose el empotramiento a una simple armadura del propio soporte en forma de horquilla. Su comportamiento es tal, que se le puede considerar como semiarticulado, estando

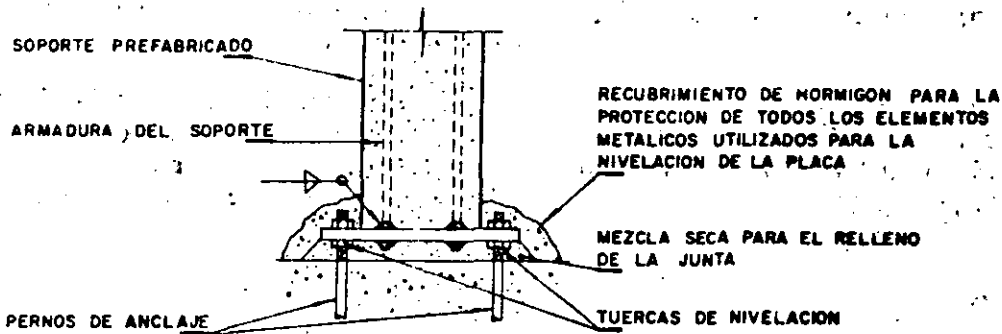


Fig. 11.9.

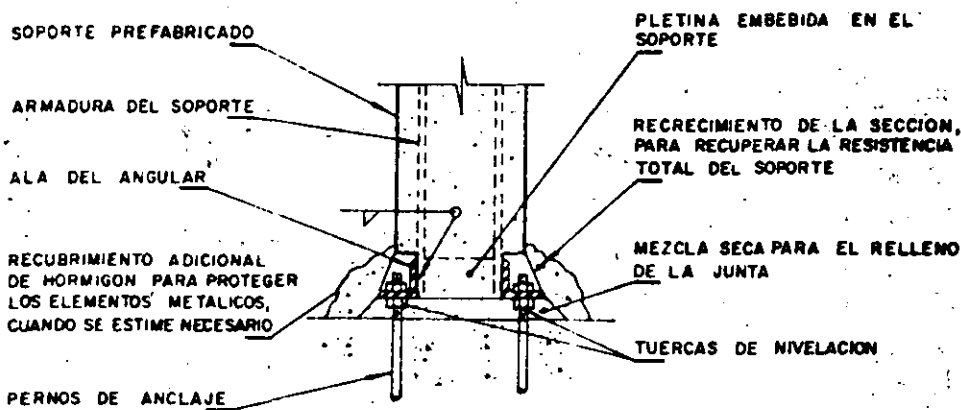


Fig. 11.10.

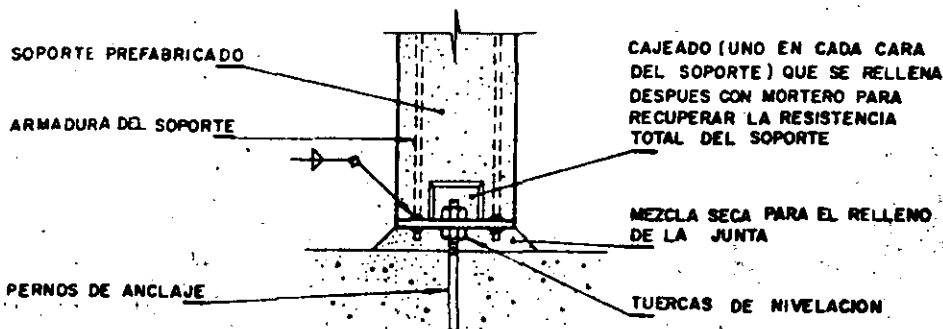


Fig. 11.11.

(*) Un nudo rígido o una articulación perfecta son prácticamente muy difíciles de conseguir. Pero a los efectos de cálculo se considera que un nudo es rígido (o articulado) cuando su aproximación a estas condiciones límites, por su forma de funcionamiento, es tal que los errores que introducen dichas asimilaciones son de orden inferior al de las magnitudes requeridas. La clasificación establecida es válida en casi todos los casos, como lo ha demostrado la práctica.

Las denominadas uniones semirrígidas pueden pasar a ser

consideradas rígidas o articuladas, por los condicionantes impuestos a las mismas en su construcción, o por los márgenes de error admisibles en el cálculo.

Esta aclaración es extensible a todo este capítulo, por lo que al hablar de uniones rígidas o articuladas debe entenderse las que habitualmente son consideradas como tales; y al referirnos a semirrígidas se hace alusión a aquellas que se calculan con esa condición, o bien las que se pueden encuadrar en el campo de rígidas o articuladas por diversas hipótesis.

27 tiva, siguiendo la regla de los opuestos. Se pueden ver en el detalle de la figura 11.7 algunas formas de realizar la soldadura.

Según Mokk las uniones soldadas se han generalizado gracias a la eficacia de los resultados obtenidos y a su relativa economía. El gasto de materiales —de acero y hormigón— que en efecto suponen, es considerablemente inferior a las uniones de empotramiento anteriormente estudiadas.

c) *Por atornillado.* — Siguiendo los ejemplos y la experiencia de las uniones típicas de las estructuras metálicas, se han desarrollado también en las constituidas a base de elementos prefabricados de hormigón las uniones atornilladas. Su facilidad de ejecución, su rapidez de montaje (prácticamente en seco) y su inmediata estabilidad y capacidad portante, justifican su amplia utilización (figuras 11.9, 11.10 y 11.11).

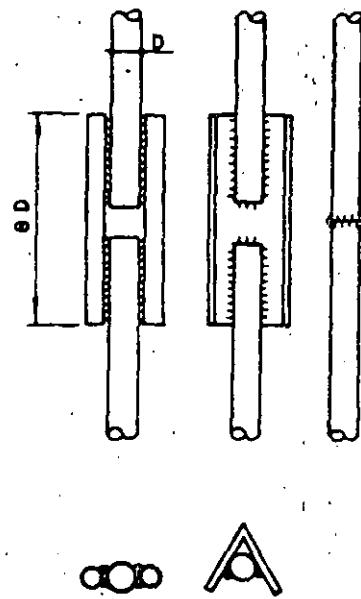
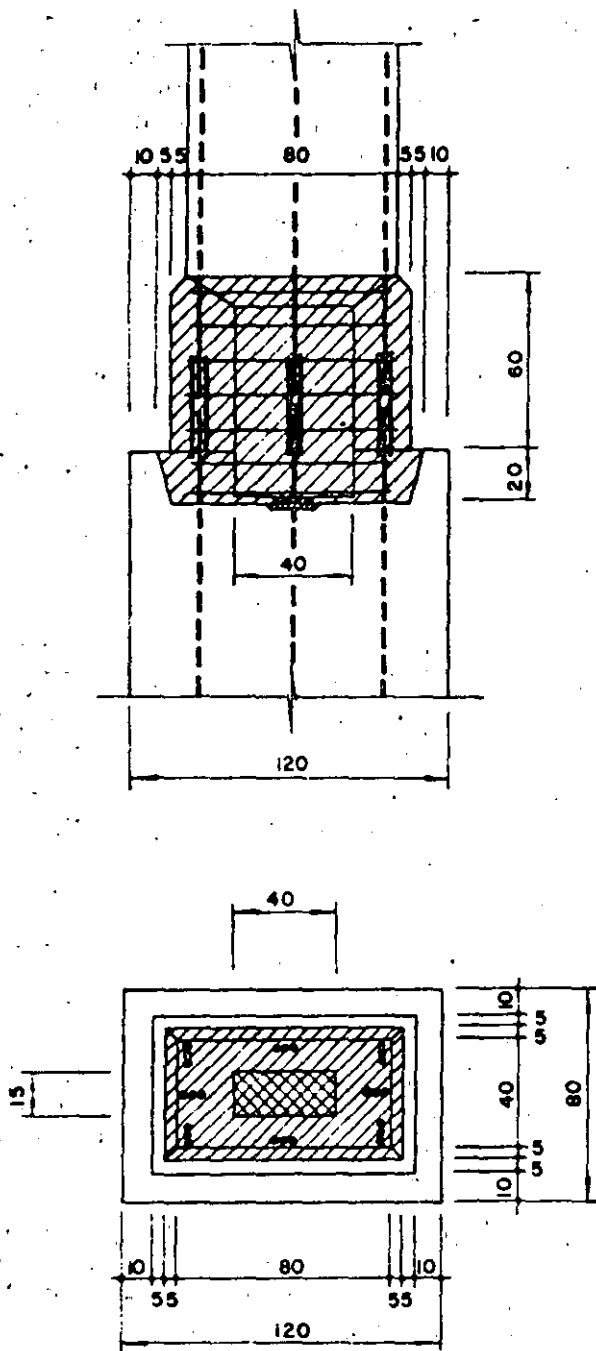


Fig. 11.7.

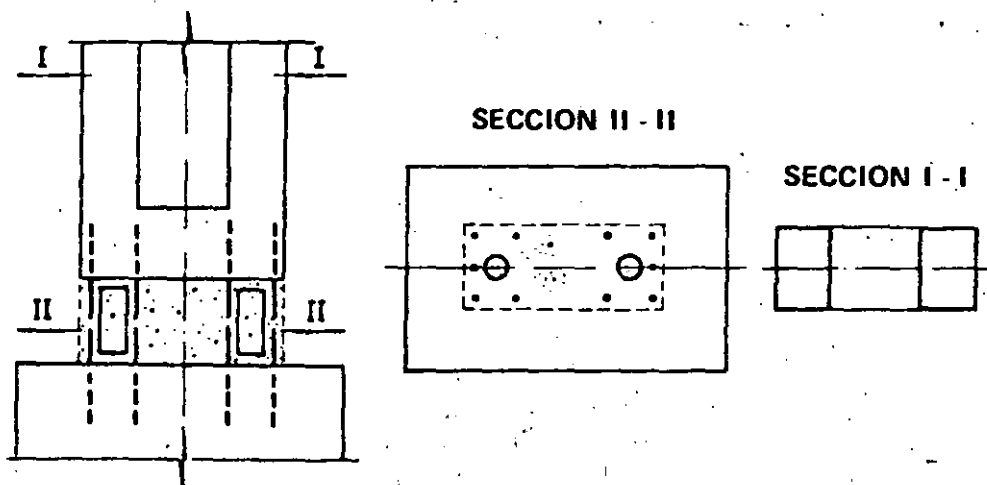


Fig. 11.8.

capacitada para transmitir momentos de pequeña magnitud. Quizá su mejor cualidad sea desde el punto de vista montaje, ya que una vez colocada y nivelada, por el hecho de apoyar

directamente a través de su chapa elástica extrema, posee inmediatamente capacidad portante, que puede incrementar aún más si se recurre a pernos provisionales en la forma que muestra la figura 11.14.

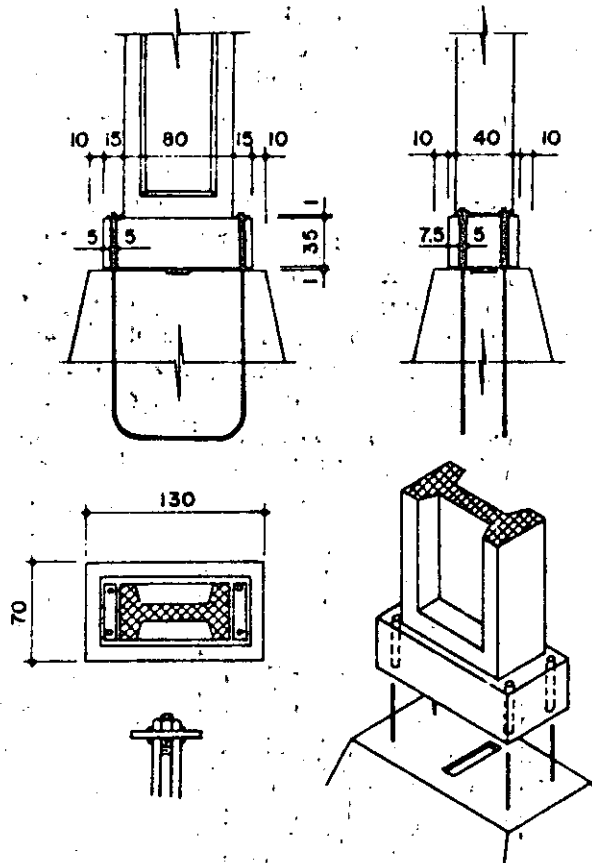


Fig. 11.12.

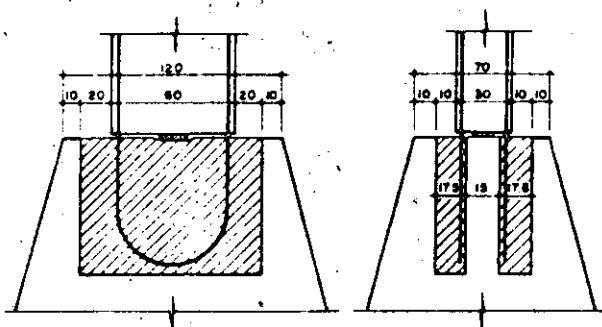


Fig. 11.13.

Una variante de ésta es la representada en la figura 11.15, en la cual son los propios redondos del cemento los que penetran en el soporte convenientemente ahuecado.

La unión atornillada representada en la figura 11.16 tiene una capacidad transmisora relativamente baja, en lo que se refiere a momento flector y esfuerzo cortante, quedando limitada a la de los perfiles en L.

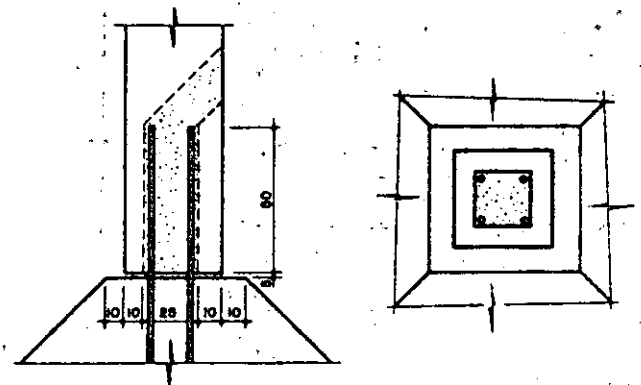


Fig. 11.15.

11.3.1.3. Uniones articuladas. — En la figura 11.17 se representa una unión con hormigonado de caja, pero que, por las características intrínsecas del soporte (anillo elástico de giro), da lugar a una articulación en la base.

En principio, esta unión conceptualmente no parece muy congruente, pues para no transmitir momentos se recurre a un procedimiento especialmente concebido para ello.

Las soluciones que nos muestran las figuras 11.18 y 11.19 son mucho más racionales, en ellas el soporte se introduce en huecos poco profundos.

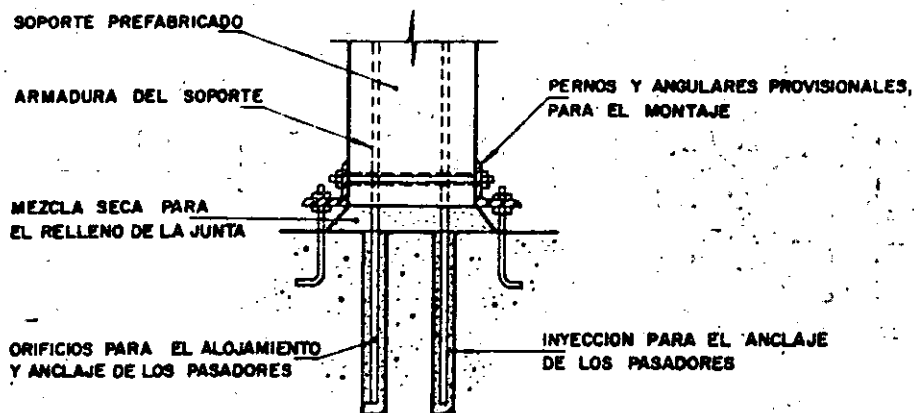
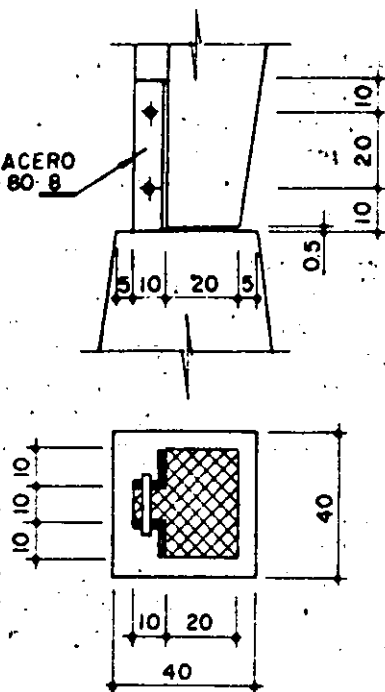


Fig. 11.14.

ANGULO DE ACERO
LAMINADO 80-80-8



29

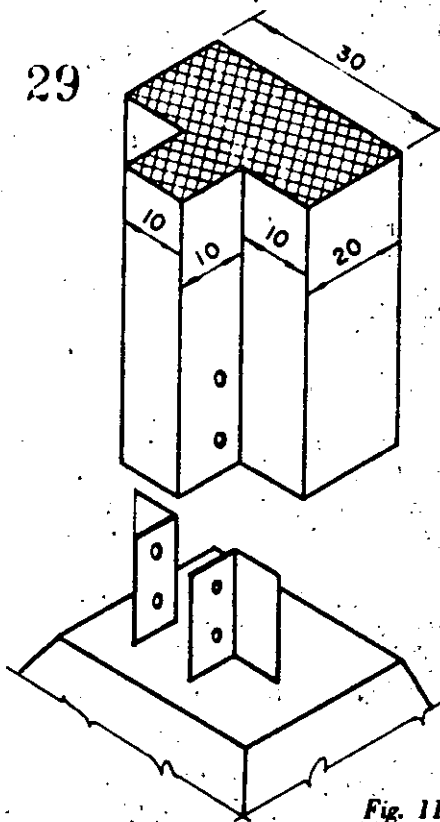


Fig. 11.16.

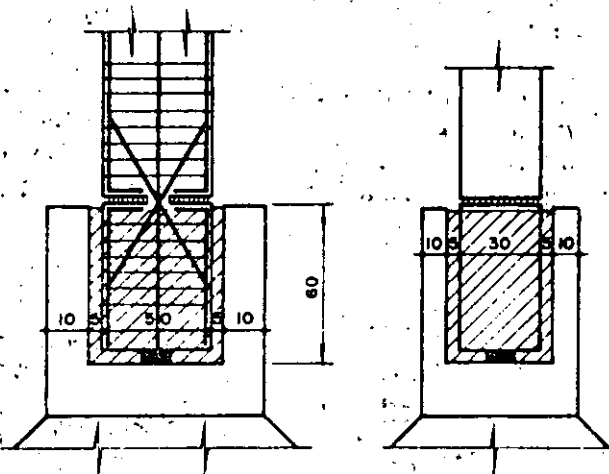


Fig. 11.17.

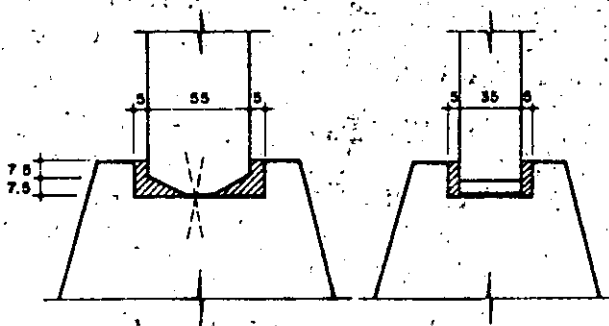


Fig. 11.19.

11.3.2. Uniones soporte-soporte

11.3.2.1. Uniones rígidas.

a) *Con cabezales metálicos.* – Ya en 1954 en la URSS se realizaron este tipo de uniones en los proyectos tipos. Pese a sus pegas, principalmente de tipo económico, es tal su calidad, que aún se siguen utilizando con ciertas modificaciones.

De los primeros tipos, el ejemplo más representativo es el de la figura 11.20, constituido por elementos metálicos en L (130 x 90 x 8) y redondos soldados a él por fuera, lo cual facilita considerablemente su ejecución.

A su vez, un cordón de soldadura perimetral rodea la junta entre los angulares. La nivelación y centrado de los pilares se asegura mediante

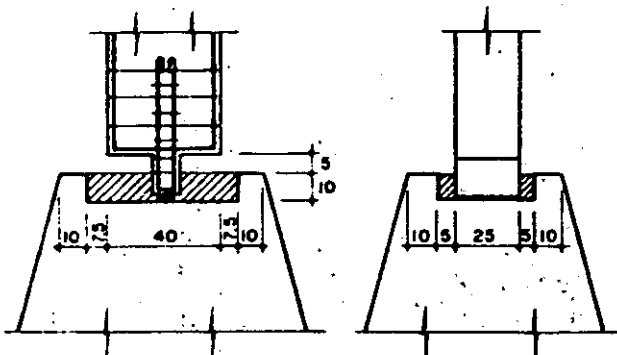


Fig. 11.18.

placas metálicas adecuadas colocadas en el centro (placas de centrado). Efectuada la colocación, nivelación y soldadura, los elementos metálicos se cubren de una capa de mortero seco.

"La solidez de este tipo de acoplamiento entre pies derechos fue confirmada experimentalmente por las investigaciones realizadas por el Instituto de la Técnica de la Construcción, de la Academia de la Construcción y de la Arquitectura de la URSS".

Las uniones descritas se consideran semirrígidas; por esta razón, se utilizan en puntos de momento mínimo a cierta distancia por encima del forjado (fig. 11.20).

El empleo de acero es quizá su mayor inconveniente; para un pilar de 30 x 45 cm. supone unos 25 kg de acero, por lo que se hace evidente el tremendo gasto de material que esta solución representa.

El montaje de la misma se lleva a cabo generalmente mediante el auxilio de unos bulones y planchuelas provisionales.

En edificios para vivienda, las solicitaciones que aparecen permiten realizar acoplamientos como el de la figura 11.21, con elementos metálicos de menor capacidad.

Para soportes de gran carga, el nudo rígido de la figura 11.22 resulta más interesante. La transmisión de los esfuerzos es perfecta gracias al aco-

plamiento de los cabezales esféricos, a su acción centrada y a la distribución tensional que logra el cordón perimetral frente a los momentos flectores. Realizada la soldadura, la unión se suele cubrir con mortero a manera de capa protectora.

El excelente comportamiento de este tipo de unión con cabezal de acero contrasta con su importante gasto de material. Selianov y Drabkin exponen un caso límite en el que para una columna de 60 x 60 se han empleado 310 kg de acero, siendo su unión de cabezales de acero colado de 50 mm de espesor.

La unión de la figura 11.23 tiene carácter rígido y constituye un ejemplo poco frecuente su acoplamiento a base de bridas. Su complejidad y su costo han limitado quizá su utilización únicamente a la serie M.T.P.Z., bloque-tipo soviético desarrollado por el Instituto Gyprotis (URSS).

En la Unión Soviética también se han extendido uniones similares a las de la figura 11.24, utilizadas en los nudos de estructuras por su carácter semirrígido. Esta unión corresponde a un tipo recomendado por la "Norma para la utilización de esqueletos y mallas soldadas en estructuras de hormigón armado (I-122-56)" de la URSS.

b) *Por solape o soldadura de armaduras.* — El tremendo gasto de acero de las uniones metálicas condujo al desarrollo de este otro tipo que reduce considerablemente el gasto de este material.

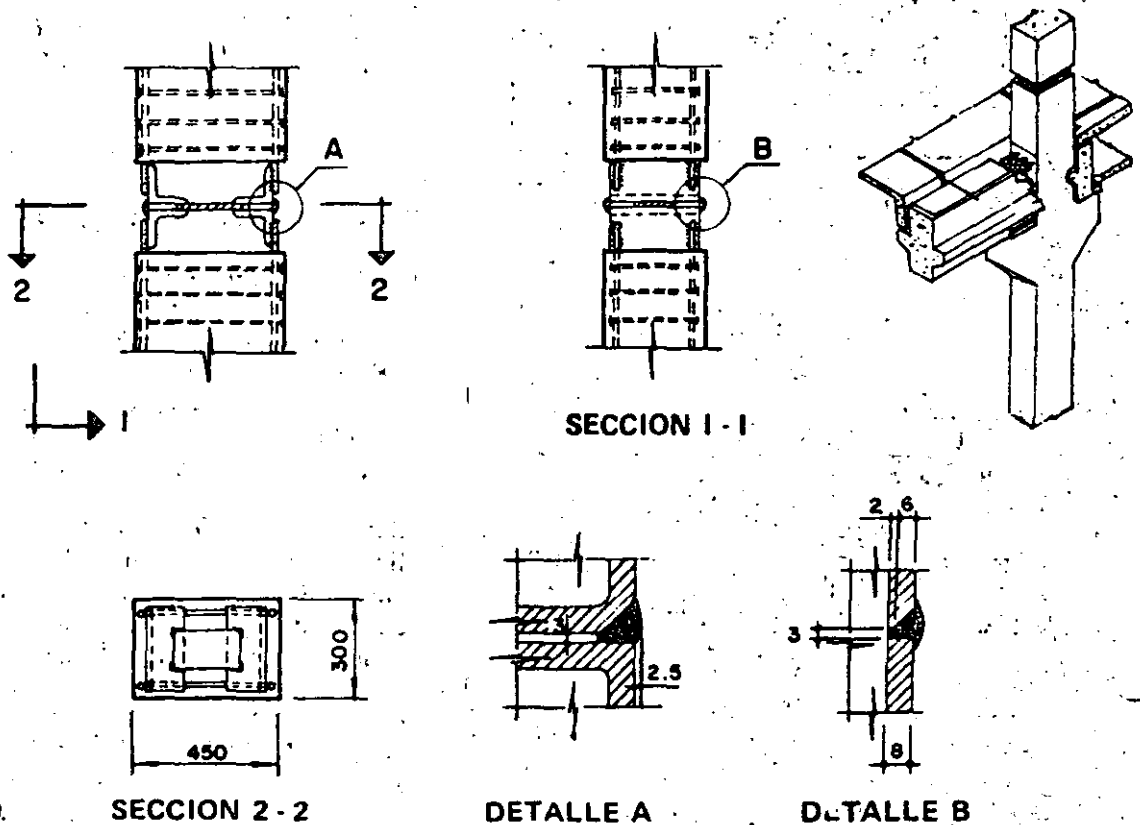


Fig. 11.20.

SECCION 2-2

DETALLE A

DETALLE B

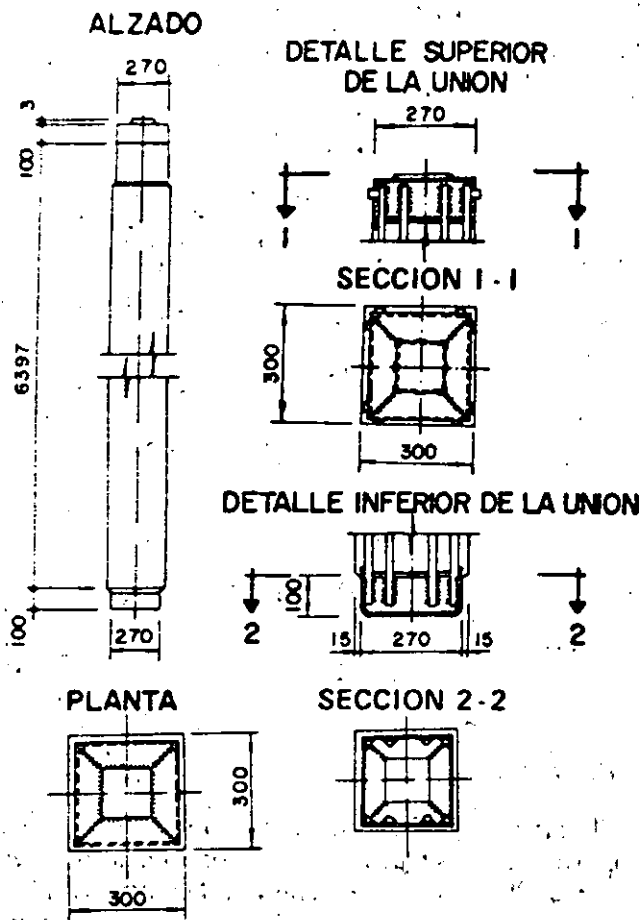


Fig. 11.21.

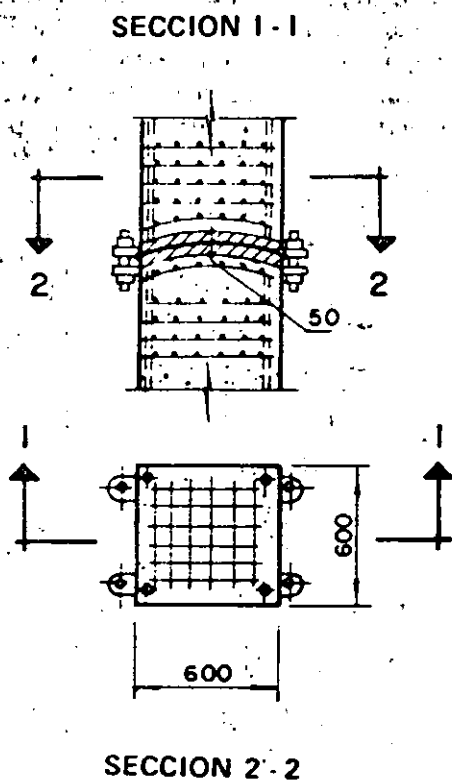


Fig. 11.22.

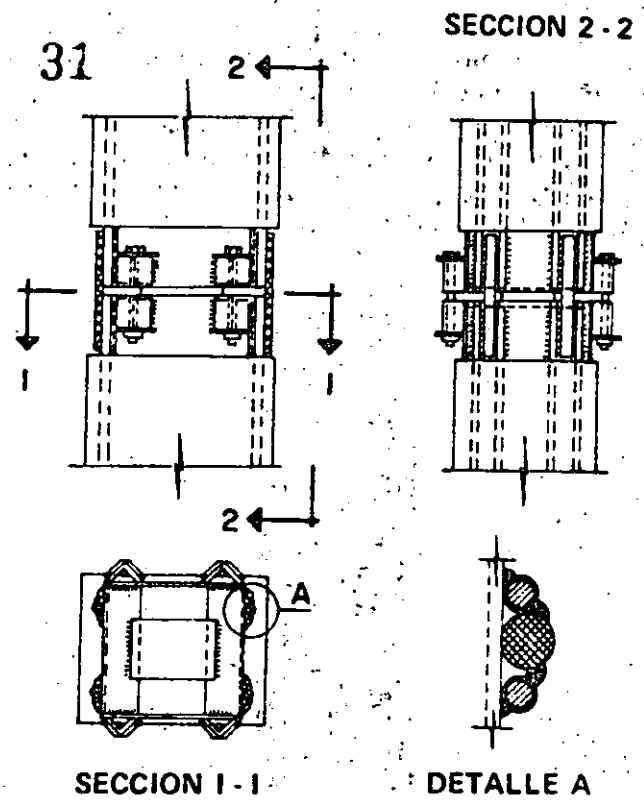


Fig. 11.23.

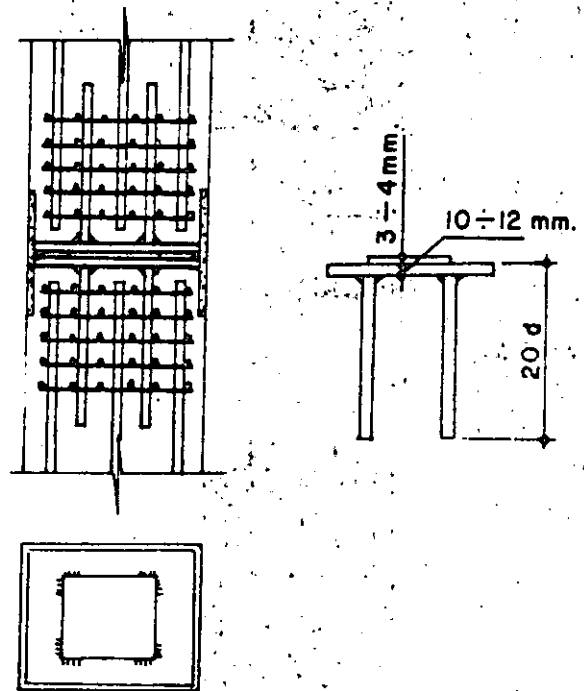


Fig. 11.24.

Si se sustituye el cabezal metálico de las uniones anteriores (fig. 11.22) por otro de hormigón, obtenemos el prototipo de la nueva unión que muestra la figura 11.25. Este cabezal de hormigón, incorporado al soporte ya en el proceso de fabricación, está constituido por hormigón de calidad superior (B. 400) a la del soporte, su delicada misión transmisora así lo requiere (figs. 11.26 y 11.27).

El consumo de metal se reduce considerablemente. La unión representada en la figura 11.25 supone un gasto de acero de únicamente 4,12 kg, siendo la sección del pilar 30 x 30, y la de la figura 11.26, para la misma sección, reduce el gasto a unos 2,7 kg.

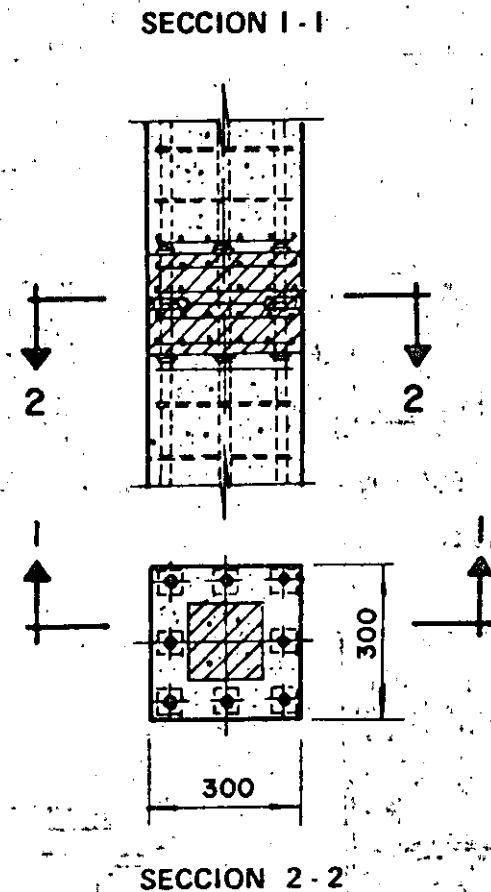


Fig. 11.25.

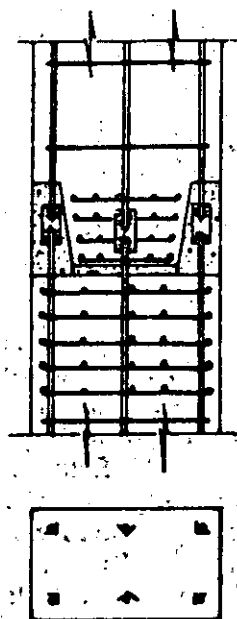


Fig. 11.26.

32

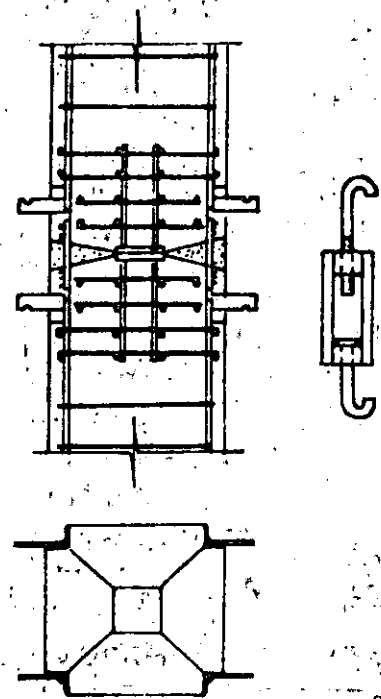


Fig. 11.27.

El carácter semiseco de estas uniones retrasa en cierto modo el proceso de montaje, si bien es cierto que se puede acelerar empleando hormigones de fraguado rápido o bien mediante procesos especiales de curado.

La acción axial se transmite directamente a través del cabezal de hormigón de un pilar al otro. Los momentos son absorbidos por los redondos de ambos elementos que sobresalen, unidos por soldadura, directamente o por intermedio de perfiles en L. Envolviendo estos redondos o pequeños perfiles se colocan los cercos. La sección así constituida está ya dispuesta para su hormigonado.

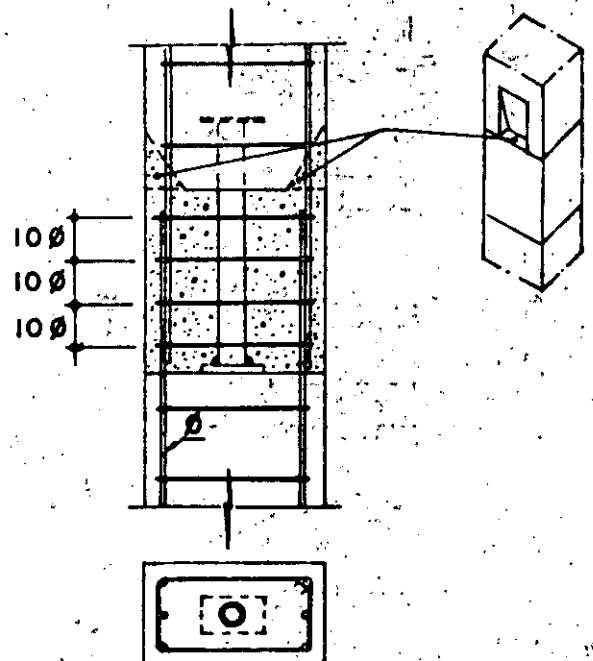


Fig. 11.28.

La ejecución de la junta es algo complicada, pues la colocación de las armaduras requiere particular cuidado, así como su soldadura, y además todo ello llevado a cabo sobre andamio y a cierta altura. El gasto de acero que suponen es también mayor que las referentes al caso anterior.

A continuación vamos a considerar aquellos tipos de enlaces que tienen lugar cuando en un punto extremo de un soporte confluyen varias vigas (unión múltiple).

Este tipo de unión puede ser resuelto mediante la unión soldada y atornillada de placas o mediante la soldadura y solape de las armaduras y hormigonado posterior.

El Instituto Estatal de Proyecto de Estructuras de Acero de la URSS desarrolló la unión representada en la figura 11.33. Placas y anillos situados en los extremos de los elementos, unidos mediante bulones, rigidizan la unión. Los anillos extremos de la columna se sueldan a la armadura y, una vez atornillados, se sueldan entre sí mediante un cordón horizontal. Una placa horizontal, que atraviesa los anillos, se suelda a su vez con la placa superior de la viga. Antes de llevar a cabo esta última soldadura, la viga se asegura mediante un par de bulones. El espacio intermedio entre soporte y dintel se rellena con mortero.

La ménsula de hormigón puede ser sustituida por perfiles metálicos.

Una solución soldada tridireccional interesante, aunque con un alto consumo de acero, es la representada en la figura 11.34. El consumo de acero que supone es de 7,43 kg/m² de edificación.

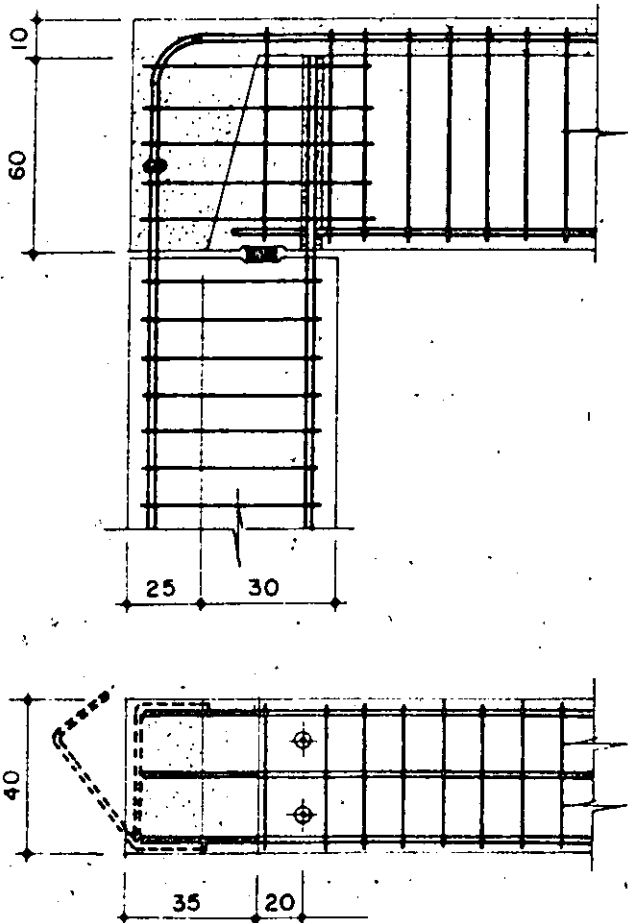


Fig. 11.31.

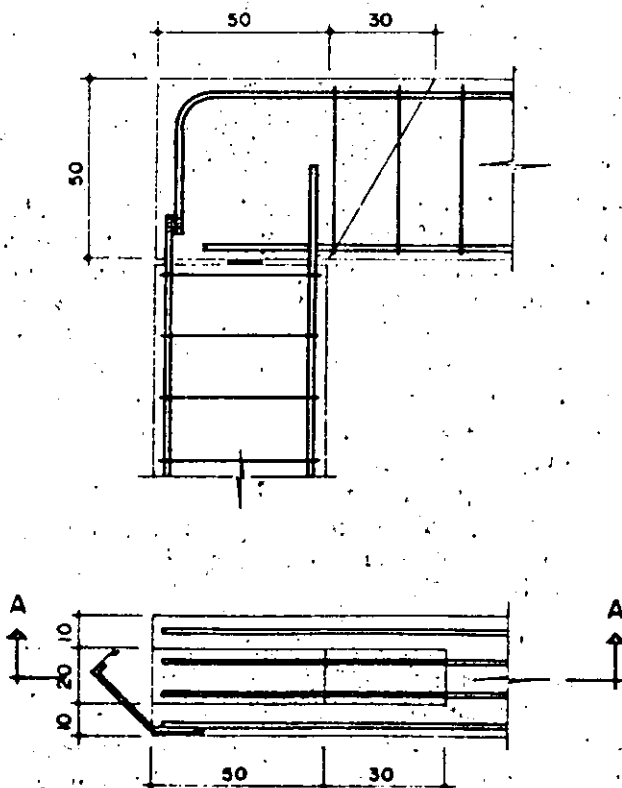
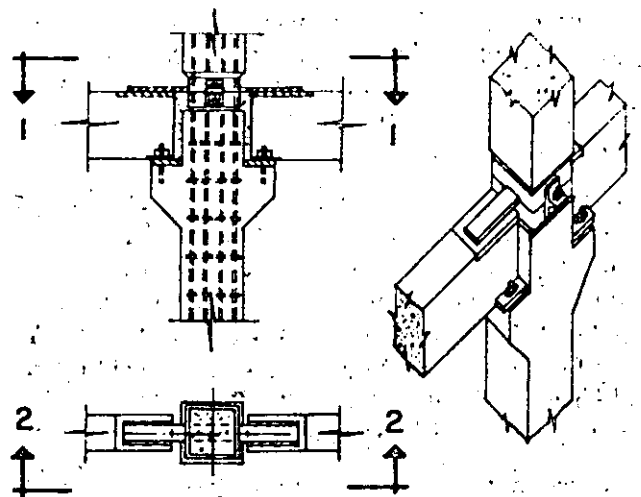


Fig. 11.32.

SECCION 2 - 2



SECCION 1 - 1

Fig. 11.33.

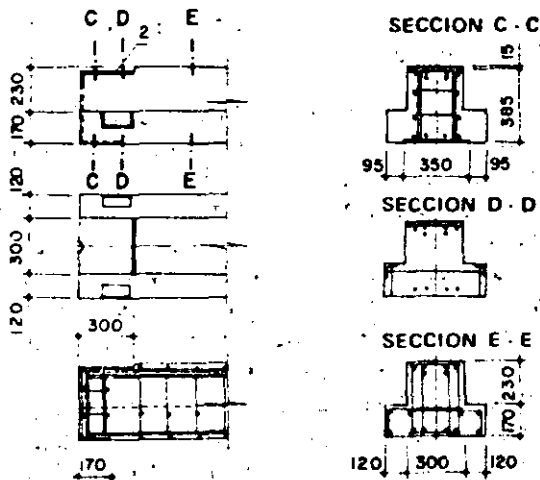
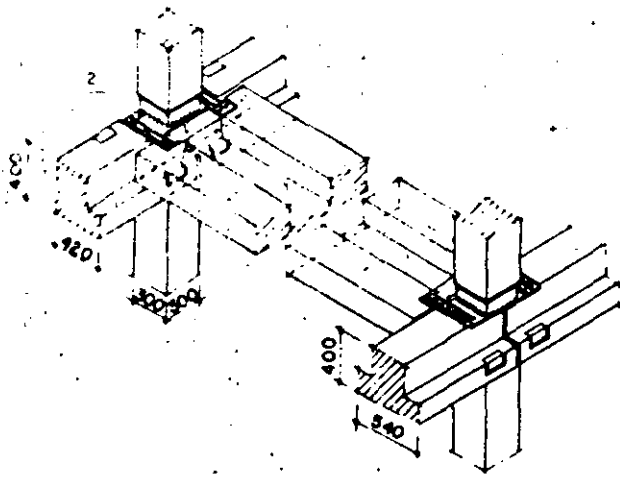


Fig. 11.31.

Según Prikchaitis, la solución de placas soldadas tiene demasiados inconvenientes. Su realización no es cómoda y resulta además delicada, pues provoca fisuras ya que mecánicamente su funcionamiento es poco correcto.

Un segundo sistema recurre a soldar o solapar las armaduras internas. La unión de la figura 11.35 es su ejemplo más simple. En ella, la unión de las columnas se separa para poder asegurar la de las vigas. Según Avanzini, con este sistema se consigue una modesta continuidad entre las mismas. La unión con el pilar inferior se comporta como articulada.

Para conseguir uniones altamente rígidas hemos de recurrir a otro tipo de soluciones. En opinión del ya mencionado Avanzini, el buen funcionamiento de una unión depende en gran parte de la calidad del mortero utilizado, y siguiendo la misma opinión se manifiesta Shn-T'ien-Li quien afirma los buenos resultados que pueden obtenerse con el cemento expansivo.

La unión de la figura 11.36 recurre a perfiles metálicos en L para asegurar la unión de las vigas al soporte y entre sí. La acción de los momentos

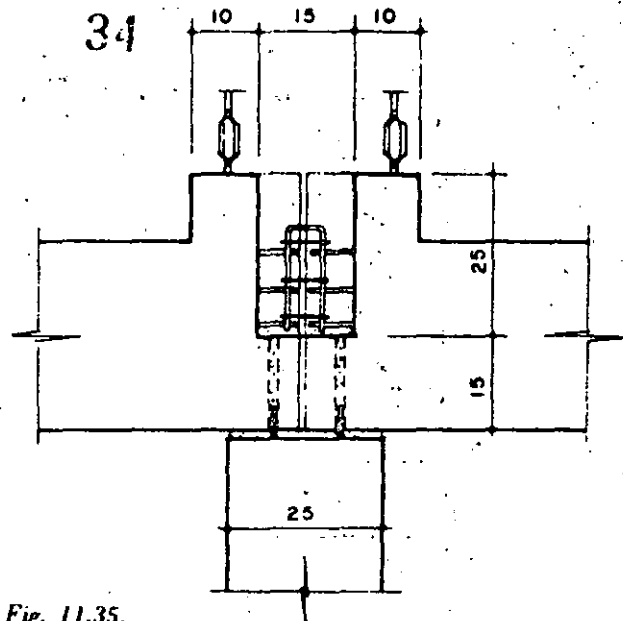


Fig. 11.35.

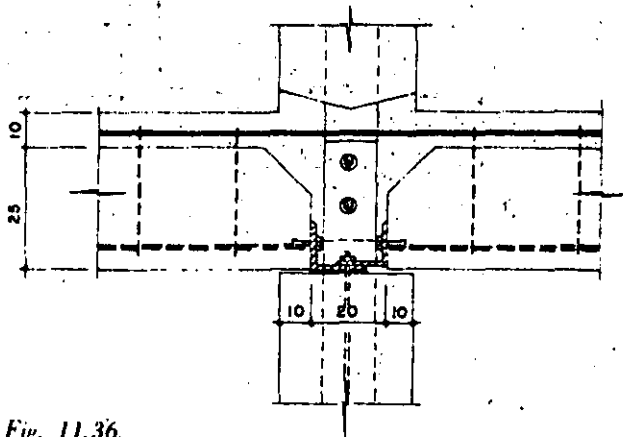


Fig. 11.36.

negativos debidos al empotramiento es absorbida por la armadura superior que se dispone *in situ*. El soporte superior se apoya provisionalmente sobre un pie de hormigón armado. Durante el montaje y ejecución de la unión, el pilar superior ha de sujetarse mediante algún elemento auxiliar. La figura 11.37 muestra una solución más evolucionada y compleja. Con el fin de evitar la excesiva concentración de armaduras a que conduce este tipo de unión, en algunos casos, se tratan de separar la unión de vigas y columnas mediante la prolongación de éstas como se indica en la figura 11.38.

En la URSS se han utilizado en algún caso uniones similares a la de la figura 11.39; el apoyo provisional de la misma tiene lugar como se puede observar, sobre un pie de acero. Según el Prof. Lewicki el gasto de acero que supone es de 5.70 kg/m² edificado.

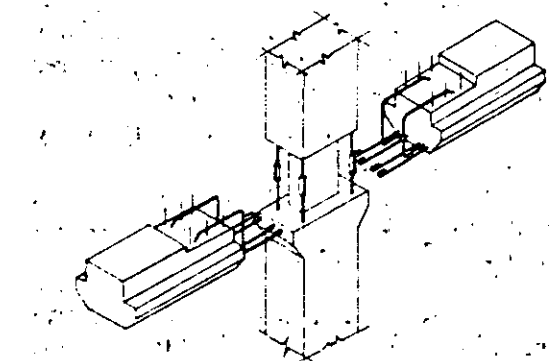
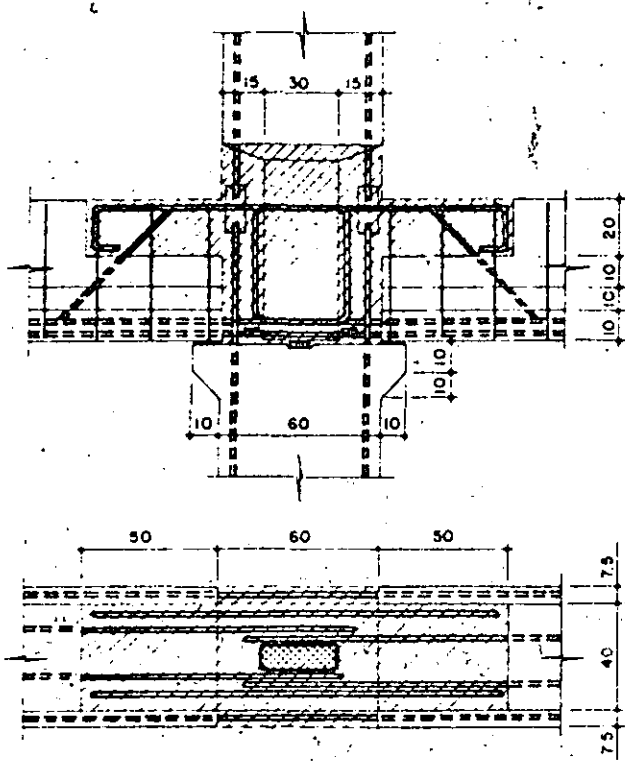


Fig. 11.37.

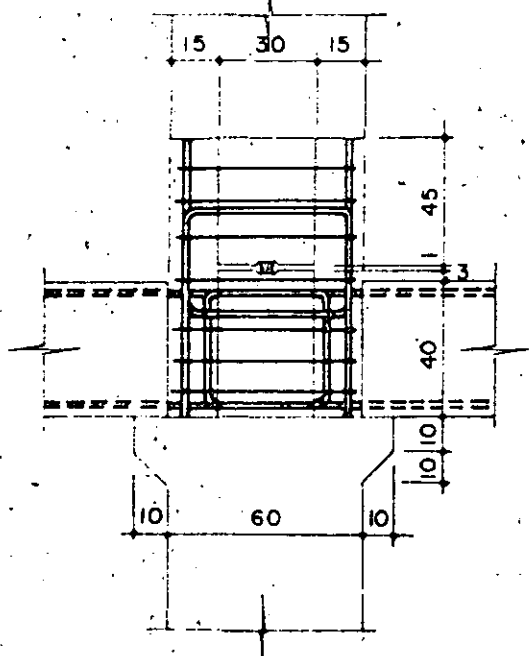
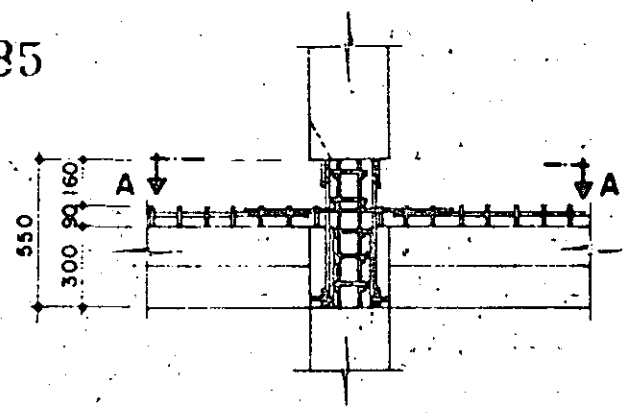
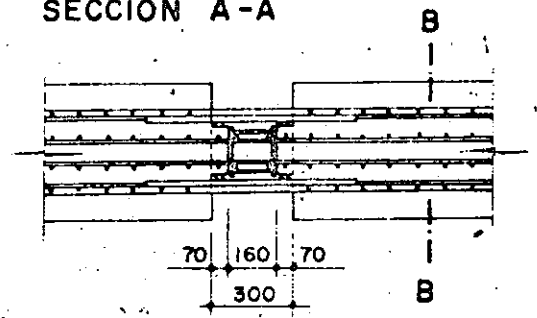


Fig. 11.38.



SECCION A-A



SECCION B-B

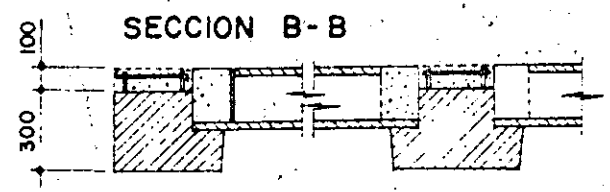


Fig. 11.39.

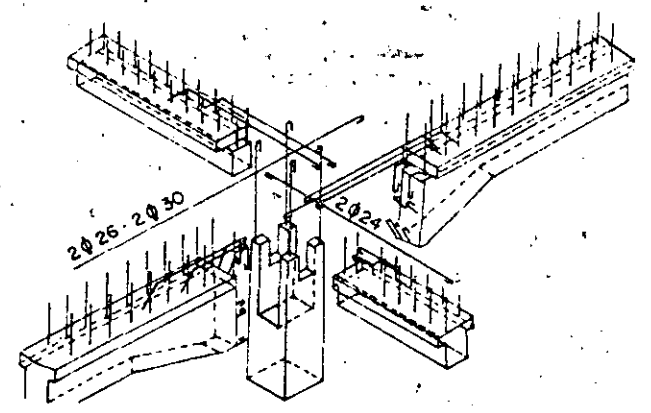


Fig. 11.40.

En la República Democrática Alemana se ha desarrollado el tipo de unión representado en la figura 11.40. Esta es una solución típica, en la cual en lugar de ménsulas de apoyo se recurre a la introducción de las vigas en un hueco del soporte. La fabricación del soporte es en este caso algo más delicada, pues sus paredes son más delgadas.

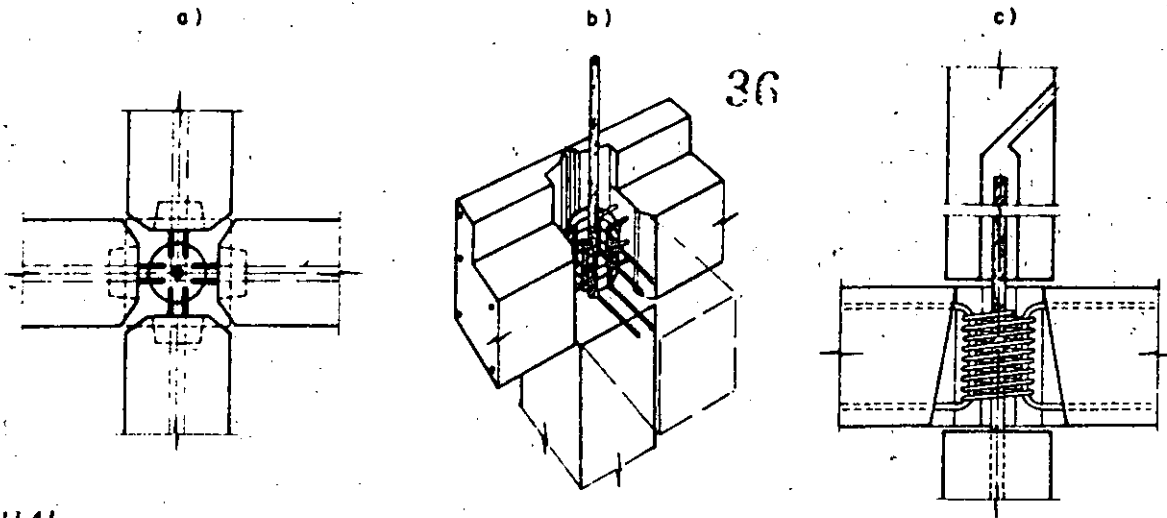


Fig. 11.41.

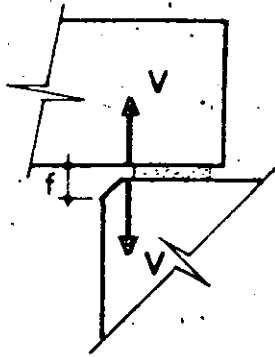


Fig. 11.42 a

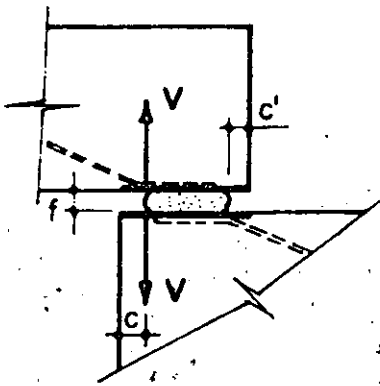


Fig. 11.42 b

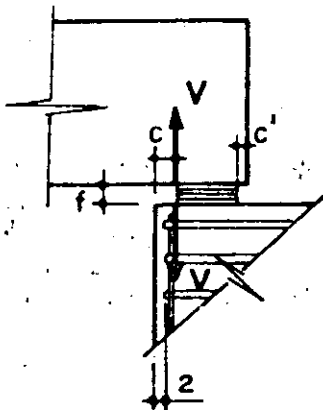


Fig. 11.42 c

Por último, nos referiremos a la unión desarrollada por el sistema G 80 en Gran Bretaña, utilizada principalmente en construcciones sanitarias y docentes (fig. 11.41); es un buen ejemplo de unión múltiple apta para enlaces de hasta cuatro vigas concurrentes sobre un pilar.

11.3.3.1.2. Uniones articuladas. — La unión articulada más común es la de simple apoyo de viga sobre pilar. Para no dañar el hormigón y evitar la concentración de tensiones que pudiesen llegar al aplastamiento, se dispone entre las superficies en contacto un elemento intermedio o capa de transmisión. Este puede ser:

— una capa delgada de mortero, de espesor superior a 2 cm (fig. 11.42 a).

— una capa a base de resinas sintéticas (neopreno), adecuada para valores reducidos de los deslizamientos (fig. 11.42 b);

— placas metálicas soldadas a redondos y en contacto mutuo libre o casi libre (fig. 11.42 c).

Las placas metálicas en el caso de la figura 11.43 son perfiles angulares soldados entre sí. Las tensiones producidas por los pequeños movimientos, originados por cambios termohigrométricos y acortamientos de las piezas pretensadas, en el caso de que éstas se utilicen, habrán de ser absorbidas por los redondos soldados a las placas.

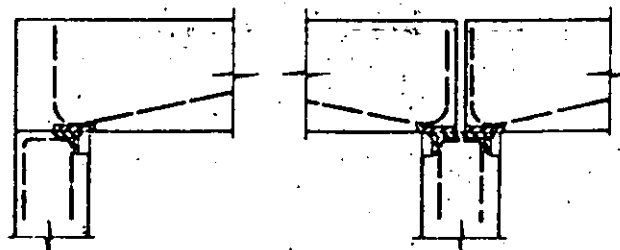


Fig. 11.43.

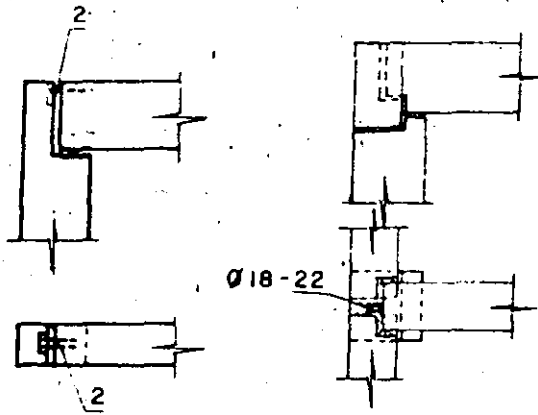


Fig. 11.44.

En ocasiones se interpone entre las placas metálicas una capa de plomo, estableciendo una articulación de bastante buen comportamiento.

Con el fin de asegurar la estabilidad lateral del apoyo, importante en los casos en que se prevén esfuerzos laterales, suele recurrirse a tornillos, pernos o maclas del tipo de las representadas en la figura 11.44.

La unión que muestra la figura 11.45 está muy extendida gracias a su sencillez mecánica y de ejecución. Se utiliza sobre todo con dinteles de hormigón pretensado. El perno debe estar dimensionado para absorber las acciones horizontales propias de este tipo de elementos, aunque parte de las mismas se amortiguan por el rozamiento entre las superficies en contacto. En ocasiones se utilizan pasadores en lugar de pernos. En todo caso, siempre se procede a rellenar el espacio hueco correspondiente con mortero a fin de proteger los elementos metálicos. Esta unión es capaz de admitir pequeños deslizamientos si sustituimos el mortero de contacto por un mástique.

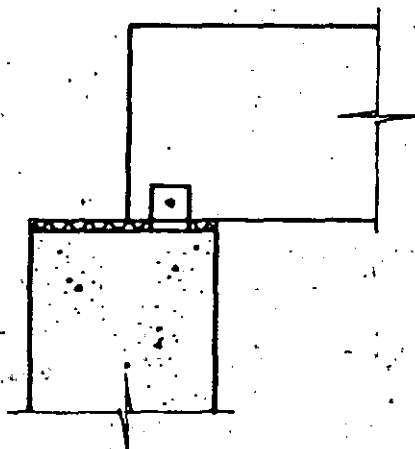


Fig. 11.45.

37 Con enlaces como el representado en la figura 11.46, se ahorra cierta cantidad de acero consiguiendo el mismo efecto mecánico.

Tanto en este caso como en los anteriores hemos de reforzar los extremos de los elementos con círcos que rodeen a los pernos.

Célosías del tipo de la representada en la figura 11.47, se apoyan siguiendo el mismo sistema de pernos que el anterior. El apoyo tiene lugar en una ménsula prolongación de la celosía, de espesor algo mayor.

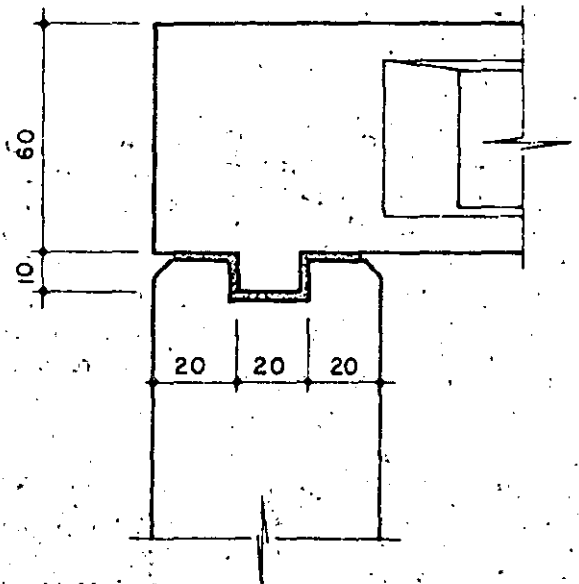


Fig. 11.46.

En algunas ocasiones, el cordón inferior de la celosía también se une posteriormente. Según Morkk esta unión se puede considerar articulada para las cargas verticales y rígida para las horizontales.

Por último, dentro de esta clase de uniones, destaca por su simplicidad y eficacia el apoyo de la figura 11.48, en el cual un pilar con capitel en forma de horquilla soporta la viga introducida

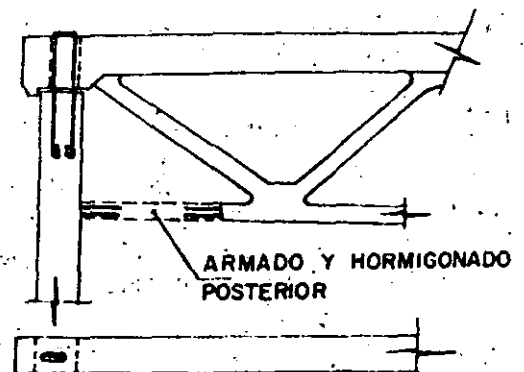


Fig. 11.47.

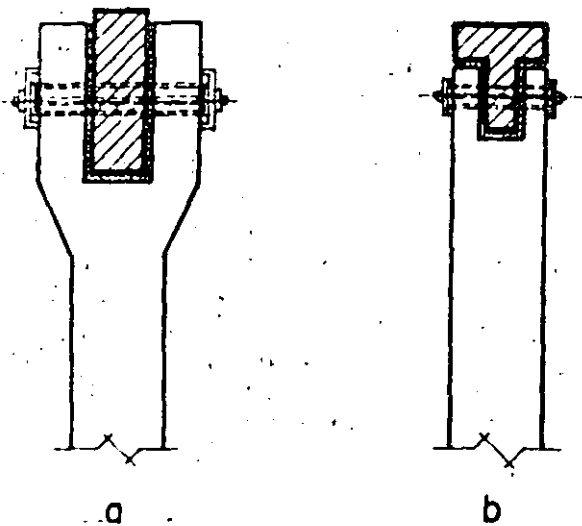


Fig. 11.48.

en él. De este modo aseguramos completamente la estabilidad transversal del mismo. El perno horizontal asegura la coacción en el sentido del eje de la viga.

Una variante del sistema anterior consiste en eliminar todo apoyo y limitar la acción portante al pasador, en la forma que se representa en la figura 11.49.

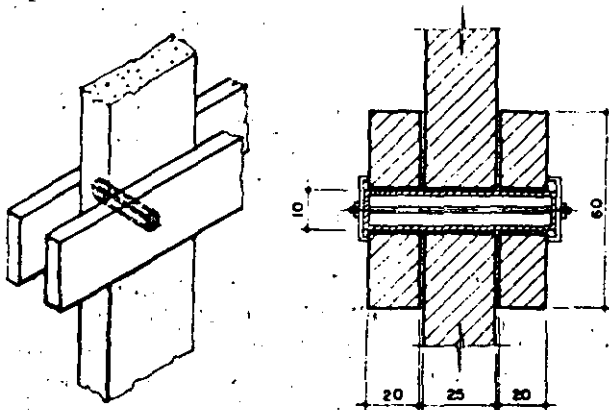


Fig. 11.49.

Un tirante interior comprime los elementos entre sí de modo que a la capacidad portante del perno se le suma la debida al rozamiento.

11.3.3.2. Uniones viga-soporte en puntos intermedios de éste.

11.3.3.2.1. Uniones rígidas.

a) Sobre ménsula de hormigón del soporte. — Consideremos en primer lugar aquellos enlaces que se llevan a cabo mediante el apoyo de la viga en una ménsula de hormigón del soporte.

En la figura 11.50 se muestra un ejemplo de este tipo. En él, las armaduras salientes de viga y soporte se sueldan o solapan, confiriendo la

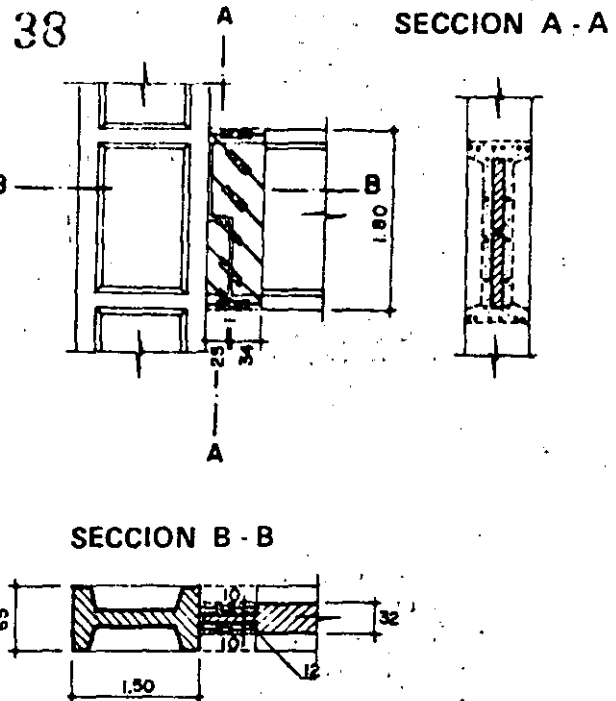


Fig. 11.50.

rigidez que se busca a la unión. Realizada la soldadura o la adecuada colocación de las armaduras, se procede al hormigonado de la unión.

La capacidad portante de la ménsula se reduce a la admisión del peso propio de la viga, sin sobrecarga alguna. Por esta razón, si se retrasara demasiado el montaje se puede dimensionar la ménsula de modo que admita cierta carga del forjado.

Mediante el postesado de la viga al pilar, se consiguen uniones de alta capacidad portante (fig. 11.51). La pequeña longitud de los cables exige cierta precisión en su montaje, pues pequeñas variaciones de su longitud podrían provocar considerables incrementos o descensos en su tensión.

Otro caso muy corriente, en el que se emplea este tipo de unión, es el que se realiza entre elementos prefabricados y losa realizada *in situ*. En la figura 11.52 representamos un caso de elementos en doble T, en los cuales la cabeza

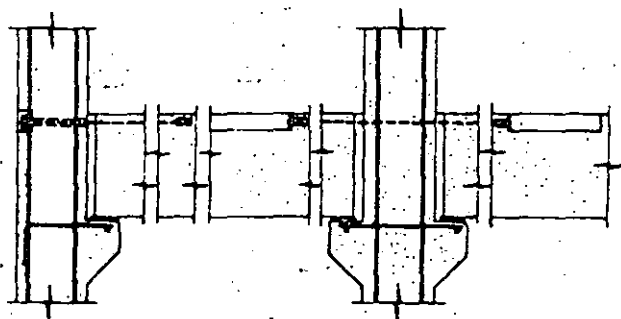


Fig. 11.51.

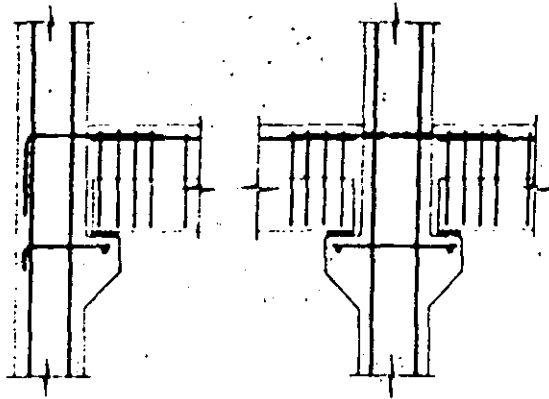


Fig. 11.52.

superior se hormigona *in situ* sobre el resto que sirve de encofrado. Entre la losa de hormigón *in situ* y la viga prefabricada se producen, por la acción de la flexión, esfuerzos rasantes que han de combatirse mediante estribos verticales. La acción es tanto peor cuanto más cerca se encuentre el nudo. Las armaduras horizontales superiores han de prolongarse tanto cuanto lo exijan los momentos de empotramiento negativos.

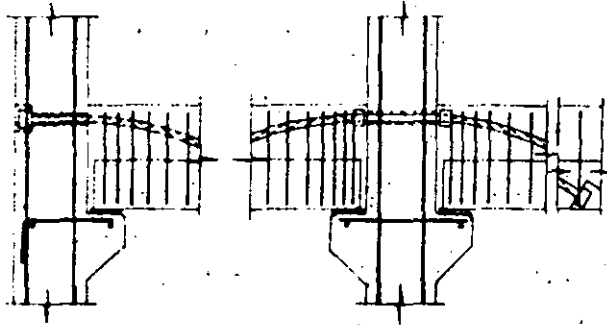


Fig. 11.53.

Una variante del sistema anterior consiste en sustituir la armadura superior pasiva por otra postesa, como muestra la figura 11.53.

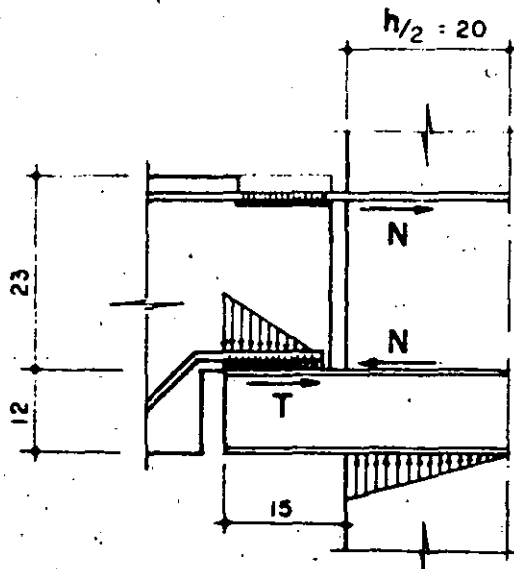


Fig. 11.54.

b) *Sobre ménsulas metálicas.* — Por lo general, se trata de perfiles metálicos planos, en L o en U, que a su vez se sueldan a las armaduras del pilar. Para asegurar la transmisión de momentos también se une el cordón superior de la viga, tal y como vemos en la figura 11.54. Una variante del sistema anterior viene representada en la figura 11.55, aunque la realización de esta unión presenta mayores dificultades.

La unión de la figura 11.56, es, en esencia, análoga a la de la figura 11.51, sin otra variación que la sustitución de la soldadura inferior por atornillamiento.

