



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SAN LUIS POTOSI

FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO
DE LA DIVISION DE INGENIERIA DE LA U. N. A. M.
CONFORME AL NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCION
PARA EL D.F. 1987

TRABAJO RECEPCIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

Martín C. Esmer Sánchez

SAN LUIS POTOSI, S.L.P.

1994



T

LB3205

E8

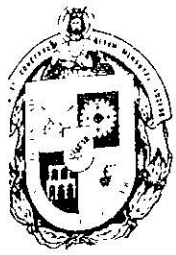
c.1

1994



1080077786

1.C.
E 86J
1994



UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SAN LUIS POTOSI

FACULTAD DE INGENIERIA

Dr. Manuel Nava No. 8 Zona Universitaria
Teléfonos: 13-11-86, 13-52-38, 13 63-35 y 13-82-22
Fax: (48) 13-09-24
78290, San Luis Potosí, S. L. P., México

MARZO 26, 1992.

Al Pasante Señor Martin Crisogono Esmer Sánchez
P r e s e n t e.-

En atención a su solicitud de autorización de Temario, presentada por el Ing. Jorge Alberto Pérez González, Asesor del Trabajo Recepcional que desarrollará Usted, con el objeto de sustentar Examen Profesional en la Licenciatura de Ingeniero Civil. Me es grato comunicarle que en la Sesión de Consejo Técnico Consultivo celebrada el día 26 de Marzo del presente, fué aprobado el Temario propuesto:


"DISEÑO ESTRUCTURAL DEL NUEVO EDIFICIO DE LA DIVISION DE INGENIERIA DE LA U.N.A.M. CONFORME AL NUEVO REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F. 1987".

TEMARIO:

- I.- GENERALIDADES
- II.- USO Y DESTINO DE LA CONSTRUCCION
- III.- ANALISIS DE CARGAS
- IV.- ANALISIS ESTRUCTURAL
- V.- DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA
- VI.- DIMENSIONAMIENTO DE LA SUBESTRUCTURA
- VII.- PLANOS ESTRUCTURALES
- VIII.- CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFIA.

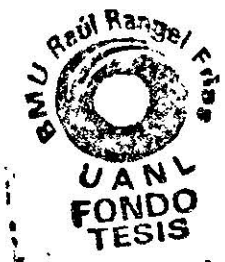
Ruego a Usted tomar debida nota de que en cumplimiento con lo especificado por la Ley de Profesionales, debe prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar su Examen Profesional.

" MODOS ET CUNCTARUM RERUM MENSURAS ADDEO "


ING. DAVID ATISHA CASTILLO U N I V E R S I D A D A U T O N O M A
DIRECTOR DE LA FACULTAD S A N L U I S P O T O S I
FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION

**real.

Handwritten scribbles and numbers, possibly "1234567890".



(98FF7)

Indice

I.- Generalidades	1
- Introducción.....	1
- Análisis de estructuras de concreto reforzado	3
- Dimensionamiento de elementos de concreto reforzado	4
II.- Uso y destino de la construcción	6
- Estudios preliminares.....	6
- Croquis de ubicación	8
- Estudio de mecánica de suelos.....	9
III.- Análisis de cargas	10
- Introducción.....	11
- Clasificación de las acciones	12
- Combinaciones de carga	12
- Factores de carga según RCDF.....	14
- Factores de resistencia según RCDF	15
- Planta tipo (Áreas tributarias en columnas y trabes).....	20
- Análisis de cargas	22
- Marcos con dos tipos de combinaciones	26
IV.- Análisis estructural	42
- Introducción.....	42
- Análisis de los marcos A - B - C.....	44
- Diagramas de momento flexionante, fuerza cortante, fuerza normal de los marcos A - B - C.....	48

V.- Diseño de la superestructura	68
- Diseño basado en estado límite	68
- Estados límite de falla	69
- Estados límite de servicio	70
- Diseño de losa (Niveles 1, 2, 3)	71
- Diseño de traveses (Nivel 1)	78
- Diseño de columnas (Nivel 1)	103
VI.- Diseño de la subestructura	109
- Clasificación de cimentaciones	109
- Diseño por flexión	110
- Diseño por cortante	111
- Dimensionamiento de las zapatas	113
A - 5, B - 5, E - 5.	
VII.- Planos estructurales	122
- Plano de losas	122
- Plano de traveses	123
- Plano de columnas	124
- Plano de zapatas	125
VIII.- Conclusiones y recomendaciones	126
- Conclusiones	126
- Bibliografía	128
Anexos	129

I.- Generalidades

- Introducción.....	1
- Análisis de estructuras de concreto reforzado	3
- Dimensionamiento de elementos de concreto reforzado	4

Introducción

Una estructura puede definirse como un sistema; es decir, como un conjunto de partes o componentes que se combinan en forma ordenada para cumplir una función dada.

La función puede ser: salvar un claro, como en los puentes; encerrar un espacio; como sucede en los distintos tipos de edificios, o contener un empuje, como muros de contención; tanques o silos. La estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio, además debe satisfacer otros requisitos, tales como mantener el costo dentro de límites económicos y satisfacer determinadas exigencias estéticas.

Un exámen de las consideraciones anteriores hace patente la complejidad del diseño de sistemas estructurales.

- 1.- ¿Qué puede considerarse como seguridad razonable o como resistencia adecuada?
- 2.- ¿Qué requisitos debe satisfacer una estructura para considerar que su comportamiento sea satisfactorio en condiciones de servicio?
- 3.- ¿Qué es un costo aceptable?
- 4.- ¿Qué vida útil debe preverse?
- 5.- ¿Es estéticamente aceptable la estructura?

Estas son algunas de las preguntas que el proyectista tiene en mente al diseñar una estructura. El problema no es sencillo y en su solución usa su intuición y experiencia, basándose en el análisis y la experimentación.

Si los problemas de diseño se contemplan en toda su complejidad pueden afirmarse que no tienen solución única, sino solución razonable. En efecto, la labor del ingeniero proyectista tiene algo de arte. Indudablemente el ingeniero debe aprovechar el cúmulo de información y metodología científica disponible, pero además tiene que tomar en cuenta otros factores que están fuera de las matemáticas y de la física.

El análisis estructural, o sea, la determinación de las fuerzas internas en los elementos de la estructura, implica un conocimiento de las acciones que actúan sobre la misma y las dimensiones de dichos elementos. Estos datos son imprecisos cuando se inicia el diseño ya que solo se conocen en forma aproximada las dimensiones que tendrán los elementos. Estas influyen tanto en

el peso propio como en el comportamiento estructural del conjunto. En un proceso cíclico, el proyectista va ajustando los datos iniciales a medida que afina el análisis.

Solamente en la fase final de este proceso hace un cálculo numérico relativamente preciso. El grado de precisión que trata de obtener en este proceso depende de la importancia de la estructura y de las posibilidades de conocer las acciones que realmente actuaban sobre ella.

La fase final del diseño consiste en comunicar los resultados del proceso descrito a las personas que van a ejecutar la obra. La comunicación de los datos necesarios para la realización del diseño se hace mediante planos y especificaciones.

Este aspecto final no debe descuidarse, puesto que al disponer de planos claros y sencillos, y de especificaciones concretas, evita errores y confusiones a los constructores.

Análisis de estructuras de concreto reforzado

Para poder analizar una estructura es necesario idealizarla.

Por ejemplo, una idealización frecuente en el análisis de edificios es considerar la estructura considerada como una serie de marcos planos en dos direcciones. De este modo se reduce el problema real tridimensional a uno de dos dimensiones. Se considera, además, que las propiedades mecánicas de los elementos en cada marco están concentradas a lo largo de los ejes. Las acciones se aplican sobre esta estructura idealizada.

Las solicitaciones o acciones exteriores inducen acciones interiores (momentos, fuerzas) de intensidad variable. El propósito fundamental del análisis es volver las acciones interiores en las distintas partes de la estructura. Para ello es necesario, salvo en estructura o elementos isostáticos, conocer o suponer la relación entre fuerzas y deformaciones o en términos más generales, entre acción y respuesta.

La hipótesis más simple que puede hacerse para relacionar carga y deformación es suponer una dependencia lineal; el análisis elástico de la estructura parte de esta hipótesis.

Otra hipótesis relativamente simple que se hace para el análisis de estructuras, es la de suponer las acciones interiores, al llegar a cierto valor crítico de la acción son independientes de las deformaciones; en esta hipótesis se basa el análisis límite. En él se trata de obtener los valores de acciones para las cuales la estructura se vuelven un mecanismo inestable.

Existen otros tipos de análisis más refinados con hipótesis menos simples que las anteriores que se aproximan más a la realidad. Debido a su mayor refinamiento son más laboriosos aunque con la ayuda de las computadoras se vean mucho más.

El dimensionamiento de elementos de concreto reforzado

Se entiende por dimensionamiento la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales y de la cantidad y posición del acero de refuerzo.

El procedimiento de dimensionamiento tradicional, basado en esfuerzo de trabajo, consiste en determinar los esfuerzos correspondientes a acciones interiores obtenidas de un análisis elástico de la estructura, bajo sus supuestas acciones de servicio. Estos esfuerzos se comparan con esfuerzos permisibles, especificados como una fracción de las resistencias del concreto y del acero.

Se supone que así se logra a la par, un comportamiento satisfactorio en condiciones de servicio y un margen razonable de seguridad.

El factor de seguridad de los elementos de una estructura dimensionados por el método de esfuerzos de trabajo no es uniforme ya que no puede medirse en todos los casos el factor de seguridad por la relación entre la resistencia del elemento y su sollicitación de servicio.

El método más comunmente utilizado en la actualidad es el diseño basado en la resistencia última. Cuando se emplea este método las acciones internas se determinan por medio de un análisis elástico y los elementos estructurales se dimensionan de manera que su resistencia sea igual a esas acciones multiplicadas por un factor de carga.

El nombre del método es incorrecto pues el diseño no se basa en la resistencia última de la estructura, ya que el análisis no se tiene en cuenta las redistribuciones de efectos internos que se presentan después de determinar el comportamiento elástico y antes de la falla. Además tiene una contradicción pues la determinación de la resistencia de las secciones está basada en un comportamiento inelástico de los materiales previo a la falla, mientras que las acciones internas se calculan con procedimientos elásticos.

Una desventaja común a todos estos métodos usuales de diseño es la falta de congruencia entre el grado de seguridad que se obtiene para la estructura de materiales distintos debido a que los procedimientos de diseño se desarrollan en forma independiente para cada material. Una metodología de diseño tendrá pues como base un criterio común que permita obtener seguridad uniforme para las construcciones de distintos materiales.

Las bases comunes para todos los materiales debe incluir la definición de los estados del comportamiento que se consideran admisibles, las cargas que las estructuras deben ser capaces de soportar sin fallar, los procedimientos para determinar la resistencia variables que influyen en las cargas y en la resistencia y proporcionar los procedimientos para tratar en forma racional y a la vez sencilla, la incertidumbre en las distintas etapas del proceso.

Bajo estas ideas, desde la década de los sesentas los procedimientos de diseño especificados por la mayoría de los reglamentos de construcción se basan en un planeamiento denominado de

estados límite, lo que comunmente se ha dado en llamar "diseño por medio de factores de carga y resistencia". Este tema se expondrá en el capítulo IV.

II.- Uso y destino de la construcción

- Estudios preliminares..... 6
- Croquis de ubicación 8
- Estudio de mecánica de suelos..... 9

Uso y destino

El edificio cuya ubicación exacta se ilustra en el croquis de localización, está destinado a albergar las oficinas de la división de ingeniería civil, topografía y geodesia de la Universidad Nacional Autónoma de México.

La construcción del edificio es indispensable para la demanda de espacio necesario para atender debidamente al alumnado.

Por tal motivo, las autoridades de la UNAM han llegado a la conclusión que es necesaria la construcción del edificio y así solucionar el problema.

Estudios preliminares

Edificio de la división de ingeniería civil, topográfica y geodesia.

Ubicación

Al sur de la ciudad dentro de la Ciudad Universitaria. La explicación se anexa con un croquis.

Geología de la zona.

Los suelos característicos de esta zona son materiales de tipo volcánico; abanicos; derrames de lava y suelos, consecuencia de la meteorización de los primeros.

Las cualidades mecánicas del suelo en esta zona son en esencia: una baja compresibilidad y alta resistencia al corte.

Clasificación

Profundidad(m)

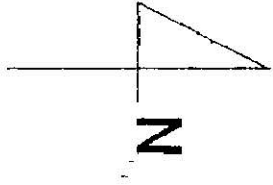
Limo arenoso compacto(café-amarillo)	1
Arena limosa (café)	2
Arena-grava	3
Limo arenoso compacto	4
Roca andésica (Gris-rojizo)	5
Limo arenoso compacto	6
Roca andesítica con fenocristales (gris-rojizo)	7 para abajo

Topografía

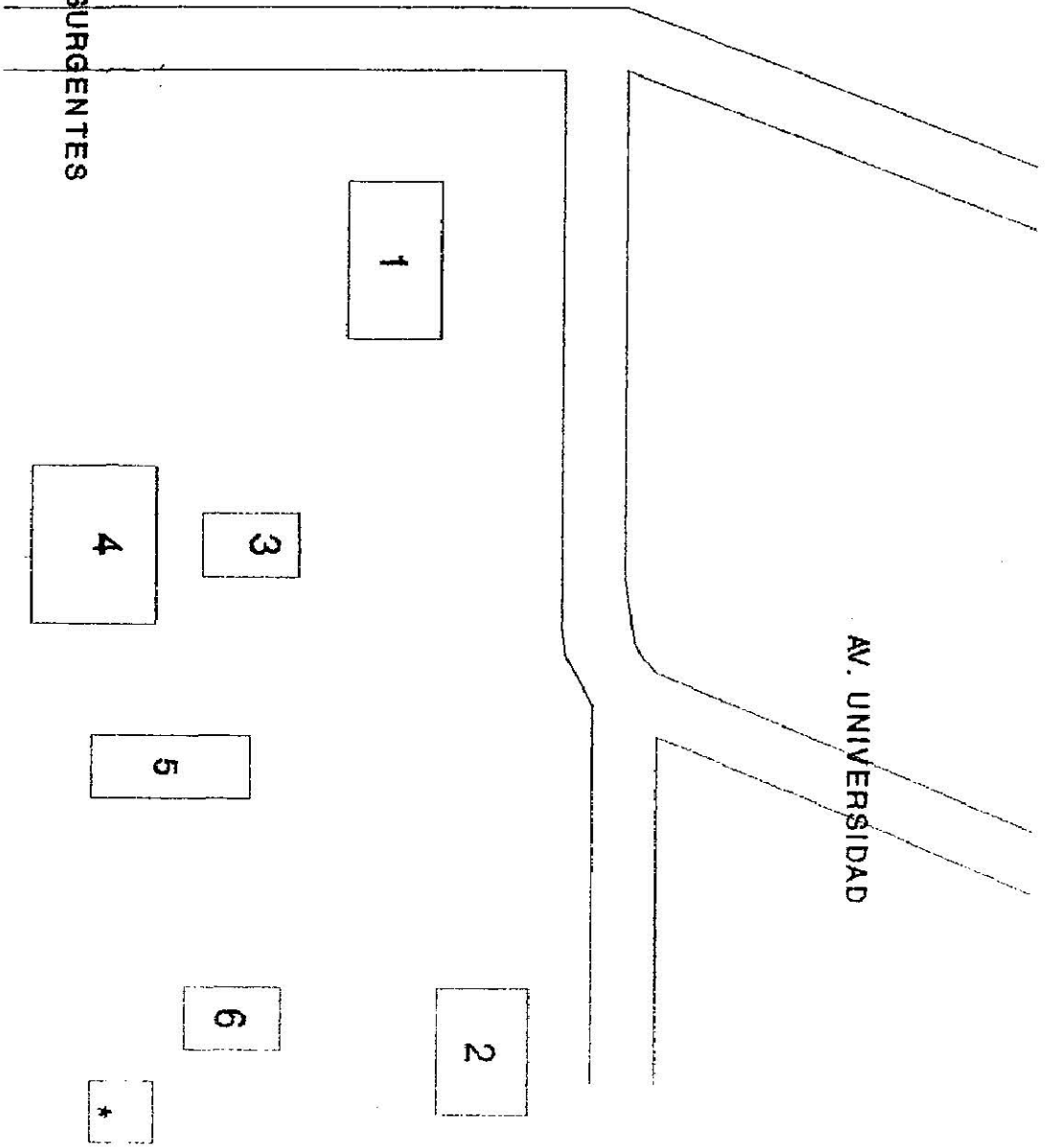
El terreno en el área que ocupará el edificio es plana y horizontal con excepción de una zona al lado este donde aflora un derrame basáltico en forma de península con una altura de 1.5 mts. respecto al nivel dominante del terreno.

Tipo de estructura

El edificio de tres niveles está estructurado con columnas, traveses y losas de concreto armado con una superficie 873 m².



- 1.- BIBLIOTECA CENTRAL
- 2.- FACULTAD DE MEDICINA
- 3.- FACULTAD DE INGENIERIA
- 4.- CANCHAS DE FRONTON
- 5.- MURO DE PIEDRA
- 6.- EDIFICIO DE LA DIVISION DE MECANICA ELECTRICA
- 7.- EDIFICIO ANEXO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA
- * EDIFICIO DE LA DIVISION DE ING. CIVIL, TOPOGRAFIA Y GEODESIA



Estudio de mecánica de suelos

Exploraciones realizadas.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo, se realizaron dos sondeos mixtos de 8m y 7m, además cuatro pozos a cielo abierto con una profundidad aproximada de 3.0 mts.

Estratigrafía

Se encontró la siguiente estratigrafía

0.00-1.50	Basalto vesicular fracturado
1.50-3.50	Basalto vesicular poco fracturado
3.50-6.70	Material limo-arcilloso-arenoso muy compacto.

Tipo de cimentación

Se estableció que la estructura proyectada se podrá cimentar mediante zapatas aisladas de forma cuadrada.

Capacidad de carga

Apoyando las zapatas en material limo-arcillo-arena la capacidad de carga permisible se estimó en 25 ton/m².

Recomendaciones

Dado que la mayor parte del área cubierta por el edificio no se encuentra afectada por el derrame basáltico, es conveniente removerlo y rellenar el espacio vacío con tepetate compacto al 95% proctor estándar.

III.- Análisis de cargas

- Introducción.....	11
- Clasificación de las acciones	12
- Combinaciones de carga	12
- Factores de carga según RCDF.....	14
- Factores de resistencia según RCDF	15
- Planta tipo (Áreas tributarias en columnas y trabes)	20
- Análisis de cargas	22
- Marcos con dos tipos de combinaciones	26

Análisis de carga

A continuación trataremos algunos aspectos de las acciones que son básicos para el análisis y diseño posteriores de una estructura determinada.

Los aspectos que trataremos aquí se refieren a la definición de las acciones a considerarse en el diseño, como se clasifican, como se hace en el análisis de sus efectos, qué magnitud de la acción debe considerarse su efecto conjunto.

Uno de los primeros pasos que sigue el ingeniero proyectista para el análisis y diseño de cualquier estructura de determinar todas aquellas acciones de acuerdo con un sinnúmero de criterios diferentes: según el origen de las acciones se pueden clasificar como cargas muertas, cargas de funcionamiento y cargas de efectos ambientales, según la forma en que actúan las acciones estáticas, dinámicas y de impacto desde el punto de vista de la seguridad estructural y de los criterios de diseño es más conveniente clasificarlas de acuerdo a la duración que obran sobre la estructura con intensidad cercana a la máxima. El reglamento de construcciones para el Distrito Federal se basa en este último criterio y se distingue los siguientes tipos de acciones.

a) **Acciones permanentes.**- Son aquellas que actúan en forma continua sobre la estructura y se considera que su intensidad no varía con respecto al tiempo. Dentro de esta categoría se encuentran las cargas muertas debidas al peso propio de la estructura y al de los elementos no estructurales de la construcción; el empuje de líquidos y tierras que tengan un caracter permanente; las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura tales como los debidos al efecto del preesfuerzo y movimientos diferenciales de los apoyos.

b) **Acciones variables.**- Este tipo de acciones actúan en la estructura con intensidad variable con el tiempo, pero alcanzan valores significativos no mayores a un límite máximo durante períodos de tiempo considerables. Aquí se incluyen las cargas vivas, es decir aquellas que se deben al funcionamiento propio de la construcción y no tienen caracter permanente, los efectos de cambios de temperatura y los cambios volumétricos.

c) **Acciones accidentales.**- Se refiere a aquellas acciones que no se deban al funcionamiento normal de la construcción, este tipo de acciones tiene valores significativos solo en períodos de tiempo pequeños. Se incluyen en esta categoría como sismo, viento, oleaje, explosiones.

Los reglamentos de construcciones tratan de absorber las incertidumbres en las acciones tomando en cuenta ciertos factores de seguridad basados en estudios probabilísticos de las características de los materiales, de estudios estadísticos de la ocurrencia de las acciones de experiencia. También indican la forma en que pueden combinar los diferentes tipos de acciones del tal modo

que se obtenga el efecto conjunto más desfavorable que le puede ocurrir a la estructura de tal manera que se diseñe con un mayor grado de seguridad y con un baja probabilidad de colapso.

Clasificación de las acciones

Para formar las distintas combinaciones conviene clasificar las acciones de acuerdo con la duración en que actúan con su máxima intensidad. Siguiendo este criterio el reglamento del Distrito Federal distingue los siguientes tipos de acciones.

1) Acciones permanentes.

Son aquéllas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. En esta categoría entran las cargas vivas debidas al peso propio de la estructura y al de los elementos no estructurales de la construcción.

2) Acciones variables.

Son aquéllas que obran sobre la estructura con intensidad variable con el tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante lapsos grandes. Se incluyen en esta categoría las cargas vivas o sea aquéllas que se deben al funcionamiento propio de la construcción y que no tienen caracter permanente.

3) Acciones accidentales.

Son aquéllas que no se debe al funcionamiento normal de la construcción y que se puede tomar valores significativos solo durante pequeñas fracciones de la vida útil de la estructura. Se incluyen las acciones excepcionales como sismo o viento.

Combinaciones de carga.

Se llama combinación de acciones de diseño al conjunto de acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

Según el reglamento del Distrito Federal, en las combinaciones comunes intervendrán

- a) Todas las acciones permanentes.
- b) Una acción variable con su valor máximo.
- c) Otras posibles acciones variables con su valor instantáneo.

En las combinaciones excepcionales de acciones intervendrán

- a) Todas acciones permanentes.
- b) Una sola acción accidental.
- c) Las acciones variables con su intensidad instantánea.

En las edificaciones comunes las acciones se reducen a las siguientes:

- a) La carga muerta como única acción permanente.
- b) La carga viva como única acción variable.
- c) El sismo o el viento como posibles acciones variables.

La función de resistencias.

En el planteamiento de estados límite el cálculo de la resistencia consiste en la determinación de la fuerza interna que produce algún estado límite. Por ejemplo la resistencia a la flexión de una viga es la magnitud del momento flexionante que producirá su falla en flexión.

Los métodos de cálculo se basan usualmente en algún modelo analítico del comportamiento de la estructura y el mecanismo de falla que la rige.

Resulta evidente de lo anterior que los procedimientos para la determinación de la resistencia son muy específicos de cada material y tipo estructural.

Otra manera de determinar la resistencia en estructuras es mediante el ensaye directo en modelos escala de la misma.

Factores de carga según el RCDF

CM.- Carga muerta.

CV.- Carga viva

A.- Carga debida a cualquier acción accidental (sismo, viento, granizo, etc.)

1) Para combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables. Se consideran todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales las más desfavorables se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea. Se aplicará un factor de 1.4.

$$U=1.4(CM+CV)$$

2) Para la misma combinación anterior pero en estructuras en las que pueden haber normalmente aglomeraciones de personas se tomará un factor de 1.5.

$$U=1.5(CM+CV)$$

3) Para combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales se consideran todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación, se considerará un factor de carga de 1.1.

$$U=1.1(CM+CV+A)$$

4) Para acciones cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9.

$$U=0.9(CM+CV)$$

ó

$$U=0.9(CV+CM+A)$$

5) Para la revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

$$U=(CM+CV)$$

$$U=(CM+CV+A)$$

Factores de resistencia del RCDF

Solicitud	Concreto	Acero
-Tensión	0.9	0.9
-Compresión	Núcleo confinado con zuncho 0.8	Sec. I,H, 0.9
	Núcleo sin confinar 0.7	Sec.cualquiera 0.85
-Flexión	0.9	0.9
-Cortante	0.8	0.9
-Torsión	0.8	0.9
-Flexión y carga axial	Núcleo confinado con zuncho 0.8 Núcleo sin confinar 0.7	0.9
-Aplastamiento	0.7	

Análisis de cargas (Oficinas)

Losa de entrepiso 1er 2o. nivel

Concepto	Peso(T/m ³) Volumétrico	Espesor (m)	Peso (T/m ²)
Peso propio	2.4	0.15	0.36
Plafón o yeso	1.5	0.02	0.030
Firme(concreto)	2.2	0.02	0.044
Loseta granito			0.050
Instalaciones			0.020
Muros divisorios			0.110
<hr/>			
Suma=			0.614
Sobre carga RCDF87=			0.040
<hr/>			
Carga muerta=			0.654
<hr/>			
Carga viva=			0.250
<hr/>			
Carga Total=			0.904
<hr/>			

Análisis de cargas

"Loza de azotea"

Concepto	Peso Volumétrico (T/m ³)	Espesor (m)	Peso (T/m ²)
Peso propio	2.4	0.1	0.240
Plafón de yeso	1.5	0.02	0.03
Relleno y enla- drillado	1.5	0.15	0.225
Instalaciones			0.02
Mortero cemento	2.1	0.02	0.04
Suma=			0.555
Sobrecarga RCDF87			0.04
Carga muerta			0.595
Carga viva			0.100
Carga total			0.695

**Análisis de cargas
(Por sismo)**

Nivel	(Tn) Wi	(m) hi	Wihi	F(Ton)
3	534	10.2	5446	65
2	695	6.8	4726	56
1	695	3.4	2363	28

Q=2

$$F_i = \frac{C}{Q} \left(\frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \right) W_i h_i = \frac{0.16}{2} (0.15) W_i h_i = .0122 W_i h_i$$

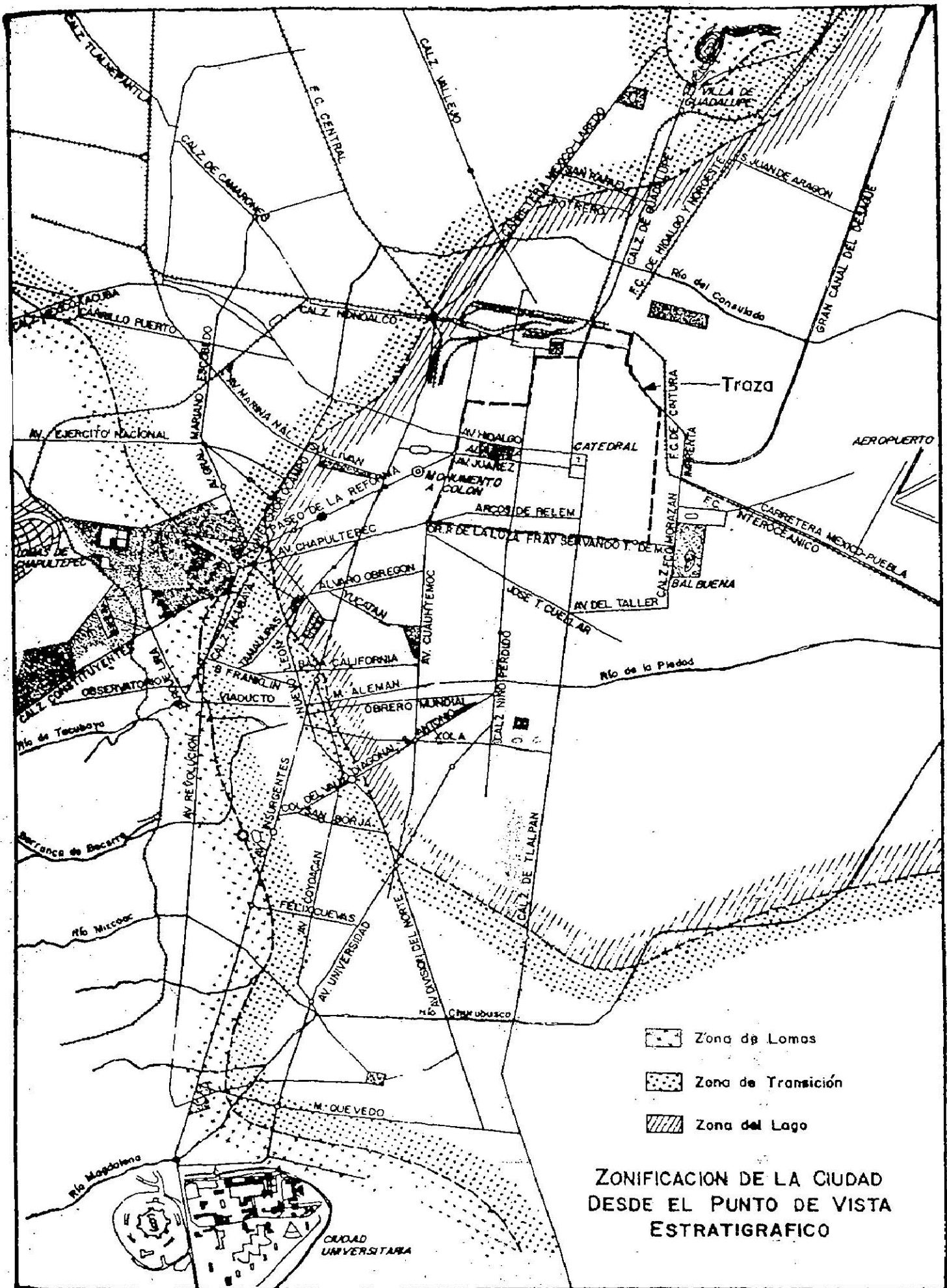
Coefficiente "C" para la Ciudad de México

Suelo blando	= 0.4
Zona Transición	= 0.32
Suelo duro	= 0.16

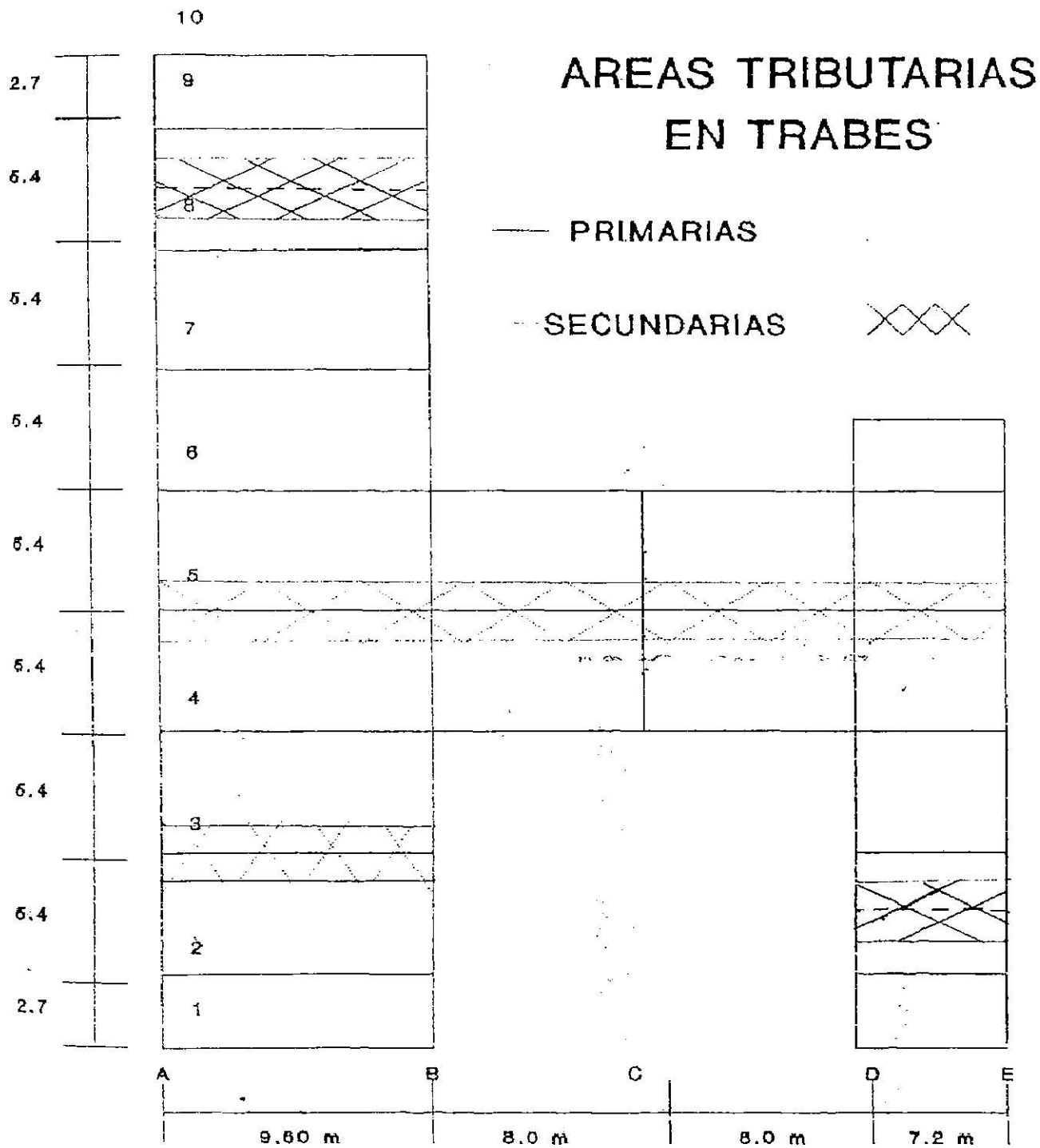
Factor "Q"

Para aplicar el factor de ductilidad, la estructura debe satisfacer los requisitos señalados.