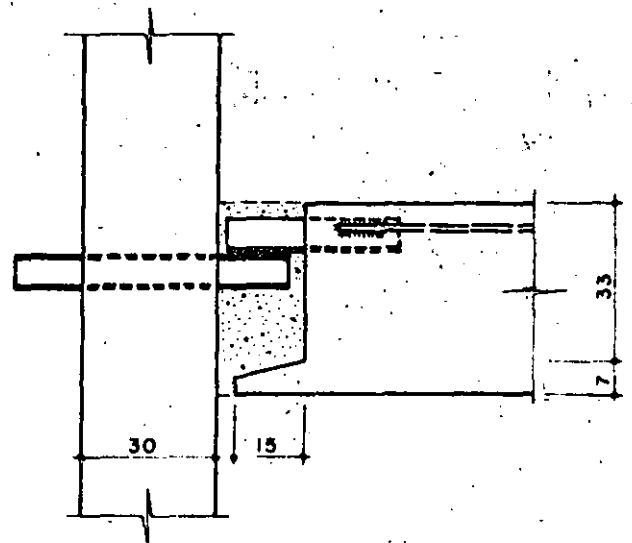


Fig. 11.55.

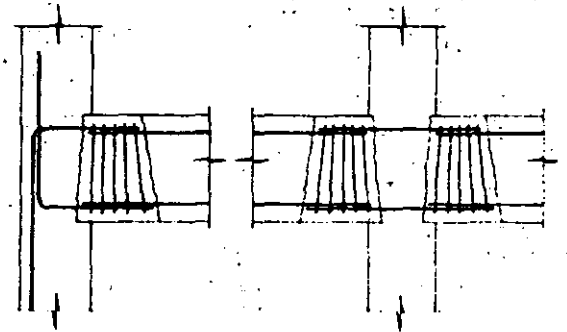


Fig. 11.56.

c) *Por soldadura de las armaduras salientes.* — Las uniones realizadas mediante soldadura entre las armaduras salientes de viga y pilar presentan un comportamiento de la unión semejante al de las estructuras monolíticas, pero tienen el inconveniente de que son necesarios durante todo el proceso de enlace el empleo de medios auxiliares de apoyo (apeos). La acción cortante no presenta inconvenientes, ya que pueden disponerse cercos adecuadamente calculados.

Por supuesto, todas las soluciones descritas en el presente apartado, uniones realizadas en puntos intermedios del soporte, sirven perfectamente para aquellos casos en los cuales incidan las vigas por ambos lados del soporte simétricamente. Esta simetría de cargas facilita en ocasiones la unión.

Ejemplos interesantes de este tipo son los representados en las figuras 11.57 y 11.58. El primero sobre ménsula de hormigón y el segundo sobre perfil atornillado provisional.

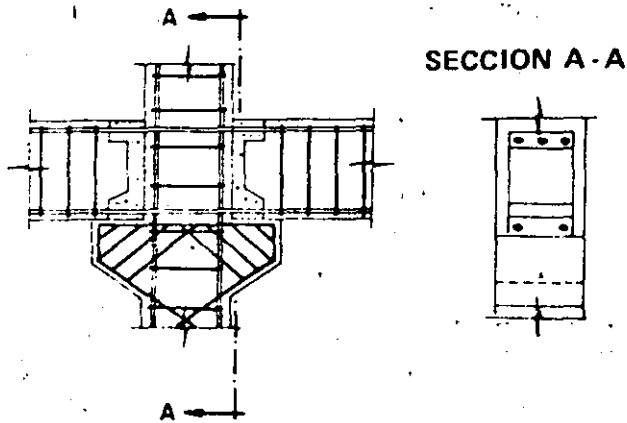


Fig. 11.57.

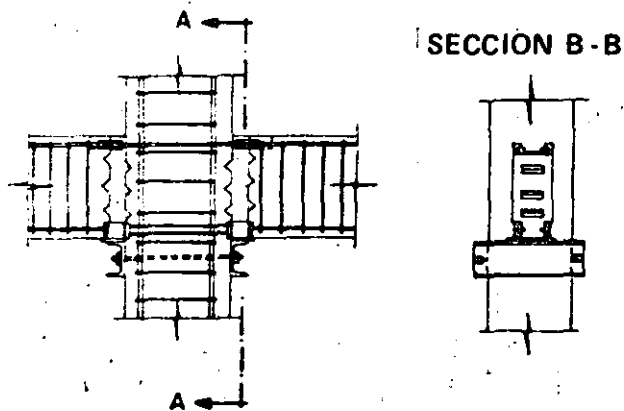


Fig. 11.58.

11.3.3.2.2. Uniones articuladas. — Tres son los sistemas más utilizados para establecer una articulación entre una viga y un soporte en un punto intermedio de éste:

- A. Por medio de una ménsula propia del mismo soporte o soldada a los redondos de él.
- B. Por medio de un hueco previsto en el mismo.
- C. Por medio de redondos de anclaje.

Seguidamente estudiaremos algunas de las variaciones que presentan los apartados establecidos:

A. La ménsula a que nos referimos puede ser de hormigón y formar parte del propio pilar (fig. 11.59), o estar constituida por elementos metálicos soldados a las armaduras del soporte (fig. 11.60).

A su vez, dentro de este tipo de unión por ménsula con carácter de articulación, el apoyo puede tener lugar como en el apartado 11.3.3.1.2 por medio de una capa de mortero, neopreno, placas metálicas, etc.

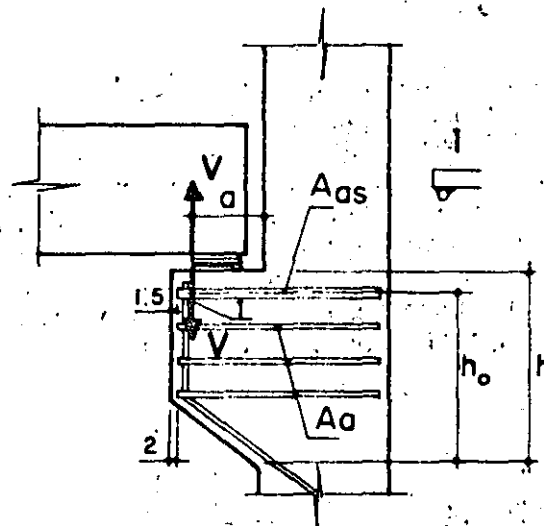


Fig. 11.59.

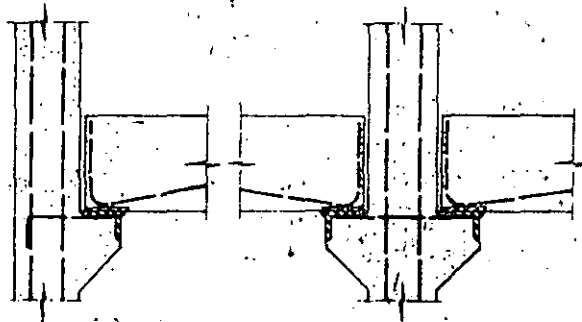


Fig. 11.60.

Las acciones de las cargas exteriores provocan en el pilar un estado tensional análogo al representado en la figura 11.61. Por la naturaleza de las isostáticas, la armadura más indicada es del tipo de la representada en la figura 11.62, en la que la función más importante la desarrollan las barras inclinadas. Para cargas ligeras es suficiente disponer armaduras horizontales únicamente.

En el ejemplo de la figura 11.63, la ménsula de hormigón se ha sustituido por un angular soldado a las armaduras del soporte. La acción vertical se descompone en dos fuerzas, una en la dirección de la barra y otra normal al soporte.

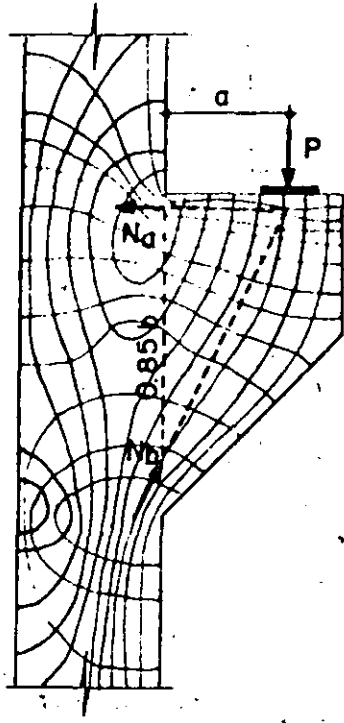


Fig. 11.61.

Siguiendo este esquema, el dimensionamiento de la unión es sencillo. La soldadura entre angular y redondos es delicada y ha de ejecutarse con sumo cuidado, pues la acción del cortante así lo exige.

Una variante de la unión anterior es la de la figura 11.64 en la cual la unión entre el angular y el soporte se lleva a cabo mediante bulones.

El apoyo anterior se utiliza también en tramos donde confluyen las vigas por ambos lados. La acción compensadora de las cargas hace que desaparezca en gran medida el momento flector. Algunas de sus soluciones típicas son las representadas en las figuras 11.65 a, b y c. En la primera, una placa atraviesa el soporte, la cual para asegurar más aún la unión se suelda a las armaduras. Pequeñas inclinaciones de la placa provocan, por un defectuoso reparto de las cargas, acciones concentradas en el soporte. Además, las cargas excéntricas que se producen incrementan la acción flectora de la viga, reduciendo el coeficiente de seguridad del soporte.

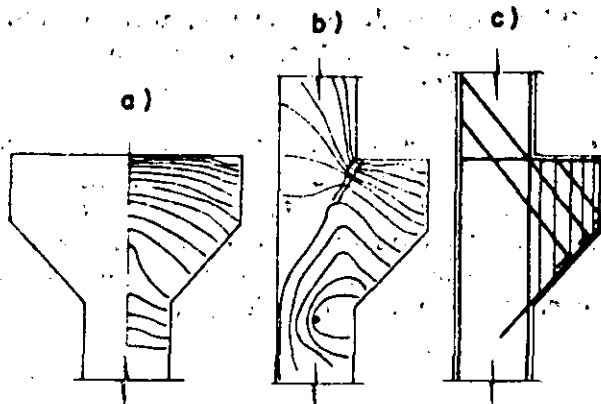


Fig. 11.62.

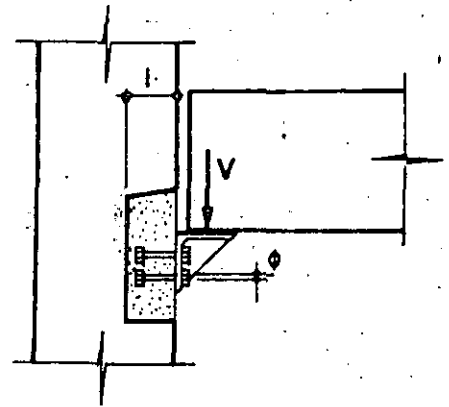


Fig. 11.64.

Una solución algo más económica que la anterior consiste en sustituir la placa de acero por dos angulares (fig. 11.65 b). Estos angulares se solidarizan al soporte por soldadura por intermedio de una pletina o mediante pernos;

Para cargas de cierta consideración es mucho más adecuada la tercera solución. En efecto, las placas verticales, con su gran rigidez en su plano y el largo cordón de soldadura, confieren a la unión una gran seguridad (fig. 11.65 c). La placa de apoyo que lleva la viga debe tener la anchura suficiente para evitar el vuelco de la misma durante el montaje. La disposición de las placas verticales dan a la unión cierta rigidez a la torsión tanto mayor cuanto mayor sea su separación. Si ésta es grande conviene sustituir las placas verticales por perfiles en U (fig. 11.66).

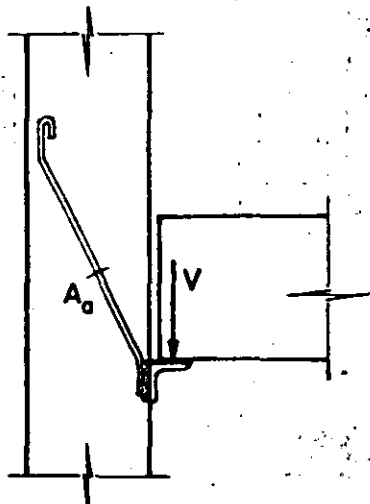


Fig. 11.63.

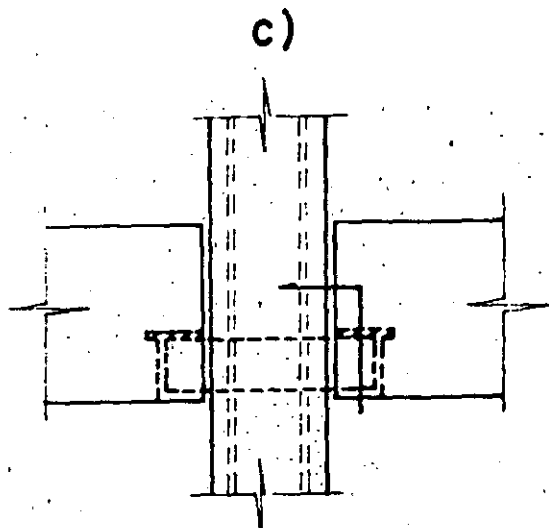
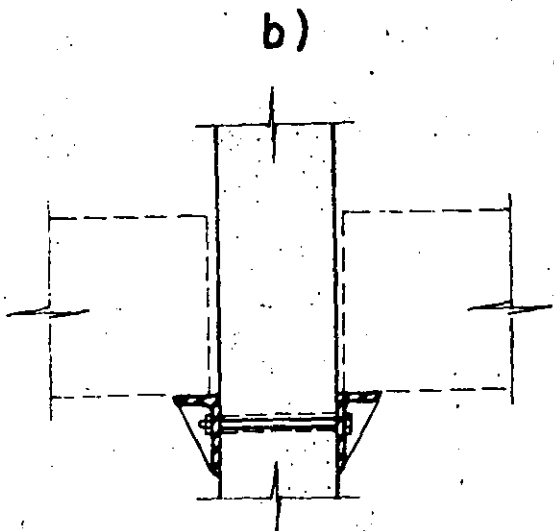
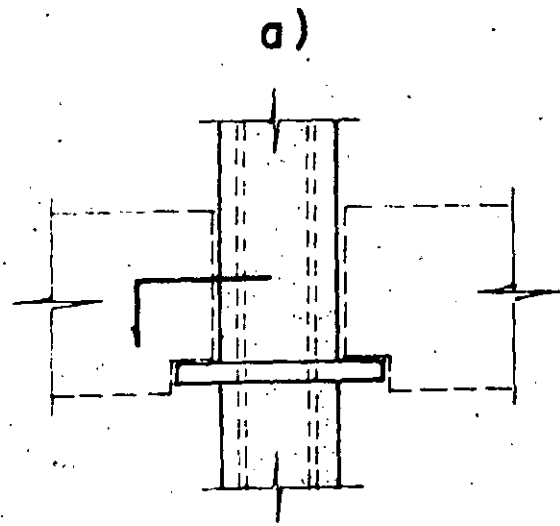


Fig. 11.65.

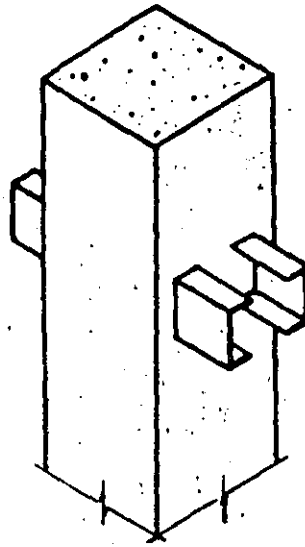


Fig. 11.66.

B. El segundo sistema consiste en apoyar la viga en un hueco del soporte concebido previamente.

El pequeño espesor necesario en el extremo de la viga la hace excesivamente sensible y delicada a posibles golpes durante el transporte y sobre todo en el montaje. Otro tanto se puede decir del soporte (fig. 11.67).

Todas las uniones que hemos tratado en este apartado tienen la propiedad de presentar una inmediata capacidad portante. Se trata de uniones secas o eventualmente semisecas, cuando en algunos casos cubrimos perfiles o rellenamos huecos con cierta cantidad de mortero.

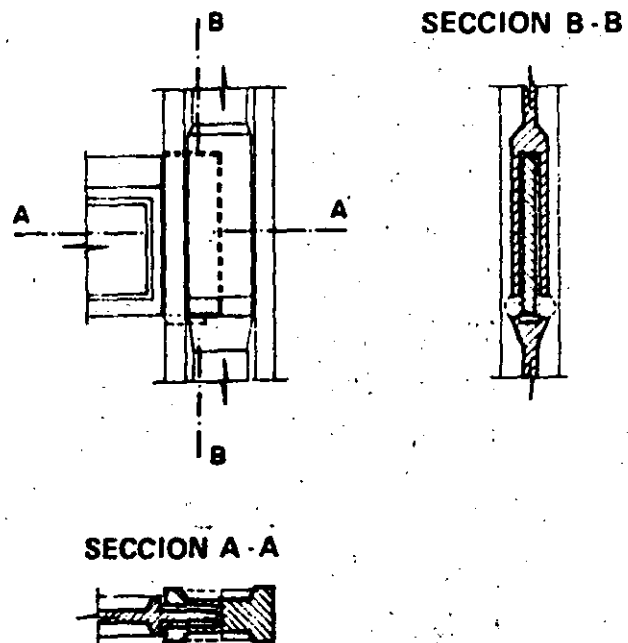


Fig. 11.67.

C. Por medio de redondos de anclaje.

A continuación vamos a tratar un tipo de enlaces, los cuales tienen el inconveniente de que necesitan apoyos provisionales durante el montaje y endurecimiento del mortero.

La figura 11.68 muestra una unión de este tipo. Según Avanzini, el funcionamiento mecánico de la misma, como articulación, es poco correcto, pues en realidad se trata de una unión semirrígida.

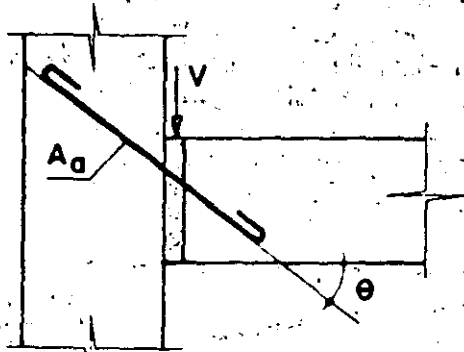


Fig. 11.68.

El procedimiento de unión de la figura 11.69 a) recurre a ciertos elementos inclinados que la hacen semejante a las uniones de madera, las cuales permiten la absorción de una componente inclinada. Esta posibilidad reporta cierta economía de acero en las barras inclinadas por la reducción de la fuerza componente correspondiente.

Siguiendo este mismo criterio, si descomponemos la armadura como nos muestra la figura 11.69 b), la reducción de la componente será aún mayor y por lo tanto la sección de la armadura necesaria menor.

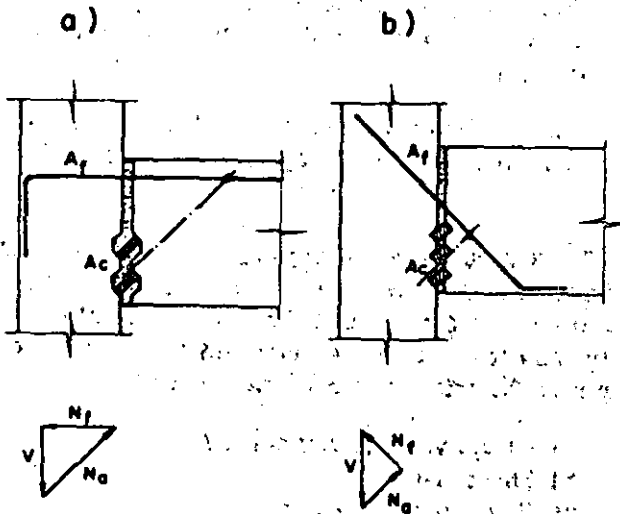


Fig. 11.69.

11.3.4. Uniones viga-viga.

En el apartado anterior hemos estudiado las uniones entre vigas, en los casos en que concurrían en un soporte y se buscaba la rigidización del nudo completo. En el presente, vamos a ocuparnos de aquellas que tienen lugar únicamente entre vigas.

Según sean las direcciones de los ejes de las vigas, distinguiremos dos tipos de soluciones:

- Uniones coaxiales.
- Uniones en ángulo.

11.3.4.1. Uniones coaxiales.

11.3.4.1.1. Rígidas. - En la figura 11.70 se muestran dos variantes de este tipo de unión coaxial rígida, ambas por hormigonado *in situ*, la primera solución es soldada, y la segunda de solape de armaduras. Ambos tipos precisan de apoyos o elementos auxiliares de apoyo.

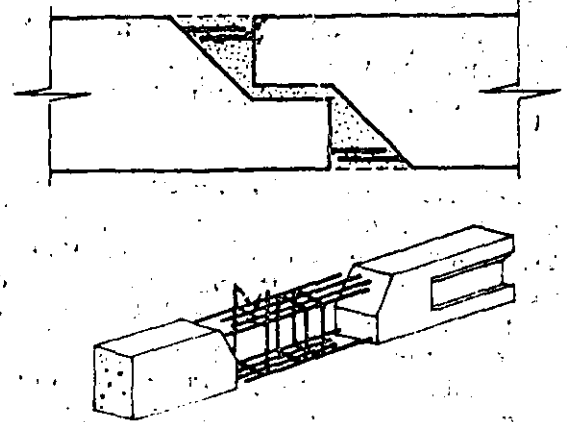


Fig. 11.70.

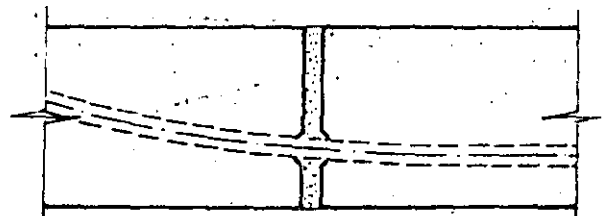


Fig. 11.71.

La técnica del postensado se ha aplicado con éxito a este tipo de uniones viga-viga. Según Morkk, no es admisible que el mortero que rellena la junta penetre en el conducto de los cables de pretensado. La transmisión flectora es perfecta (figuras 11.71 y 11.72).

11.3.4.1.2. Articuladas. - Este es el caso de las vigas en cantilever, conocido como método

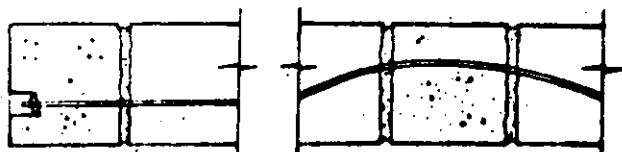


Fig. 11.72.

lambda que, en esencia, consiste en hacer coincidir los puntos de unión con los lugares de momento nulo o mínimo.

En muchas aplicaciones, desde el punto de vista teórico, la unión podría ser articulada, pero por la variabilidad de las cargas, y sobre todo por las acciones horizontales, no se prevé así. En la mayoría de los casos se considera que la unión debe ser, al menos, apta para transmitir los momentos flectores producidos por las cargas horizontales. Con respecto a las acciones verticales, el nudo se considera y se comporta en general como articulado.

Veamos algunas de las soluciones desarrolladas para este tipo de unión:

Cuando existe ménsula de apoyo, una viga se apoya simplemente sobre otra, estableciéndose la continuidad entre ambas mediante varios sistemas:

a) *Por solape o soldadura de las armaduras y posterior relleno con mortero* (fig. 11.73). Esta unión se puede considerar como semirrígida, pues es capaz de transmitir pequeños momentos. Las ménsulas no sólo deben ser capaces de resistir el peso propio de las vigas, sino también el esfuerzo cortante que produce la sobrecarga, pues no se refuerzan en absoluto con estribos.

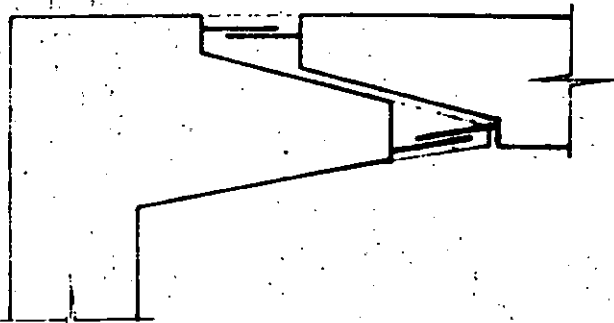


Fig. 11.73.

b) *Por anclaje de redondos* (fig. 11.74). Este tipo de unión se puede considerar como articulado. Las ménsulas se han de prever con cercos y armaduras horizontales, rodeando al redondo de anclaje.

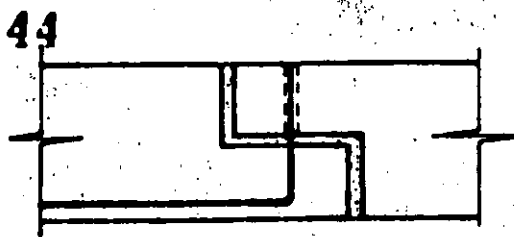


Fig. 11.74.

c) *Por pernos atirantados* (fig. 11.75). Este enlace se ejecuta normalmente en seco; en algunos casos conviene rellenar los orificios de los pernos con mortero a presión, a fin de proteger el acero. La unión es simple y rápida, pero exige una gran precisión dimensional a las piezas. Pequeños defectos o inexactitudes pueden dificultar su montaje. Según L. Morkk, es buena práctica el producir las piezas tumbadas y en la misma posición relativa que luego van a ocupar en la obra real.

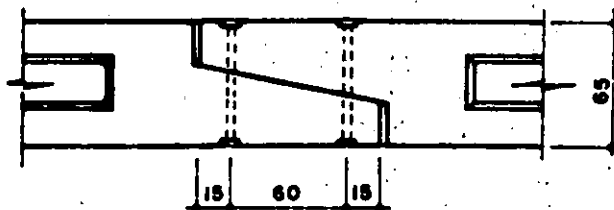


Fig. 11.75.

Cuando no existe ménsula de apoyo se recurre a uniones mediante elementos metálicos empotrados en las piezas de hormigón.

Una solución muy simple es la representada en las figuras 11.76 y 11.77, consistente en perfiles atomillados al elemento de hormigón; en el primer caso se trata de una U y en el segundo de pletinas. También se consiguen uniones de buen comportamiento mecánico, pero excesivo gasto de acero, soldando placas a la armadura y hormigonándolas como muestran las figuras 11.78 y 11.79. Su ejecución es delicada, pues admite tolerancias muy pequeñas.

En el cálculo de la unión hay que tener en cuenta la acción reológica del hormigón.

11.3.4.2. Uniones en ángulo. — El caso más frecuente de este tipo de uniones se da entre correa y jácena. Normalmente, el ángulo que forman los ejes de los elementos a unir es recto, pudiéndose dar tres posiciones relativas:

- De apoyo de la viga sobre la jácena.
- De contacto.
- De cuelgue de la viga.

45

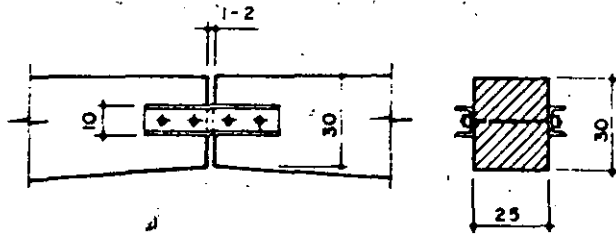


Fig. 11.76.

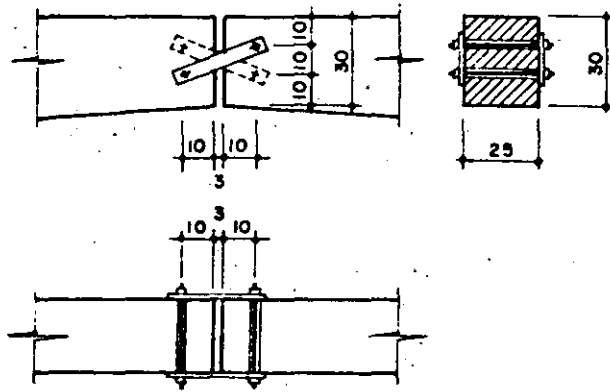


Fig. 11.77.

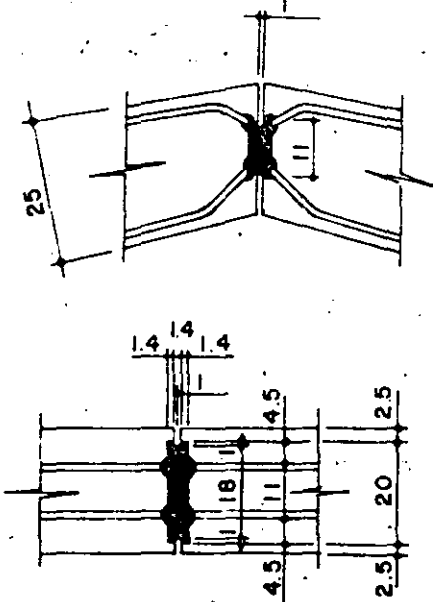


Fig. 11.78.

a) Apoyo de la viga sobre la jácena

– Uniones rígidas por solape o soldadura de las armaduras.

La unión por solape es la más sencilla entre las vigas continuas (fig. 11.80). La variante soldada es más cara, si bien posee la ventaja de que la longitud de cajeadado es menor y que la unión es de resistencia inmediata. La soldadura no tiene lugar directamente entre los redondos salientes de las vigas, sino por intermedio de placas o angulares metálicos. Cuando sea posible, es preferible recurrir al angular, pues la transmisión es tal que conserva mejor la dirección de la carga.

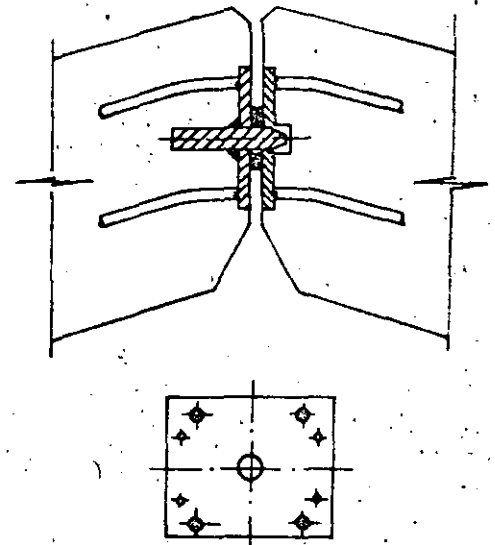


Fig. 11.79

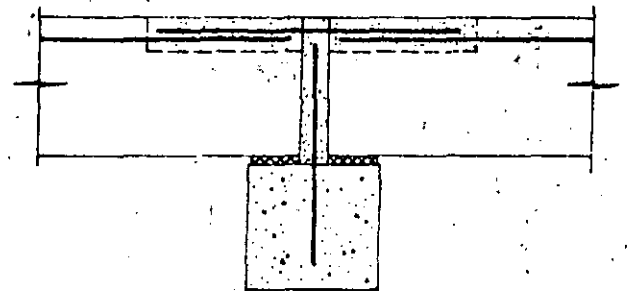


Fig. 11.80.

– Uniones articuladas a base de perfiles metálicos como angulares y placas soldadas a los redondos de la armadura (fig. 11.81).

En todos los casos es conveniente recubrir los perfiles una vez soldada la unión. Según el P.C.I. el cordón de soldadura debe de ser capaz de resistir por sí solo la totalidad de las reacciones de apoyo para prever el caso de que por flexión los extremos se levanten. Según la misma publicación, para vigas pretensadas no se recomienda la solución biapoyada, sino que es conveniente que un apoyo, al menos, sea deslizante y que se dispongan las armaduras necesarias para absorber los esfuerzos que aparecen a causa de las deformaciones lentas del hormigón pretensado.

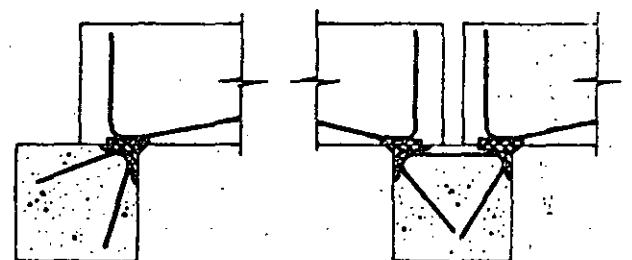


Fig. 11.81.

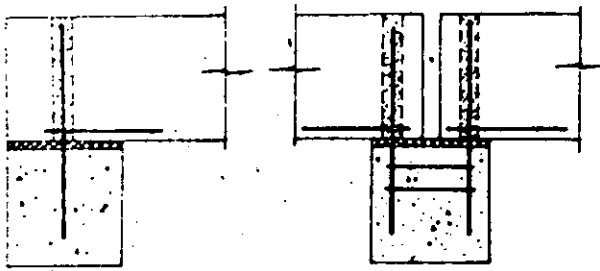


Fig. 11.82.

-- Uniones articuladas mediante pasadores.

Estas uniones (fig. 11.82) tienen el mismo carácter que las llevadas a cabo entre viga y soporte, anteriormente estudiadas.

b) *Uniones de contacto.* Son aquellas en las cuales los ejes de las vigas están en el mismo plano, se cortan.

Mediante elementos metálicos podemos conseguir uniones articuladas de interés (fig. 11.83).

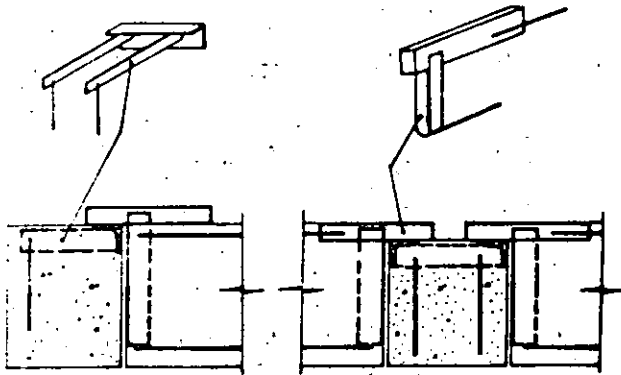


Fig. 11.83.

Según el P.C.I. es aconsejable adoptar en estos casos un coeficiente de seguridad alto, del orden de 4, para compensar posibles errores de ejecución.

Mediante armaduras postensadas se logran uniones continuas resistentes a la flexión.

c) *Uniones de cuelgue.* Utilizando pernos como medio de enlace se han realizado en algunas ocasiones uniones como las de la figura 11.84, en la cual la viga *cuelga* de la

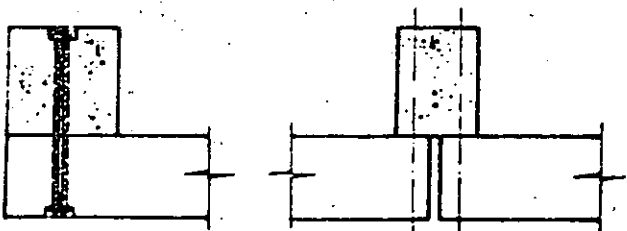


Fig. 11.84.

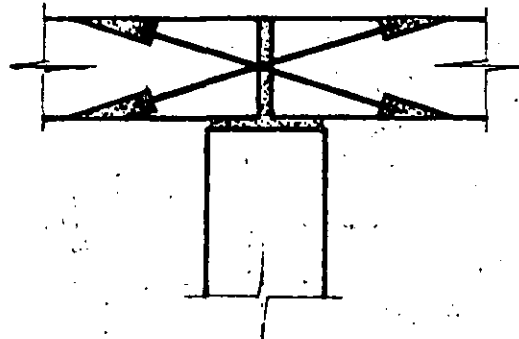
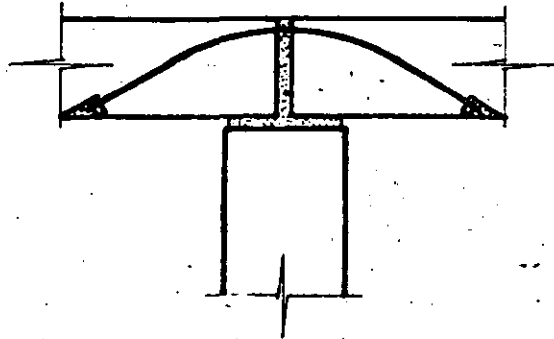
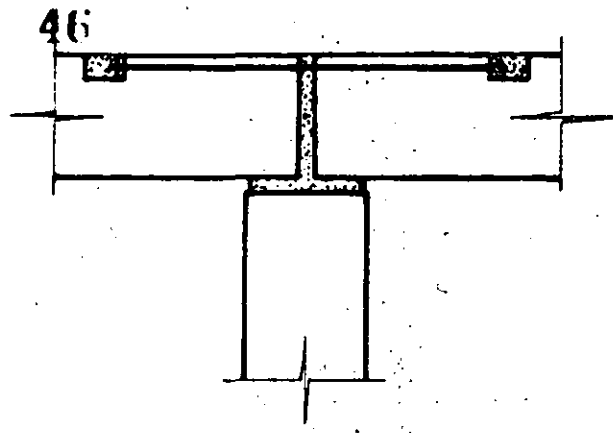


Fig. 11.85.

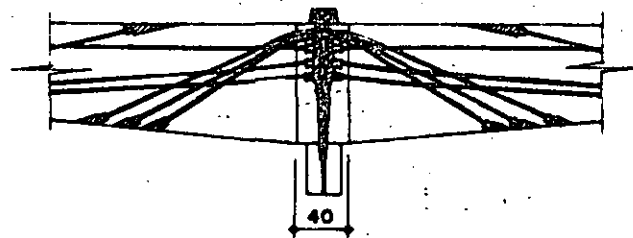


Fig. 11.86.

jácena. Toda la resistencia de la unión depende de la capacidad portante del perno, el cual se habrá de proteger convenientemente. Es recomendable utilizar pernos galvanizados y de alta resistencia.

Hemos estudiado los tipos de uniones entre vigas en puntos no coaccionados. Sin embargo, algunas veces se realiza la unión encima de un muro, con lo que el momento flector es negativo y se evitan los apeos.

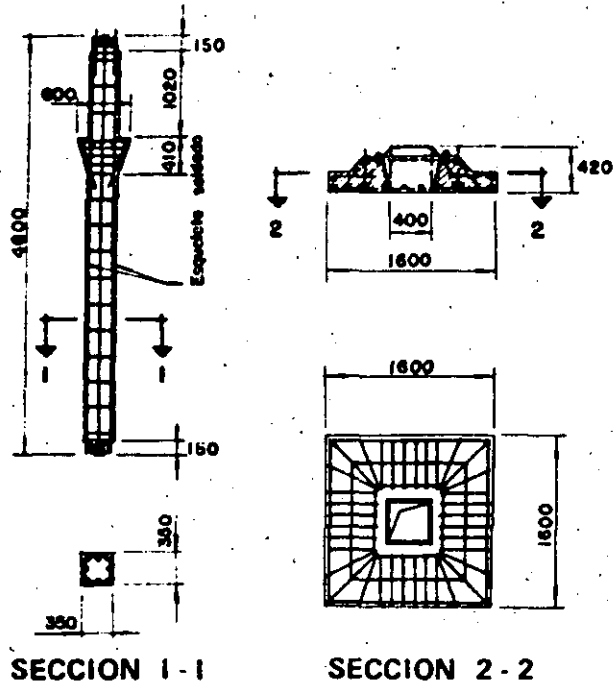


Fig. 11.87.

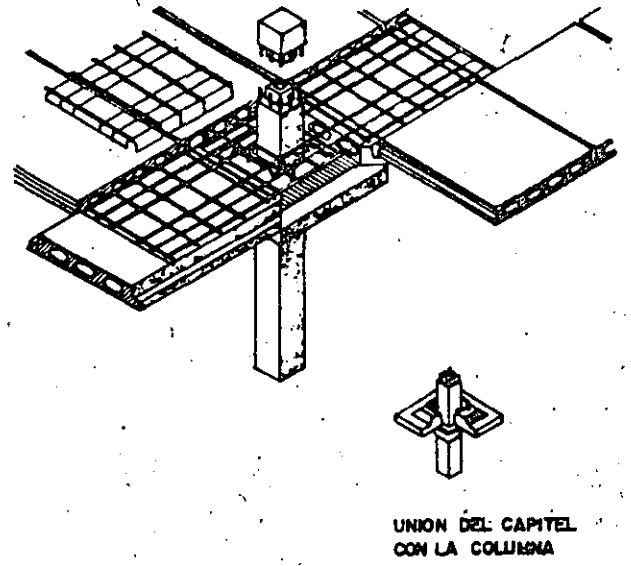


Fig. 11.88.

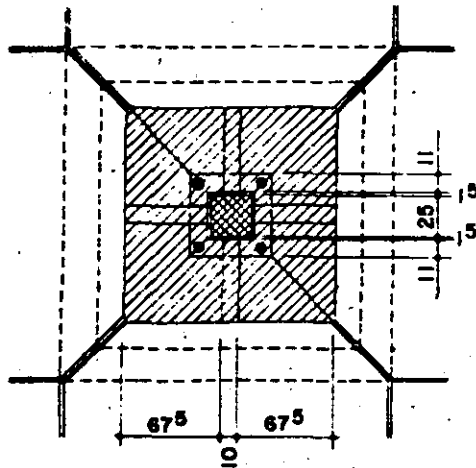
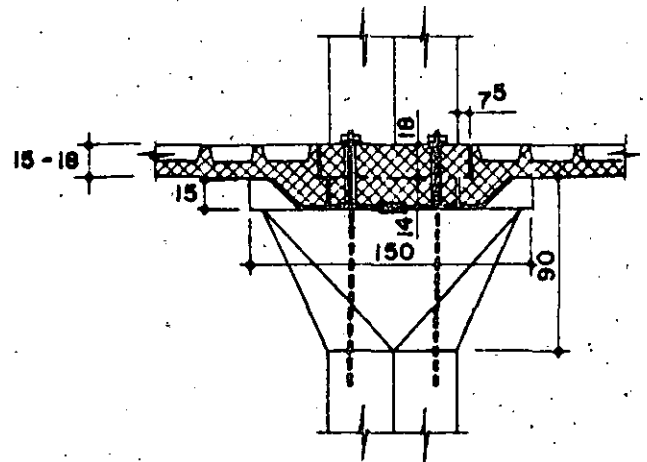
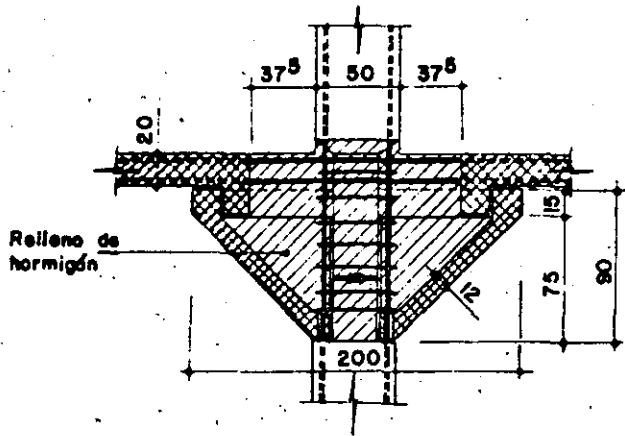


Fig. 11.89.

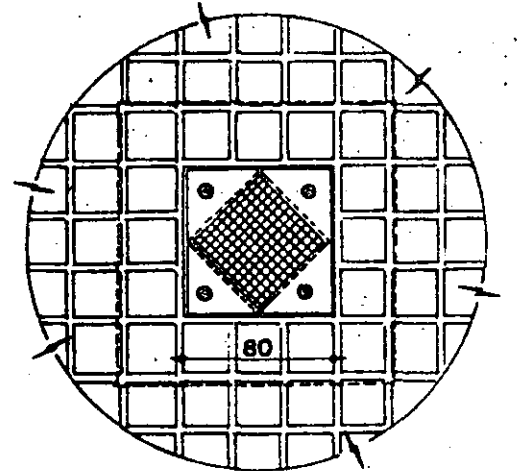


Fig. 11.90



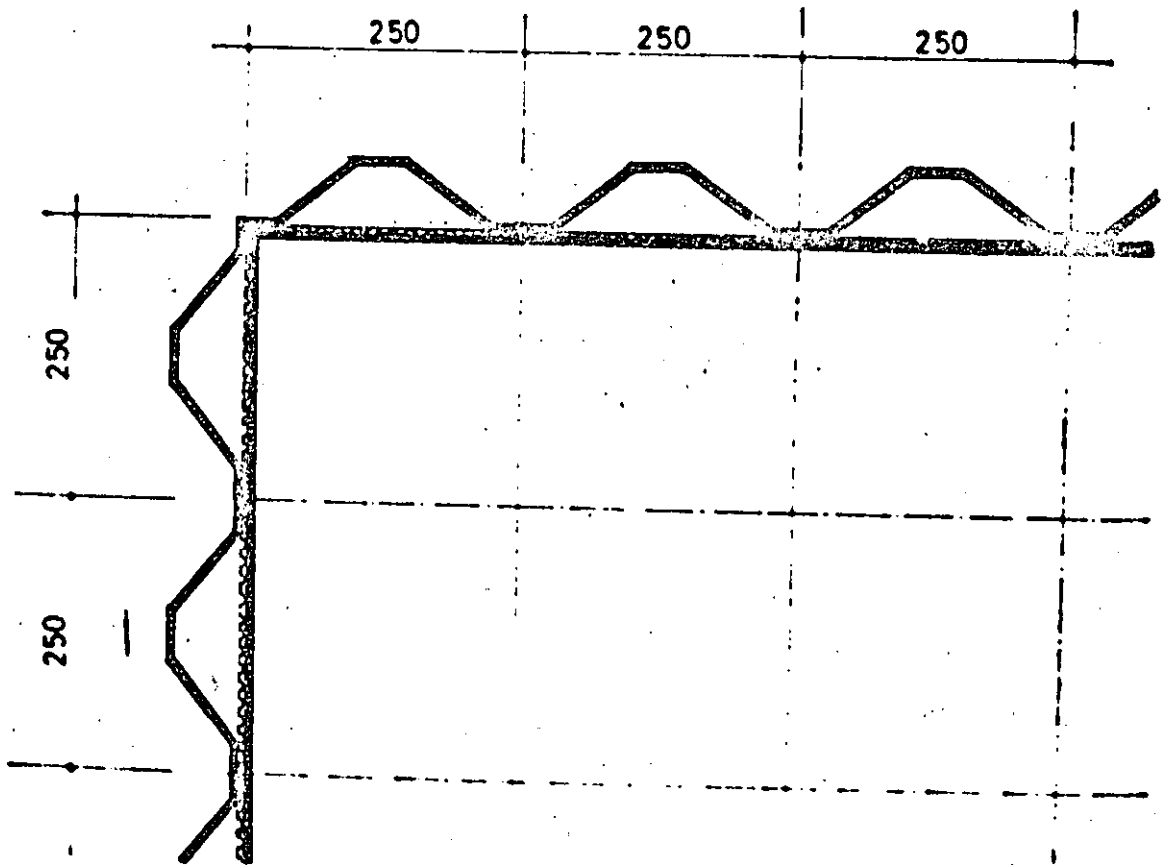
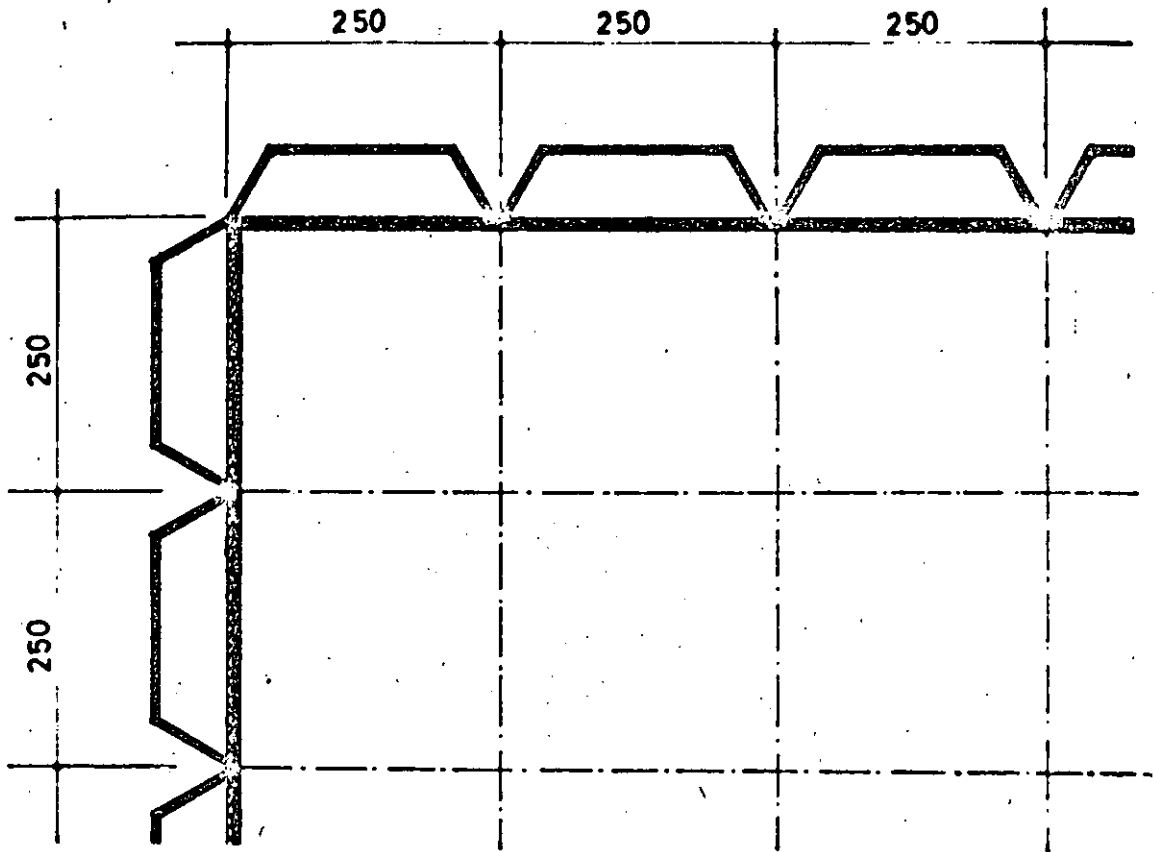
**DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.**

PREFABRICACION DE LA VIVIENDA

A n t e c e d e n t e s

Ing. Alfonso Olvera López

D I C I E M B R E, 1984



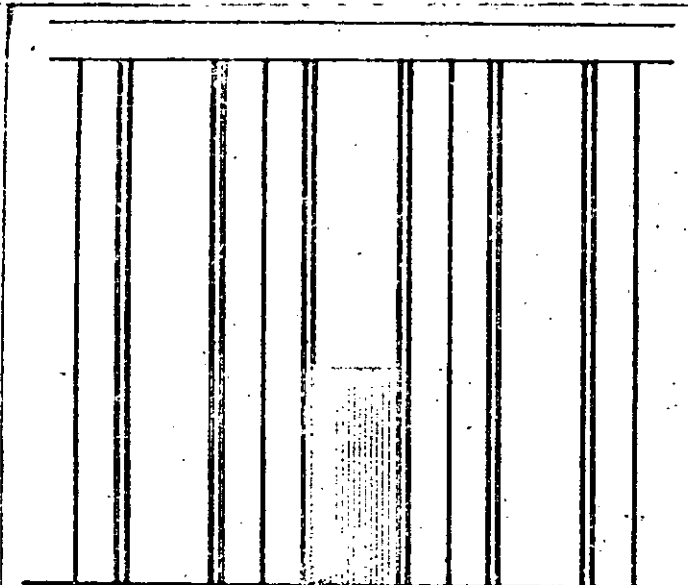


Fig. 29.—Puerta encajada en tableros «T.» de pared, entre las nervaduras.

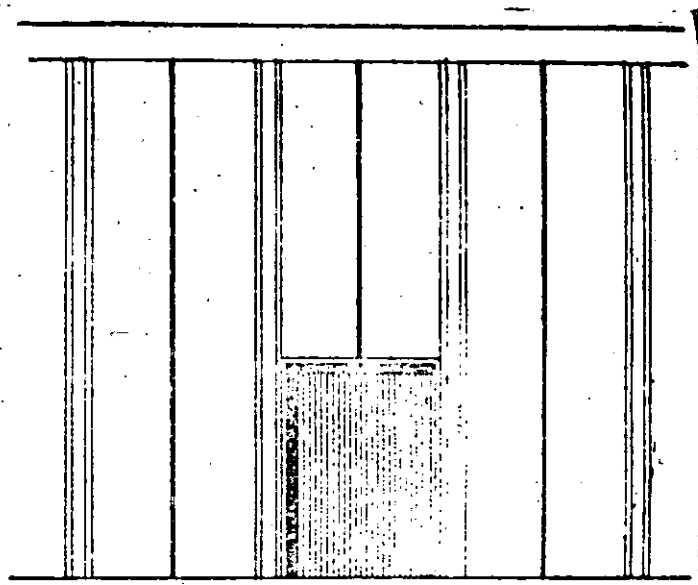


Fig. 31.—Puerta doble entre las nervaduras de tableros «T.»

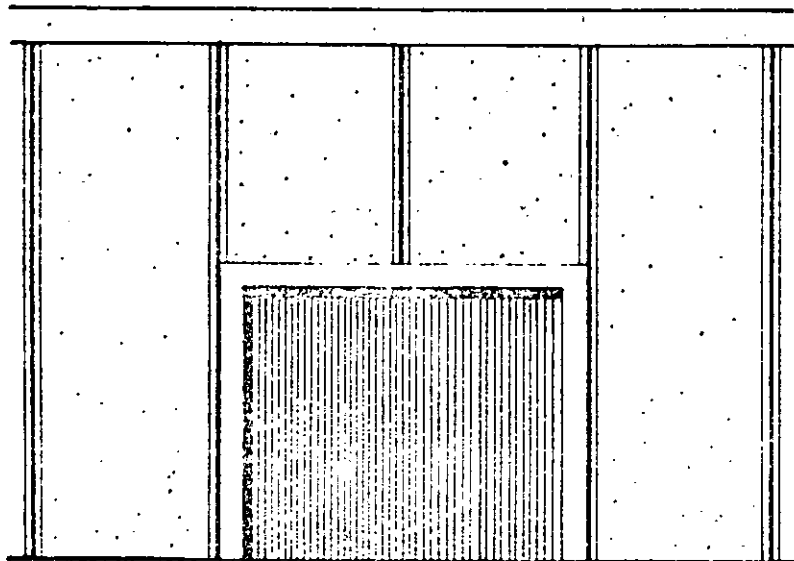


Fig. 32.—Puerta con marco empotrado, cerrando con placas «U.»

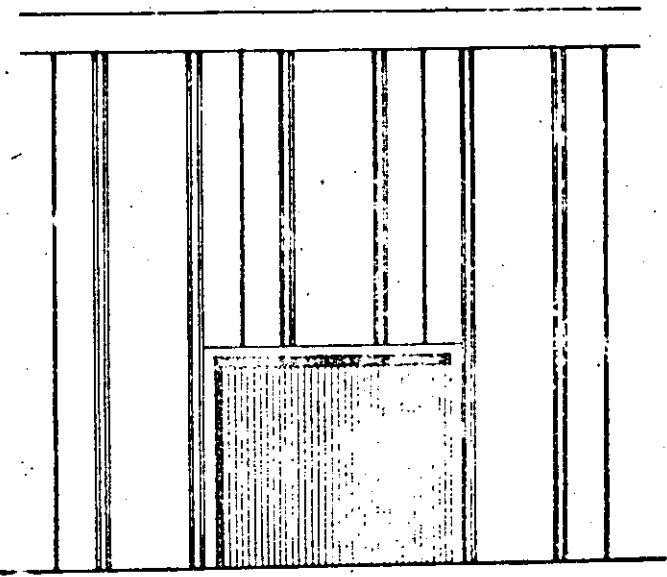
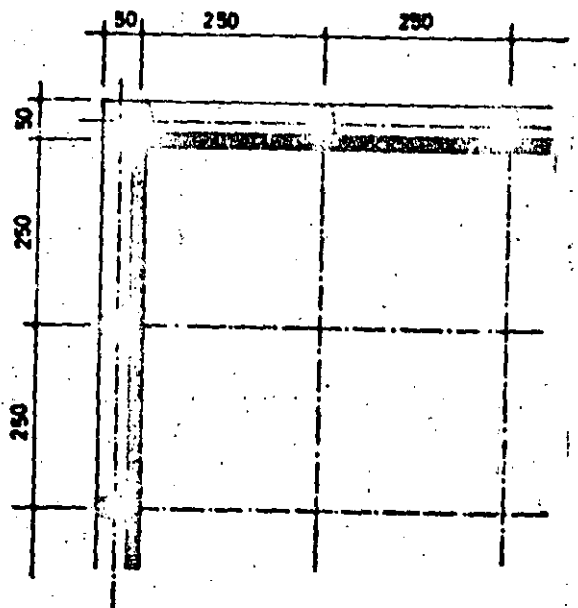
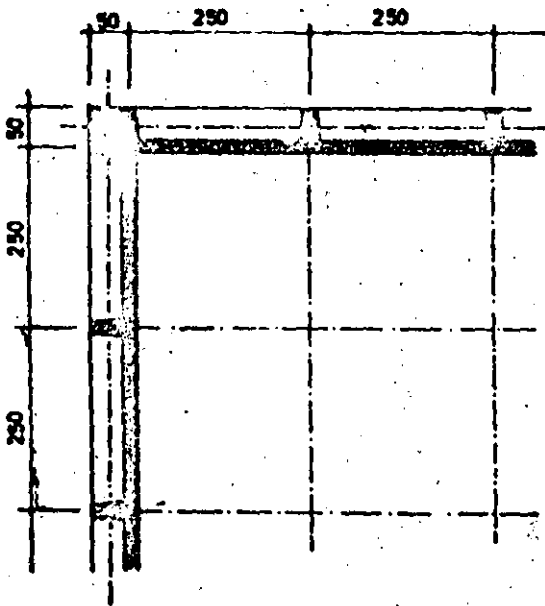
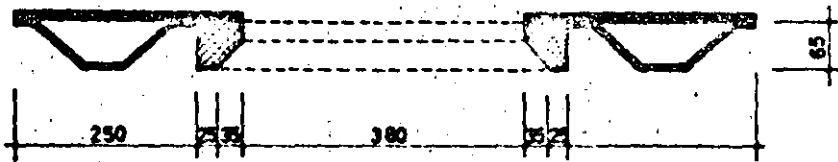
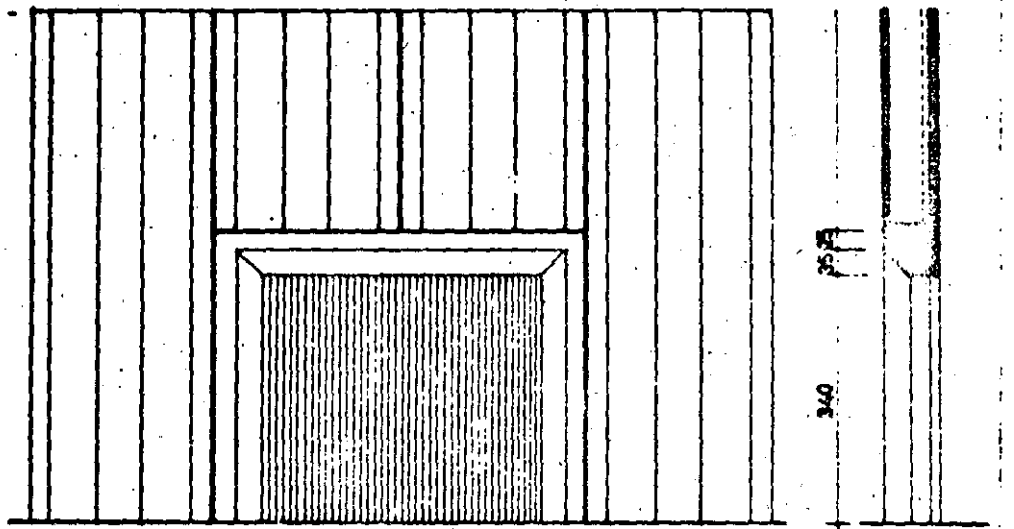


Fig. 33.—Empotramiento de un portón con pórticos de acero en tableros «T.»



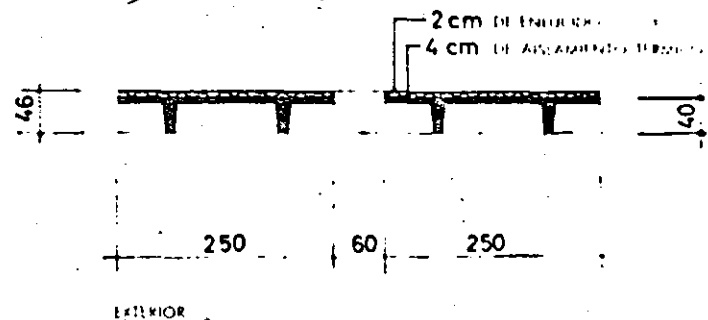
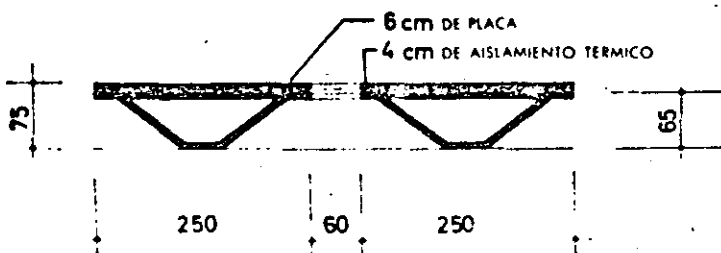
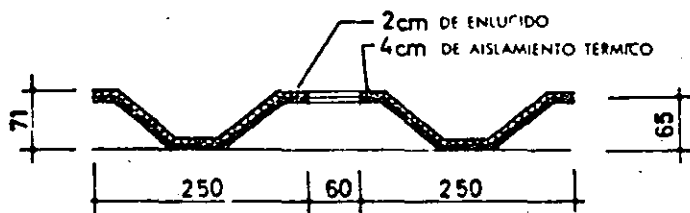
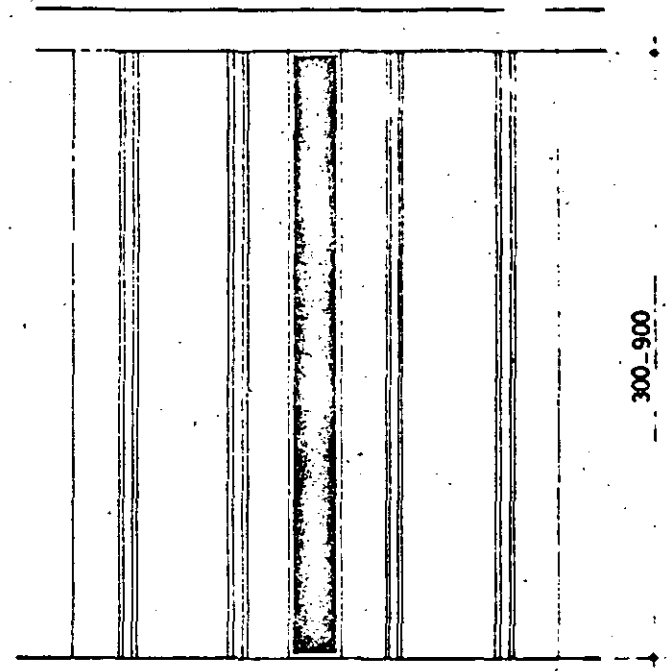
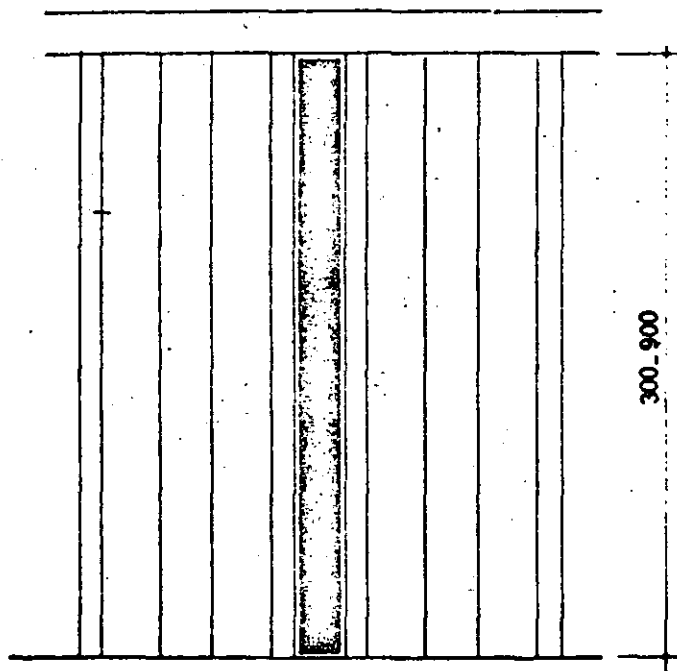
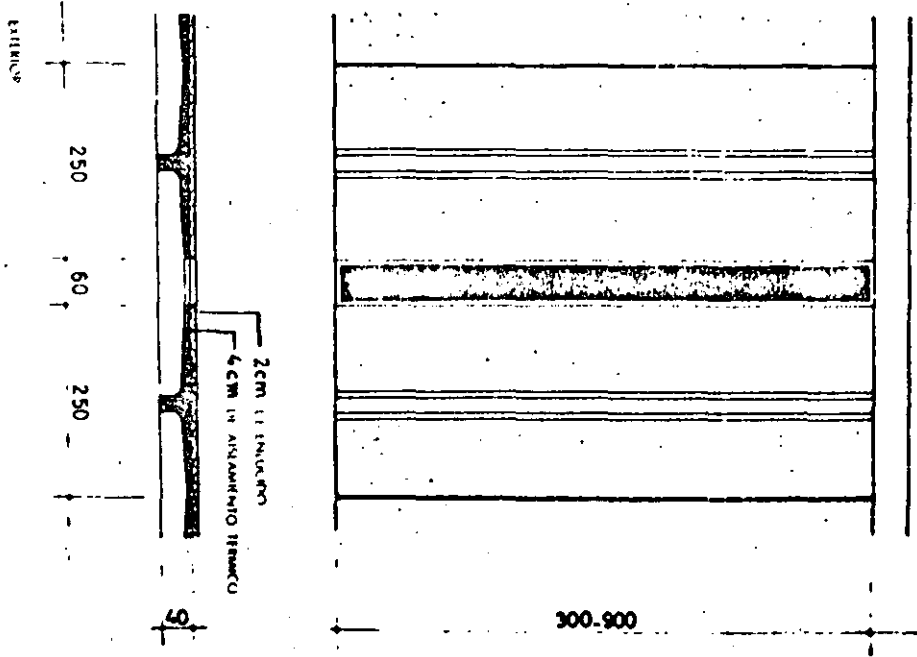
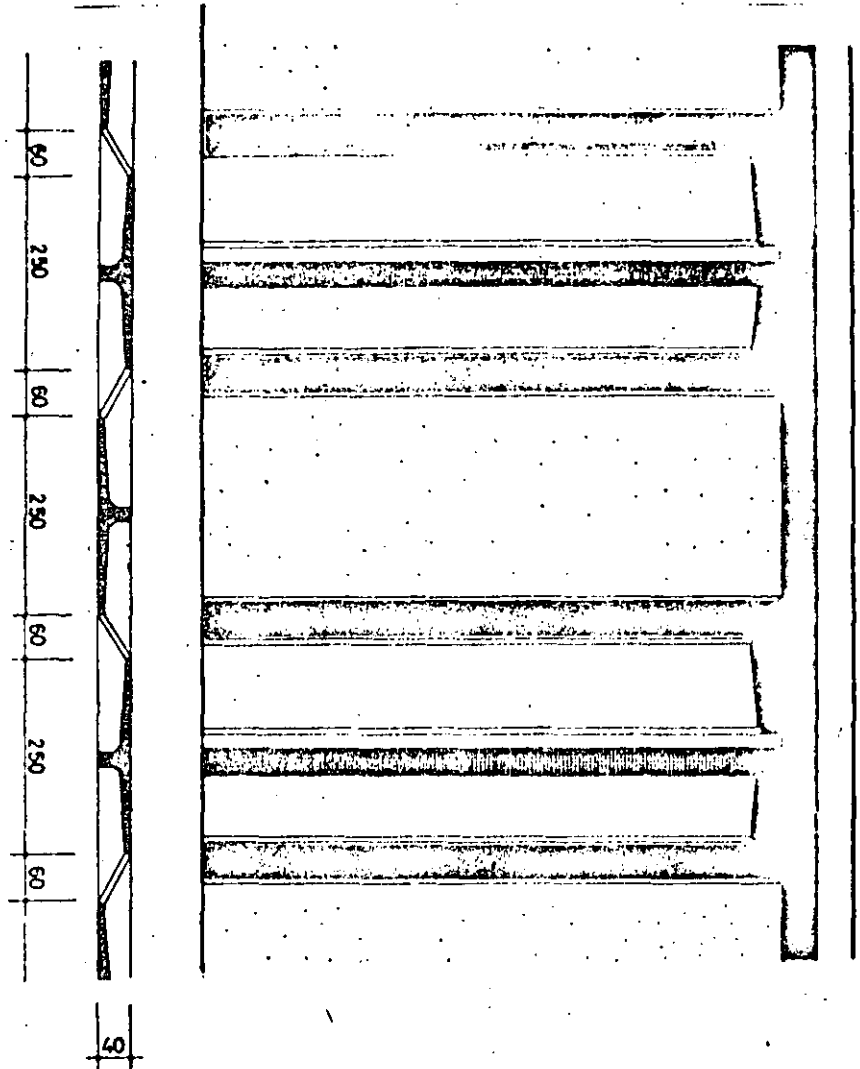


Fig. 28.—Tableros «T-T» y fajas de ventanas, alternando.



300.000

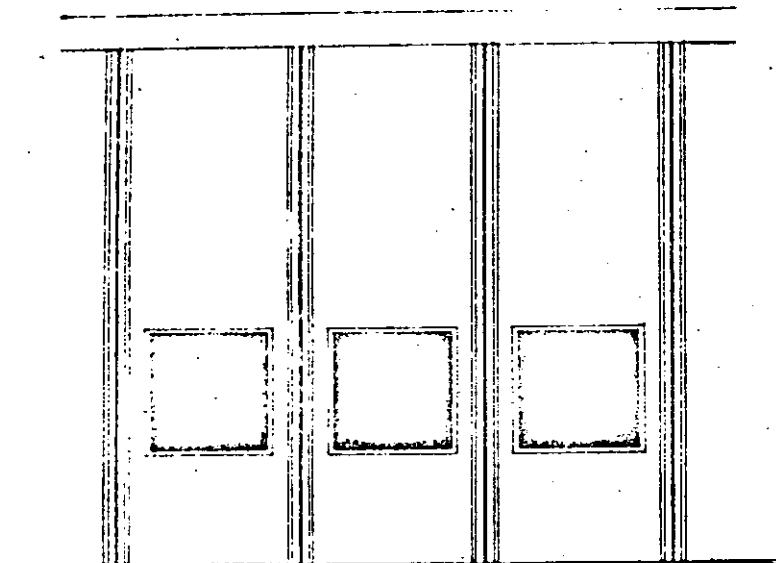


Fig. 22.—Ventana cuadrada con placas nervadas en «U».

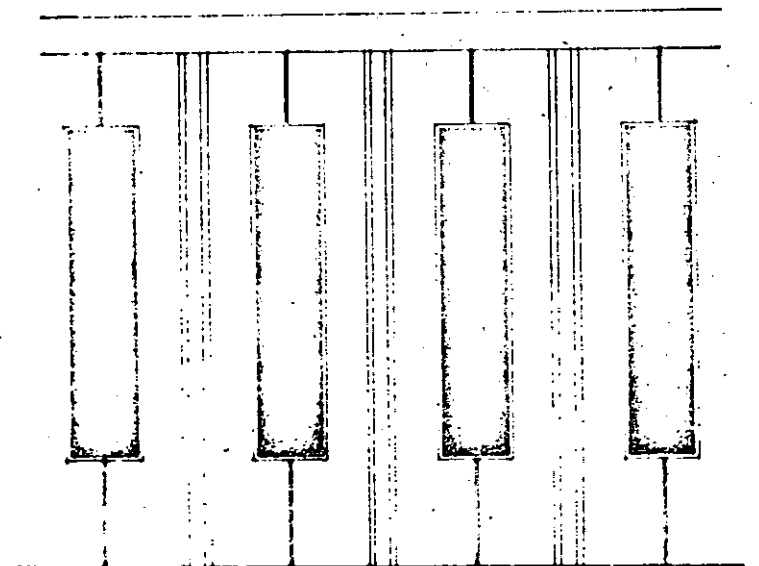
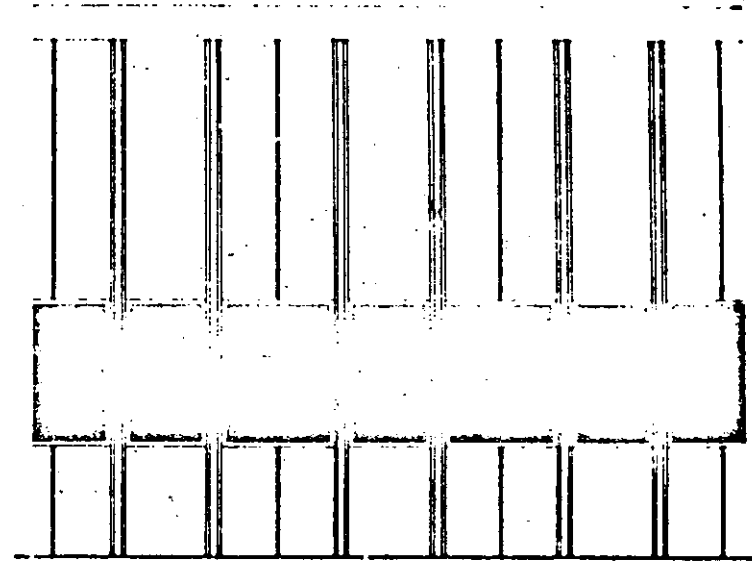


Fig. 23.—Fajas de ventanas verticales en paredes exteriores «T».

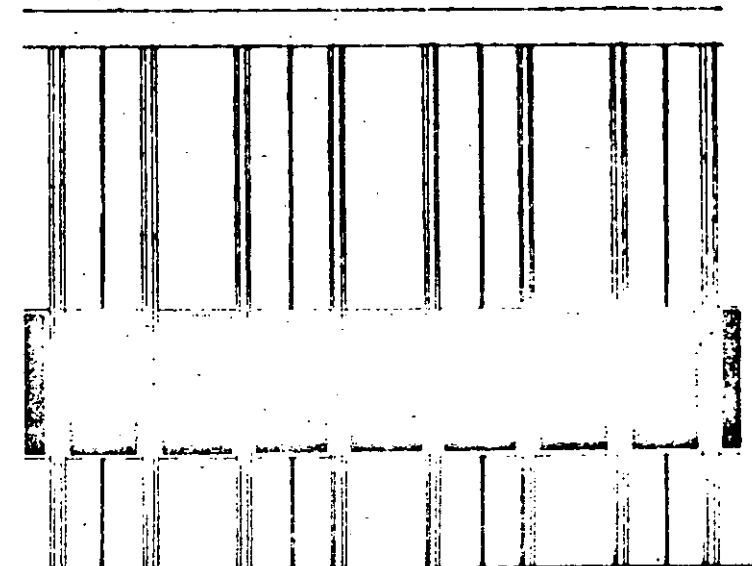
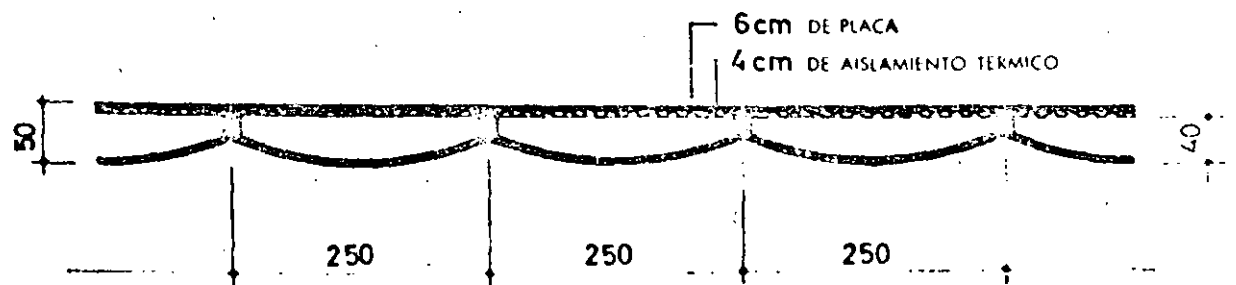
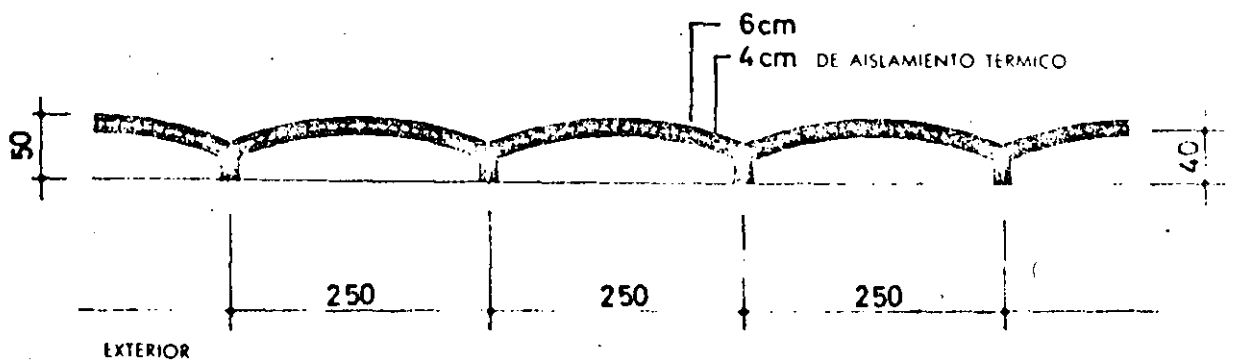
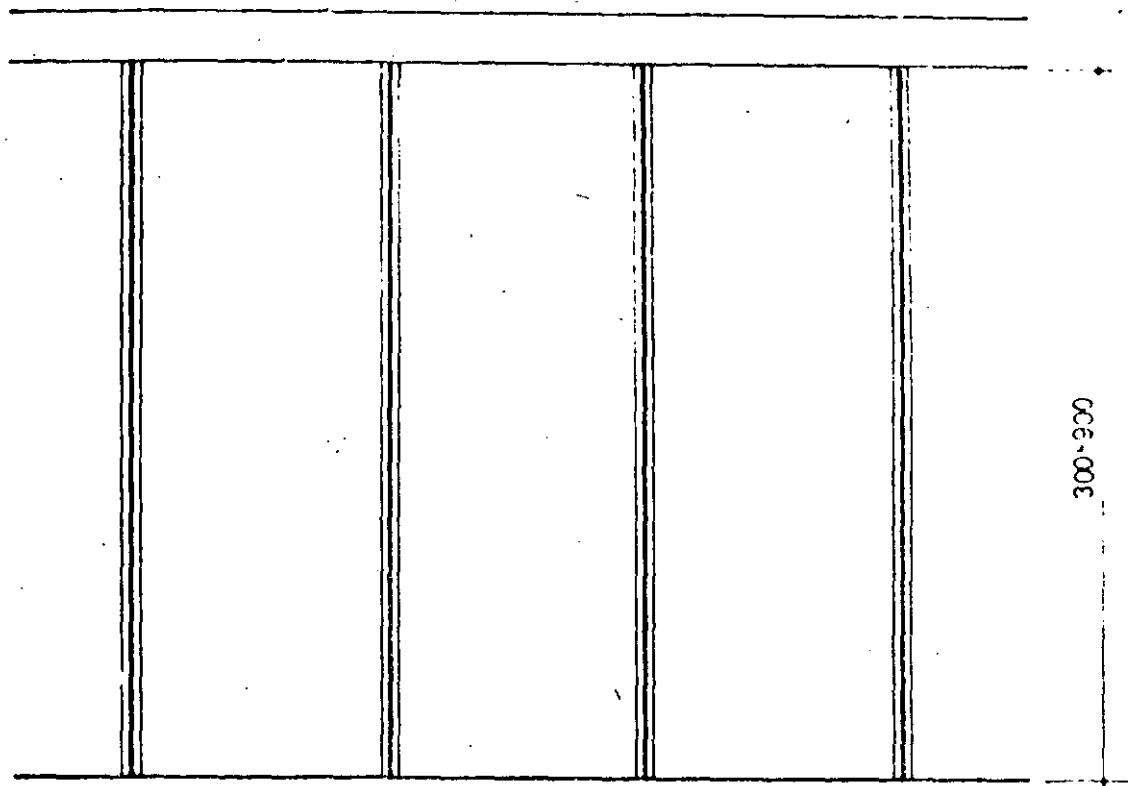
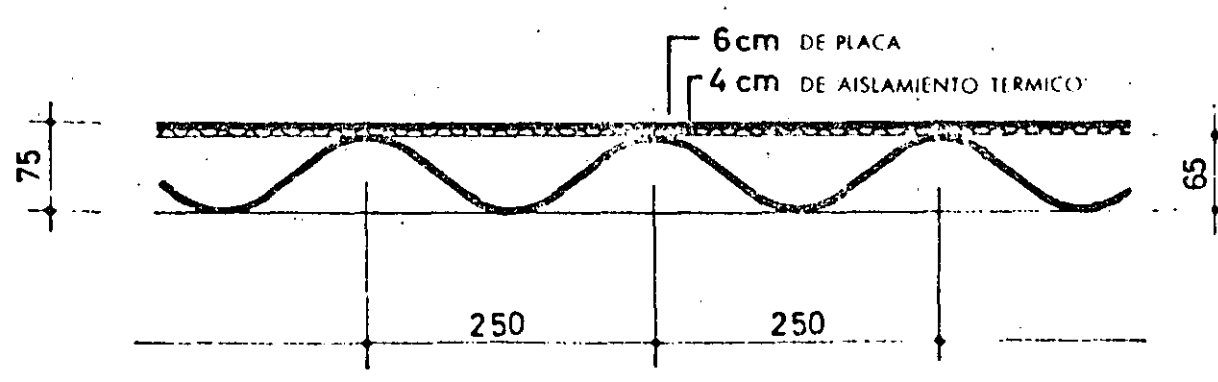
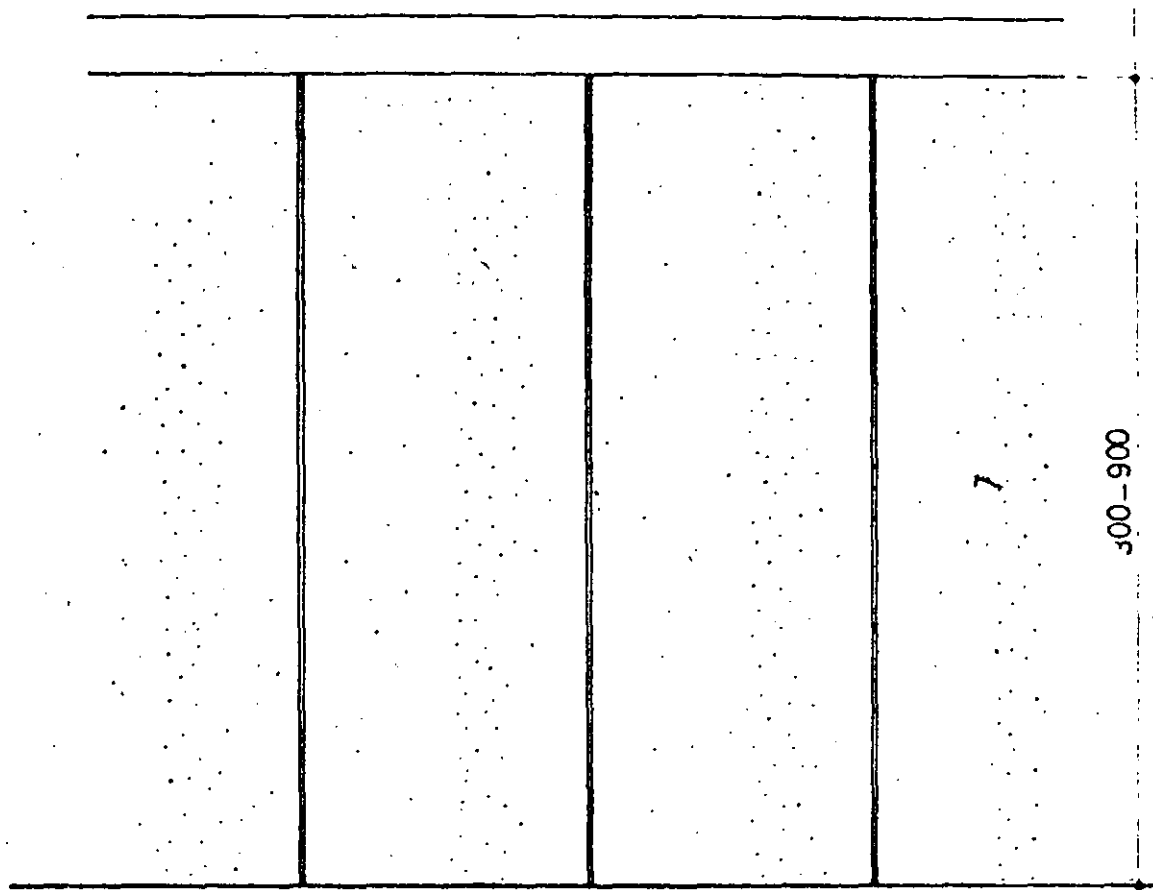


Fig. 24 a y b.—Disposición horizontal de las ventanas en tableros «T».





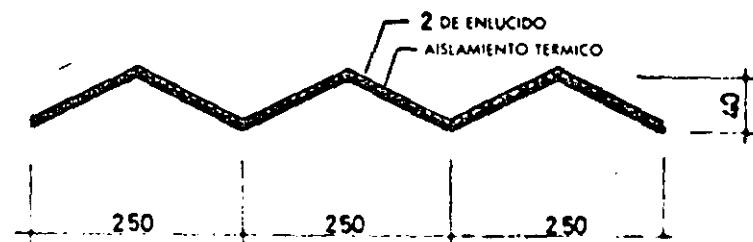
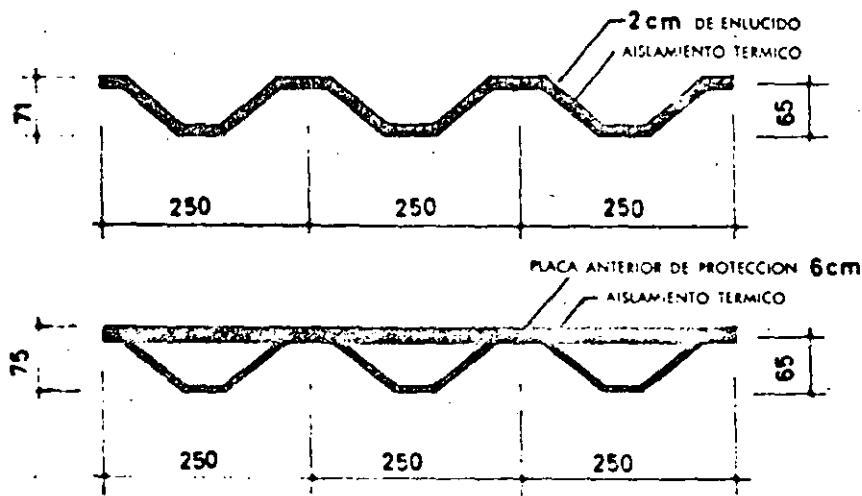
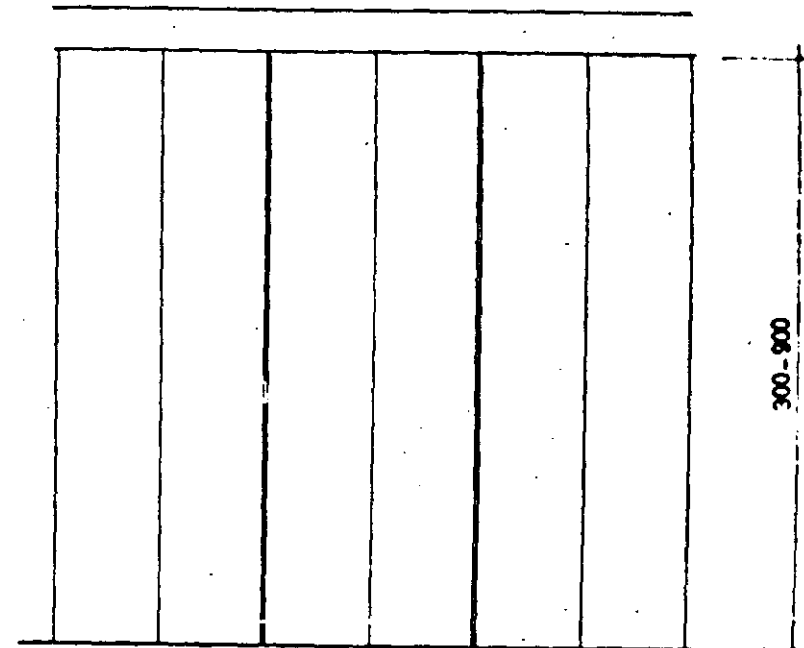
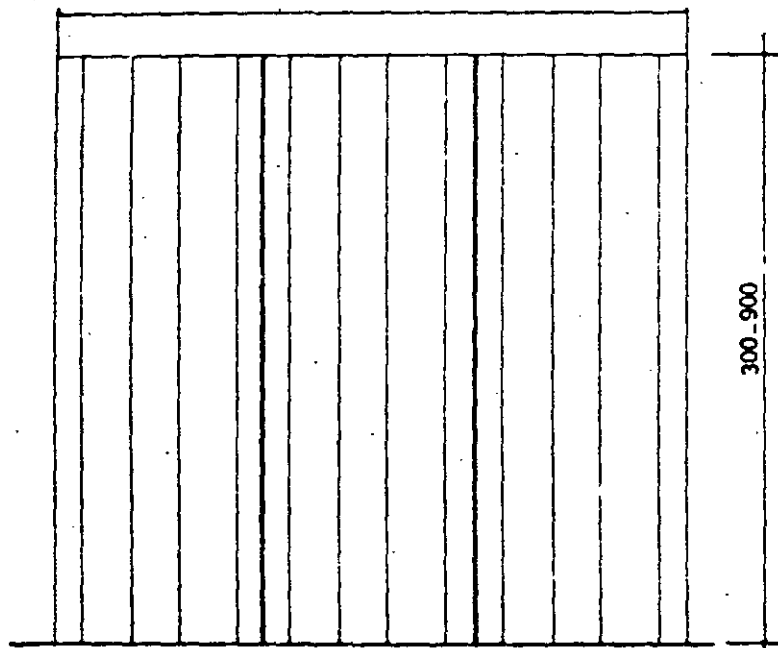
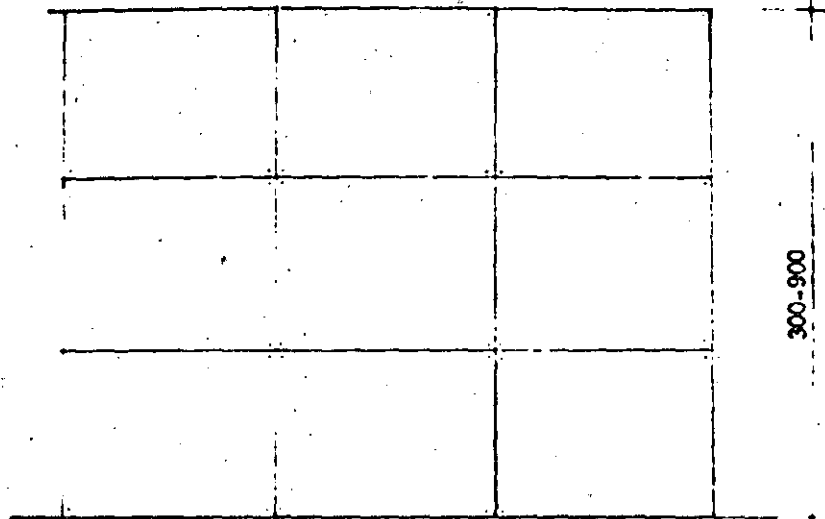
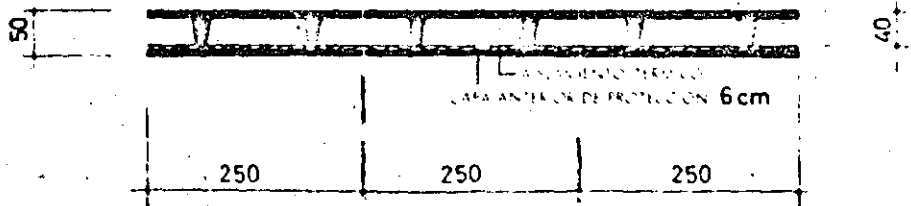
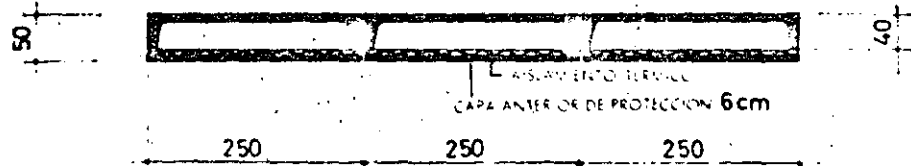


Fig. 19.—Estructura plegada en «V» con aislamiento térmico interior.

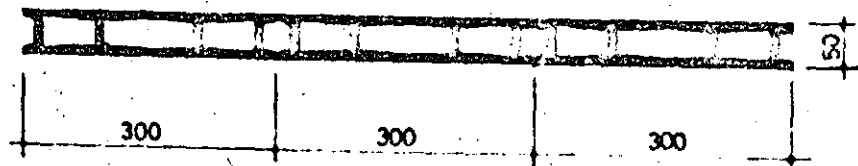


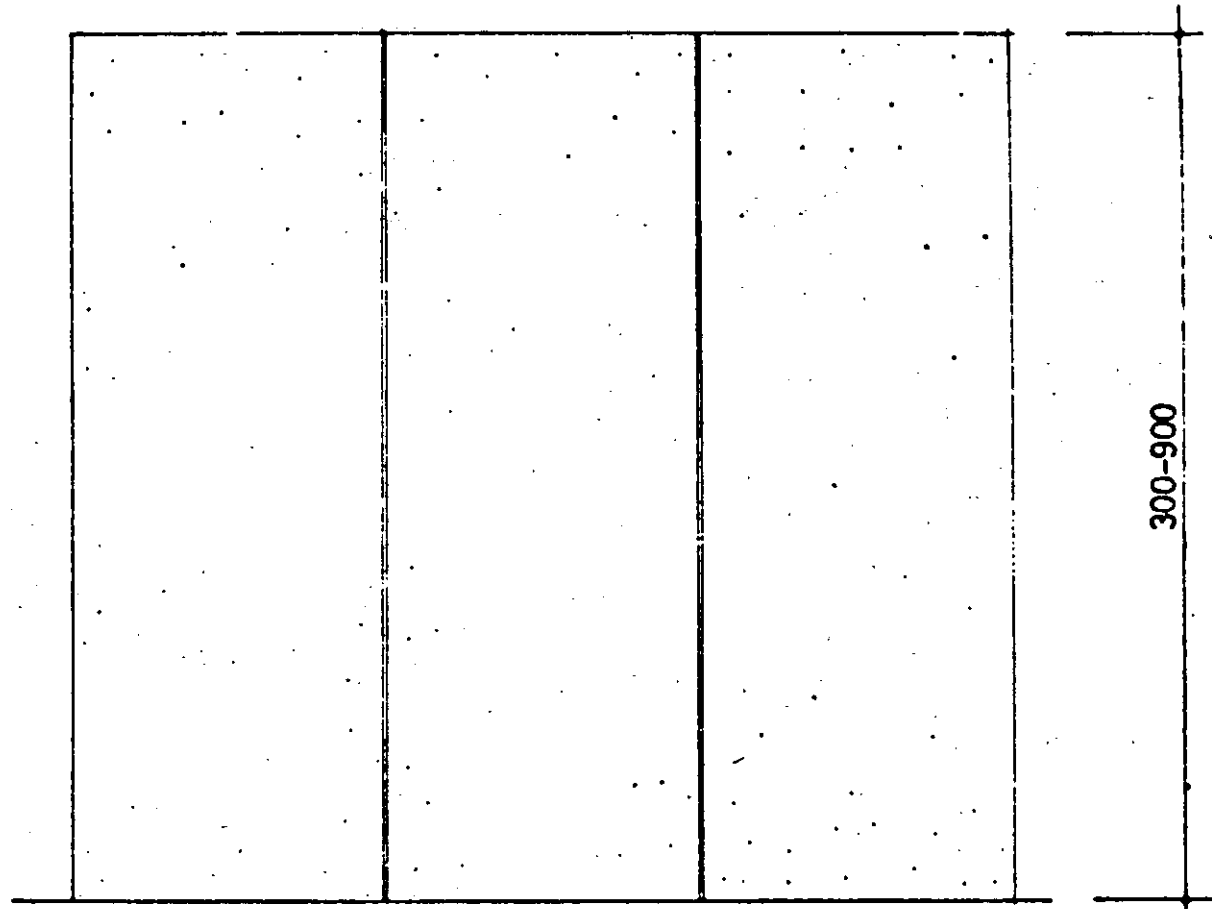
VISTA INTERIOR



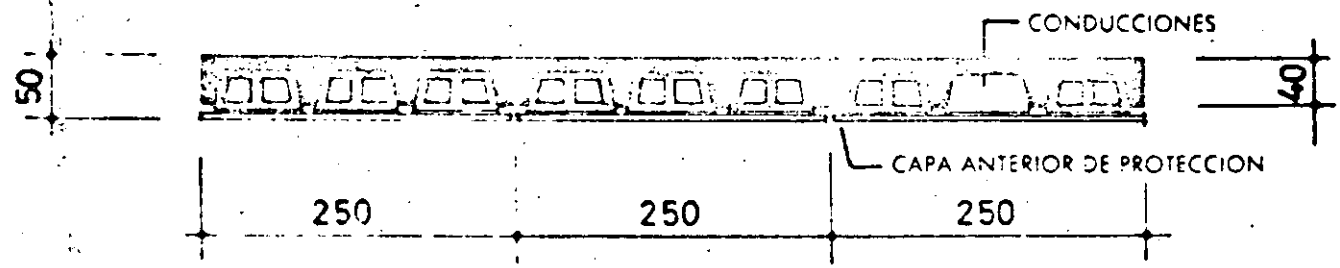
necesaria cuando haya que alojar tuberías o conductores en el espesor de las paredes (Fig. 16).

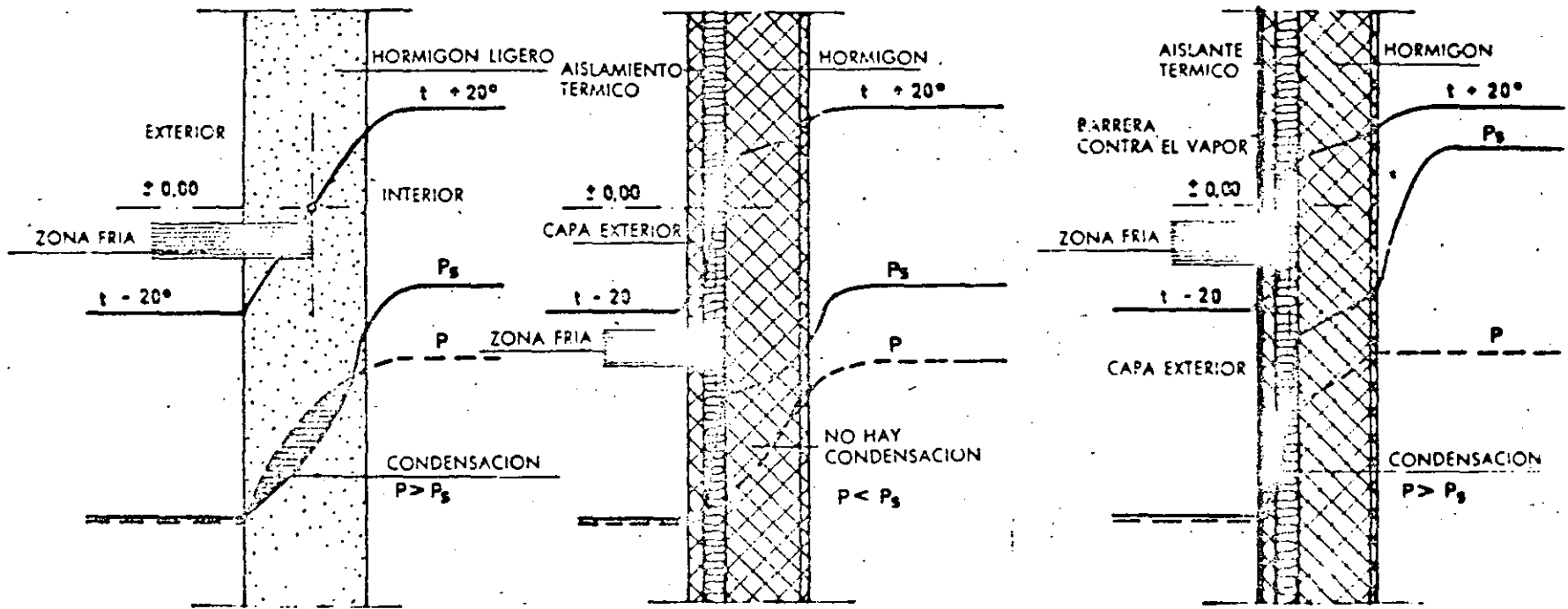
3.212 Placas huecas para tableros de pared. Se emplearán en primer lugar cuando se necesiten superficies lisas al interior y al exterior y los tableros tengan que tener un determinado espesor. Sea que convenga no llegar a grados demasiado elevados de esbeltez, sea que así lo exigen razones constructivas como, por ejemplo, en el caso en que se desee ocultar las conducciones. El aislamiento térmico es conveniente disponerlo en la cara interior y puede todavía protegerse con un enlucido. La fabricación puede hacerse disponiendo en la parte de abajo la cara exterior o la cara interior según la clase de tratamiento superficial que deba ser aplicado.

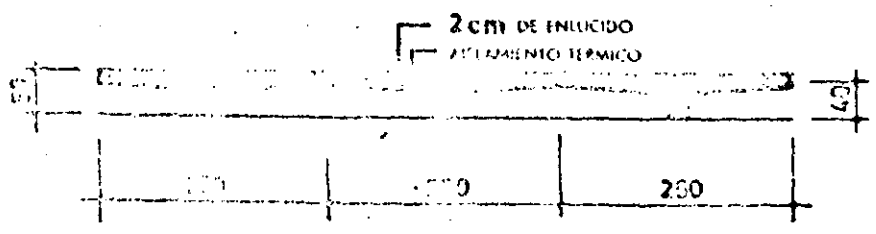
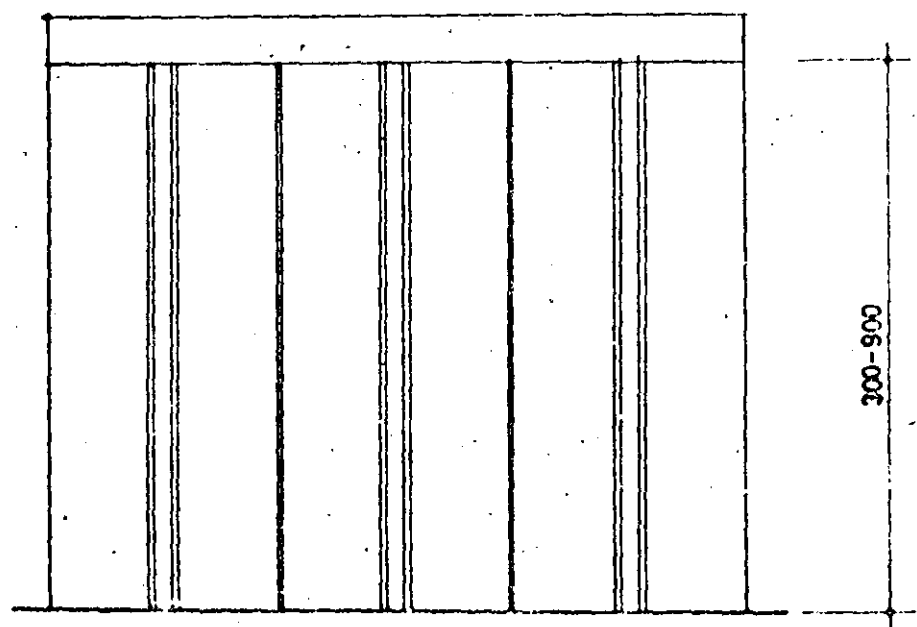
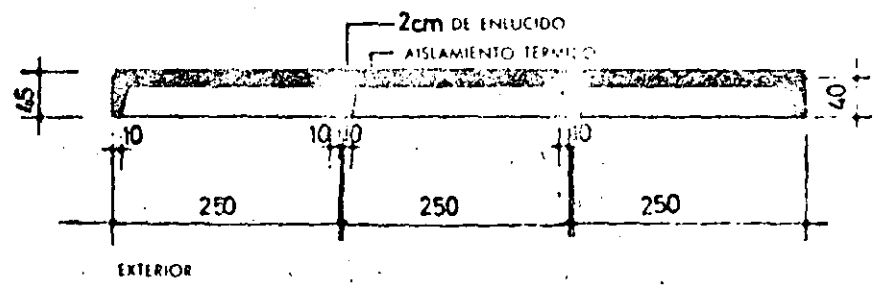
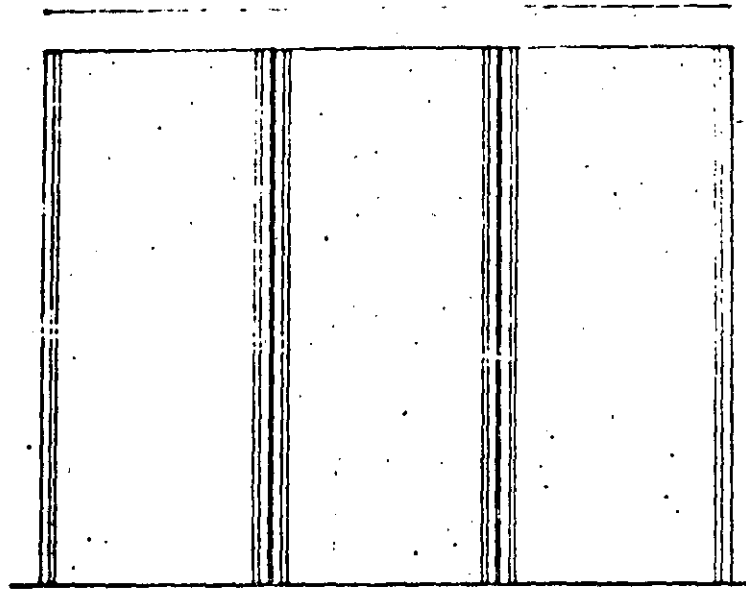


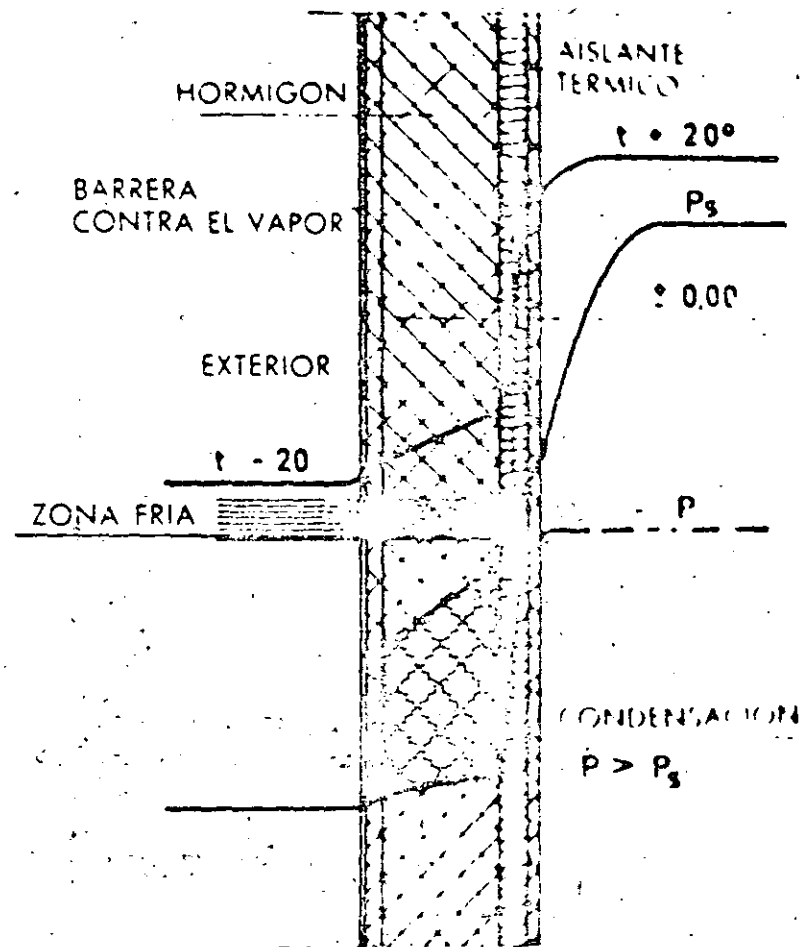
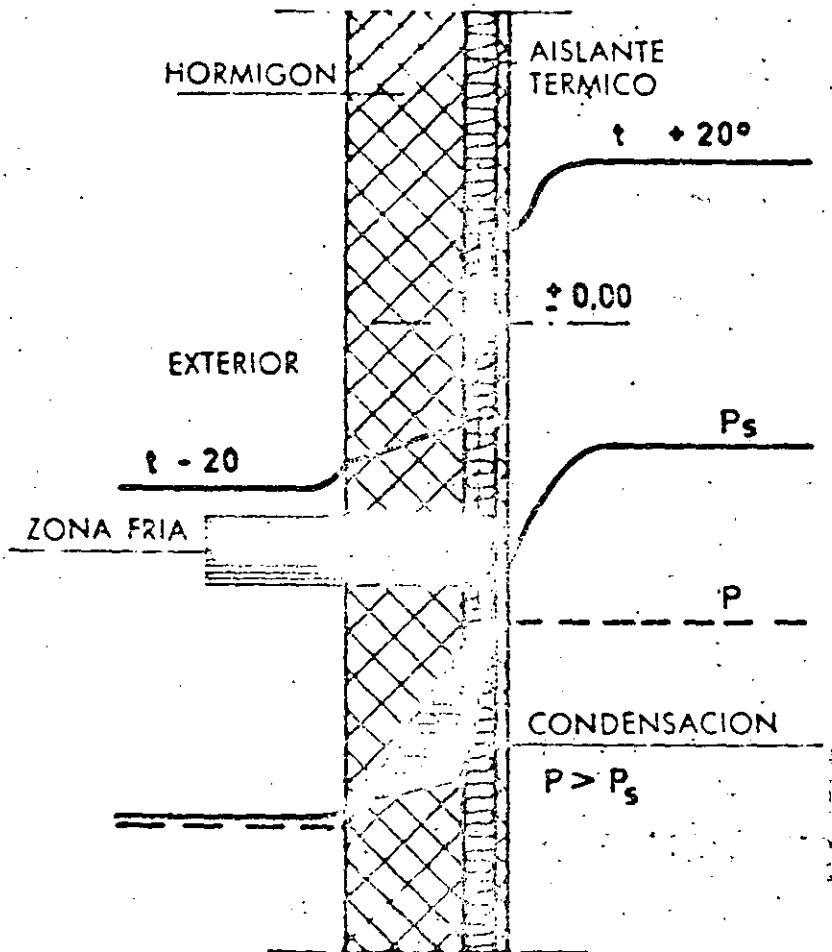


VISTA INTERIOR









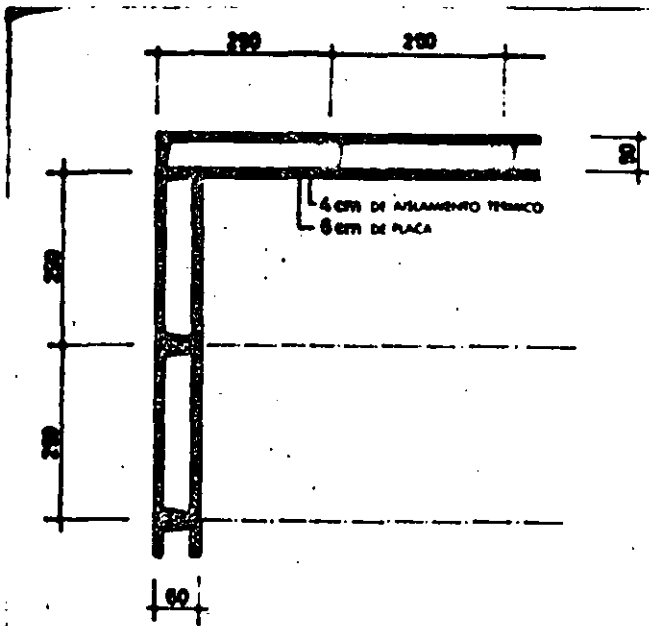


Fig. 38.—Enlaca de esquina, por placas «T».

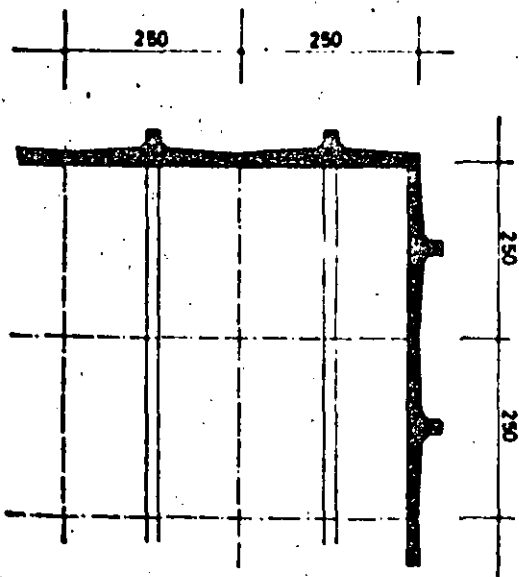
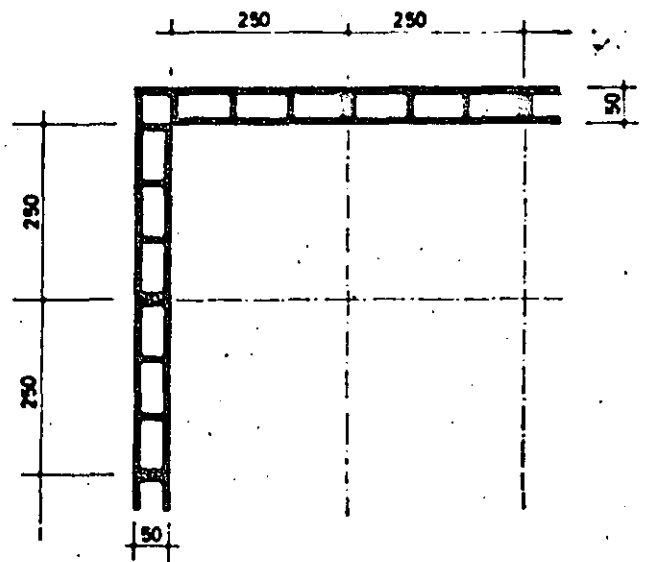
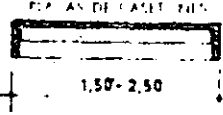
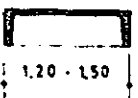
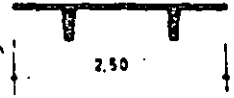
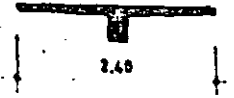
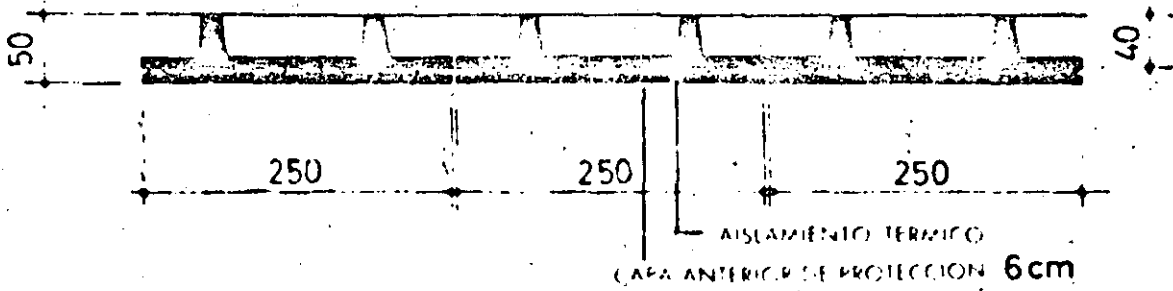
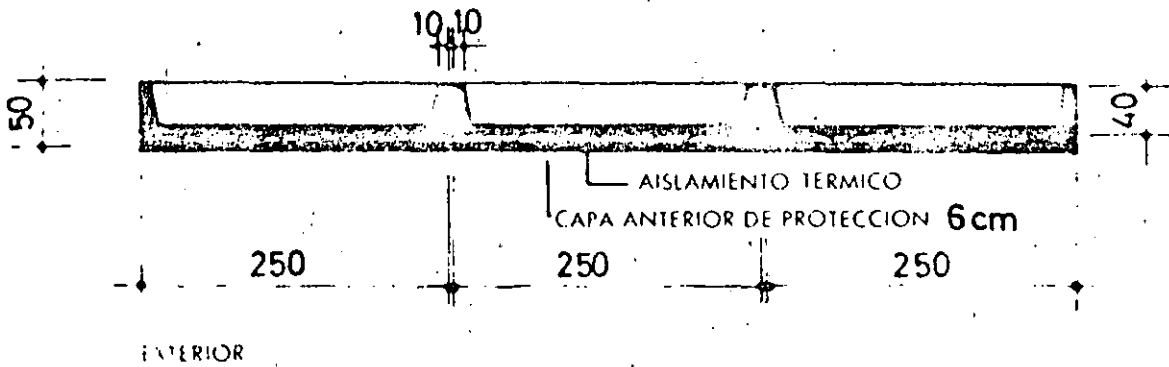
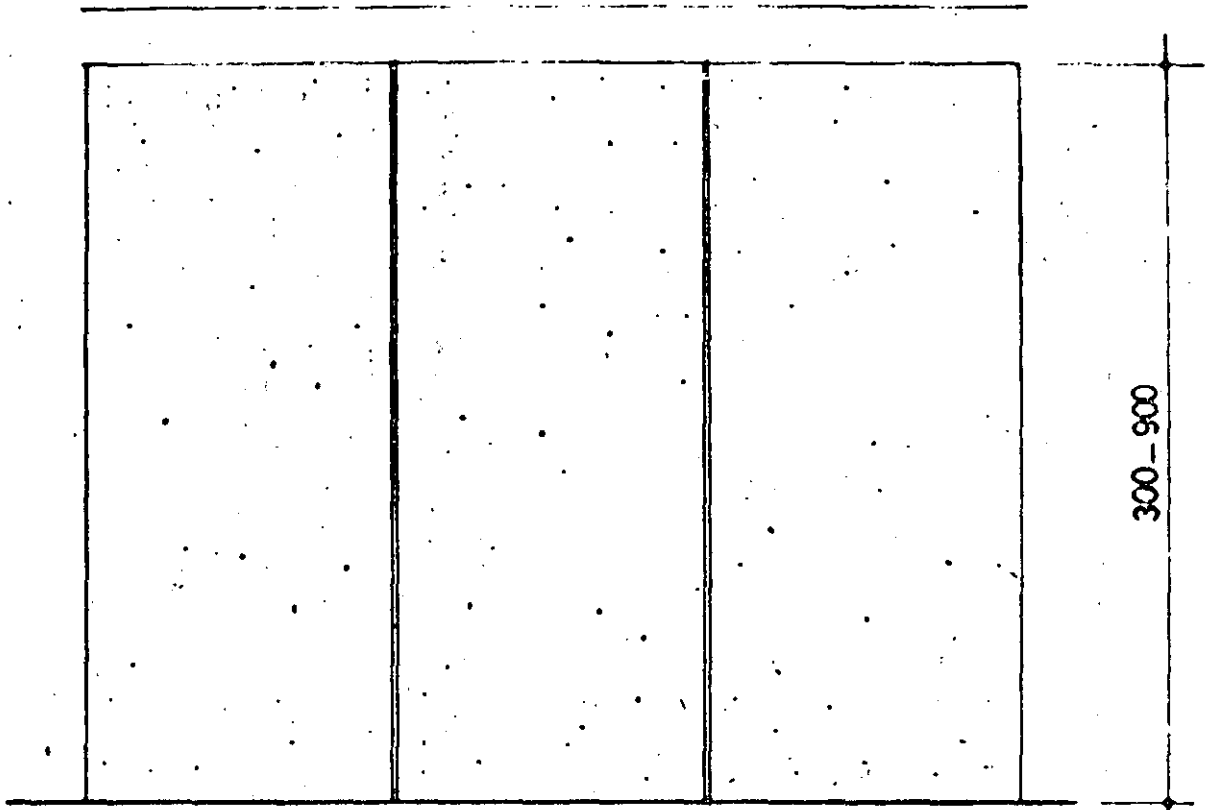
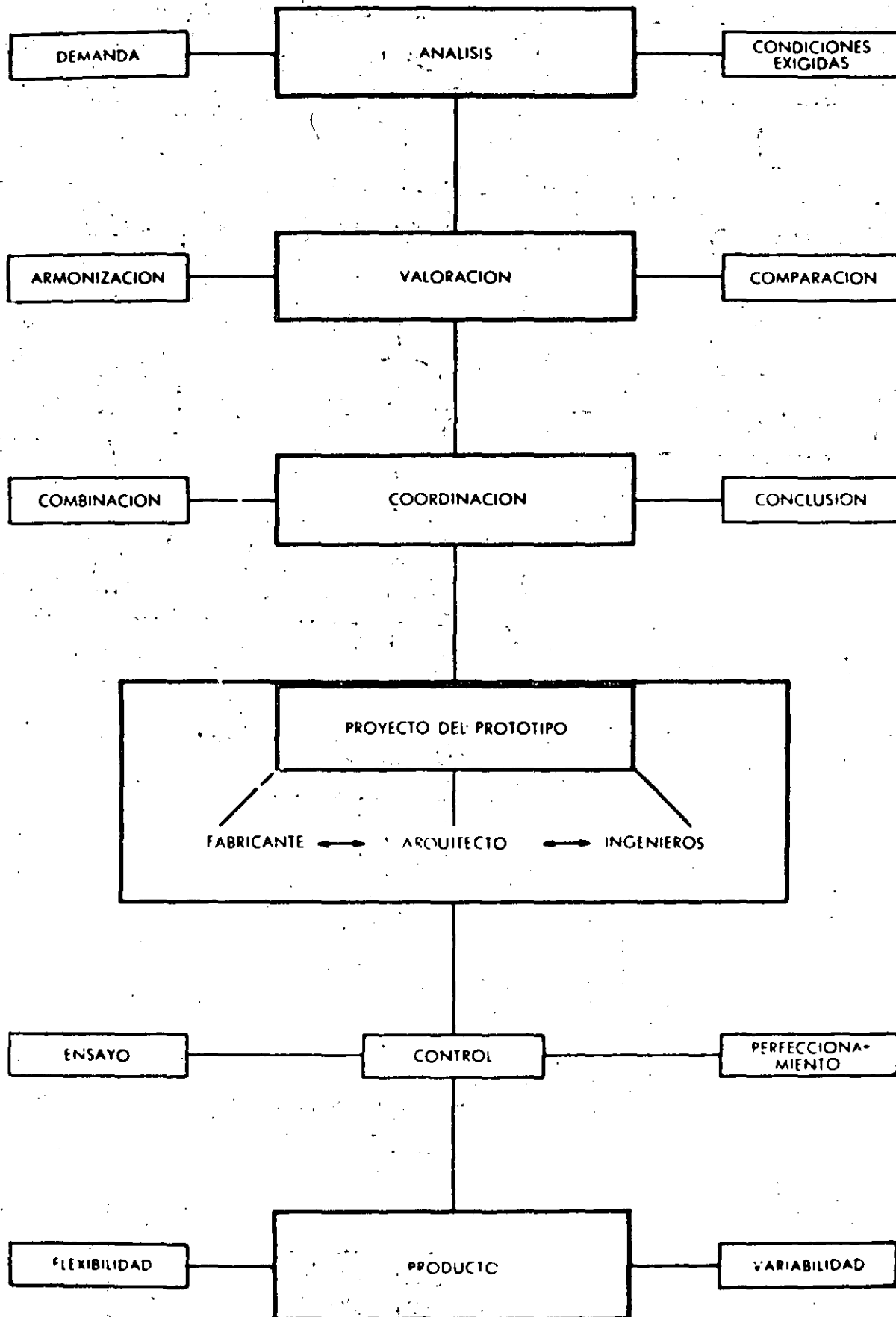


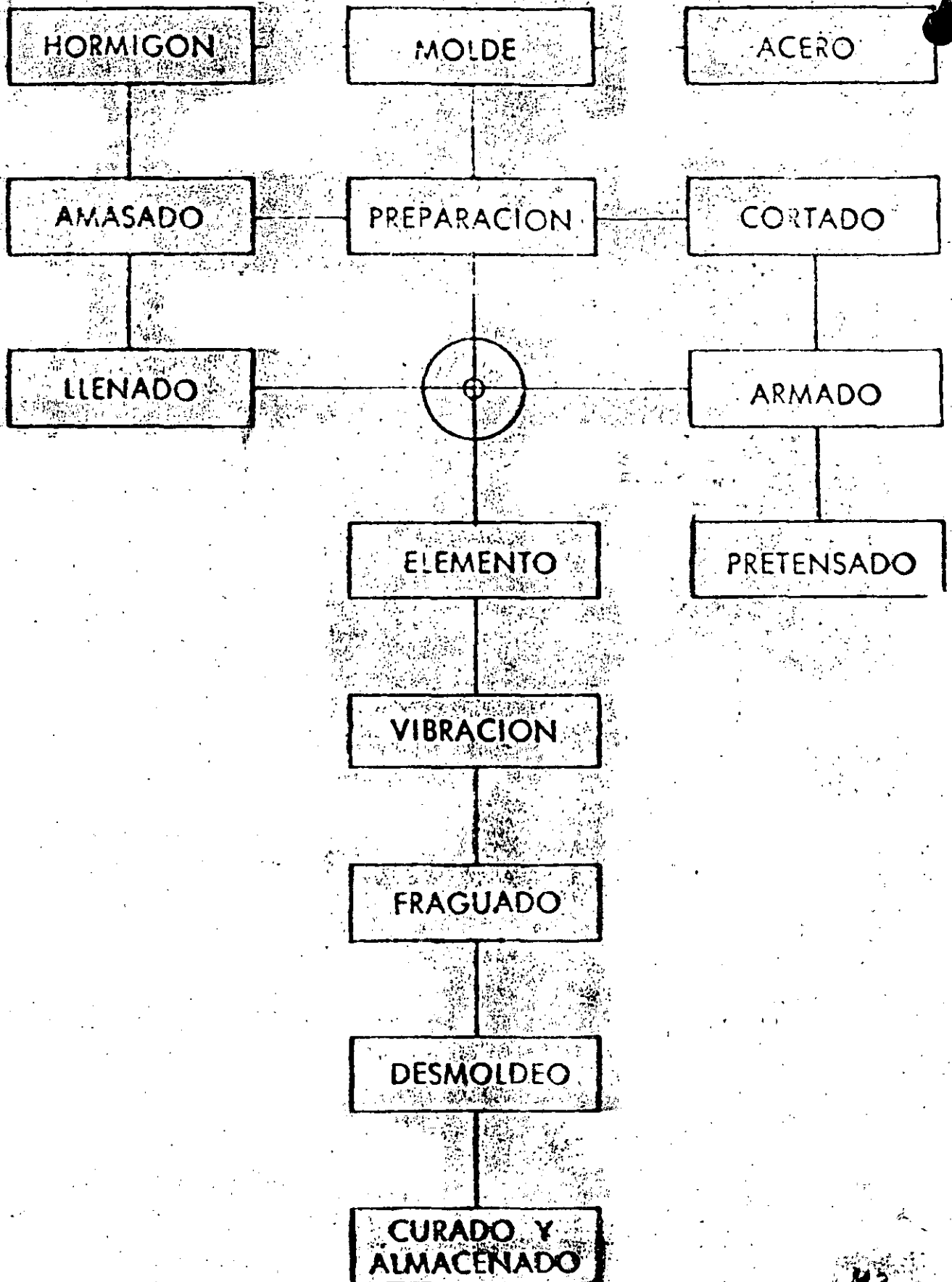
Fig. 39.—Formación de una esquina con placas huecas.



DISTANCIA ENTRE APOYOS EN METROS.		PLACAS DE CASSET PULS.	PLACAS DE ALUMINA	PLACAS DE I.I.	PLACAS DE I.I.
		 1,50-2,50	 1,20-1,50	 2,50	 2,40
6,00	Altura de constr. z (en cm)	25 a 30	20	20	30
	Peso propio kg/m ²	150	160	165	255
	Acero de pretensar kg/m ²		1,90	2,00	2,20
	Acero de alta calidad kg/m ²	6,00	2,80	3,20	3,50
9,00	Altura de constr. z (en cm)	36 a 40	30	35	40
	Peso propio kg/m ²	180	190	200	280
	Acero de pretensar kg/m ²		2,20	2,20	2,50
	Acero de alta calidad kg/m ²	7,00	3,00	3,50	3,80
12,00	Altura de constr. z (en cm)	45 a 50	35	35	50
	Peso propio kg/m ²	210	200	200	300
	Acero de pretensar kg/m ²		2,40	2,50	3,00
	Acero de alta calidad kg/m ²	8,50	3,30	3,50	3,80
15,00	Altura de constr. z (en cm)		45	50	60
	Peso propio kg/m ²		260	225	320
	Acero de pretensar kg/m ²		3,30	3,00	3,60
	Acero de alta calidad kg/m ²		3,70	3,90	3,80
18,00	Altura de constr. z (en cm)				70
	Peso propio kg/m ²				340
	Acero de pretensar kg/m ²				5,00
	Acero de alta calidad kg/m ²				4,00
24,00	Altura de constr. z (en cm)				90
	Peso propio kg/m ²				380
	Acero de pretensar kg/m ²				7,50
	Acero de alta calidad kg/m ²				4,00









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

PREFABRICACION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y VIVIENDA

TEMA: LA VIGA PREFLEX.

DR. PORFIRIO BALLESTEROS BAROCIO.
ING. MANUEL MARTINEZ PIQUERO.

Diciembre, 1984.

N O T A: DENOMINAMOS: CANTO, AL PERALTE DE LA VIGA
CARGA PUNTUAL, A LA CARGA CONCENTRADA
HORMIGON, AL CONCRETO REFORZADO
PILAR, A LA COLUMNA
ENCOFRADO, A LA CIMBRA

A52D, Equivalente al ASTM a440

la viga «PREFLEX»

1.ª parte

observación preliminar

Desde hace años se vienen utilizando, en casi todos los países de la Europa Occidental, con resultados plenamente satisfactorios, y cada vez con más frecuencia, las vigas PREFLEX para la construcción de todo tipo de estructuras: puentes para carretera y ferrocarril, viaductos, pasarelas, túneles, obras hidráulicas, edificios industriales, almacenes, edificios para viviendas, etc. En España, según nuestras referencias, por el contrario, este sistema es poco conocido.

Haciendo uso de la documentación que la S. A. PREFLEX (10, avenue Brugmann, Bruxelles 6, Bélgica) amablemente nos ha proporcionado, vamos a incluir en nuestra revista una información, bastante completa, sobre este tema que juzgamos puede ser de interés.

Dada su extensión, este trabajo lo dividiremos en dos partes. En la primera, que se publica a continuación, se resumen las principales ventajas de la "Preflexión" y se expone un método aplicable al cálculo rápido de anteproyectos en los casos corrientes. En una segunda parte que aparecerá, si es posible, en el próximo número de HORMIGON Y ACERO, se explicará un nuevo método propuesto a A. Lipski y A. Dobruszkes para calcular las vigas preflectadas con arreglo a la teoría de los estados límites.

preámbulo

Es evidente que, en la actualidad, el arte de la construcción ha evolucionado considerablemente. Por lo que respecta a la propia estructura de las construcciones, durante los últimos decenios se han desarrollado diversos nuevos procedimientos, algunos de ellos francamente interesantes.

Entre ellos, merecen destacarse, por sus notables resultados, todos aquellos que se basan en la sistemática aplicación de presolicitaciones en los elementos principales, e incluso en los secundarios, de las estructuras. Anteriormente, sólo en casos excepcionales se hacía uso de las presolicitaciones y siempre, en general, de un modo demasiado elemental y, por consiguiente, poco eficaz.

La experiencia ha demostrado que, en muchas ocasiones, estas modernas soluciones, hábilmente concebidas y convenientemente ejecutadas, permiten obtener sensibles ventajas. Con su aplicación se consigue reducir el canto de la viga y su peso propio y, al propio tiempo, se proporcionan a las estructuras una gran belleza desde el punto de vista arquitectónico.

Dichas presolicitaciones, por otra parte, acrecientan de un modo considerable la libertad creadora del proyectista en cuanto a la propia concepción de la obra y a sus proporciones.

Uno de estos procedimientos es el denominado "PREFLEX", que consiste en someter los perfiles metálicos a una preflexión especial, recubriéndolos posteriormente con un hormigón de alta calidad, generalmente en dos fases totalmente distintas.

1 - A. resumen de los principios y ventajas fundamentales de la «preflexión» de vigas metálicas, recubiertas posteriormente de hormigón

1-A/1. INTRODUCCION

Desde hace ya muchos años, la industria siderúrgica produce, con un pequeño suplemento de precio, aceros laminados de calidades sensiblemente superiores a las del acero dulce ordinario denominado en Bélgica acero A 37.

Merece destacarse, en particular, el acero A 52, cuyo límite elástico y tensión de rotura a tracción son 1,5 veces superiores a las del A 37, y cuyo diagrama característico conserva, plenamente, sin embargo, el adecuado escalón de fluencia al nivel del límite elástico y un gran alargamiento de rotura.

A pesar de ello, el uso de aceros de esta calidad o similar apenas se había generalizado, sobre-todo porque, en la mayoría de los casos prácticos, no era posible aprovechar las mejores características de estos materiales o, en otras palabras, hacerlos trabajar a las elevadas tensiones que por su alto límite elástico y gran resistencia a rotura les correspondía.

Este hecho, lamentable, se debe principalmente a las dos causas siguientes:

- a) En el caso de viguetas desnudas (no recubiertas de hormigón), el hecho de hacerlas trabajar a tensiones admisibles más elevadas (por ejemplo, a 24 kp/mm², o más, en lugar de a 16 kp/mm²) equivale, como consecuencia inmediata, a tolerar deformaciones o flechas (*) $\frac{24}{16} = 1,5$ veces mayores, puesto que el módulo de elasticidad E_s es prácticamente el mismo para todos los aceros laminados.

(*) El término flecha indica, a veces, dos conceptos distintos:

- 1) El concepto de deformación, en el punto medio de una viga, bajo la acción de una sollicitación (por ejemplo la aplicación de una carga) o a consecuencia de un fenómeno (la retracción del hormigón) o de una operación (la curvatura previa). Es decir, es una noción dinámica, de un movimiento.
- 2) El concepto de distancia máxima entre una línea curva y la cuerda que pasa por sus extremos. Esta distancia es, en realidad, el valor acumulado de las sucesivas flechas (en su primera acepción) experimentadas por una viga, a partir de su forma original, supuesta rectilínea.

Para evitar confusiones sin introducir una nueva terminología, se utilizará:

— el término "flecha" para designar el primer concepto (deformación máxima o movimiento);

— y el término "contraflecha" para designar la segunda acepción (forma de la viga en un momento determinado o distancia entre arco y cuerda; podría decirse, si no resultase demasiado largo, "flecha acumulada").

Tanto la flecha como la contraflecha se considerarán positivas, para evitar errores, cuando sean hacia abajo.

En general, la curvatura inicial de las vigas está orientada hacia arriba; se dirá, entonces, que la contraflecha es negativa.

En este caso, si no se indica de otra forma el sentido de la contraflecha, el número que exprese el valor de ésta vendrá afectado por el signo menos (—).

Cuando la convexidad está orientada hacia abajo se dirá que es positiva.

Ejemplo:

Una viga apoyada en sus extremos presenta bajo la acción de todas las cargas permanentes una "contraflecha" de — 100 mm (por consiguiente, una curvatura hacia arriba). Una sobrecarga cualquiera produce una flecha de + 60 mm (por tanto, hacia abajo). La nueva "contraflecha" será — 100 + 60 = — 40 mm (convexidad hacia arriba).

Ahora bien; es muy frecuente que aun calculándola solamente a 16 kp/mm², una viga metálica de alma llena resulte demasiado flexible y, en consecuencia, sea necesario hacerla trabajar, incluso siendo de acero A 37, a una tensión inferior a 16 kp/mm²; es decir que, en general, no es posible utilizar al máximo ni siquiera las características resistentes de este acero ordinario.

En el caso del acero A 52 el problema "flecha" o "rigidez" es, por consiguiente, todavía mucho más restrictivo, lo cual significa que la mayor parte de las veces hay que dimensionar las vigas de acero A 52 como si fueran de acero A 37.

Es necesario, además, recordar que los fenómenos de "pandeo", que tienen frecuentemente una importancia trascendental en las vigas sin recubrir, dependen también, sobre todo, de E_s, cuyo valor es igual para el A 52 que para el A 37. Por consiguiente, en general, el peligro de pandeo reduce aún más, o anula totalmente, las ventajas prácticas del primero de estos aceros con relación al segundo.

- b) En el caso de viguetas metálicas embebidas en hormigón desaparecen, generalmente, los dos motivos antes citados (grandes flechas y peligro de pandeo) que impedían sacar provecho de los aceros de alta calidad; pero presentan en cambio otro inconveniente: el hormigón no es capaz de experimentar sin fisurarse los alargamientos del acero al que está adherido, cuando estos alargamientos corresponden a una tensión del orden de 7 a 10 kp/mm² (en estos casos, por hipótesis, todos los esfuerzos de tracción son absorbidos exclusivamente por el acero).

Por razones económicas se admite, generalmente, una tensión de 14 kp/mm² en el acero en contacto con el hormigón, aunque esto suponga, como es natural, prescindir del adecuado margen de seguridad a fisuración. Pero aún así, una vez más resultará completamente inútil recurrir al empleo de aceros de alta calidad que permitan trabajar, por ejemplo, a tensiones de 24 kp/mm², o superiores, a menos que se pueda aceptar la presencia de una amplia fisuración.

1-A/2. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE LA VIGA PREFLEX

El procedimiento PREFLEX elimina totalmente los inconvenientes antes citados.

Este resultado se consigue gracias a una "preflexión", es decir, sometiendo la *viga metálica desnuda* a una flexión artificial muy fuerte, en el mismo sentido que la prevista en servicio y recubriendo a continuación, de hormigón, únicamente la zona de tracción de la viga metálica (hormigón b₁).

La viga se mantiene flectada hasta que el hormigón ha endurecido y queda bien adherido al acero. Entonces, se libera la viga del dispositivo que la mantenía en flexión, con lo que se provoca una *fuerte precompresión* del hormigón de recubrimiento y una flecha "de retorno" sensiblemente menor, en valor absoluto, a la de flexión.

Se comprende que una nueva puesta en carga de la viga (por ejemplo al entrar en servicio):

- 1.º Descomprime el hormigón (b₁) sin que aparezcan en él tracciones o, todo lo más, siendo éstas muy pequeñas; por consiguiente, no hay fisuras.
- 2.º Provoca una nueva flecha, del orden de la que se origina al liberar la viga, pero mucho menor que la de flexión; en consecuencia, aumenta su rigidez.

Frecuentemente, esta rigidización se aumenta aún mucho más recubriendo de hormigón las partes de la viga metálica que no se hormigonaron en la primera fase; es decir, en el periodo comprendido entre la preflexión y el desbloqueo.

Este hormigonado complementario (hormigón b_2) se aprovecha, en general, para constituir una losa superior, necesaria, por otra parte, para formar la superficie de rodadura del puente o el forjado del edificio. Proporciona además a la estructura un monolitismo que, desde el punto de vista resistente, resulta muy eficaz.

1-A/3. VENTAJAS DE LA VIGA PREFLEX

No es posible, dentro de los reducidos límites de este trabajo, ni siquiera reseñar brevemente todas las ventajas, tanto teóricas como prácticas, de este sistema. Por consiguiente, se mencionarán únicamente sus principales características que son las siguientes:

a *Economía de material.*—El hecho de poder aprovechar plenamente el acero de alta calidad haciéndolo trabajar a su elevada tensión admisible origina, como consecuencia, una fuerte reducción en el peso de acero (y, por lo tanto, también de hormigón) que es preciso utilizar. Por otra parte, esta reducción es mucho más importante de lo que a primera vista pudiera parecer, porque:

- 1.º La tensión admisible del acero A 52 puede, sin riesgo alguno, elevarse hasta el 0,8 de su límite elástico, es decir, a 28,8 kp/mm² aproximadamente (y no sólo al 0,67 de dicho límite, o sea, 24 kp/mm²), ya que:
 - α) Por el propio proceso de fabricación, cada viga metálica utilizada, antes de añadirle el hormigón, se ensaya íntegra y automáticamente a una carga equivalente a la máxima de servicio prevista. En otras palabras, todas las tensiones máximas (o peligrosas) originadas por los momentos flectores y esfuerzos cortantes a que habrá de verse sometida la viga durante su vida de servicio se alcanzan o sobrepasan durante el ensayo que constituye la operación de "preflexión".
 - β) El margen de oscilación de las tensiones del acero bajo la acción de las sobrecargas se reduce considerablemente, con lo cual disminuye en gran parte el peligro de rotura por fatiga.
 - γ) Las tensiones internas, frecuentemente muy elevadas, de los perfiles metálicos laminados o de las vigas compuestas constituidas por chapas soldadas se eliminan casi por completo gracias a la "preflexión".

Como consecuencia de cuanto queda expuesto, la relación entre las tensiones admisibles en el acero de las vigas PREFLEX y en el de las viguetas metálicas corrientes recubiertas de hormigón alcanza, por lo menos, el valor: $\frac{28,8}{14} = 2,06$.

- 2.º En realidad la reducción en el peso de acero necesario es todavía superior al 2,06 como consecuencia de la disminución en el valor de las solicitaciones a que da origen el menor peso propio de las vigas. En definitiva, ocurre en la práctica que el ahorro en la cantidad de acero no suele ser inferior a 2,5 y, con frecuencia, llega hasta 3,5 (en estructuras de 20 a 50 m de luz en las cuales la influencia del peso propio es muy grande).

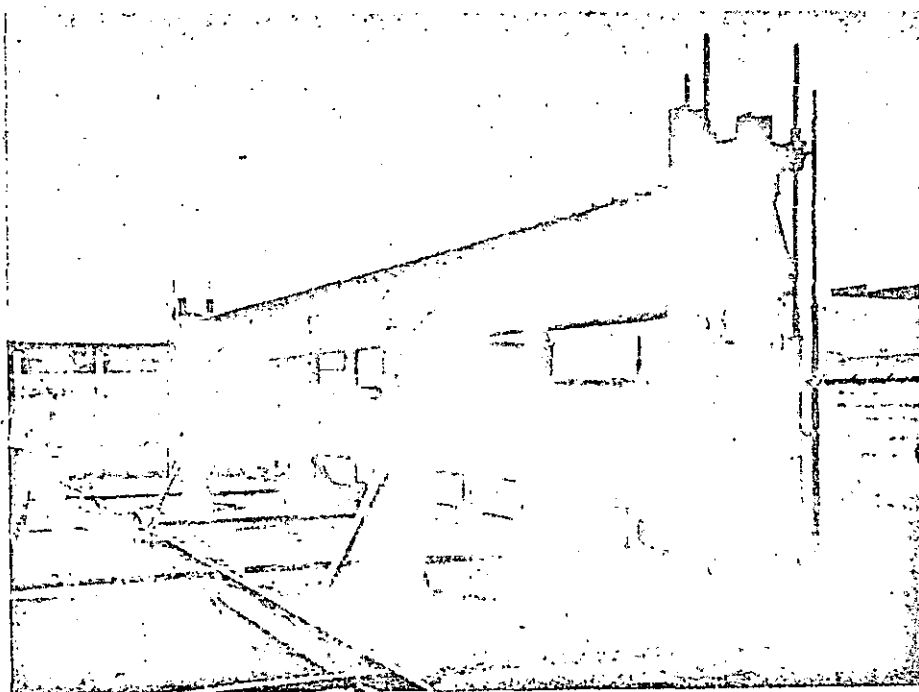
b

Extraordinaria seguridad.—En los casos normales es prácticamente imposible que se rompa una viga PREFLEX (ocurre lo mismo, por otra parte, con las vigas metálicas corrientes recubiertas de hormigón).

Al ir aumentando la carga que actúa sobre una viga de este tipo se llega, en general, a una carga *máxima* (pero no de rotura) que se caracteriza por el hecho de que pequeños suplementos de carga originan aumentos muy grandes de flecha.

Se obtienen así flechas enormes, y el único elemento que se rompe (en realidad, que se fisura) es el hormigón de la zona en tracción; pero la viga metálica, poderosamente auxiliada, por otra parte, por el hormigón en compresión (que aumenta el brazo de palanca de los esfuerzos internos e impide cualquier manifestación del fenómeno de inestabilidad lateral), forma con este hormigón un conjunto indestructible a menos que se desprenda el hormigón o fallen los apoyos.

Estas circunstancias, junto con los hechos anteriormente mencionados en los párrafos 1.º, α), β), y γ), proporcionan a la viga PREFLEX una seguridad incomparable, muy apreciada por los directores de obra, los proyectistas y los constructores.



Un par de vigas, de 14,50 m de longitud, antes de iniciar la preflexión.

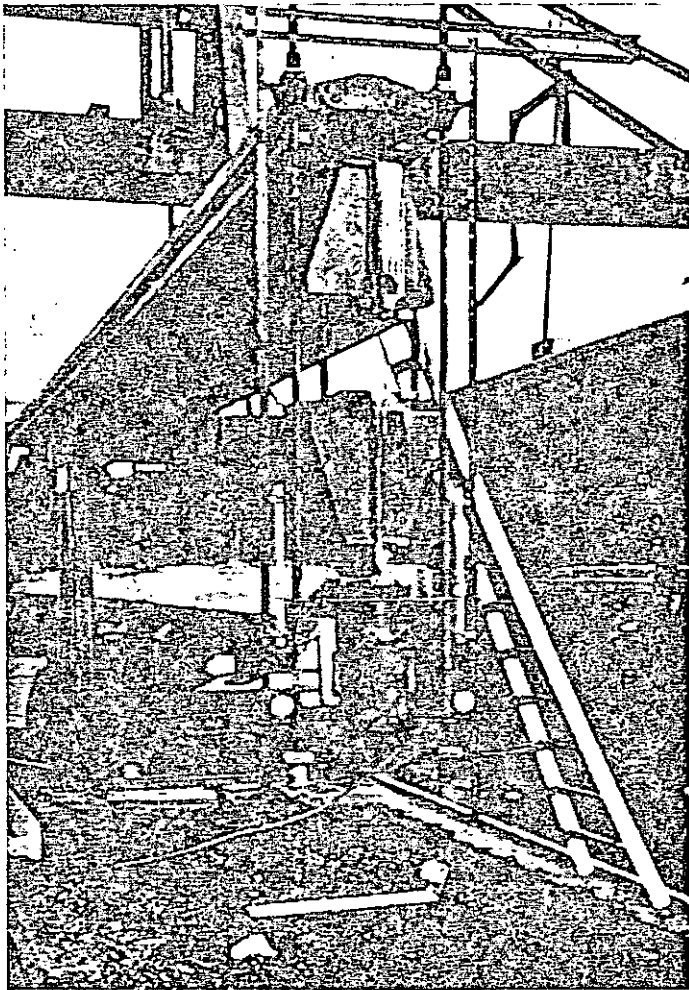
c

Nuevas e importantes posibilidades constructivas.—Las vigas PREFLEX pueden alcanzar luces, soportar cargas y satisfacer condiciones de flecha muy exigentes, con unos cantos mínimos. Recíprocamente, a igualdad de las demás condiciones, son capaces de alcanzar luces mayores que las conseguidas con las vigas de otros tipos.

Con frecuencia, la reducción de peso o de canto en un puente o un forjado da lugar a notables economías y mejoras.

Entre ellas pueden citarse las siguientes:

- α) Reducción de la longitud y pendiente de las vías de acceso en diversos tipos de estructura (puentes, túneles, aparcamientos de varias plantas..., etc.), que constituyen problemas de plena actualidad.
- β) Posibilidad de reducir en las estructuras para viviendas, el número de puntos de apoyo sin aumentar el espesor de los forjados.
- γ) Reducción de la altura total de los edificios.
- δ) Reducción de las cargas totales sobre los soportes, cimentaciones o cualquier otro tipo de apoyo.



Desbloqueo de las vigas. Puede verse:

- a) Las cabezas de hormigón que recubren las alas de las vigas metálicas.
- b) El gato de 100 t que se utiliza para efectuar la preflexión.
- c) Los flexímetros para medir las flechas.

- ε) Numerosas facilidades para la ejecución de los diferentes trabajos en obra. Estas vigas son capaces de soportar los encofrados eventualmente necesarios para la construcción o colocación de los elementos de entrevigado, sin que sea preciso recurrir al empleo de ninguna clase de apeos verticales; son fáciles de colocar en obra; su unión con los soportes o los elementos que sobre ellas apoyan resulta muy sencilla; en caso necesario, pueden servir de apeo a cualquier tipo de muro de contención antes de pasar a formar el elemento vital de la bóveda de un túnel; etc.