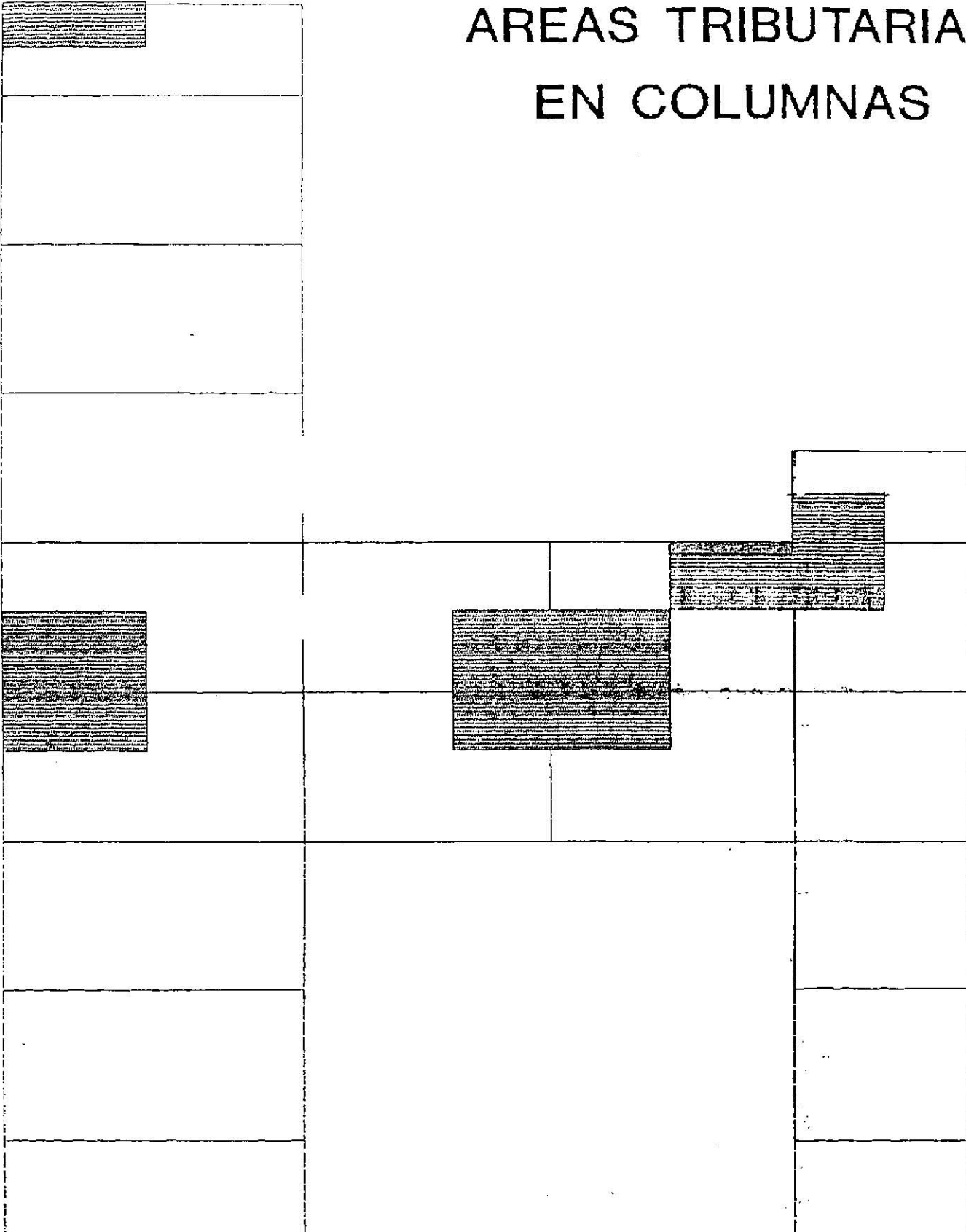
Cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos o columnas de concreto reforzado; madera o acero contraventeados o no, o muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero, que satisfacen los requisitos de las normas técnicas complementarias de este reglamento. El factor Q=Ductilidad será igual a 2.



PLANTA TIPO



AREAS TRIBUTARIAS EN COLUMNAS



Análisis de cargas

-Usaremos dos tipos de combinaciones

1) 1.4 (Carga viva + carga muerta)

2) 1.1 (Carga viva+carga muerta+sismo)

1)

Marco A

Nivel 1-2

$$P = 1.4 \left(\frac{904 \times 2.7 \times 9.6}{2} \right) = 16402 \text{ Kg}$$

Nivel 3

$$P = 1.4 \left(\frac{695 \times 2.7 \times 9.6}{2} \right) = 12610 \text{ Kg}$$

Marco B

Tramo 1-4, 6-10

Nivel 1 y 2

$$P = 16.4 \text{ Kg}$$

Tramo 4-6

$$P = 1.4 \left(\frac{904 \times 2.7 \times 9.6}{2} + \frac{904 \times 2.7 \times 8.0}{2} \right) = 30070 \text{ Kg}$$

Nivel 3

Tramo 1-4,6-10

$$P = 12.6 \text{ Ton}$$

Tramo 4-6

$$P = \left(\frac{695 \times 2.7 \times 9.6}{2} + \frac{695 \times 2.7 \times 8.1.4}{2} \right) = 23118.4 \text{ Kg}$$

Marco C

Nivel 1 y 2

$$P = 1.4 \left(\frac{904 \times 2.7 \times 8.0}{2} \right) * 2 = 27337 \text{ Kg}$$

Nivel 3

$$P = 1.4 \left(\frac{695 \times 2.7 \times 8.0}{2} \right) * 2 = 21017 \text{ Kg}$$

Marco D

Nivel 1 y 2

Tramo 1-4

$$P = 1.4 \left(\frac{904 \times 2.7 \times 7.2}{2} \right) = 12300 \text{ Kg}$$

Tramo 4-6

$$P = \left[\frac{904 \times 2.7 \times 7.2}{2} + \frac{904 \times 2.7 \times 8}{2} \right] = 25970 \text{ Kg}$$

Nivel 3

Tramo 1-4

$$P = 1.4 \left(\frac{695 \times 2.7 \times 7.2}{2} \right) = 9457 \text{ Kg}$$

Tramo 4-6

$$P = \left[\left(\frac{695 \times 2.7 \times 7.2}{2} + \frac{695 \times 2.7 \times 8.0}{2} \right) \right] 1.4 = 19966 \text{ Kg}$$

Marco "E"

Nivel 1 y 2

P=12.3 Ton

Nivel 3

P=9.5 Ton

Marco 2

Nivel 1 y 2

$$W = 1.4 \left(\frac{904 \times 2.7 \times 9.6}{9.6} \right) = 3417 \text{ Kg/ml}$$

Nivel 3

$$W = 1.4 \left(\frac{695 \times 2.7 \times 9.6}{9.6} \right) = 2627 \text{ Kg/ml}$$

Marco 4

Nivel 1 y 2

Tramo A-B

$$W=3.4 \text{ Ton/ml}$$

Tramo B-C; C-D

$$W=1.4 \left(\frac{904 \times 1.35 \times 8}{8} \right) = 1709 \text{ Kg/ml}$$

Tramo D-E

$$W=3.42 \text{ Ton/ml}$$

Nivel 3

Tramo A-B, D-E

$$W= 1.4 \left(\frac{695 \times 2.7 \times 9.6}{9.6} \right) = 2627 \text{ Kg/ml}$$

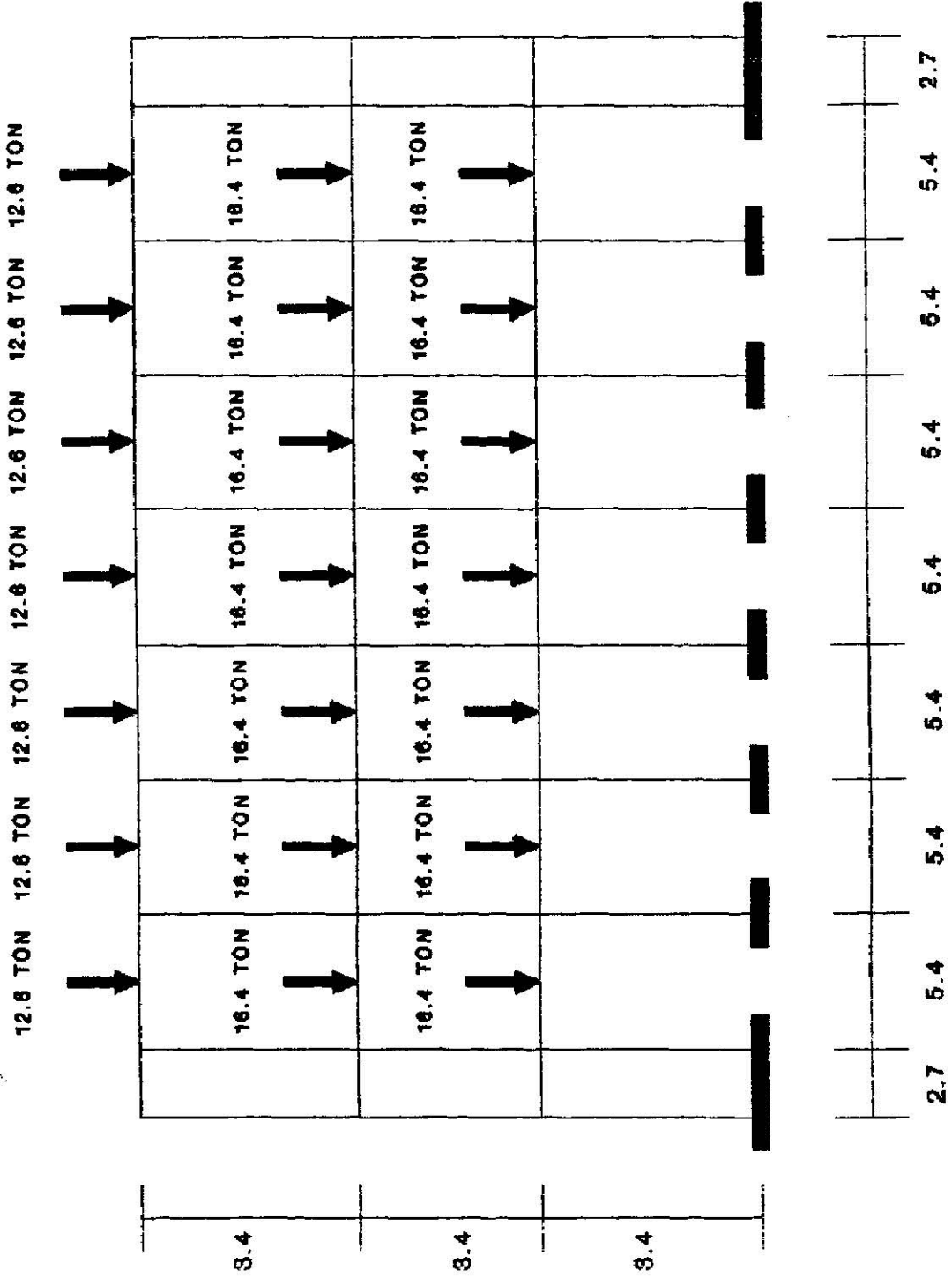
Tramo B-C, C-D

$$W= 1.4 \left(\frac{695 \times 1.35 \times 8}{8} \right) = 1314 \text{ Kg/ml}$$

Peso propio de las traves

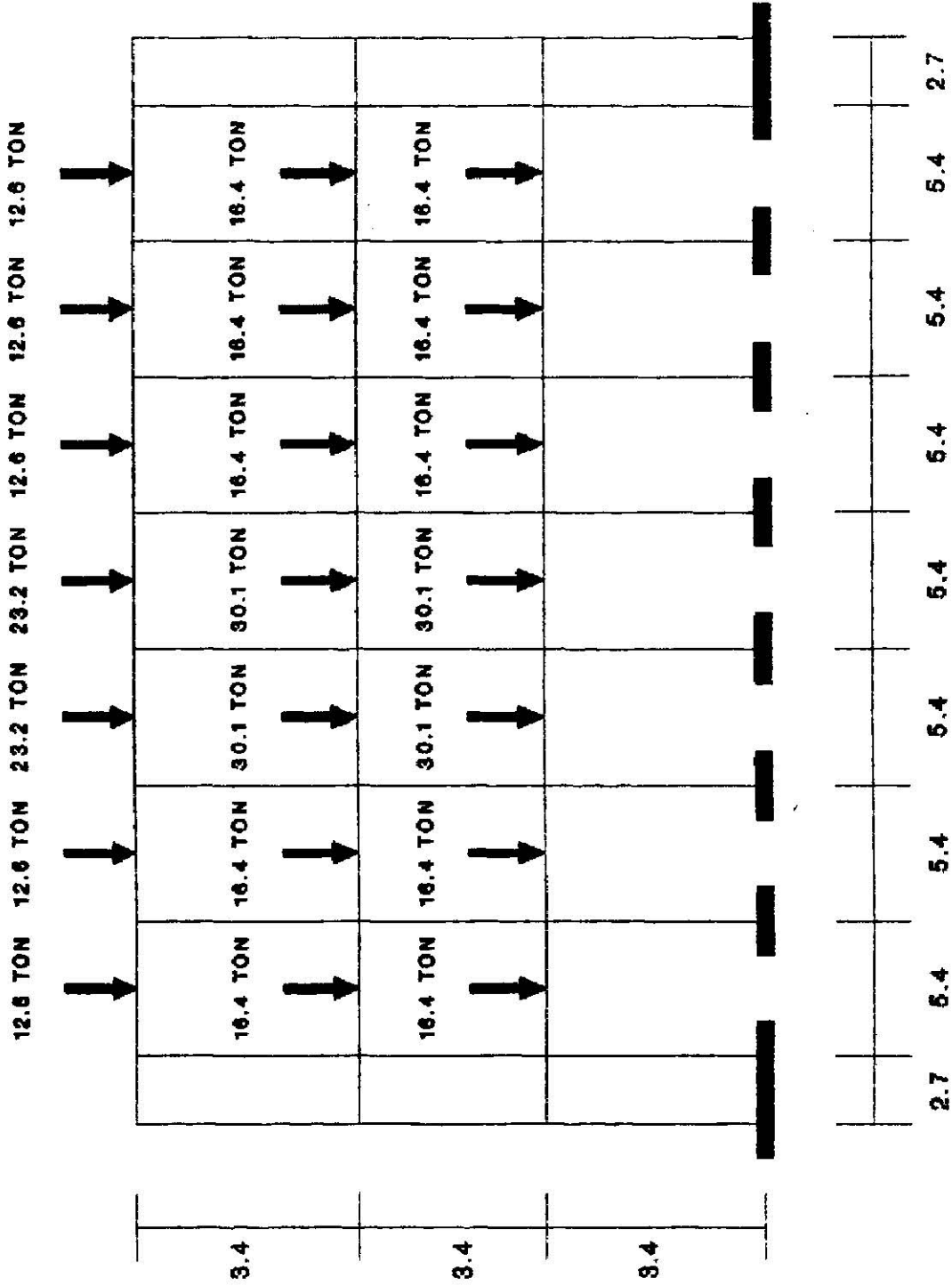
$$W= .30 \times .71 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \times 1\text{m} = 511 \text{ Kg/ml}$$

MARCO A



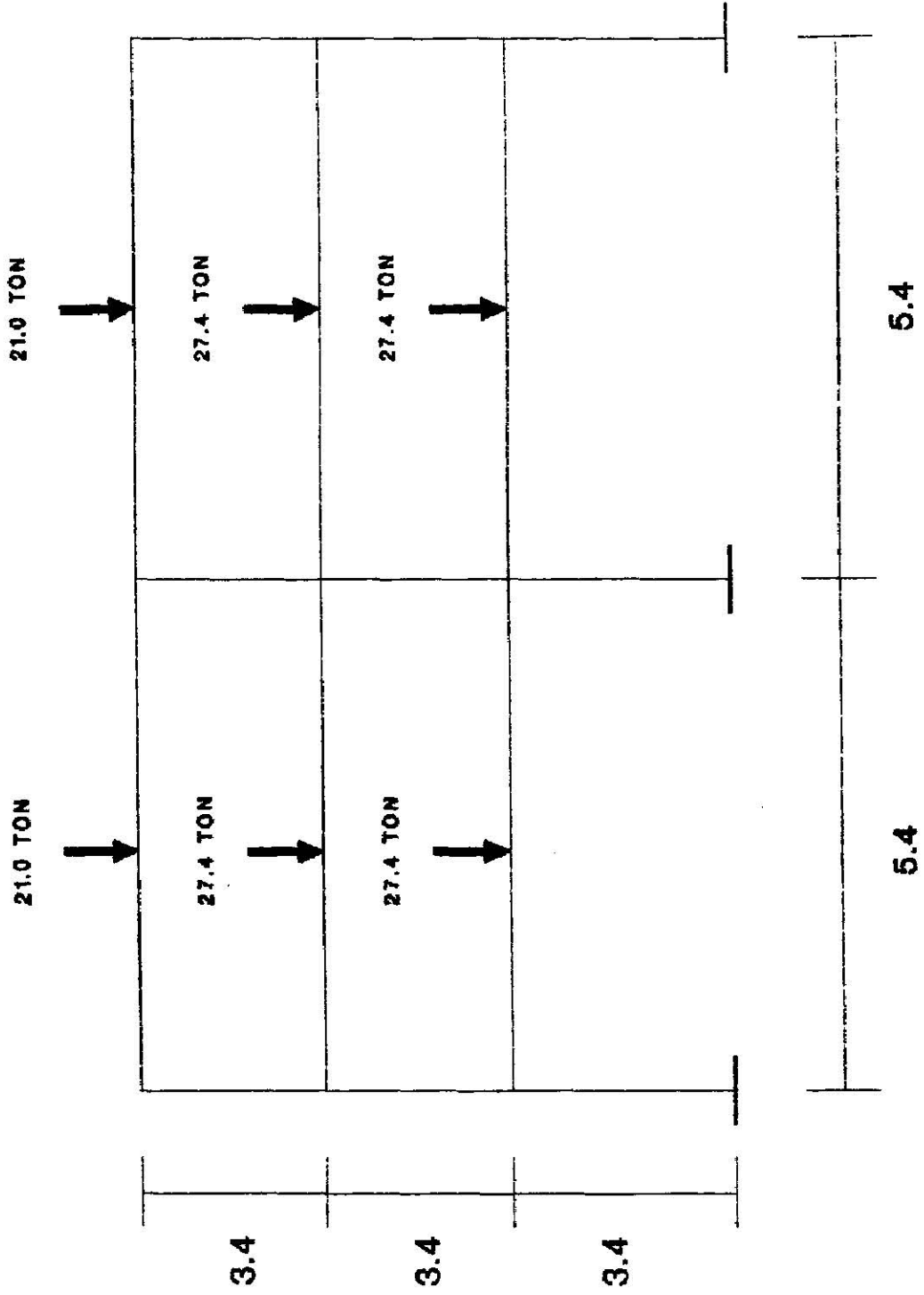
1.4 (CARGA VIVA + CARGA MUERTA)

MARCO B



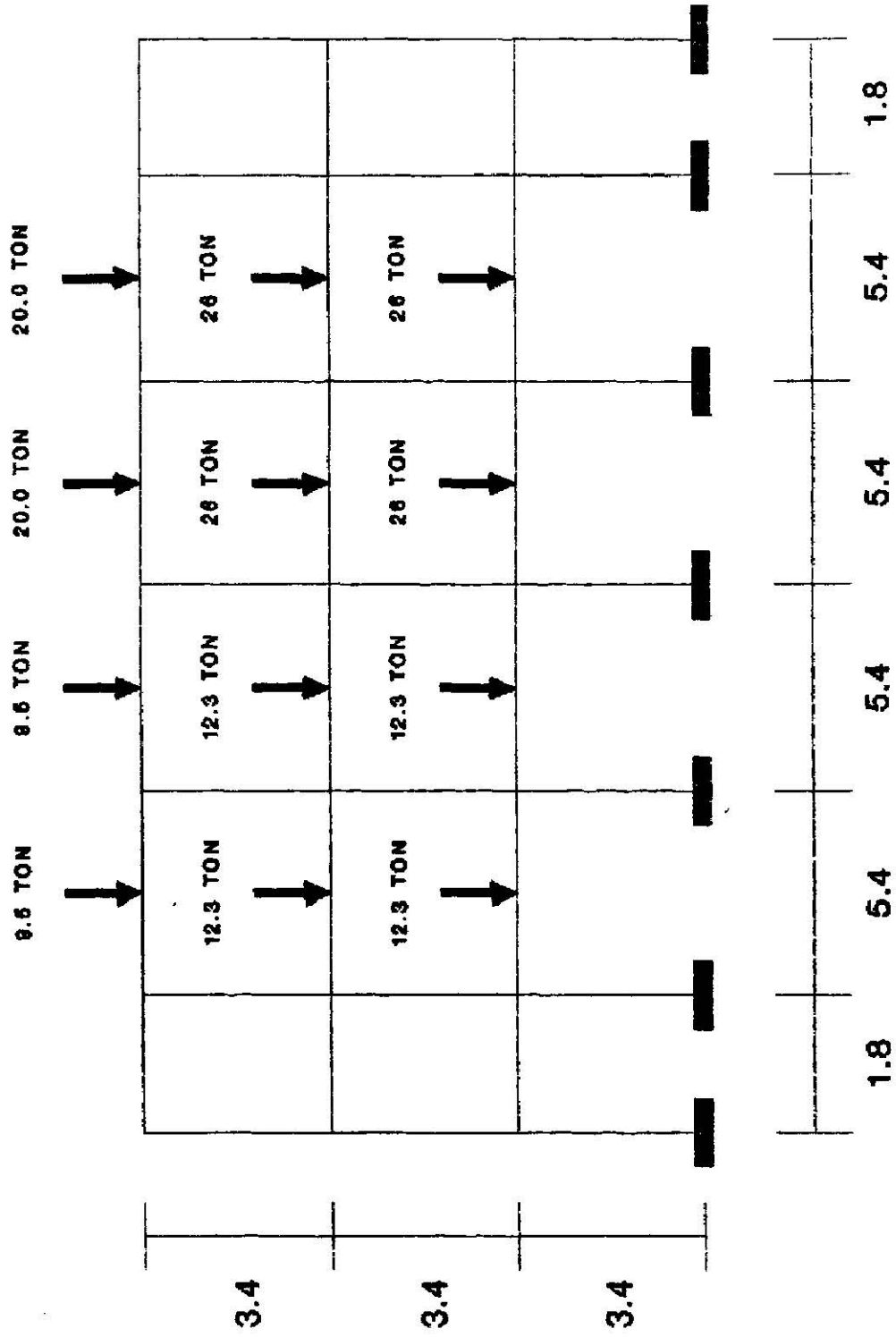
1.4 (CARGA VIVA + CARGA MUERTA)

MARCO C



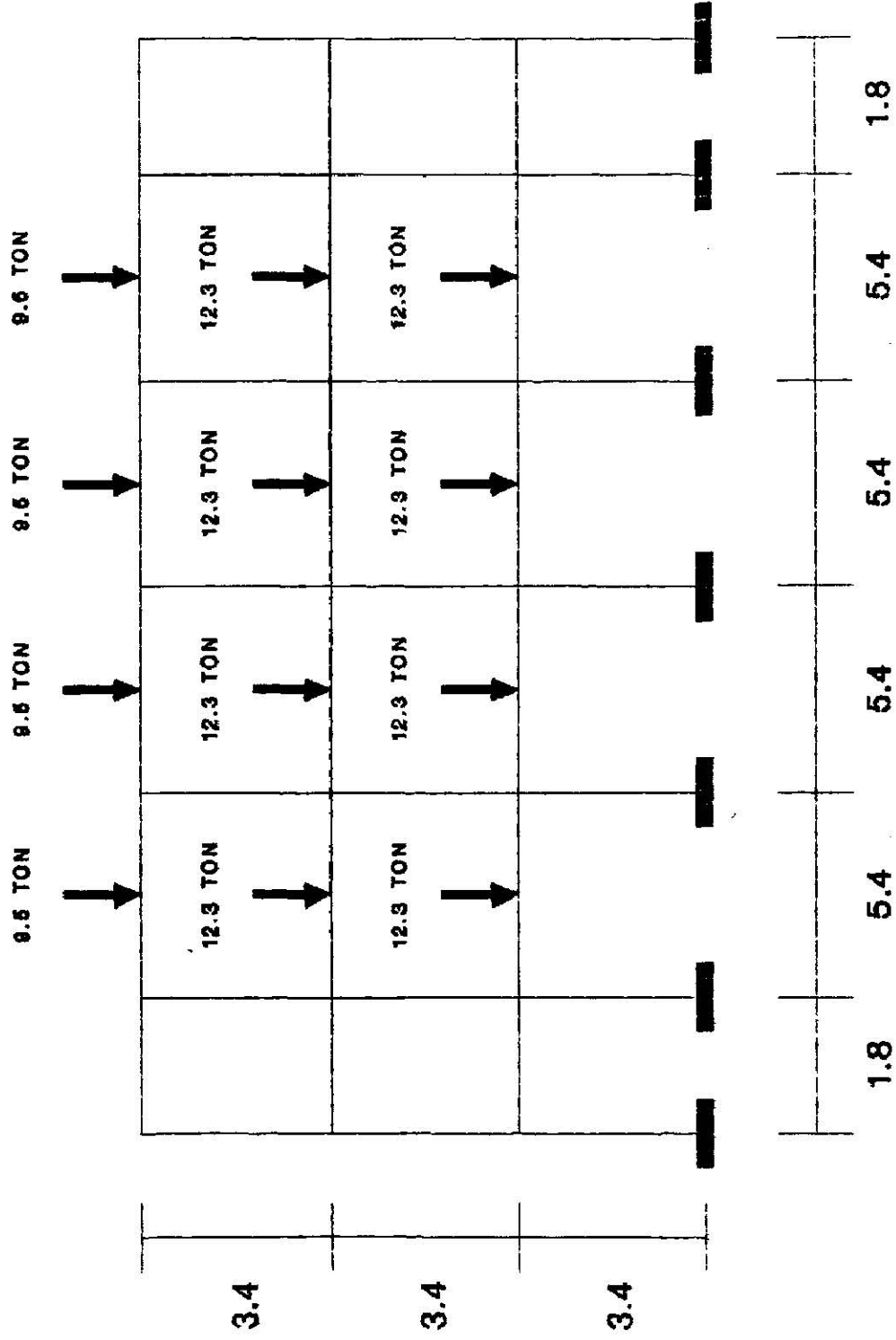
1.4 (CARGA VIVA + CARGA MUERTA)