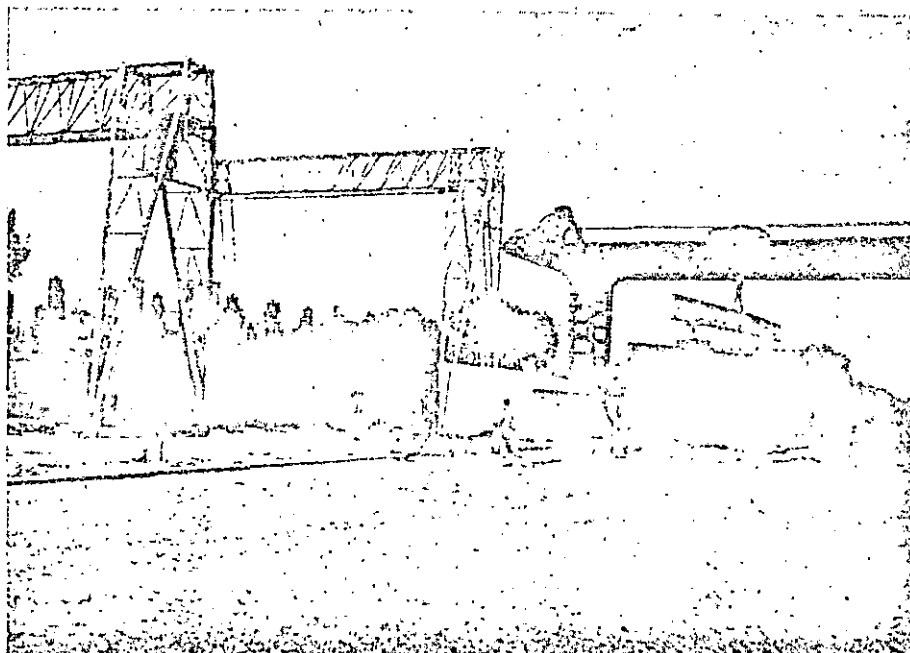
d

Prefabricación.—Este problema ha sido resuelto de manera satisfactoria gracias, sobre todo, al procedimiento que consiste en aparear las vigas, preflexándolas simultáneamente, con lo cual cada una de ellas sirve de pórtico de apoyo para la otra.

Debe señalarse que las estructuras proyectadas para ser construidas a base de estas vigas prefabricadas, en su estado final se comportan, sin embargo, como monolíticas.

Las vigas PREFLEX, con su primer recubrimiento de hormigón (el de la zona en tracción), pueden ser transportadas, sin ningún riesgo, tanto en camión, como en ferrocarril, como por vía fluvial o marítima.

En caso de obras de la suficiente importancia, si se considera necesario, pueden organizarse talleres de fabricación en las inmediaciones de la propia obra.



Vista general del taller de fabricación de vigas PREFLEX en Ternat, cerca de Bruselas.

1-A/4. ENSAYOS

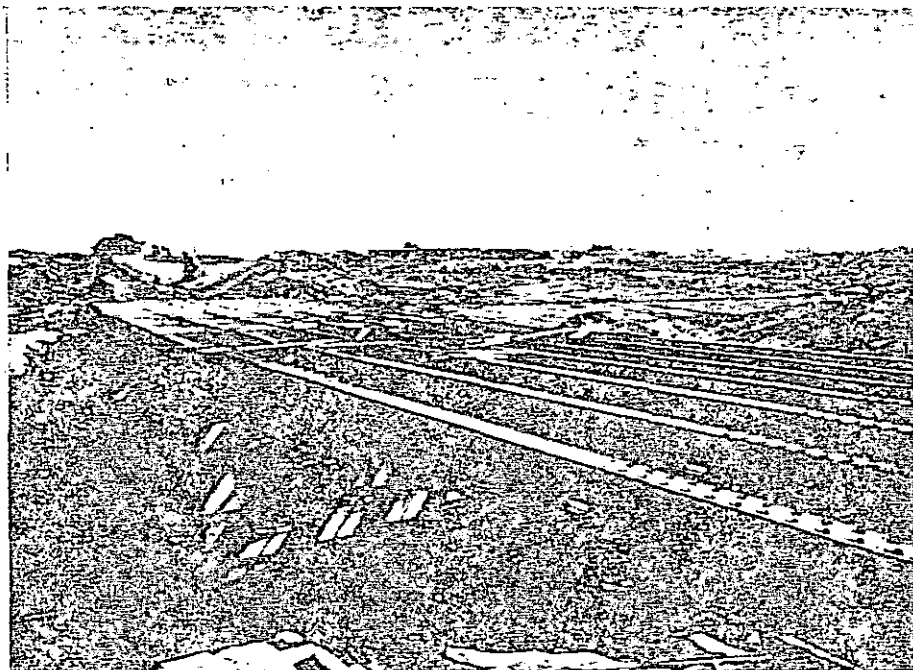
Numerosos ensayos de todo tipo, tanto estáticos, como dinámicos, de endurance, etc., han sido realizados para comprobar las características resistentes de este tipo de vigas bajo distintas condiciones de carga. Los resultados obtenidos han sido siempre totalmente favorables y han confirmado plenamente los principios teóricos en que se basa este nuevo sistema constructivo.

1-A/5. OBSERVACION

Si bien es cierto que en la solución PREFLEX interesa, desde el punto de vista económico, utilizar los aceros laminados más resistentes de que pueda disponerse y así, en general, se ha recurrido siempre al acero A 52, cuya tensión admisible es de 2.880 kp/cm², no debe pensarse que este procedimiento excluye la utilización del acero dulce ordinario (A 37, por ejemplo).

Este último tipo de acero puede emplearse en las vigas PREFLEX con una tensión admisible de $R_s = 0,8 \times R_{s0} = 0,8 \times 2.400 = 1.920 \text{ kp/cm}^2$, en lugar de los 1.200 ó 1.400 kp/cm^2 admitidos para las viguetas ordinarias, no preflexadas, recubiertas de hormigón.

Evidentemente, en ciertos casos, esta solución puede estar justificada, pero, como ya se ha indicado, desde el punto de vista económico, es siempre preferible utilizar el acero A 52, u otro de calidad aún superior, con tal de que se pueda conseguir en condiciones normales de mercado.



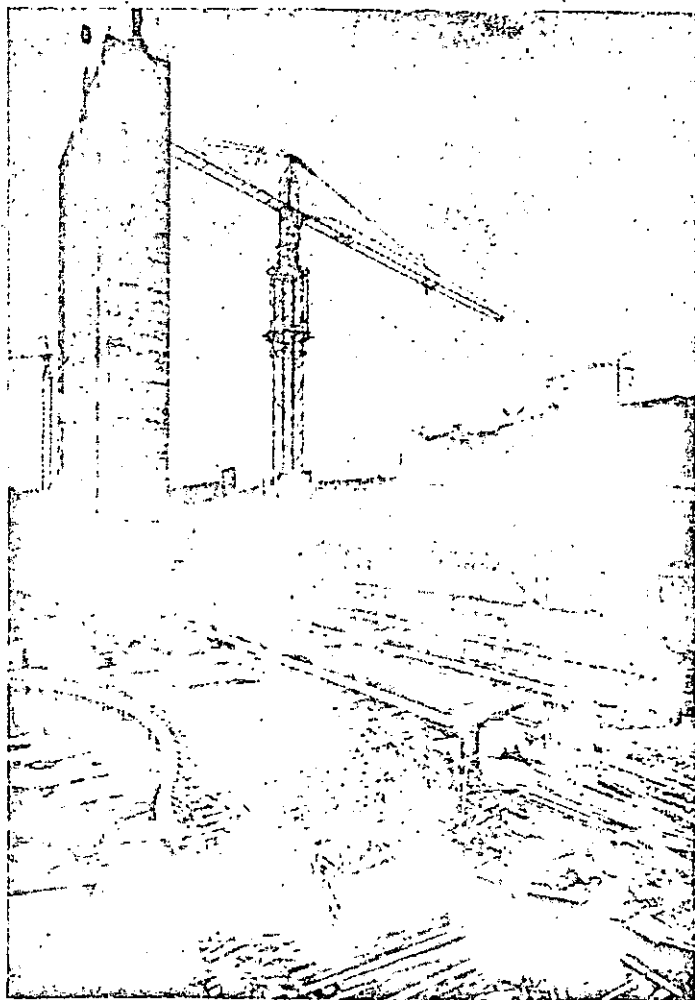
Autopista Bruselas-Aix-la-Chapelle.—Puente en Lodein constituido por 21 vigas PREFLEX de 22,32 m de luz.

1-A/6. CONCLUSIONES

La viga PREFLEX ofrece:

- una gran resistencia;
- una gran rigidez;
- un canto total muy reducido;
- numerosas facilidades de puesta en obra y de unión con los demás elementos de la estructura;
- numerosas simplificaciones y facilidades para la ejecución de diversos trabajos en obra;
- grandes economías, directas e indirectas, de material;
- gran libertad de proyecto, tanto en lo que respecta al tipo de estructura como en lo referente a distribuciones y método de ejecución.

En consecuencia, y en particular en el campo de la edificación, la solución PREFLEX permite cubrir grandes luces con un canto mínimo y una rigidez adecuada, aun en el caso de grandes cargas (por ejemplo cargas de varios pisos contruidos encima de salas, grandes vestíbulos de acceso, locales de almacén o garajes). En el campo de la ingeniería civil o militar, evidentemente ocurre lo mismo, por lo que resulta de especial interés para la construcción de puentes, túneles, recubrimiento de ríos ejecutados a cielo abierto, etc., todos ellos problemas de la máxima actualidad.



Edificio del "Crédit Communal" en el Bulevar Pachéco, de Bruselas.

1 - B. método para el cálculo rápido de anteproyectos en los casos corrientes

1-B/1. CONDICIONES FUNDAMENTALES

Tres condiciones fundamentales deben tenerse en cuenta al hacer la elección de un perfil. Son las siguientes:

- a) *Resistencia y seguridad.*—Para el anteproyecto, en los casos corrientes, bastará con conocer la tensión máxima de tracción a la que va a estar sometido el acero bajo la acción de las cargas totales previstas.

- b) Rigidez de la estructura terminada, una vez completado el recubrimiento de las vigas con el hormigonado in situ.—Se comprobará la flecha bajo el efecto de las sobrecargas útiles y se cuidará de que no exceda de los límites admisibles. En ciertos casos es necesario comprobar también las flechas bajo otras condiciones de carga.
- c) Necesidades de gálibo, especialmente en altura, que limitan el canto total que puede darse a las vigas.—Esta condición está íntimamente relacionada con los datos básicos geométricos y arquitectónicos del problema planteado, o sea, con el propio proyecto de la estructura.

Las vigas PREFLEX permiten utilizar cantos muy reducidos, aunque las cargas y/o las luces sean importantes, sin perjuicio para las demás características de la estructura, tales como la rigidez, la ausencia de fisuras, y la resistencia al fuego, a la corrosión y a los choques.

En la actualidad, con frecuencia, la necesidad de recurrir al empleo de forjados de canto mínimo es tan perentoria que resulta decisiva en el momento de elegir la solución que debe adoptarse para resolver un problema determinado, aun cuando con dicha solución, si las posibilidades de reducción de canto se aprovechan al máximo, puedan resultar estructuras de costo más elevado.

1-B/2. PRINCIPIOS BASICOS DEL METODO QUE SE PROPONE

a

Con relación a la resistencia y la seguridad.—Respecto al cálculo de la tensión en el acero en el instante de la preflexión de la viga, no hay nada especial que decir; se comprobará la resistencia partiendo del momento resistente $\left(\frac{I}{V}\right)$ correspondiente a la viga sin recubrimiento.

Para calcular la tensión en el acero una vez completado el recubrimiento de la viga, se valora previamente el aumento del momento resistente, calculado en acero. (*) $\left(\frac{I}{V}\right)$ de la nueva sección con relación al de la viga sin recubrir, debiendo señalarse que, en definitiva, este aumento proviene casi exclusivamente de la eventual presencia de hormigón en la cabeza superior, es decir, del hormigón comprimido bajo el efecto de las solicitaciones de servicio ($b'_2 = b_2$, menos el recubrimiento del alma).

En efecto, es evidente que el hormigón de la cabeza inferior, precomprimido en el momento de soltar la viga después de la preflexión, no contribuye apenas a este aumento, puesto que, por hipótesis, bajo la carga máxima de servicio estará casi totalmente descomprimido.

En cuanto al posible recubrimiento del alma de la viga metálica, se puede igualmente prescindir de su influencia en el aumento del momento resistente, puesto que sus tensiones, que en unas zonas son de tracción y en otras de compresión, son siempre muy débiles y actúan sólo sobre pequeñas superficies que, por otra parte, se encuentran muy próximas al centro de gravedad de la viga compuesta.

(*) Quiere decirse en la sección homogeneizada tomando, en sustitución de la parte de hormigón, su equivalente en acero.

En los casos corrientes (ver 1-B/4, más adelante) el aumento del momento resistente $\left(\frac{I}{V}\right)$, calculado en acero (*), con relación al de la viga metálica sin recubrir, es del orden del 10 %; el coeficiente multiplicador:

$$(\alpha) \left(\frac{I}{V}\right) = \frac{\left(\frac{I}{V}\right)_{a+b_1+b_2}}{\left(\frac{I}{V}\right)_a} \text{ es, por lo tanto, del orden de 1,10.}$$

b

Con relación a las deformaciones bajo las cargas de servicio (flechas).—Como en el caso anterior, se valora previamente el aumento del momento de inercia, calculado en acero (*), $(I)_{a+b_1+b_2}$ de la viga una vez determinada, o sea con todo el recubrimiento de hormigón, con relación al de la viga sin recubrir.

En los casos corrientes el aumento del momento de inercia oscila entre el 150 y el 250 %, siendo, por tanto, el coeficiente multiplicador, $\beta_1 = \frac{(I)_{a+b_1+b_2}}{I_a}$ del orden de 2,5 a 3,5.

Ambos coeficientes multiplicadores

$$(\alpha) \left(\frac{I}{V}\right) \approx 1,10 \text{ y } \beta_1 \approx 2,5 \text{ a } 3,5$$

son aplicables, en primera aproximación, para resolver todos los problemas en los casos corrientes.

1-B/3. TENSIONES ADMISIBLES

En las condiciones expuestas, y aplicando este método de cálculo, la única tensión que hay que comprobar es la de las fibras extremas del perfil metálico, especialmente la de la fibra extrema en tracción.

Para el acero A 52, cuyo límite elástico aparente, en tracción, es de 3.600 kp/cm² (**), la tensión admisible es:

$$R_a = 0,8 \times R_{ae} = 0,80 \times 3.600 = 2.880 \text{ kp/cm}^2.$$

Debe señalarse que, teniendo en cuenta lo indicado en 1-B/2, la elección del perfil PRE-FLEX resulta tan sencilla como la del perfil de una vigueta metálica ordinaria, sin recubrir. Bastará que el momento resistente $\left(\frac{I}{V}\right)_a$ y el de inercia $(I)_a$ del perfil elegido sean los necesarios y que satisfaga también la condición de canto total $(h)_{tot.}$ impuesta.

(*) Quiere decirse en la sección homogeneizada tomando, en sustitución de la parte de hormigón, su equivalente en acero.

(**) Según la Norma belga N.B.N. 1.

1-B/4. LIMITE DE APLICACION DE ESTE METODO

En realidad, como ya se ha indicado, la única limitación de este método consiste en que para su aplicación es necesario conocer previamente los dos coeficientes multiplicadores de $\left(\frac{l}{V}\right)$ y de l . Este conocimiento exige una cierta experiencia sobre casos similares, para poder valorar a priori, de un modo aproximado, la relación entre las áreas de las distintas zonas de hormigón del recubrimiento y las del perfil metálico.

Se ha dicho anteriormente que el valor aproximado de estos coeficientes era 1,10 y 2,5-3,5, respectivamente, para los casos corrientes. Conviene aclarar qué se entiende por casos corrientes. Para la aplicación de este método de cálculo se consideran casos corrientes aquellos en los cuales (ver fig. 1):

- a) El ala superior del perfil metálico es sensiblemente igual a la inferior.
- b) La sección bruta b_1 del hormigón de recubrimiento de la cabeza inferior, en tracción, del perfil metálico (primera fase del recubrimiento), es aproximadamente, diez veces mayor que ésta.
- c) El espesor de la capa C'' de recubrimiento es igual, aproximadamente, a 1/10 del canto total de la viga terminada.

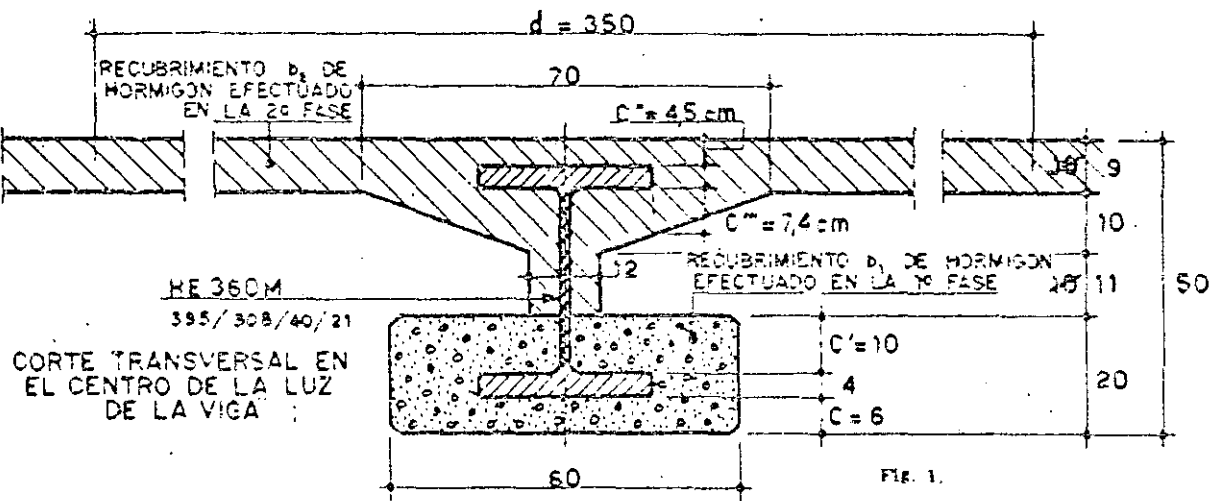


FIG. 1.

1-B/5. EJEMPLO, COMENTADO, DE UN CALCULO REALIZADO CON ARREGLO AL METODO RAPIDO QUE SE PROPONE

1-B/5.1. Datos.

Sea el problema de la figura 2.

Se trata de construir un forjado de hormigón armado, de 18 m de luz, simplemente apo-

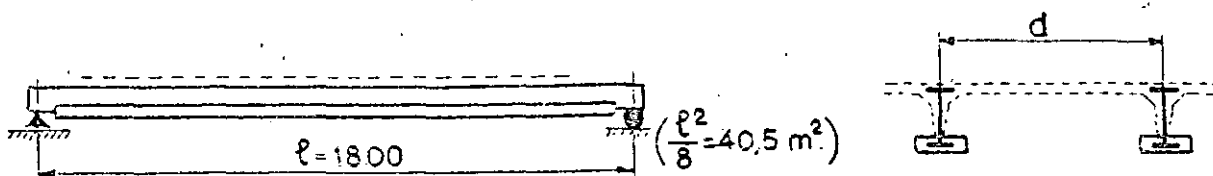


FIG. 2

yado, capaz de soportar, además de su peso propio: p (de la losa) + $p. pr.$ (de la viga):

- 1) Una carga permanente (pavimento + cielo raso, p. ej.) de:

$$\Delta p = 150 \text{ kp/m}^2.$$

- 2) Una sobrecarga de uso de:

$$q = 400 \text{ kp/m}^2 \text{ (en garajes, p. ej.)}$$

- 3) Además, la altura máxima total disponible, en el centro de la luz (altura total $h_{tot.}$), es:

$$h_{tot.} = 50 \text{ cm} \left(\frac{1}{36} \text{ de la luz } L \right).$$

- 4) Y la flecha máxima admisible bajo la acción de la sobrecarga de uso (q) es:

$$f_{max} = 40 \text{ mm} \left(\frac{1}{450} \text{ de la luz } L \right).$$

1-B/5.2. Cálculo desde el punto de vista resistente. (Determinación del perfil y de la separación entre vigas.)

Se supone, en principio, que:

- a) La losa (plana, sin nervios) entre jácenas PREFLEX tiene 10 cm de espesor; por tanto:

$$p = 0,10 \times 2.400 = 240 \text{ kp/m}^2;$$

$$p + \Delta p + q = 240 + 150 + 400 = 790 \text{ kp/m}^2.$$

- b) El peso propio de la viga (por debajo la losa) es:

$$p. pr. = 0,50 \times 0,40 \times 2.400 = 480 \text{ kg/m. l.}$$

- c) El perfil metálico elegido para la vigueta es HE 360 M (DIR 36), es decir, el más pesado de los que pueden utilizarse para que el canto total de la viga no exceda del admitido $h_{tot.} = 50 \text{ cm}$ (*) (**).

(*) Eso sí la separación entre vigas puede elegirse libremente. A este respecto debe señalarse que, en principio, resulta siempre más económico utilizar un número restringido de viguetas más pesadas, que un número mayor de viguetas ligeras, ya que existen ciertos gastos de fabricación y conservación que son casi iguales para todos los tipos de vigas PREFLEX; es decir, independientes de su peso.

Por otra parte, con frecuencia es conveniente utilizar perfiles disimétricos, por ejemplo con el ala inferior reformada mediante la adición de una platabanda.

No es necesario aclarar que, no obstante, en algunas ocasiones se hace preciso recurrir al empleo de perfiles más ligeros, por ejemplo cuando las condiciones arquitectónicas de la obra así lo exijan. Como casos más frecuentes pueden citarse aquellos en los que la separación entre vigas viene impuesta por la distribución de los entrepaños de fachada o por la luz máxima que puede darse a los elementos resistentes entre las vigas sucesivas (ver nota del párrafo c) de 1-B/5.3.).

(**) Ver catálogo de viguetas "Grey".

d) La contribución del hormigón de recubrimiento de la cabeza superior al aumento del momento resistente total de la viga ($M_{res. tot.}$) se estima en un 10 %.

En estas condiciones la carga total por metro lineal es:

$$P_{tot.} = (p + \Delta p + q) d + p. pr.$$

siendo d la distancia entre ejes de las vigas del forjado.

Además:

$$M_{res. tot.} = \frac{I}{V} R_s = (1,1 \times 4.300) 2.830 = 13.600.000 \text{ cm} \cdot \text{kp} = 136 \text{ m} \cdot \text{Mp.}$$

Por otra parte, el momento total que debe soportarse es:

$$M_{sol. tot.} = \frac{P_{tot.} \times L^2}{8} = \frac{(d \times 0,790 + 0,480) 18^2}{8} = (d \times 0,790 + 0,480) 40,5 \text{ m} \cdot \text{Mp.}$$

Igualando este último momento al resistente resulta:

$$d \times 0,790 + 0,480 = \frac{136}{40,5} = 3,36$$

y, por tanto:

$$d = \frac{3,360 - 0,480}{0,790} = \frac{2,880}{0,790} = 3,61 \text{ m.}$$

Adoptando una sección de hormigón pretensado de $60 \text{ cm} \times 20 \text{ cm} = 1200 \text{ cm}^2$ (aproximadamente 10 veces la sección del ala metálica) se obtiene la sección transversal indicada en la figura 1.

Determinación del espesor de la losa y del peso propio de la viga.—Mediante la aplicación de los métodos clásicos del hormigón armado se puede calcular fácilmente la losa, como tal. En este caso se trata de una losa continua, de varios tramos, acartelada sobre los apoyos intermedios. Se comprueba que el espesor de 10 cm, inicialmente adoptado, puede ser rebajado a 9 cm ($R'_c = 30 \text{ kp/cm}^2$). El peso propio de la viga (excluida la losa) resulta:

$p. pr. = \frac{0,70 + 0,12}{2} \times 0,10 = 0,0410 \text{ m}^2$	
$0,12 \times 0,11 = 0,0132 \text{ m}^2$	
$0,60 \times 0,20 = 0,1200 \text{ m}^2$	
$\frac{0,1742 \text{ m}^2 \times 2.400 \text{ kp/m}^3 = 418 \text{ kg/m. l. (hormigón)}$	
$250 \text{ kg/m. l.} \times \frac{7,850 - 2.400}{7,850}$	$= 174 \text{ kg/m. l. (vigueta metálica menos hormigón desplazado)}$
	$\underline{\underline{= 592 \text{ kg/m. l.}}}$

Se comprueba que el peso propio había sido subestimado (recuérdese que se había valorado en 480 kg/m. l.). Como consecuencia de estas dos correcciones se obtiene para d un nuevo valor, que es:

$$d = \frac{3,360 - 0,592}{0,790 - 0,01 \times 2,4} = \frac{2,768}{0,766} = 3,60 \text{ m.}$$

Desde el punto de vista resistente, con esto queda terminado el cálculo inicial. En la práctica, el único error posible podría provenir de la estimación del aumento del momento resistente total debido al recubrimiento de hormigón de la cabeza superior, aumento que, en este ejemplo, se ha valorado en un 10 %.

El proyectista que haya calculado ya algunas vigas PREFLEX sabrá determinar, sin gran error, este porcentaje en los casos corrientes. En otros, deberá recurrir a alguno de los métodos que a tal objeto pueden utilizarse.

Como ya se ha indicado en los cálculos anteriores, se ha estimado que el hormigón de recubrimiento de la cabeza superior aumentaba en un 10 % el momento resistente total de la viga. Esto equivale a suponer que dicho hormigón aumenta la resistencia de la pieza frente a todas las cargas, incluidas su peso propio y el de la viga.

En otros términos, se supone que tanto este hormigón como su encofrado no actúan sobre la viga hasta que el hormigón no ha adquirido la resistencia suficiente para soportar las cargas correspondientes. Para ello sería preciso que, durante el hormigonado y fraguado, el encofrado apoyase sobre el suelo a través de los adecuados apeos verticales.

Sin embargo, en la práctica, los constructores suelen preferir aprovechar la cabeza de hormigón pretensado para apoyar en ella los encofrados de la losa y evitar así los apeos y puntales, siempre costosos y molestos en las obras por el espacio que ocupan.

En estas condiciones, el hormigón de la cabeza superior colabora únicamente para soportar las sobrecargas, y la determinación del perfil de la viga debe hacerse entonces de la forma siguiente:

Se calcula separadamente el momento originado por las cargas que actúan antes del fraguado y endurecimiento del hormigón de la cabeza superior (pesos propios de la viga, del hormigón de recubrimiento y de la losa, así como los pesos de los encofrados que apoyan sobre las vigas) y el momento flector producido por las cargas que actúan en la segunda fase, es decir, después del endurecimiento del hormigón de dicha cabeza superior (carga permanente de pavimentos, muros, tabiques, etc., y sobrecargas útiles), descontándose el peso de los encofrados que se suprimen cuando ya el hormigón ha endurecido.

Sean M' y M'' estos momentos, respectivamente. El momento resistente $\left(\frac{I}{V}\right)$ de la viga necesaria será entonces:

$$\left(\frac{I}{V}\right) = \frac{M'}{2,880} + \frac{M''}{1,10 \times 2,880}$$

Admitiendo que, en el ejemplo propuesto, los encofrados pesan 100 kp/m^2 y que sea necesario reducir d desde $3,60 \text{ m}$ hasta $3,40 \text{ m}$, los momentos flectores valdrán:

$$M' = \frac{18^2}{8} [0,592 + 3,40 (0,216 + 0,100)] = 67,49 \text{ m} \cdot \text{Mp};$$

$$M'' = \frac{18^2}{8} 3,40 (0,150 + 0,400 - 0,100) = 61,96 \text{ m} \cdot \text{Mp}.$$

Por lo tanto:

$$\left(\frac{I}{V}\right) = \frac{67,49 \text{ cm} \cdot \text{Mp}}{2,88 \text{ Mp/cm}^2} + \frac{61,96 \text{ cm} \cdot \text{Mp}}{1,10 \times 2,88 \text{ Mp/cm}^2} = 4,295 \text{ cm}^3;$$

es decir, inferior al momento resistente del perfil elegido, que vale $4,300 \text{ cm}^3$.

1-B.5.3. Cálculo desde el punto de vista de la rigidez y deformaciones.

- Definiciones.**—Deben recordarse las definiciones de los términos "flecha" y "contraflecha", dadas anteriormente.
- Flecha de preflexión (f_{11}) (valor técnicamente exacto).**—Como el perfil metálico es simétrico (ala superior igual a la inferior) y se ha previsto que, durante la preflexión, la tensión en el acero sea igual a su tensión máxima en servicio es decir: $\sigma_{11} = R_s = 2,830 \text{ kp/cm}^2$ (caso corriente), si la preflexión, como es normal, se efectúa por medio de dos fuerzas iguales aplicadas a los cuartos de la luz, la flecha correspondiente vendrá dada por:

$$f_{11} \text{ (mm)} = 0,322 \frac{L^2 \text{ (m)}}{h \text{ (m)}} \quad (*)$$

(*) En efecto, para dos cargas iguales F aplicadas a los cuartos de la luz se tiene:

$$f_{11} = \frac{11}{384} \frac{F L^3}{E_s I_s}$$

o también, como

$$M_{11} = \frac{F L}{4}$$

se puede poner:

$$f_{11} = \frac{11}{96} \frac{M_{11}}{E_s} \frac{L^2}{I_s}$$

Por otra parte, se tiene:

$$M_{11} = \left(\frac{I}{V}\right) R_{11} = 2 \frac{I_a}{h} R_{11}$$

pues $h = 2V$, ya que el perfil metálico es simétrico.

(Continúa en la página siguiente.)

En esta fórmula, L es la luz teórica de cálculo y h el canto de la vigueta, ambos expresados en metros; f_{ax} viene dada en milímetros. Por tanto, en el caso que se estudia:

$$f_{ax} = 0,322 \frac{18^2}{0,395} = + 263 \text{ mm.}$$

Dado el gran valor de esta flecha

$$\left(\frac{263}{18.000} = \frac{14,6}{1.000} \text{ ó } \frac{1}{68,5} \text{ de la luz, aproximadamente} \right)$$

se ve, inmediatamente, que si se desea efectuar la primera fase del hormigonado, o sea, el recubrimiento del ala inferior del perfil, en un encofrado recto, lo que es siempre preferible, no será posible, en la práctica, para la fabricación de la viga PREFLEX, partir de un perfil metálico recto porque se produciría la situación indicada en la figura 3.

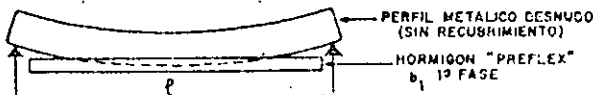


Fig. 3

Para evitar que la vigueta sobresalga por encima del encofrado preparado para hormigonar el ala inferior se podría, evidentemente, recurrir a los siguientes procedimientos:

- α) Aumentar el espesor del hormigón en las proximidades de los extremos; pero esto no es fácil de ejecutar y puede tener, además, otros inconvenientes.

Por consiguiente:

$$f_{ax} = \frac{11}{48} \frac{L^2}{h} \frac{R_{ax}}{E_a}$$

siendo: R_{ax} = tensión admisible.

Por tanto, si para el caso estudiado se toma como módulo de elasticidad del acero el valor $E_a = 2.050.000$ kp/cm² y se admite que, en la vigueta desnuda, al someterla a preflexión

$$\sigma_{ax} = R_{ax} = 2.880 \text{ kp/cm}^2,$$

resulta:

$$f_{ax} \text{ (en mm)} = 0,322 \frac{L^2 \text{ (en m)}}{h \text{ (en m)}}$$

A veces se dice que ésta es la expresión geométrica de la flecha de preflexión.

Esta fórmula, con el coeficiente numérico 0,322 sólo es válida, evidentemente, para los valores indicados en la tensión σ_{ax} y del módulo de elasticidad E_a .

Si la vigueta no fuese simétrica, la flecha de preflexión, para los mismos valores de σ_{ax} y E_a valdría:

$$f_{ax} \text{ (en mm)} = 0,1605 \frac{L^2 \text{ (en m)}}{a \text{ (en m)}}$$

en donde:

a = distancia entre la fibra neutra y la fibra extrema en tracción.

- β) Curvar el encofrado de manera que se adapte lo mejor posible a la curvatura de la vigueta; pero esto presenta igualmente dificultades de ejecución y además puede ocurrir que, aun después de su desbloqueo y puesta en obra, la cara inferior de la viga PREFLEX quede curvada presentando una flecha, hacia abajo, que es inadmisibles desde el punto de vista estético.

La verdadera solución consistiría, por consiguiente, al menos en el presente caso, en pedir al taller de laminación una vigueta con una contraflecha inicial k_0 de valor:

$$k_0 = - f_{ax} = - 263 \text{ mm.}$$

De esta manera, durante la preflexión, tanto la vigueta como el encofrado para el hormigonado del ala inferior serán rectos.

Al desbloquear la vigueta después de la preflexión tomará una contraflecha negativa, es decir, hacia arriba. Del estudio detallado del proceso de ejecución se deducirá si es necesario dar inicialmente a la vigueta desnuda una contraflecha k_0 diferente de f_{ax} .

- c) *Flecha producida, únicamente, por las sobrecargas de uso previstas.*—Dentro de este método rápido de cálculo no cabe más que deducir el valor aproximado de esta flecha. Según se ha indicado, en los casos corrientes se puede admitir que el momento de inercia de la viga PREFLEX terminada, con su recubrimiento total, es, aproximadamente, 2,5 a 3,5 veces superior al del perfil metálico desnudo (*). Supóngase que se adopta el valor medio 3. Entonces la flecha producida por las sobrecargas de uso, únicamente, valdrá:

$$f''_{II} = \frac{f_{ax}}{3} \frac{\text{sobrecargas de uso por metro lineal de viga}}{\text{cargas totales, incluidas las sobrecargas de uso, por metro lineal}}$$

Aplicando esta expresión al caso que se estudia se obtiene:

$$f''_{II} = \frac{263}{3} \cdot \frac{3,40 \times 400}{592 + 3,40 (216 + 150 + 400)} = \frac{263}{3} \frac{1.360 \text{ kg/m. l.}}{3.196 \text{ kg/m. l.}} = 37,2 \text{ mm (**).}$$

Se comprueba entonces si esta flecha es inferior a la máxima admisible. En el caso presente se tiene:

$$f_{max} = \frac{L}{450} = \frac{18.000}{450} = 40 \text{ mm;}$$

$$f''_{II} = 37,2 < 40 \text{ mm.}$$

Debe recordarse que, para este cálculo, se ha supuesto que las cargas F que actúan sobre el perfil metálico durante la preflexión son tales que producen la misma tensión máxima de tracción en el acero que el conjunto de las cargas previstas aplicado a la viga terminada.

(*) Este coeficiente tomado *a priori*, evidentemente no puede ser muy preciso. Depende de un gran número de factores: las secciones, los cantos, la calidad del hormigón, etc. No se trata, por tanto, más que de una estimación previa que permite al ingeniero proyectista darse rápidamente cuenta de si las características de rigidez de la sección adoptada quedan muy por encima, próximas, o muy por debajo de los valores límites impuestos. Esta forma podrá juzgar sobre la conveniencia de modificar la sección o proceder a un cálculo más afinado de su rigidez utilizando otro método más aproximado.

(**) Con mayor aproximación: $\frac{10}{11} \times 37,2 = 33,8 \text{ mm.}$

Conviene señalar también que, en el caso de edificios, la flecha real de la viga (una vez colocada en obra) suele ser mucho menor, debido a las uniones semirrigidas existentes entre vigas y soportes y a las diversas causas que, en la práctica, coartan la libertad de giro de las piezas, pero que no es posible tener en cuenta en los cálculos habituales.

d) *Rectificación de la solución obtenida.*—De acuerdo con los resultados de este último cálculo se retocará o no, según convenga, la solución adoptada. Después, se completará el proyecto de la sección añadiendo los conectadores precisos para evitar el deslizamiento y algunas armaduras secundarias adecuadamente distribuidas en el hormigón de recubrimiento del alma y del ala inferior del perfil metálico.

e) *Observaciones y conclusiones relativas al método de cálculo propuesto:*

α) *Con respecto a la resistencia.*—El único error de cierta importancia que puede producirse será el que resulte de la equivocada estimación del aumento del valor medio del momento resistente, $(\frac{I}{V})$, originado por el recubrimiento de hormigón de la cabeza superior del perfil metálico. Se ha indicado que este aumento suele ser del orden del 10 %, pero, en algunos casos, su valor real puede ser diferente. No obstante, este error nunca podrá ser muy grande a menos que, C'' (fig. 2), por ejemplo, sea mucho mayor de lo que se ha supuesto en el estudio aquí realizado.

Por consiguiente, este método suele ser muy adecuado para el cálculo de anteproyectos, e incluso, a veces, para el cálculo definitivo:

β) *Con respecto a las flechas y contraflechas.*—Cuando la flecha f_{max} de preflexión es moderada (esbelteces pequeñas, lo que no ocurre en el ejemplo estudiado) y las condiciones límites impuestas a f''_{II} y al canto total de la viga en el centro de la luz y en las proximidades de los apoyos dejan suficiente margen, este método es muy adecuado, por lo menos para anteproyectos. En caso contrario, será preciso recurrir a procedimientos más afinados.

γ) Este método, por consiguiente, permite al arquitecto y al ingeniero, en la mayoría de los casos corrientes, darse cuenta, aunque sólo sea en primera aproximación, de las posibilidades que ofrece una solución PREFLEX para resolver, en un caso dado, un problema sencillo de un forjado o de un puente.

δ) En el ejemplo anteriormente estudiado se ha supuesto que, para la realización del forjado, el proyectista podía elegir libremente la distancia d entre ejes de las vigas PREFLEX.

En la práctica, ocurre frecuentemente que esta distancia viene impuesta a priori. El problema consiste entonces en dimensionar una viga PREFLEX, conociendo, no sólo la luz, sino también la totalidad de las cargas permanentes y sobrecargas, excepto, únicamente, el peso de la propia viga (la parte situada por debajo de la losa).

El problema es entonces mucho más sencillo y se resuelve prácticamente igual que en el caso de una vigueta ordinaria.

Desde el punto de vista resistente.—Será necesario que se cumpla:

$$\left(\frac{I}{V}\right) \text{ de la viga metálica desnuda } = \frac{1}{1.10} \times \frac{M_{r \max}}{0.80 R_{av}}$$

siendo R_{ae} el límite del acero.

Para el acero A 52: $0,80 R_{ae} = 2.880 \text{ kp/mm}^2$.

Desde el punto de vista de la rigidez.—Se comprobará si la flecha

$$f_q \approx \frac{1}{3} \times \frac{5}{384} \times \frac{q \cdot d \cdot L^4}{E_a \cdot I_a}$$

no excede de un cierto límite impuesto.

En la anterior expresión:

f_q = Flecha producida por las sobrecargas de uso.

q = Sobrecarga de uso por m^2 .

d = Anchura de la zona de forjado soportado por la viga.

L = Luz del vano.

Desde el punto de vista del canto total máximo.—Será necesario satisfacer las condiciones impuestas en el caso particular de que se trate.

Desde el punto de vista de la contraflecha.—Será necesario satisfacer las condiciones impuestas, por una parte bajo el peso propio sólo y por otra bajo las cargas totales.

En principio se adoptará para la viga metálica el perfil que, según el prontuario, tenga un canto compatible con la altura libre total impuesta, y que poseyendo un momento resistente $\left(\frac{I}{v}\right)$ y un momento de inercia I_a , al menos igual al exigido, pese lo menos posible. Una vez elegido el perfil metálico, el proyectista determinará la contraflecha que debe dársele durante la preflexión.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Los autores del presente trabajo han publicado, además, los siguientes artículos relativos a las vigas PREFLEX.

- 1.º La viga PREFLEX: "Principios e informes sobre los ensayos efectuados". Comunicación núm. B-39 presentada al Congreso Internacional del Hormigón Pretensado, de Gante, Septiembre, 1951.
- 2.º La viga PREFLEX: "Consideraciones teóricas y métodos de cálculo". Comunicación núm. B-39, continuación, al mismo Congreso.
- 3.º "Un nuevo tipo de viga presolicitada: la viga PREFLEX". L'Ossature Métallique; septiembre, 1951, Bruselas.
- 4.º "Perfeccionamiento, mediante flexión previa, de las vigas metálicas recubiertas de hormigón". Technique des Travaux; septiembre-octubre, 1951, Lieja.
- 5.º La viga PREFLEX: Fascículo núm. II: Método de "Cálculo semi-rápido". Método de "Cálculo técnicamente exacto".
- 6.º La viga PREFLEX: "La precompresión del hormigón de recubrimiento del ala de tracción. El problema de la retracción y la fluencia. Conclusiones fundamentales". Acta Technica Belgica. Revue "C" —Génie Civil-Constructiions I—, núm 4, 1957.

Edificios singulares con vigas Preflex

La técnica de la preflexión, suficientemente conocida de ustedes, por diversos artículos en revistas especializadas y por varias comunicaciones presentadas en las Asambleas anteriores, celebradas en Valencia y Sevilla, ha permitido al proyectista, ampliar, en la práctica, su capacidad creativa, poniendo a su disposición un medio muy potente y seguro para la materialización de su proyecto.

A continuación vamos a demostrarlo con unas ideas generales.

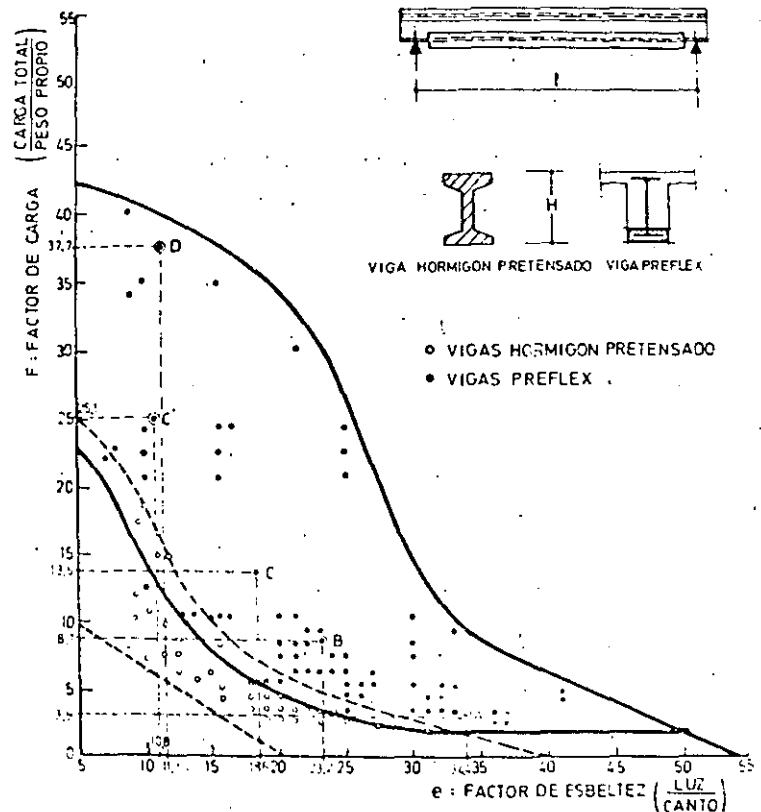
De todos conocido es en una estructura, y en particular en una viga el término esbeltez —relación entre el canto y la luz—. Llamaremos «e» a la inversa de esta relación.

Si lo combinamos con el que llamaremos factor de carga «f» definido por la relación entre la carga total soportada por una viga y su peso propio, podemos tener una idea bastante clara de su capacidad portante y de su utilidad práctica en cuanto al canto que necesita.

Si trasladamos a un diagrama estos dos términos, por ejemplo, en unos ejes coordenados donde las abscisas son «e» y las ordenadas «f», cada viga viene representada por un punto del plano OEF (fig. 1).

En el diagrama figuran diferentes puntos representantes de distintos tipos de vigas de hormigón armado, de hormigón pretensado (postensadas y prefabricadas de catálogo) y Preflex.

Se observa que el hormigón armado, tiene un campo de aplicación limitado no pasando de $e = 15$, ni de $f = 10$.



El hormigón pretensado tiene un campo mucho más amplio. Permite esbelteces de 1/30, aunque para conseguirlo se deba disminuir f , es decir, aumentar el peso propio, o lo que es lo mismo, aumentar el número de vigas. En el caso Preflex, el campo de aplicación se aumenta considerablemente existiendo una pequeña zona de solape con el hormigón pretensado tradicional. Toda esa zona, propia de Preflex, en el diagrama es la que ha sido puesta a disposición del proyectista por este sistema.

Veremos algunos ejemplos que justifican lo expuesto anteriormente.

En primer lugar, presentamos un caso de cargas, relativamente pequeñas, por tratarse de una cubierta con una luz grande de 43 m.

Se trata de un tinglado, actualmente en construcción, en el puerto de Algeciras (fig. 2). La estructura la forman 16 pórticos separados 7 m entre ejes. Los pilares son de hormigón armado, articulados en la base. Los dinteles lo forman las vigas Preflex que se empotran en el pilar mediante unas armaduras en espera, hormigonándose posteriormente el nudo. La carga total por metro lineal de viga es de 3,22 t y el peso propio de 0,83 t (fig. 3). Por lo tanto $f = 3,87$. El canto es de 1,25 m y por lo tanto, $e = 34,4$. Estamos en el punto A del diagrama anterior. Los pilares se han prefabricado en el suelo en un encofrado fijo. Asimismo, se hormigona en el suelo la cabeza de compresión de la viga. El montaje de ambos elementos se realiza con grúa automóvil. Sólo queda para terminar la estructura de la nave, hormigonar los nudos y las vigas de atado entre pilares y colocar las correas y la cubierta. El transporte de las vigas se ha realizado, sin mayores inconvenientes, por carretera.

Al realizar el proyecto se barajaron, además de esta solución, otras metálicas, resultando ésta la más económica. Vemos, por lo tanto, que el hormigón pretensado, racionalmente empleado, puede incluso competir en soluciones que eran campo propio de la estructura metálica, con plazos de ejecución similares.

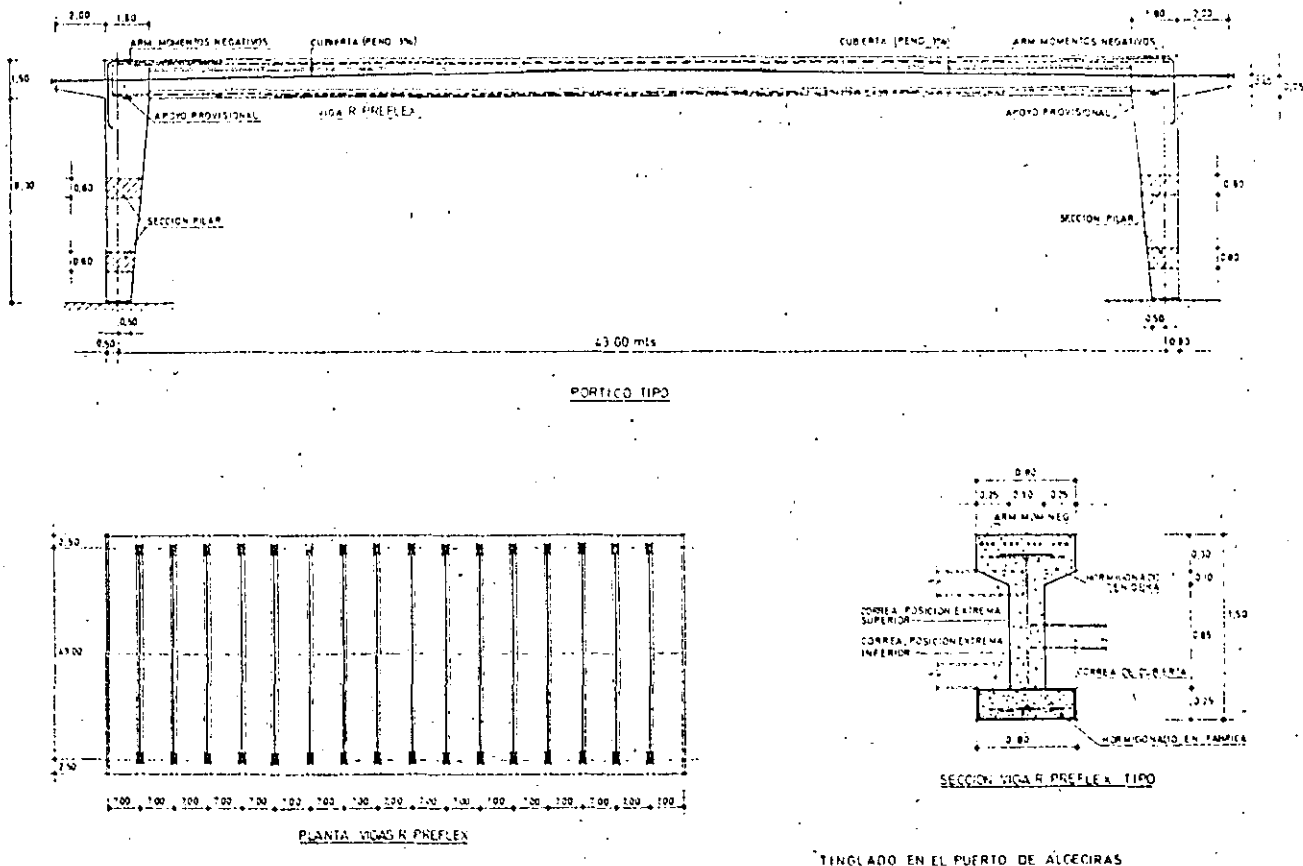


Fig. 2

TINGLADO EN EL PUERTO DE ALGECIRAS

El caso siguiente (fig. 3) ya mezcla las dos ventajas fundamentales que presenta el empleo de vigas Preflex: esbeltez y prefabricación. Se trata de un puente sobre la ría de Aboño, para el acceso al parque de carbones del mismo nombre. Existe aquí un problema de gálibo importante por una parte, porque la carretera de acceso atraviesa unos metros antes, un paso a nivel de Renfe, que fija el nivel superior de la rasante de la carretera y por otra parte el desagüe del canal fija el nivel inferior del puente. Con estos condicionantes el canto total del puente no podía pasar de 90 cm para una luz de 26,50 m. La esbeltez precisada es pues de 1/30 aproximadamente. La solución está formada por las vigas Preflex, sobre las que se hormigona una losa de hormigón de 20 cm de espesor. El montaje de las vigas se realizó con dos grúas automóviles, desde las orillas, aprovechando su peso reducido de 22 t para su longitud.

A continuación pasamos a puentes de más de treinta metros.

En primer lugar, un paso superior de Hospitalet sobre la autopista Barcelona - Tarragona. La necesidad del puente surgió posteriormente a la construcción de la autopista y su realización no pudo aprovecharla de la tipificación.

Se adoptó una solución de vigas Preflex con luces entre 31,5 y 33,5 m de longitud, debido al esviaje. El canto total fue de 1,60. Está previsto ensancharlo 3 m de cada lado, ensanche que se realizará el año próximo. En la figura 4, se aprecian las vigas durante su transporte a Barcelona.

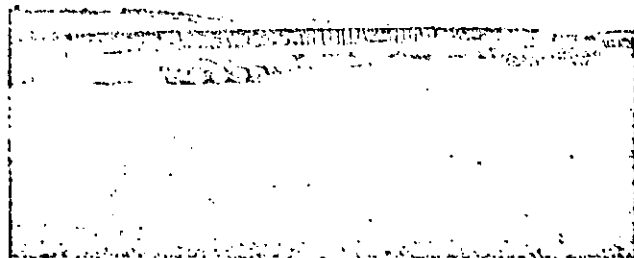
Un caso más apropiado aún, se ha dado en un puente sobre el Bidasoa, en la localidad navarra de Vera, para acceso a las nuevas instalaciones de Laminaciones de Lesaca. El puente está formado por 3 vanos de 13 - 37 - 13. Los vanos laterales están realizados en hormigón armado mientras que el vano central lo componen dos vigas Preflex separadas 6 m entre ejes, con una losa de 25 cm de espesor que vuela 2 m a cada lado, consiguiendo los 10 m de ancho del tablero.

El proceso constructivo del tablero ha sido el siguiente: montaje de las vigas de 57 t de peso; hormigonado de la losa entre vigas, sin ningún apuntalamiento; hormigonado de los vanos laterales de hormigón con cimbra desde el suelo. Como se han previsto armaduras de continuidad entre el tramo Preflex y el de hormigón, el tablero se comportará como continuo para el peso propio de los vanos laterales y para cargas muertas y sobrecargas.

Para el montaje, a pesar de la longitud de las vigas y de la imposibilidad de acceso al cauce del río, no hubo necesidad más que de dos grúas automóviles colocadas en las orillas. En la figura 5, se aprecia la maniobra, que cuidadosamente estudiada permitió el montaje de las vigas en una mañana.

Fig. 5

Fig. 4



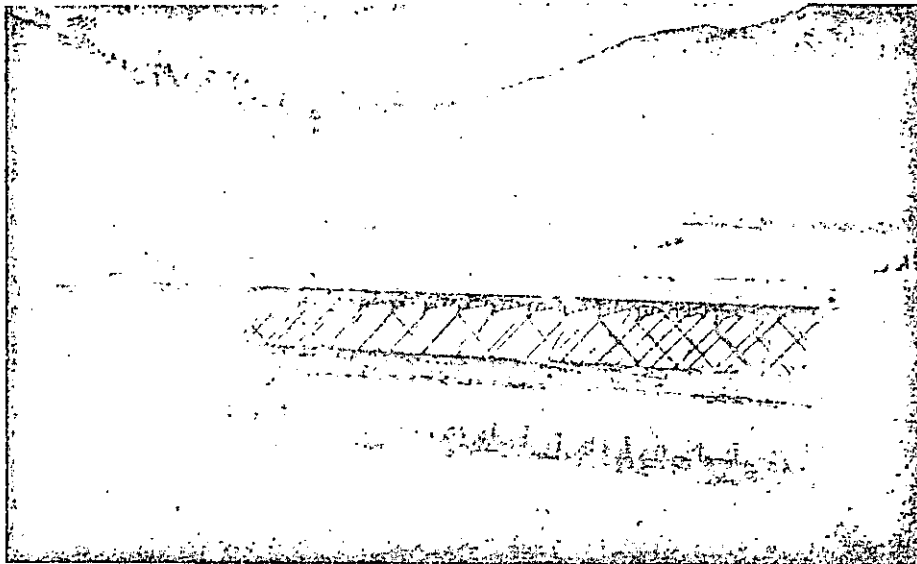


Fig. 6

Como último ejemplo de puentes de carretera presentamos uno sobre el río Nalón, actualmente en construcción, de 44 m de luz. Sustituye a otro metálico de tablero inferior de 4 m de canto y actualmente inundable (fig. 6), debido a que aguas abajo se encuentra la presa de la central térmica de Soto de Ribera. El canto máximo posible, teniendo en cuenta la coronación de la presa, es de 2 m. La solución que se está realizando tiene 1,70 m de canto total y está formado por tres vigas Preflex separadas 2,75 m, sobre las que se hormigona una losa de 20 cm. de espesor. El ancho total del tablero es de 8,70 m.

En Gran Canaria se han realizado varios puentes de carretera, de 14 y 16 m de luz, el P-13, P-48 y el de la C-812, en varias urbanizaciones de Maspalomas.

B) PUENTES DE FERROCARRIL

Las razones que antes exponíamos para la utilización de las vigas Preflex en puentes de carretera, no sólo son válidas para puentes de ferrocarril, sino que se refuerzan.

En efecto, los puentes de ferrocarril que ahora se construyen, salvo los de nuevas líneas, son sustituciones de puentes antiguos o supresiones de pasos a nivel.

Por otra parte, las cargas del ferrocarril son muy superiores a las de carretera, lo que reduce las esbelteces que se pueden conseguir para los puentes de carretera.

Las vigas Preflex presentan las ventajas de una gran facilidad y rapidez de montaje y unos cantos muy reducidos. Además, debido a la preflexión y al hormigón precomprimido del ala inferior, el perfil metálico tiene constantemente unas tensiones muy fuertes y del mismo sentido que las que aparecen bajo cargas máximas.

De esto se deduce una mayor resistencia a la fatiga y al impacto, efectos importantes en los puentes de ferrocarril.

LAS VIGAS RUBIERA PREFLEX

PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DE LA VIGA PREFLEX

El procedimiento Preflex consiste en someter una viga metálica obtenida por laminación o por soldadura, a una flexión previa muy fuerte, del mismo sentido y de magnitud igual o mayor que la prevista en servicio, recubriendo a continuación, con hormigón de muy alta resistencia, la zona de tracción de dicha viga metálica.

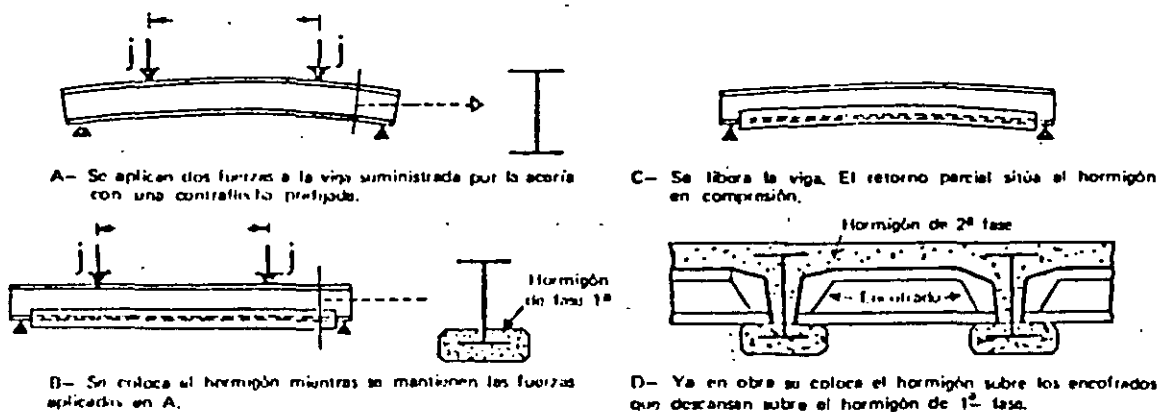
La carga se mantiene hasta que el hormigón se haya endurecido. Entonces se libera la viga del dispositivo que la mantenía en flexión, con lo que se provoca una fuerte precompresión del hormigón de recubrimiento y se origina una flecha "de retorno" sensiblemente menor, en valor absoluto, a la de preflexión.

Se comprende que la siguiente puesta en carga de la viga, al entrar en servicio en la obra:

1º. — Descomprime el hormigón sin que aparezcan en él tracciones o, todo lo más, cuando las hay, muy pequeñas; por consiguiente no habrá fisuras que merezcan consideración.

2º. — Provoca una nueva flecha, del orden de la que se origina al liberar la viga, pero mucho menor que la de preflexión o que la que hubiera experimentado en obra la misma viga desnuda; el efecto es el de un aumento de rigidez, y esta crece más todavía recubriendo de hormigón el resto de la viga, lo que suele hacerse a la vez que se echa la capa de compresión del forjado que apoya en ella.

Fuerzas aplicadas con gatos hidráulicos



VENTAJAS Y APLICACIONES DE LA VIGA PREFLEX

Las ventajas que ofrecen las vigas Preflex se derivan de que la gran rigidez, que hemos visto que se obtiene con el procedimiento Preflex, permite aprovechar plenamente la resistencia de un acero de mayor calidad. Como además, por el mismo proceso de preflexión, cada viga metálica se ha probado a una tensión superior a la máxima de servicio prevista, y por otras consideraciones, el acero de las vigas Preflex se puede calcular para una tensión de trabajo del 80% de su límite elástico. La carga admisible para una viga Preflex de acero A-52 resulta de 28,8 Kg/mm² en lugar de los 14 Kg/mm² admitidos para el acero ordinario.

Siguiendo una comunicación de A. Dobruszkes al 25 Congreso Internacional del Acero en Salzburgo en junio de 1971, podemos resumir del siguiente modo las cualidades y aplicaciones de las vigas Preflex:

1º. — Pequeño canto con relación a la luz (gran esbeltez). El canto puede ser reducido hasta 1/45 de la luz, sin que esto ocasione una flecha excesiva, de modo que el conjunto de la viga y tablero puede inscribirse en los gómbos más reducidos.

2º. — Gran capacidad portante para un reducido peso propio. La viga Preflex puede soportar hasta 40 veces su propio peso.

3º. — Gran rigidez. Las deformaciones debidas a las sobrecargas son muy reducidas.

(26)

4º.— La viga es estable a largo plazo, tanto desde el punto de vista de la resistencia como desde el punto de vista de su forma. El acero queda prácticamente liberado de las tensiones internas de laminación y soldadura, gracias a la doble preflexión. El hormigón de revestimiento, prácticamente no fisurable, puede ser considerado como estabilizado desde que la viga se haya puesto en obra y haya sido cargada.

5º.— El manejo y el transporte no requieren ninguna precaución especial. La viga puede ser incluso volteada. Para suspenderla, se puede hacer por uno o dos puntos. Para almacenarlas o para un transporte de larga duración basta tener la precaución de apoyarlas sólo por sus extremos, de modo que la flexión debida al peso propio alivie la compresión del hormigón de la zapata inferior, reduciendo el efecto de fluencia del mismo.

6º.— Fácil enlace con los demás elementos de la construcción. La viga Preflex puede ser fácilmente incorporada lo mismo a una estructura de hormigón armado que a una estructura metálica. Todos los tipos de forjados, prefabricados o ejecutados en obra, pueden ser utilizados conjuntamente con estas vigas. La realización de los nudos rígidos o semirrígidos, no da lugar a ninguna dificultad.

7º.— Resistencia suficiente contra los incendios, gracias al grueso recubrimiento de hormigón prácticamente exento de fisuras. Esto constituye una de las mejores protecciones que se pueda dar al acero.

8º.— Para permitir el paso de tuberías y canalizaciones se pueden practicar en la viga aberturas de un diámetro de hasta el 60% de la altura del alma.

9º.— La viga Preflex permite una ejecución acelerada de la obra, gracias a las facilidades siguientes:

- Supresión de los puntales del encofrado.
- Absorción de empujes axiales eventuales. (vg. apuntalado muros o pantallas durante la excavación de una obra subterránea).
- Mantenimiento de la circulación bajo las vigas.
- Liberación inmediata y completa del nivel inferior para la ejecución de otros trabajos.

10º.— La economía no se alcanza con detrimento de la seguridad. El acero se utiliza en un porcentaje elevado de su resistencia, pero la seguridad en servicio es mayor que en las construcciones habituales, pues,

- a) Su resistencia a la fatiga ha aumentado considerablemente.
- b) Se han eliminado tensiones internas.
- c) Los defectos de material o de ejecución están excluidos, ya que cada viga ha sufrido una prueba prolongada bajo sollicitaciones máximas de servicio.
- d) El acero está protegido contra la corrosión y contra el incendio.
- e) El hormigón ha sufrido un proceso que le protege contra la fisuración.

Por otra parte, por el empleo de las vigas Preflex se consiguen otras economías gracias a las grandes facilidades que por el se obtienen en lo que concierne a la concepción del conjunto y a la realización del proyecto. Todo lo que precede explica la penetración del sistema en los diversos dominios de la construcción y el lugar que este tipo de vigas ocupa actualmente en Bélgica, desde donde se ha extendido a otros países, fabricándose hoy vigas Preflex en Inglaterra, Alemania, Holanda y España.

Las vigas Preflex se emplean en:

1.— Obras públicas, (puentes, viaductos, cruces de calles, autopistas y ferrocarriles a distinto nivel, estacionamientos, aparcamientos subterráneos, muelles de puerto, etc.).

2.— Edificios (edificios ordinarios de viviendas, especialmente para los bajos comerciales y sótanos utilizados como garajes; oficinas, grandes almacenes, salas de espectáculos, universidades, escuelas técnicas, garajes y aparcamientos elevados, fábricas y talleres, iglesias, imprentas, etc.).

CALCULO RAPIDO DE LAS VIGAS PREFLEX

Para calcular una viga Preflex de un modo rápido y sencillo se procede del mismo modo que si se fuera a elegir una viga metálica sin revestir, utilizando unas tablas de perfiles laminados, preferiblemente de la serie HE, de alas anchas paralelas, en sus tres variantes A, B y M, o, mejor, de vigas obtenidas por soldadura. Solamente es necesario tener en cuenta los tres factores siguientes:

- a) En los casos corrientes el momento resistente (I/V) cm^3 de una viga Preflex (Calculado para sección homogeneizada, o sea, tomando en sustitución de la parte de hormigón su equivalente en acero) es igual o superior a 1,1 veces el de la viga metálica original sin recubrir, que figura en las tablas.
- b) El momento de inercia, calculado también en acero, de la viga terminada, incluido el recubrimiento superior de hormigón, oscila entre 2,5 y 3,5 veces el de la viga metálica original figurado también en las tablas. Se puede tomar como término medio el coeficiente 3.
- c) La tensión admisible en la fibra extrema en tracción del acero de las vigas Preflex es del 80% de límite elástico aparente. Como éste es de 3.600 Kg/cm² para el Acero A-52, que se suele emplear, la tensión admisible resulta de 2.880 kg/cm².

El perfil metálico a elegir deberá ser por consiguiente el de menor peso que figure en las tablas, de canto compatible con el canto total impuesto (1) y que posea un momento resistente que cumpla la condición siguiente:

$$(I/V) \text{ de la viga metálica desnuda} \geq \frac{\text{Momento flector máximo}}{1,1 \times 2.880}$$

Los constructores, en la práctica, suelen preferir aprovechar la zapata de hormigón precomprimido que reviste el ala inferior para apoyar los encofrados de la losa, o las vigas secundarias y los forjados prefabricados, evitando así apoyos y puntales. Después se vierte el hormigón de la losa o de la capa de compresión a la vez que el recubrimiento del ala superior de la viga Preflex. En estas condiciones el hormigón de la cara superior colabora únicamente para soportar las sobrecargas de trabajo, y la determinación del perfil de la viga debe hacerse del modo siguiente:

Se calcula separadamente el momento flector originado por las cargas que actúan antes del fraguado del hormigón de la cabeza superior (peso propio de la viga, del hormigón de recubrimiento y de la losa, así como los pesos de los encofrados, vigas secundarias y forjados que cargan sobre la viga Preflex), y el momento flector producido por las cargas que actúan en la segunda fase, después del endurecimiento del hormigón superior (carga permanente de pavimentos, muros, tabiques, etc, y sobrecargas útiles descontándose el peso de los encofrados si los hay).

Sean M' y M'' estos momentos respectivos. El momento de resistencia (I/V) de la viga necesaria será entonces,

$$(I/V) \geq \frac{M'}{2.880} + \frac{M''}{1,10 \times 2.880}$$

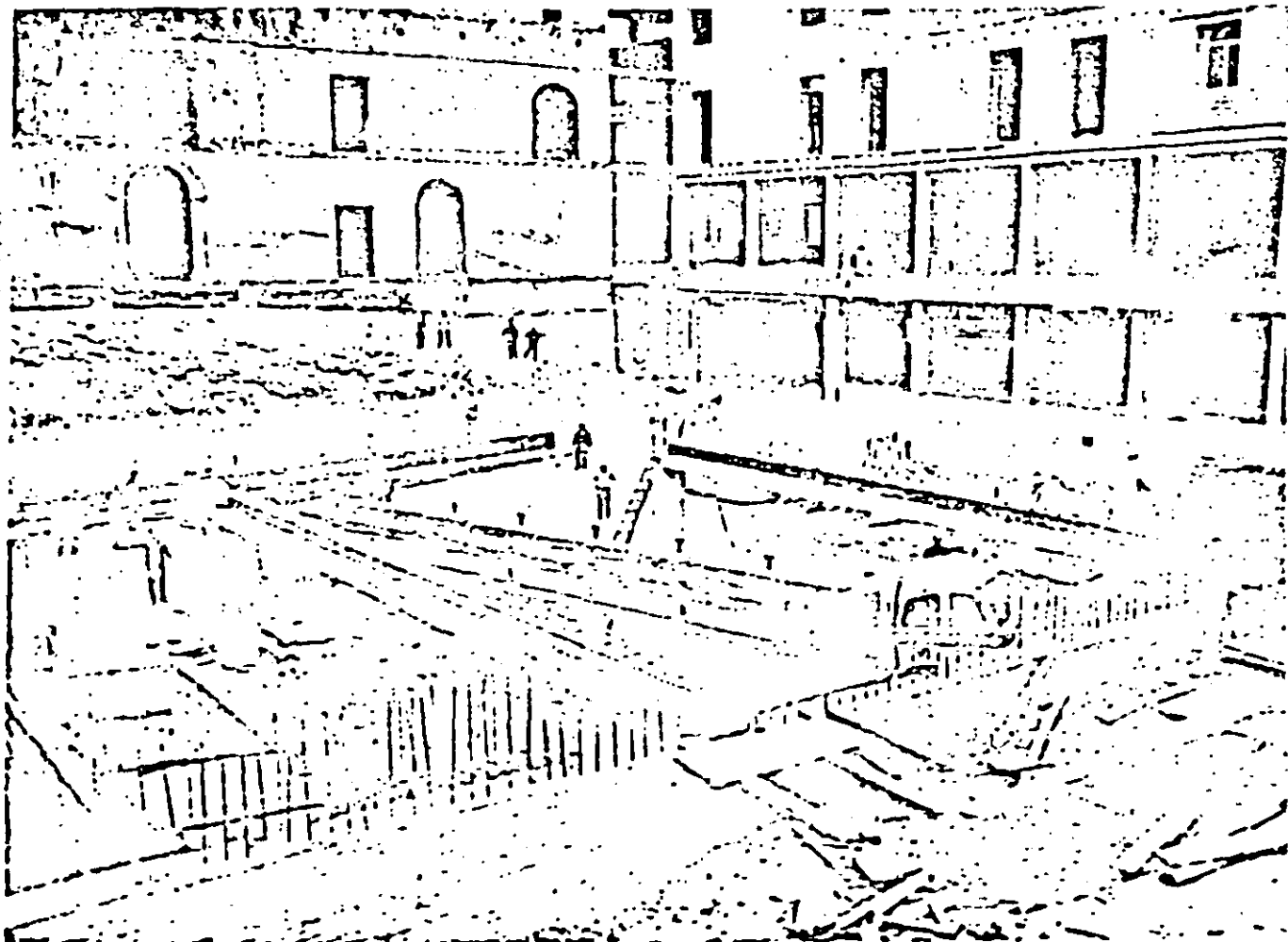
Hay que hacer la observación de que la viga Preflex se puede empotrar perfectamente en muros o pilares de acero o de hormigón, construyéndose nudos de perfecta garantía. Sin embargo, tratándose de vanos grandes como son generalmente los que se presentan en las aplicaciones de la viga Preflex, no suele ser conveniente transmitir al empotramiento todos los esfuerzos, porque resultan momentos excesivamente fuertes. Para evitarlo lo más frecuente es calcular M' como para una viga simplemente apoyada sobre dos puntos, que se materializan en dos apoyos de rótula provisionales. Después, durante el proceso de hormigonado se hace efectivo el empotramiento o la continuidad si se trata de una viga sobre varios apoyos, y, por ello, se calcula M'' como para una viga perfectamente empotrada o continua.

(1) Del canto total se sustraen de aquí un 10% para recubrimiento superior y 6 cm. para recubrimiento inferior por debajo del perfil metálico.

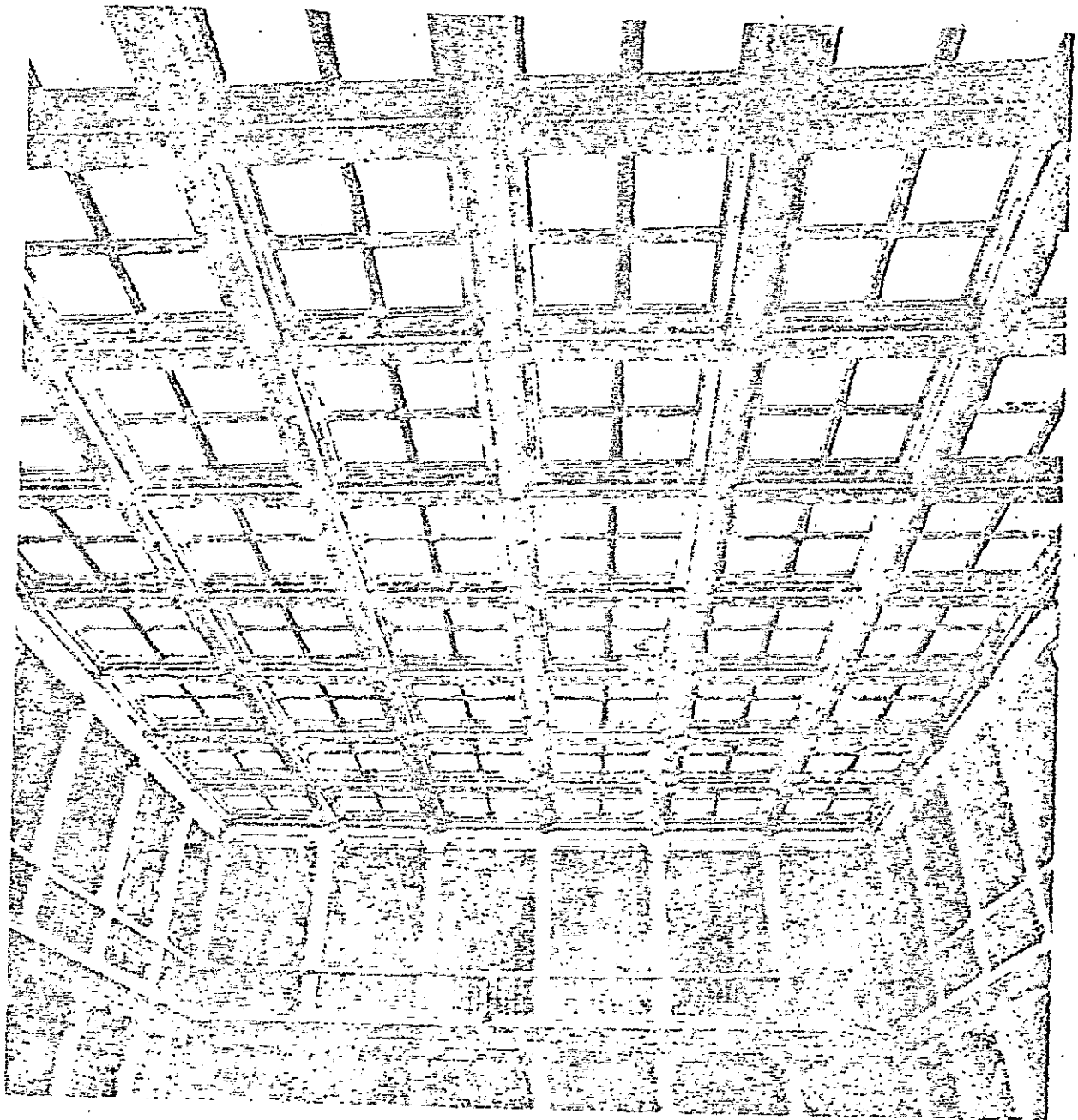
Para la comprobación de las flechas se utilizan las fórmulas normales, empleando como momento de inercia el triple del de la viga metálica tomado del catálogo. Por otra parte, basta con calcular la flecha producida por la sobrecarga de uso, ya que la parte originada por las demás cargas se compensa por la contraflecha que se le da a la viga antes de someterla al proceso de preflexión.

Para que sea válido el uso de los coeficientes antes indicados y como norma aproximada para el dimensionamiento de la viga completa, se deben tener en cuenta los siguientes detalles:

- a) El ala superior del perfil metálico debe ser igual a la inferior. En vigas grandes se puede reducir su área en un 5% o poco más.
- b) La sección del hormigón de recubrimiento de la cabeza inferior del perfil metálico es, aproximadamente, diez veces mayor que ésta.
- c) El espesor del hormigón debajo del ala inferior debe ser de unos 6 cm. aproximadamente.
- d) El espesor de la capa de recubrimiento, sobre el ala superior, debe ser aproximadamente 1/10 del canto total de la viga terminada.



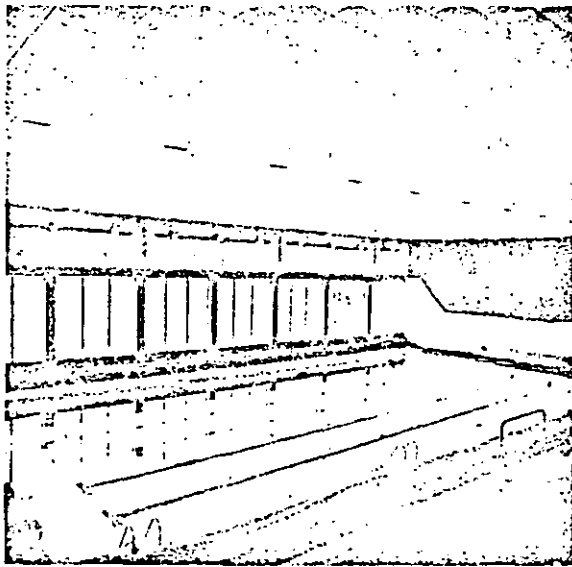
PREFLEX



PATIO CUBIERTO DEL HOTEL DE LA RECONQUISTA (OVIEDO)

CALCULO DE VIGAS PREFLEX
DE EDIFICACION

Utilización de los ábacos



PISCINA DEL GRUPO COVADONGA (GIJÓN)

Existen ábacos para cada tipo diferente de perfiles, IPE, HEA, HEB y HEM. Como estos perfiles no están en el mercado español todavía, se da también una tabla de equivalencia de dichos perfiles, con perfiles tipo que puede fabricar Rubiera Preflex. Hasta la fabricación, en un futuro próximo, de esos perfiles en A52d, se utilizarán los perfiles de chapa soldada equivalentes.

Para cada tipo de perfil existe un grupo de ábacos en los que varía únicamente el factor k que ahora definiremos.

Como es sabido, las vigas Preflex tienen dos fases de carga:

En la primera no se ha endurecido el hormigón de la cabeza superior; en la segunda, este hormigón ya se ha endurecido y la viga cuenta con una cabeza suplementaria de compresión. Si llamamos q_1 a la carga total que actúa en primera fase y q a la carga total, el valor k equivale a:

$$k = q_1 / q$$

El valor k se ha hecho variar para cada ábaco de 0,1 en 0,1. Como generalmente

este valor tendrá más decimales, para saber qué ábaco hay que utilizar bastará redondear y si se quiere estar del lado de la seguridad, utilizar el valor inmediato superior.

Por ejemplo, una viga Preflex, a la que se supone un peso propio de 500 kg./ml., que debe soportar un forjado de 5 m. de ancho, que pesa 200 kg./m.², y una sobrecarga de 400 kg./m.², tendrá los siguientes valores:

$$q_1 = 0,5 + 0,2 \times 5 = 1,5 \text{ T/ml.}$$

$$q = 0,5 + (0,2 + 0,4) \times 5 = 3,5 \text{ T/ml.}$$

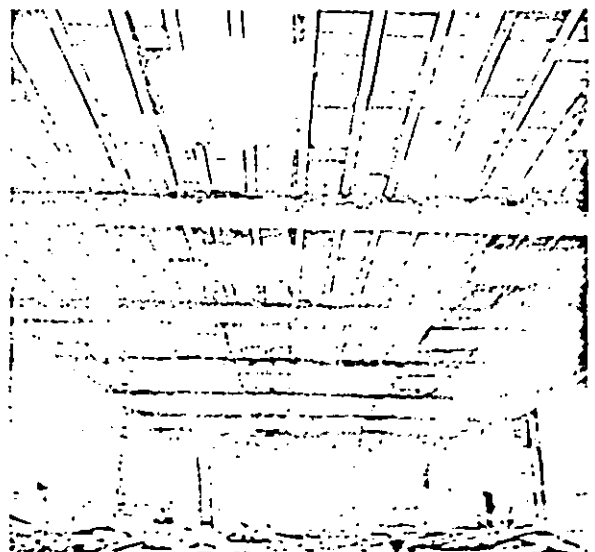
$$k = \frac{1,5}{3,5} = 0,428$$

Podemos utilizar los ábacos de $k = 0,4$ y del lado de la seguridad, los ábacos de $k = 0,5$.

Los ábacos tienen en abscisas la luz de cálculo, en metros, de la viga y en ordenadas la carga total, en T/ml. Entrando con esos valores, que son datos del cálculo, se obtiene un punto que estará próximo a una de las curvas que figura en el ábaco. La curva por encima del punto más próximo a él, pertenece al perfil que podemos utilizar para cada caso. Por ejemplo, para la viga anterior, si su luz es de 10 m. y suponiendo $k = 0,4$ podríamos utilizar un IPE-400, un HEA-280, un HEB-260 o un HEM-220.

A igualdad de carga y luz, el perfil de más canto, es el IPE, seguido del HEA, del HEB y, por último, del HEM que resulta el de menos canto posible. El canto total de la viga se obtendrá sumando al canto del perfil, 5 cm. por abajo y otros 5 por arriba, aproximadamente.

En todos los perfiles así hallados, la tensión cortante es admisible y la flecha de sobrecarga está dentro de la admitida por las normas; MV.



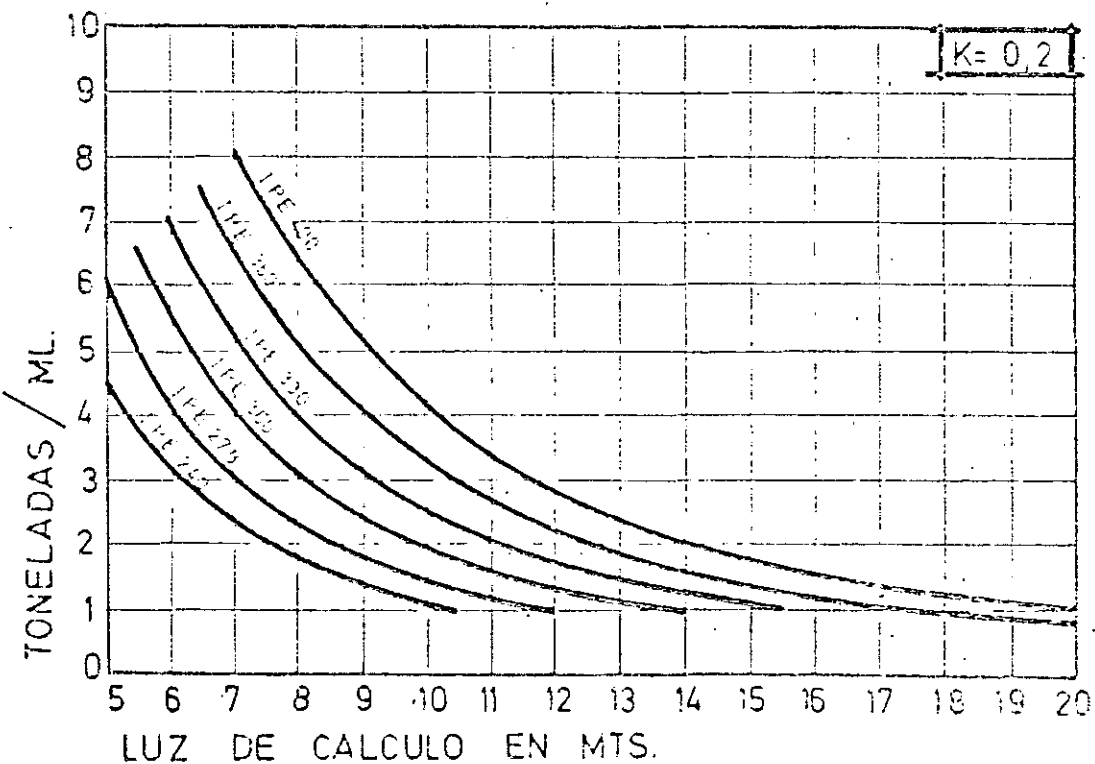
SUBESTACION DE HIDROELECTRICA DEL CANTABRICO

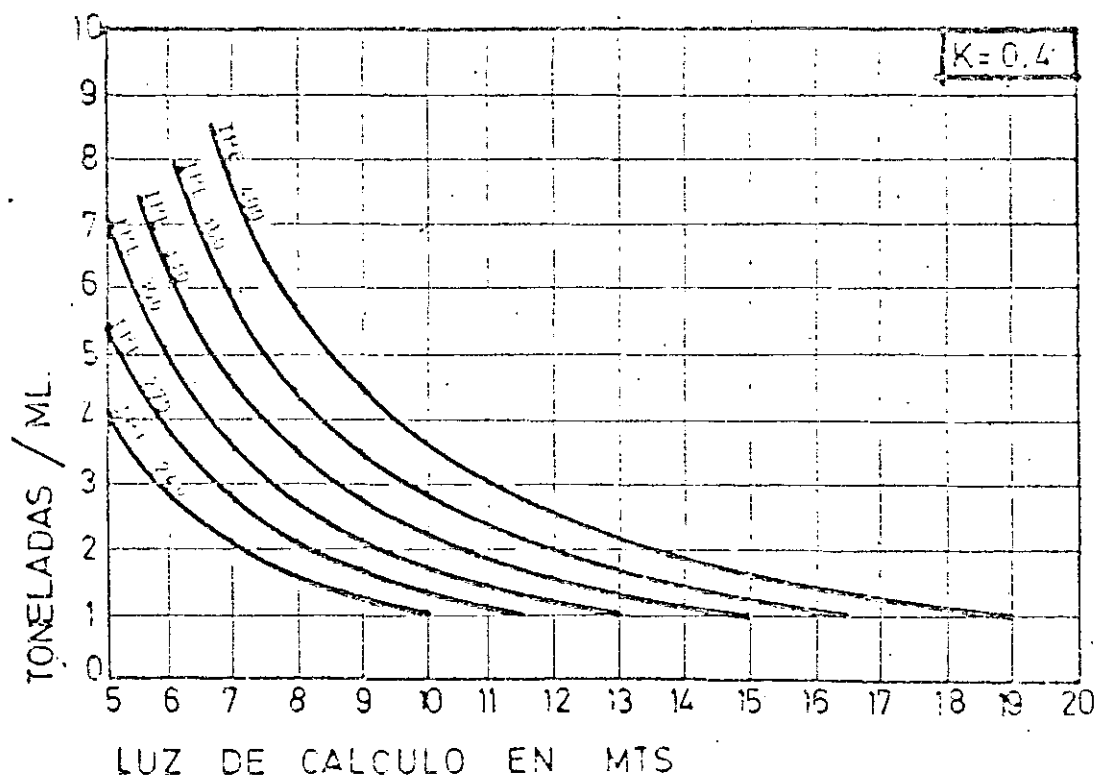
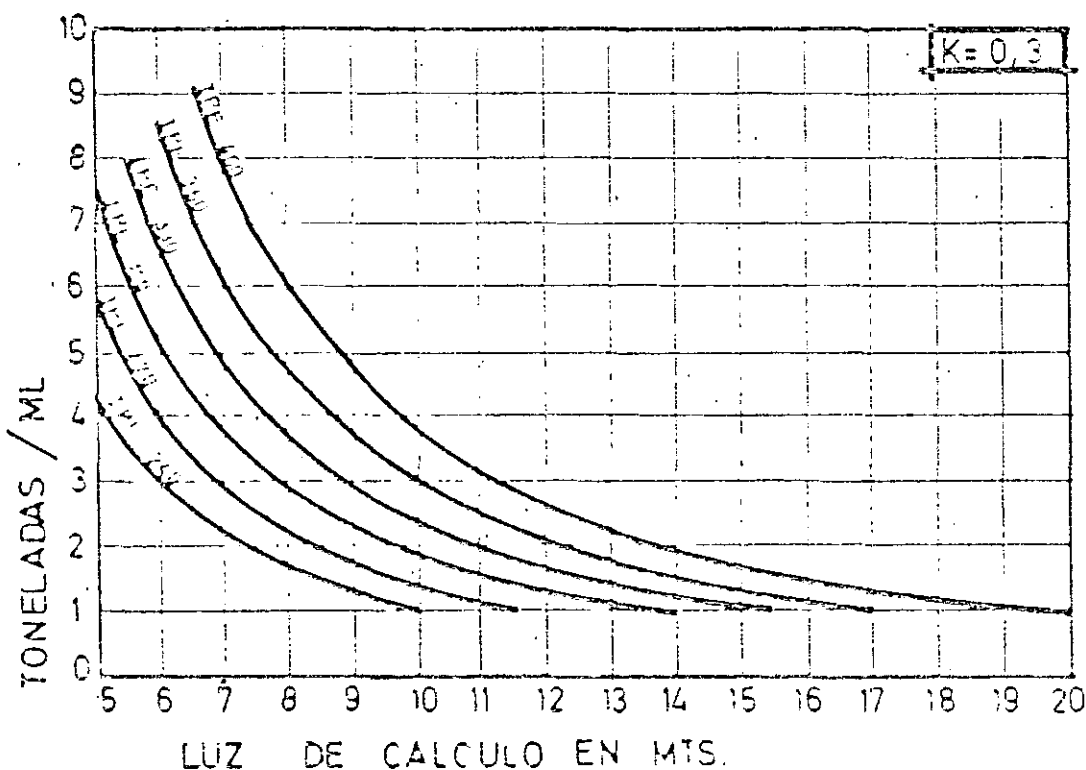
PERFILES TIPO IPE

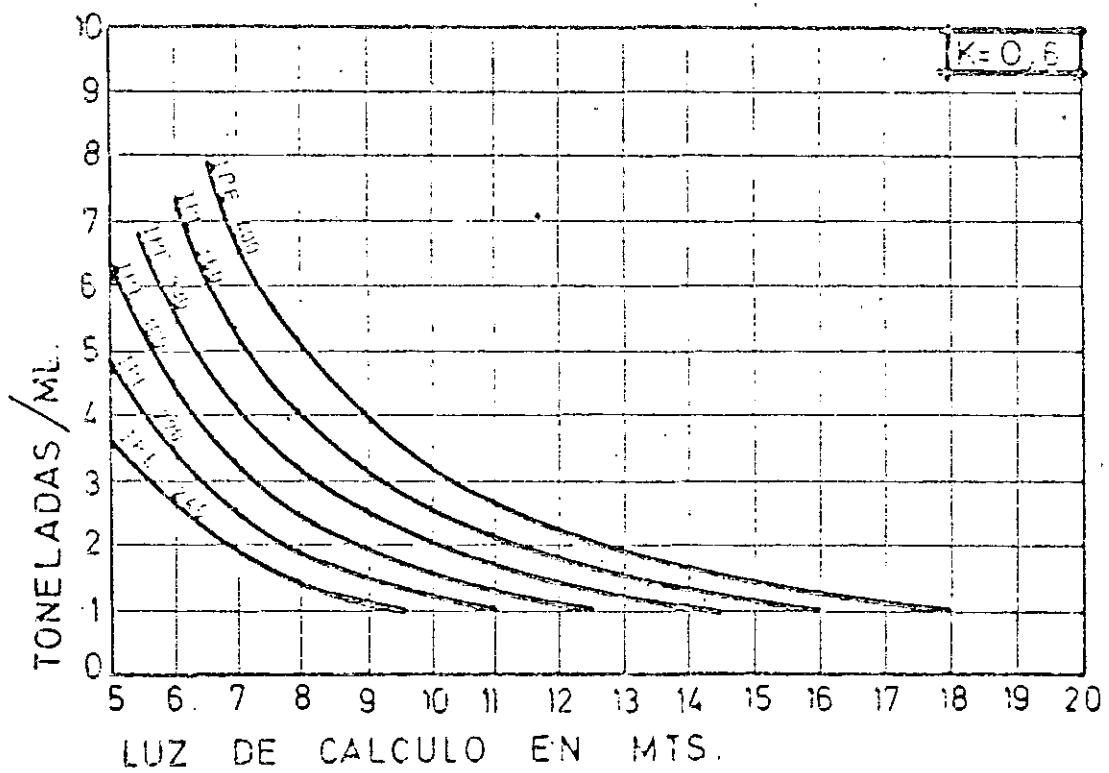
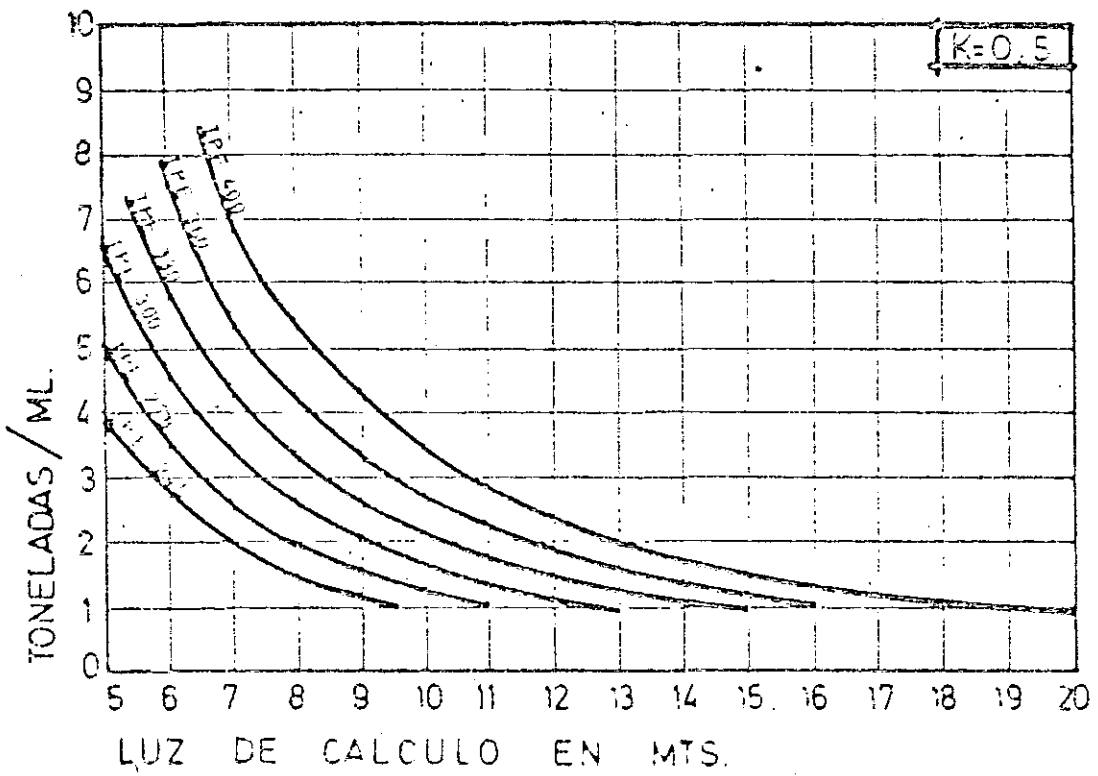
(3)

TABLA DE EQUIVALENCIAS.

IPE	ALMA	ALAS	INERCIAS	Mod/res.	cm ²	PESO	ZAPATA	
	mm.	mm.	cm ⁴	cm ³	Ω	Kg/ml	a	b
240	220x8	120x10	3.885	324	42	33	15	40
270	250x8	140x10	5.776	428	48	38	15	40
300	280x8	160x10	8.194	546	54	43	15	40
330	310x8	190x10	11.717	710	63	50	15	40
360	330x8	180x13	16.167	908	73	59	15	40
400	370x8	210x13	23.408	1.182	84	67	15	40





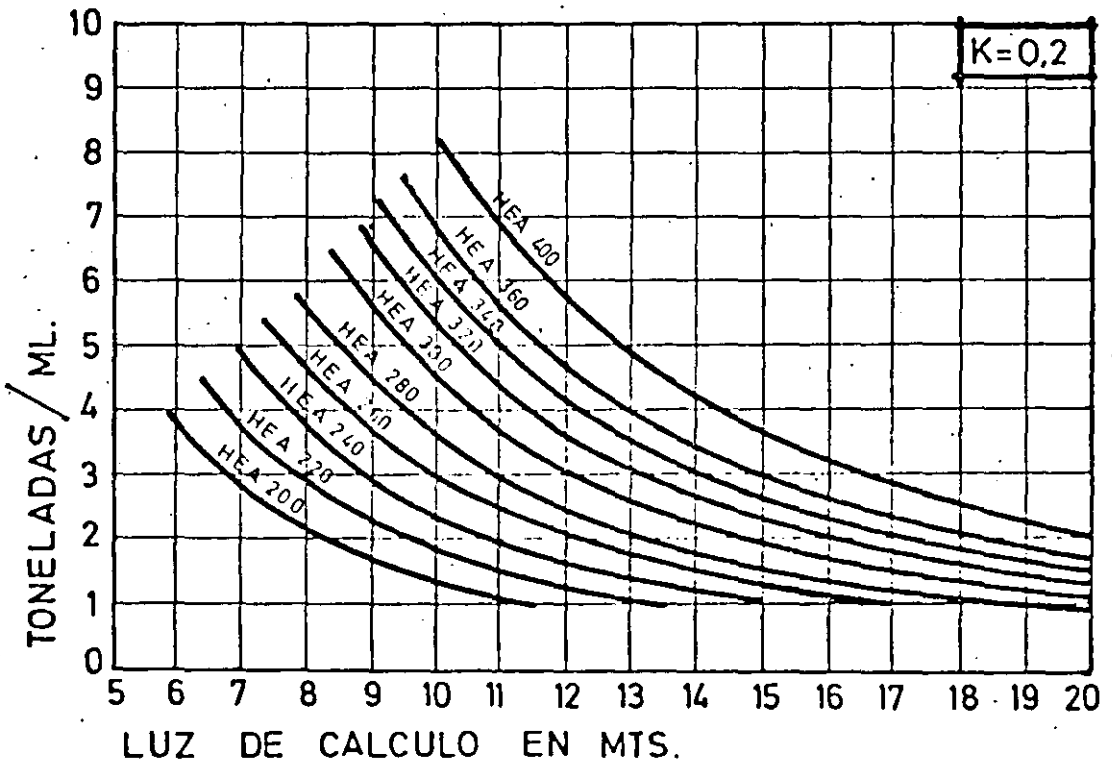


PERFILES TIPO HEA

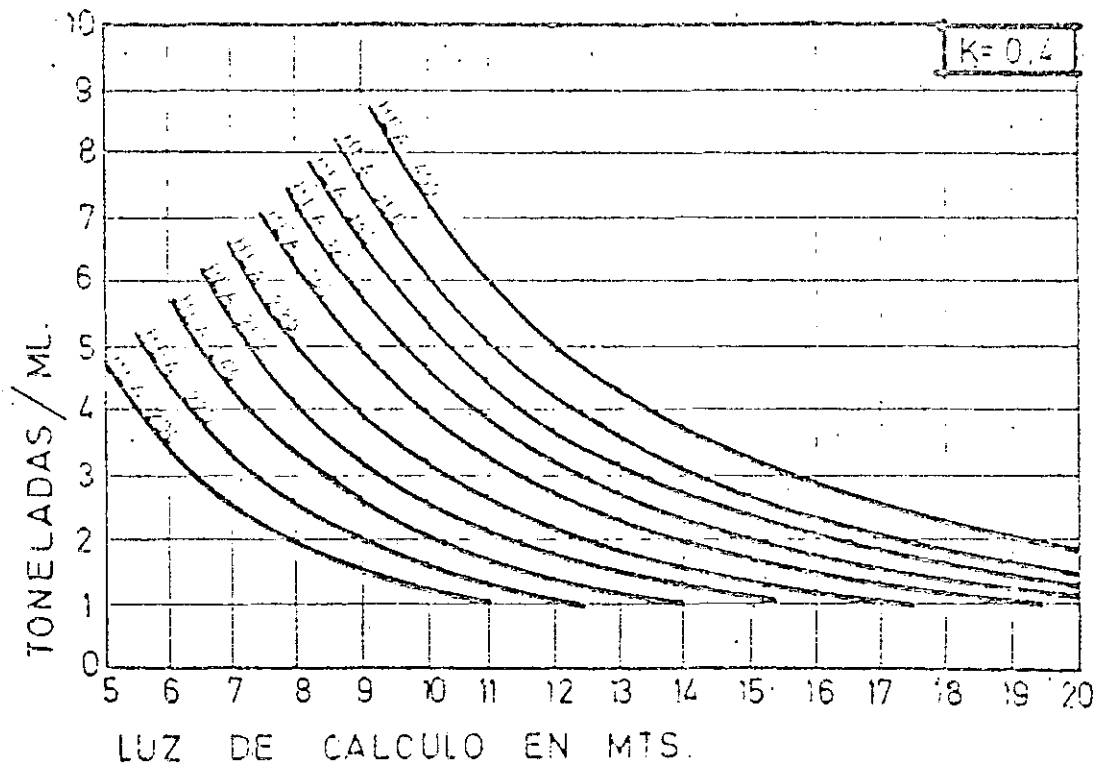
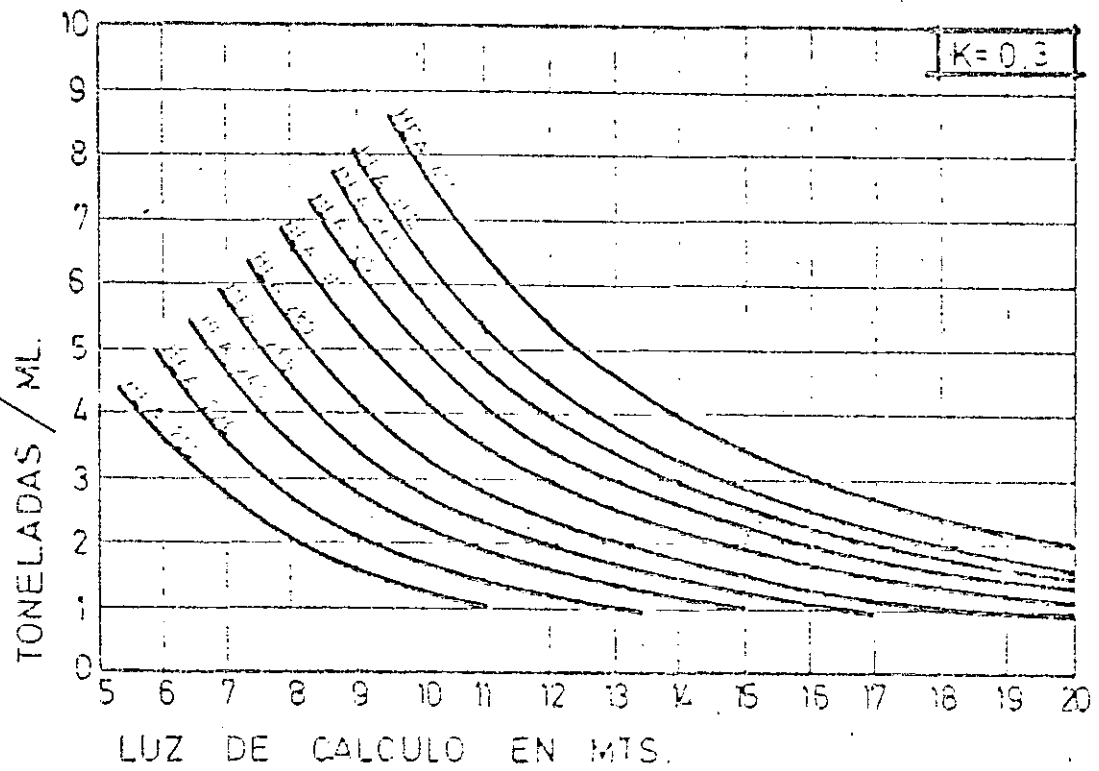
34

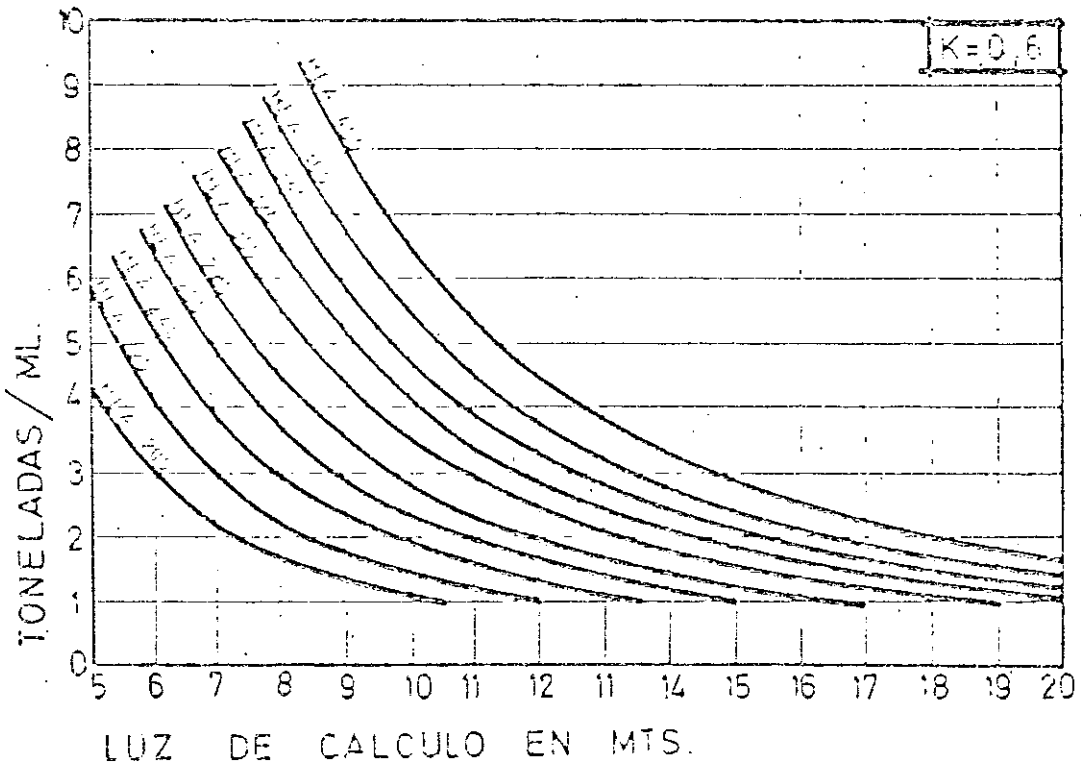
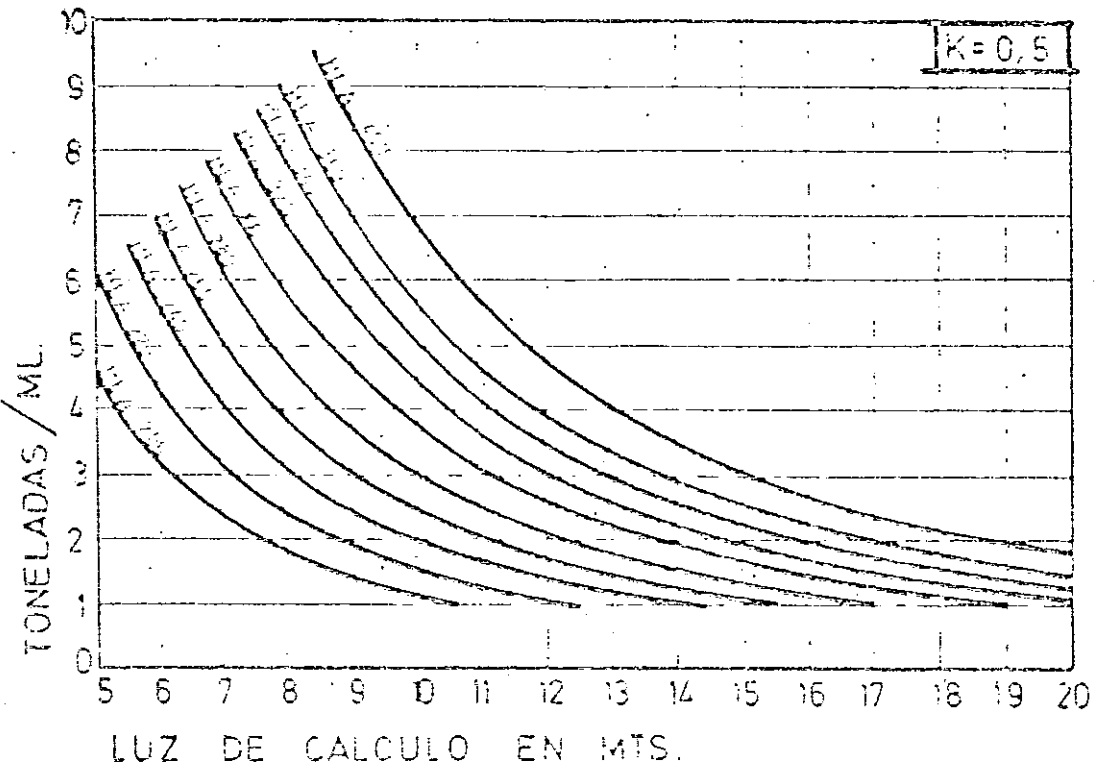
TABLA DE EQUIVALENCIAS.

HEA IPBI	ALMA mm.	ALAS mm.	INERCIA cm ⁴	Mod/res. cm ³	cm ² Ω	PESO Kg/ml	ZAPATA	
							a cm	b cm
200	180x8	200x10	4.002	400	54	44	15	40
220	190x8	200x13	5.822	539	67	54	15	40
240	210x8	230x13	8.060	683	77	61	15	40
260	230x8	260x13	10.800	844	86	67	15	40
280	240x8	190x20	14.468	1.033	99	79	15	40
300	260x8	230x20	19.234	1.282	113	90	15	40
320	280x8	250x20	23.997	1.500	122	98	15	40
340	300x8	260x20	28.459	1.674	128	102	15	45
360	320x8	280x20	34.590	1.921	138	110	15	45
400	360x8	300x20	46.470	2.323	149	119	15	45



25

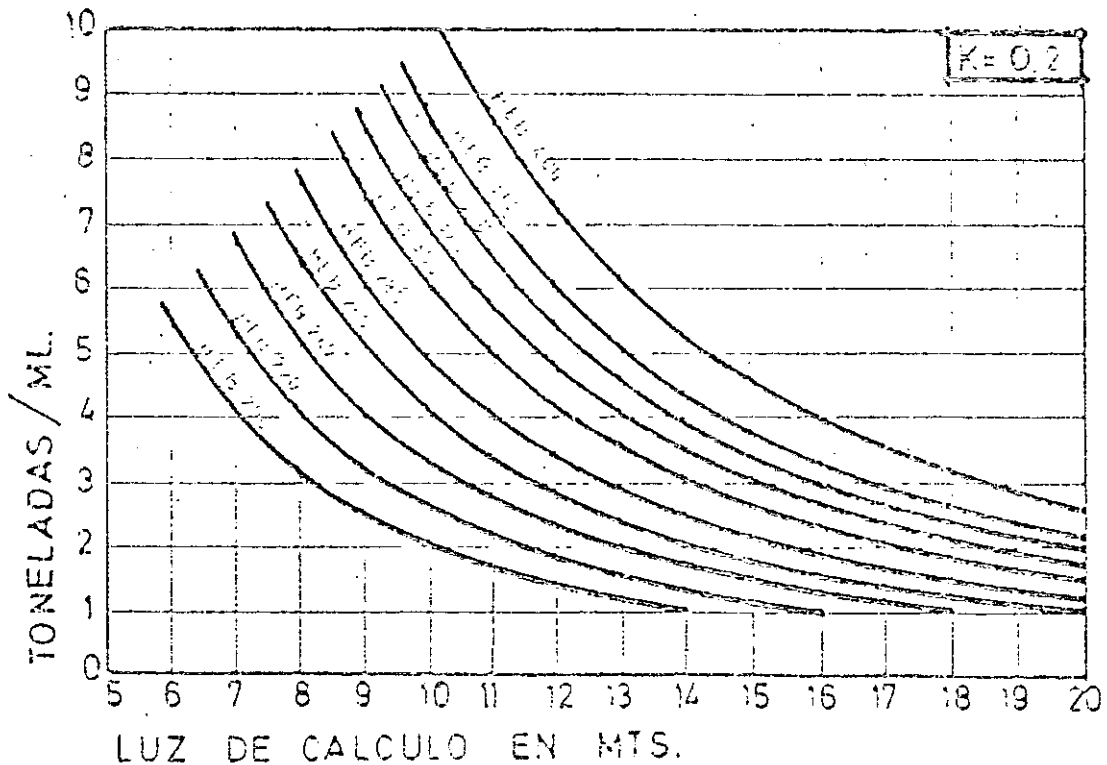


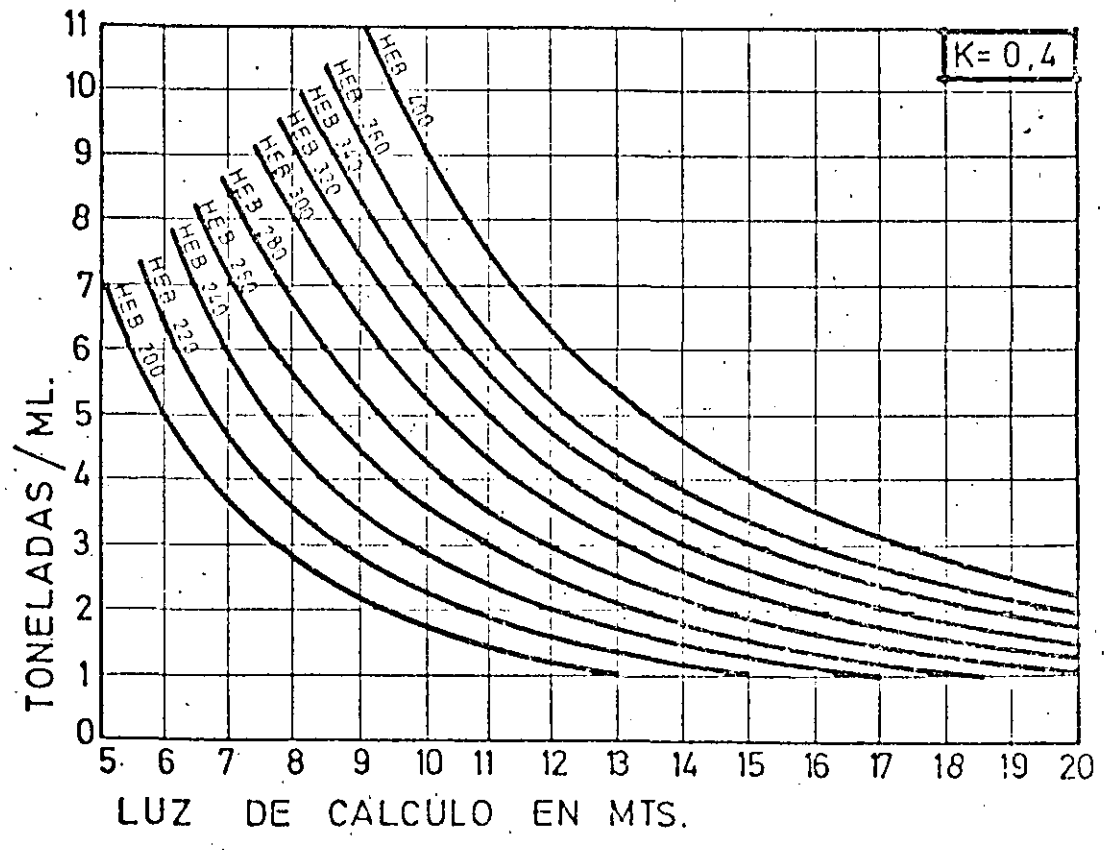
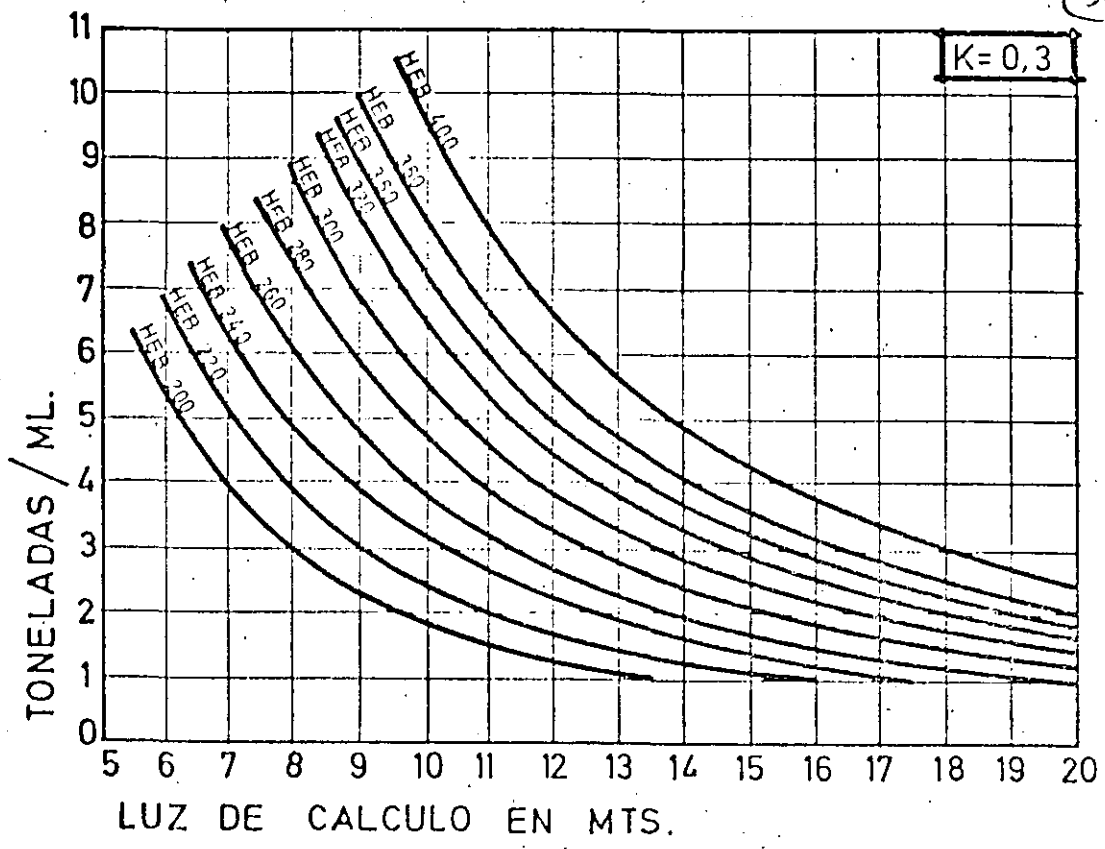


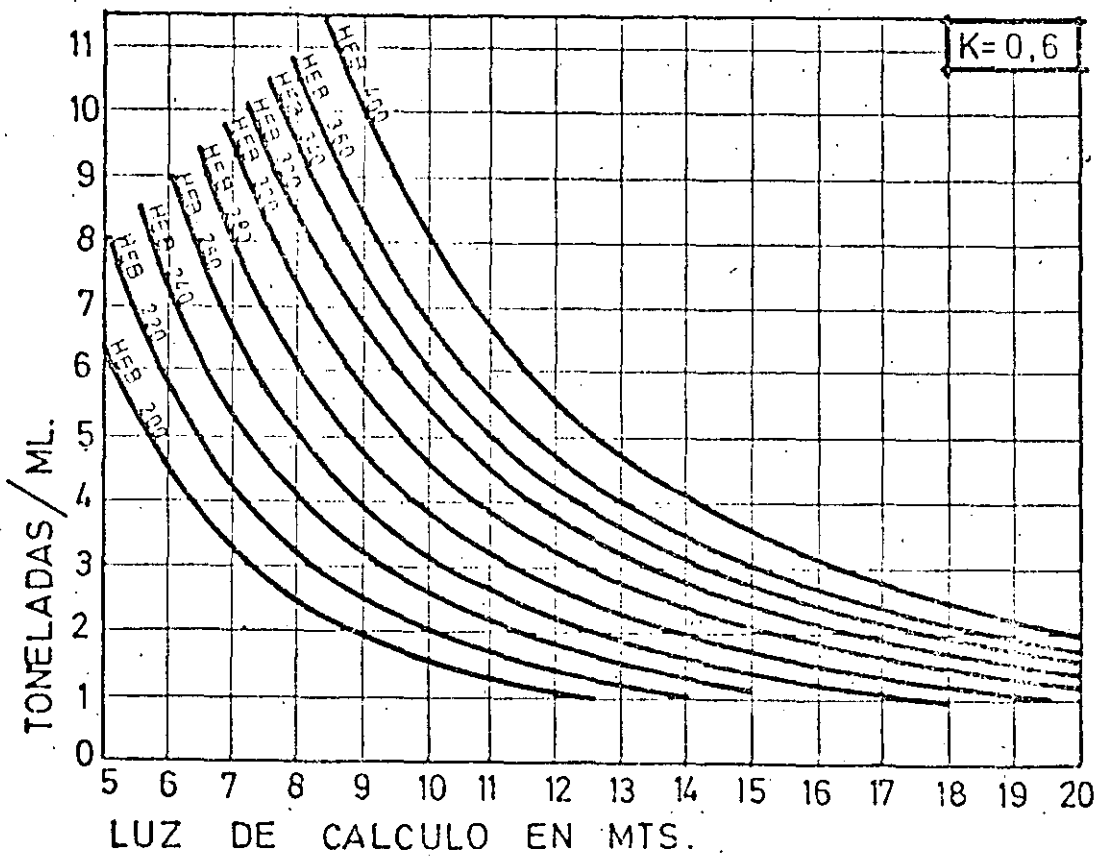
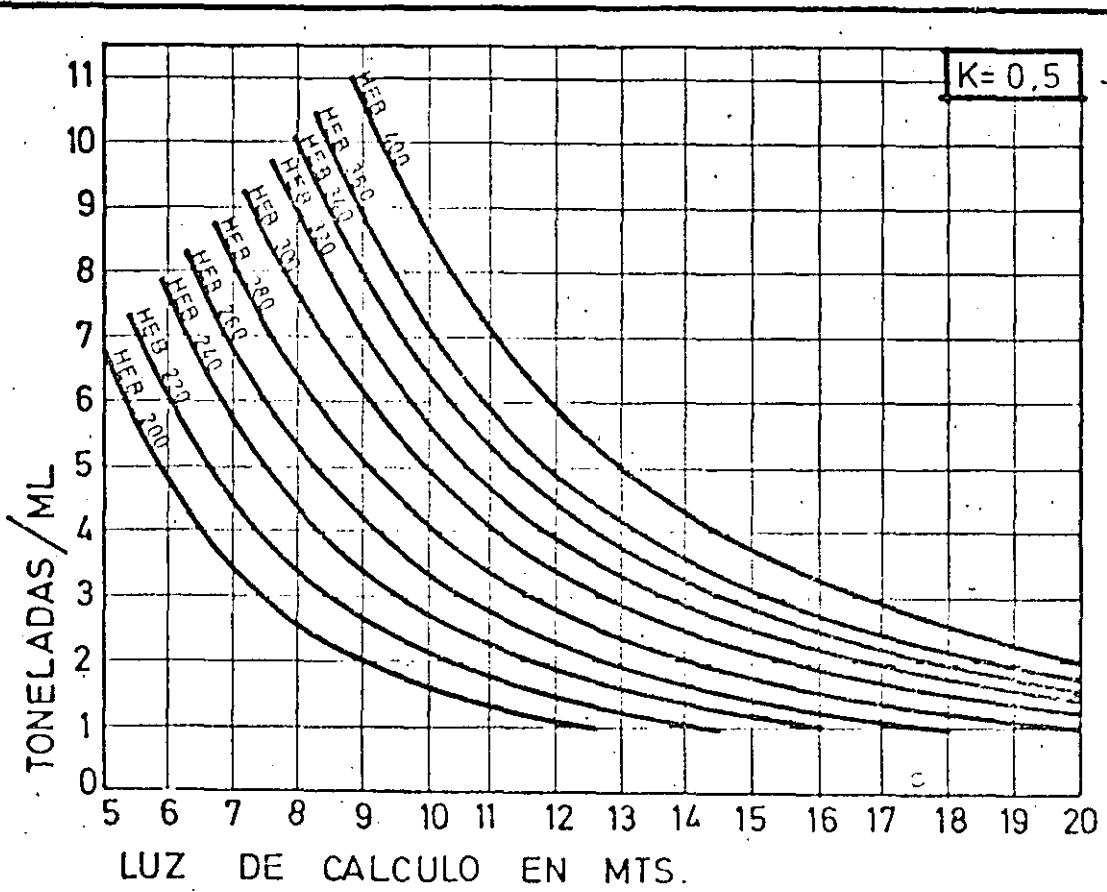
PERFILES TIPO HEB

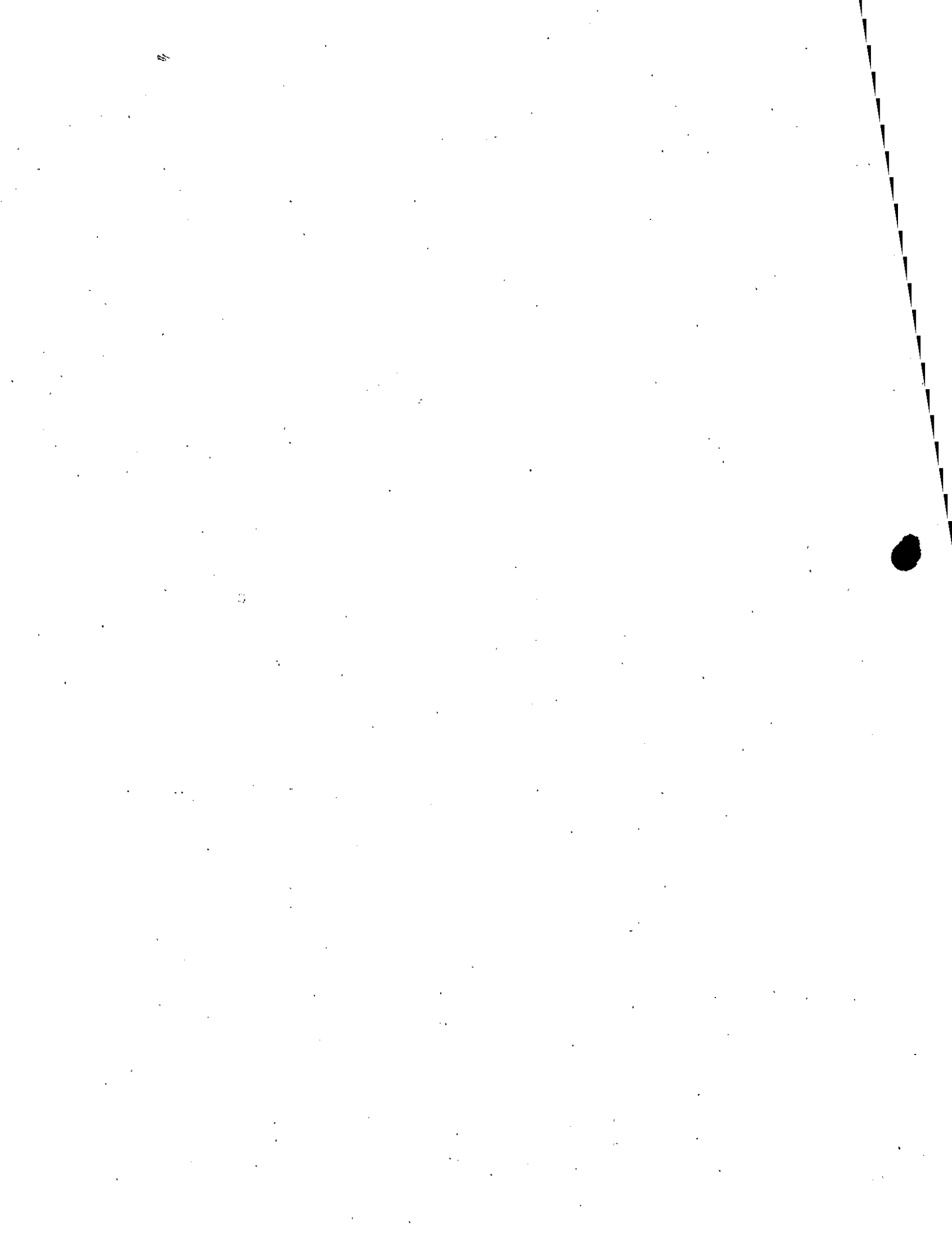
TABLA DE EQUIVALENCIAS.

HEB IPE	ALMA	ALAS	INERCIA	Mod/res.	CE2	PESO	ZAPATA	
	cm.	cm.	cm ⁴	cm ³	cm ²	Kg/ml	a	b
200	170x8	200x16	5.876	581	78	62	15	40
220	190x8	230x16	8.281	746	89	71	15	40
240	210x8	260x16	11.258	951	100	80	15	40
260	220x8	250x20	15.143	1.164	118	94	15	40
280	240x8	270x20	19.210	1.372	127	103	15	45
300	260x10	300x20	25.025	1.668	146	117	15	45
320	280x10	330x20	31.573	1.973	160	128	15	50
340	290x10	290x24	35.410	2.154	168	135	15	50
360	310x10	300x24	42.711	2.388	175	140	15	50
400	350x10	320x24	57.359	2.882	189	150	15	50







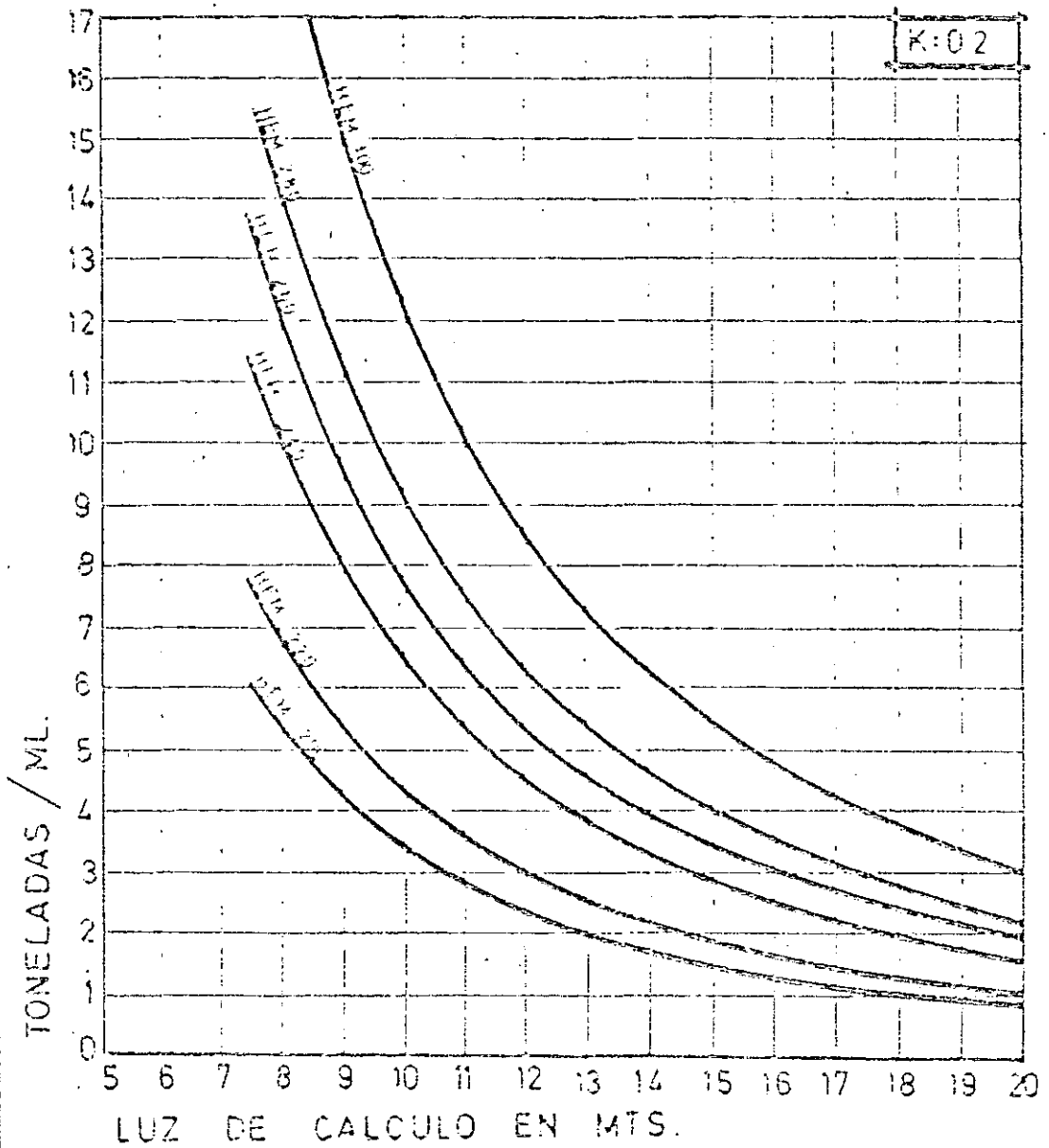


PERFILES TIPO HEM

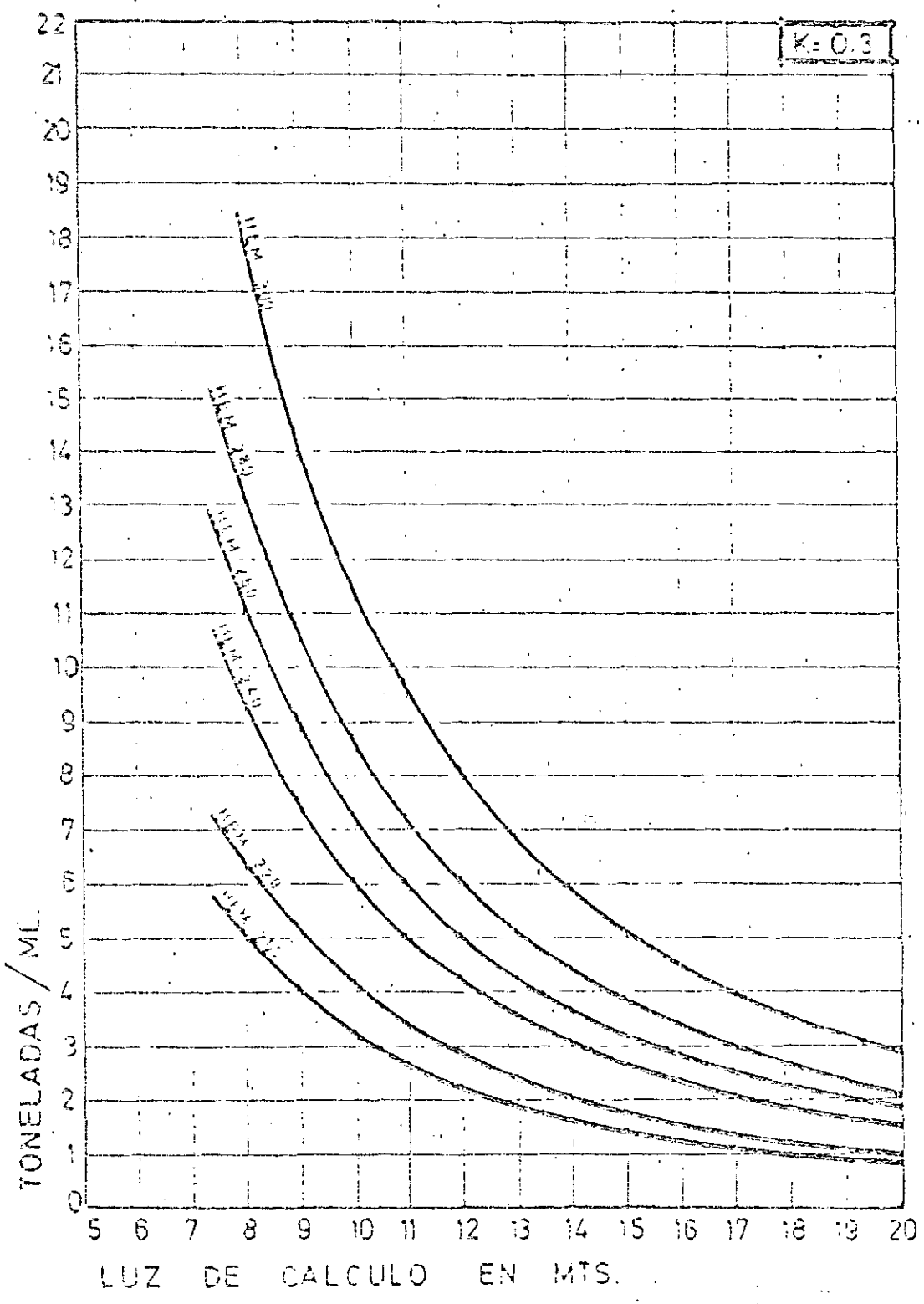
40

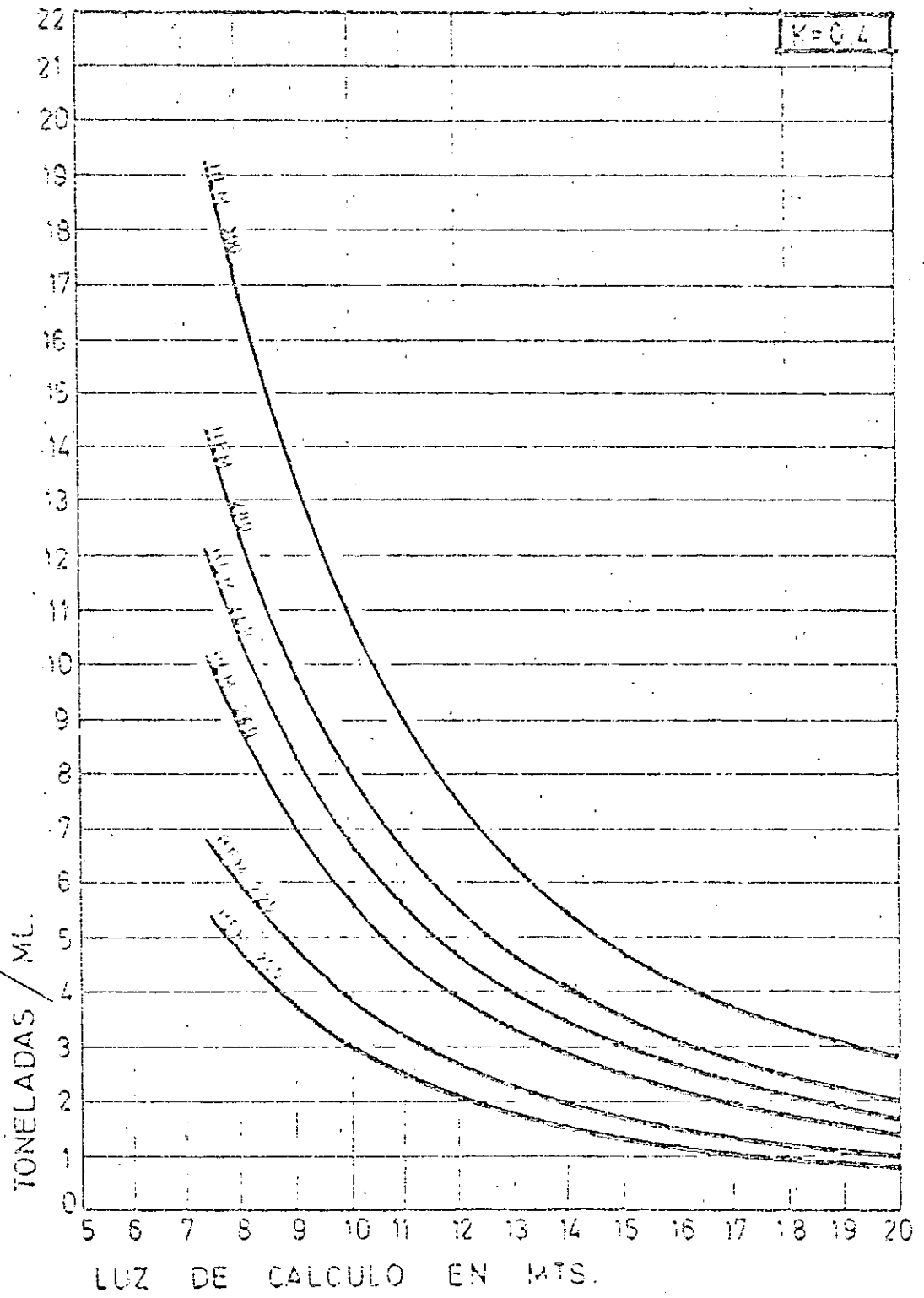
TABLA DE EQUIVALENCIAS

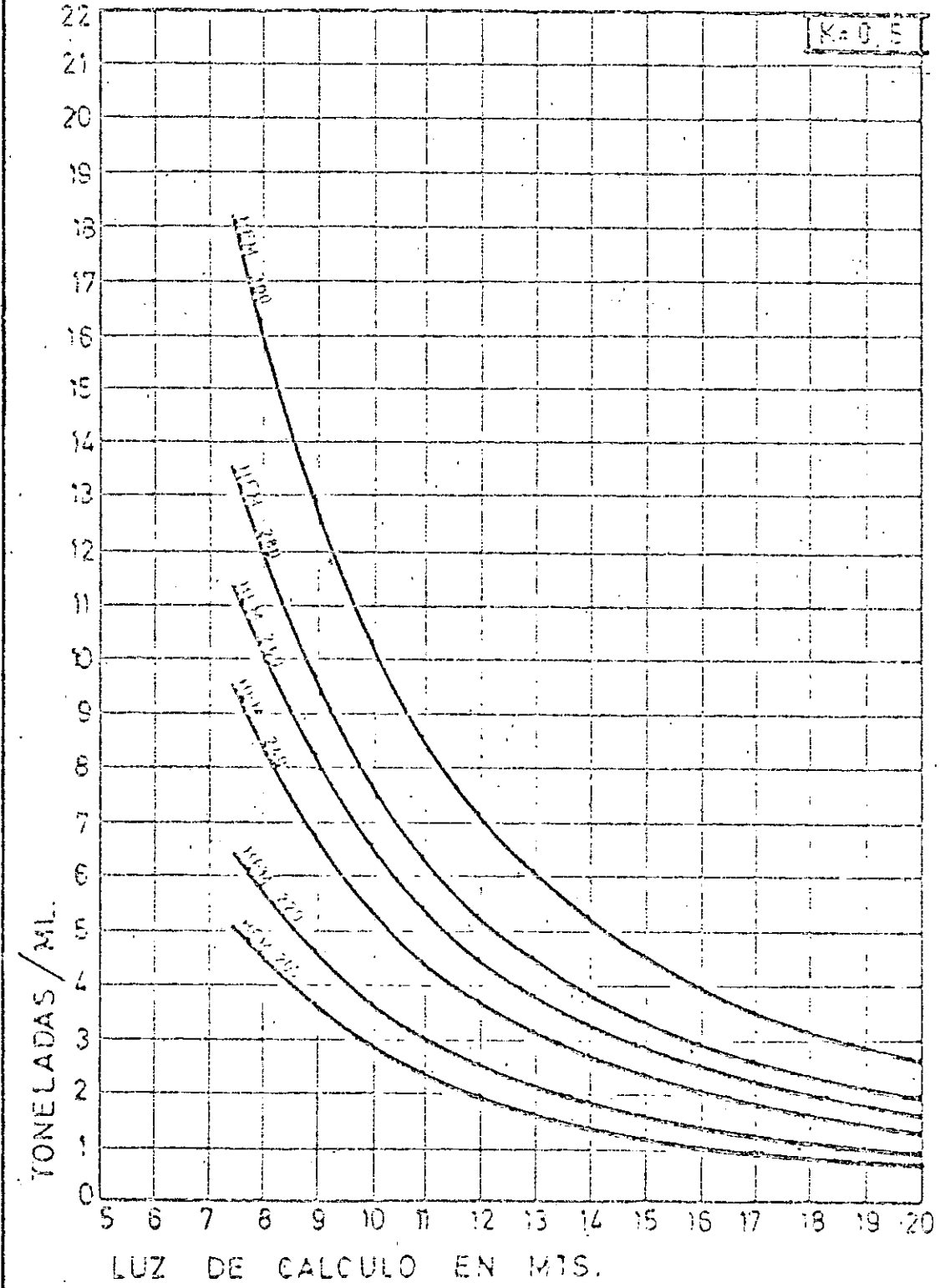
HEM IPE	ALMA	ALAS	INERCIA	Mod/res.	CB2	PESO	ZAPACA	
	mm.	mm.	cm ⁴	cm ³	kg	Kg/ml	a	b
200	180x13	230x24	11.167	980	134	99	15	40
220	200x13	240x24	15.372	1.239	141	113	15	40
240	220x16	320x24	24.355	1.817	189	151	15	50
260	240x16	340x24	31.196	2.166	206	165	15	55
280	260x16	380x24	39.210	2.546	224	179	15	60
300	300x20	440x24	60.028	3.449	271	217	15	70

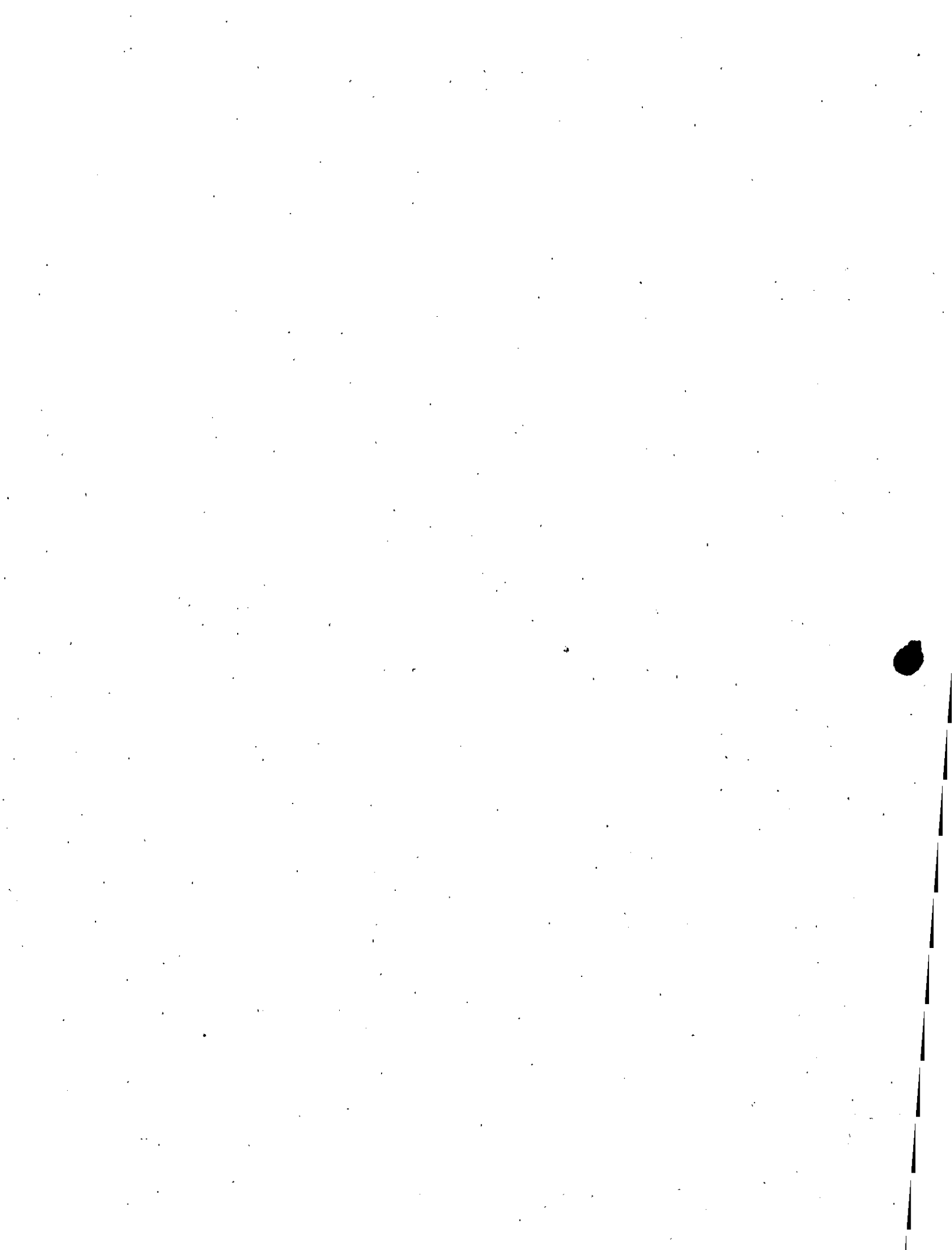


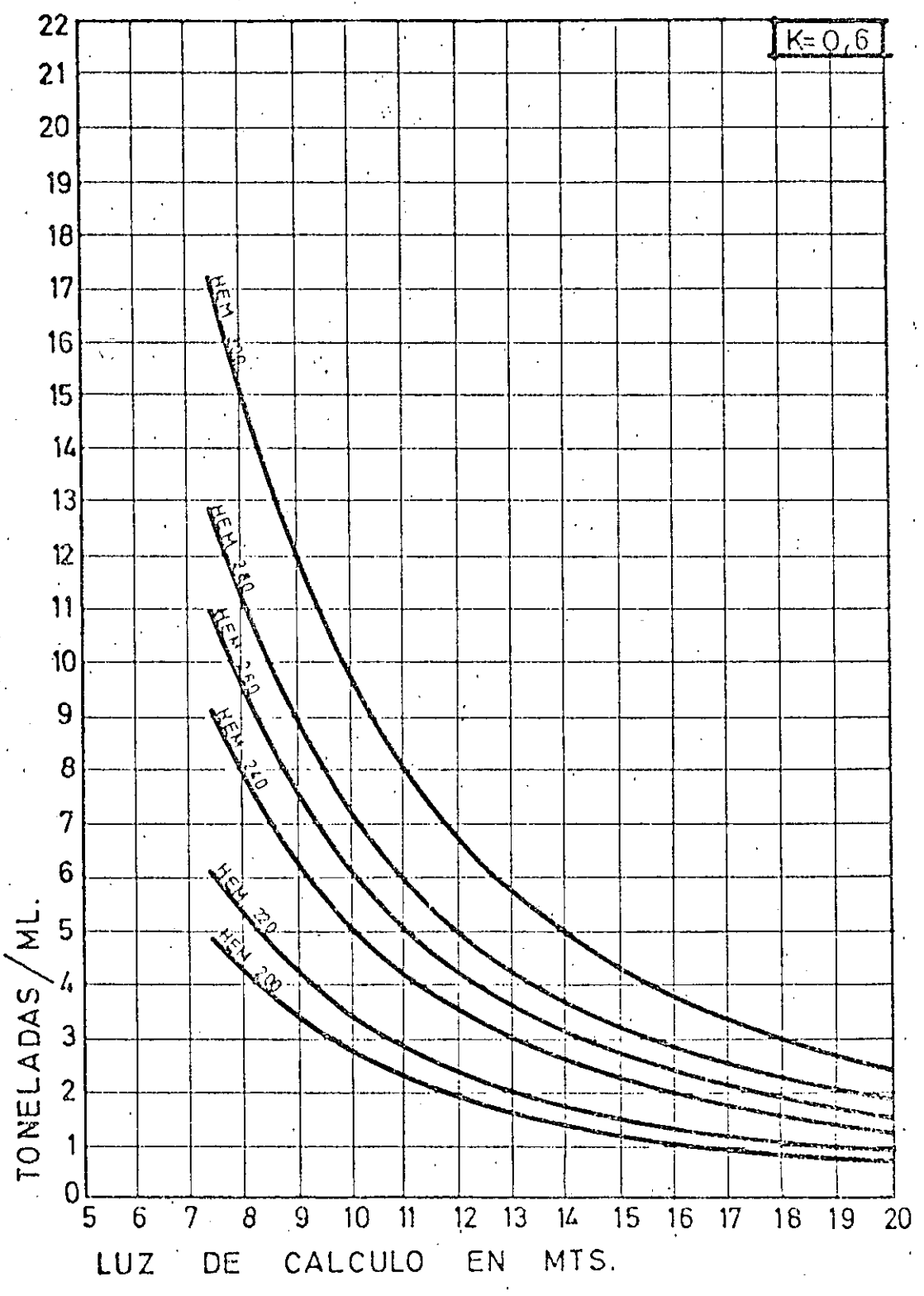
2









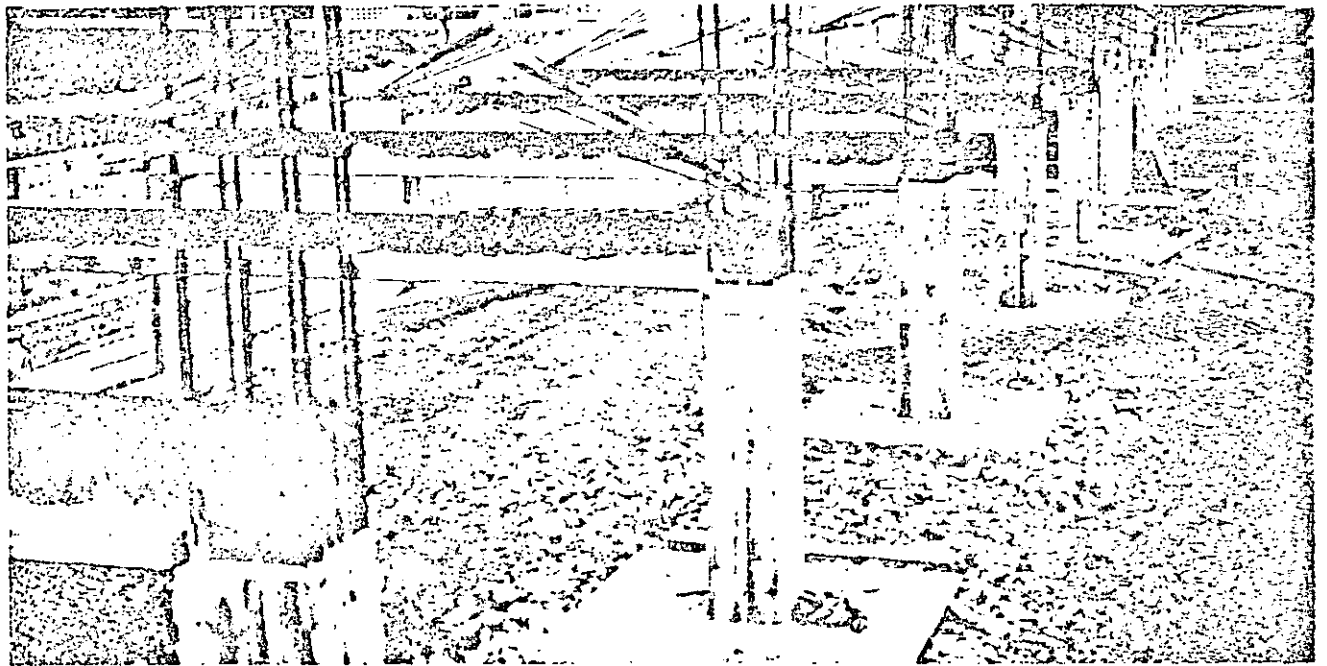


Armaduras en los nudos

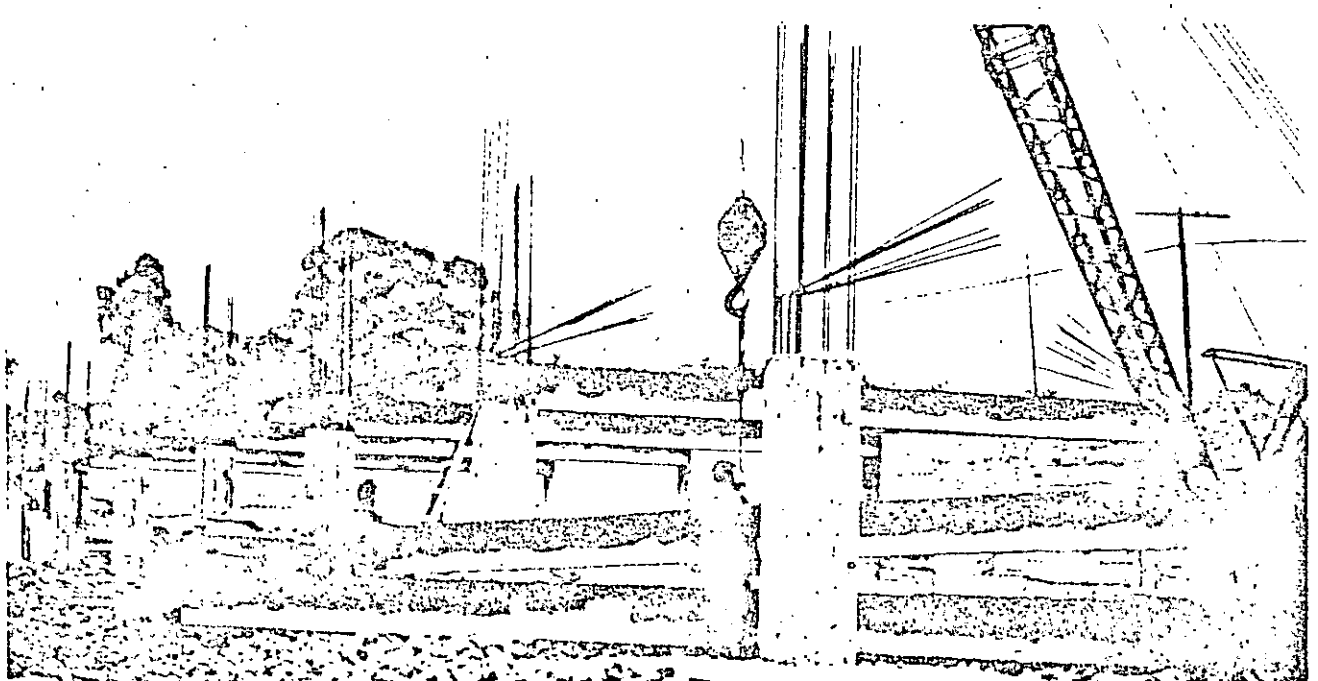
Las vigas se han calculado como empotradas en los pilares en los que apoyan. Para ello se precisa una armadura de refuerzo que se puede determinar utilizando los ábacos de "Armadura de momentos negativos". Estos ábacos, uno por cada canto de perfil utilizado, tienen en abscisas el valor ql^2 , siendo q la carga total y l la luz de cálculo, y en ordenadas los cm^2 de acero de límite elástico 4.200 kg./m.^2 en redondo a colocar de refuerzo en los nudos. Este refuerzo es la armadura A de las figuras 1 a 6.