MARCO D



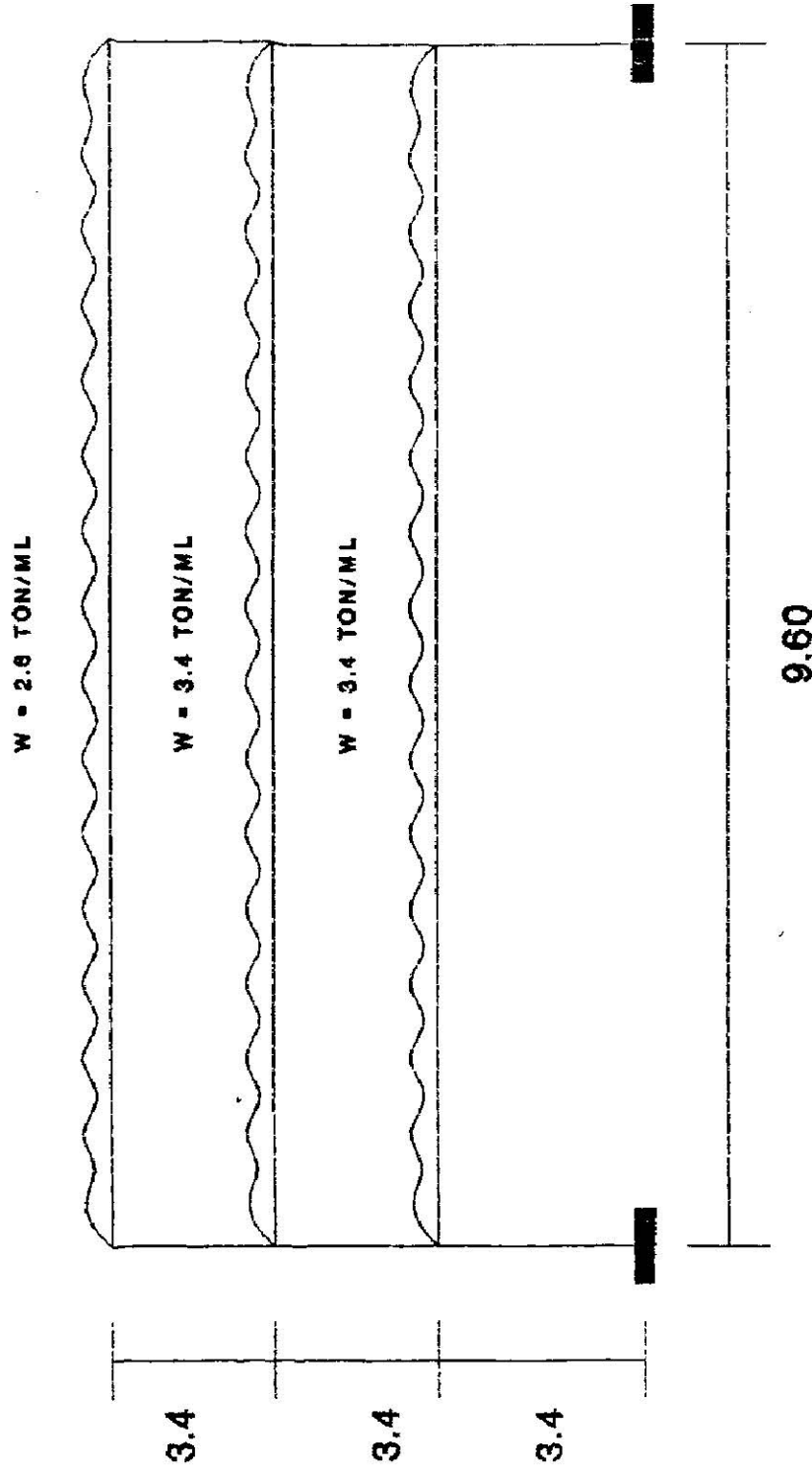
1.4 (CARGA VIVA + CARGA MUERTA)

MARCO E



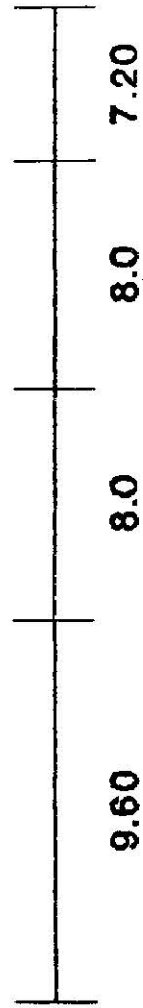
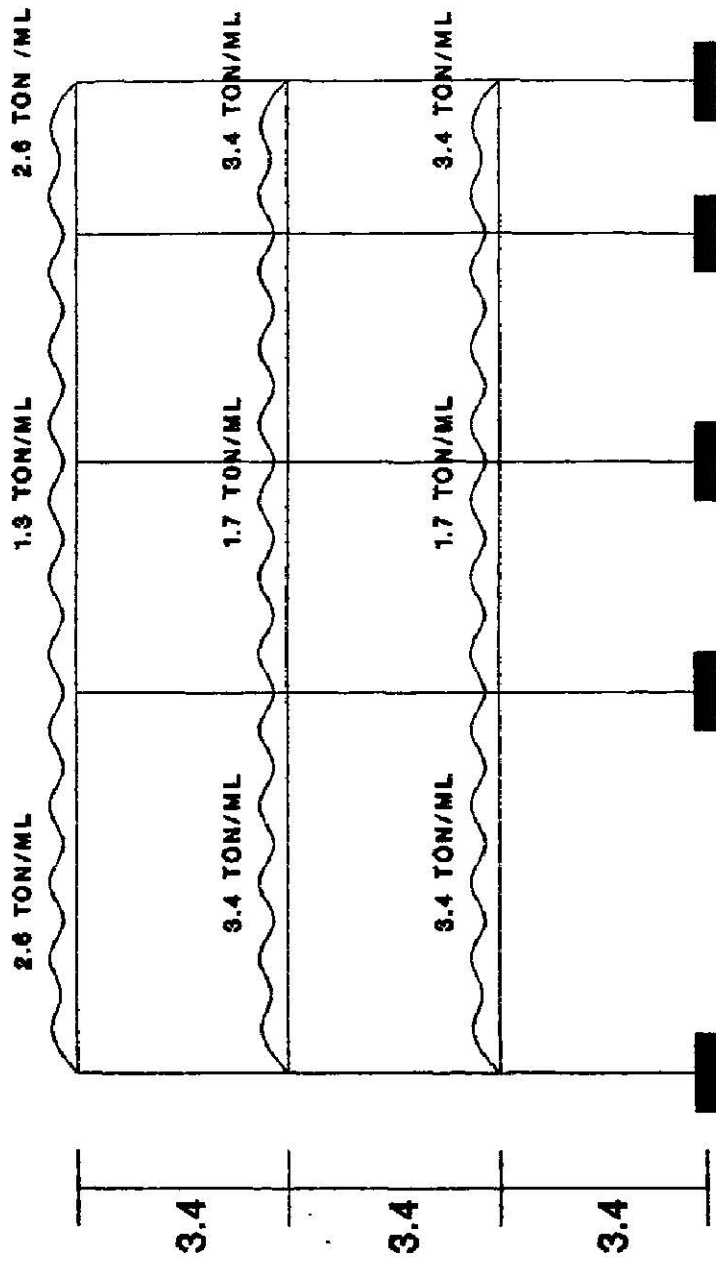
1.4 (CARGA VIVA + CARGA MUERTA)

MARCO 2



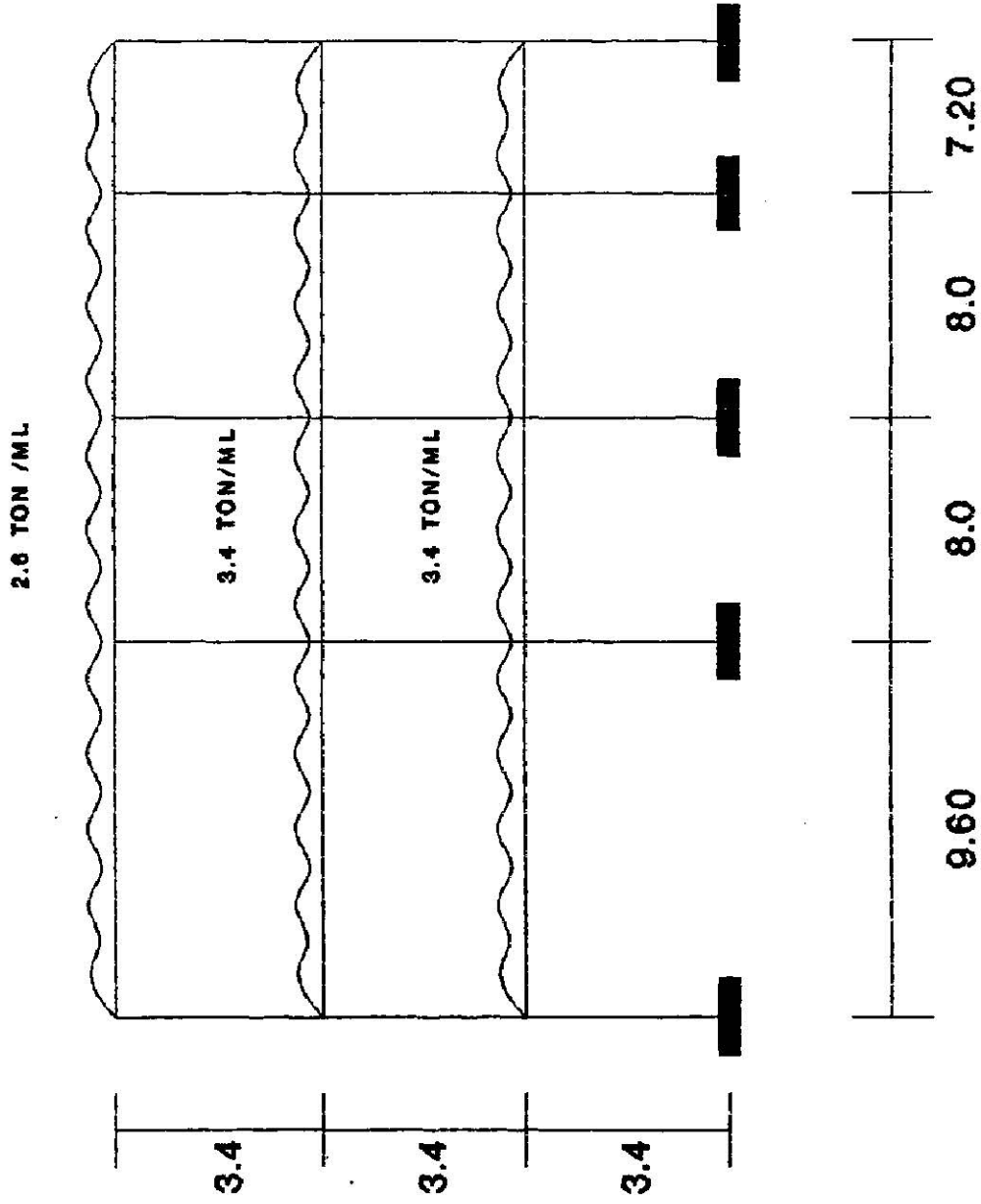
1.4 (CARGA VIVA + CARGA MUERTA)

MARCO 4



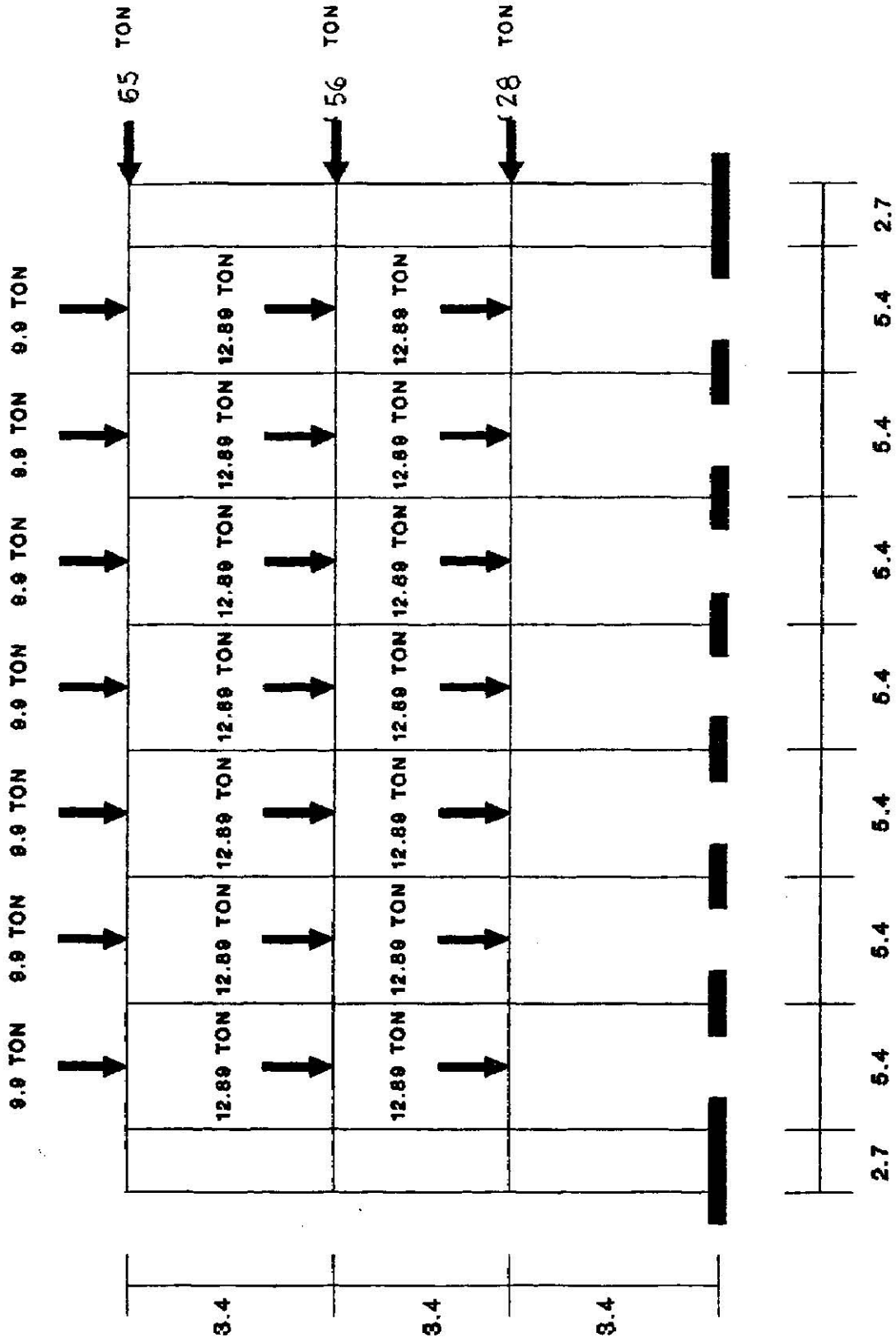
1.4 (CARGA VIVA + CARGA MUERTA)

MARCO 5



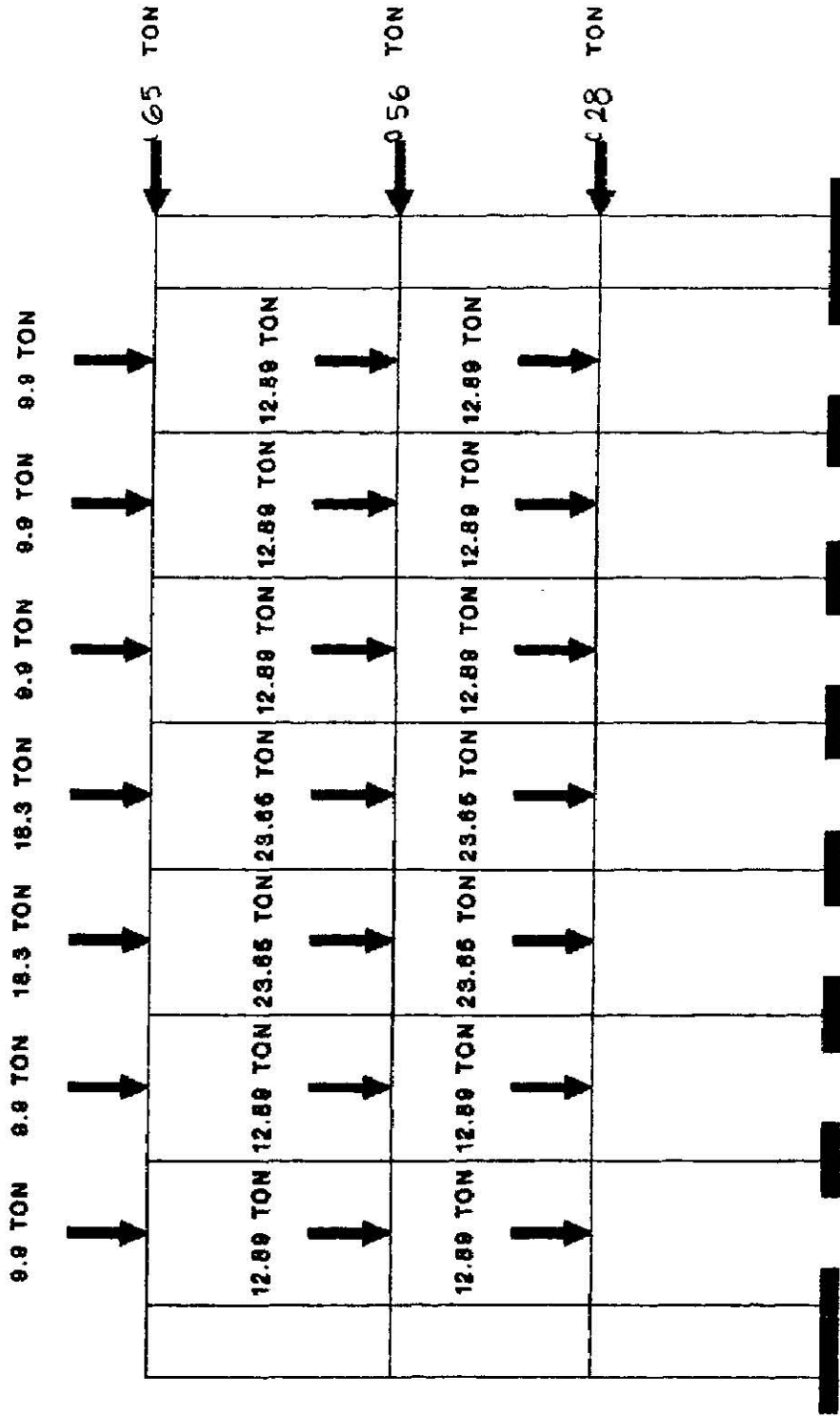
1.4 (CARGA VIVA + CARGA MUERTA)

MARCO A



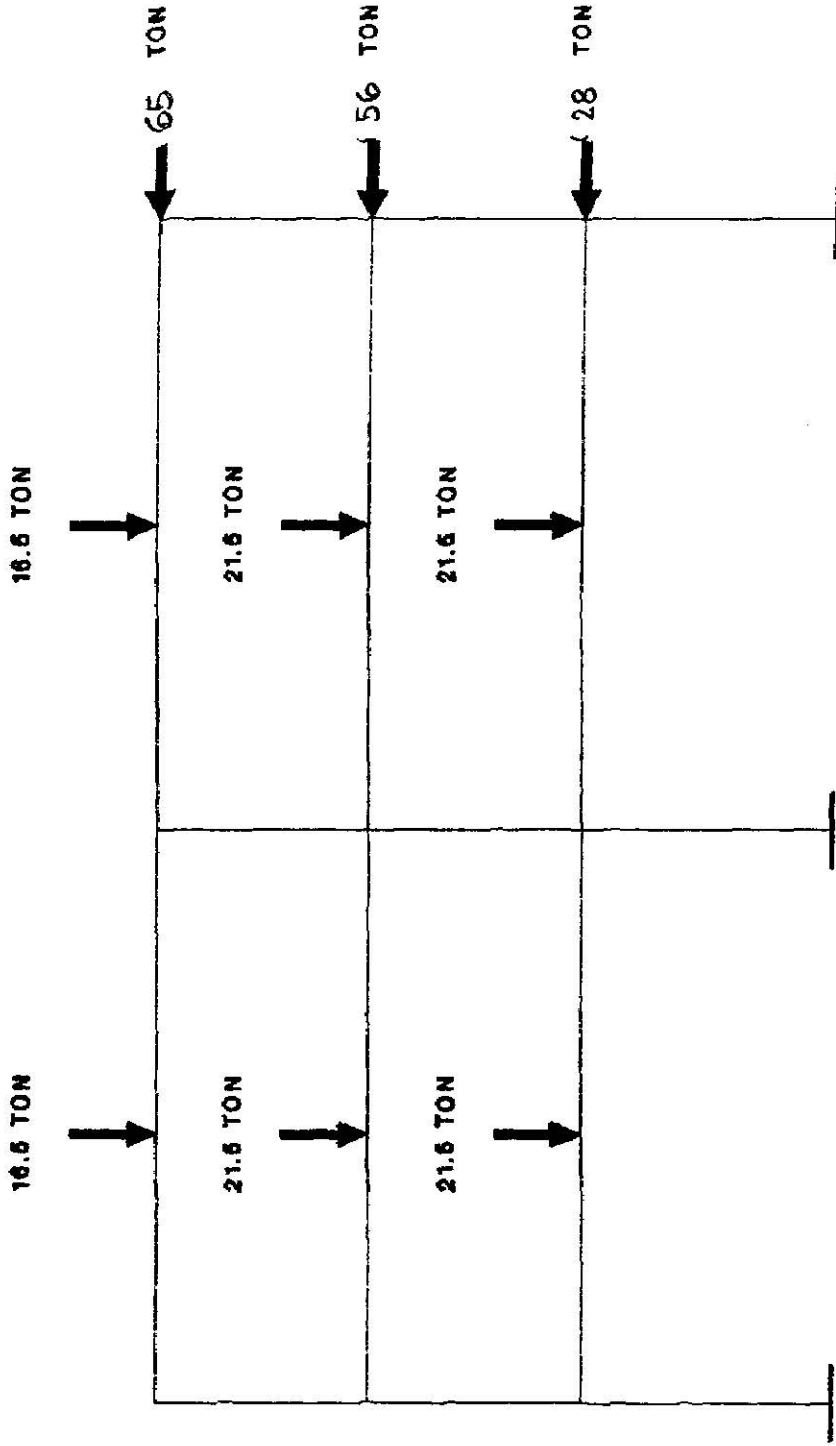
W = 0.594 KG/ML W = 1.1 (CV + CM + SISMO)

MARCO B



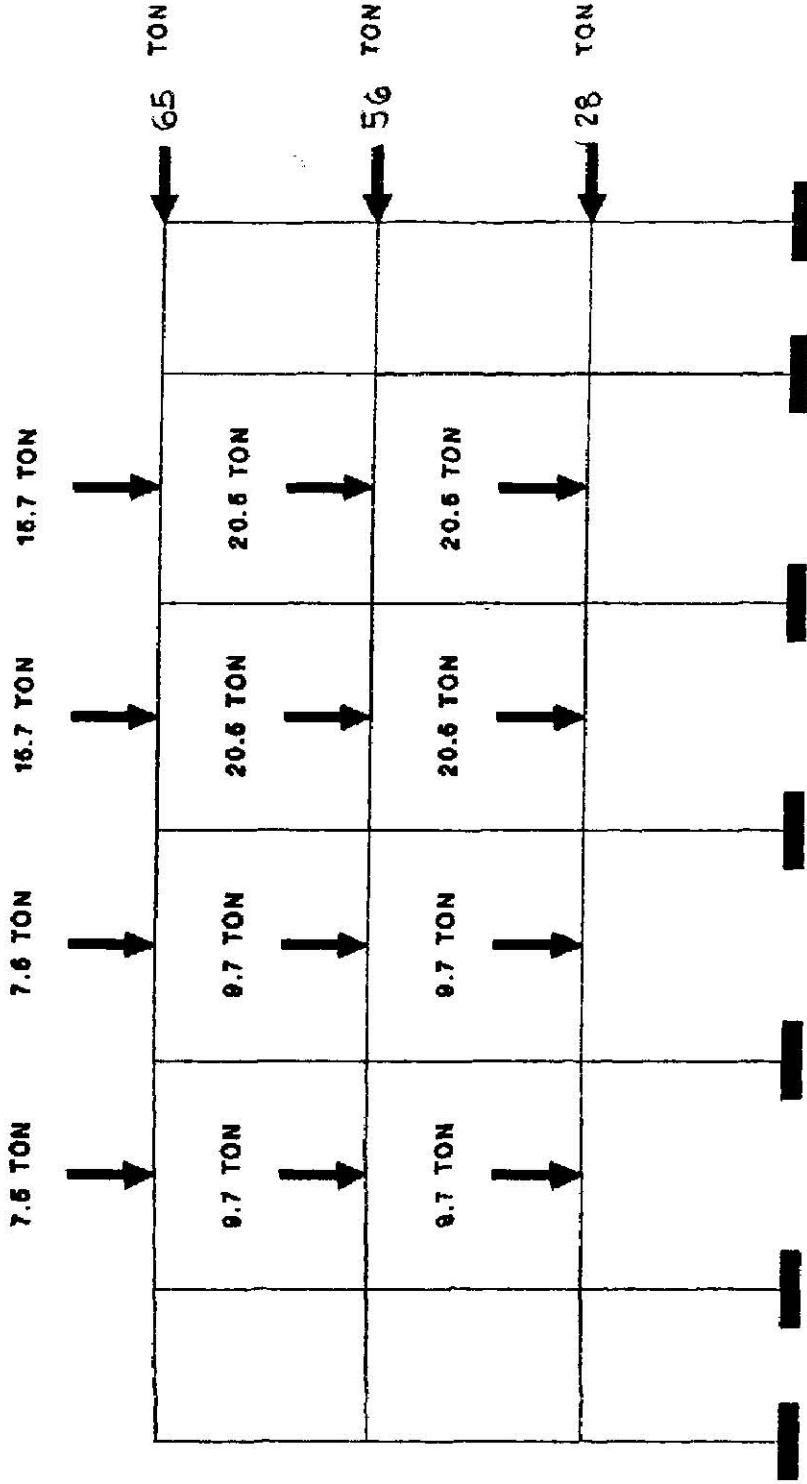
1.1 (CV + CM + SISMO)

MARCO C



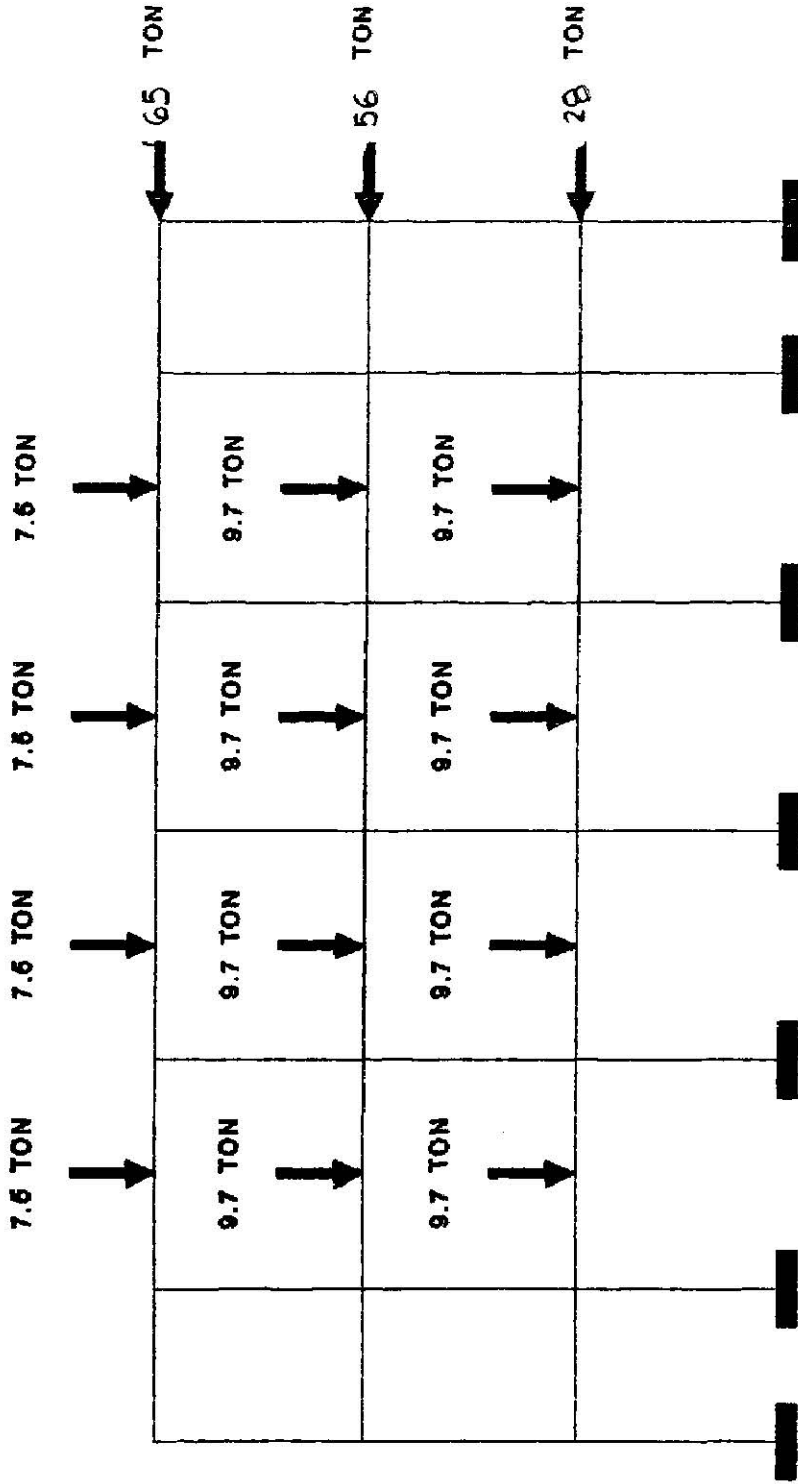
1.1 (CV + CM + SISMO)