Siguiendo con el ejemplo anterior: $ql^2 = 3,5 \times 10^7 = 350 \text{ T} \times m.^2$ y $k = 0,4$ como antes.

Se utilizarán el	IPE-400	$w = 14,5 \text{ cm.}^2$	en el ábaco de perfiles del 40.
	el HEA-280	$w = 19,0 \text{ cm.}^2$	en el ábaco de perfiles del 28.
	el HEB-260	$w = 20,5 \text{ cm.}^2$	en el ábaco de perfiles del 26.
	el HEM-220	$w = 24,5 \text{ cm.}^2$	en el ábaco de perfiles del 22.



DETALLE DE ARMADURA DE NUDOS



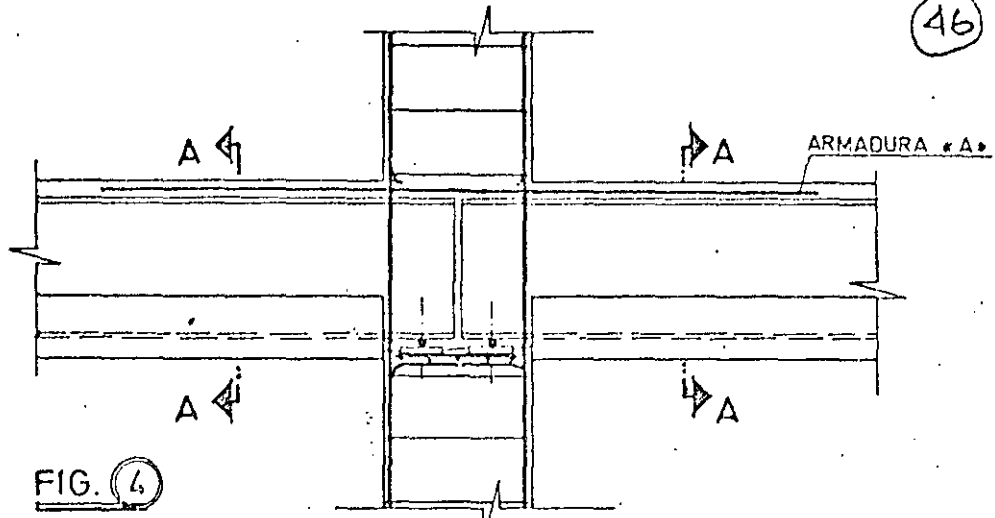


FIG. (4)
CONTINUIDAD DE 2 VIGAS PREFLEX.

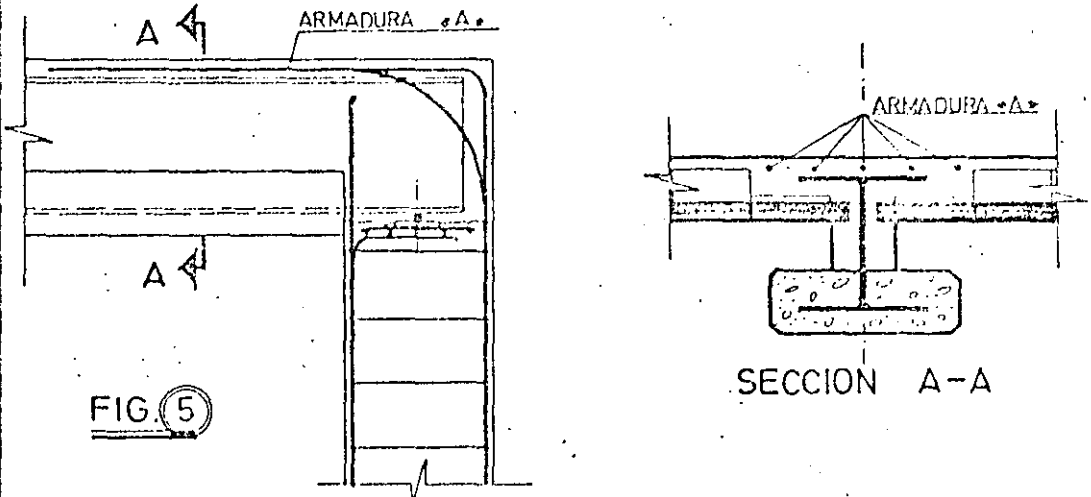


FIG. (5)
EMPOTRAMIENTO DE VIGA PREFLEX.

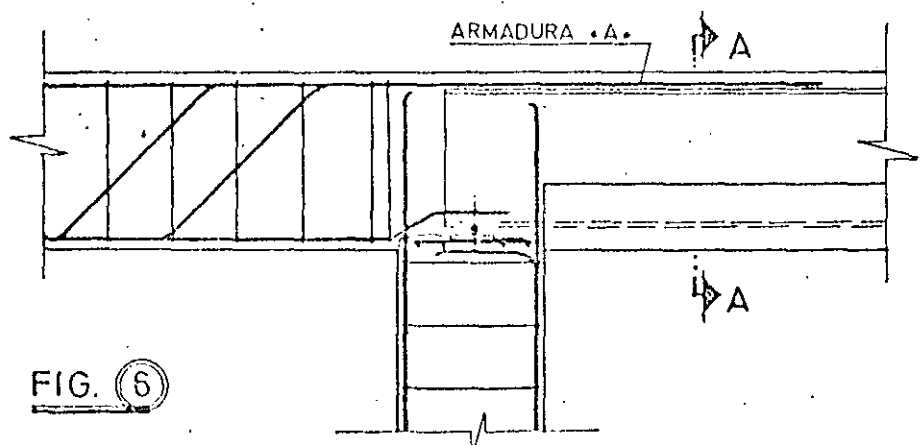


FIG. (6)
CONTINUIDAD DE VIGA PREFLEX CON VIGA DE HORM.

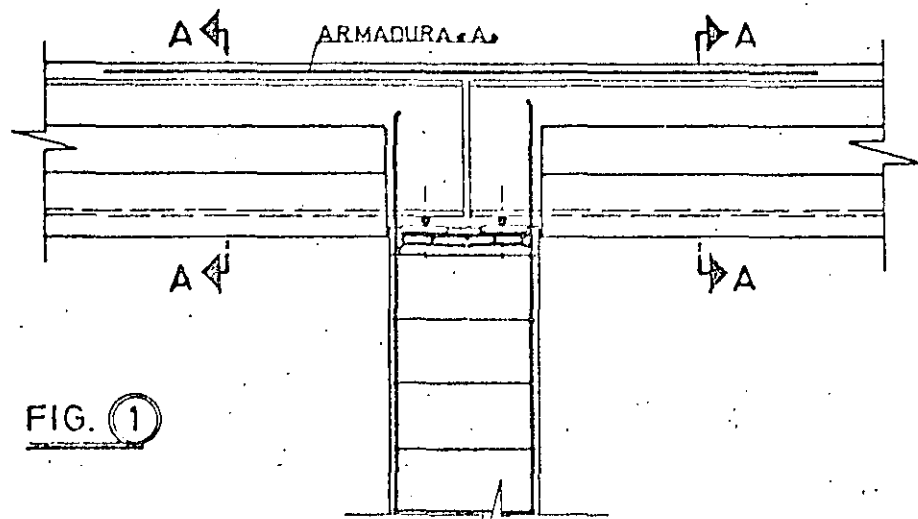


FIG. ①

CONTINUIDAD DE 2 VIGAS PREFLEX.

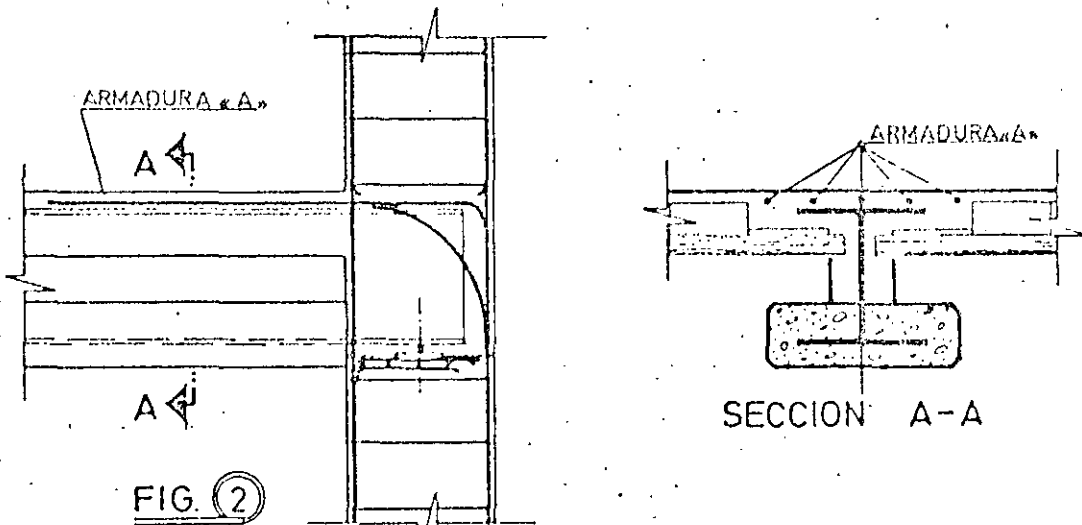


FIG. ②

EMPOTRAMIENTO DE VIGA PREFLEX.

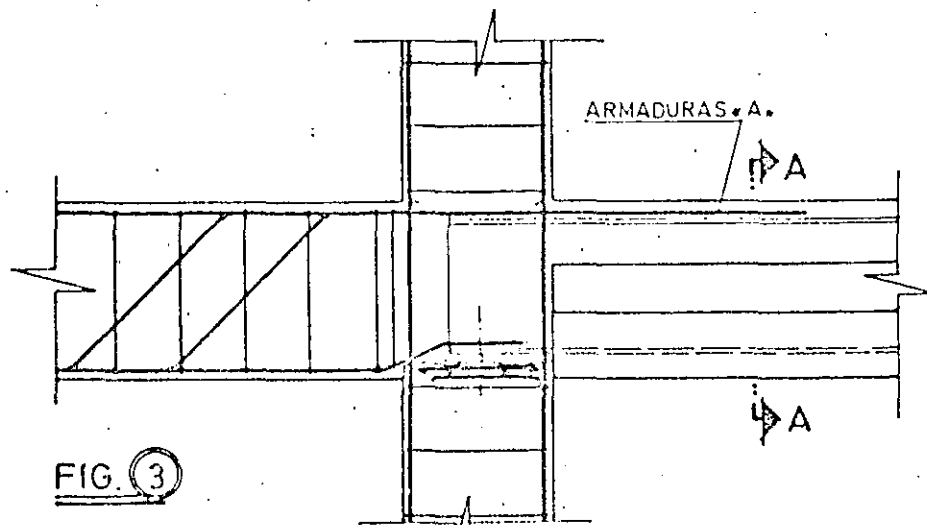
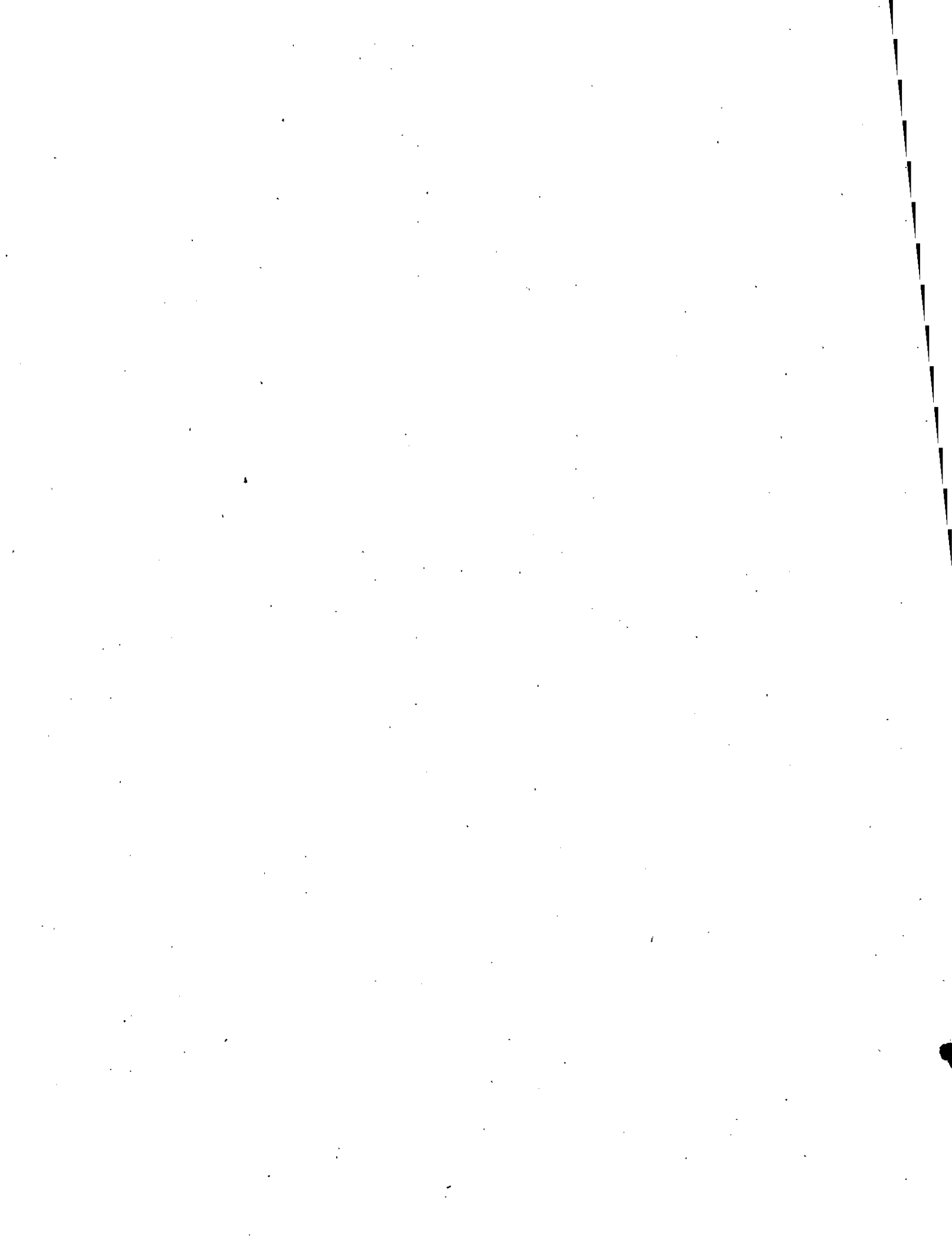
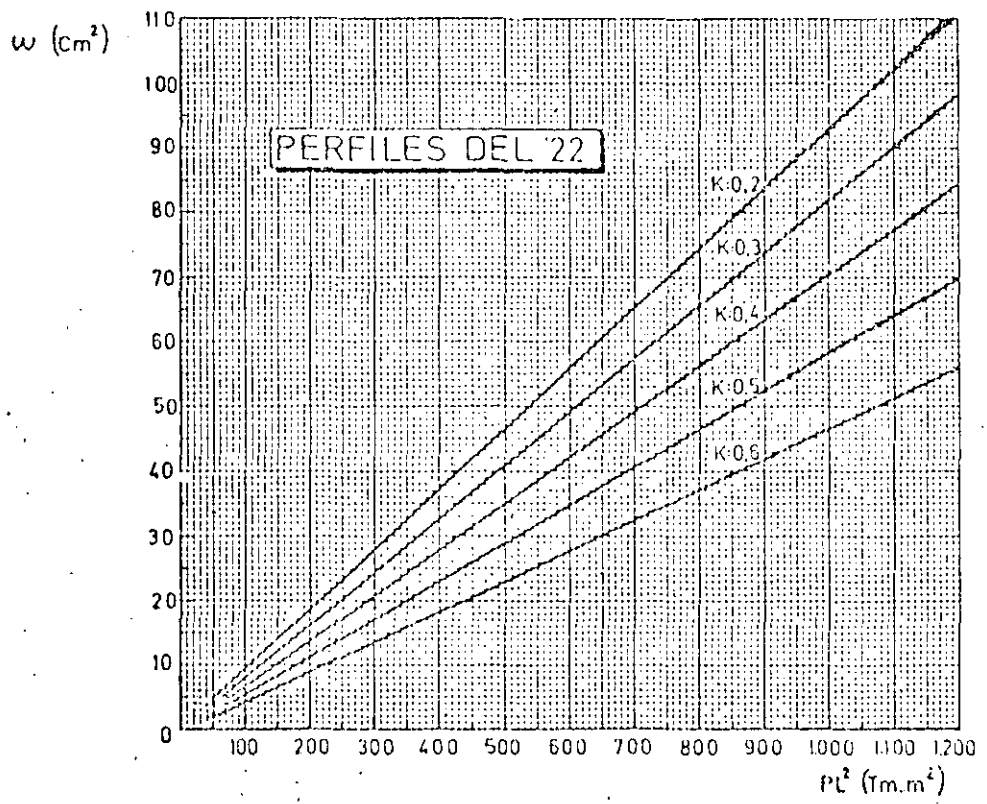
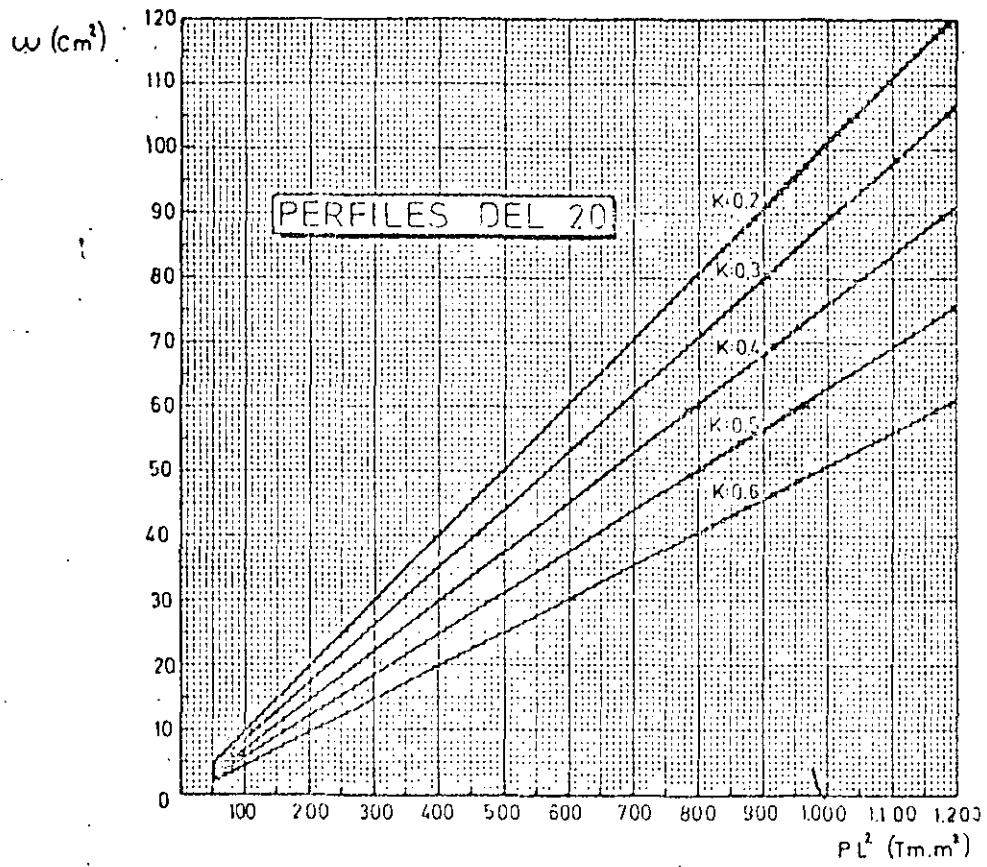


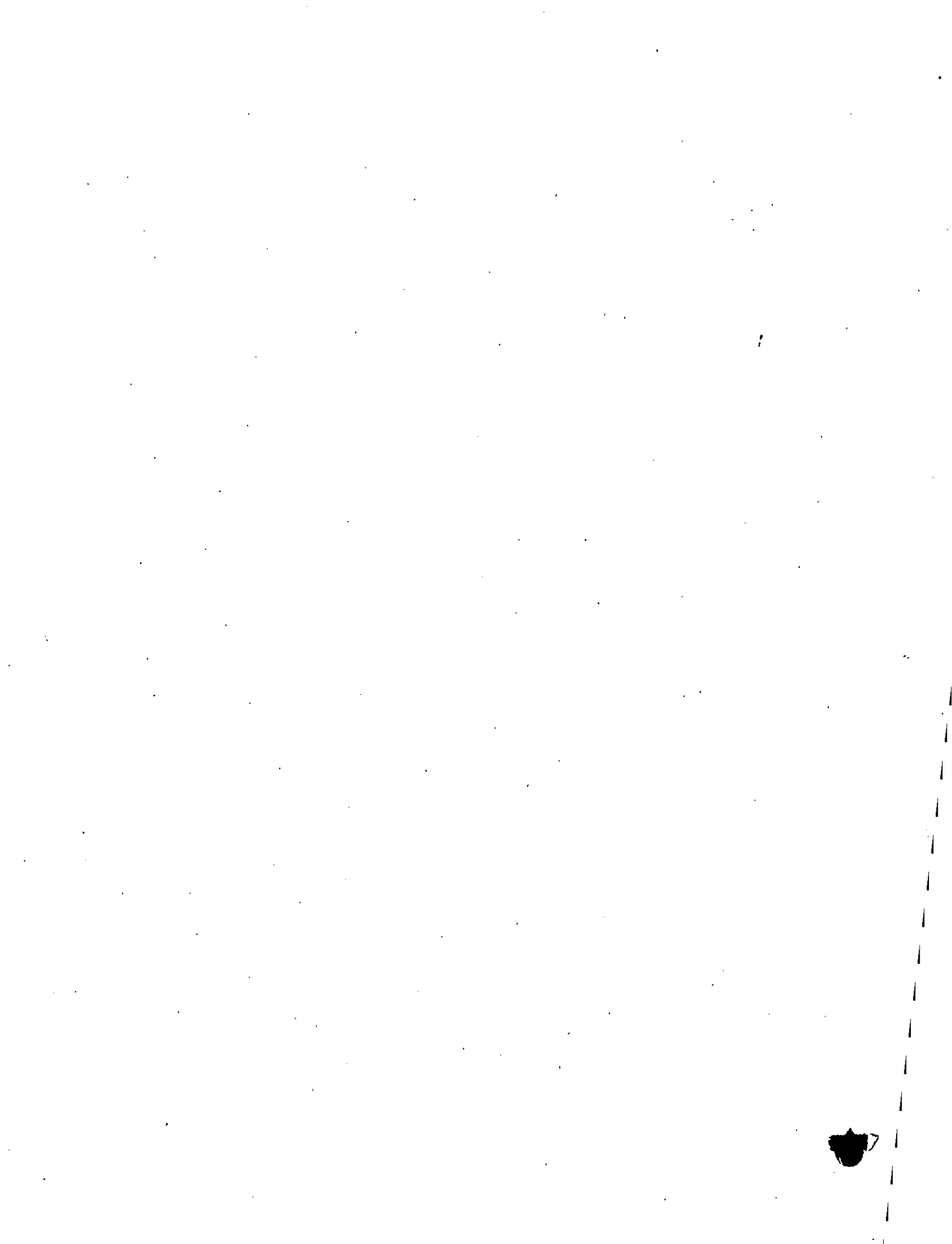
FIG. ③

CONTINUIDAD DE VIGA PREFLEX Y VIGA DE HORM.



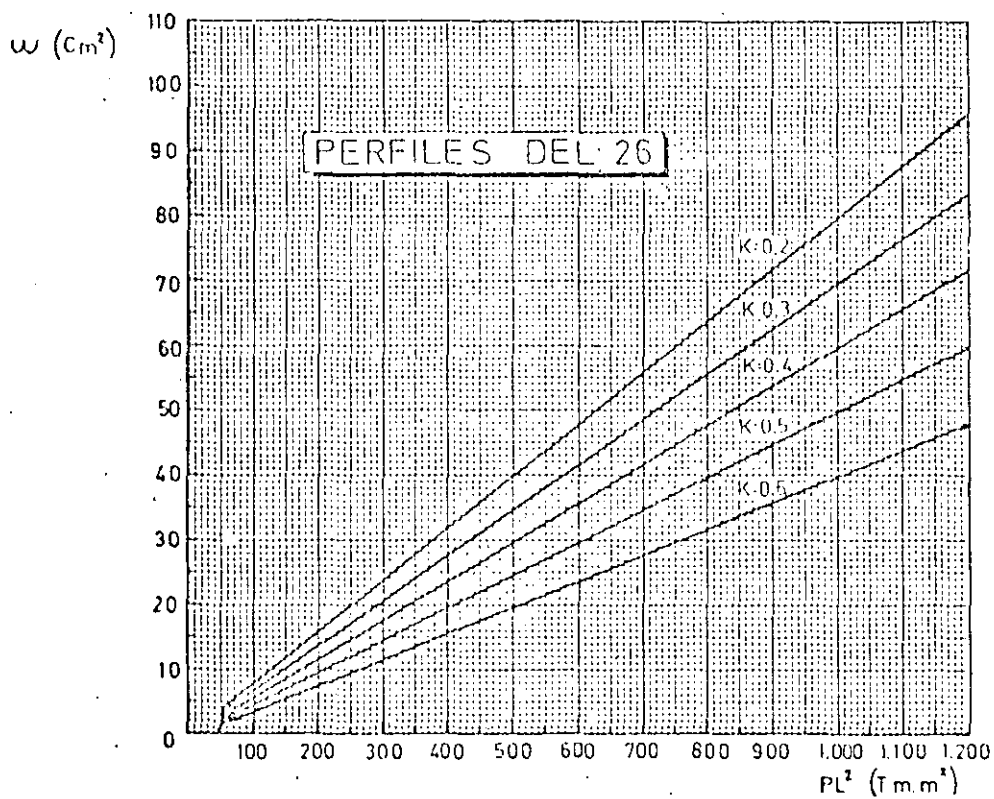
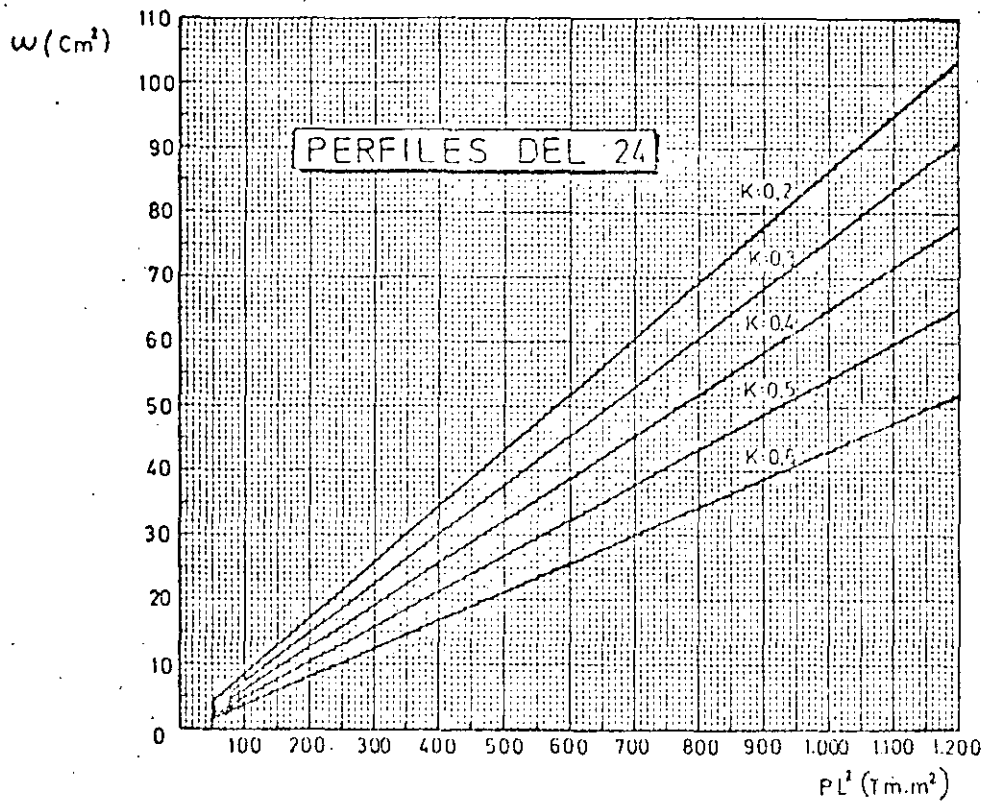
ARMADURAS MOMENTOS NEGATIVOS



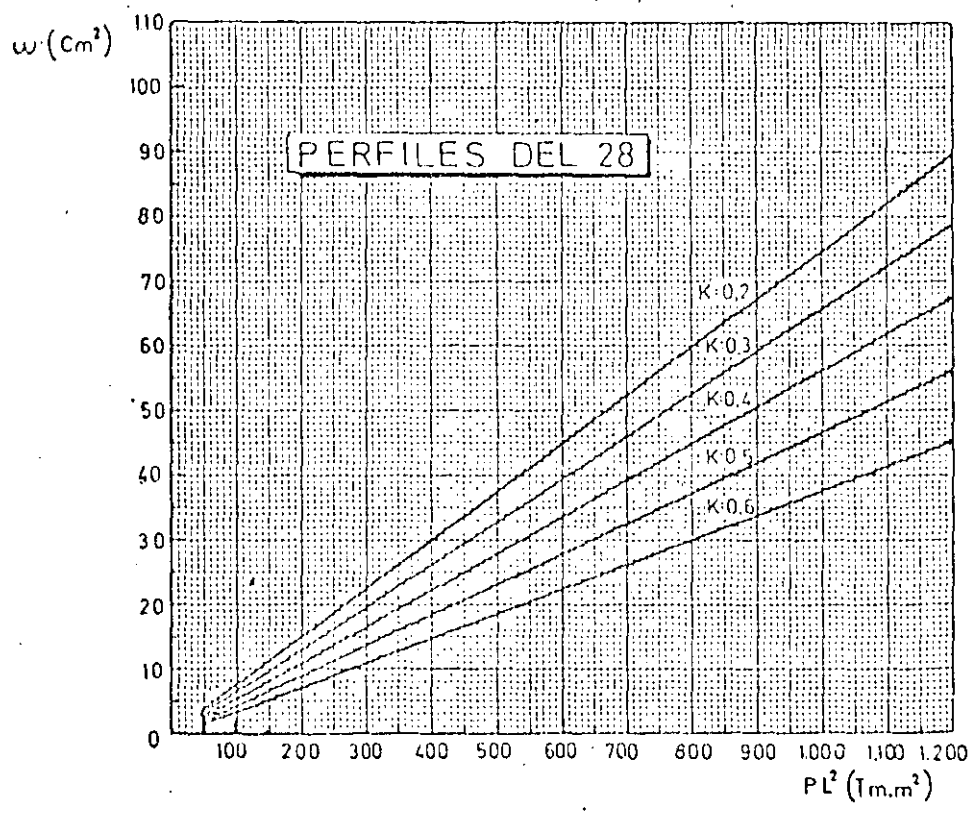
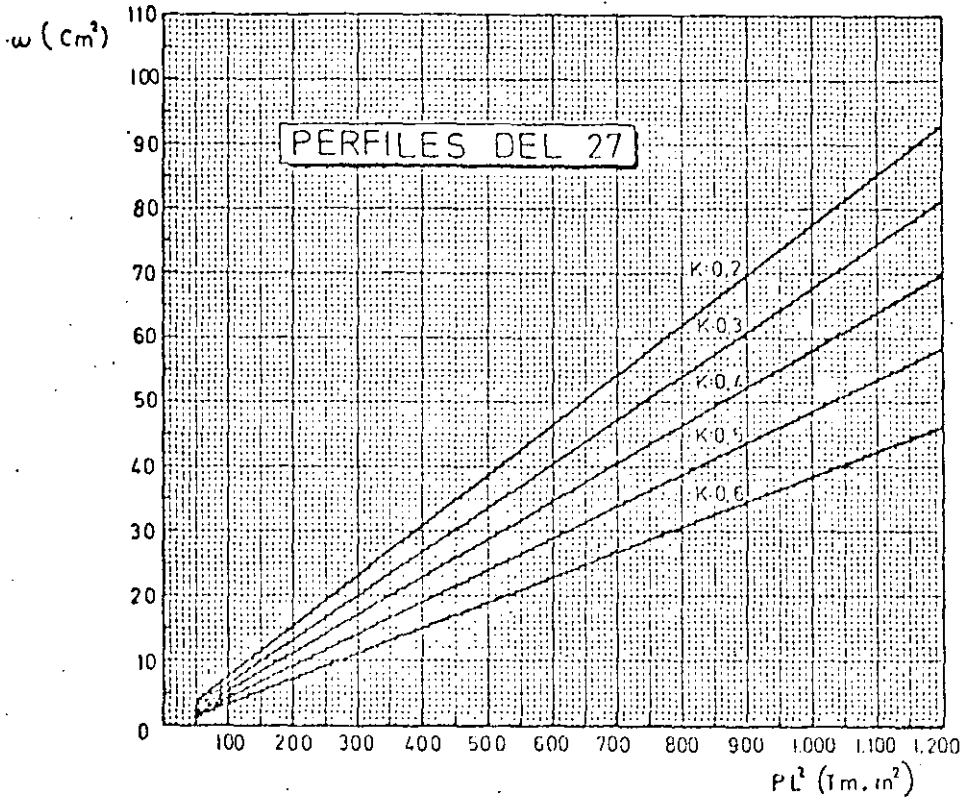


ARMADURAS MOMENTOS NEGATIVOS

49

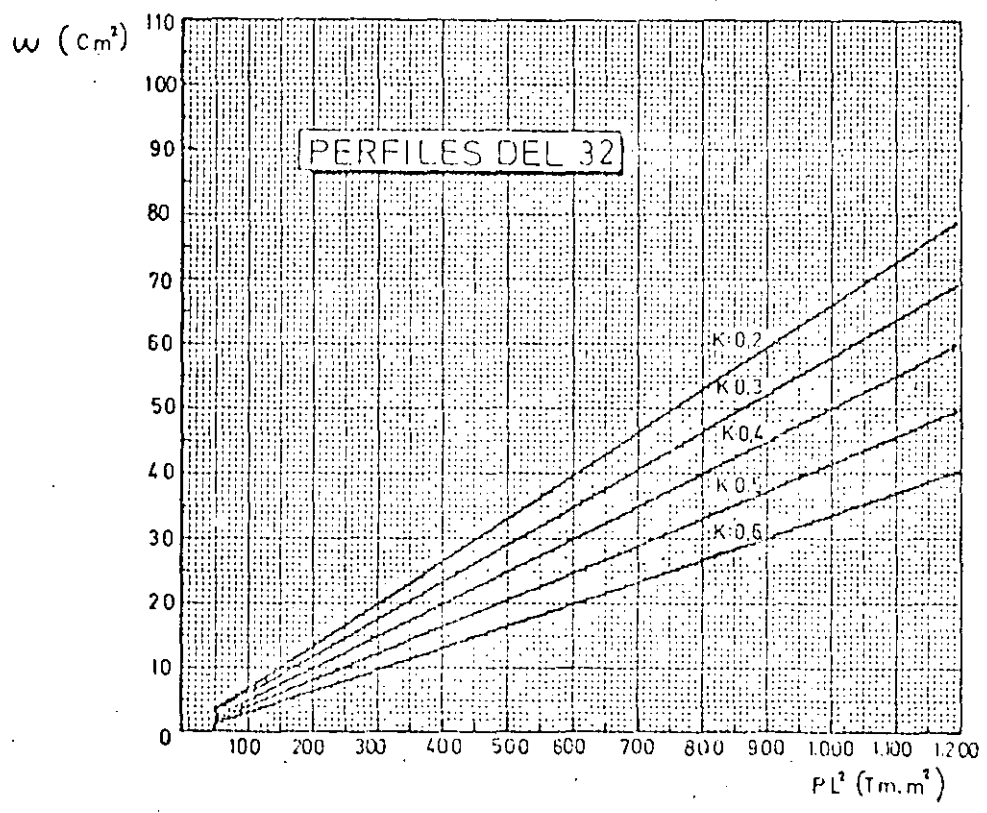
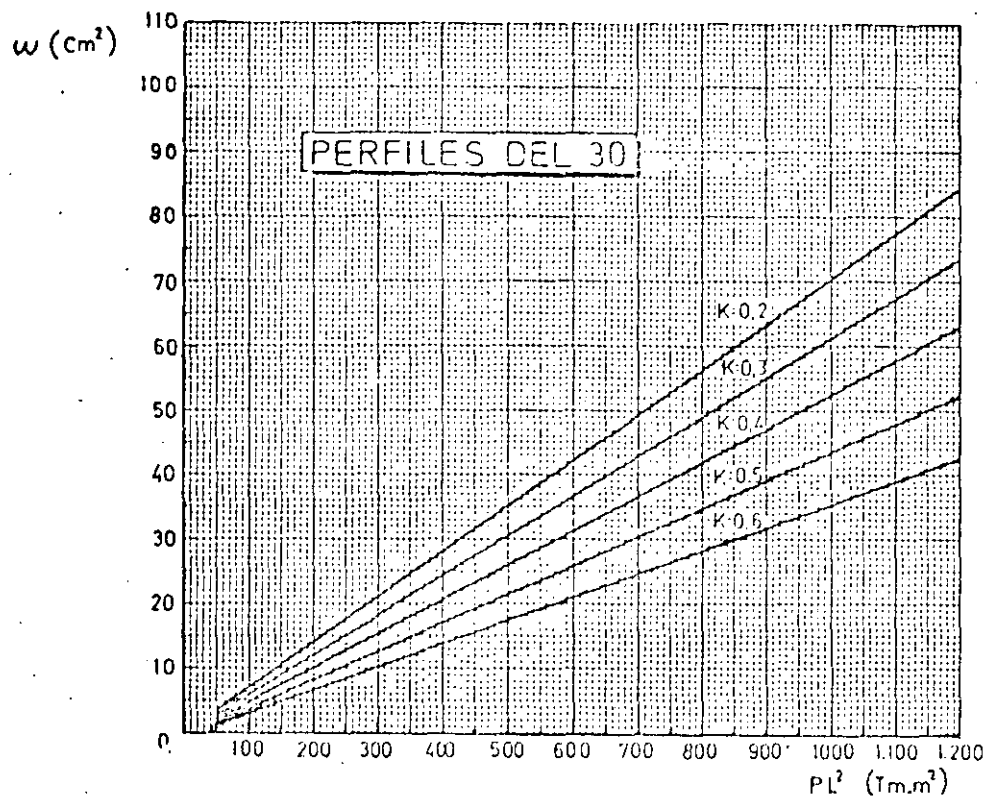


ARMADURAS MOMENTOS NEGATIVOS

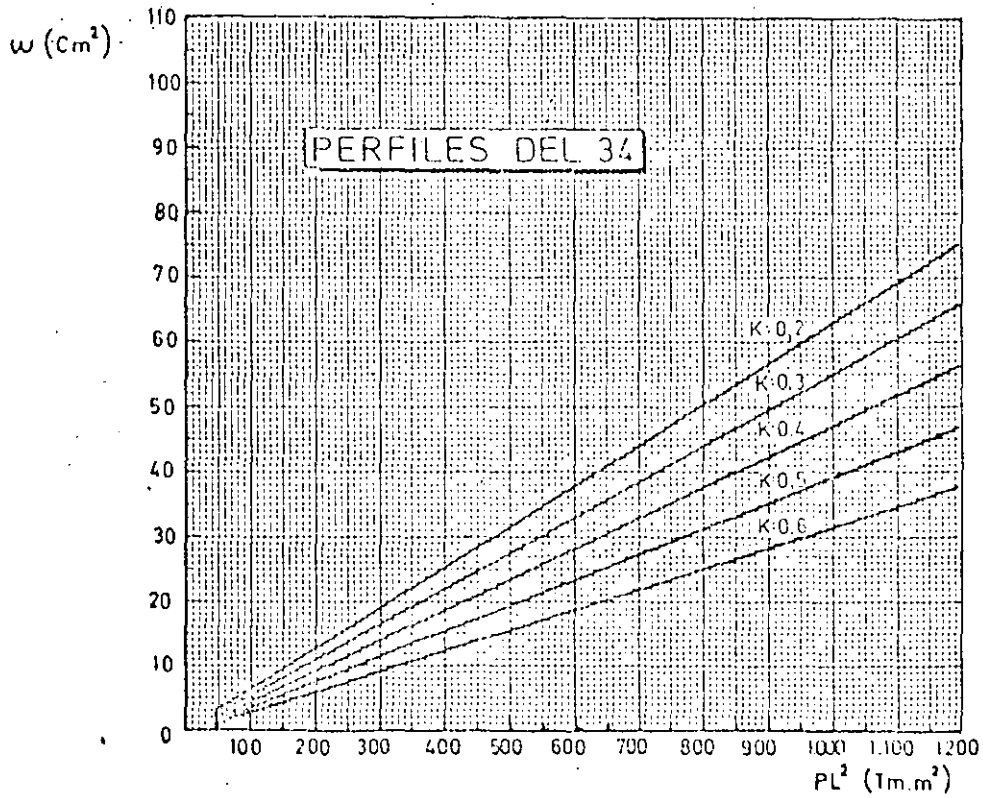
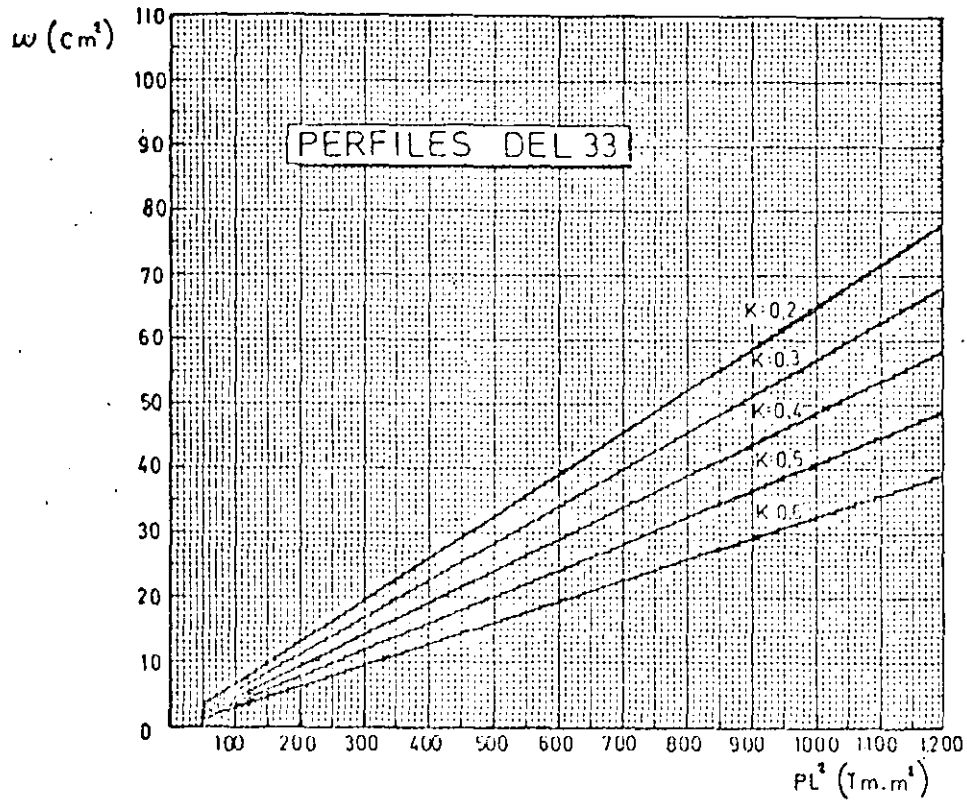


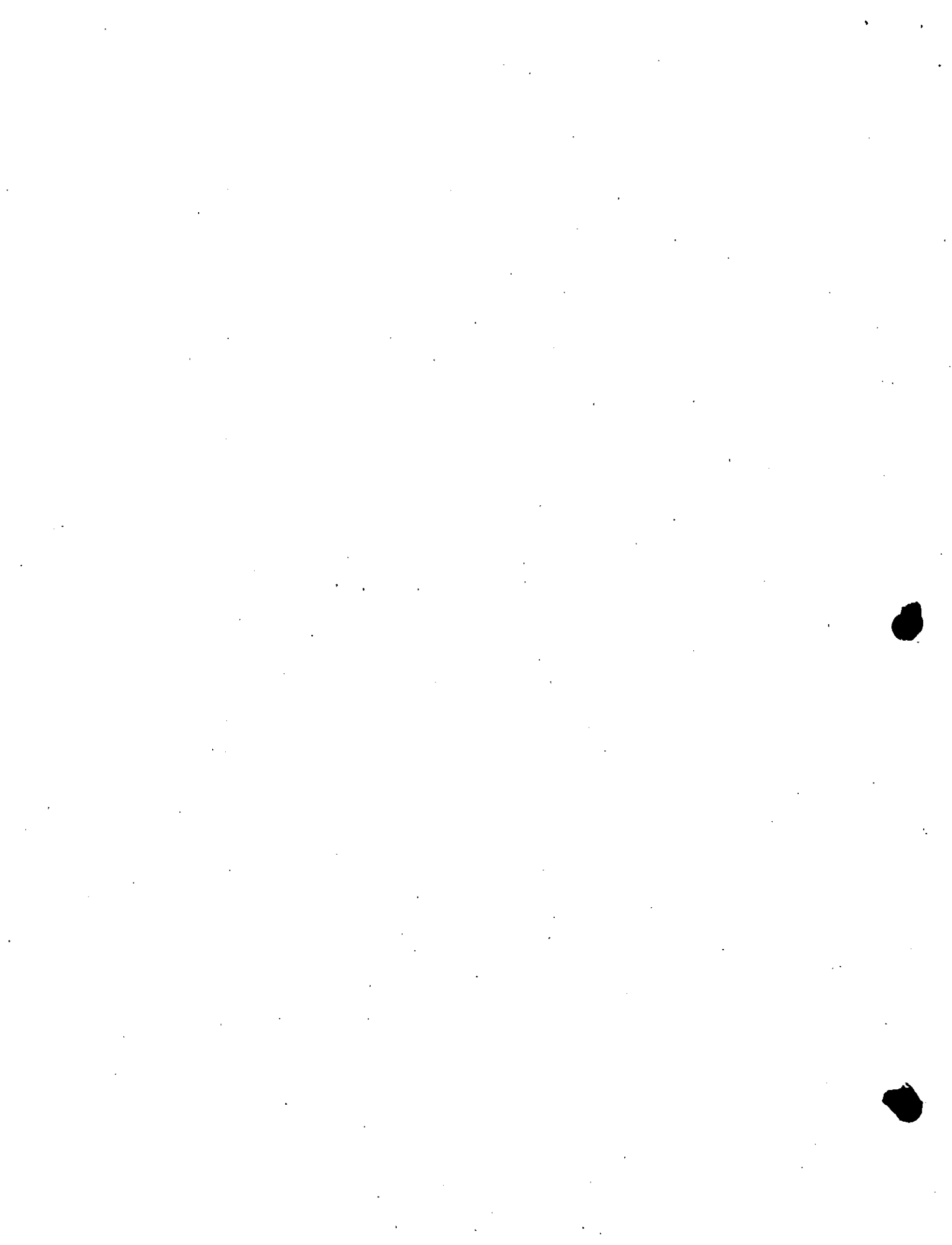
ARMADURAS MOMENTOS NEGATIVOS

51



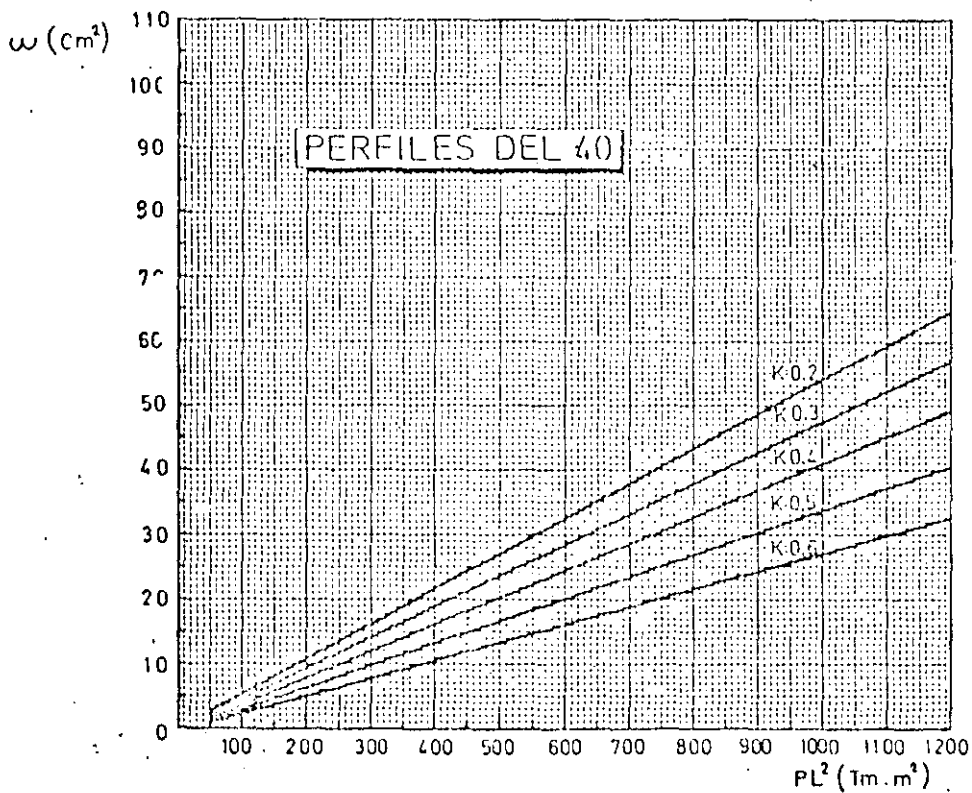
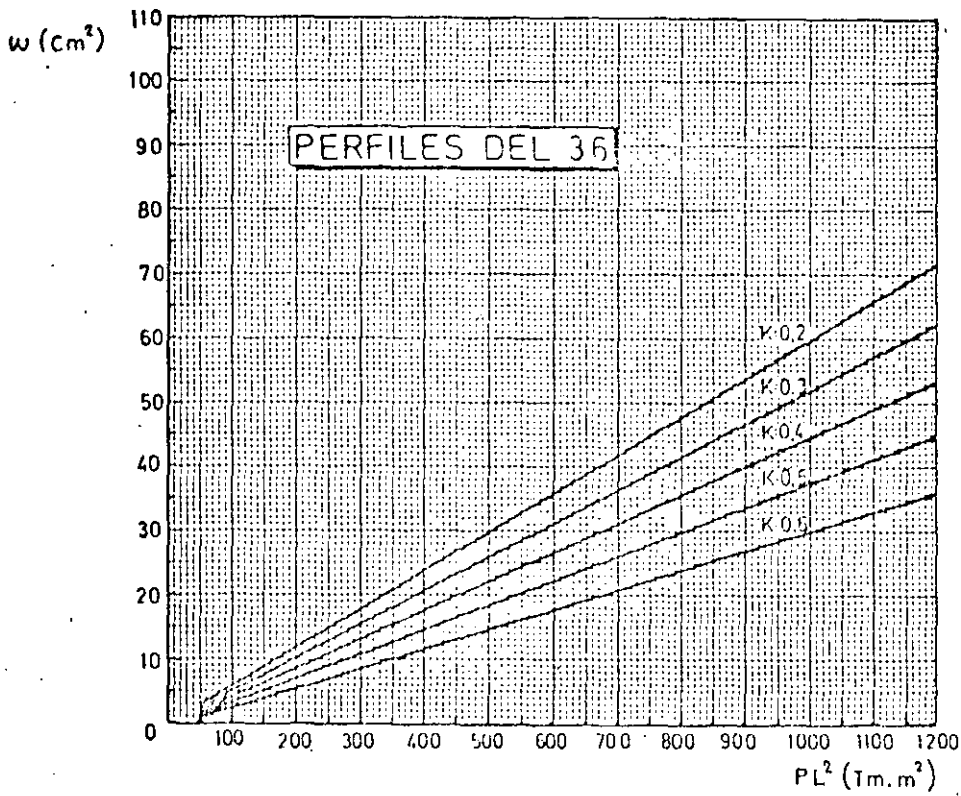
ARMADURAS MOMENTOS NEGATIVOS





ARMADURAS MOMENTOS NEGATIVOS

33



Casos particulares

A) Puede ocurrir que para una determinada viga se disponga de más canto del que resulta de utilizar los ábacos. Entonces se puede utilizar el "Catálogo de perfiles Rubiera Preflex". Basta buscar un perfil con el mismo módulo resistente que el que se ha encontrado en los ábacos.

De esta forma, siguiendo con el ejemplo anterior, vemos que se precisarían alrededor de 1.100 cm.³

Podría utilizarse un perfil de 40 × 0,8 de alma y alas de 25 × 1 que tendría 42 cm. de altura, algo más que el IPE-400. Con más altura, el perfil no sería preflectable, por presentar graves problemas de pandeo. Sin embargo, este perfil no sería más económico que el anterior, pues su peso por unidad es similar.

Sin embargo, en el caso de tener que utilizar, por ejemplo, un HEM-280 de 2.546 cm.³ y 179 kg./ml., podría pasarse a un IPE-400 de 150 kg./ml., más económico o, sacado del "Catálogo de perfiles Rubiera Preflex", un perfil de alma 50 × 0,8 y alas de 45 × 1 que pesa 104 kg./ml. y tiene 2.572 cm.³ de módulo resistente.

Vemos que se puede, por regla general, abaratar una determinada viga, aumentando su canto hasta un determinado límite. Para hallar la solución global más económica habría, sin embargo, que valorar otros factores como el ahorro de excavación, de muros perimetrales, de volumen de edificación, de metros cuadrados de cerramientos, etc...

Al aumentar el canto, la cantidad de redondos de refuerzo en los nudos disminuye. Del lado de la seguridad, y muy aproximadamente, podemos poner que esta cantidad es inversamente proporcional al canto del perfil. Siguiendo con el ejemplo de los casos anteriores, en el caso del IPE-400 vimos que necesitábamos 14,5 cm.² de redondo de refuerzo en el nudo. Si utilizamos el perfil de 42 cm. de canto, la armadura a poner sería:

$$\frac{40}{42} \times 14,5 = 13,8 \text{ cm.}^2$$

B) Si el punto representativo de la viga (abscisas, luz y ordenadas, carga total por metro lineal) está a la derecha de la última curva en todos los ábacos, significa que los perfiles que en ellos figuran son insuficientes para resolver la viga que se calcula. Entonces hay que buscar el perfil en el "Catálogo de perfiles Rubiera Preflex". Para saber el módulo resistente buscado, basta aplicar la fórmula:

$$I/a \text{ (cm.}^3\text{)} = \frac{ql^2 (5k + 8)}{3}$$

donde q = carga total/ml. (T/ml.)
l = luz de cálculo (m.)

$$k = \frac{\text{carga 1.ª fase}}{\text{carga total}}$$

Así, por ejemplo: sea una viga de 12 m. de luz de cálculo, con una carga total de 10 T/ml., de las que 3 T/ml. van a 1.ª fase.

$$k = \frac{3}{10} = 0,3.$$

Buscando en todos los ábacos de k = 0,3, vemos que el punto (12,10) está a la derecha de la última curva. Los perfiles que figuran en los ábacos no bastan, hay que recurrir al "Catálogo de perfiles Rubiera Preflex".



El módulo resistente del perfil será:

$$I/a = \frac{10 \times 12^2 (5 \times 0,3 + 8)}{3} = 4.320 \text{ cm.}^3$$

Si disponemos de 65 cm. de canto, entrando en el catálogo con alma de 50 x 0,8, obtenemos que el perfil con alas 50 x 1,6 tiene 4.318 cm.³

El cortante máximo será:

$$\frac{ql}{2} = \frac{10 \times 12}{2} = 60 \text{ T.}$$

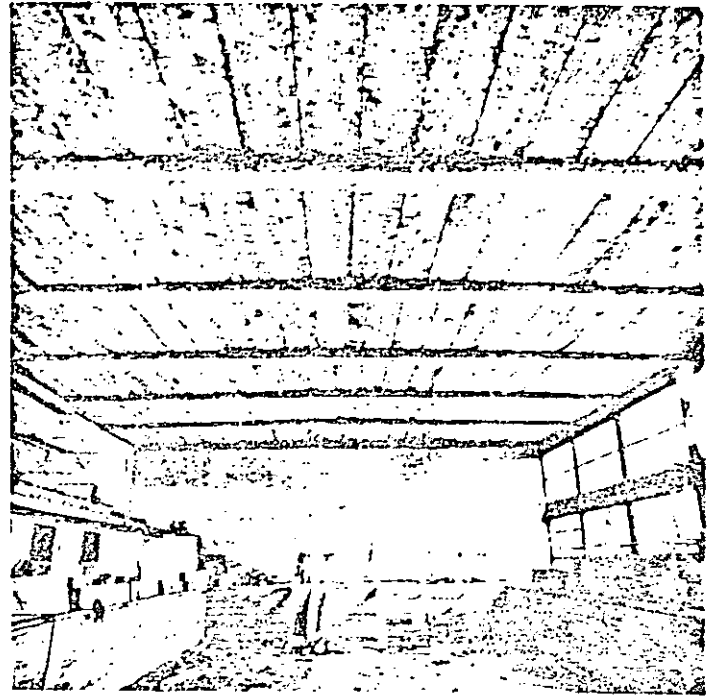
Si disponemos el alma de 50 x 0,8, la tensión cortante resulta de

$$\frac{60 \times 10^3}{50 \times 0,8} = 1.500 \text{ kg./cm.}^2$$

Como es un valor muy alto, y aunque el cortante admisible es de

$$\frac{2.880}{\sqrt{3}} = 1.660 \text{ kg./cm.}^2$$

para no tener problemas durante la preflexión, hay que bajarlo a 1.300 kg./cm.² o menos.



PISCINA DE LA UNIVERSIDAD DE OVIEDO

Si ponemos alma de 10 mm., el cortante será de $\frac{60 \times 10^3}{50 \times 1} = 1.200 \text{ kg./cm.}^2$ El perfil válido

tendrá de alma 50 x 1 y por alas 50 x 1,6. El canto total de la viga se obtendrá sumando 53,2 cm. del perfil, 6 cm. de recubrimiento por debajo y 5,8 cm. de recubrimiento por arriba, es decir 65 cm. de canto total.

Para calcular los redondos de refuerzos en el nudo, basta aplicar la fórmula:

$$w \text{ (cm.}^2\text{)} = \frac{q (1 - k) l^2}{30,24 h}$$

donde q = carga total/ml. en T/ml.
carga de 1.ª fase

$$k = \frac{\text{carga de 1.ª fase}}{\text{carga total}}$$

l = luz de cálculo en metros.

h = canto de perfil metálico en metros.

En el caso del ejemplo:

$$q = 10 \text{ T/ml.}$$

$$k = 0,3$$

$$l = 12 \text{ m.}$$

$$h = 0,532 \text{ m.}$$

$$w = \frac{10 \times 0,7 \times 1}{30,24 \times 0,532} = 62,66 \text{ cm.}^2 \text{ de redondos de } 4.200 \text{ kg./cm.}^2$$

de límite elástico.

Para saber si la flecha de sobrecarga es admisible, bastará aplicar la fórmula:

$$f \text{ (mm.)} = \frac{11,125 (1 - k) ql^4}{I}$$

$$\text{donde } k = \frac{q_1}{q}$$

q = carga total en T/ml.

l = luz de cálculo en metros.

I = inercia del perfil en cm.⁴

En el ejemplo puesto:

$$k = 0,3$$

$$q = 10 \text{ T/ml.}$$

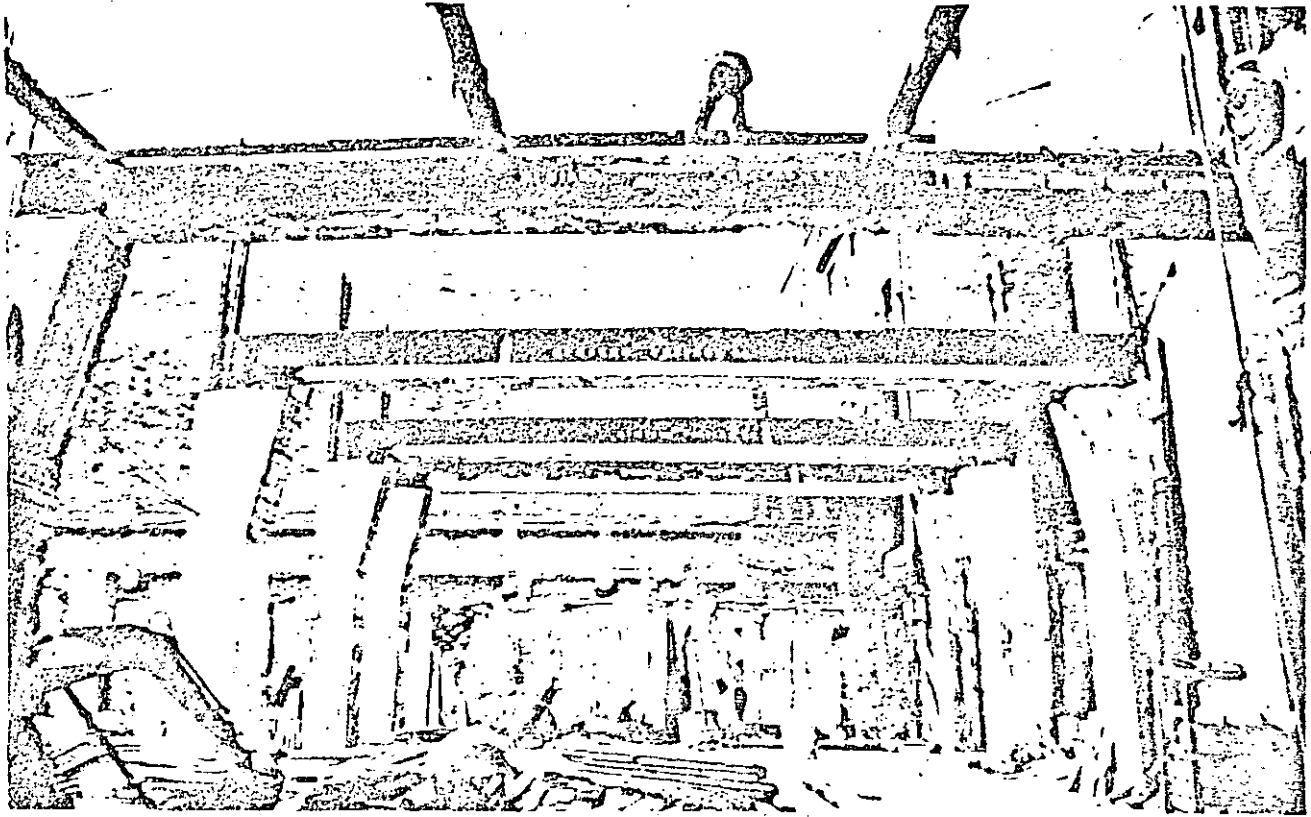
$$l = 12 \text{ m.}$$

$$I = 114.870 \text{ cm.}^4$$

según el "Catálogo de perfiles Rubiera Preflex".

$$f = \frac{11,125 \times (1 - 0,3) \times 10 \times 12'}{114.870} = 14 \text{ mm.}$$

es decir $\frac{1}{857}$ de la luz, que es perfectamente admisible.



VIGAS SOPORTANDO DOS PILARES DE 100 TM. (GIJÓN)

C) Caso de cargas puntuales

Todos los resultados anteriores son válidos para el caso de carga uniformemente repartida. En el caso de que sobre la viga Preflex incida la carga de un pilar o de otra viga, los ábacos y fórmulas anteriores ya no son válidos. Se entiende que si las cargas son iguales, y están

muy próximas entre si, del orden de $\frac{L}{4}$ como mínimo, se pueden considerar como una sobrecarga uniformemente repartida del valor $\frac{P}{d}$, donde P es el valor de carga y d su entredistancia.

En los casos en que esto no ocurra, se precisa calcular la viga, obteniéndose los esfuerzos que sobre ella actúan.

Se pueden dar dos casos:

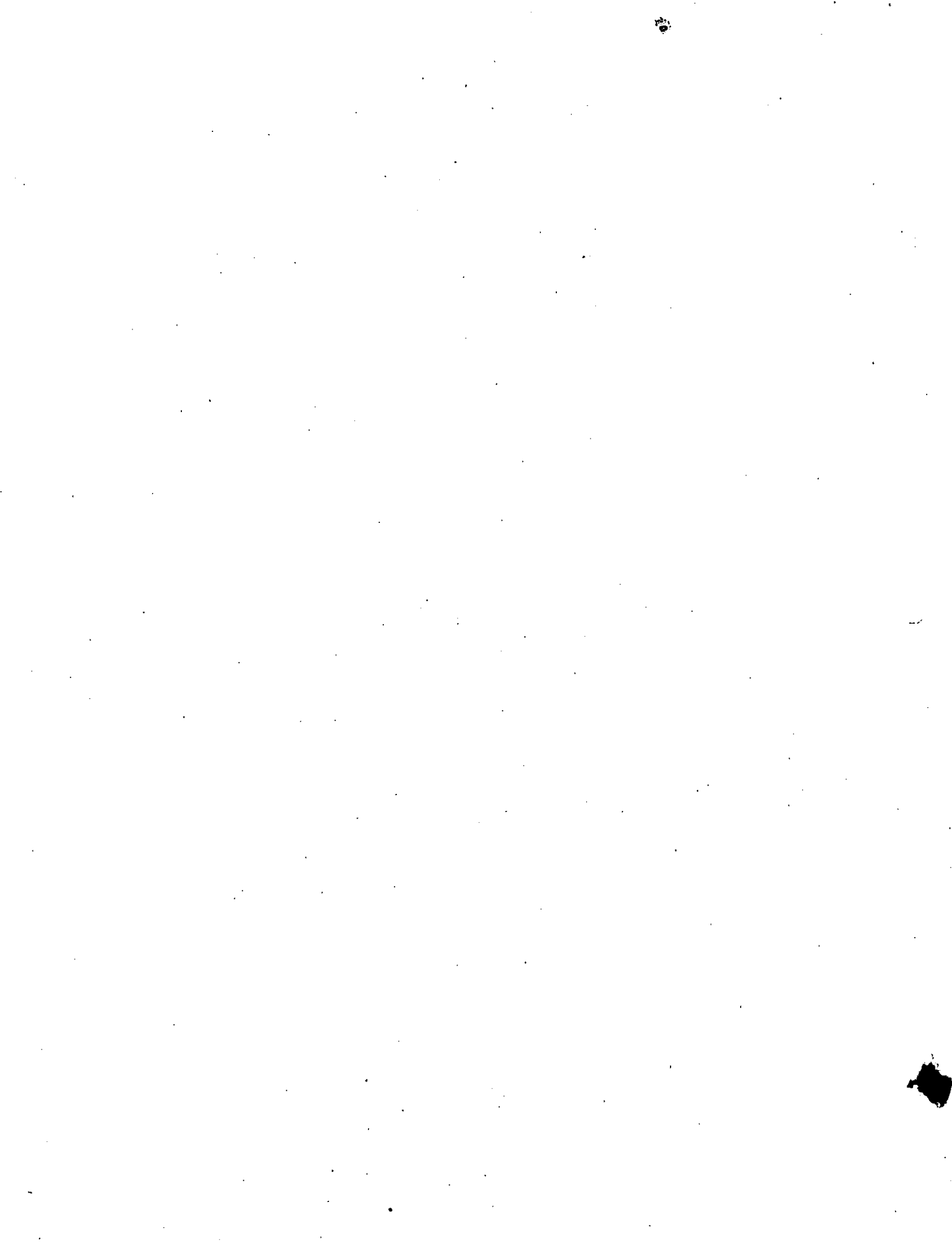
1.º) Vigas isostáticas: Se distingue, como siempre, entre cargas de segunda fase y cargas de primera fase, según se haya endurecido el hormigón superior o no. El momento flector en la sección más desfavorable se obtiene de acuerdo con la teoría de la estática.