MARCO D



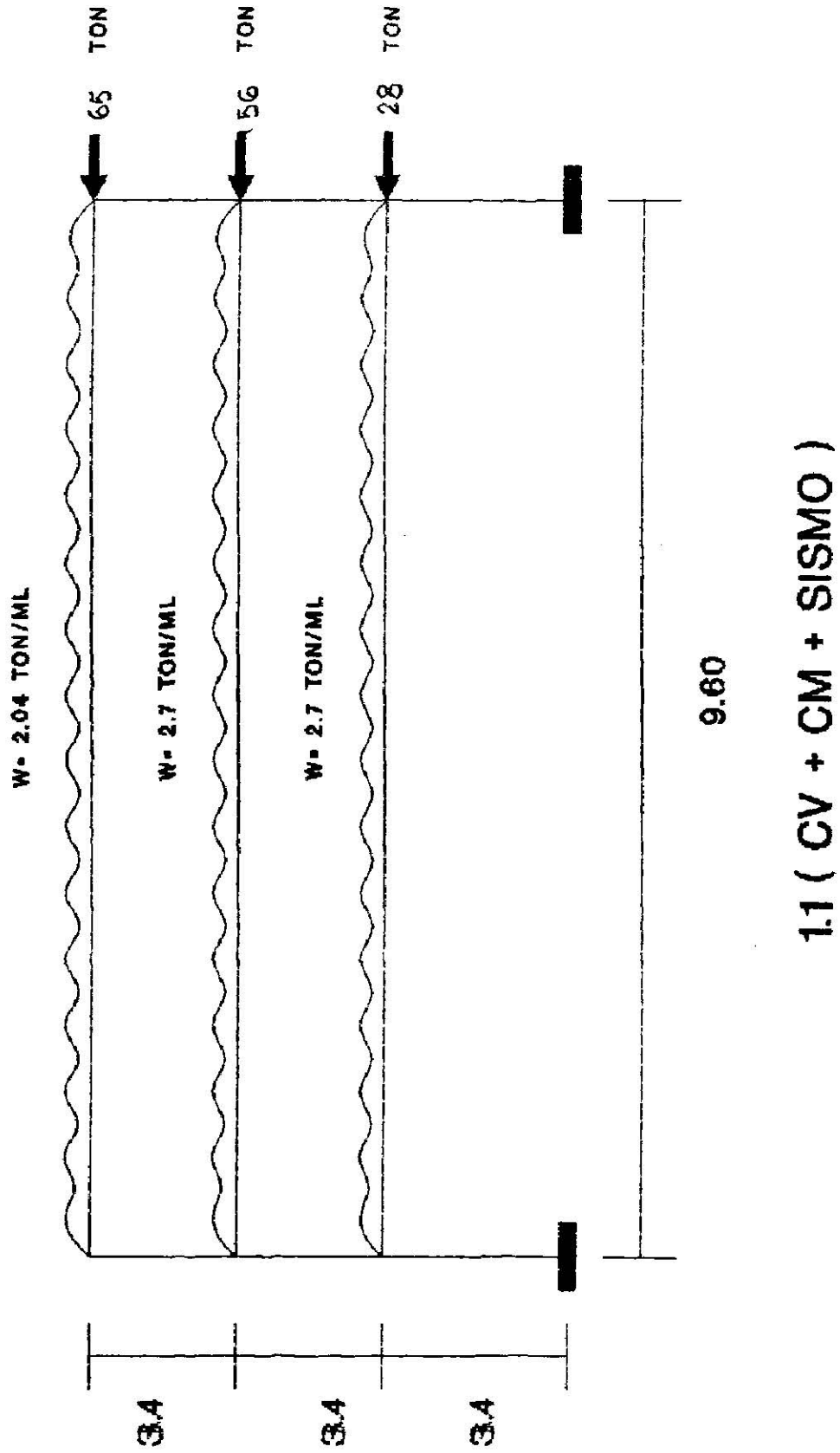
1.1 (CV + CM + SISMO)

MARCO E

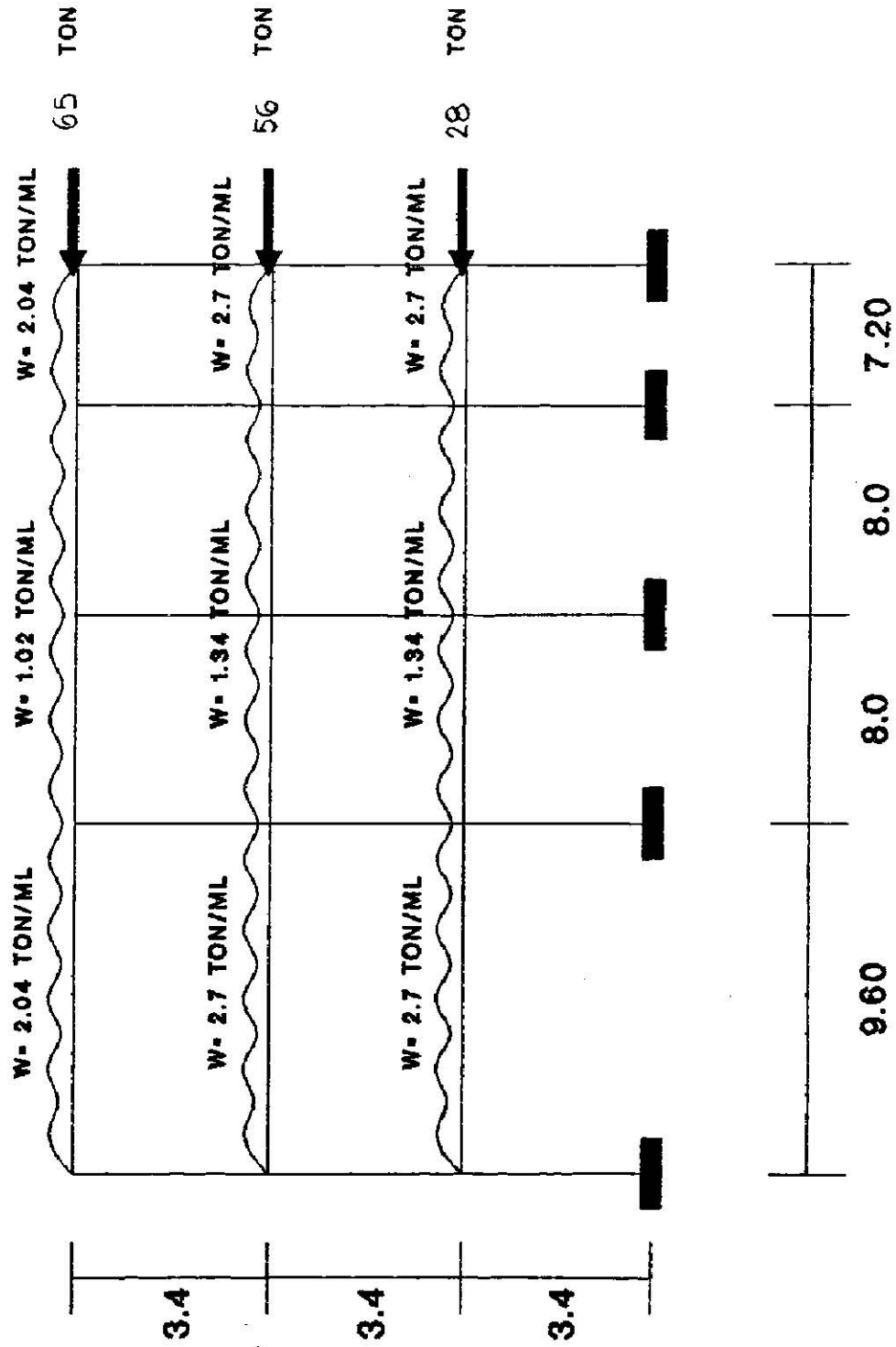


1.1 (CV + CM + SISMO)

MARCO 2

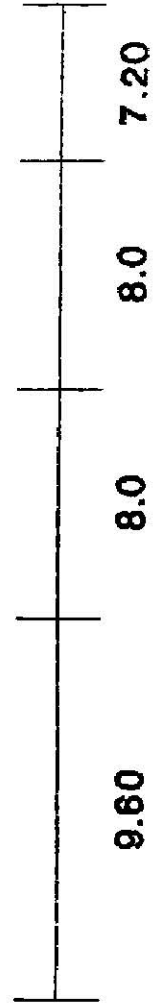
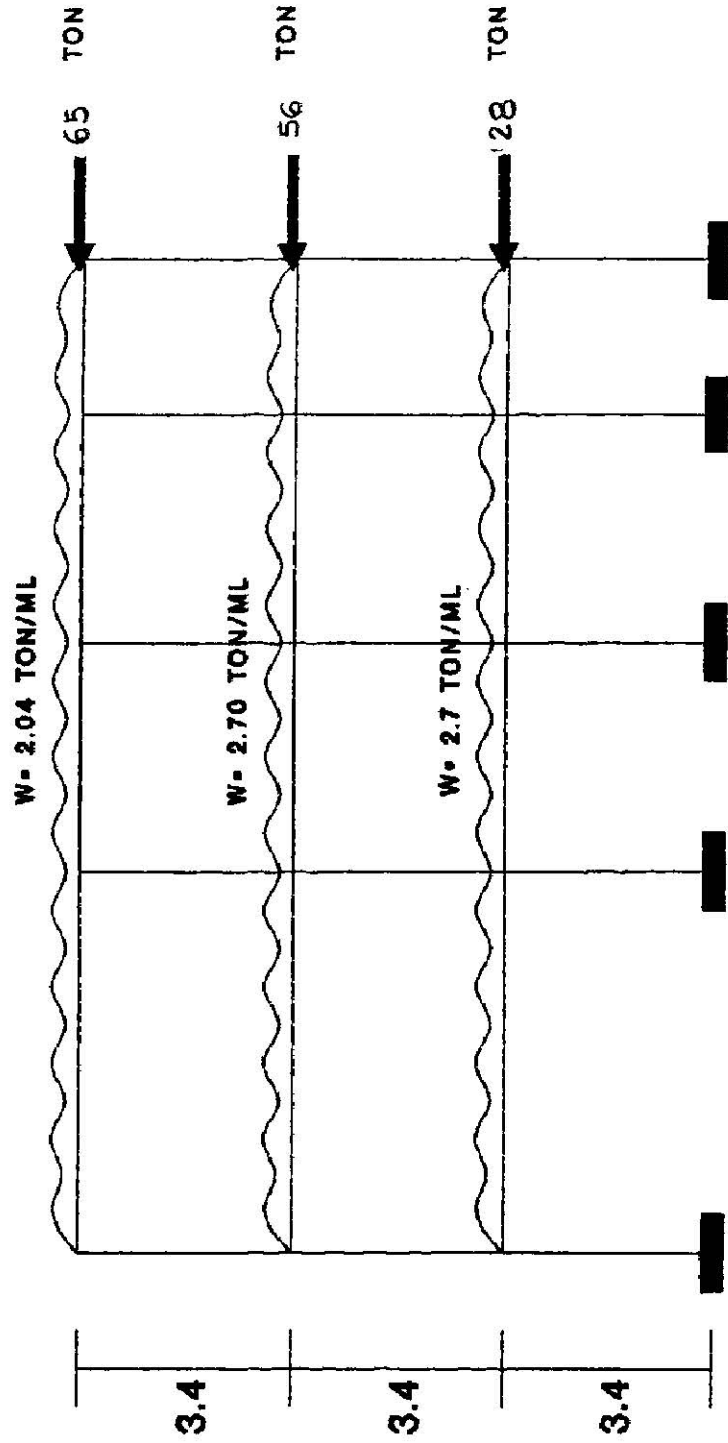


MARCO 4



1.1 (CV + CM + SISMO)

MARCO 5



1.1 (CV +CM + SISMO)

IV.- Análisis estructural

- Introducción.....	42
- Análisis de los marcos A - B - C.....	44
- Diagramas de momento flexionante, fuerza cortante, fuerza normal de los marcos A - B - C.....	48

Análisis Estructural

Para poder garantizar el comportamiento adecuado y confiable de una estructura el ingeniero estructurista debe ser capaz de predecir la respuesta del sistema estructural a solicitaciones probables. La predicción de la respuesta estructural se fundamenta en el análisis de un modelo cuyo comportamiento debe apegarse al modelo real lo mejor posible.

La naturaleza del modelo puede variar, por ejemplo, puede utilizarse un modelo físico y probarse en un laboratorio. Los resultados pueden utilizarse para sacar relaciones experimentales que sirvan para el dimensionamiento de la estructura real, también puede utilizarse un modelo matemático o una combinación de los dos, donde el físico se usa para comprobar el modelo matemático.

Por lo general el proceso de análisis estructural se fundamenta en modelos matemáticos soportados por pruebas de laboratorio de los materiales más comunes usados en la construcción.

La estructura se debe predimensionar de tal manera que al analizarla no se tenga que realizar muchos cambios para obtener el comportamiento deseado, esto se logra en base a experiencias acumuladas que nos permiten dar reglas empíricas para casos similares.

La mecánica de materiales se emplea en el análisis estructural de comienzos del siglo XVII. En épocas anteriores a éstas, se empleaban reglas empíricas para resolver estructuras.

Uno de los primeros hombres que registra la historia, preocupados por entender el comportamiento de los materiales fue Galileo Galilei, que trató de explicar racionalmente el comportamiento de los cuerpos actuando bajo sus cargas.

El desarrollo de las técnicas analíticas es notable y se debe al trabajo que realizaron los primeros investigadores como son Newton, Coulomb, Poisson, Navier, St Venant, Young, Euler y Cauchy y muchos otros. A través del tiempo las técnicas se han perfeccionado y sofisticado. Con el surgimiento de la computadora electrónica se ha permitido analizar y estudiar el comportamiento de modelos estructurales de manera más precisa y con mucha rapidez.

Las técnicas de un modelo estructural, sometido a la acción de fuerzas o de otras solicitaciones se derivan a partir de las consideraciones de las leyes fundamentales de la mecánica Newtoniana aplicada al equilibrio de los cuerpos sólidos deformables y de las características de los materiales que forman la estructura.

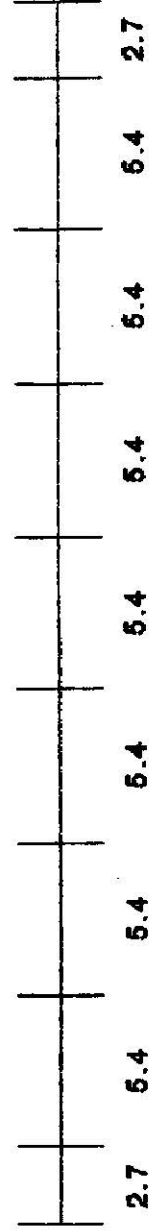
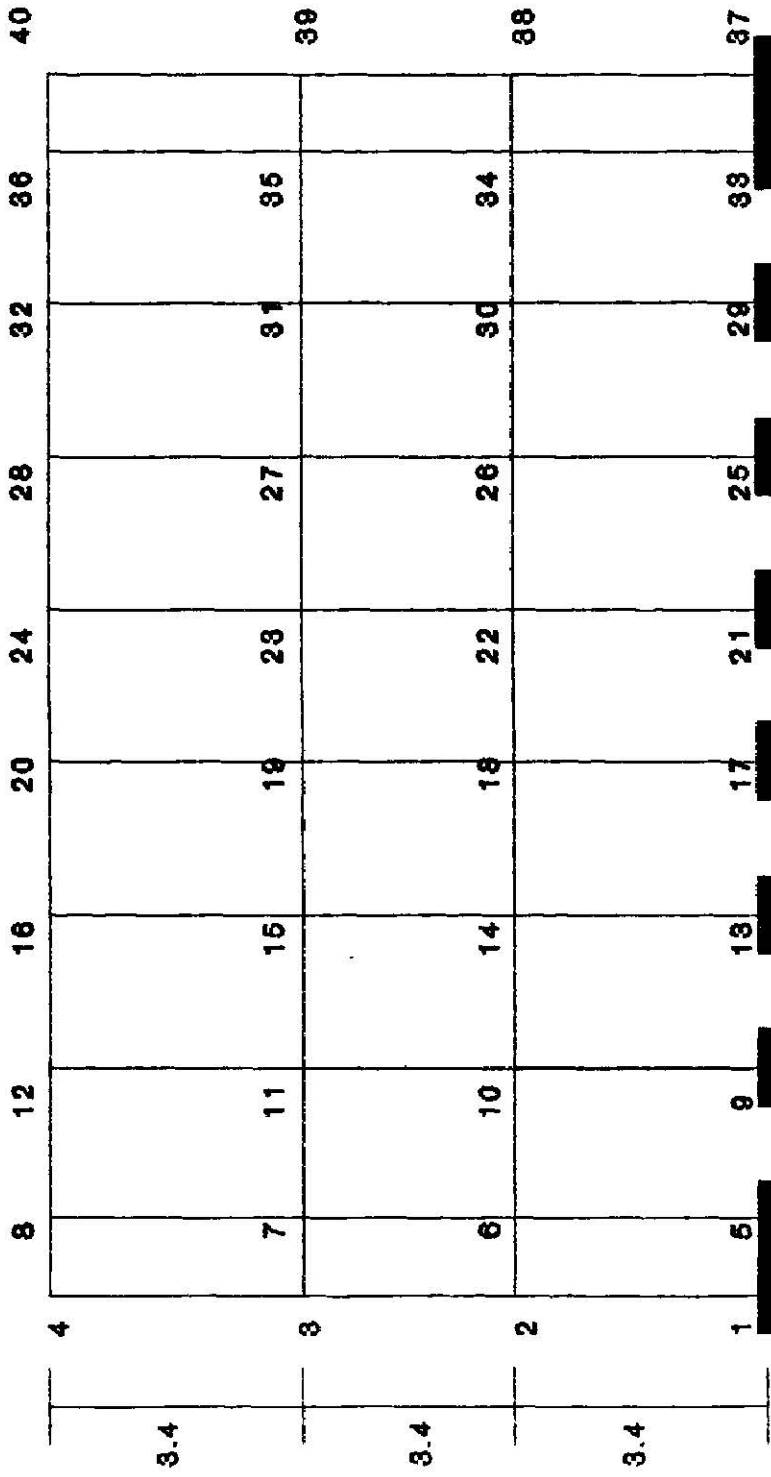
Respecto a un sistema estructural existen consideraciones básicas: la resistencia, la rigidez y la estabilidad.

Una estructura debe ser lo suficientemente fuerte para resistir las fuerzas que la soliciten. De forma similar los elementos estructurales (viga, columna, losa) deben tener cierta rigidez para que la estructura no se deforme en forma excesiva en condiciones de servicio.

El RCDF-87 en sus normas para diseño de estructuras de concreto en la sección 1.3 recomienda realizar el análisis estructural mediante un método de análisis límite siempre que se demuestre que la estructura tiene suficiente ductilidad y que se eviten fallas prematuras por inestabilidad.

Para el análisis en estudio se utilizó un método elástico para obtener elementos mecánicos o fuerzas actuantes en cada elemento estructural.

MARCO A



NUDOS

MARCO A

	49	50	51	52	53	54	55	56	57	
3.4	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30
	40	41	42	43	44	45	46	47	48	
3.4	2	5	8	11	14	17	20	23	26	29
	31	32	33	34	35	36	37	38	39	
3.4	1	4	7	10	13	16	19	22	25	28
	2.7	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	2.7

NUMERO DE BARRAS

CONDICION DE CARGA C.V+D.M+SISMO

MARCO EJE "A"

DESPLAZAMIENTO DE LOS NUDOS

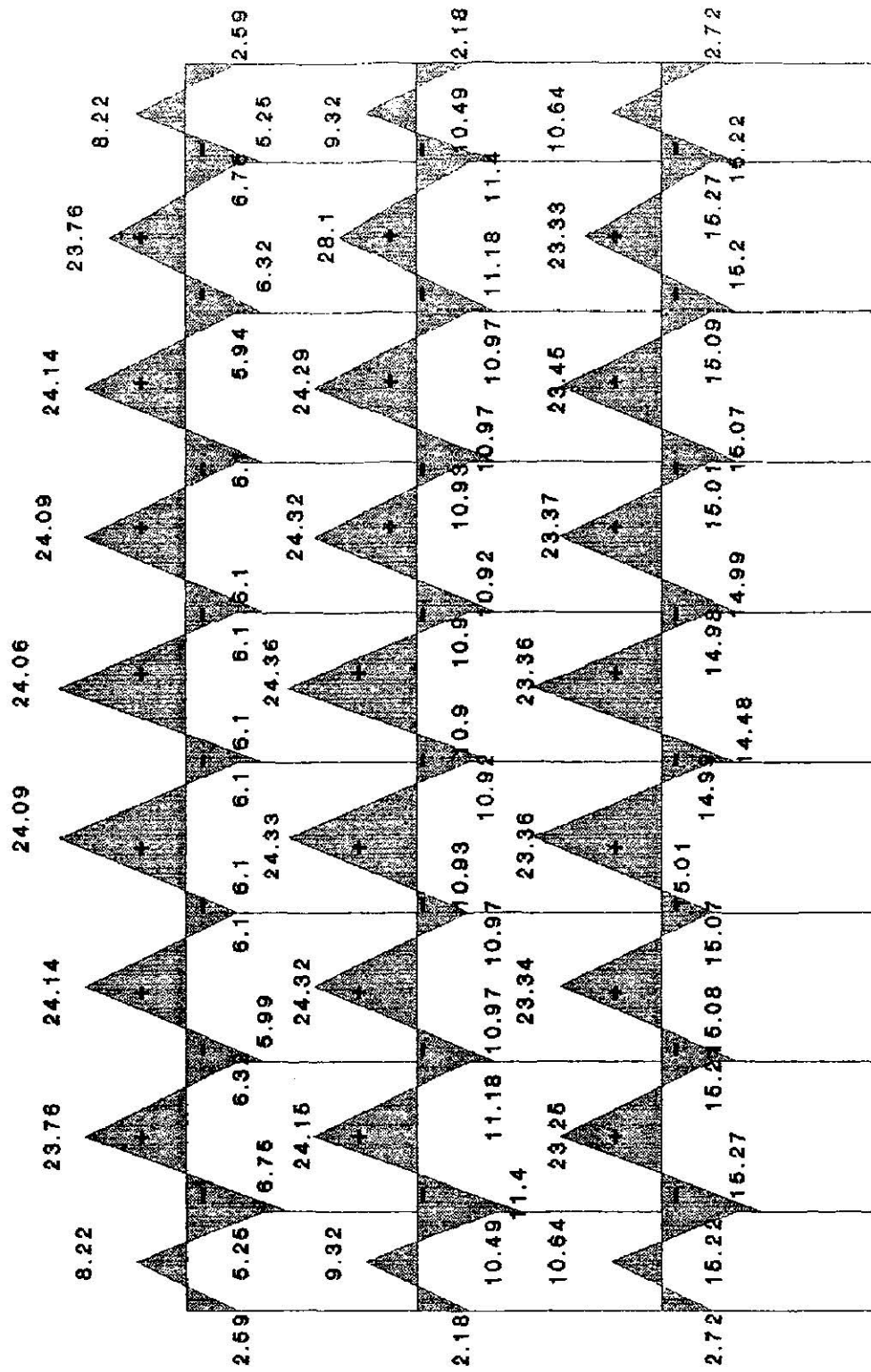
NUDO	DESPL. EN X	DESPL. EN Y	DESPL. EN Z
1	0	0	0
2	6.183121e-3	1.231401e-4	1.157863e-4
3	1.206032e-3	1.823759e-4	3.650709e-5
4	1.542053e-3	1.96943e-4	-4.33549e-5
5	0	0	0
6	6.14376e-3	-8.692079e-6	-5.158019e-4
7	1.198343e-2	-1.045079e-5	-3.907042e-4
8	1.53218e-2	-8.995759e-6	-1.781017e-4
9	0	0	0
10	6.085386e-3	-2.545356e-6	-5.091191e-4
11	1.186939e-2	-4.686011e-6	-3.681646e-4
12	1.517188e-2	-5.984478e-6	-1.346758e-4
13	0	0	0
14	6.046498e-3	-1.249316e-7	-5.065437e-4
15	1.179335e-2	-5.917572e-8	-3.689879e-4
16	1.507276e-2	9.256402e-8	-1.428341e-4
17	0	0	0
18	6.027089e-3	-1.48609e-7	-5.050121e-4
19	1.175541e-2	-2.43638e-7	-3.676563e-4
20	1.50233e-2	-2.971354e-8	-1.410593e-4
21	0	0	0
22	6.022709e-3	1.485741e-7	-5.050119e-4
23	1.175541e-2	2.434195e-7	-3.676569e-4
24	1.502331e-2	2.97099e-7	-1.410593e-4
25	0	0	0
26	6.046509e-2	1.250598e-7	-5.065434e-4
27	1.179335e-2	5.936775e-8	-3.689878e-4
28	1.507279e-2	-9.234047e-8	-1.428349e-4
29	0	0	0
30	6.005401e-3	2.545487e-6	-5.091196e-4
31	1.18694e-2	4.685941e-6	-3.681305e-4
32	1.51717199e-2	5.984242e-6	-1.346762e-4
33	0	0	0
34	1.43777e-3	8.692065e-6	-5.158224e-4
35	1.198344e-2	1.045071e-5	-3.907245e-4
36	1.53214e-2	8.995641e-6	-1.781613e-4
37	0	0	0
38	6.18314e-3	-1.231401e-4	1.157866e-4
39	1.206033e-2	-1.82376e-4	3.650726e-5
40	1.542054e-2	-1.969404e-4	-4.335496e-5

ACCIONES EN EL EXTREMO DEL MIERCO

MEMBRE	FAX	FAY	MAZ	FEX	FBY	MZ
1	-9.705200	.601800	1.032200	9.705200	-.601800	1.054000
2	4.668700	.578900	1.010900	4.668700	-.578900	.996000
3	-1.147900	.315600	.554600	1.147900	-.315600	.539500
4	.951400	7.650600	14.015900	-.951400	-7.650600	12.503800
5	.192500	6.220500	10.599700	-.192500	-6.220500	10.998830
6	-.159300	3.427700	5.631100	.159300	-3.427700	6.251700
7	.278600	7.582400	13.886000	-.278600	-7.582400	12.399900
8	.234300	6.213300	10.563900	-.234300	-6.213300	10.975500
9	.142100	3.542700	5.800000	-.142100	-3.542700	6.481500
10	.013600	7.532300	13.795800	-.013600	-7.532300	12.316700
11	-.007200	6.163600	10.482700	.007200	-6.163600	10.884200
12	-.016700	3.486400	5.713000	.016700	-3.486400	6.373100
13	.016200	7.508000	13.750700	-.016200	-7.508000	12.276600
14	.010300	6.143800	10.448700	-.010300	-6.143800	10.849600
15	.005800	3.477500	5.696700	-.005800	-3.477500	6.358200
16	-.016300	7.508000	13.750700	.016300	-7.508000	12.276600
17	-.010400	6.143800	10.448700	.010400	-6.143800	10.849600
18	-.005900	3.477500	5.696800	.005900	-3.477500	6.358200
19	-.013700	7.532400	13.795300	.013700	-7.532400	12.216700
20	.007100	6.163600	10.482600	-.007100	-6.163600	10.884200
21	.016600	3.486400	5.716000	-.016600	-3.486400	6.373100
22	-.278700	7.582600	13.886000	.278700	-7.582600	12.399900
23	-.234400	6.213400	10.563900	.234400	-6.213400	10.975500
24	-.142200	3.542800	5.800000	.142200	-3.542800	6.481500
25	-.951500	7.650800	14.014000	.951500	-7.650800	12.503800
26	-.192600	6.220600	10.599600	.192600	-6.220600	10.964800
27	-.159100	3.427700	5.631100	-.159100	-3.427700	6.251700
28	9.705100	.601800	1.032200	-9.705100	-.601800	1.054000
29	4.668600	.578900	1.010900	-4.668600	-.578900	.996000
30	1.147800	.315600	.554600	-1.147800	-.315600	.539500
31	5.532000	-9.898000	-2.719000	-5.532000	9.898000	-15.219000
32	4.102000	-14.277000	-15.272000	-4.102000	14.277000	-15.206000
33	2.732700	-14.231000	-15.087000	-2.732700	14.231000	-15.074000
34	1.361400	-14.219000	-15.008000	-1.361400	14.219000	-14.995000
35	-.000400	-14.202000	-14.982000	.000400	14.202000	-14.982000
36	-1.361400	-14.219000	-14.995000	1.361400	14.219000	-15.008000
37	-2.733100	-14.231000	-15.074000	2.733100	14.231000	-15.057000
38	-4.102300	-14.279000	-15.206000	4.102300	14.279000	-15.272000
39	-5.532300	-9.898000	-15.219000	5.532300	9.898000	-2.719000
40	10.806600	-8.524000	-2.178000	-10.806600	8.524000	-10.494000
41	8.013700	-13.171000	-11.404000	-8.013700	12.215000	-11.181000
42	5.343200	-13.076000	-10.969000	-5.343200	12.108000	-10.969000
43	2.666200	-13.062000	-10.929000	-2.666200	12.116000	-10.916000
44	.000000	-13.061000	-10.903000	.000000	12.112000	-10.903000
45	-2.666200	-13.062000	-10.916000	2.666200	12.116000	-10.929000
46	-5.343200	-13.076000	-10.969000	5.343200	12.108000	-10.969000
47	-8.013700	-13.171000	-11.181000	8.013700	12.215000	-11.404000
48	-10.806300	-8.520000	-10.494000	10.806300	8.524000	-2.178000
49	13.921500	-8.015000	-2.590000	-13.921500	8.015000	-5.249000
50	10.506200	-11.301000	-6.752000	-10.506200	10.412000	-6.318000
51	6.963500	-11.163000	-5.989000	-6.963500	10.270000	-6.067000
52	3.477500	-11.189000	-6.104000	-3.477500	10.258000	-6.081000
53	-.000700	-11.175000	-6.072000	.000700	10.253000	-6.072000
54	-3.477500	-11.189000	-6.1081000	3.477500	10.258000	-6.104000
55	-6.963900	-11.163000	-5.967000	6.963900	10.270000	-5.989000
56	-10.506700	-11.301000	-6.318000	10.506700	10.412000	-6.752000
57	13.921100	-8.015000	-2.590000	-13.921100	8.015000	-2.590000

MARCO A

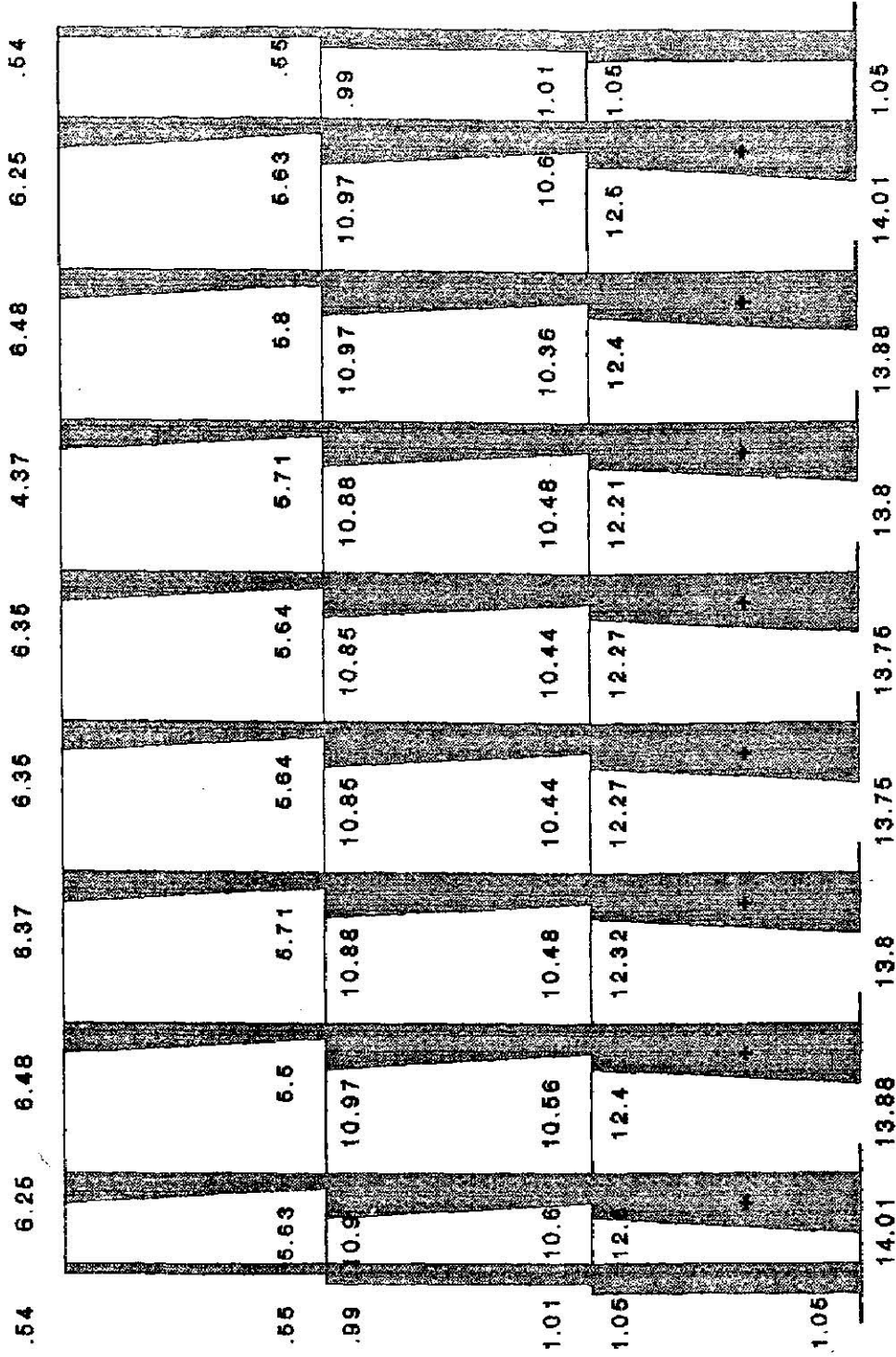
DIAGRAMA DE MOMENTO EN TRABES



UNIDADES: TON / M2

MARCO A

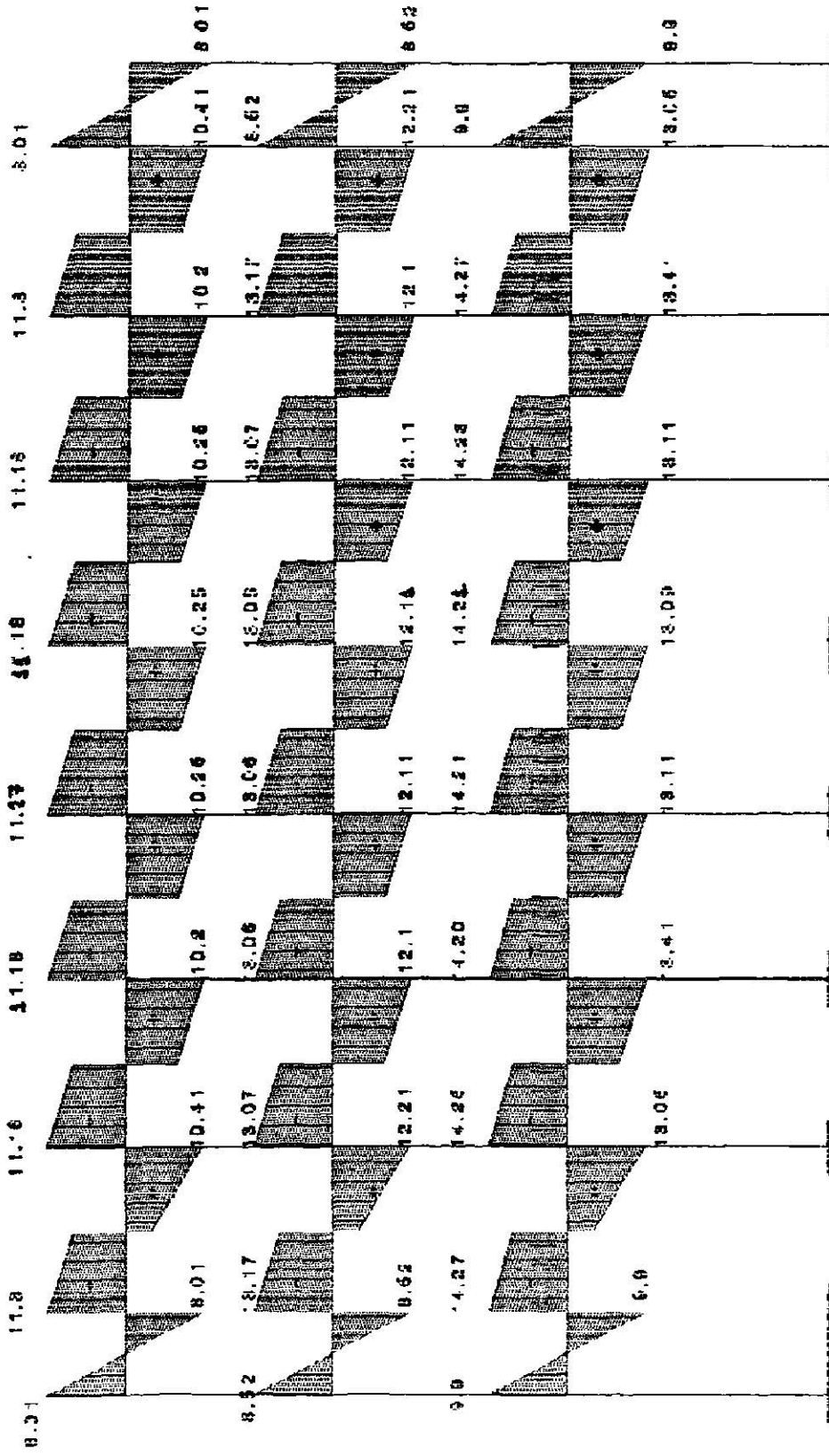
DIAGRAMA DE MOMENTO PARA COLUMNAS



UNIDADES: TN / M2

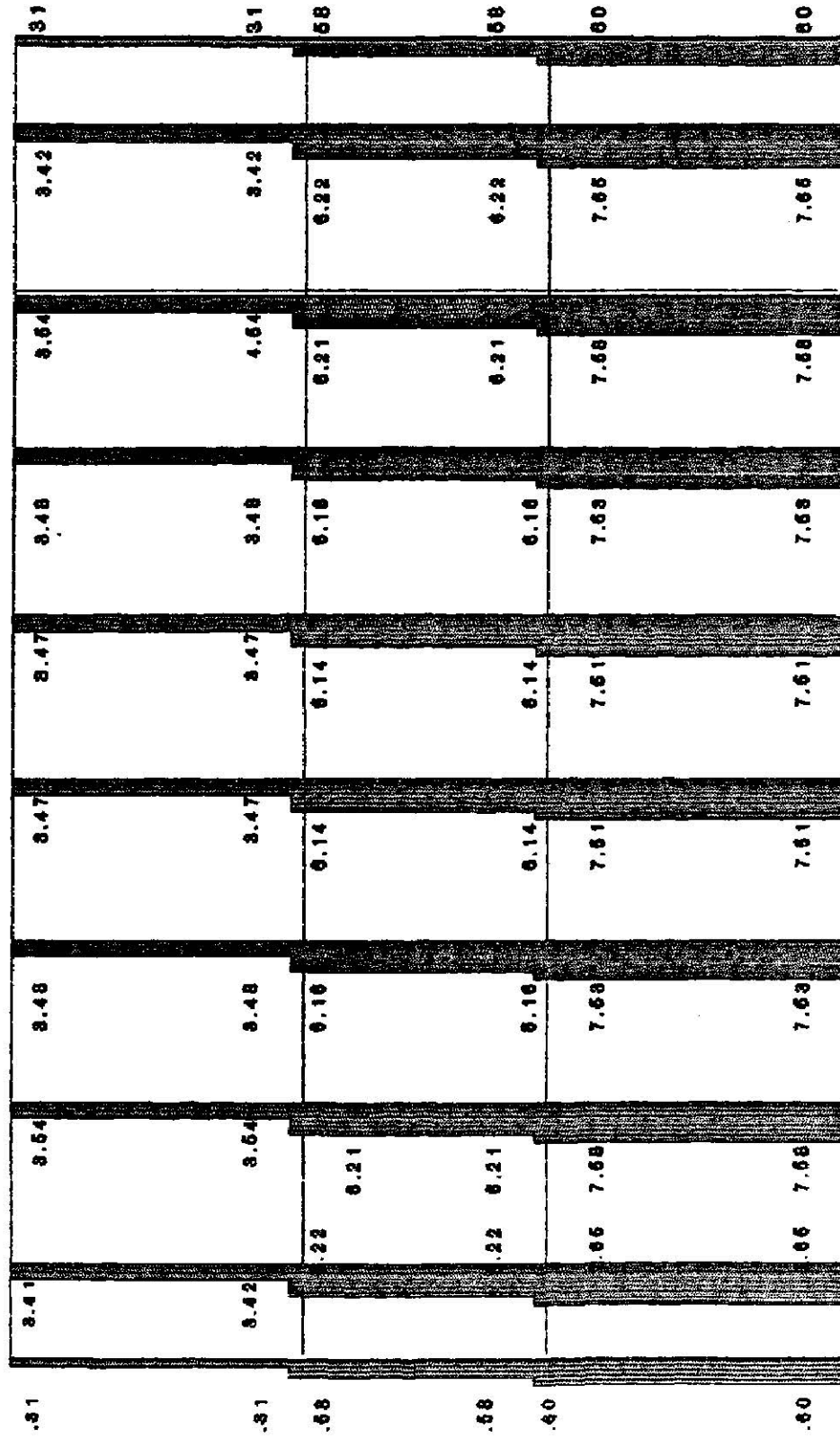
MARCO A

DIAGRAMA DE CORTANTE PARA TRABES



UNIDAD ; TON.

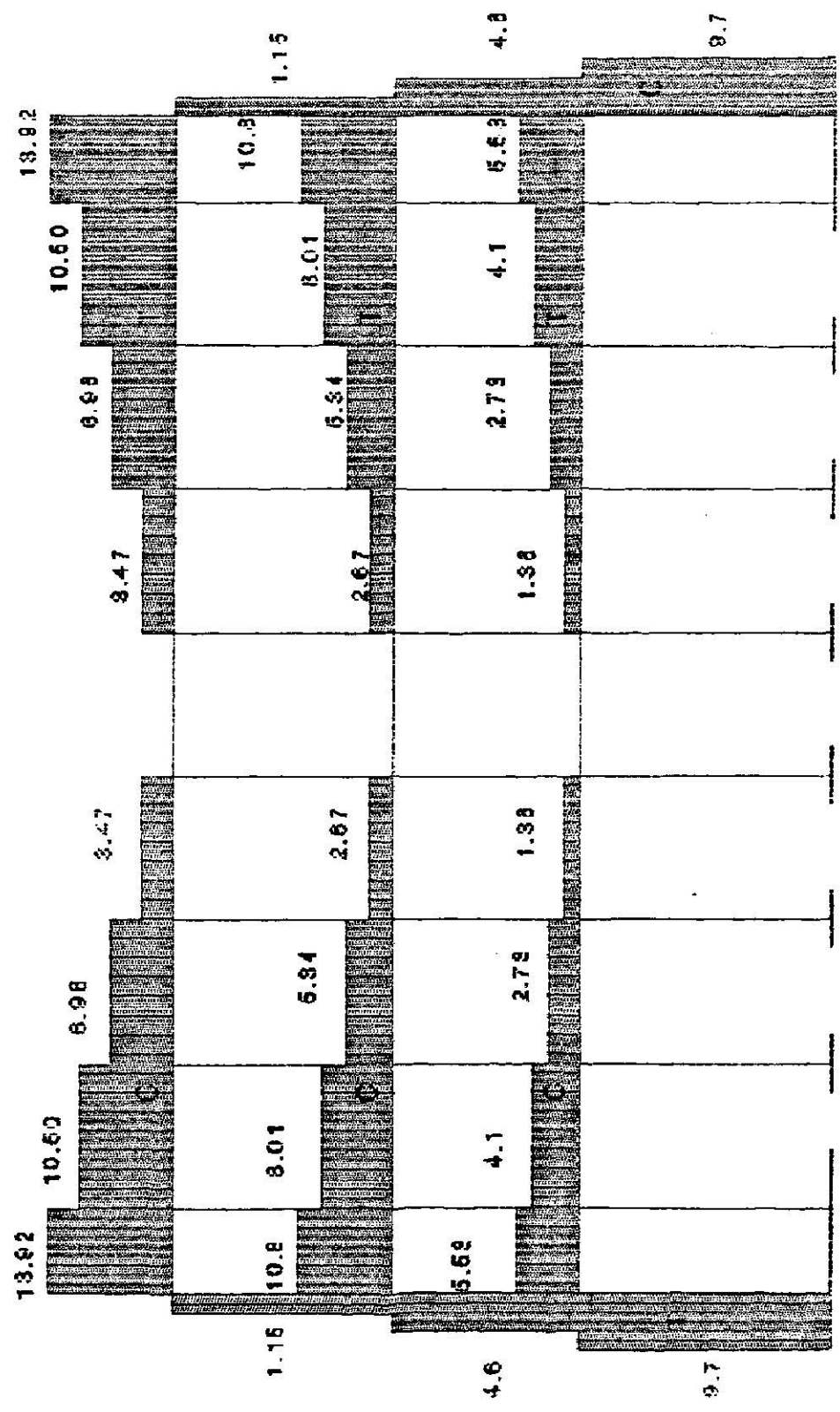
MARCO A
DIAGRAMA DE CORTANTE EN COLUMNA



UNIDADES : TON

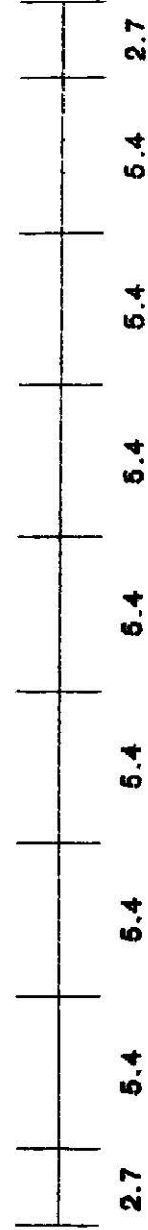
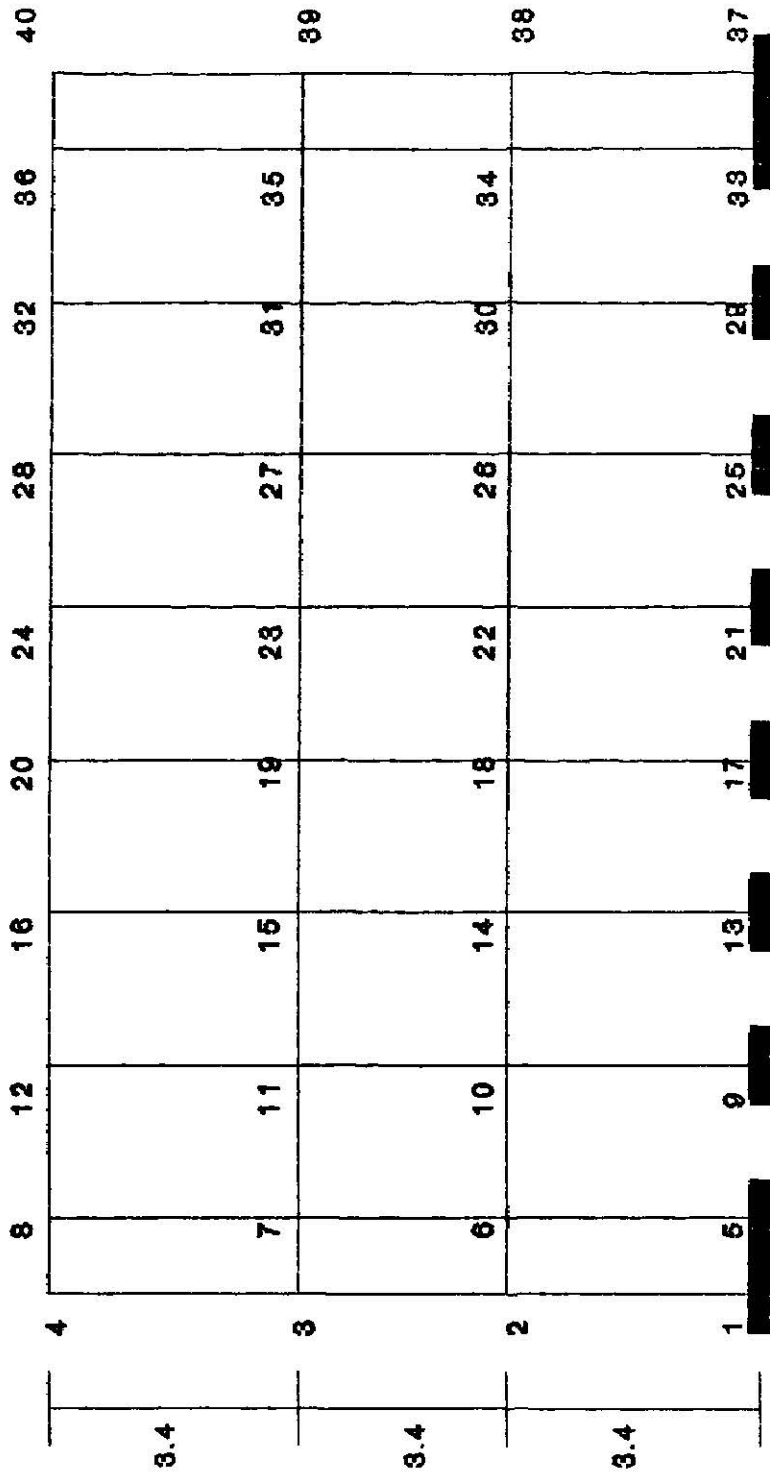
MARCO A

DIAGRAMA DE FUERZA NORMAL



(CV + GM + SISMO)

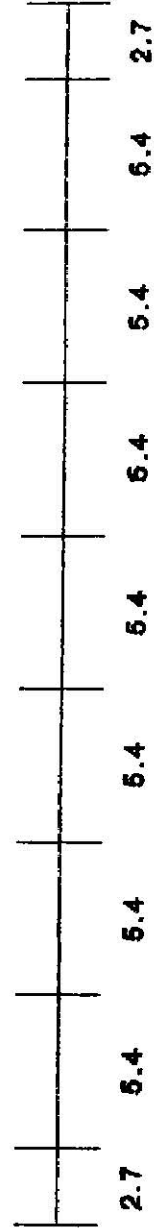
MARCO B



NUDOS

MARCO B

	49	50	51	52	53	54	55	56	57	
3.4	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30
	40	41	42	43	44	45	46	47	48	
3.4	2	5	8	11	14	17	20	23	26	29
	31	32	33	34	35	36	37	38	39	
3.4	1	4	7	10	13	16	19	22	25	28



NUMERO DE BARRAS

CONDICION DE CARGA: D, V-C, M + SIEMPRE

MADEO EJE "B"

DESPLAZAMIENTO DE NUDOS

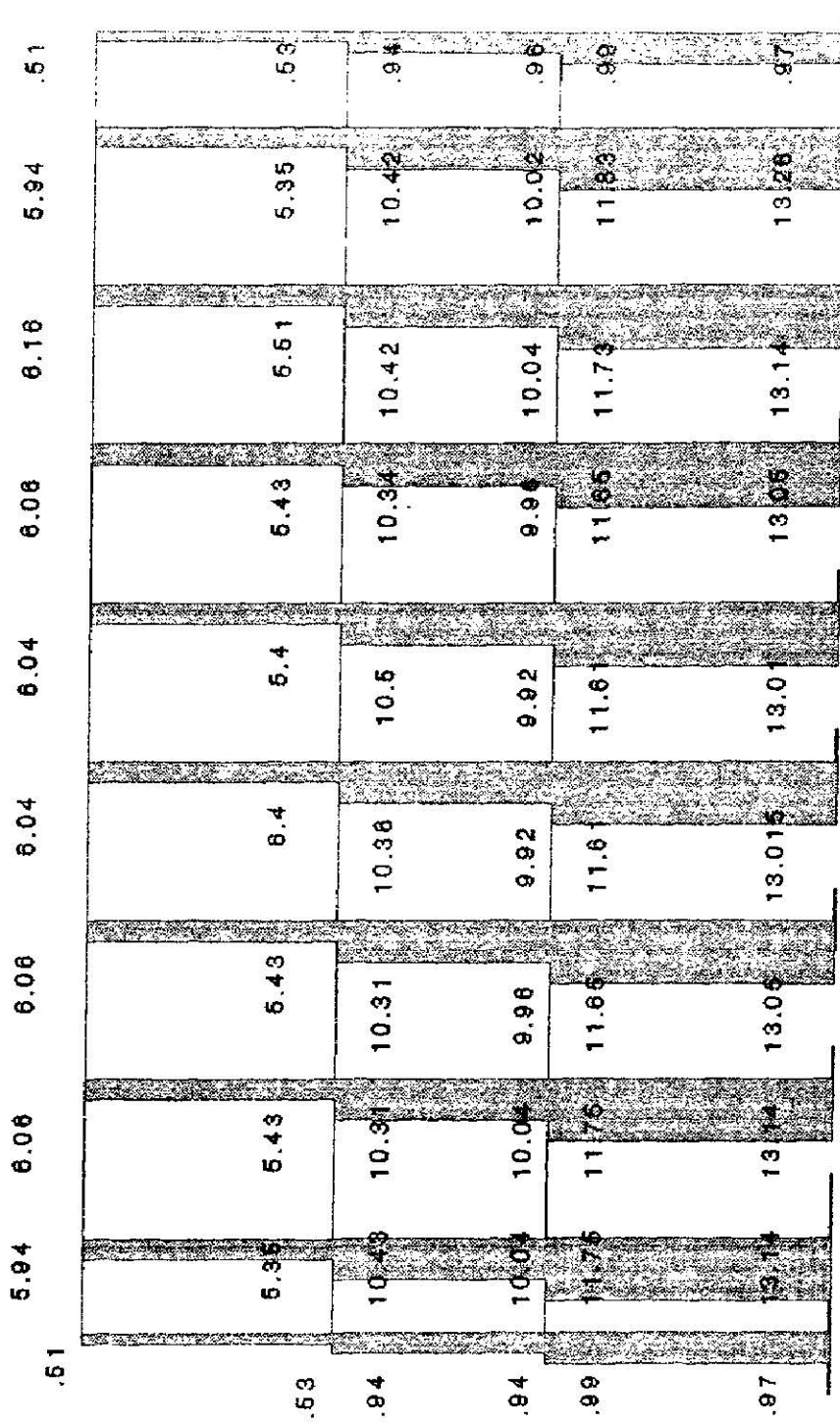
NUDO	DESPL. EN X	DESPL. EN Y	DESPL. EN Z
1	0	0	0
2	5.850507e-3	1.169111e-4	1.098906e-4
3	1.143566e-2	1.732366e-4	3.477792e-5
4	1.46314e-2	1.870929e-4	-4.1137e-5
5	0	0	0
6	5.813969e-3	-8.252035e-6	-4.89063e-4
7	1.136268e-2	-7.9332283e-6	-3.714044e-4
8	1.45371e-2	-8.554115e-6	-1.693464e-4
9	0	0	0
10	5.759745e-3	-2.422561e-6	-4.826938e-4
11	1.125445e-2	-4.460416e-6	-3.49902e-4
12	1.435492e-2	-5.694407e-6	-1.280817e-4
13	0	0	0
14	5.723598e-3	-1.219507e-7	-4.802567e-4
15	1.11823e-2	-6.12e-8	-3.506717e-4
16	1.430068e-2	8.252314e-8	-1.341394e-4
17	0	0	0
18	5.70555e-3	-1.499224e-7	-4.788038e-4
19	1.11463e-2	-2.328909e-7	-3.493878e-4
20	1.425362e-2	-2.840042e-7	-1.341394e-4
21	0	0	0
22	5.705555e-3	1.419402e-7	-4.788043e-4
23	1.11463e-2	2.329052e-7	-3.493891e-4
24	1.425362e-2	2.840222e-7	-1.341393e-4
25	0	0	0
26	5.7233609e-3	1.210779e-7	-4.802571e-4
27	1.11823e-2	5.139893e-8	-3.506719e-4
28	1.430067e-2	6.229106e-8	-1.338295e-4
29	0	0	0
30	5.75961e-3	2.422468e-6	-4.826939e-4
31	1.125544e-2	4.460227e-6	-3.499024e-4
32	1.439494e-2	5.694225e-6	-1.280869e-4
33	0	0	0
34	5.813987e-3	8.252051e-6	-4.890638e-4
35	1.13627e-2	7.933268e-6	-3.714048e-4
36	1.45371e-2	8.5541e-6	-1.693461e-4
37	0	0	0
38	5.850525e-3	1.165112e-4	1.098908e-4
39	1.143568e-2	1.732369e-4	3.477806e-5
40	1.463141e-2	1.870929e-4	4.113707e-5

ADICIONES EN EL EXTREMO DEL MIEMBRO

FEB	MAY	MAR	FEB	FEB	MAR
-9.214200	.564400	.976700	9.214200	-.564400	.997400
-4.435200	.550100	.960600	4.435200	-.550100	.946400
-1.092000	.300200	.527500	1.092000	-.300200	.513200
.903200	7.237600	13.258900	-.903200	-7.237600	11.821300
.184000	5.912800	10.040700	-.154000	-5.912800	10.420600
-.151000	3.260200	5.356200	.151000	-3.260200	5.548000
.265100	7.174600	13.140500	-.265100	-7.174600	11.731600
.223000	5.904300	10.040700	-.223000	-5.904300	10.428300
.135000	3.369400	5.516400	-.135000	-3.369400	6.163900
.013200	7.128100	13.056300	-.013200	-7.128100	11.654300
-.006000	5.856300	8.961700	.006000	-5.856300	10.340000
-.015800	3.315600	5.433500	.015800	-3.315600	6.060700
.015500	7.105600	13.015000	-.015500	-7.105600	11.617400
.009900	5.837100	9.928600	-.009900	-5.837100	10.306300
.005500	3.307100	5.418000	-.005500	-3.307100	6.046300
-.015600	7.105500	13.015000	.015600	-7.105500	11.617400
-.010000	5.837100	9.928600	.010000	-5.837100	10.306300
-.005600	3.307100	5.418000	.005600	-3.307100	6.046630
-.013300	7.128200	13.056400	.013300	-7.128200	11.654300
.006500	5.856300	9.961700	-.006500	-5.856300	10.339900
.015700	3.315700	5.433500	-.015700	-3.315700	6.060700
-.265200	7.174700	13.140600	.265200	-7.174700	11.731600
-.223100	5.904600	10.040700	.223100	-5.904600	10.428300
-.135100	3.369300	5.516400	.135100	-3.369300	6.163900
-.903300	7.237700	13.269000	.903300	-7.237700	11.831400
-.184100	5.912900	10.077100	.184100	-5.912900	10.420600
.150900	3.260200	5.356200	-.150900	-3.260200	5.946000
9.214200	.564400	.976700	-9.214200	-.564400	.997400
4.435200	.550100	.960600	-4.435200	-.550100	.946400
1.092000	.300200	.527500	-1.092000	-.300200	.513200
5.135200	9.457100	-5.100000	-5.135200	-9.457100	-19.100000
3.810400	14.054000	-19.100000	-3.810400	-14.054000	-15.300000
2.540100	14.015700	-15.700000	-2.540100	-14.015700	-16.270000
1.268200	17.482400	-17.120000	-1.268200	-17.482400	-16.030000
-.000400	17.483200	-17.040000	.000400	-17.483200	-15.950000
-1.268800	13.994700	-16.940000	1.268800	-13.994700	-15.940000
-2.540500	14.015300	-17.100000	2.540500	-14.015300	-16.430000
-3.810700	14.051100	-17.570000	3.810700	-14.051100	-16.450000
-5.135400	9.451900	-18.660000	5.135400	-9.451900	-7.010000
10.257900	8.798400	-4.351000	-10.257900	-8.798400	-14.370000
7.605400	13.013300	-15.280000	-7.605400	-12.330100	-11.260000
5.070200	12.928100	-12.710000	-5.070200	-11.819200	-12.060000
2.529800	15.320200	-13.030000	-2.529800	-15.023200	-11.920000
-.000100	15.325700	-12.980000	.000100	-15.024900	-11.900000
-2.530200	12.912400	-13.010000	2.530200	-11.795300	-11.920000
-5.070900	12.926500	-13.010000	5.070900	-11.813200	-12.020000
-7.605800	13.019200	-13.570000	7.605800	-12.330700	-12.550000
-1.258200	8.719700	-13.990000	1.258200	-8.719700	-7.010000
13.252400	6.684200	-3.010000	-13.252400	-6.684200	-7.250000
9.991600	11.246500	-6.750000	-9.991600	-10.324900	-4.520000
6.622400	11.174200	-5.760000	-6.622400	-10.581700	-5.280000
3.307000	12.833100	-6.330000	-3.307000	-11.554200	-5.190000
-.000700	12.833100	-6.250000	.000700	-11.554200	-5.170000
-3.307300	11.120000	-6.280000	3.307300	-10.794500	-5.200000
-6.622900	11.145700	-6.220000	6.622900	-10.548700	-5.270000
-9.991900	11.246310	-6.840000	9.991900	-10.374100	-5.060000
-13.251800	4.455200	-4.345000	13.251800	-4.355200	-5.660000