El módulo resistente se obtendrá dividiendo los momentos de primera y segunda fases por la tensión admisible 2.880 kg./cm.² y dicha tensión multiplicada por el factor que tiene en cuenta el efecto de la cabeza de compresión, respectivamente.

Este factor suele tomarse del lado de la seguridad como 1,1.

Con el módulo resistente hallado, basta entrar en el "Catálogo de perfiles Rubiera Preflex" para determinar la sección del perfil. El esfuerzo cortante se comprueba como anteriormente.

Sea, por ejemplo, una viga de 15 m. de luz de cálculo que debe soportar en el centro un pilar que recibe 150 T., y un forjado de 6 m. que pesa 300 kg./m.² y que recibe una sobrecarga de



Suponemos un peso propio de viga de 1 T/ml.

Cargas de primera fase: $q_1 = 1,0 + 6 \times 0,3 = 2,8$ T/ml.

Cargas de segunda fase: $q_2 = 0,8 \times 6 = 4,8$ T/ml. + carga puntual de 150 T.

$$M_1 = \frac{15^2}{8} \times 2,8 = 78,75 \text{ m. T.}$$

$$M_2 = \frac{15^2}{8} \times 4,8 + 150 \times \frac{15}{4} = 135,02 + 562,50 = 697,52 \text{ m. T.}$$

El módulo resistente del perfil será:

$$I/a = \frac{78,75 \times 10^3}{2.880} + \frac{697,52 \times 10^3}{1,1 \times 2.880} = 2.734 + 22.018 = 24.752 \text{ cm.}^3$$

Buscamos en la página de los perfiles de alma de 65 x 1. Un perfil con alas de 55 x 2 y platabandas de 50, 45 y 40 de ancho con el mismo espesor, proporciona un módulo resistente de 25.300 cm.³ El canto total de esta viga será 81 cm. del perfil + 7 cm. de recubrimiento por abajo + 10 cm. de recubrimiento por arriba, en total 98 cm.

$$\text{El cortante total será: } Q = (2,8 + 4,8) \frac{15}{2} + \frac{150}{2} = 132 \text{ T.}$$

El alma de 65 x 1 no es válida, pues la tensión cortante resulta de 2.030 kg./cm.² Si el alma la pasamos a 1,6 cm., esta tensión disminuye a 1.269 kg./cm.², que ya es admisible.

Respecto de la flecha, hay que calcularla teniendo en cuenta la teoría de resistencia de materiales. En este caso, la flecha bajo el pilar será:

$$\frac{Pl^3}{48 EI} = \frac{150 \times 15^3}{48 \times 21 \times 10^4 \times 3 \times 1.024.669 \times 10^4} = 0,016 \text{ m.}$$

donde I = 1.024.669 es la inercia del perfil metálico según el "Catálogo de perfiles Rubiera Preflex", y el factor 3 representa el incremento aproximado de inercia debido a la presencia de los hormigones inferior y superior.

Obsérvese la gran rigidez de la viga que, a pesar de su relativo poco canto para tan gran

sobrecarga y luz, sólo tiene una flecha de $\frac{1}{937}$ de la luz.

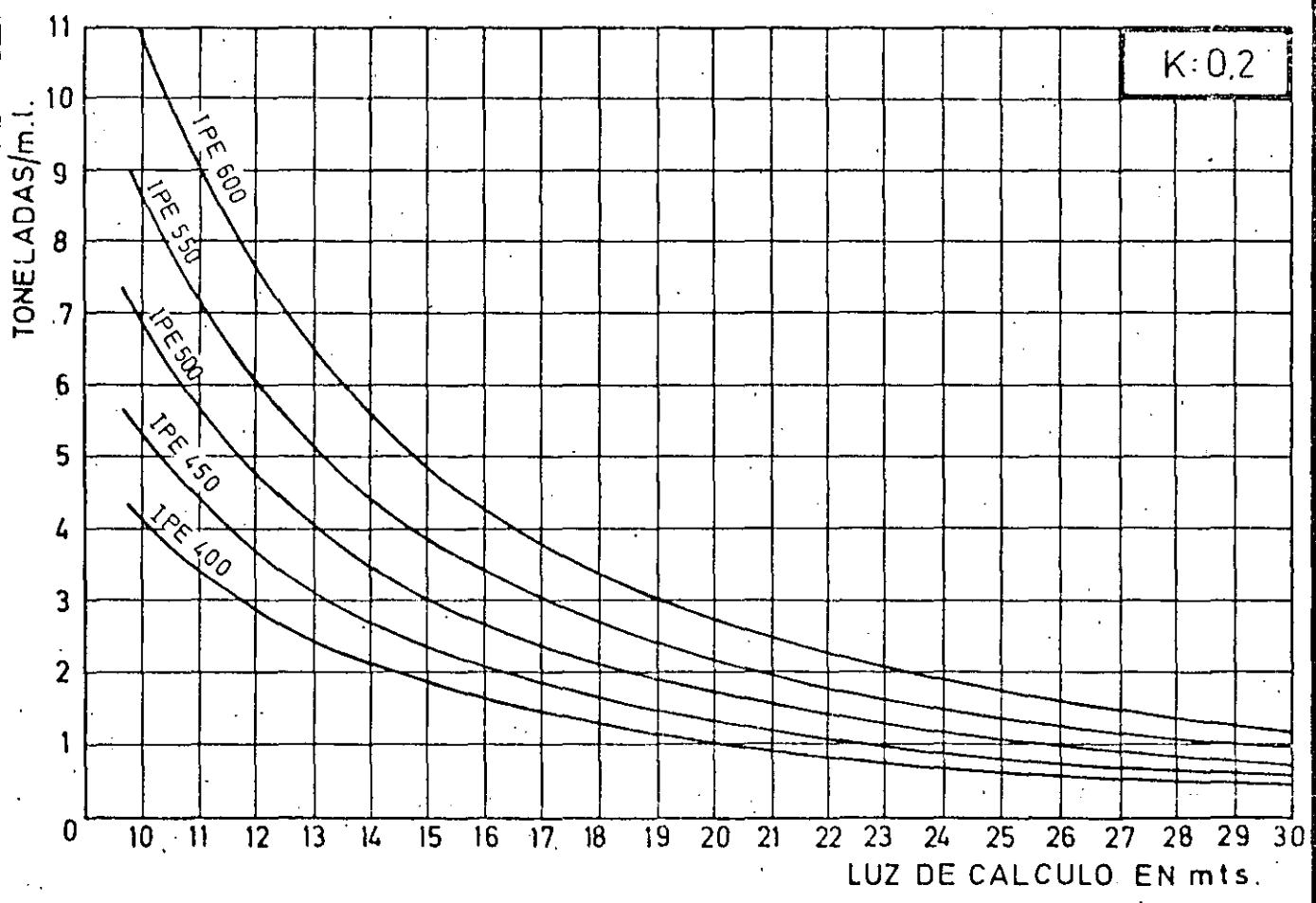
2.º) Vigas hiperestáticas: En realidad, éste será el caso que mayor número de veces se presente, pues incluso en el caso anterior el pilar que nace sobre la viga Preflex, forma con ésta y con el resto de la estructura, un conjunto hiperestático. El no tenerlo en cuenta queda del lado de la seguridad. Sin embargo, el cálculo exacto, exige el tratamiento de la estructura como un pórtico de nudos rígidos. Se puede resolver de diferentes formas: por métodos manuales (Cross, Kani, etc...) o con un ordenador electrónico. En este caso se precisa hacer un predimensionamiento de la viga para obtener su inercia y por lo tanto su rigidez. Este predimensionamiento se puede realizar suponiendo la viga isostática como anteriormente. De esta forma, se obtendrá una inercia aproximada que se introducirá como dato en el cálculo del pórtico que constituye la estructura. Resuelto el pórtico por alguno de los métodos antes citados, se puede, a partir de los momentos resultantes, volver a dimensionar la viga y ver su nueva inercia. Si esta inercia difiere poco de la que se introdujo en el cálculo, éste se puede dar por terminado. Si por el contrario, esta inercia difiere mucho de la predimensionada, convendrá volver a rehacer el cálculo del pórtico con la nueva inercia y volver a redimensionar la viga a partir de los nuevos momentos hallados. Por regla general, una variación de hasta el 25 % en la inercia de una barra de un pórtico, influye muy poco en los momentos en los nudos. Esta forma de calcular es la misma que si se tratase de otro tipo cualquiera de estructura.

**CALCULO DE VIGAS PREFLEX
DE EDIFICACION**

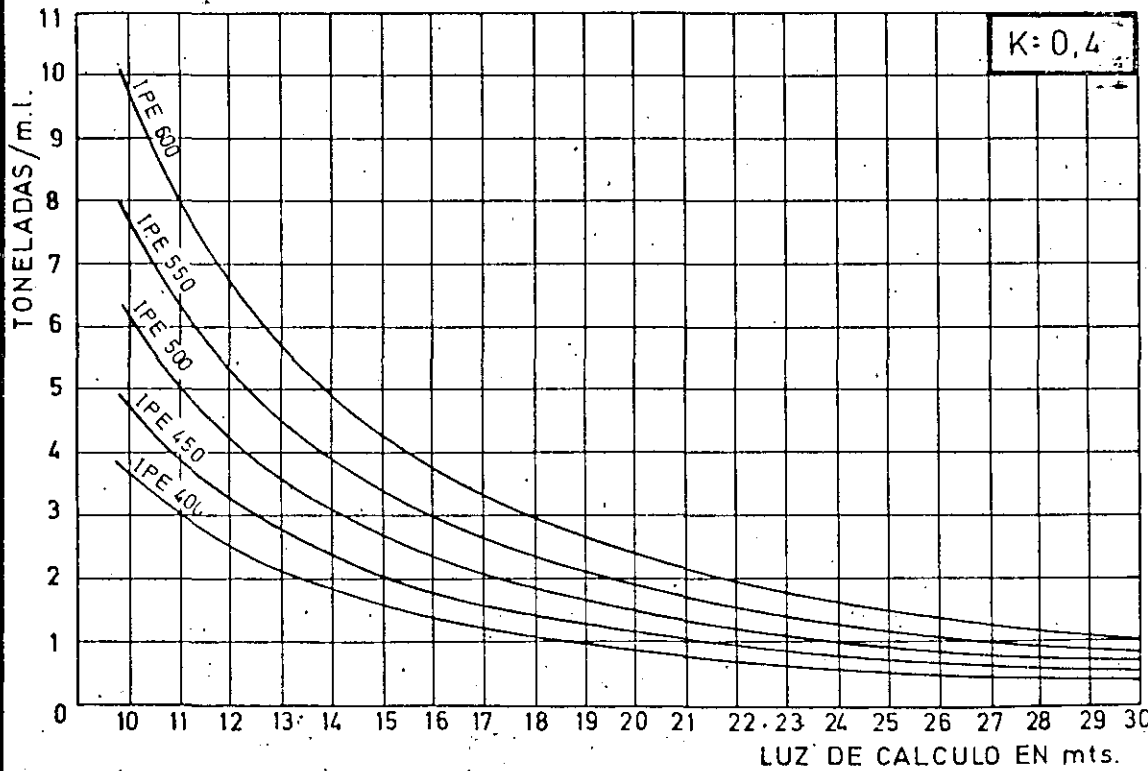
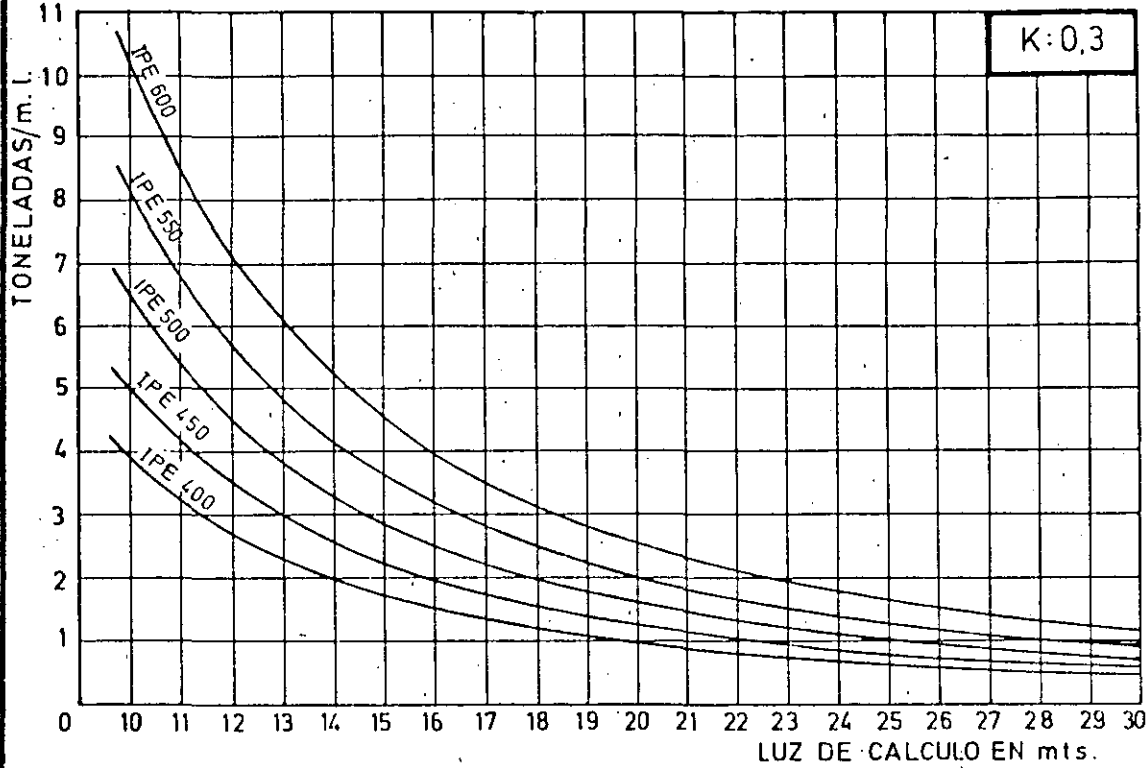
PERFILES TIPO IPE

TABLA DE EQUIVALENCIAS

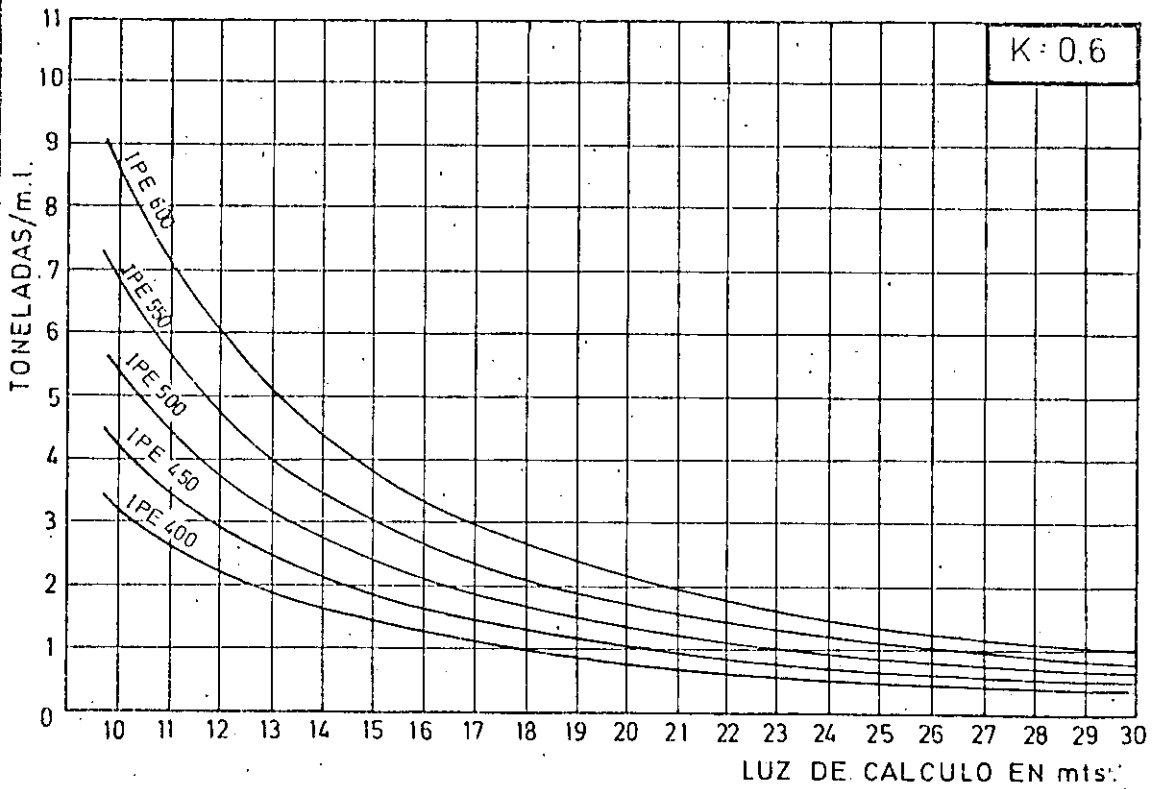
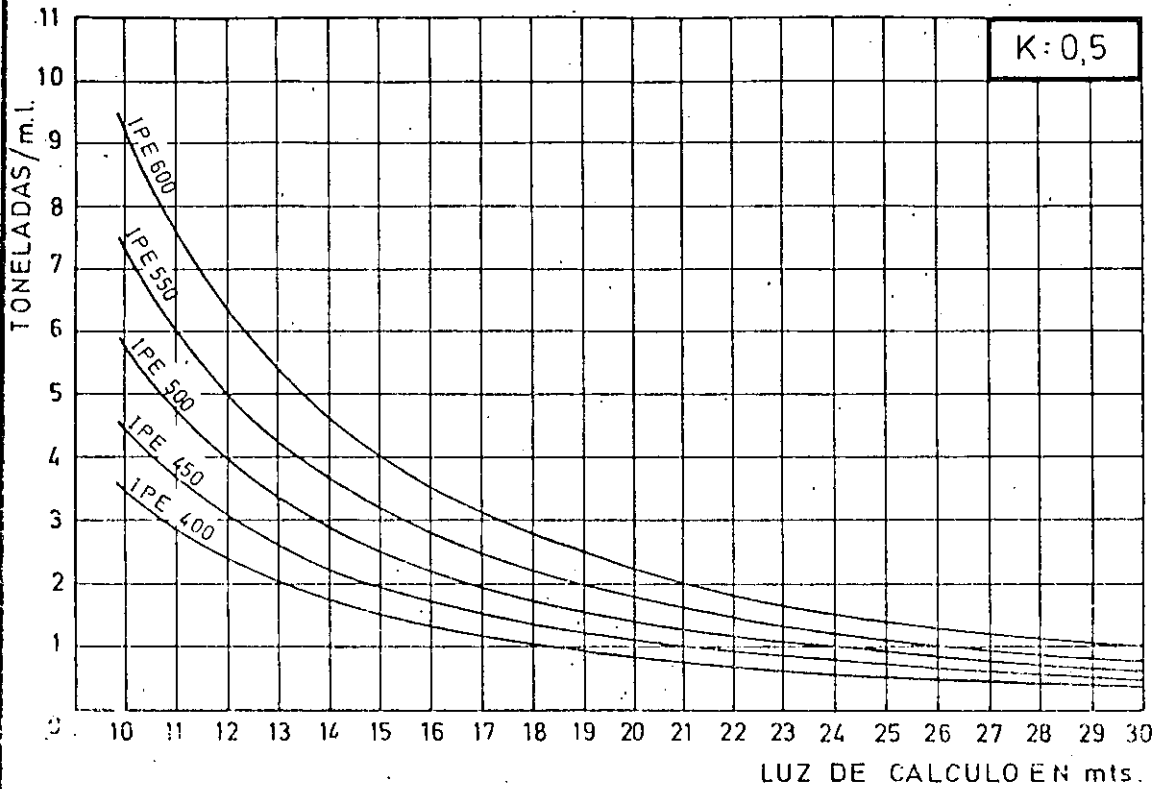
IPE	Alma mm.	Alas mm.	Inercia cm ⁴ .	Mod/resp. cm ³	cm ² Ω	Peso Kg/ml	Zapata a cm. b
400	370 x 10	200 x 13	23.297	1.176	89	72	15 40
450	420 x 10	230 x 13	34.210	1.533	102	82	15 40
500	470 x 10	210 x 16	48.346	1.926	115	92	15 40
550	530 x 13	270 x 13	67.883	2.442	140	112	15 50
600	560 x 13	270 x 16	90.705	3.064	160	128	15 50



60



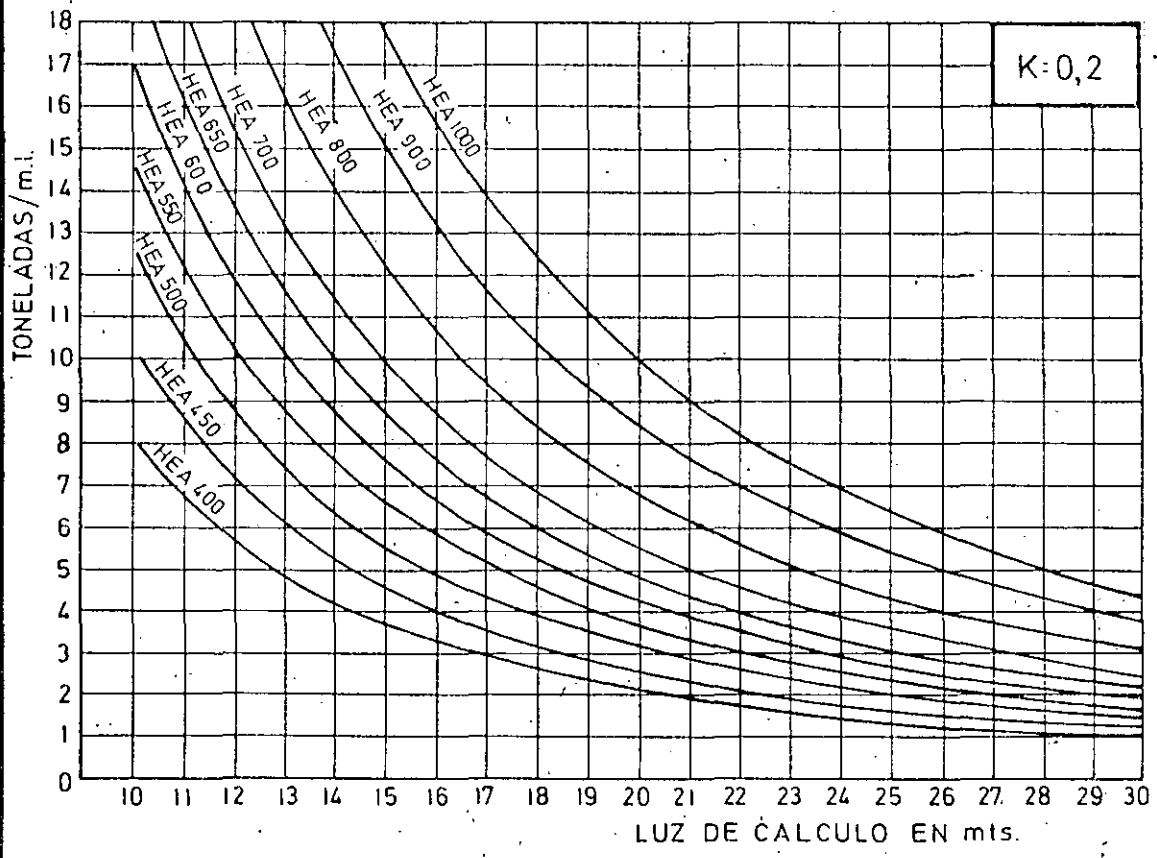
(61)

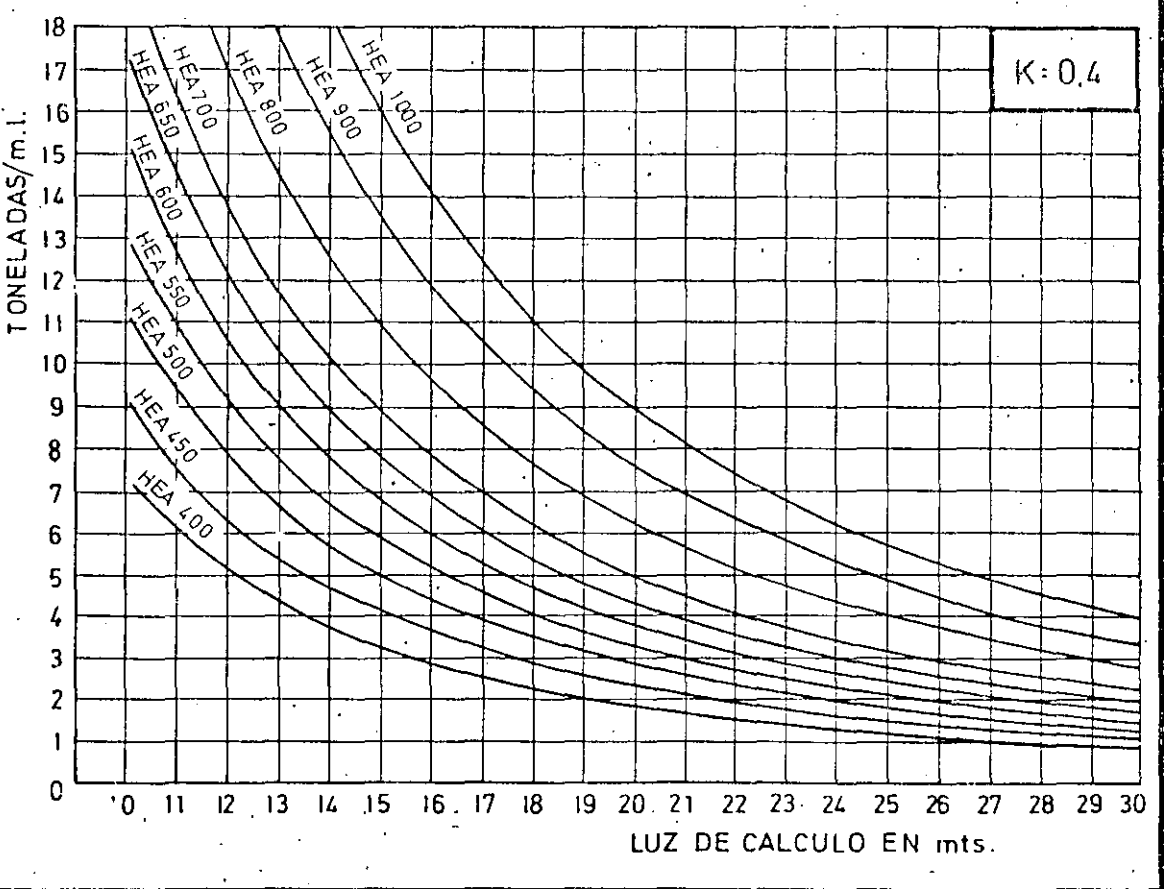
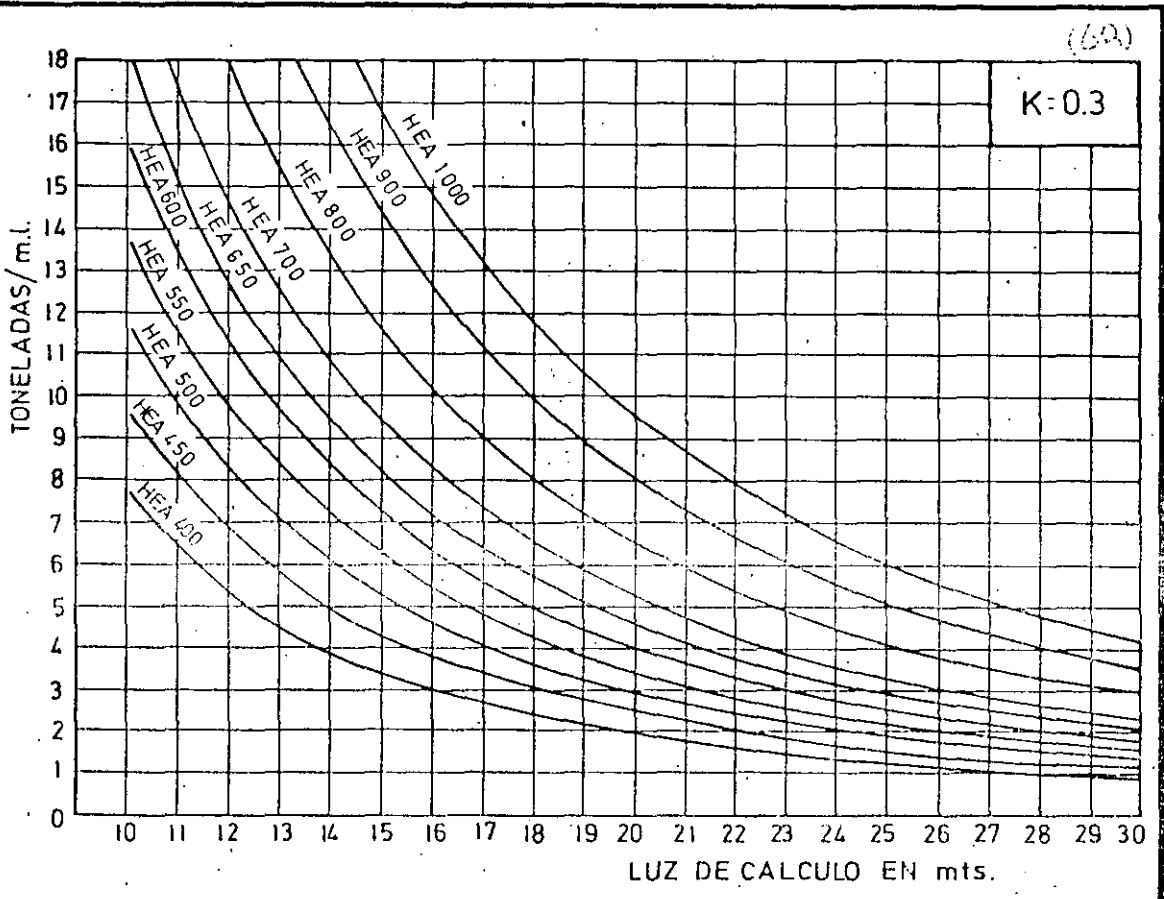


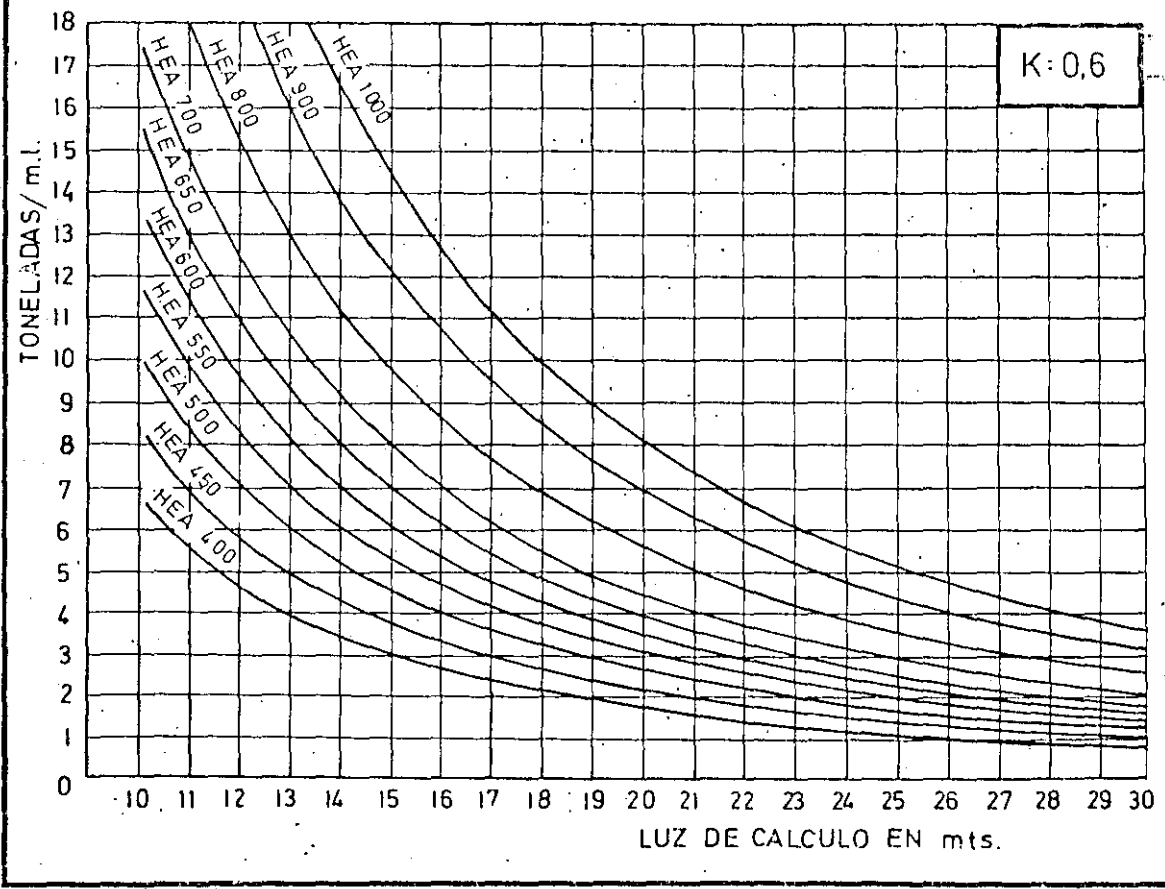
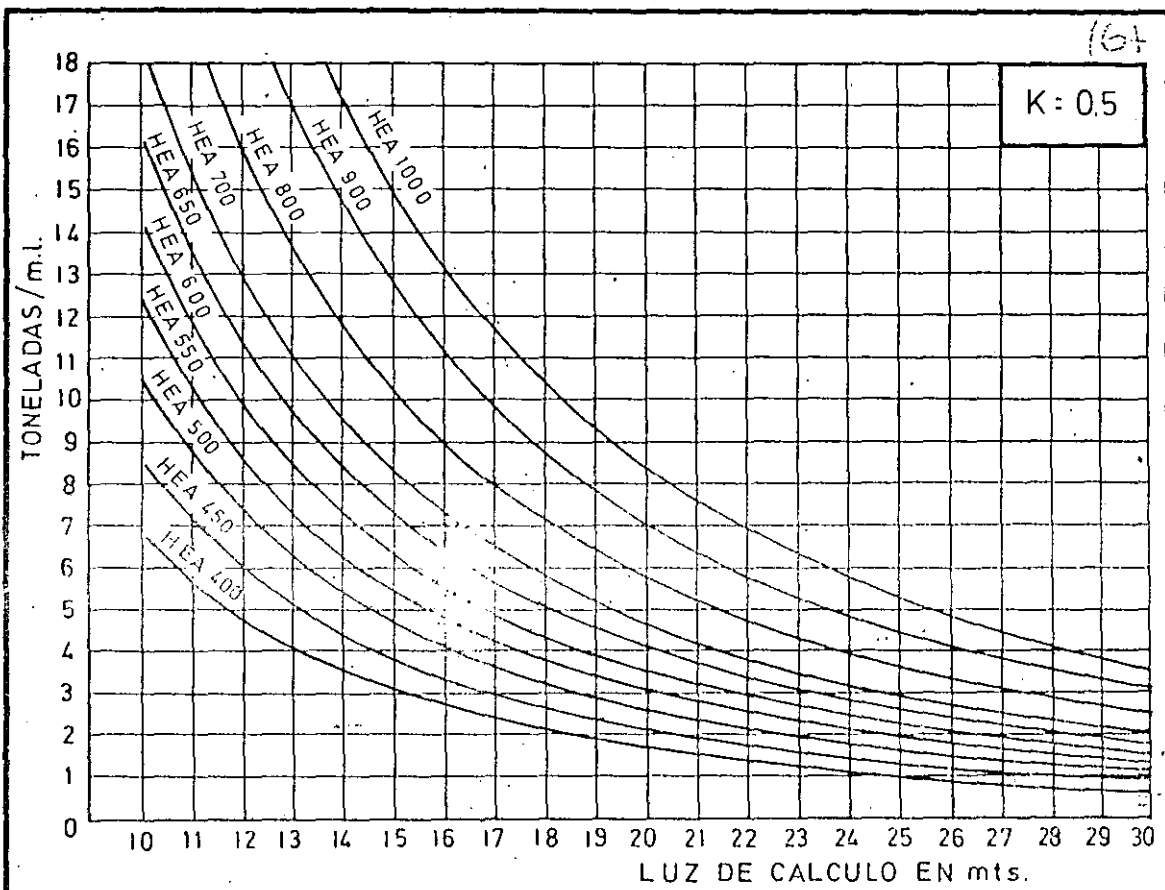
PERFILES TIPO HEA

TABLA DE EQUIVALENCIAS

HEA YPB	Alma mm.	Alas mm.	Inercia cm4	Mod/res. cm3	cm2 Ω	Peso Kg/ml	Zapata a cm. b
400.	350 x 10	310 x 20	46.051	2.361	159	128	15 50
450	390 x 10	290 x 24	64.654	2.952	179	143	15 50
500	440 x 10	310 x 24	87.258	3.575	193	155	15 50
550	490 x 10	320 x 24	111.326	4.138	203	163	15 60
600	540 x 10	340 x 24	142.982	4.863	218	174	15 60
650	590 x 10	350 x 24	175.530	5.502	227	182	15 60
700	640 x 10	370 x 24	217.686	6.328	242	194	15 60
800	740 x 13	370 x 24	303.112	7.693	274	220	15 60
900	840 x 13	400 x 24	422.615	9.518	302	241	20 60
1000	940 x 13	420 x 24	558.432	11.303	324	260	20 60





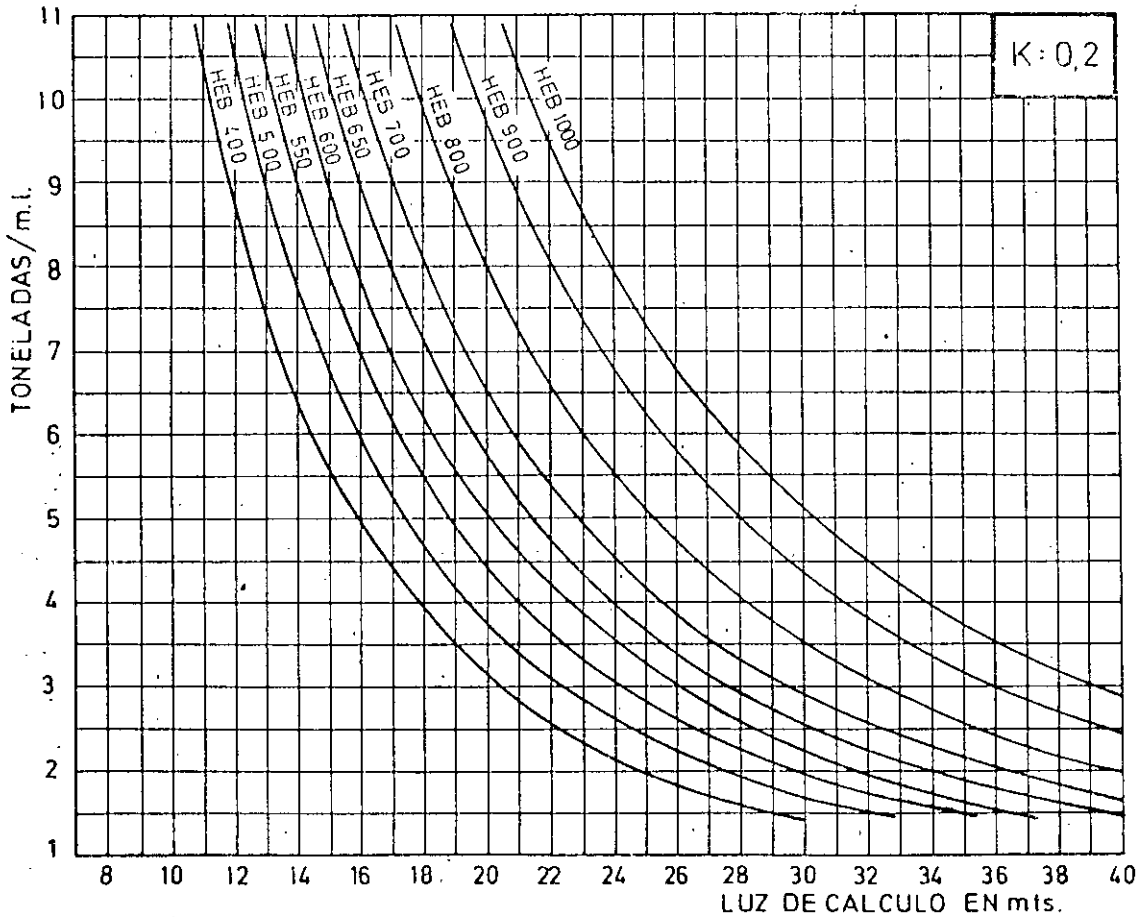


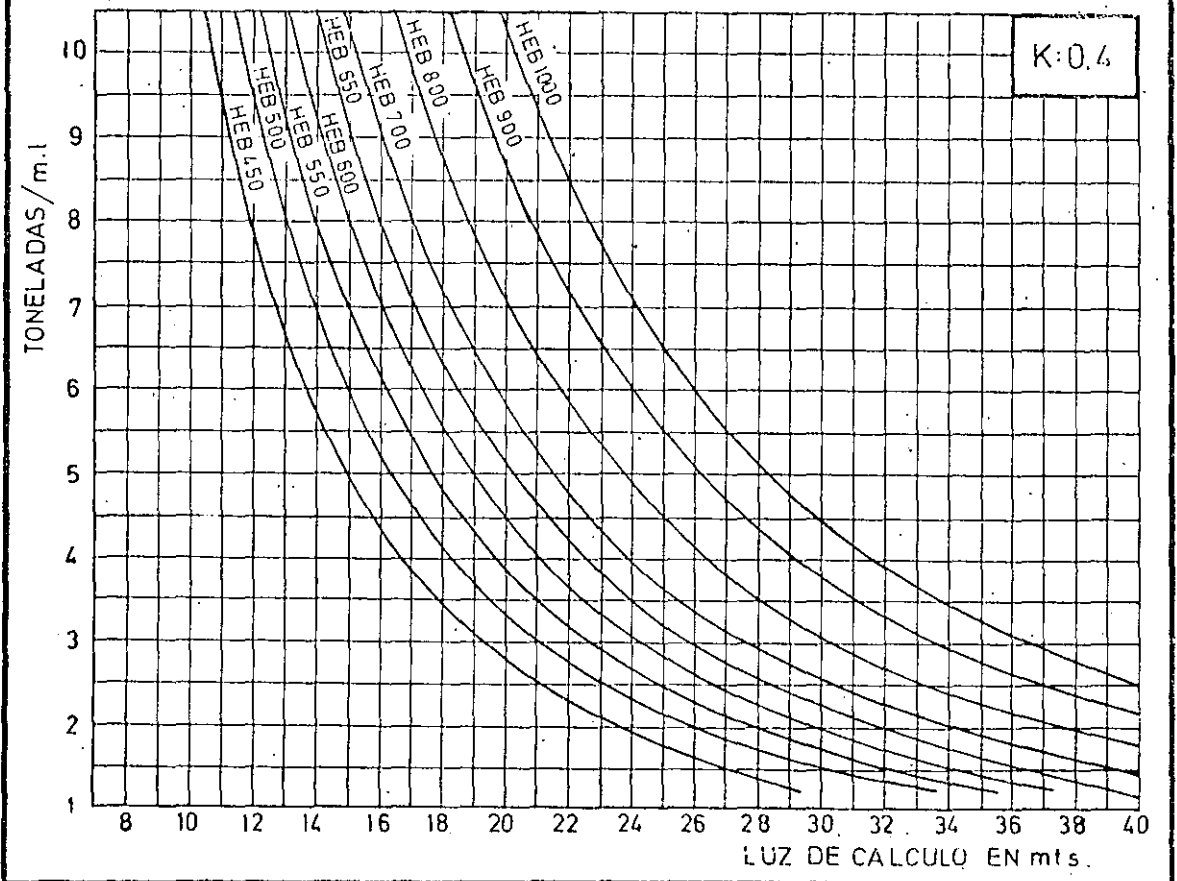
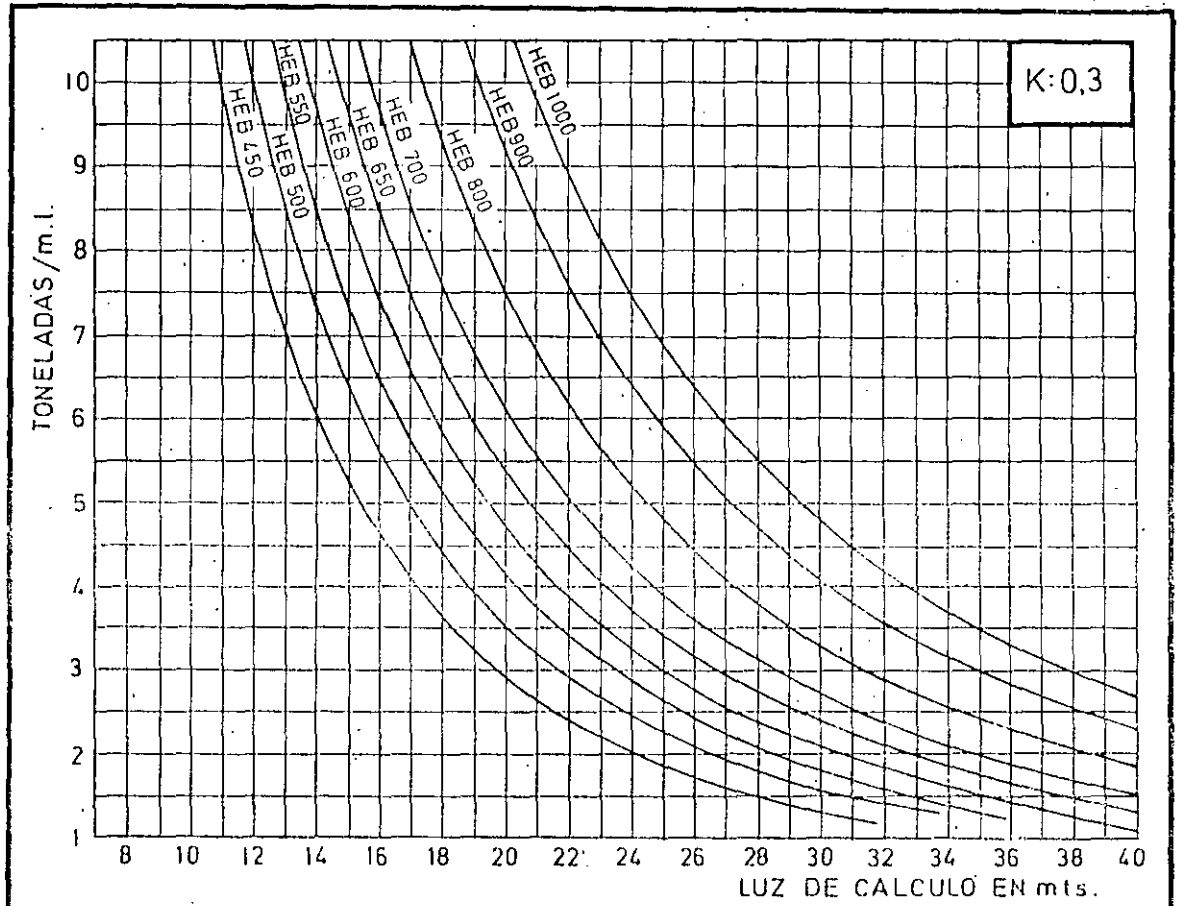
PERFILES TIPO HEB

(65)

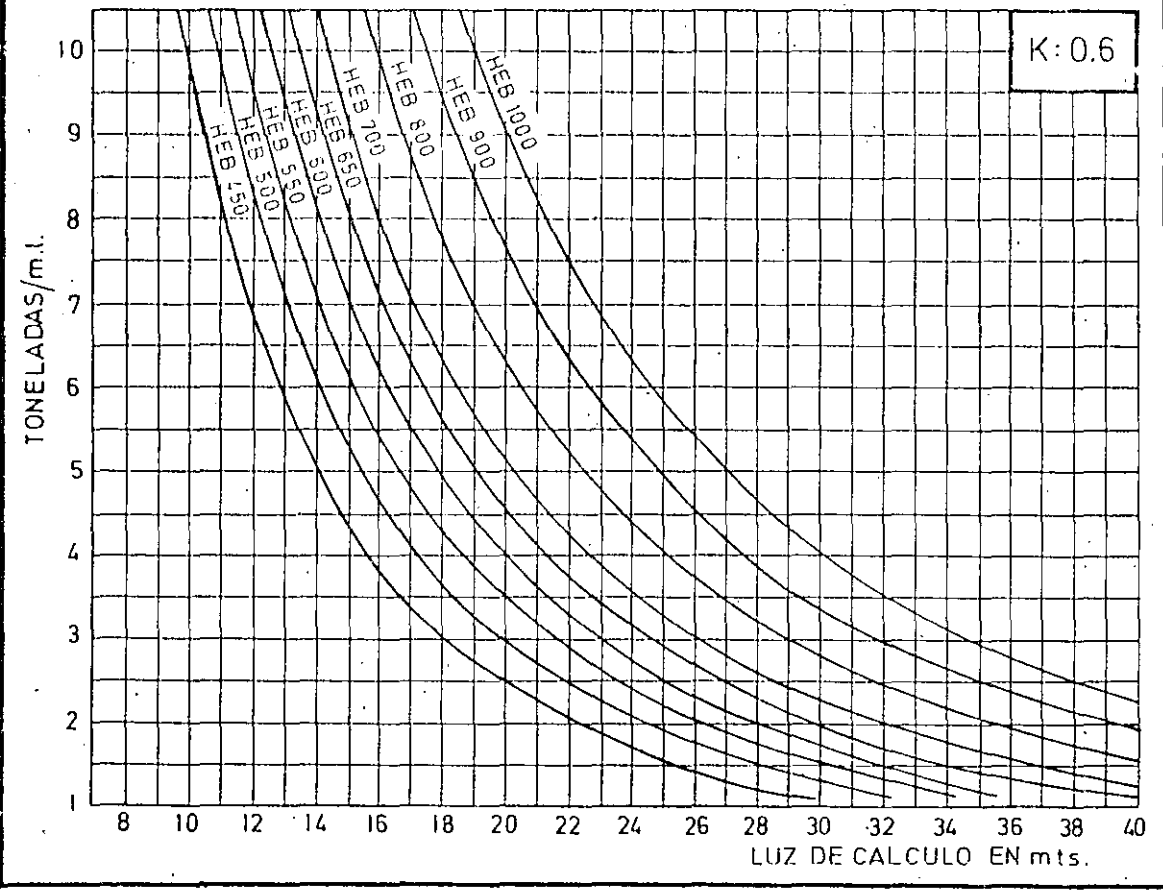
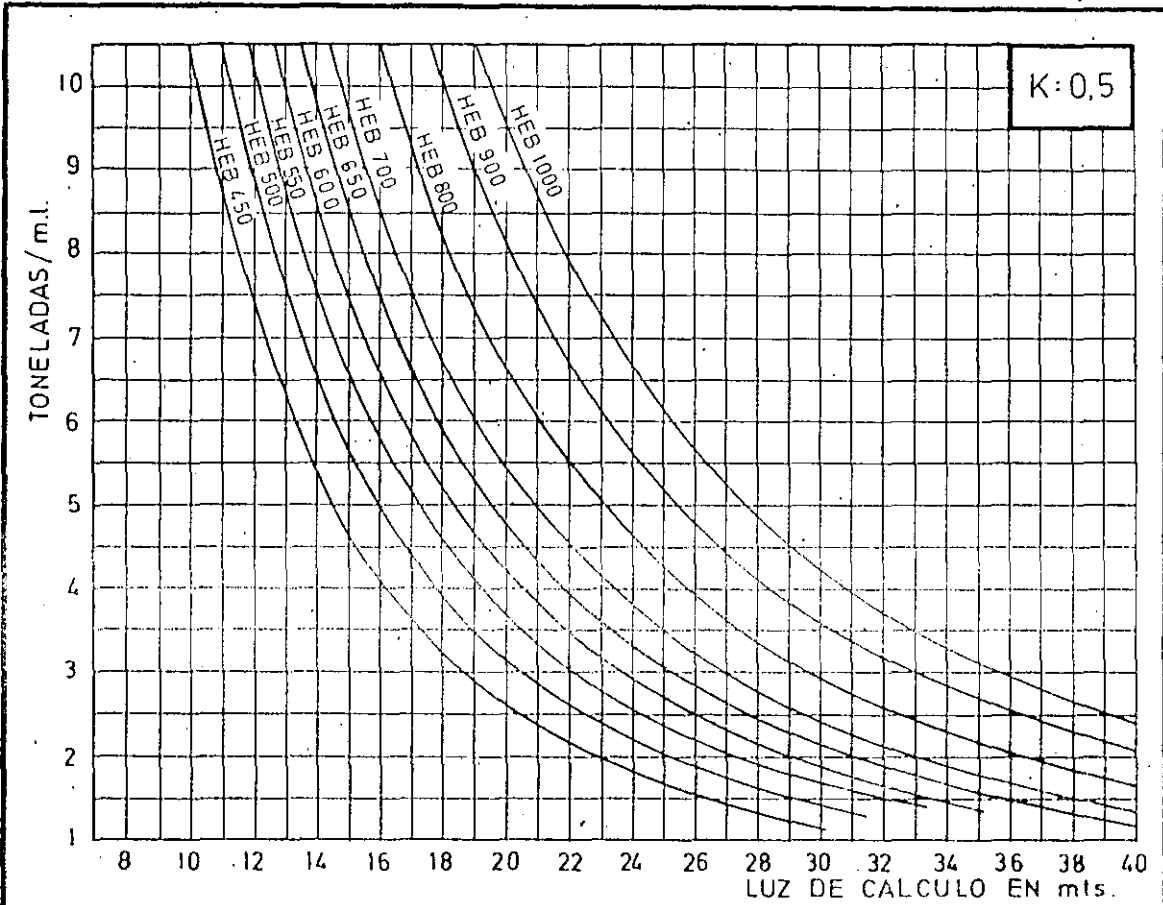
TABLA DE EQUIVALENCIAS

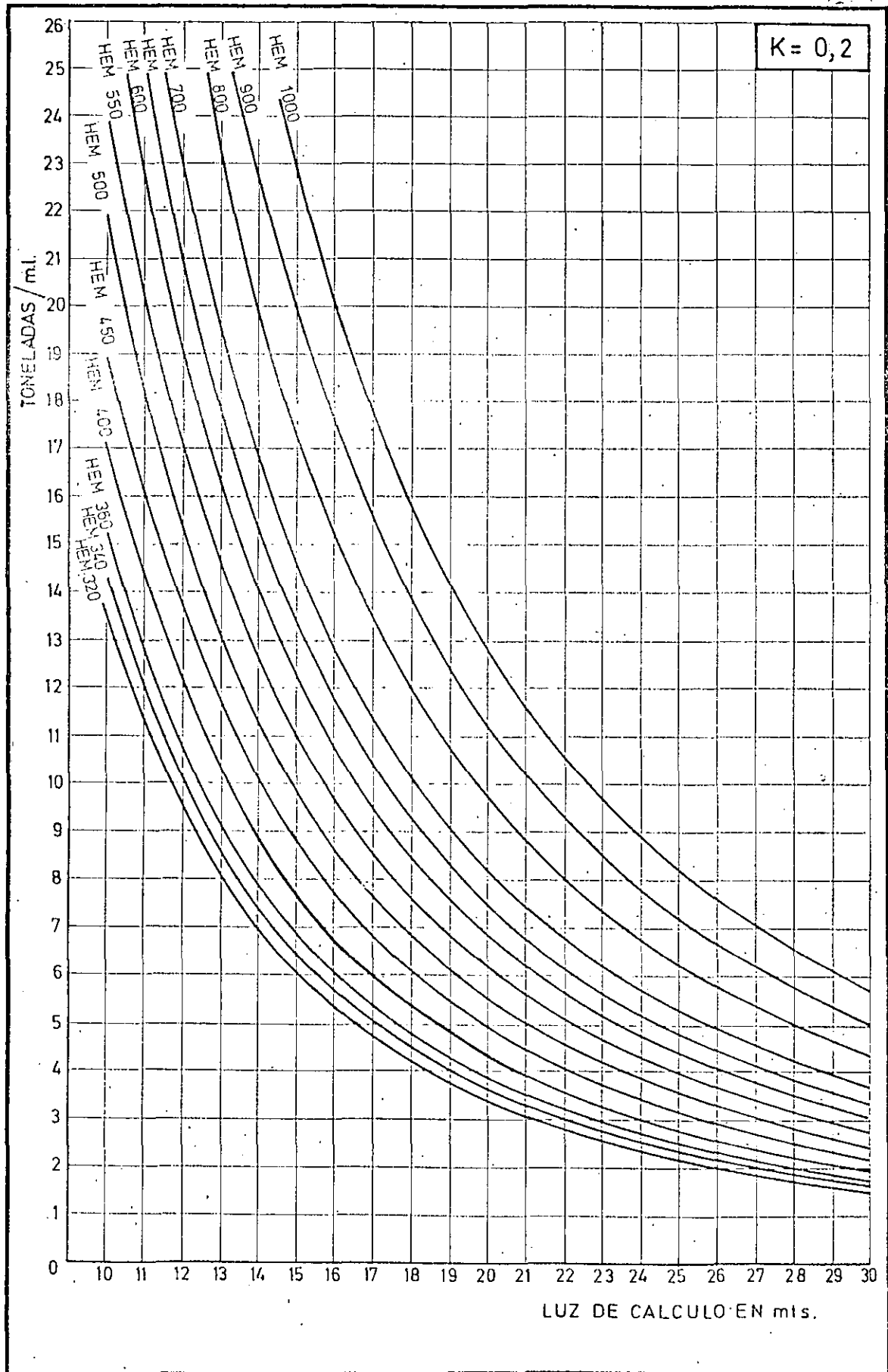
HEB	Alma mm.	Alas mm.	Inercia cm ⁴	Mod/res. cm ³	cm ² Ω	Peso Kg/ml	Zapata a cm. b
450	400 x 13	340 x 24	80.359	3.587	216	173	15 60
500	450 x 13	360 x 24	107.013	4.297	232	186	15 60
550	500 x 13	380 x 24	138.832	5.066	248	198	15 60
600	550 x 13	390 x 24	172.302	5.763	259	207	20 60
650	600 x 16	390 x 24	211.116	6.515	281	227	20 60
700	650 x 16	410 x 24	260.211	7.455	301	241	20 60
800	750 x 16	420 x 24	358.280	8.980	322	258	20 60
900	850 x 20	440 x 24	505.773	11.264	388	310	20 65
1000	950 x 20	450 x 24	655.277	13.132	406	325	20 65





57

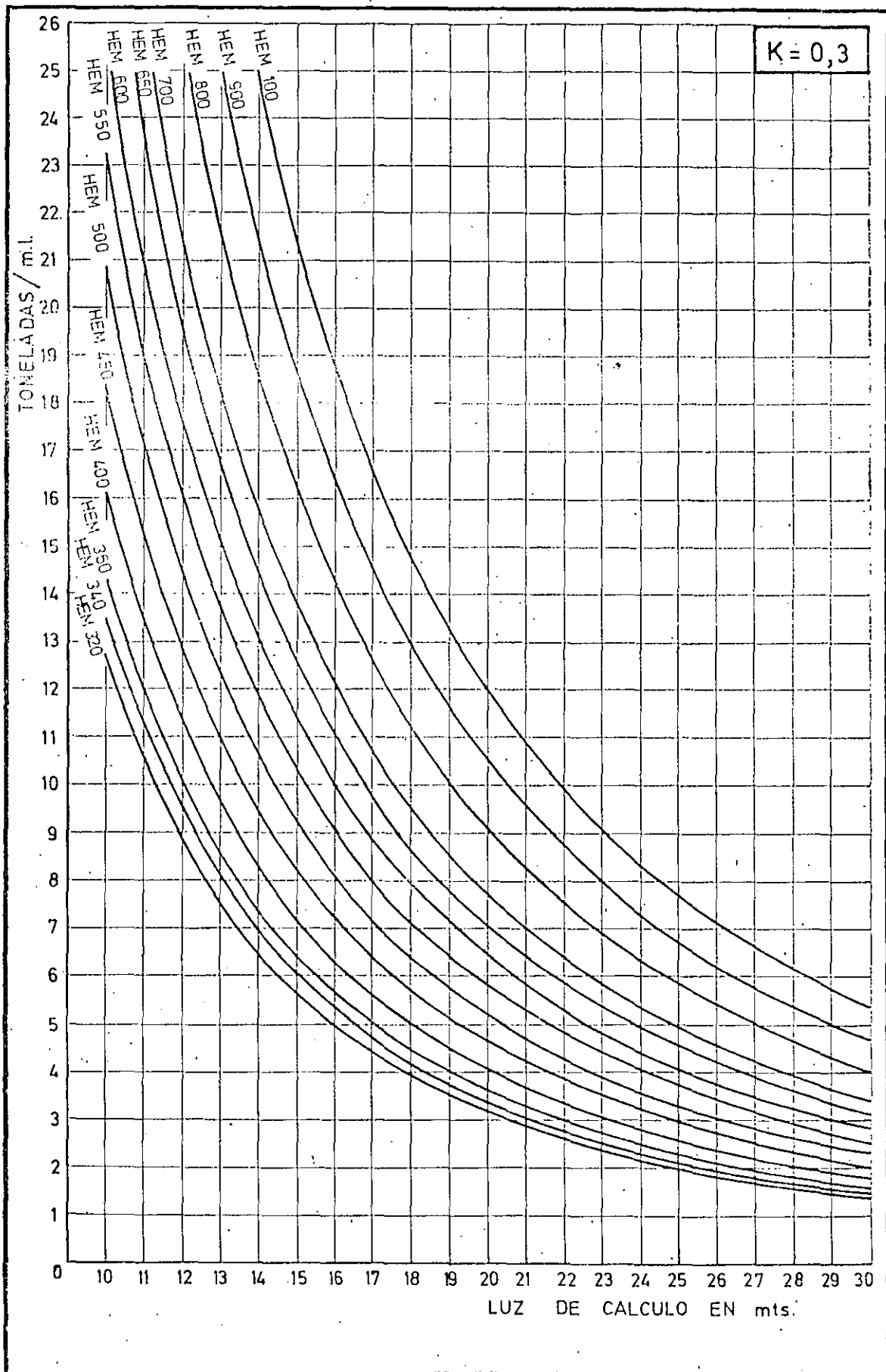


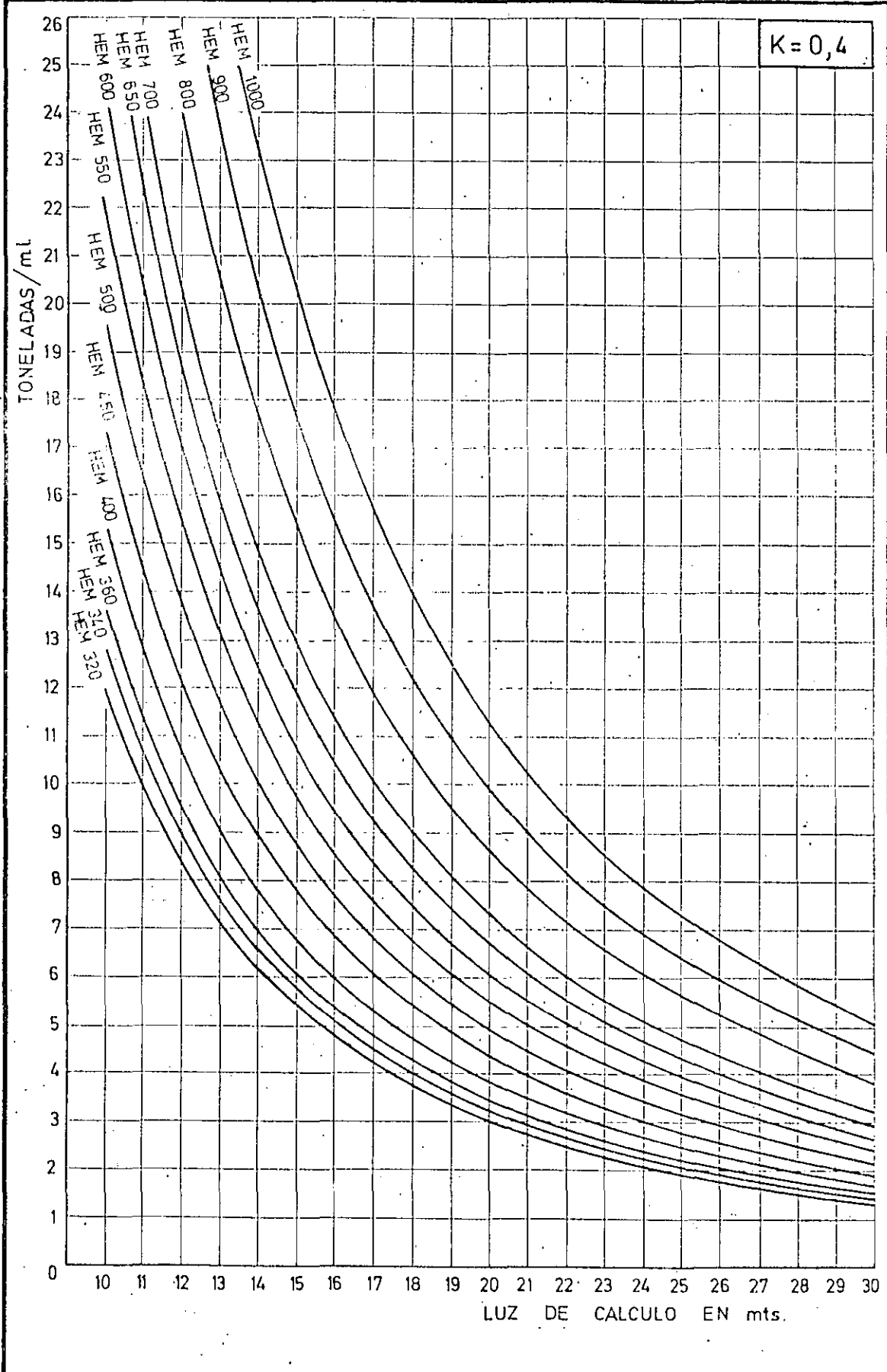


5

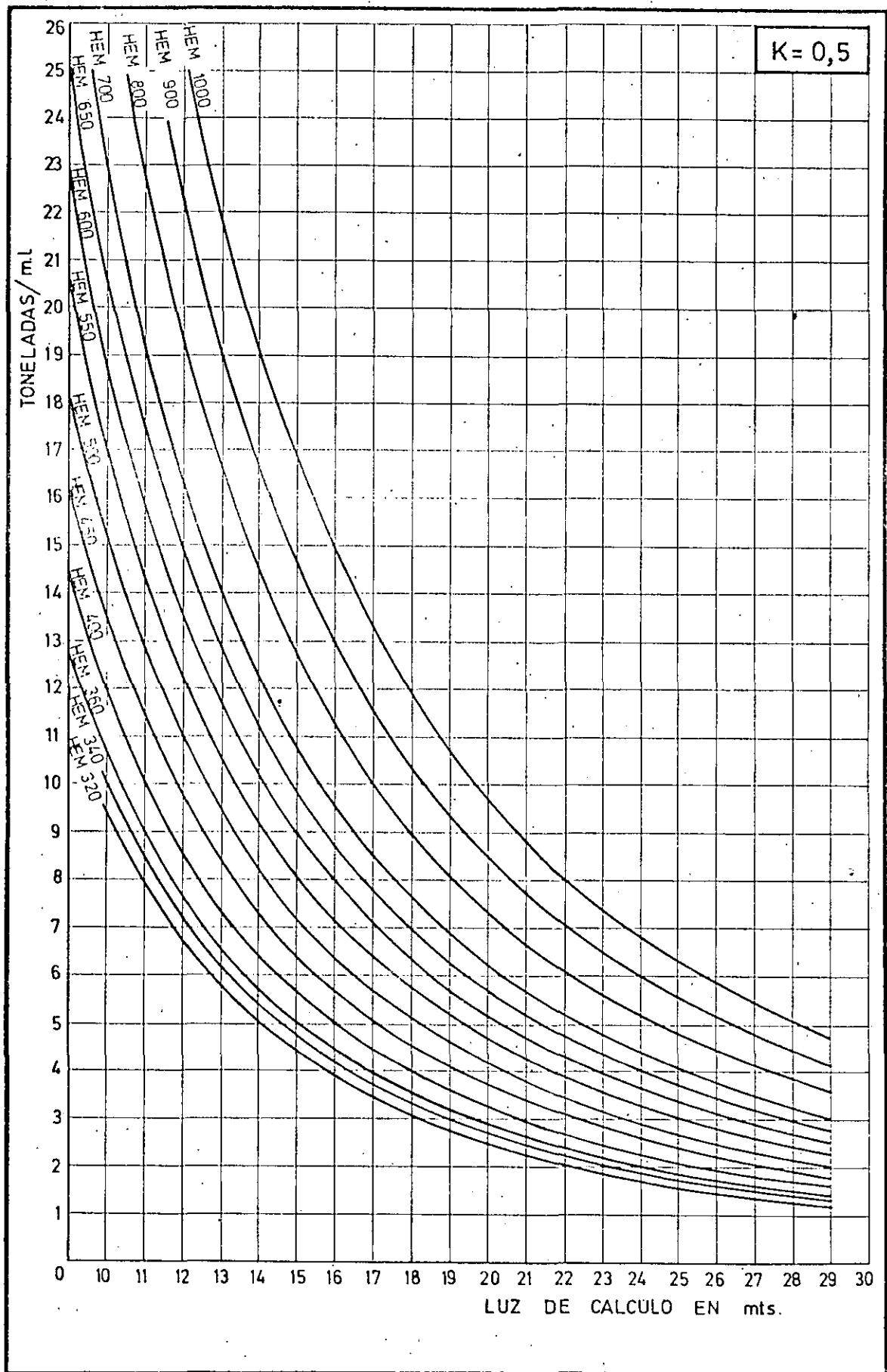
6

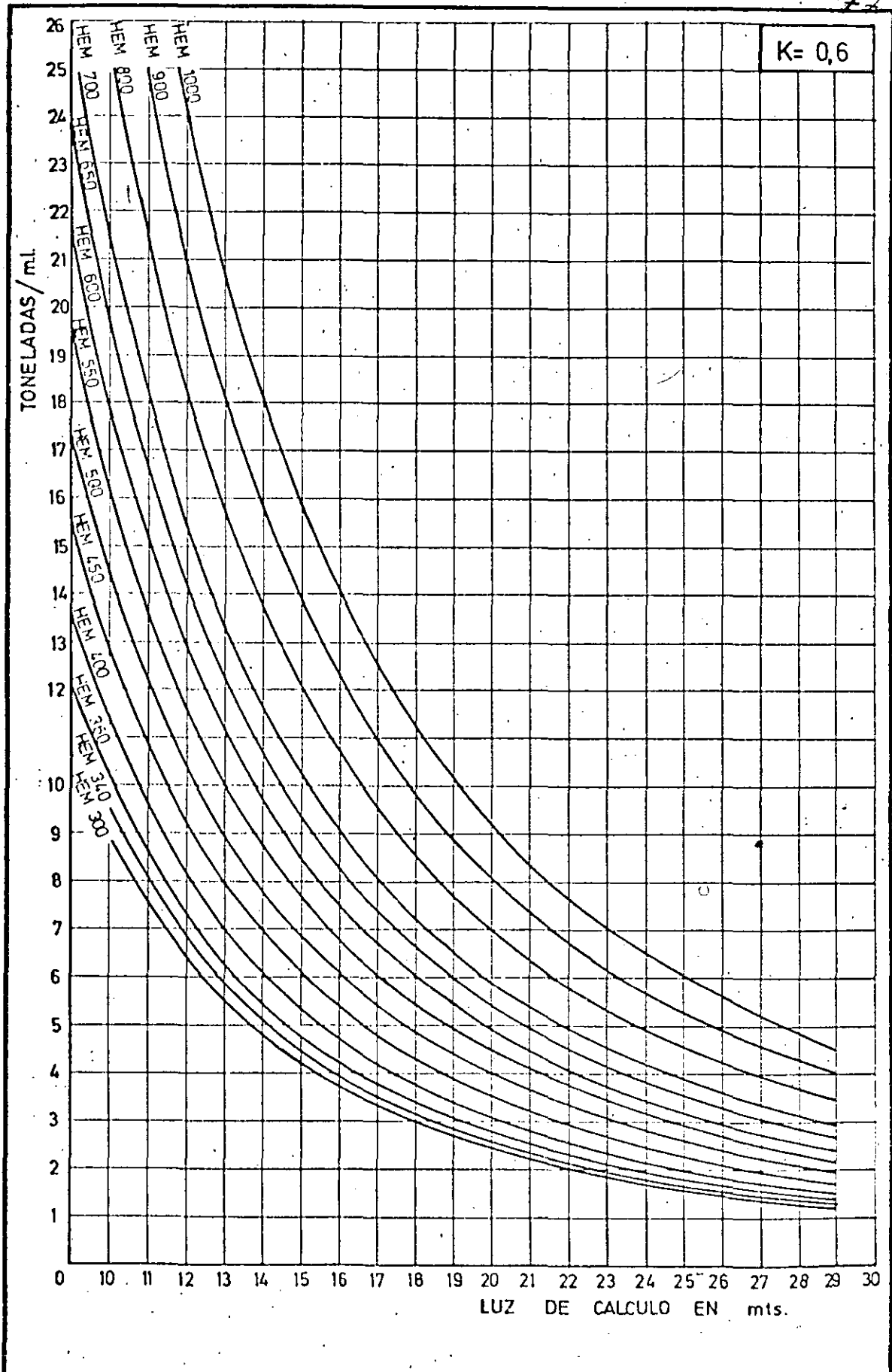
LUZ DE CALCULO EN mts.