MARCO B

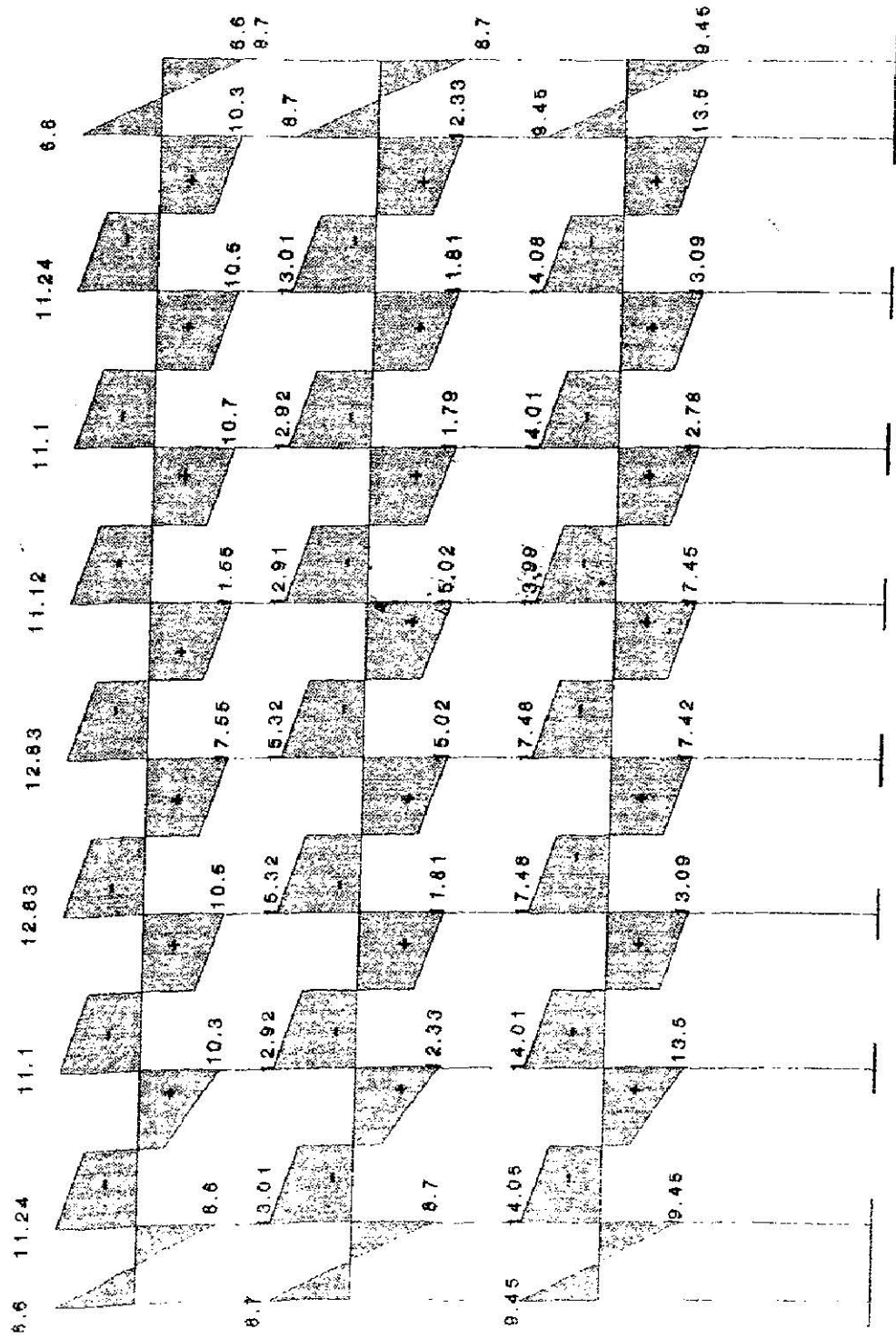
DIAGRAMA DE MOMENTO PARA COLUMNAS



UNIDADES; TON.

MARCO B

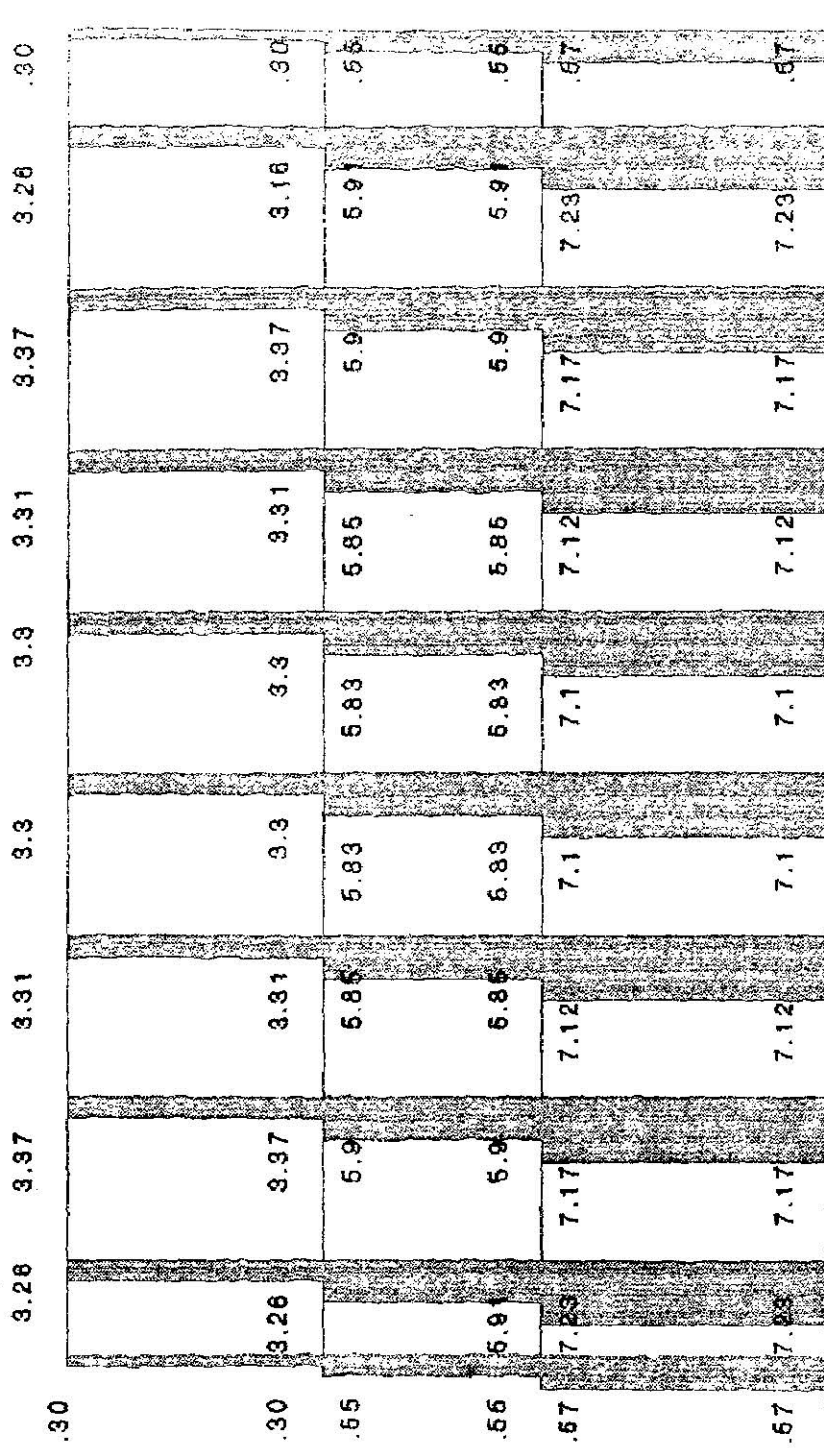
DIAGRAMA DE CORTANTE PARA TRABES



UNIDADES: TON.

MARCO B

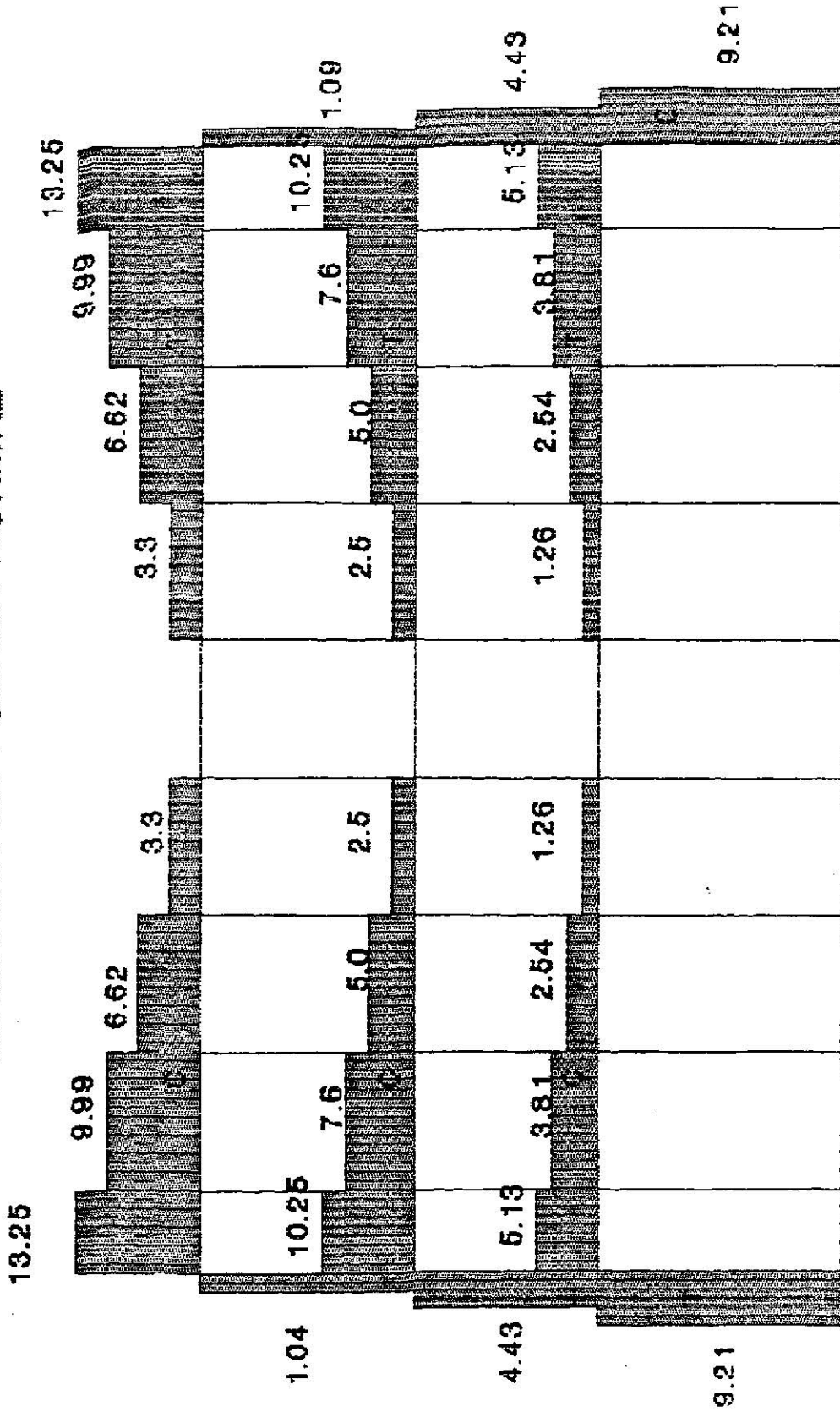
DIAGRAMA DE CORTANTE EN COLUMNAS



UNIDADES: TON.

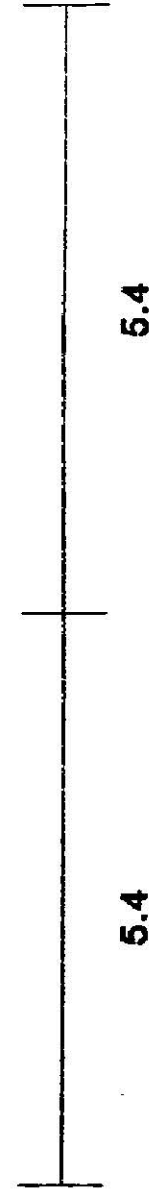
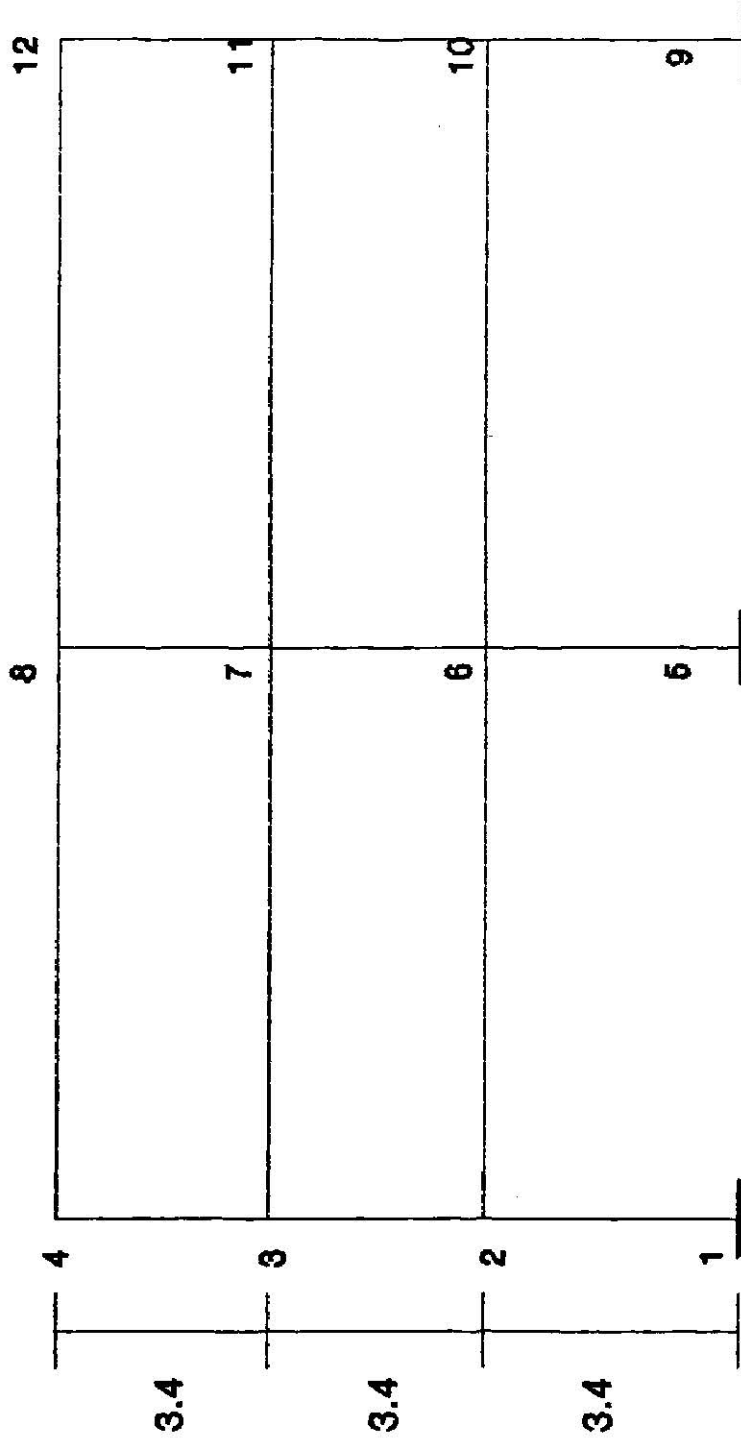
MARCO B

DIAGRAMA DE FUERZA NORMAL



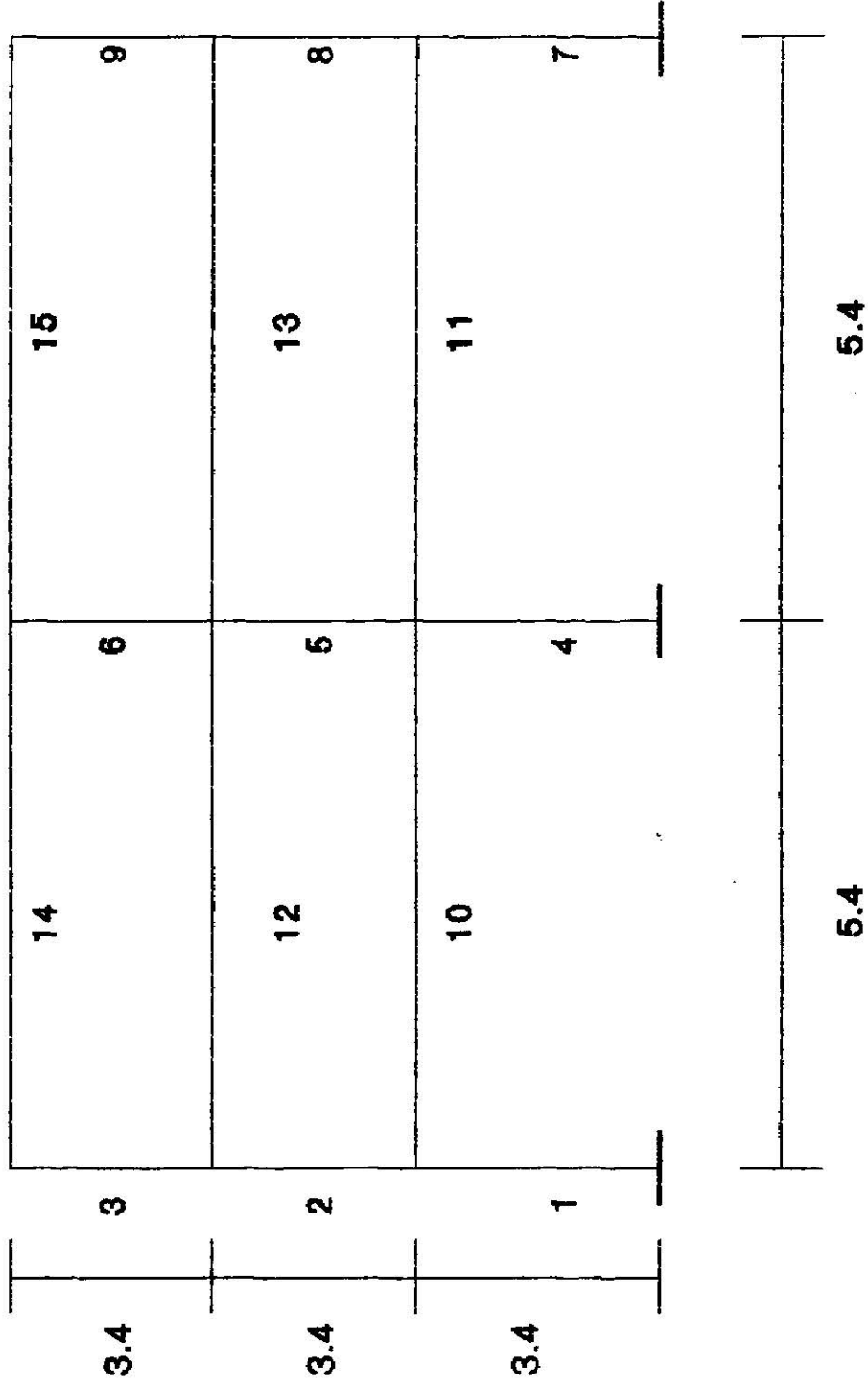
UNIDADES: TON.

MARCO C



NUDOS

MARCO C



NUMERO DE BARRAS

MAPAS EJE "D"

DESPLAZAMIENTO DE LOS NUDOS

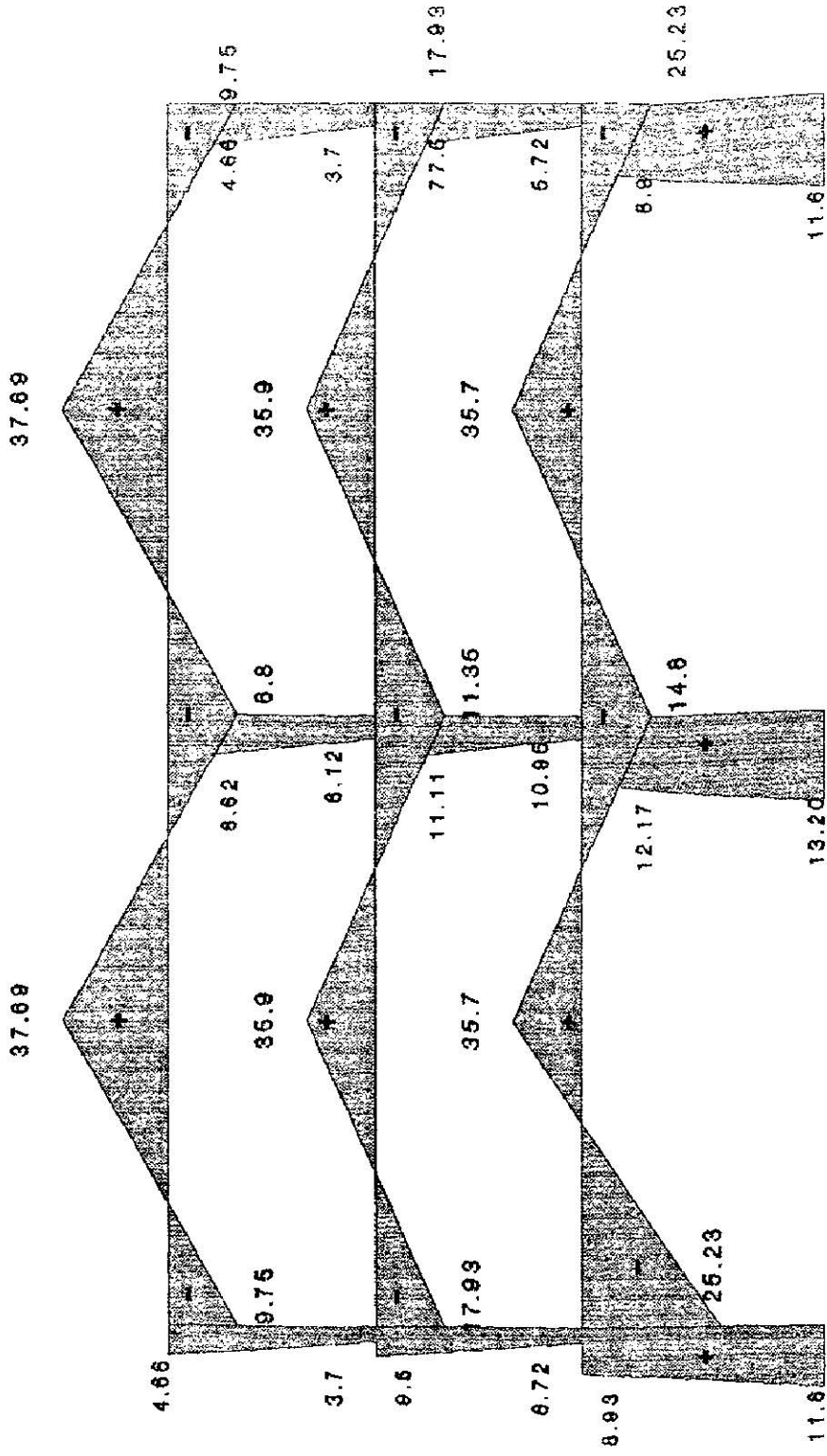
NUDO	DESPL. EN X	DESPL. EN Y	DESPL. EN Z
1	0	0	0
2	5.432983e-3	9.126175e-5	-8.952973e-4
3	1.074324e-2	1.373577e-4	-6.371859e-4
4	1.420646e-2	1.513675e-4	-2.952752e-4
5	0	0	0
6	5.426053e-3	3.921221e-12	-3.490122e-4
7	1.418126e-2	0	-2.947154e-4
8	1.418126e-2	2.324931e-12	-1.153966e-4
9	0	0	0
10	5.432983e-3	-9.125176e-5	-8.952979e-4
11	-1.074323e-2	-1.373576e-4	-6.371856e-4
12	-1.420646e-2	-1.513672e-4	-2.952764e-4

ACCIONES EN EL EXTREMO DEL MIEMBRO

MIEMBRO	EAX	FAY	MAZ	FEX	FBY	MBZ
1	10.185600	6.041500	11.602900	0.185600	6.041500	8.938300
2	-5.144800	4.178500	6.719600	-5.144800	-4.178500	-9.487800
3	-1.476800	2.322600	3.700200	1.476800	-2.322600	4.661200
4	-0.000100	7.455400	13.210600	.000100	-7.455400	12.171900
5	.000000	6.491400	10.954300	.000000	-6.491400	11.116500
6	-0.000100	3.541200	6.122400	.000100	-3.541200	6.625900
7	10.185700	6.041500	11.602900	-10.185700	-6.041500	8.938300
8	5.144700	4.178600	6.719600	-5.144700	-4.178600	7.487800
9	1.476700	2.322600	3.700200	-1.476700	-2.322600	4.661300
10	.486900	-22.580000	-25.232400	-.486900	21.600000	-12.177600
11	-4.57100	-21.600000	-14.696000	.457100	22.582900	-25.232900
12	1.475000	-19.970000	-17.930200	-1.475000	18.990000	-11.113700
13	-1.474900	-18.990000	-11.350600	1.474900	19.970000	-17.930200
14	1.770300	-17.570000	-9.751200	-1.770300	16.580000	-6.622540
15	1.770700	-16.580000	-6.871000	-1.770700	17.570000	-9.751200

MARCO C

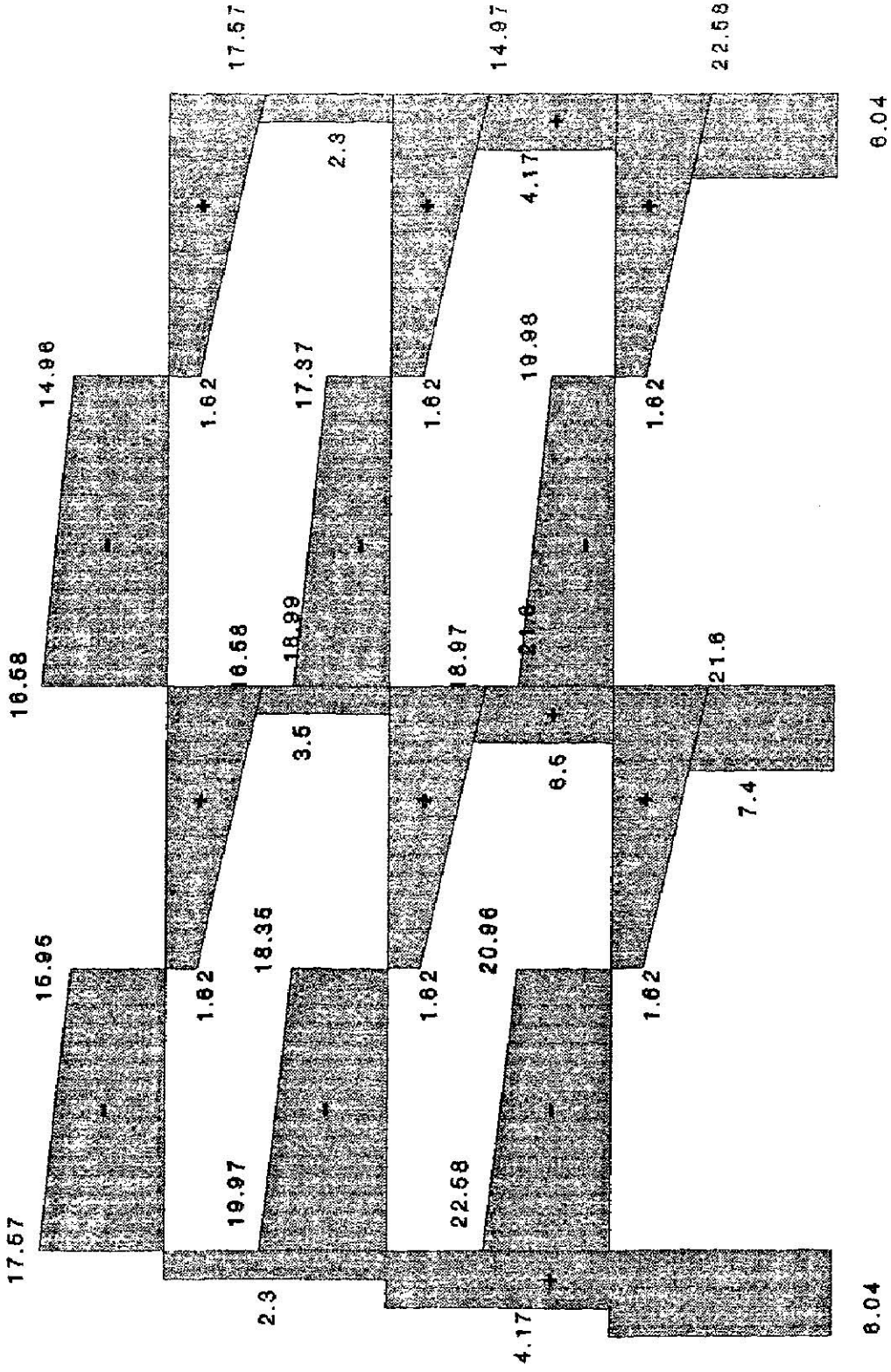
DIAGRAMA DE MOMENTO FLEXIONANTE



(CV + CM + SISMO)

MARCO C

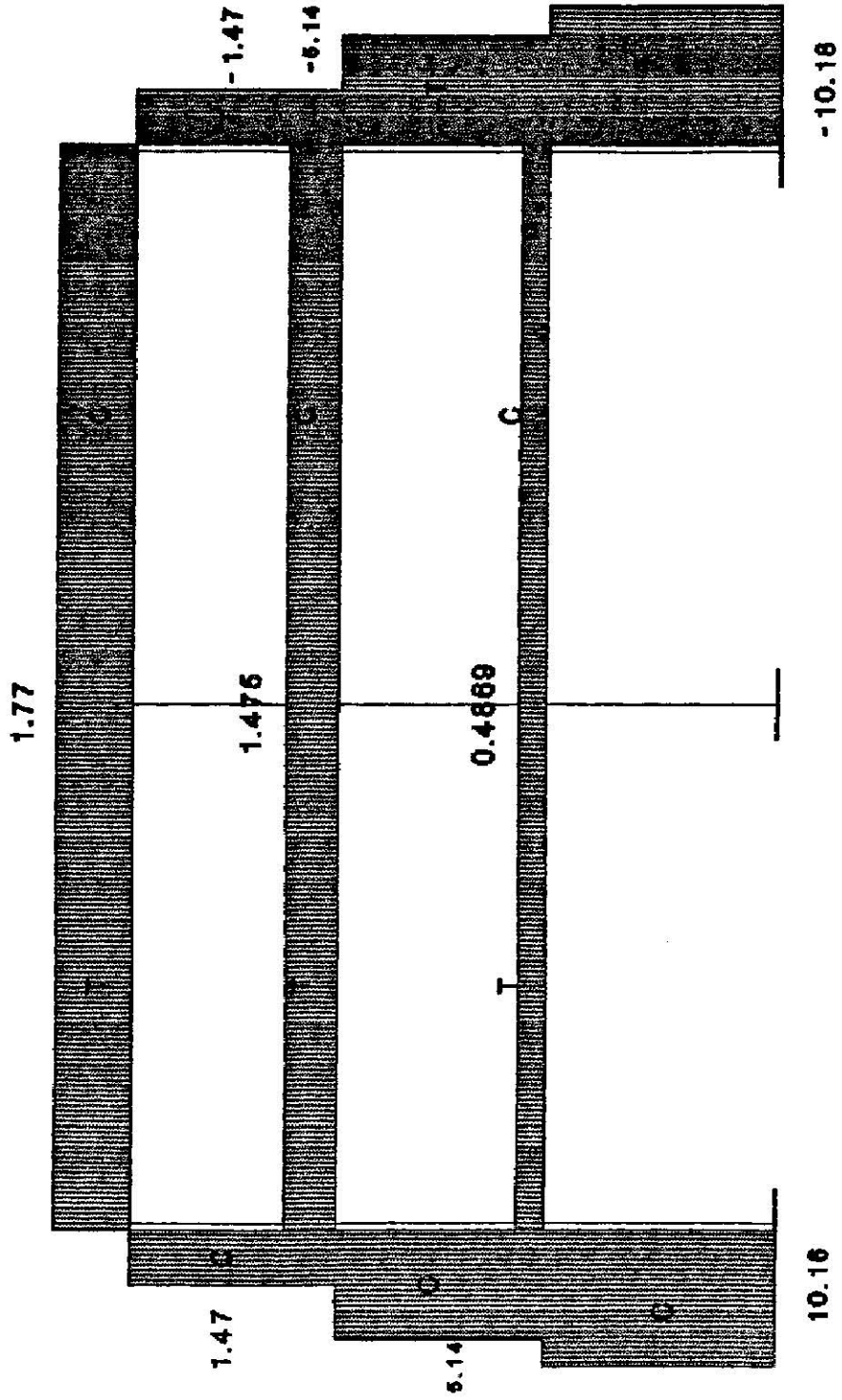
DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE



(CV + CM + SISMO)

MARCO C

DIAGRAMA DE FUERZA NORMAL



(CV + CM + SISMO)

V.- Diseño de la superestructura

- Diseño basado en estado límite	68
- Estados límite de falla	69
- Estados límite de servicio	70
- Diseño de losa (Niveles 1, 2 , 3)	71
- Diseño de trabes (Nivel 1)	78
- Diseño de columnas (Nivel 1)	103

"Diseño basado en estados límite"

Generalidades.

Como se ha visto, la función de la estructura es absorber las cargas que se deriven del funcionamiento de la construcción.

Por acciones son generalmente denominadas cargas, y la respuesta es el resultado de la reacción que tiene el elemento ante las acciones que le son aplicadas. La resistencia de una estructura a una acción determinada como el valor máximo que una acción puede alcanzar sin que la estructura sufra algún comportamiento que la pueda hacer fallar tal como fractura, deformación o agrietamiento excesivo.

También se pueden utilizar métodos probabilísticos para ello se debe obtener la solución de los problemas siguientes:

- 1) Análisis del carácter aleatorio de todas las magnitudes que intervienen en los cálculos para establecer la probabilidad de falla.
- 2) Definición de cual debe ser la probabilidad de falla admisible.
- 3) Desarrollo de un método operativo práctico que proporcione seguridad de que la probabilidad de falla no es mayor que el valor admisible.

El criterio de diseño se expresa por la fórmula

$$F_c S \leq F_r R$$

Donde:

F_c => Factor que incrementa las acciones

S => Acciones

F_r => Factor que reduce la resistencia

R => Resistencia

Concepto de estados límite

Se le llama límite de una estructura o elemento estructural a cualquier etapa de su comportamiento a partir de la cual su respuesta se considera inaceptable.

Existirán por lo tanto diversos estados límite:

-Estados límite de deformación, flecha, flexión, cortante y la ecuación $F_c S \leq F_r R$ se aplica tantas veces como sea necesario para la revisión de la seguridad estructural.

-Se distinguen principalmente dos tipos de estados límite de falla y estado límites de servicio.

Estados límite de falla.

Se alcanza un estado límite de falla cuando se presenta el agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura o al hecho de que la estructura sin agotar su capacidad de carga, sufra daños irreversibles que afecten su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga. Podemos hacer referencia a los siguientes estados límite de falla:

-Estado límite de resistencia.

Lo constituye la capacidad de resistencia de un elemento, ya sea la flexión, cortante, torsión, etc.

-Estado límite de colapso o mecanismo.

Se alcanza cuando las resistencias máximas se utilizan simultáneamente en un número de secciones transversales suficiente para que la estructura se convierta en mecanismo.

-Estado límite de fatiga.

Se define por la amplitud de los esfuerzos que causa la ruptura de una conexión de estructura después de un número determinado de ciclos de carga.

-Estado límite de inestabilidad.

La estructura pierde su rigidez, lo que lleva con frecuencia a un colapso repentino.

Estados límite de servicio.

Son relacionados con el uso normal de las construcciones con respecto a deformaciones inaceptables, desplazamiento pero no su capacidad para soportar cargas. Se distinguen dos tipos:

-Estado límite de deformación.

Las deformaciones de las estructuras no son importantes por ellas en sí, sino por sus consecuencias.

- + Apariencia.
- + Riesgo de daños en otras partes de la construcción.
- + Sensación de inseguridad.
- + Posibles cambios en las cargas debidos a las deformaciones.

Las deformaciones permisibles de las estructuras se relacionan en la mayoría de los casos con el riesgo de que si se exceden se produzcan daños en otras partes del edificio, como muros de relleno, cancelas y ventanas.

-Estado límite de durabilidad.

Los aspectos de diseño relativos a la durabilidad no encajan en el método de diseño por estados límite. Sin embargo es teóricamente posible extender los principios del método para que lo incluya sustituyendo las cargas por condiciones climáticas y la resistencia mecánica por resistencia a la corrosión, abrasión.

Cuando los estados límite están determinados, el diseño estructural consistirá en proporcionar una seguridad adecuada ante la aparición de estados límite de falla.

Para las acciones más desfavorables que puedan presentarse durante la vida útil de la construcción y procurar que las acciones no sobrepasen los estados límite de servicio.

Función de cargas.

Una vez el tipo de comportamiento que se requiere para una estructura, es necesario considerar cuales son las acciones o cargas que puede afectarla y llevarla a un estado límite.

El parámetro S en la ecuación fundamental de diseño representa las fuerzas internas en la estructura (fuerza cortante, momento flexionante, etc.) producidas por las cargas externas. Estas se obtiene a partir del análisis estructural.

La estructura deberá revisarse ante las combinaciones más desfavorables de acciones que puedan presentarse. Esto implica que la revisión de la seguridad no se hará considerando todas las acciones a que está sometida la estructura.

Diseño de losas

$$a_2 = 9.6 \text{ mts}$$

$$a_1 = 2.7 \text{ ms}$$

$$\frac{a_2}{a_1} > 2 \quad \therefore \text{ Es losa en una sola dirección}$$

Cálculos preliminares

$$f_c^1 = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Constantes de diseño

$$P_c^* = 0.8 f_c^1 = 0.8(250) = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c^{11} = 0.85 f_c^* = 0.85(200) = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

Ya que $f_c^* < 250 \text{ Kg/cm}^2$

$$P_{\max} = P_b = \left(\frac{f_c^{11}}{f_y} \right) \frac{4800}{f_y + 6000}$$

$$P_{\max} = \left(\frac{170}{4200} \right) \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.019$$

$$P_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c^1}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} = 0.00264 * bd = 2.64 \text{ cm}$$

$$q_{\min} = P_{\min} \frac{f_y}{f_c^{11}}$$

$$q_{\min} = 0.00264 \left(\frac{4200}{170} \right) = 0.0652$$

Determinación del peralte

Primer tanteo para tablero continuo

$$d = 14 \text{ cm}$$

$$h = \frac{l}{28} \quad ; \quad l = 270 \text{ cm} + 14 \text{ cm} = 284 \text{ cm}$$

$$h = \frac{284}{28} = 10.14 \text{ cm}$$

Segundo tanteo

$$d = 12 \text{ cm}$$

$$h = \frac{l}{28} \quad ; \quad l = 270 + 12 = 282 \text{ cm}$$

$$h = \frac{282}{28} = 10.7$$

Tercer tanteo

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$h = \frac{l}{28} \quad ; \quad l = 270 + 10 = 280 \text{ cm}$$

$$h = \frac{280}{28} = 10 \text{ cm}$$

$$d = 10 - 2 \text{ cm} = 8 \text{ cm}$$

Tablero borde discontinuo

Primer tanteo

$$d = 12 \text{ cm}$$

$$h = \frac{l}{24} \quad ; \quad l = 270 + 12 = 282$$

$$h = \frac{282}{24} \approx 12 \text{ cm}$$

$$d = 12 - 2 = 10 \text{ cm} \quad \text{Tomamos este por ser el mayor}$$

Diseño Losa 1 y 2 Nivel

Cargas

$$W(\text{Carga muerta}) = 0.654 \text{ Ton/m}^2 = 654 \text{ Kg/m}^2$$

$$W(\text{Carga viva}) = 0.250 \text{ Ton/m}^2 = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_u(\text{Peso propio}) = 0.12 \times 2400 \times 1.0 = 288 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_u = 1.4(650 + 250 + 288) = 1.663 \text{ Ton/m}^2$$

$$W_u l_n^2 = 1.663 \text{ Ton/m}^2 \times 2.7^2 = 12.12 \text{ Ton-m}$$

Acero por temperatura y contracción

$$A_{st} = 0.002 bh = 0.002 \times 100 \times 12 = 2.4$$

$$S = \frac{100 \times 0.71}{2.4} = 29.5 \text{ cm}$$

Revisión por cortante

$$V_{cr} = 0.5 F_r db \sqrt{F_c^*}$$

$$V_{cr} = 0.5 * 0.8 * 100 * 10 * \sqrt{200}$$

$$V_{cr} = 5657 \text{ Kg}$$

$$V_u = \left(\frac{l - d}{2} \right) W_u$$

ANEXO 1

Cálculo de Areas de Acero por Flexión Losa 1 y 2 Nivel

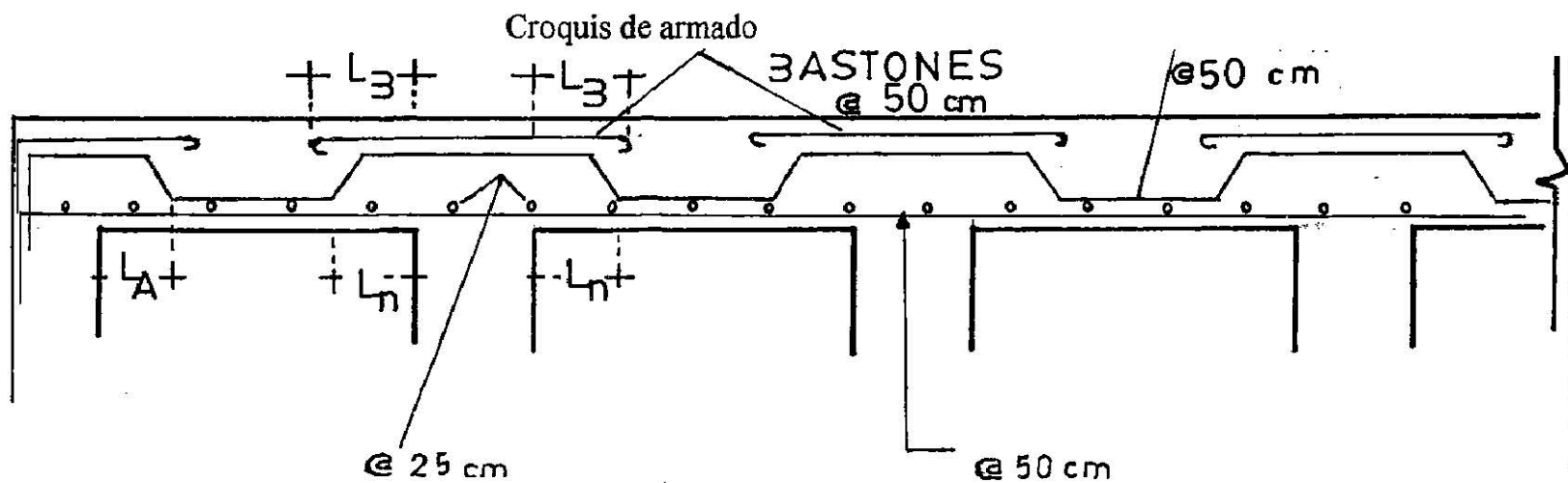
EJE	Coefficiente de Momento	Momento (Ton-M) $Wu \cdot n^2 \cdot Coef = Mu$	$K = \frac{2 \cdot \text{Mix} \cdot 10^5}{FRbd \cdot Fc \cdot I}$	$q = 1 - \sqrt{1 - K}$	$\rho = \frac{q \cdot Ec \cdot I}{Fy}$	$As = \rho \cdot bd$ (cm ²)	$S = 100 \frac{A \cdot var}{As}$ As (cm)
1	0.0417	0.505	0.066	0.03	0.0012	2	27.0
CL	0.0714	0.866	0.11	0.056	0.0023	2.3	27.0
2	0.0833	1.01	0.13	0.067	0.0027	2.7	26.0
CL	0.0625	0.757	0.099	0.051	0.002	2.0	27.0
3	0.0833	1.01	0.13	0.067	0.0027	2.7	26.0
CL	0.0625	0.757	0.099	0.051	0.002	2.0	27.0
4	0.0833	1.01	0.13	0.067	0.0027	2.7	26.0
CL	0.0625	0.757	0.099	0.051	0.002	2.0	27.0
5	0.0833	1.01	0.13	0.067	0.0027	2.7	26.0
CL	0.0625	0.757	0.099	0.051	0.002	2.0	27.0
6	0.0833	1.01	0.13	0.067	0.0027	2.7	26.0
CL	0.0625	0.757	0.099	0.051	0.002	2.0	27.0
7	0.0833	1.01	0.13	0.067	0.0027	2.7	26.0
CL	0.0625	0.757	0.099	0.051	0.002	2.0	27.0
8	0.0833	1.01	0.13	0.067	0.0027	2.7	26.0
CL	0.0625	0.757	0.099	0.051	0.002	2.0	27.0
9	0.0833	1.01	0.13	0.067	0.0027	2.7	26.0
CL	0.0714	0.866	0.11	0.056	0.0023	2.3	27
10	0.0417	0.505	0.066	0.03	0.0012	2.0	27

* Se usará varilla Nº 3

$$V_u = \left(\frac{2.7}{2} - 0.10 \right) 1663 \text{ Kg/m}^2 = 2078.75 \text{ Kg}$$

$$V_u = \frac{1.15 W_u l}{2} = \frac{1.15 * 1663 * 2.7}{2} = 2582 \text{ Kg}$$

$$V_u < V_{cr}$$



$$L_d = 0.006 d_b f_y = 0.006(95)(4200) = 25 \geq 30 \text{ cm}$$

$$L_d = 30 \text{ cm}$$

$$L_n = \frac{l}{5} = \frac{2.7}{5} = 54 \text{ cm}$$

$$L_A = \frac{l}{7} = \frac{2.7}{7} = 40 \text{ cm}$$

$$L_B = \frac{l}{4} = \frac{2.7}{4} = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento} = 2 \text{ cm}$$

Varilla de 3/8 "

Diseño de losas 3er. Nivel

Cargas

$$W(\text{Carga viva}) = 0.100 \text{ Ton/m}^2 = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$W(\text{Carga muerta}) = 0.595 \text{ Ton/m}^2 = 595 \text{ Kg/m}^2$$

$$W(\text{Peso propio}) = 0.12 \times 2400 \times 1.0 = 288 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_u = 1.4(595 * 100 * 288) = 1,376 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_u l^2 = 1.376 \text{ Ton/m}^2 * 2.7^2 = 10.03 \text{ Ton-mt}$$

Acero por temperatura

$$A_{st} = 0.002 bh = 2.4$$

$$S = \frac{100 \times 0.71}{2.4} = 29.5$$

Se armará igual a los niveles 1 y 2

Calculo de Areas de Acero
Losa Azotea

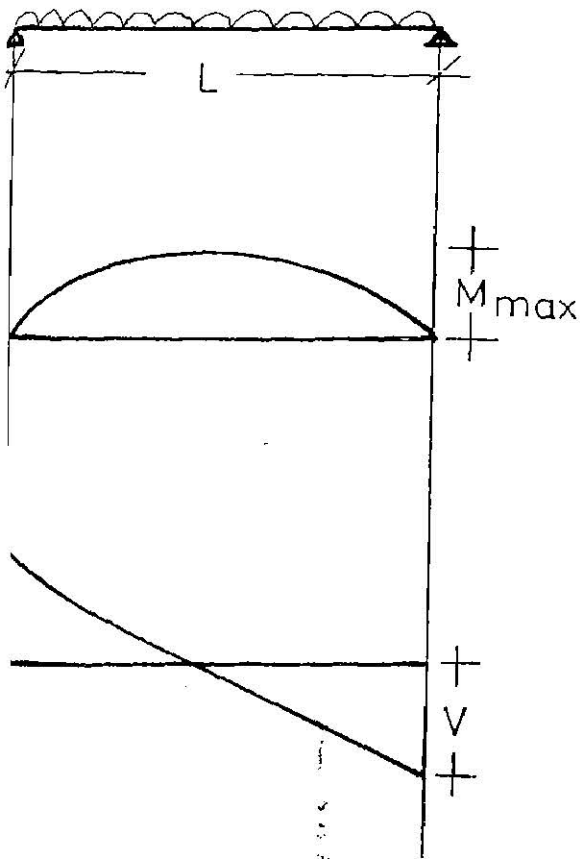
ANEXO 1

EJE	Coficiente de Momento	Momento (Ton-M) $Wu l_n^2 * Coef = Mu$	$K = \frac{2Mu x l_n^5}{FRbd^2 Fc^{11}}$	$q = 1 - \sqrt{1 - K}$	$\rho = q Ec^{11} / Fy$	$As = \rho b d$ (cm ²)	S = 100 $\frac{A^* var}{As}$ As (cm)
1	0.0417	0.418	0.055	0.028	0.0011	2.64	25
CL	0.0714	0.716	0.094	0.048	0.0019	2.64	25
2	0.0833	0.836	0.11	0.057	0.0023	2.64	25
CL	0.0625	0.627	0.082	0.042	0.0017	2.64	25
3	0.0833	0.836	0.11	0.057	0.0023	2.64	25
CL	0.0625	0.627	0.082	0.042	0.0017	2.64	25
4	0.0833	0.836	0.11	0.057	0.0023	2.64	25
CL	0.0625	0.627	0.082	0.042	0.0017	2.64	25
5	0.0825	0.836	0.11	0.057	0.0023	2.64	25
CL	0.0625	0.627	0.082	0.042	0.0017	2.64	25
6	0.0833	0.836	0.11	0.057	0.0023	2.64	25
CL	0.0625	0.627	0.082	0.042	0.0017	2.64	25
7	0.0833	0.836	0.11	0.057	0.0023	2.64	25
CL	0.0625	0.627	0.082	0.042	0.0017	2.64	25
8	0.0833	0.836	0.11	0.057	0.0023	2.64	25
CL	0.0625	0.627	0.082	0.042	0.0017	2.64	25
9	0.0833	0.836	0.11	0.057	0.0023	2.64	25
CL	0.0714	0.716	0.094	0.048	0.0019	2.64	25
10	0.0417	0.418	0.055	0.028	0.0011	2.64	25

A*var = Se hará con varilla Nº 3

3.42 TON-ML

Trabe secundaria Tipo 1



Carga

$$W = .904 \text{ Ton/m}^2 \times 2.7 \text{ m} = 2.44 \text{ Ton-m}$$

$$W = 1.4 \times 2.44 \text{ Ton-m} = 3.42 \text{ Ton-m}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{Wl^2}{8} = \frac{(3.42)(9.6)^2}{8} = 39.4 \text{ Ton-m}$$

$$V = \frac{Wl}{2} = \frac{(3.42)(9.6)}{2} = 16.41 \text{ Ton}$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c^1 = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_c^{11} = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

Constantes

$$\rho_{\text{min}} = \frac{0.7\sqrt{F_c^1}}{f_y} = 0.0026$$

$$\rho_b = \frac{f_c^{11}}{f_y} \times \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{170}{4200} \times \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.019$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^6}{158113} = 12$$

$$E_c = 10000\sqrt{F_c^1} = 158113$$

$$\rho = 0.4\rho_b = 0.4(0.019) = 0.0076$$

De las tablas
ANEXO 2

$$\frac{M_u}{bd^2} = 26.032 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{26.032b}} = \sqrt{\frac{39.4 \times 10^5}{26.032b}} = \sqrt{\frac{151352}{b}}$$

$$V_{cr} = F_r b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{F_c^*}$$

$$V_{cr} = 0.8bd(0.2 + 30(.0076))\sqrt{200} = 4.84bd$$

$$2.5V_{cr} = 12.1bd$$

b(cm)	d(cm)	bd(cm ²)	2.5V _{cr} (Kg)
20	87	1740	21054
25	78	1950	23595
30	71	2130	25773
35	66	2310	27951

Consideramos

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 71 \text{ cm}$$

$$h = 71 \text{ cm} + 4 \text{ cm} = 75 \text{ cm}$$

Cálculo de áreas de acero

$$M_u^{(*)} = 39.4 \text{ Ton-m} \times 10^5 = 3'940,000 \text{ Kg/cm}$$

$$\frac{M_u}{d^2b} = 26.05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = .007606$$

De tablas **ANEXO 2**

$$A_s = \rho db = .007606 * 50 * 71 = 16.2 \text{ cm}^2$$

4 varillas No. 8 = 20.28 cm² > 16.2 cm²

Momento resistente

$$d = 75 - 4 = 71$$

$$q = \frac{\rho F_y}{F_c^{11}} = \frac{0.0095 \cdot 4200}{170} = 0.234$$

$$\rho = \frac{20.28 \text{ cm}^2}{30 \times 71} = 0.0095$$

$$M_r = F_r b d^2 F_c^{11} q (1 - 0.5q)$$

$$M_r = 0.9(30)(71)^2(170)(0.234)(1 - 0.5(0.234)) = 47.8 \times 10^5 \text{ Kg/cm} > M_u$$

- Sobre reforzada

$$6 \text{ varillas No. 6} = 17.22 \text{ cm}^2 > 16.2 \text{ cm}^2$$

Momento resistente

$$d = 75 - 4 = 71$$

$$q = \frac{.008 \cdot 4200}{170} = 0.199$$

$$\rho = \frac{17.22}{30 \times 71} = 0.008$$

$$M_r = 0.9 \cdot 30 \cdot 71^2 \cdot 170 \cdot 0.199(1 - 0.5(0.199)) = 41.44 \times 10^5 \text{ Kg-cm}$$

$$M_r > M_u$$

$$41.44 \text{ Ton-m} > 39.4 \text{ Ton-m}$$

Anclaje

$$L_d = \frac{0.06 \times 2.9 \times 4200}{\sqrt{250}} = 46 \text{ cm} \geq .006 d f_y = .006(1.9)4200 = 47.88$$

$$L_d = 48 \times \frac{16.2}{17.22} = 45 \text{ cm}$$

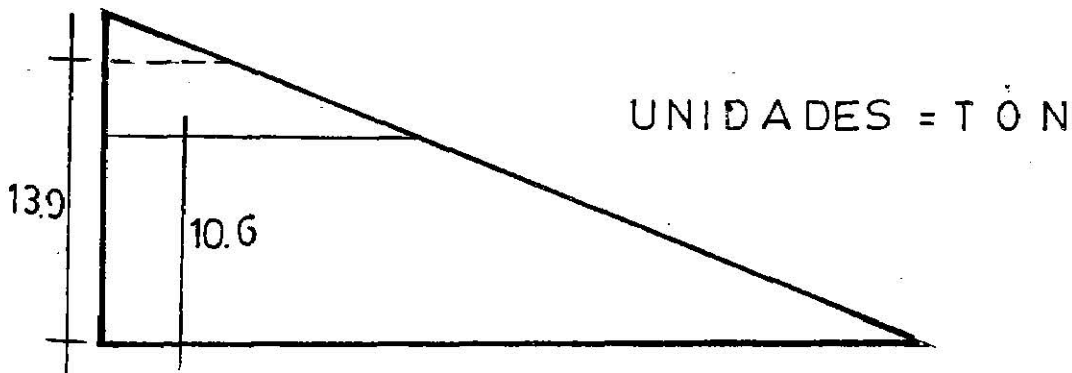
$$L_a = (L_d - 0.25L) \geq 0.5h$$

$$L_a = (45 - 0.25(960)) \geq 0.5(75)$$

$$L_a = -195 \geq 37.5 \text{ cm}$$

$$L_a = 37.5 \text{ cm}$$

Cálculo del refuerzo transversal



$$V_{cr} = F_c b d (0.2 + 30\rho) \sqrt{F_c}$$

$$V_{cr} = 0.8 * 30 * 71(0.2 + 30(.008)) \sqrt{200} = 10603 \text{ Kg} = 10.603 \text{ Ton}$$

$$V_{cr} = 10.6 \text{ Ton}$$

Separación estribos N° 2.5

$$S = \frac{A_v f_y d}{V_u - V_{cr}} = \frac{0.98 * 4200 * 71}{V_u - V_{cr}} = \frac{292236}{V_u - V_{cr}}$$

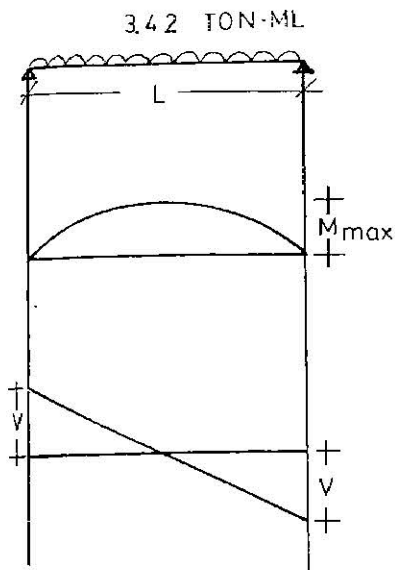
$$S_{\max} = \frac{d}{2} = \frac{71}{2} = 35.5 \approx 35$$

$$V_{cr} = 10,603 \times .7 = 7422.1$$

$$V_u - V_{cr} = 13900 - 7422.1 = 6478 \text{ Kg}$$

$$\delta = \frac{292236}{6478 \text{ Kg}} = 45 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max} = 35 \text{ cm}$$



Diseño de trabe secundaria tipo 2

$$M_{\max} = \frac{wL^2}{8} = \frac{3.42 \times 7.2^2}{8} = 22.2 \text{ Ton-m}$$

$$V = \frac{wL}{2} = 12.31 \text{ Ton}$$

Constantes

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_c^1 = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_c^* = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_c^{11} = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho_{\min} = 0.0026$$

$$\rho_b = 0.019$$

$$\text{Rec} \rightarrow 4$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 71 \text{ cm}$$