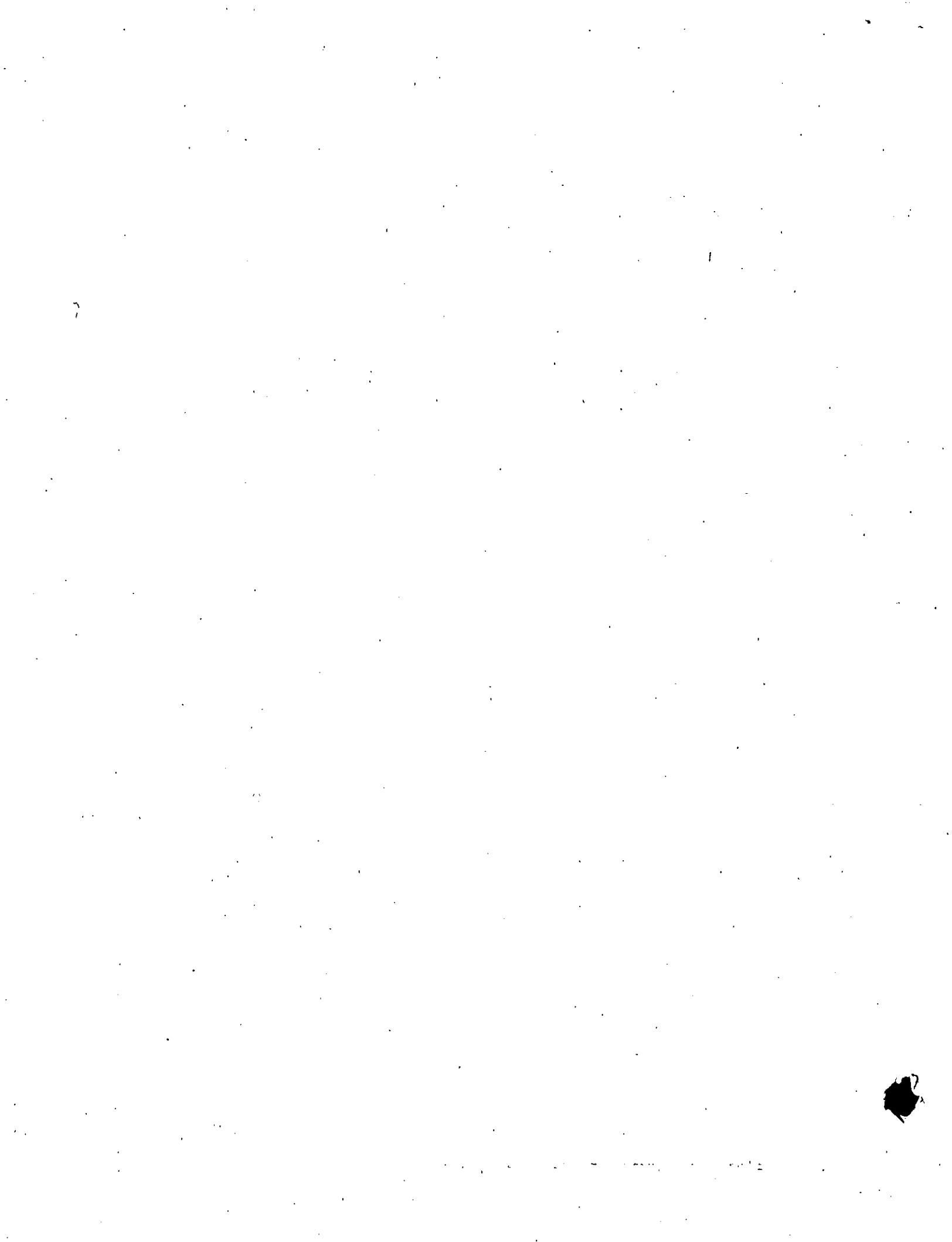






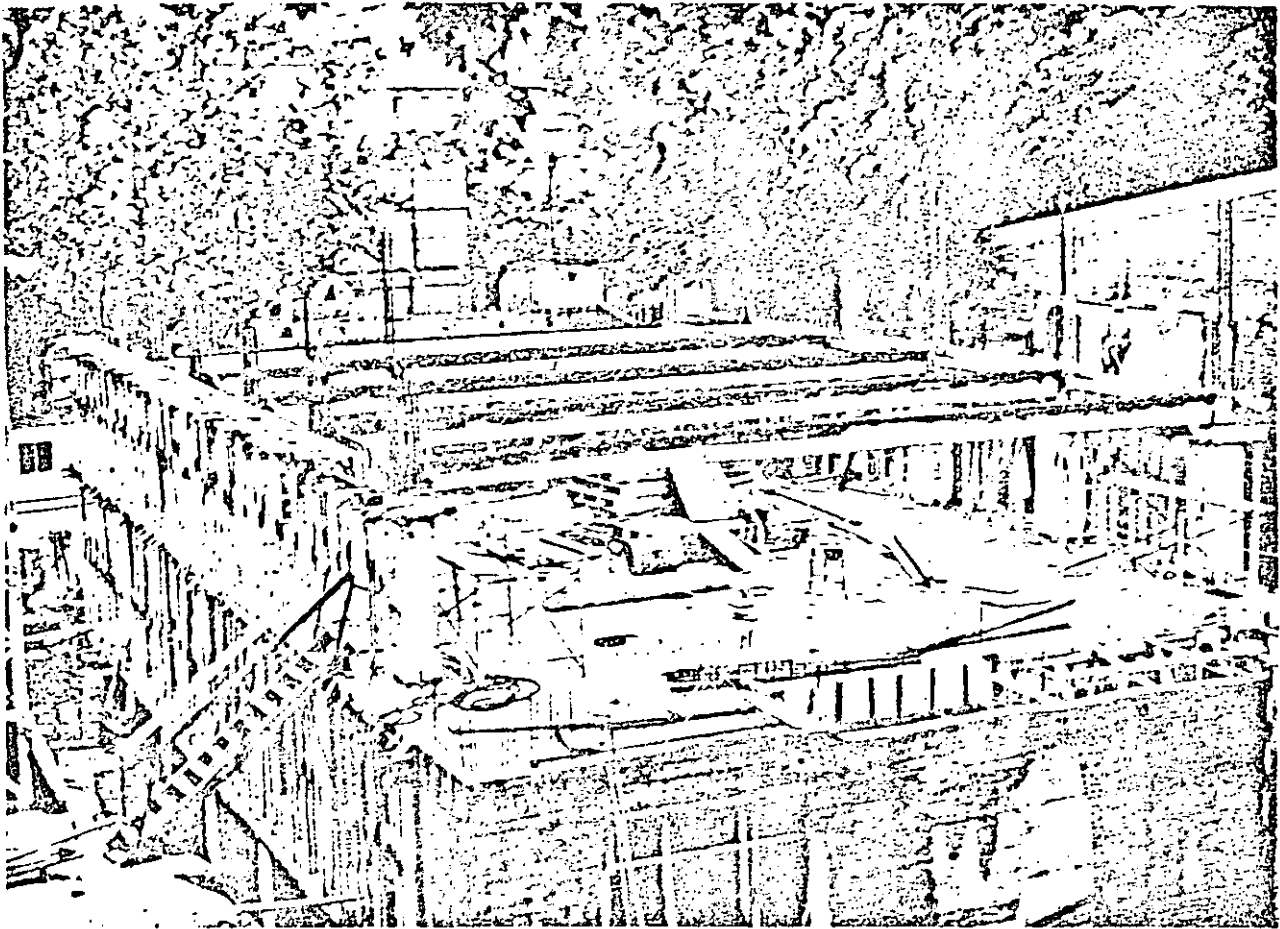




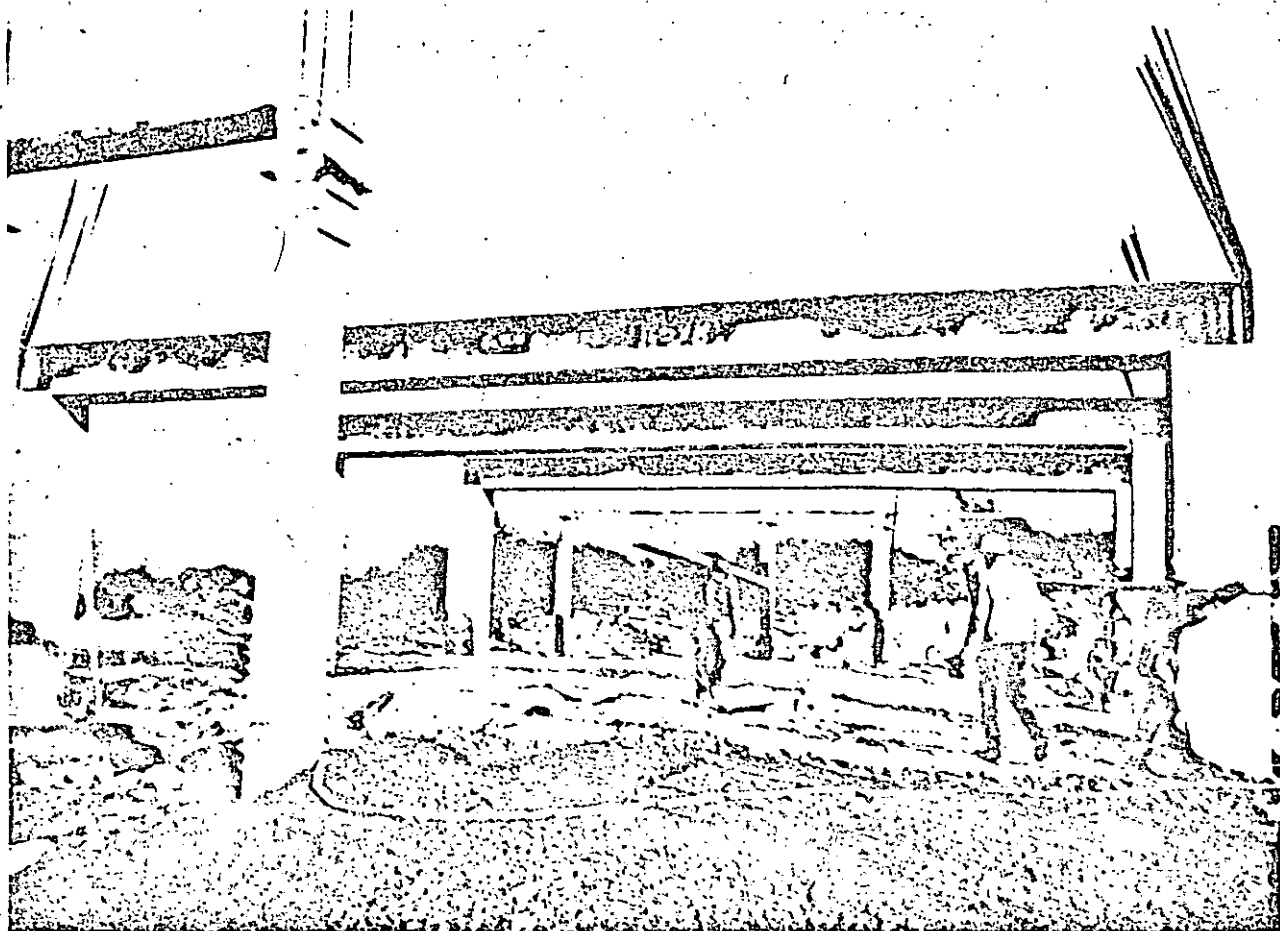


PERFILES TIPO HEMTABLA DE EQUIVALENCIAS

HEM IPB	Alma mm.	Alas mm.	Inercia cm ⁴	Mod/res. cm ³	cm ² Ω	Peso Kg/ml	Zapata a cm. b
320	310 x 20	470 x 24	67.963	3.798	287	230	20 65
340	330 x 20	470 x 24	76.742	4.060	291	234	20 65
360	350 x 20	470 x 24	86.103	4.325	295	237	20 65
400	390 x 20	470 x 24	106.623	4.870	303	243	20 65
450	430 x 20	480 x 24	132.078	5.525	316	254	20 65
500	480 x 20	480 x 24	164.827	6.240	326	262	20 70
550	530 x 20	480 x 24	201.665	6.980	336	270	20 70
600	570 x 20	490 x 24	238.387	7.710	349	280	20 70
650	620 x 20	490 x 24	283.635	8.497	359	288	20 70
700	670 x 20	490 x 24	333.449	9.300	369	296	20 70
800	770 x 20	490 x 24	446.891	10.926	389	312	20 70
900	860 x 20	500 x 24	574.993	12.665	412	330	20 70
1000	960 x 20	500 x 24	728.521	14.453	432	346	20 70



EDIFICIO PARA BANKUNION (MADRID)



COLEGIO SANTO ANGEL (OVIEDO)



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

PREFABRICACION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y VIVIENDA

TEMA : P R E F A B R I C A C I O N .

ING. JOSE MARIA RIOBOO.



RIOBOO, SA

PROYECTO: TRABE DE 24 m.			FECHA:
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: 1 DE

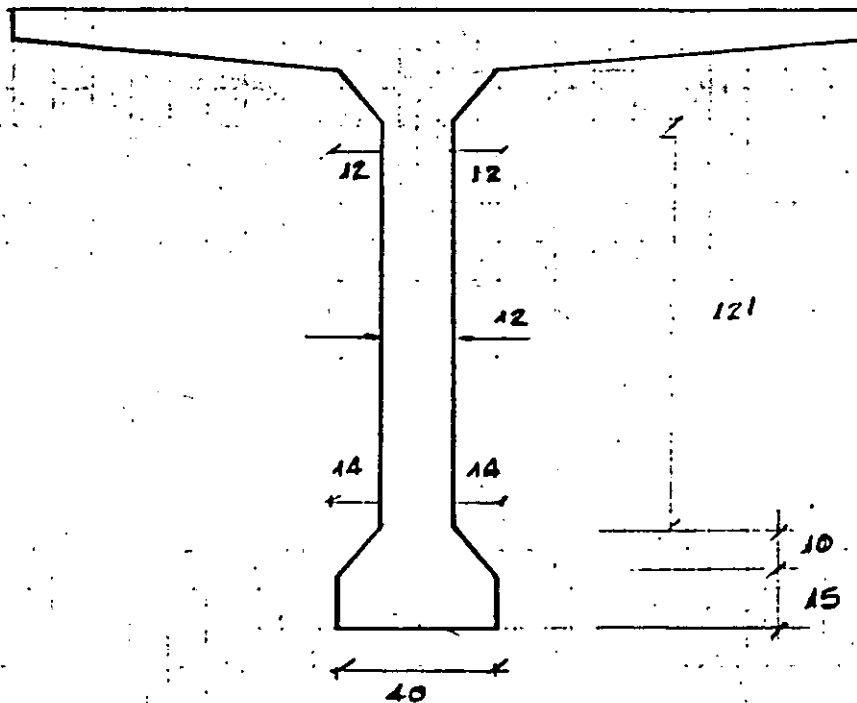
DISEÑO TRABE TI

h = 170

$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$

Z10

X X



6
8
4
12

Propiedades geométricas -

S. Simple.

$$I = 18,151,771 \text{ cm}^4$$

$$A = 4,772 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 112.22 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 57.78 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 161,752 \text{ cm}^3$$

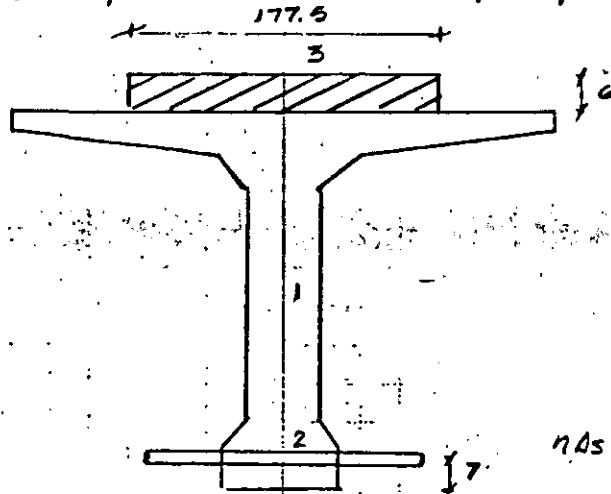
$$S_y = 314,153 \text{ cm}^3$$



RIOBOO, SA

PROYECTO: TRABE DE 24 m.		FECHA:	
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: 2 DE

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS CON SECCIÓN TRANSFORMADA.



4 var. #10

$$A_{As} = 10.70 \times 31.60 = 338.98$$

S. simple

ELEM.	AREA	y	Δy	ȳ	Ay ²
1	4.772	112.22	535; 513.84	14.62	1,019,988.28
2	338.98	7.00	2,372.86	30.60	2,782,449.87
Σ	5,110.98		537,886.70		3,802,458.15
					18,151,771
					21,954,229.15 cm ⁴

$$y_c = \frac{537,886.70}{5,110.98} = 97.60$$

I total =

$$I = 21,954,229.15 \text{ cm}^4$$

$$A = 5,110.98 \text{ cm}^2$$

$$y_i = 97.60$$

$$y_s = 72.40$$

$$s_x = 224,741$$

$$s_y = 303,235$$



IOBOO, SA

PROYECTO:			FECHA:
DISEÑO:	REVISOR:	APROBO:	HOJA: 3 DE

S. Compuestos -

<u>ELEM.</u>	<u>A</u>	<u>y</u>	<u>Ay</u>	<u>y</u>	<u>Δy²</u>
1 y 2	5,110.98	97.60	537,871.65	12.21	821,599.49
3	1,065	173	184,245	63.19	4,252,519.55
	<u>6,575.98</u>		<u>722,116.65</u>		<u>5,074,119.04</u>

$$y_c = \frac{722,116.65}{6,575.98} = 109.81$$

<u>ELEM</u>	<u>I</u>	
1 y 2	21,954,229	
3	<u>3,195</u>	
	<u>21,957,424</u>	
+	<u>5,074,119</u>	
	<u>27,031,543</u>	I TOTAL

$$I = 27,031,543 \text{ cm}^4$$

$$A = 6,575.98 \text{ cm}^2$$

$$y_i = 109.81 \text{ cm}$$

$$y_s = 66.19 \text{ cm}$$

$$S_i = 246,167 \text{ cm}^3$$

$$S_s = 408,373 \text{ cm}^3$$

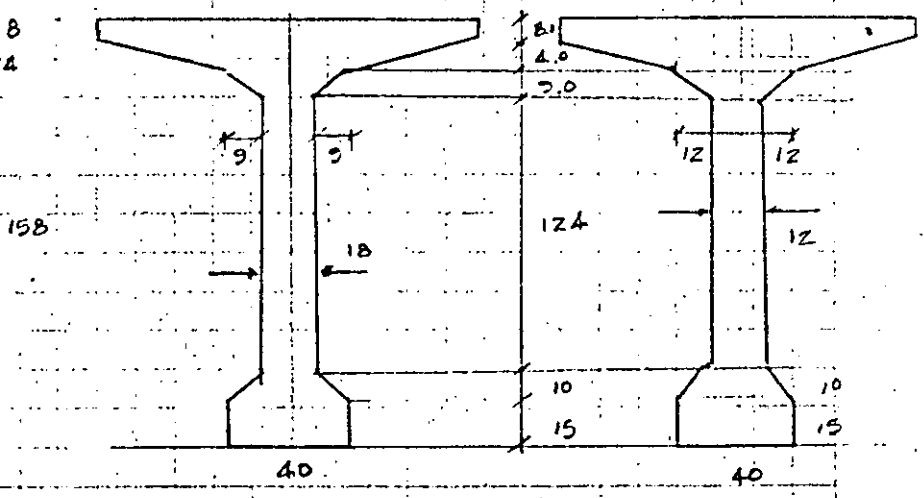
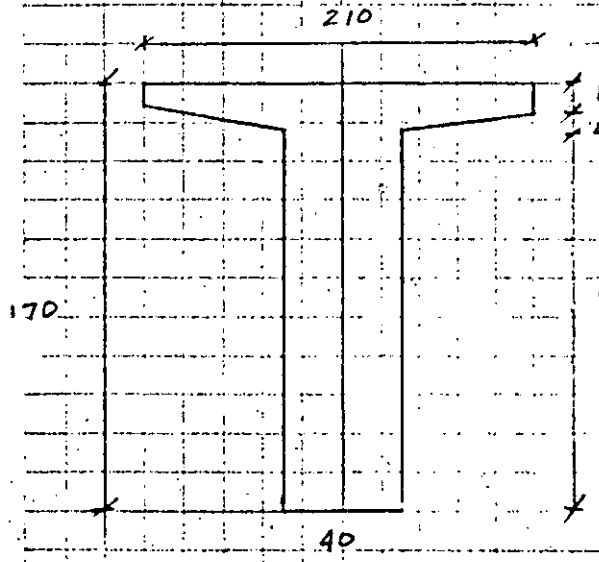
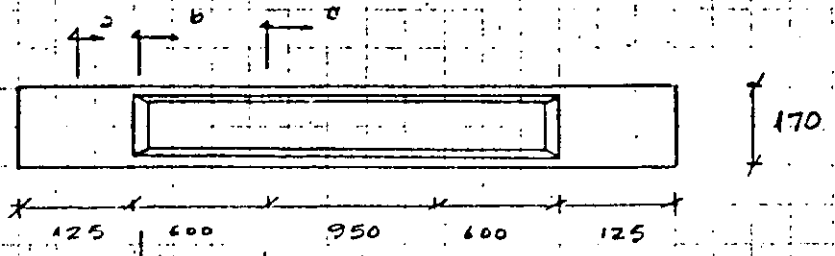


RIOBOO, SA

PROYECTO:			FECHA:
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: 4
			DE

ANÁLISIS DE CARGAS

P.P.



$I = 25,081,459$

$A = 8,500$

$\psi_x = 100.95$

$\psi_s = 69.01$

$S_x = 248,356$

$S_s = 363,447$

$I = 19,727,052$

$A = 5537$

$\psi_x = 108.28$

$\psi_s = 61.72$

$S_x = 182,186$

$S_s = 319,622$

$I = 18,151,771 \text{ cm}^4$

$A = 4,772 \text{ cm}^2$

$\psi_x = 112.22 \text{ cm}$

$\psi_s = 57.78 \text{ cm}$

$S_x = 161,752 \text{ cm}^3$

$S_s = 314,153 \text{ cm}^3$

$w_{pp} = 2.04 \text{ T/m}$

$w_{pp} = 1.33 \text{ T/m}$

$w_{pp} = 1.15 \text{ T/m}$



RIOBOO, SA

PROYECTO:			FECHA:
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: 5 DE

CARGAS POR PUENTE

Peso propio ($t = 0.12m$) = $1.15 T/m \times 4 = 4.60 T/m$

firme = $1.06 \times 2.4 \times 8.40 = 1.21 T/m$

Balasto = $6.25 \times 0.76 = 4.76 T/m$

Riel y Barra guía = $0.72 T/m$

Instalaciones = $0.50 \checkmark$

Charola = $0.10 \checkmark$

Parapeto y Tapa ducto = $0.90 \checkmark$

O.V. Andador = $1.70 \times 0.50 = 0.85 \checkmark$

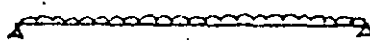
MOMENTOS POR CARGA MUERTA.

1a. etapa M.P.P. + Firme + Distradms

Po Po

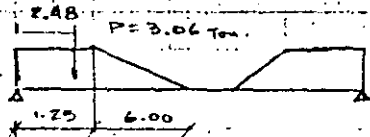
$W = 4.6 T/m$

$M_{pp} = 4.60 \times 24^2 / 8 = 331.20 T-m$



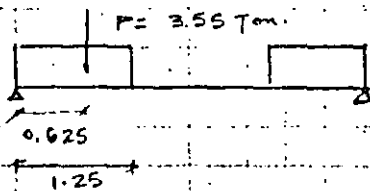
$L = 24m.$

D espesor alma 0.72



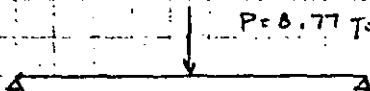
$M_{de alma} = 2.48 \times 3.06 = 7.59 T-m$

Zona maciza 0.84



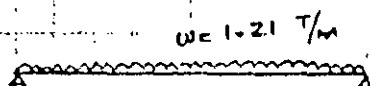
$M_{z maciza} = 0.625 \times 3.55 = 2.22 T-m$

Distradms



$M_{Dif.} = \frac{8.77 \times 24}{4} = 52.62 T-m$

Mo firme



$M_{firme} = 1.21 \times 24^2 / 8 = 87.12 T-m$

$\Sigma M_{OM} = 480.75 T-m$



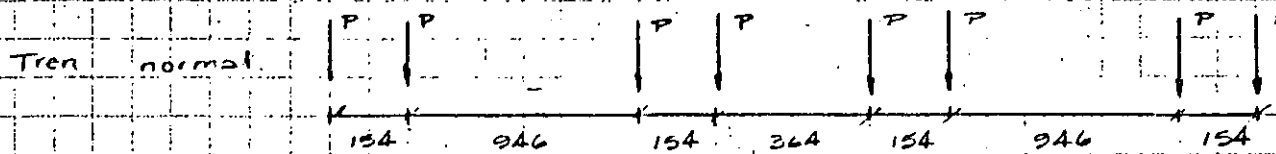
IOBOO, SA

PROYECTO:			FECHA:
DISEÑO:---	REVISO:	APROBO:---	HOJA: 6
			DE

2a. Etapa

$$w = 7.83 \text{ T/m} \quad M_{3cm} = 7.83 \times 24^2 / 8 = 563.76 \text{ T-m}$$

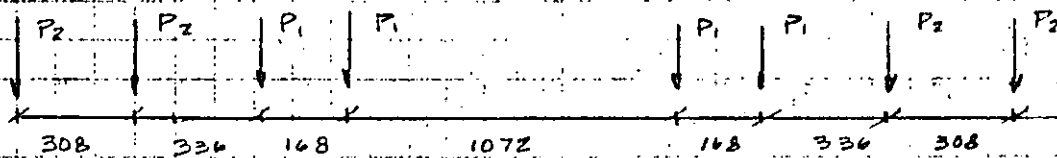
ANÁLISIS POR CARGA VIVA



Carga por eje $P = 5.54 \times 2 \times 1.10 = 12.20 \text{ Ton.}$

con impacto $P = 1.30 \times 12.20 = 15.86 \text{ Ton.}$

Tren de Mantenimiento



Carga por eje $P_1 = 16.50 \times 1.05 = 17.32 \text{ Ton.}$

con impacto $P_1 = 1.25 \times 17.32 = 21.66 \text{ Ton.}$

$$P_2 = 20 \text{ Ton.}$$

con impacto $P_2 = 20 \times 1.25 = 25.00 \text{ Ton.}$

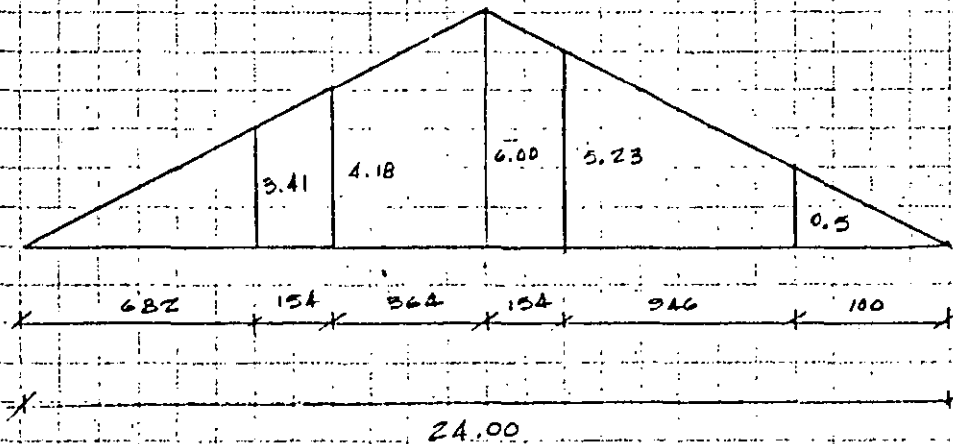


RIOBOO, SA

PROYECTO:			FECHA:
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: 7 DE

- Momento máximo tren normal

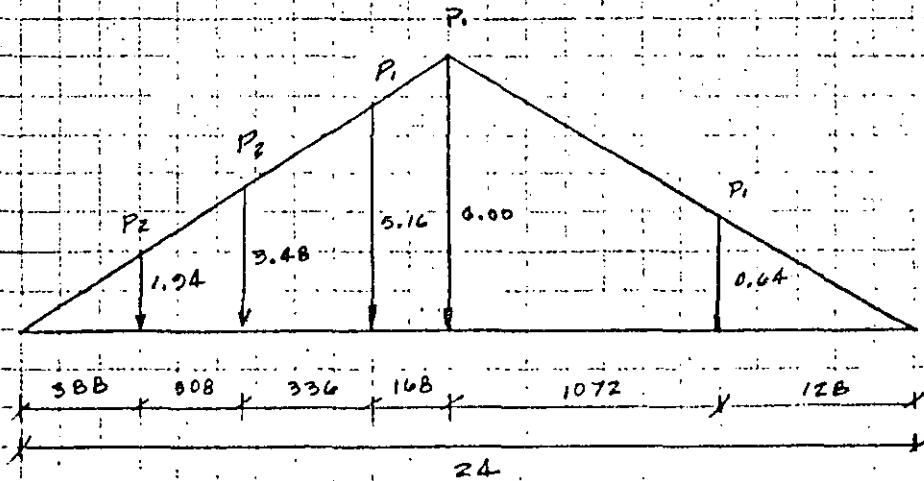
$$M = \frac{P_{ob} \cdot L}{24} = \frac{12^3}{24} = 6.00$$



$$M_{cu} = (3.41 + 4.18 + 6.00 + 5.23 + 0.50) P$$

$$M_{cu} = 306.42 \text{ T-m}$$

- Momento máximo tren de mantenimiento.



$$M_{cu} = (5.16 + 6.00 + 0.64) P_1 + (3.48 + 1.94) P_2$$

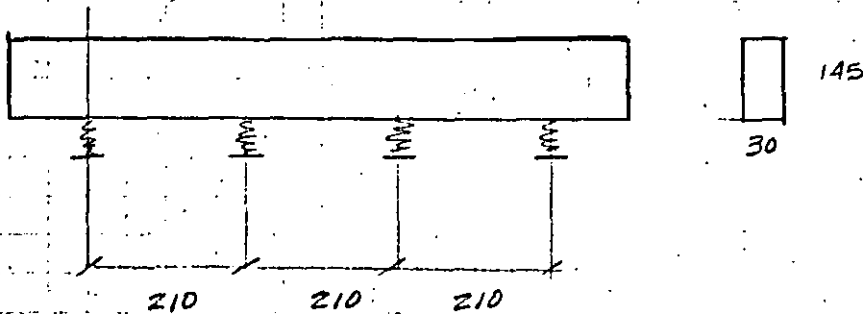
$$M_{cu} = 11.8 \times 21.66 + 5.42 \times 25 = 391.90 \text{ T-m}$$



RIOBOO, SA

PROYECTO:		FECHA:	
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: 8 DE

REVISIÓN DE LA EXCENTRICIDAD DE LA CARGA.



Constante del resorte $\Delta i = R_i L_T^3 / 48 E_T$

$$K = \frac{48 E_T R_i}{L_T^3} = 1,755.952 \text{ T/m}$$

$$\frac{EA}{L} \Delta i = K \Delta i \quad \therefore A = \frac{KL}{E} = \frac{1,755.952 \times 100}{1,870,830} = 0.09386$$

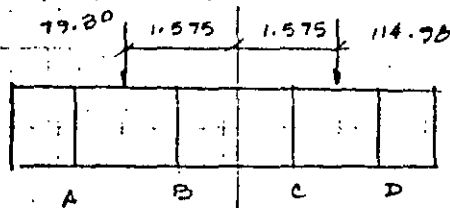
$I_{\text{DIFRAGMA}} = 0.0762 \text{ m}^4$

SE RESOLVERA LA ESTRUCTURA PARA:

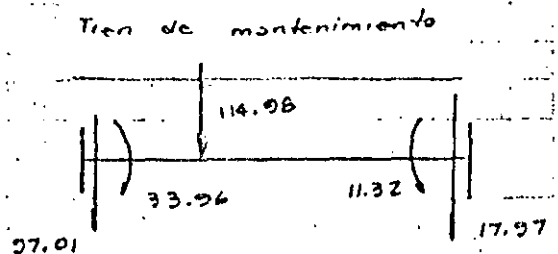
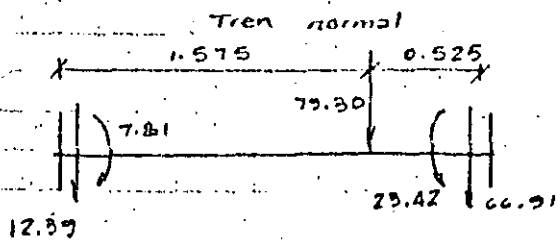
2) Tren de Mantenimiento + Tren normal

$$R = 3P_1 + 2P_2 = 3 \times 21.66 + 2 \times 25 = 114.98 \text{ Ton} \text{ Tren de mantenimiento}$$

$$R = 5P = 5 \times 15.86 = 79.30 \text{ Ton} \text{ Tren normal}$$



MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO



MARCO EJE DIAFRAGMA

ANALISIS DE MARCOS PLANOS

DATOS DE LA ESTRUCTURA

M	N	NJ	NR	NSJ	E
7	10	8	14	6	1.8

COORDENADAS DE NUDO	ANCHO BANDA	NDE
83E+06	15	2

NUDO	X	Y
1	0	100
2	2.1	100
3	4.2	100
4	6.3	100
5	0	0
6	2.1	0
7	4.2	0
8	6.3	0

TIPOS DE ELEMENTOS

TIPO	AREA	IZ	KI	KJ	KIJ
1	10	.0762	4	4	2
2	.09386	1E-07	4	4	2

DESIGNACIONES DE MIEMBRO Y PROPIEDADES

MIEMBRO	JJ	JK	TIPO	L	CX	CY
1	1	2	1	2.1	1	0
2	2	3	1	2.1	1	0
3	3	4	1	2.1	1	0
4	1	5	2	100	0	-1
5	2	6	2	100	0	-1
6	3	7	2	100	0	-1
7	4	8	2	100	0	-1

RESTRICCIONES DE NUDO

NUDO	RESTRIC. EN X	RESTRIC. EN Y	RESTRIC. EN Z
1	1	0	0
5	1	1	1
6	1	1	1
7	1	1	1
8	1	1	1
4	1	0	0

10

MARCO EJE*DIAFRAGMA			CONDICION			E CARGA*CARGA VIVA	
DATOS DE CARGA							
T.D.C.	NLJ	NLM					
2	0	2					
TIPOS DE CARGAS							
TIPO	FAX	FAY	MAZ	FBX	FBY	MBZ	
1	0	12.39	7.81	0	66.	24.32	
MARCO EJE*DIAFRAGMA			CONDICION			E CARGA*CARGA VIVA	
DATOS DE CARGA							
T.D.C.	NLJ	NLM					
2	0	2					
TIPOS DE CARGAS							
TIPO	FAX	FAY	MAZ	FBX	FBY	MBZ	
1	0	12.39	7.81	0	66.	-23.42	
2	0	97.01	33.96	0	17.	-11.32	
DESIGNACION DE CARGAS EN MIEMBROS							
MIEMBRO	TIPO DE CARGA						
1	1						
3	2						
DESPLAZAMIENTOS DE NUDO							
NUDO	DESPL.EN X	DESPL.EN Y	DESPL.EN Z				
1	0	-0.0223118	-2.36807E-03				
2	2.01929E-14	-0.0368739	-1.83865E-03				
3	1.72187E-14	-0.0300297	-1.13051E-03				
4	0	-0.0314231	-3.9826E-04				
5	0	0	0				
6	0	0	0				
7	0	0	0				
8	0	0	0				
ACCIONES DE EXTREMO DE MIEMBRO							
MIEMBRO	FAX	FAY	MAZ	FBX	FBY	MBZ	
1	-1.79892E-07	39.1696	-0.0109863	1.79892E-07	40.	40.6375	
2	2.64962E-08	7.07057	-40.6477	-2.64962E-08	-7.0	55.4956	
3	1.53396E-07	59.8124	-55.4849	-1.53396E-07	55.	75	
4	39.1787	-2.65815E-07	-1.7721E-05	-39.1787	2.6	9.75037E-03	
5	47.1894	-2.06393E-07	-1.37592E-05	-47.1894	2.2	15E-07	-8.86051E-06
6	52.731	-1.269E-07	-8.45998E-06	-52.731	1.2	8SE-07	-6.87961E-06
						E-07	-4.22999E-06

12

7	55.1777	-4.35021E-08	-2.90547E-06	-55.1777	4.3	E-08	-1.45274E-06
MARCO EJE*DIAPHRAGMA				CONDICION			
DATOS DE CARGA							
L.D.C.	NLJ	NLM					
1	0	1					
TIPOS DE CARGAS							
TIPO	FAX	FAY	MAZ	FBX	FBY	MBZ	
1	0	97.01	33.96	0	17.	-11.32	
DESIGNACION DE CARGAS EN MIEMBROS							
MIEMBRO	TIPO DE CARGA						
3	1						
DESPLAZAMIENTOS DE NUDO							
NUDO	DESPL.EN X	DESPL.EN Y	DESPL.EN Z				
1	0	-1.22441E-03	-5.02562E-03				
2	6.11437E-14	-0.0117549	-4.99235E-03				
3	5.93636E-14	-0.0219222	-4.5733E-03				
4	0	-0.0305775	-3.85402E-03				
5	0	0	0				
6	0	0	0				
7	0	0	0				
8	0	0	0				
ACCIONES DE EXTREMO DE MIEMBRO							
MIEMBRO	FAX	FAY	MAZ	FBX	FBY	MBZ	
1	-5.44711E-07	2.14978	-1.83105E-03	5.44711E-07	-2.14978	4.51502	
2	1.56799E-08	-22.7909	-4.51685	-1.56799E-08	-22.7909	52.3762	
3	5.29032E-07	61.295	-52.3697	-5.29032E-07	53.1	7.93457E-03	
4	2.15001	-5.64124E-07	-3.76083E-05	-2.15001	5.64124E-07	-1.88041E-05	
5	20.6411	-5.6039E-07	-3.73593E-05	-20.6411	5.6039E-07	-1.85797E-05	
6	38.4945	-5.13352E-07	-3.42235E-05	-38.4945	5.13352E-07	-1.71117E-05	
7	53.693	-4.32613E-07	-2.88408E-05	-53.693	4.32613E-07	-1.44204E-05	

151



OBOO, SA

PROYECTO:			FECHA:
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: 9 DE

φ₁ 4₂ 4₃ φ₄

1.5048	0.9524	0	0	-1.3605	1.3605	0	0
0.9524	3.8095	0.7524	0	-1.3605	0	1.3605	0
0	0.9524	3.8095	0.9524	0	-1.3605	0	1.3605
0	0	0.9524	1.9048	0	0	-1.3605	1.3605
-1.3605	-1.3605	5081	0	1.3081	1.2958	0	0
1.3605	0	-1.3605	0	-1.2958	2.6038	-1.2958	0
0	1.3605	0	-1.3605	0	-1.2958	2.6038	-1.2958
0	0	1.3605	1.3605	0	0	-1.2958	1.3081

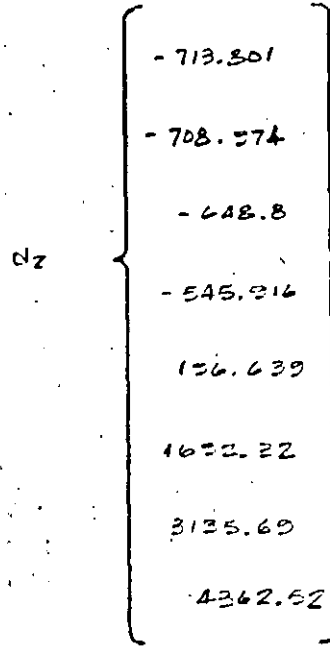
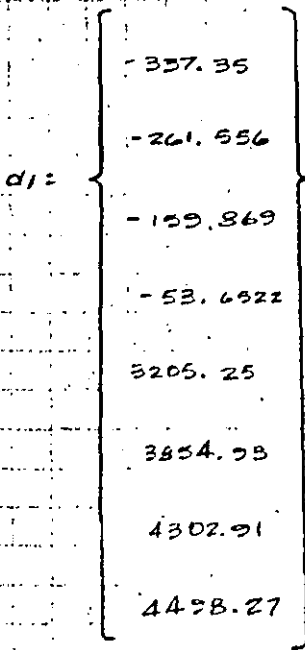
F1: 7.01 23.42 33.26 11.32 12.39 66.91 77.01 17.97

F2: 0 0 -33.26 11.32 0 0 97.01 17.97

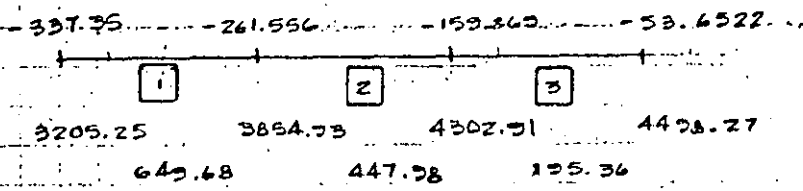


RIOBOO, SA

PROYECTO:			FECHA:
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: 10 DE

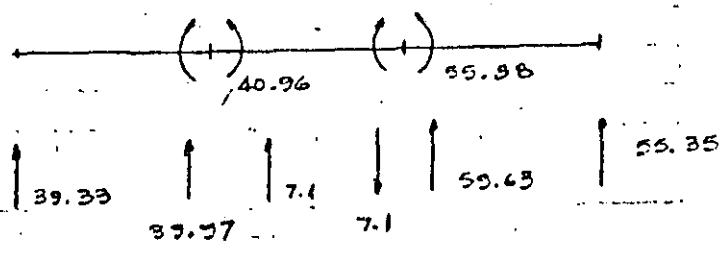


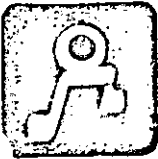
Solucion (1)



Barra	θ_A	θ_B	M_A	M_B	\bar{M}_A	\bar{M}_B
1	27.9786	47.7154	7.8493	64.2402	-7.81	-23.42
2	48.2322	53.4543	40.9615	55.8832	0	0
3	66.8404	39.9764	89.8137	11.3451	-33.96	-11.32

	MOMENTOS FINALES	
	M_A	M_B
1	+0.0607	40.82
2	40.96	55.88
3	55.85	0.02

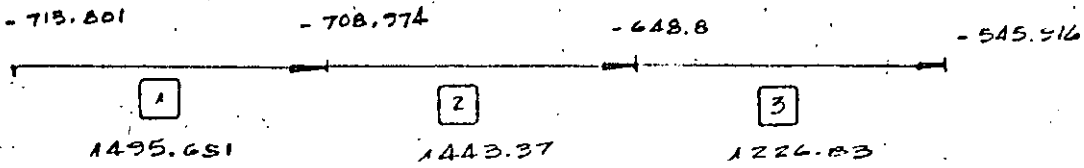




RIOBOO, SA

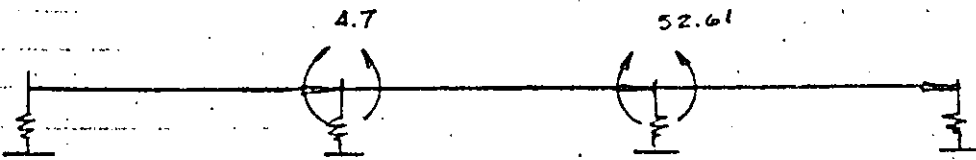
PROYECTO:			FECHA:
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: // DE

Solucion 2



<u>Barr</u>	<u>θ_A</u>	<u>θ_B</u>	<u>M_A</u>	<u>M_B</u>	<u>\bar{M}_A</u>	<u>\bar{M}_B</u>
1	1.572	3.255	-0.1057	4.7029	0	0
2	21.655	38.519	4.5629	52.7427	0	0
3	64.5952	38.2828	86.575	11.4118	-33.96	-11.32

	<u>M_A</u>	<u>M_B</u>
1	-0.1057	4.70
2	4.56	52.75
3	52.61	0.09





IOBOO, SA

PROYECTO:			FECHA:
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: 12 DE

REACCIONES PARA TREN NORMAL + TREN DE MANTENIMIENTO

$$R_A = 39.17 \text{ Ton.} \quad R_B = 47.20 \text{ Ton.} \quad R_C = 52.74 \text{ Ton.} \quad R_D = 55.17 \text{ Ton.}$$

REACCIONES PARA TREN DE MANTENIMIENTO SOLO

$$R_A = 2.15 \text{ Ton.} \quad R_B = 20.64 \text{ T.} \quad R_C = 38.51 \text{ T.} \quad R_D = 53.68 \text{ T.}$$

RESUMEN

Tren Normal + Tren de Mantenimiento

$$M_{\max} = (306.42 + 391.09) / 4 = 174.38 \text{ T-m}$$

$$M_{\max c} = \frac{55.17}{48.57} \times 174.38 = 198.08 \text{ T-m}$$

Tren de mantenimiento solo =

$$M_{\max} = 391.09 / 4 = 97.77 \text{ T-m}$$

$$M_{\max} = \frac{53.68}{28.75} \times 97.77 = 182.55 \text{ T-m}$$

SE DISEÑARA PARA TREN NORMAL + TREN MANTENIMIENTO



RIOBOO, SA

PROYECTO:			FECHA:
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: 13 DE

ESFUERZOS AL \perp - Momentos en cada trabe:

a) Primera etapa. - (O.M.)

$$M = 480.75 / 4 = 120.19 \text{ T-m.}$$

$$f_i = \frac{120.19 \times 10^5}{224,941} = 53.43 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{120.19 \times 10^5}{303,235} = -39.64 \text{ Kg/cm}^2$$

b) Segunda etapa. - (S.O.M.)

$$M = 563.76 / 4 = 140.94 \text{ T-m.}$$

$$f_i = \frac{140.94 \times 10^5}{246,167} = 57.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{140.94 \times 10^5}{408,393} = -34.51 \text{ Kg/cm}^2$$

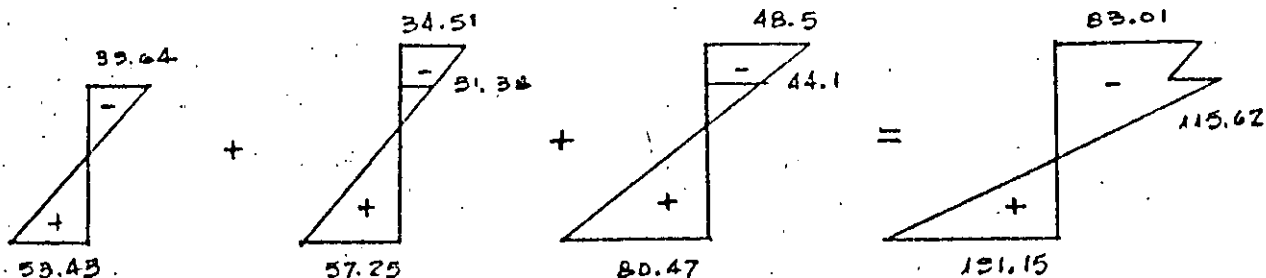
c) Carga viva

$$M(\text{trien mantenimiento} + \text{trien normal} + \text{excentricidad}) = 198.08 \text{ T-m}$$

$$f_i = \frac{198.08 \times 10^5}{246,167} = 80.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = \frac{198.08 \times 10^5}{408,393} = -48.5 \text{ Kg/cm}^2$$

RESUMEN DE ESFUERZOS

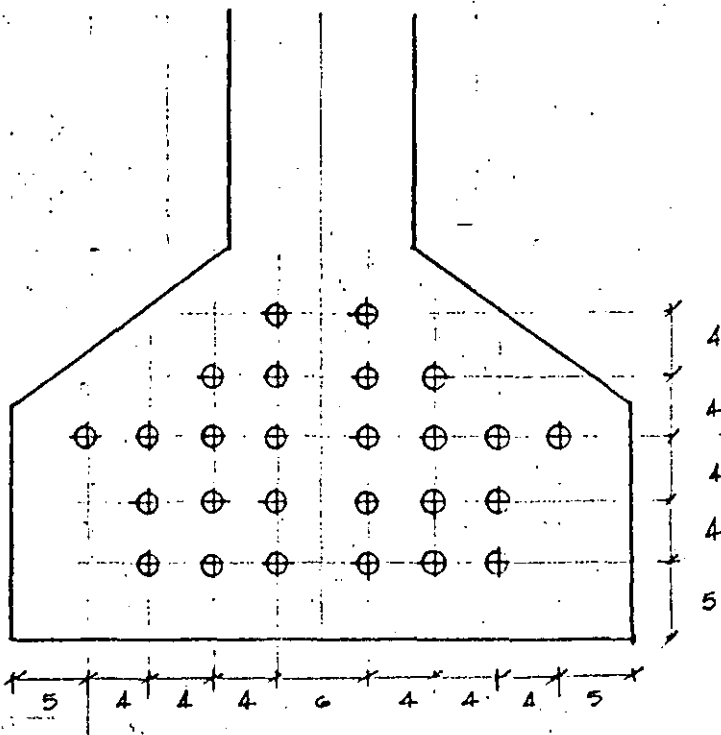




RIOBOO, SA

PROYECTO:			FECHA:
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: 14
			DE

REVISIÓN DE LA SECCION CON 26 TOR ϕ 1/2" + 4 # 10



$$e = \frac{2 \times 21 + 4 \times 17 + 8 \times 13 + 6 \times 9 + 6 \times 5}{26} = 11.46$$

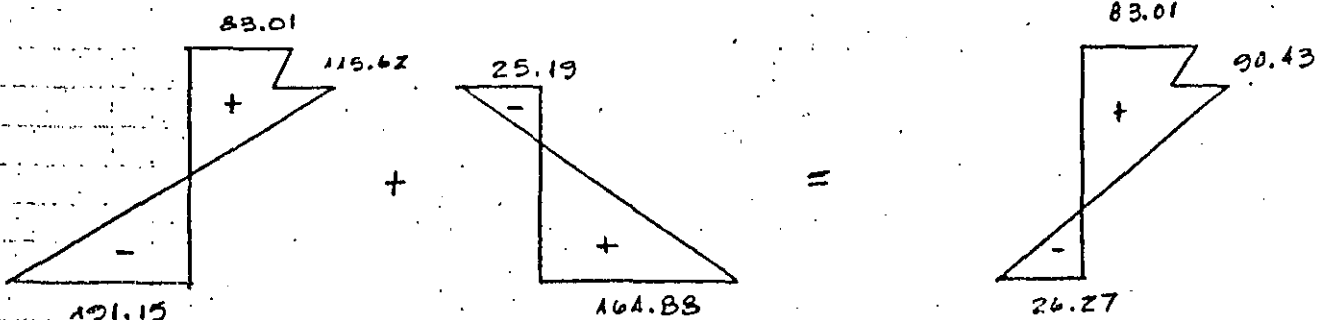
$$e = 97.60 - 11.46 = 86.14$$

$$P = 26 \times 10,960 = 284,960 \text{ Kg.}$$

$$f_i = 164.88 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_s = -25.19 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

ESFUERZOS TOTALES





RIOBOO, SA

PROYECTO:			FECHA:
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: 15 DE

Revisión a la ruptura.

$$M_{M, AASHTO} = \frac{1.30}{0.9} \left[261.13 + 2.20 \times 198.08 \right] = 1,006.64 \text{ T-m.}$$

$$T_{PRESF.} = 1.03 \times 19,000 \times 26 = 508,820 \text{ Kg.}$$

$$T_{REF.} = 31.68 \times 4,200 = 133,056 \text{ Kg.}$$

$$T_T = 641,876 \text{ Kg.}$$

$$e' = \frac{508,820 \times 10.88 + 133,056 \times 7}{641,876} = 10.08 \text{ cm.}$$

$$C_{FIRME} = 0.85 \times 250 \times 1,260 = 267,750 \text{ Kg.}$$

$$q_{patin} = \frac{374,126}{0.85 \times 350 \times 210} = 5.99 \text{ cm.}$$

$$e_s = \frac{267,750 \times 3 + 374,126 \times 9.00}{641,876} = 6.50 \text{ cm.}$$

$$MR = 641,876 \left[165.92 - 6.50 \right] = 1,023.28 \text{ T-m.} > M_{M} \quad \underline{O.K.}$$

Revisión a la fluencia según AASHTO.

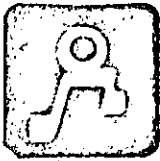
Ancho = 210 dado que el eje neutro queda dentro del patin.

$$P = \frac{31.68}{210 \times 165.92} = 0.00091$$

$$P^* = \frac{26.73}{210 \times 165.92} = 0.00077$$

$$\frac{P f_{sy}}{f'_c} + \frac{P^* f_{su}^*}{f'_c} = \frac{0.00091 \times 4,200}{350} + \frac{0.00077 \times 19,000}{350}$$

$$= 0.053 < 0.30 \quad \underline{OK.}$$



IOBBO, SA

PROYECTO:			FECHA:
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: 16 DE

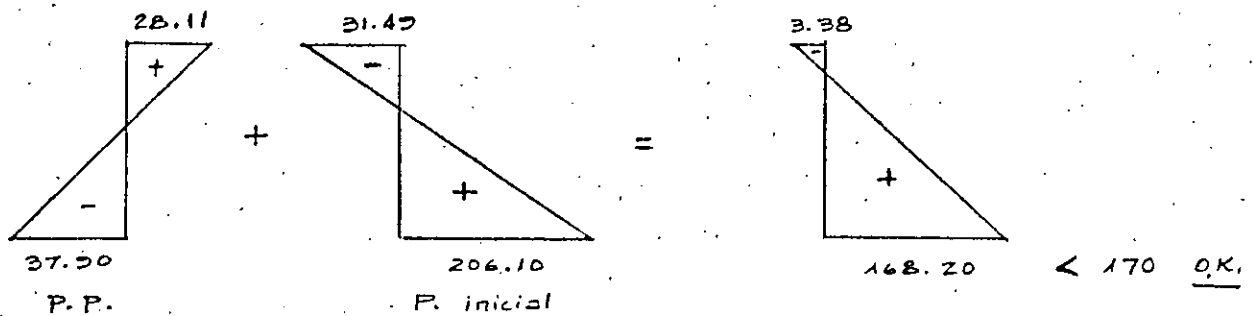
CORTE DE TORONES

Revisión de compresiones en la transferencia:

$$M_{pp} = (331.20 + 7.57 + 2.22) / 4 = 85.25 \text{ T-m}$$

$$\sigma_i = \frac{85.25 \times 10^5}{224,941} = 37.90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{85.25 \times 10^5}{303,235} = 28.11 \text{ Kg/cm}^2$$



ENDUCTADO POR TENSION

# TOR.	e'	Pi	e	Gi	Gs
26	11.46	356,200	86.14	206.1	-31.49
20	9.40	274,000	88.20	161.05	-26.09
16	8.50	219,200	89.10	129.71	-21.52
12	7.00	164,400	90.60	98.38	-16.95

ENDUCTADO POR TENSION

$$w_{pp} = 1.15 \text{ T/m}$$

$$R_A = 1.15 \times 24.00 / 2 = 13.80 \text{ Tm} = 13,800 \text{ Kg}$$

$$S_s = 303,235$$



IOBOO, SA

PROYECTO:			FECHA:
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: 17 DE

1- Corte 26 Torones

$$(f_{pp} - f_p) = 31.49 - 13.40 = 18.09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$X = 502.87 \quad L_e = 440$$

2- Corte 20 Torones

$$(f_{pp} - f_p) = 26.09 - 13.40 = 12.69 \text{ Kg/cm}^2$$

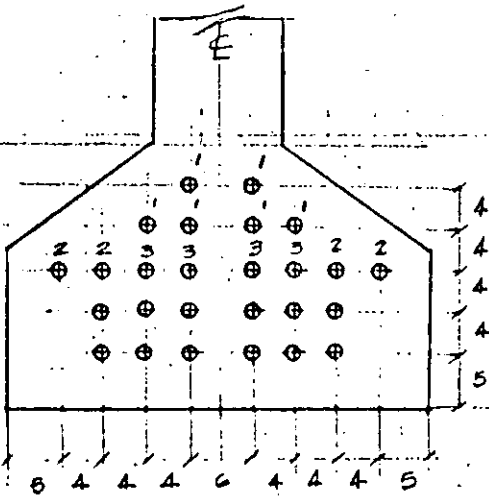
$$X = 322.06 \quad L_e = 260$$

3- Corte 16 Torones

$$(f_{pp} - f_p) = 21.52 - 13.40 = 8.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$X = 154.13 \quad L_e = 130$$

Corte de Torones



Torón	L. enrase
1	440
2	260
3	130

REVISIÓN PERDIDAS

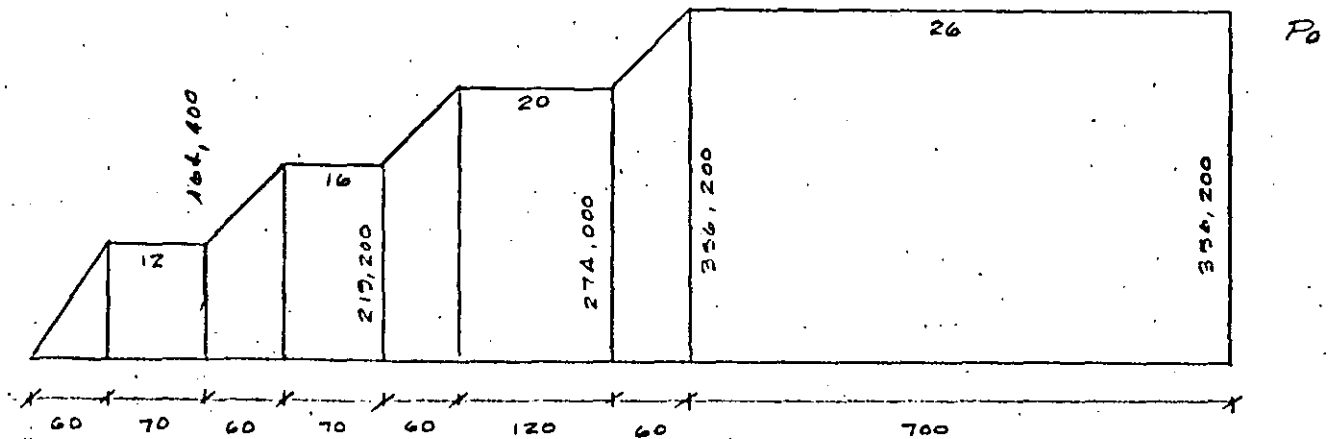
1) Acortamiento elástico axial

$$A = \int_0^{L/2} \frac{P(x)}{AE} dx$$



RIOBOO, SA

PROYECTO:			FECHA:
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: 13
			DE



$$\int_0^{L/2} P(x) dx = 359,214,000 \text{ K} \cdot \text{cm}$$

$$A_{\text{TRANSFORMADA}} = 5,110.98 \text{ cm}^2$$

$$E_{ci} = 136.5 \times 10^3 \sqrt{2410 \times 280} = 270,232 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta = \frac{359,214,000}{5,110.98 \times 270,232} = 0.26 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{TOTAL}} = \underline{0.52 \text{ cm}}$$

$$E_s = \frac{0.52}{2400} = 0.0002167$$

$$\Delta_{fs} = 0.0002167 \times 1.97 \times 10^6 = \underline{426.93 \text{ Kg/cm}^2}$$

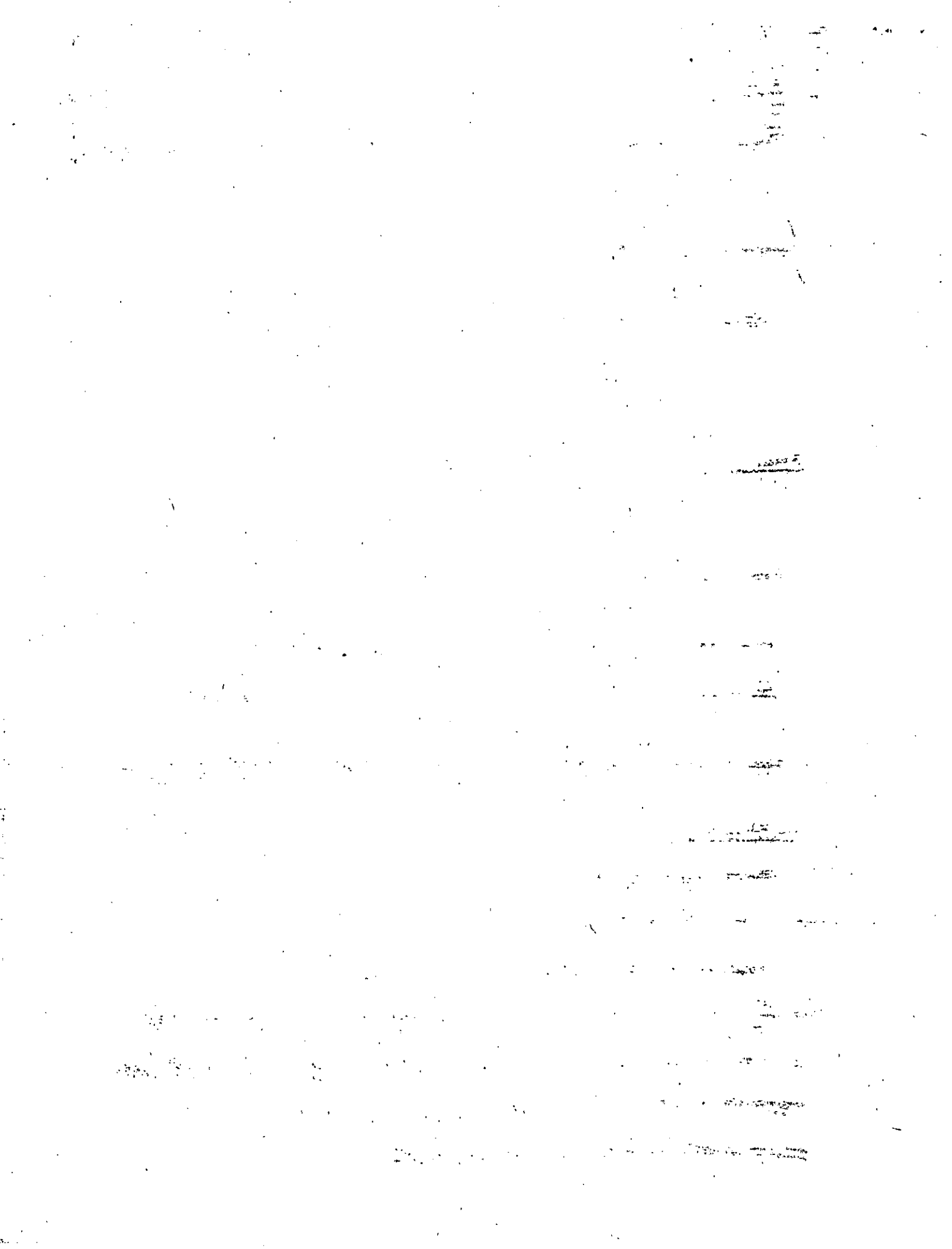
2.- Flexión (Paso propio)

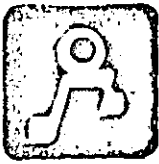
$$\theta = \int_0^{L/2} \frac{M(x)}{EI} dx$$

$$E = 270,232 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I = 21,554,229$$

$$M_{pp} = R_{ax} - \frac{wX^2}{2} = 13.80X - 1.15 \frac{X^2}{2} = 13.80X - 0.575X^2$$





RIOBOO, SA

PROYECTO:			FECHA:
DISEÑO:	REVISO:	APROBO:	HOJA: 19 DE

$$\theta = \int MPT = 13.80 \frac{x^2}{2} - 0.575 \frac{x^3}{3} = 6.90 x^2 - 0.192 x^3$$

$$\theta = \int_0^{4/2} = \int_0^{4/2} 6.90(12)^2 - 0.192(12)^3 = 661.824 \times 10^7$$

$$\theta_{PP} = \frac{661.824 \times 10^7}{EI} = 0.00112$$

Presfuerzo

$$\int \frac{P_0 \Delta}{EI} dx = 3,122.40 \times 10^7$$

$$\theta_{PRESF.} = \frac{3,122.40 \times 10^7}{EI} = 0.00526$$

$$\theta = \theta_{PRESF.} - \theta_{PP} = 0.00526 - 0.00112 = 0.00414$$

$$\phi = \frac{\theta}{4/2} = \frac{0.00414}{1200} = 0.00000345 \quad \epsilon = 86.14$$

$$\epsilon_{sp} = \phi \epsilon = 0.000297 \quad \Delta f_s = \epsilon_{sp} E_s = \underline{585.88} \frac{kg}{cm^2}$$

3) CONTRACCIÓN AXIAL

$$\epsilon_{sh} = \epsilon_{shu} S_T S_H S_{TH} S_S S_f S_e S_a$$

1era. etapa = P.P.

$$\epsilon_{shu} = 0.00073 \text{ Concreto curado con vapor}$$

$$S_T = \frac{t}{65+t} ; \text{ para 28 días de edad del concreto } S_T = 0.3373$$

a la edad de 60 días en la que se aplicará la S.C.M.

$$S_T = 0.5217 \quad S_T \text{ a los 5 años} = 0.97$$

$$S_H = 1.4 - 0.01 H \quad H = 44.33\%$$

DIRECTORIO DE ALUMNOS DEL CURSO: "PREFABRICACION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO Y VIVIENDA" IMPARTIDO EN ESTA DIVISION DEL 3 AL 8 DE DICIEMBRE DE 1984.

1. ACOSTA CAMACHO ROBERTO
FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.

2. ARMENTA SANCHEZ MIGUEL A.
SECRETARIA DE COMUNICACIONES
Y TRANSPORTES

3. BENITEZ CANO JESUS RAUL L.
MEDELLIN No. 385 - 1
COL. DEL VALLE
DELEG. BENITO JUAREZ
03100 MEXICO, D.F.

JEFE DE OFICINA
DIRECCION GENERAL DE CAMINOS
RURALES, S.C.T.
DR. VERTIZ No. 1243
DELEG. BENITO JUAREZ
03100 MEXICO, D.F.
TEL: 575. 05. 75 ext. 224

4. BERMAN SANCHEZ FERNANDO
AV.FCO. DEL PASO Y TRON-
COSO 135 - B - 16.
COL. JARDIN BALBUENA
DELEG. VENUSTIANO CARRANZA
15900 MEXICO, D.F.
TEL: 552. 03. 65

ENCARGADO DE CONTROL DE CONST.
INFONAVIT (DEPTO. DE CONST.)
BARRANCA DEL MUERTO No. 280
COL. GUADALUPE INN
DELEG. ALVARO OBREGON
01029 MEXICO, D.F.
TEL: 651. 73. 54

5. CHACON G. FRANCISCO
UNION DE PROFESORES
FACULTAD DE INGENIERIA
U. N. A. M.

6. CRUZ ROA SAUL
CALLE VICTORIA No. 315 DEPTO.1
COL. CENTRO
DELEG. CUAUHTEMOC
06970, MEXICO, D.F.

JEFE DE OFICINA
DIR. GRAL. DE NORMAS Y TECNOLOGIAS
DE VIVIENDA, S.E.D.U.E.
AV. CONSTITUYENTES No. 947
COL. BELEM DE LAS FLORES
MEXICO, D.F.
TEL: 271. 30. 00 ext. 252

7. DURAN AVILES RUBEN
AV. 504 No. 353-2
UNIDAD C.T.M. ARAGON
DELEG. GUSTAVO A. MADERO
MEXICO, D.F.
TEL: 796. 37. 86

8. EMBARCADERO DELGADO JOEL
CALLE JILOTEPEC No. 43 B
COL. AMPLIACION MICHOACANA
DELEG. VENUSTIANO CARRANZA
TEL: 795. 43. 34
- SUPERVISION DE OBRAS
AEROPUERTOS Y SERV. AUXILIARES
AV. 602 No. 161
SAN JUAN DE ARAGON
DELEG. VENUSTIANO CARRANZA
TEL: 571. 07. 21
9. FERNANDEZ GONZALEZ RODRIGO
PONIENTE 110 No. 410
COL. PANAMERICANA
DELEG. GUSTAVO A. MADERO
07770 MEXICO, D.F.
TEL: 587. 37. 37
10. GONZALEZ ZEPEDA ROGELIO
CALLE FELIPE DE LA GARZA No.163
COL. JUAN ESCUTIA
DELEG. IZTAPALAPA
09100 MEXICO, D.F.
TEL: 765. 19. 62
- INGENIERO ESTRUCTURISTA
DIR. GRAL. DE OBRAS MARITIMAS
S. C. T.
PROVIDENCIA No. 807
COL. DEL VALLE
DELEG. BENITO JUAREZ
03100 MEXICO, D.F.
523. 28. 15
11. GUZMAN PUNARO GUSTAVO
CANDELARIA No. 50
COL. ATLANTIDA
DELEG. COYOACAN, MEXICO, D.F.
TEL: 549. 23. 05
12. HAM CHANDE JUAN
JOSE MA. RICONo.635-4º piso
COL. DEL VALLE
DELEG. BENITO JUAREZ
03100 MEXICO, D.F.
- DESPACHO PARTICULAR
AV. SAN ANTONIO No. 270 - 4º PISO
MEXICO, D.F.
TEL: 590. 32. 39
13. HERNANDEZ LAVIE LUIS RUBEN
EMILIO CARRANZA No. 102
COL. M. CONTRERAS
DELEG. M. CONTRERAS
10910 MEXICO, D.F.
TEL: 568. 44. 67
- INGENIERO PROYECTISTA
DIR. GRAL. DE OBRAS MARITIMAS
S.C.T.
PROVIDENCIA No. 807
COL. DEL VALLE
DELEG. BENITO JUAREZ
03100 MEXICO, D.F.
TEL: 523. 28. 15

14. HERNANDEZ ORTIZ RAMIRO
GOLONDRINAS No. 18
FRACC. LA CAÑADA
ATIZAPAN DE ZARAGOZA
EDO. DE MEXICO
TEL: 398. 09. 20
- ENCARGADO DE SUPERVISION DE OBRAS
INFONAVIT
BARRANCA DEL MUERTO No. 280
COL. SAN ANGEL INN
MEXICO, D.F.
TEL: 651. 94. 00
15. HERNANDEZ RIVERA CARLOS
CALLE MORELOS No. 137
COL. LA JOYA
DELEG. TLALPAN
14090 MEXICO, D.F.
TEL: 573. 77. 02
- AUXILIAR TECNICO EN INSTALACIONES
CIA. DE LUZ Y FZA. DEL CENTRO
JOSE OTERO CASTAÑEDA
COL. VISTA ALEGRE
DELEG. CUAUHTEMOC
06860 MEXICO, D.F.
TEL: 530. 19. 56
16. JIMENEZ GONZALEZ GABRIEL
INSURGENTES SUR No. 4411-41-1
TLALPAN, MEXICO, D.F.
- PROFESOR INVESTIGADOR TIEMPO COMP.
UNIVERSIDAD AUTONOMA METROPOLITANA
AV. SAN PABLO No. 180
DELEG. AZCAPOTZALCO
MEXICO, D.F.
TEL: 382. 50. 00 ext. 275 /276
17. LOPEZ CANO HECTOR
DIR. GRAL. DE OBRAS MARITIMAS
PROYECTISTA ESPECIALIZADO
PROVIDENCIA 807 - 4º piso
COL. DEL VALLE
TEL: 687. 76.80
- E - 4 No. 10 UNIDAD STO. DOMINGO
DELEG. ALVARO OBREGON
01130 MEXICO, D.F.
TEL: 277- 79. 73
18. LOPEZ CHAVEZ RAUL
INSTITUTO MEX. DEL PETROLEO
JEFE OFINA. COMPUTAC. CIVIL
AVE. EJE CENTRAL LAZARO
CARDENAS No. 152
COL. SAN BARTOLO ATEPEHUACAN
DELEG. GUSTAVO A. MADERO
567-66-00 ext. 20657
- CENTRAL SUR No. 508
COL. PRO HOGAR
DELEGACION ATZCAPOTZALCO
02600 MEXICO, D. F.
325-26-14
19. MARTINEZ RUEDA JUAN ENRIQUE
DIREC. GRAL. INTERCAMBIO ACAD.
20. MARROQUIN RUSADO RICARDO
- EJERCITO NACIONAL No. 1031
COL. IRRIGACION
- 20.- MERCADO QUINONEZ CARLOS
CODIMEX, S.A.
AV. TAMAULIPAS No. 46
COL. SANTA LUCIA
651-18-98
- EL CASTOR No. 14
FRACCIONAMIENTO LAS PLAYAS
ACAPULCO, GRO.
4-32-42

NAME: [illegible]
ADDRESS: [illegible]
CITY: [illegible]

STATE: [illegible]
COUNTRY: [illegible]
POSTAL CODE: [illegible]

TELEPHONE: [illegible]
FAX: [illegible]
E-MAIL: [illegible]

DATE: [illegible]
TIME: [illegible]

BY: [illegible]
FOR: [illegible]

NOTE: [illegible]
REFERENCE: [illegible]

TO: [illegible]
FROM: [illegible]

SUBJECT: [illegible]

RE: [illegible]

DATE: [illegible]

BY: [illegible]

NOTE: [illegible]

21.- PEREZ ROSALES RAMON
TECNICAS MODERNAS DE INGENIERIA, S.A.
GERENTE TECNICO DE URBANISMO Y VIALIDAD
COL. ROMA SUR
DELEGACION BENITO JUAREZ
584-13-86

VALLE DE SANTA MARIA No. 29
COL. VALLE DE ARAGON 3a. SECCION
ECATEPEC DE MORELOS, EDO. DE MEXICO

22.- REYES MARTINEZ ALEJANDRO
ORVI CONSTRUCCIONES, S.A.
RESIDENTE DE OBRAS
CONSTITUYENTES No. 345-3er. PISO
COL. DANIEL GARZA
DELEGACION MIGUEL HIDALGO
516-82-08

MECANICOS No. 32-4
COL. MORELOS
DELEGACION VENUSTINAO CARRANZA
06200 MEXICO, DF.
795-08-08

23.- RIOS LORENZO JOSE LUIS
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES CUAUTITLAN
KM. 3.5 CARRET. CUAUTITLAN TEOLUYUCAN
CUAUTITLAN IZCALLI
872-30-12

MIRALUNA No. 60
CUAUTITLAN IZCALLI
54720 EDO. DE MEXICO
873-73-79

24.- RIVERA RAMIREZ GILBERTO
FABRICA MATERIALES BELLA AIROSA
GERENTE
KM. 1.5 CARRET. PACHUCA ACTOPAN
PACHUCA, HGO.
3-15-95 y 3-02-48

GRAL. GABRIEL HERNANDEZ No. 200
PACHUCA, HGO.
3-28-22

25.- RODRIGUEZ LANDETA ALEJANDRO
S. E. D. U.E.
JEFE DE OFICINA
AV. CONSTITUYENTES No. 947
COL. BELEN DE LA FLORES
271-30-00 ext. 7287

LIC. CECILIO ROBELO No. 328 DEPTO. 302
COL. JARDIN BALBUENA
DELEGACION VENUSTIANO CARRANZA
571-85-52

26.- SOLANO VEGA ALEJANDRO
FACULTAD DE ARQUITECTURA U.N.A.M.
PROFESOR

PERIQUILLO No. 12
UNIDAD INDEPENDENCIA
DELEGACION MAGDALENA CONTRERAS
10100 MEXICO, .D.F.
595-68-22