Cálculo de área de acero

$$M_u^{(*)} = 22.2 \text{ Ton-m} \times 10^5$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 14.67 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = .0041 \rightarrow \text{Anexo } \mathbf{2}$$

$$A_s = .0041 * 30 * 71 = 8.73 \text{ cm}^2$$

$$5 \text{ varillas de No. 5} = 9.95 \text{ cm}^2 > 8.73 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{9.95}{30 \times 71} = 0.0047$$

$$q = \rho \frac{F_y}{F_c^{11}} = \frac{0.0047 \cdot 4200}{170} = 0.116$$

$$M_r = F_c b d^2 F_c^{11} q (1 - 0.5q)$$

$$M_r = 0.9 \cdot 30 \cdot 71^2 \cdot 170 \cdot 0.116 (1 - 0.5(0.116))$$

$$M_r = 25.28 \text{ Ton-m}$$

$$M_r > M_u$$

$$25.28 > 22.2$$

Anclaje

$$L_d = \frac{0.06(2)4200}{\sqrt{250}} = 32 \text{ cm} \geq 0.006(1.6)4200 = 40.32 \text{ cm}$$

$$L_d = 40 \times \frac{8.73}{9.95} = 35 \text{ cm}$$

$$L_a = (L_d - 0.25L) \geq 0.5h$$

$$L_a = (35 - 0.25(720)) \geq 0.5(75)$$

$$L_a = -145 \geq 37.5$$

$$L_a = 40 \text{ cm}$$

Diseño de trabe secundaria tipo 3

Constantes

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rho_{\text{MIN}} = 0.0026 \quad b = 30 \text{ cm}$$

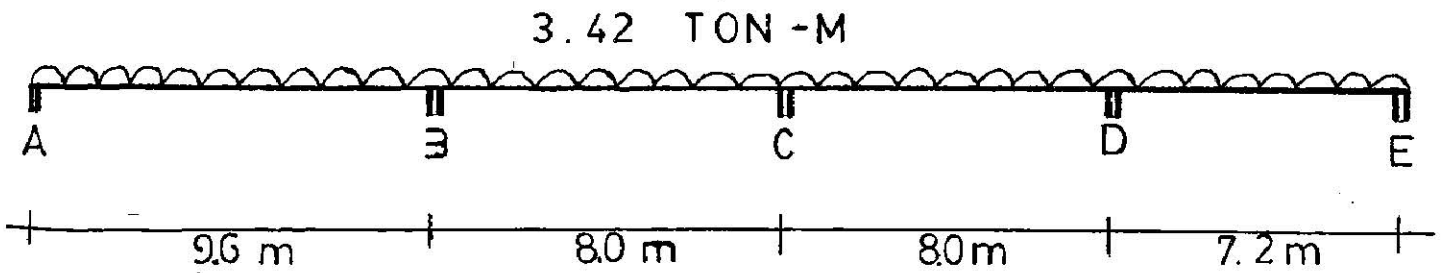
$$f_c^1 = 250 \text{ Kg/cm}^2 \quad C_b = 0.019 \quad d = 71 \text{ cm}$$

$$f^*c = 200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \rho_{\text{MAX}} = 0.0076 \quad h = 75 \text{ cm}$$

$$f^{11}c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{\text{SMIN}} = \frac{0.7\sqrt{F^1c}}{F_y} \quad bd = 5.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{SMAX}} = \rho b \times b \times d = 40.47 \text{ cm}^2$$



Diseño de Trabe Secundaria Tipo 3

ANEXO 1

EJE	Coefficiente de Momento	Momento (Ton-M) $Wu \cdot C_n^2 \cdot Coef = Mu$	$K = \frac{Mux 10^5}{FRbd^2 F'_{II} c}$	$q = \frac{A}{Anexo 5}$	$\rho = q \frac{F_{II} c^{1.1}}{F_y}$	$As = \rho bd$ (cm ²)
A	0.0625	19.7	0.085	0.09	0.00365	7.76
CL	0.0714	22.5	0.097	0.1	0.0041	8.62
B	0.1	31.5	0.136	0.15	0.0061	12.93
B	0.0909	19.9	0.086	0.091	0.0037	7.89
CL	0.0625	13.7	0.060	0.065	0.00263	5.6
C	0.0909	19.9	0.086	0.091	0.0037	7.89
C	0.0909	19.9	0.086	0.091	0.0037	7.89
CL	0.0625	13.7	0.060	0.065	0.00263	5.6
D	0.0909	19.9	0.086	0.091	0.0037	7.89
D	0.10	17.7	0.077	0.08	0.00324	6.89
CL	0.0714	12.7	0.052	0.05	0.00203	4.31
E	0.0625	11.1	0.048	0.048	0.00194	4.14

Armados

Refuerzo negativo en el apoyo A

$$4 \text{ Varillas N}^{\circ} 5 = 7.96 > 7.76$$

$$q = \frac{7.96}{30 \times 71} \times \frac{4200}{170} = 0.094$$

Grafica 5

$$\frac{M_R}{F_R F_{II}^2 c b d^2} = 0.09 ; M_R = 0.09 \times 0.09 \times 170 \times 30 \times 71^2$$

$$M_R = 20.8 \text{ TON-M}$$

$$M_U < M_R$$

$$19.7 < 20.8$$

Refuerzo positivo en el centro del claro AB

2 Varillas N^o 7

$$1 \text{ varilla N}^{\circ} 4 = 9.01 > 8.62$$

$$q = \frac{9.01}{30 \times 71} \times \frac{42000}{170} = 0.105$$

Grafica 5

$$\frac{M_R}{F_R F_{II}^2 c b d^2} = 0.098 ; M_R = 0.098 < 0.9 \times 170 \times 71^2 \times 30$$

$$M_R = 22.7$$

$$M_U < M_R$$

$$22.5 < 22.7$$

Esfuerzo negativo en el apoyo B

2 varillas N° 8

1 varilla N° 6 = 13.01 > 12.93

$$q = \frac{13.01}{30 \times 71} \times \frac{42000}{170} = 0.15$$

Grafica 5

$$\frac{M_R}{F_R F_{II}^{11} c b d^2} = 0.138 \quad M_R = 0.138 * 0.9 * 170 * 30 * 71^2$$

$$M_R = 31.9 \text{ TON-M}$$

$$M_U < M_R$$

$$31.5 < 31.9 \text{ TON-M}$$

Refuerzo Positivo en el centro BC

2 varillas N° 6 = 5.74 > 5.6

$$q = \frac{5.74}{30 \times 71} \times \frac{4200}{170} = 0.067$$

Grafica 5

$$\frac{M_R}{F_R F_{II}^{11} c b d^2} = 0.068 \quad M_R = 0.068 * 0.9 * 170 * 30 * 71^2$$

$$M_R = 15.7 \text{ TON-M}$$

$$M_U < M_R$$

$$13.7 < 15.7$$

Refuerzo apoyo C Negativo

$$4 \text{ Varillas de N}^\circ 5 = 7.96 > 7.89$$

$$q = \frac{7.96}{30 \times 71} \times \frac{42000}{170} = 0.0923$$

Grafica 5

$$\frac{M_R}{F_R b d^2 F_c} = 0.09 \quad M_R = 0.09 \cdot 170 \cdot 30 \cdot 71^2$$

$$M_R = 20.8 \text{ TON-M}$$

$$M_U < M_R$$

$$19.9 < 20.8$$

Refuerzo en el apoyo "D"
Negativo

$$2 \text{ Varillas N}^\circ 6 = 5.6$$

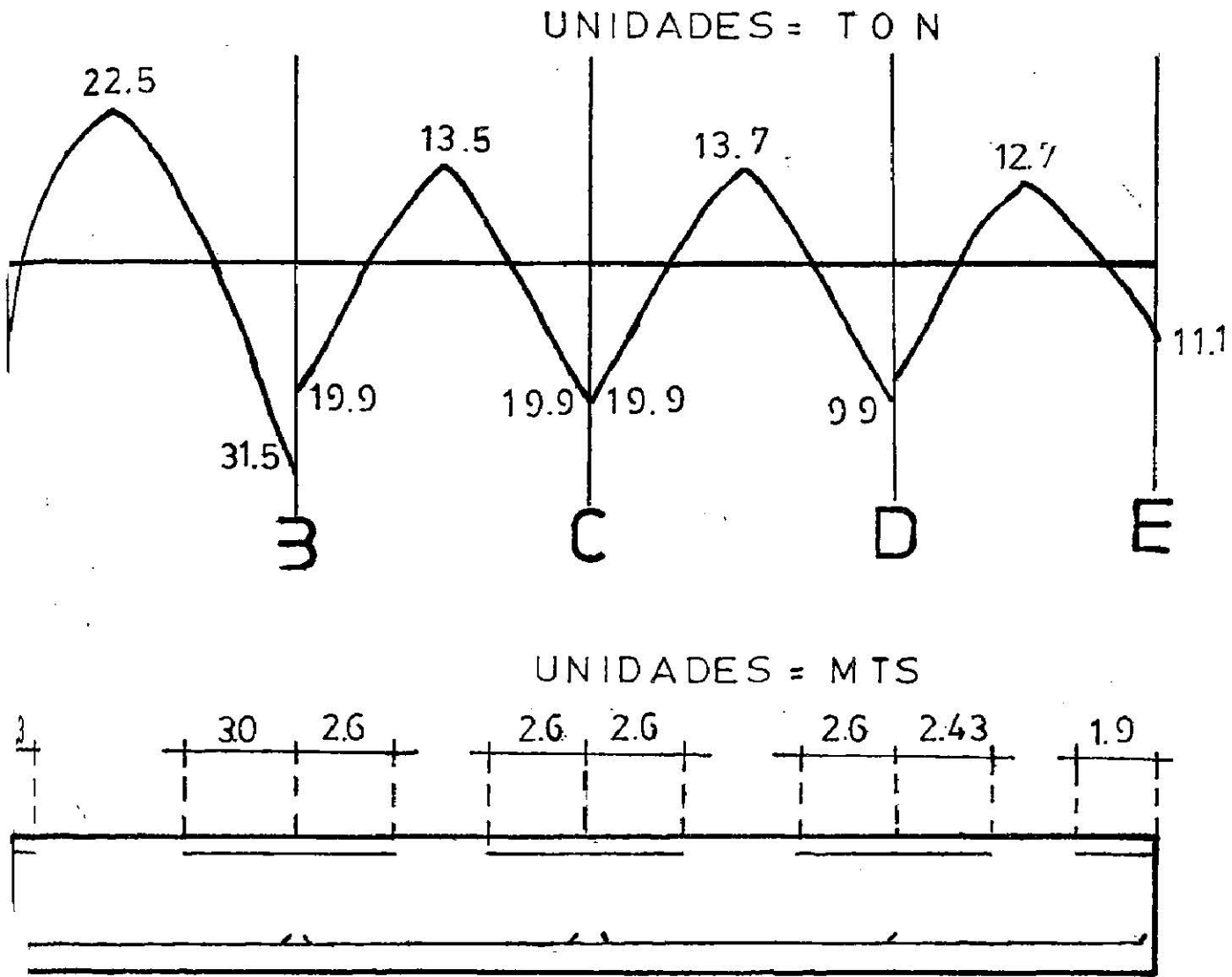
$$M_R = 15.7 \text{ TON-M}$$

$$M_U < M_R$$

$$11.1 < 15.7$$

Determinación de cortes de barras

Con la ayuda de referencias que están en el anexo sacamos que los diagramas son los siguientes:



Distancia que debe prolongarse el refuerzo más allá del punto de inflexión

$$\left. \begin{array}{l} d = 71 \text{ cm} \\ 12 b d = 12 * 2.54 * 30 \text{ cm} \\ \rho_n / 16 = 9.6 = 0.6 \end{array} \right\} \therefore \text{ Usamos 71}$$

Fuerza cortante

Contribución del concreto

$$VCR = 0.5 FR bd \sqrt{F * c}$$

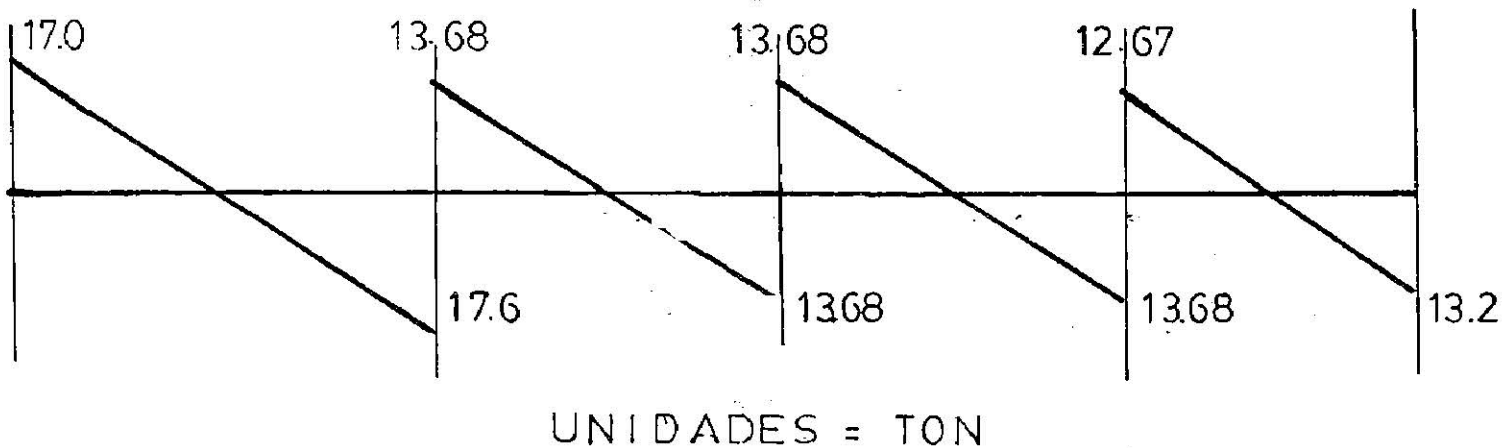
$$VCR = 0.5 * 0.8 * 30 * 71 * \sqrt{200}$$

$$VCR = 12050 \text{ Kg} \times .7 = 8435 \text{ Kg}$$

- Contribuciones del acero estribos N° 3

$$VSR = \frac{FR AV fy d}{S} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 4200 \times 71}{S} = \frac{338755}{S}$$

S(cm)	15		20		25		30		35
VSR(TON)	22.6		16.9		13.5		11.3		9.7



ANEXO 3 y 4

Fuerza de estribos

$$VUMAX = 17.0 \text{ TON}$$

$$V = 17 - 8.435 = 8565$$

$$VCR = 8435 \text{ Kg}$$

$$\text{Separación} = \frac{FR AV fy d}{8565} = \frac{0.8 * 1.42 * 4200 * 71}{8565} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{FR AV fy}{3.5b} = \frac{0.8 * 1.42 * 4200}{3.5 * 30} = 45 \text{ cm}$$

$$S_{MAX} = d/2 = \frac{71}{2} = 35 \text{ cm}$$

Estribos N° 3 @ 35 cm

Trabe Eje A y B

Nivel 1

- Momentos máximos de diseño

- Diseño por flexión

$$f_c^1 = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_u^{(1)} = 19.1 \text{ Ton-m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 12.62 \quad \Rightarrow \quad \text{De tablas } \mathbf{2}$$

$$\rho = 0.0035$$

$$A_s = 0.0035 \times 30 \times 71 = 7.45 \text{ cm}^2$$

Con 3 # 6

$$M_u^{(2)} = 30.1 \text{ Ton-m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 19.9 \quad \Rightarrow \quad \text{De tablas } \mathbf{2}$$

$$\rho = 0.0056$$

$$A_s = 0.0056 \times 30 \times 71 = 11.92 \text{ cm}^2$$

Con 3 # 8

Trabe A y B

Diseño por fuerza cortante
entre eje 1 y 2

$$F_c^1 = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_c^* = 0.8(250) = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u = 9.0 * 1.1 = 9.9$$

$$V_{cr} = F_r \times b \times d (0.2 + 30\rho) \sqrt{F_c} *$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 30 \times 71 (0.2 + 30 \times 0.0026) \sqrt{200}$$

$$V_{cr} = 6700 \times .7 = 4690 \text{ Kg} \quad \text{Ya que } h > 70$$

$$S = \frac{F_r \times N_c \times A_v \times f_y \times d}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{F_r N_c A_v P_y}{3.5b}$$

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 0.49 \times 4200 \times 71}{(9900 - 5153)} = 44.8 \text{ cm} \leq \frac{0.8 \times 2 \times 0.49 \times 4200}{3.5 \times 30} = 31.36$$

$$V_u < 1.5 F_r b d \sqrt{F_c} * = 1.5 \times 0.8 \times 30 \times 71 \sqrt{200} = 36147$$

$$S = 0.5d = 0.5 \times 71 = 35.5$$

Estribos en los extremos @ 30 cm

Estribos en los centro claro @ 35 cm

Para los demás ejes la fuerza cortante

$$V_u = 16.92 \text{ Ton} \times 1.1 = 18.61 \text{ Ton (En los extremos)}$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 30 \times 71 (0.2 + 30 \times 0.0035) \sqrt{200} = 7350 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 7350 \times .7 = 5145 \text{ Kg}$$

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 0.49 \times 4200 \times 71}{(18610 - 5145)} = 17.4 < 31.36 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 17$$

(En el centro claro)

$$V_u = 13.68 \times 1.1 = 15.05 \text{ Ton}$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 30 \times 71 (0.2 + 30 \times 0.0056) \sqrt{200} = 8868$$

$$V_{cr} = 8868 \times .7 = 6207.6 \text{ Kg por } h > 70$$

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 0.49 \times 4200 \times 71}{(15050 - 6207.6) \times 8842.4} = 26.43 < 31.36$$

$$S_{\max} = 26 \text{ cm}$$

Trabe Eje C

Nivel 1

Flexión

$$M_u^{(+)} = 39.7 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_u}{db^2} = 26.25 \quad = \text{De tabala ANEXO 2}$$

$$\rho = .0073$$

$$A_s = 15.55 \text{ cm}^2$$

Con 6 varillas # 6

$$M_u^{(-)} = 25.23 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 16.68 \quad = \text{De tabla ANEXO 2}$$

$$\rho = .0046$$

$$A_s = 9.79 \text{ cm}^2$$

4 varillas # 6

Cortante

en los extremos

$$V_u = 22.6 \text{ Ton}$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 30 \times 71 \times (0.2 + 30 \times 0.0046) \sqrt{200} = 8145 \times .7$$

$$V_{cr} = 5701.5 \text{ Kg}$$

$$S_l = \frac{0.8 \times 2 \times 0.49 \times 4200 \times 71}{(22600 - 5701.5)} = \frac{233789}{16898.5} = 13.8 < 31.36$$

$$S_{max} = 14 \text{ cm}$$

Al centro claro

$$V_u = 17.2$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 30 \times 71 (2 + 30 \times 0.0073) \sqrt{200} = 10097 \times .7$$

$$V_{cr} = 7068.4 \text{ kg}$$

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 0.49 \times 4200 \times 71}{(17200 - 7068.4)} = 23 \text{ cm}$$

10131.6

$$S_{max} = 23 \text{ cm}$$

Trabe

Eje 1, 2, 3, 7, 8, 9 y 10

Nivel 1

Por flexión

$$M_u^{(-)} = 26.11 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 17.2 \quad \Rightarrow \quad \text{Tablas Anexo 2}$$

$$\rho = .00485$$

$$A_s = 0.00485 \times 30 \times 71 = 10.33 \text{ cm}^2$$

Con 4 varillas de No. 6

$$M_u^{(+)} = 13.0 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 8.5 \quad \Rightarrow \quad \text{Tablas Anexo 2}$$

$$\rho = 0.00235$$

$$A_s = 0.00235 \times 30 \times 71 = 5.00$$

4 varillas No. 4

Cortante

$$V_u = 16.32 \text{ Ton}$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 30 \times 71 (0.2 + 30 \times .00485) \sqrt{200} = 8325 \text{ Kg} \times .7$$

$$V_{cr} = 5827.5 \text{ Kg}$$

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 0.49 \times 4200 \times 71}{16320 - 5827.5} = 22.3$$
$$10492.5$$

Estribos 2.5 @ 20 cm

Trabe 4 y 6

Flexión

$$M_u (-) = 31.33 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 20.7 \quad \Rightarrow \quad \text{Anexo 2}$$

$$\rho = 0.0059$$

$$A_s = \rho \times d \times d = .0059 \times 30 \times 71 = 12.6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} & 2 \text{ varillas } \# 8 \\ & \qquad \qquad \qquad = 13.1 \\ & 2 \text{ varillas } \# 4 \end{aligned}$$

$$M_u (+) = 22.38 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 14.8$$

$$\rho = 0.0041$$

$$A_s = 0.0041 \times 30 \times 71 = 8.73 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} & 3 \text{ varillas } \# 5 \\ & \qquad \qquad \qquad = 8.84 \text{ cm}^2 \\ & 1 \text{ varilla } \# 6 \end{aligned}$$

Fuerza Cortante

Apoyo

$$V_u = 16.9 \text{ Ton}$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 30 \times 71 (0.2 + 30 * .0059) \sqrt{200} = 9085 \times .7$$

$$V_{cr} = 6359.5 \text{ Kg}$$

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 0.49 \times 4200 \times 71}{(16900 - 6359.5)} = 22.2 \text{ cm}$$

10540.5

Estribos 2.5 @ 20 cm

$$S_{max} = .5d = 35.5$$

Centro

$$V_u = 13.5 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 30 \times 71 (0.2 + 30 * .0041) \sqrt{200} = 7783 \times .7$$

$$V_{cr} = 5448.6 \text{ Kg}$$

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 0.49 \times 4200 \times 71}{(13500 - 5448.6)} = 29.0 \text{ cm}$$

8051.41

Estribos 2.5 @ 29 cm

Trabes Ejes D y E

Nivel 1

Flexión

$$M_u(-) = 21.06 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 13.92$$

$$\rho = 0.0038$$

$$A_s = 8.1 \text{ cm}^2$$

Con 3 VA # 6

$$M_u(+) = 35.4 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 23.4$$

$$\rho = 0.0065$$

$$A_s = 13.84 \text{ cm}^2$$

Con 5 varillas # 6

Trabe Eje D y E

Nivel 1

Cortante

En los extremos

$$V_u = 18.36 \text{ Ton}$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 30 \times 71(0.2 + 30 \times .0038) \sqrt{200} = 7566 \times .7$$

$$V_{cr} = 5296.2 \text{ Kg}$$

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 0.49 \times 4200 \times 71}{(18360 - 5296.2)} = 17.9 \text{ cm}$$

13063.8

S = 18 cm

Con estribo # 2.5

Al centro del claro

$$V_u = 16.632 \text{ Ton}$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 30 \times 71(0.2 + 30 * .0065) \sqrt{200} = 9518 \times .7$$

$$V_{cr} = 6662.6 \text{ Kg}$$

$$S = \frac{0.8 \times 2 \times 0.49 \times 4200 \times 71}{16632 - 6662.6} = 23.5$$

9969.4

S = 23.5

Con estribos # 2.5 @ 23

Para el diseño de las columnas se utilizaron las gráficas de interacción para flexión biaxial.

Efecto de esbeltez carga vertical

$$I_C = 0.0032$$

$$I_T = 0.009$$

$$\Psi_A = \frac{K_{COLUM}}{K_{TRAB}}$$

$$\Psi_A = \frac{2(0.0032/2.65)}{0.0128/2.7 + 0.0128/5.4} = 0.339$$

$$\Psi_B = 0 \text{ (Por empotramiento)}$$

De el nomograma **6**

$$K = 1.05$$

$$H^1 = KH = 1.05 (3.4) = 3.57 \text{ mt}$$

Para secciones rectangulares $r = \frac{b}{\sqrt{12}}$ donde b es la dimensión en dirección de la inercia

$$r = \frac{40}{\sqrt{12}} = 11.54 ; \frac{H^1}{r} = \frac{357}{11.54} = 30.94 > 22 \text{ Si se toma en cuenta los efectos de esbeltez}$$

* Se pueden despreciar los efectos de esbeltez por carga lateral

Columna A-2, A-3, A-9, B-2, B-3 y B-9

$$M_{ux} = 19.1 \text{ Ton-M}$$

$$M_{uy} = 26.11 \text{ Ton-M}$$

$$P_u = 110.3 \text{ Ton}$$

$$e_x = \frac{M_x}{P_u} = \frac{19.1}{110.3} = 0.17$$

$$e_y = \frac{M_y}{P_u} = \frac{26.11}{110.3} = 0.237$$

$$K = \frac{P_u}{F_c \times b \times h \times f_c^{11}} = \frac{110.3 \times 10^3}{0.8 \times 40 \times 60 \times 170} = 0.34$$

$$\frac{M_{ux}}{M_{uy}} = \frac{19.1}{26.11} = 0.73$$

$$M_{uy} = 26.11$$

$$e_y = \frac{23.7}{h} = 0.395 \approx .4$$

$$\frac{d}{b} = \frac{35}{40} = 0.875 \approx .85 \Rightarrow \text{FIG}$$

$$q = 0.2 ; q = 0.3 ; q = 0.4 ; q = 0.5 \} q = 0.35$$

$$\rho = q \frac{F_c^{11}}{F_y} = \frac{0.35 \times 170}{4200} = 0.014$$

$$A_s = \rho b h = 0.014 \times 40 \times 60 = 33.99 \text{ cm}^2$$

6 # 8

2 # 6

Estribos # 2.5 @20

1 Grapa # 2.5 @20

Columna A-4, A-5, A-6, B-4, B-5, B-6, D-4, D-5, D-6
 E-4, E-5, E-6 Nivel 1

$$M_{ux} = 21.06 \text{ Ton-m}$$

$$M_{uy} = 31.5 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = 202 \text{ Ton}$$

$$\frac{M_{ux}}{M_{uy}} = \frac{21.06}{31.5} = 0.67$$

$$e_x = \frac{21.06}{202} = 0.104$$

$$e_y = \frac{31.5}{202} = 0.156$$

$$\frac{e_y}{h} = \frac{15.6}{60} = 0.26$$

$$K = \frac{202 \times 10^3}{.8 \times 40 \times 60 \times 170} = 0.62$$

$$\frac{d}{b} = 0.875$$

$$q = 0.2 ; \quad q = 0.5 ; \quad q = 0.7 ; \quad q = 0.9 \quad \} \quad q = 0.57$$

$$A_s = 55.9 \text{ cm}^2$$

4 varillas # 10

4 varillas # 9

Columna C-5

Nivel 1

$$M_{ux} = 25.2 \text{ Ton-m}$$

$$M_{uy} = 19.9 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = 156.5 \text{ Ton}$$

$$e_x = \frac{25.5}{156.5} = 0.16$$

$$e_y = \frac{19.9}{156.5} = 0.13$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{16}{60} = 0.26$$

$$\frac{M_{uy}}{M_{ux}} = \frac{19.9}{25.2} = 0.79$$

$$K = \frac{156.5 \times 10^3}{0.8 \times 40 \times 60 \times 170} = 0.48$$

$$\frac{d}{b} = \frac{55}{60} = 0.92 \quad q = 0.2 \quad q = 0.3 \quad \} \quad q = 0.26$$

$$A_s = 25.3 \text{ cm}^2$$

4 # 8

4 # 4

Columna C-4 y C-6

Nivel 1

$$M_{ux} = 19.7 \text{ Ton-m}$$

$$M_{uy} = 25.2 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = 108.1 \text{ Ton}$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{M_x}{M_y} = \frac{19.7}{25.2} = 0.80$$

$$e_x = \frac{19.7}{108.1} = 0.18$$

$$e_y = \frac{25.2}{108.1} = 0.23$$

$$K = \frac{108.1 \times 10^3}{0.8 \times 40 \times 60 \times 170} = 0.33$$

$$e_y = \frac{0.23}{0.6} = .38 \approx 0.4$$

$$\frac{b}{d} = \frac{35}{40} = 0.875$$

$$q = 0.1 ; \quad q = 0.2 ; \quad q = 0.37 ; \quad q = 0.4 \quad \} \quad 0.27$$

$$A_s = 0.27 \frac{40 \times 60 \times 170}{4200} = 26.3 \text{ cm}$$

4 varillas de No 8
2 varillas de No 7

Columna D-2; D-3; E-2; E-3

$$M_{ux} = 14.7 \text{ Ton-m}$$

$$M_{uy} = 21.0 \text{ Ton-m}$$

$$P_u = 83 \text{ Ton}$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{14.7}{21.0} = 0.7$$

$$e_x = \frac{14.7}{83} = 0.18$$

$$K = \frac{83 \times 10^3}{0.8 \times 40 \times 60 \times 170} = 0.25$$

$$e_y = \frac{21}{83} = 0.25$$

$$\frac{e_y}{h} = 0.417$$

$$q = 0.1 ; \quad q = 0.1 ; \quad q = 0.2 ; \quad q = 0.2 \quad \} \quad q = 0.15$$

$$A_s = 0.15 \frac{40 \times 60 \times 170}{4200} = 14.57 \text{ cm}^2$$

6 varillas # 6

VI.- Diseño de la subestructura

- Clasificación de cimentaciones.....	109
- Diseño por flexión.....	110
- Diseño por cortante.....	111
- Dimensionamiento de las zapatas.....	113

A - 5, B - 5, E - 5.

Diseño de cimentaciones

La cimentación es un elemento de transición entre la estructura y el terreno en que se apoya, el objetivo de la cimentación es transmitir al terreno adecuadamente las fuerzas que se generan en la base de la estructura debido a las acciones aplicadas a ésta última.

Clasificación.-

- Cimentaciones Superficiales.- Estas se apoyan en estratos poco profundos de los cuales tienen capacidad de resistir los esfuerzos transmitidos en la base de la estructura. Dentro de este tipo se clasifican las zapatas, losas de cimentación y algunos cajones de cimentación.
- Cimentaciones Profundas.- Están formadas principalmente por pilotes de fricción o de punta que transmiten los esfuerzos a estratos profundos del suelo.

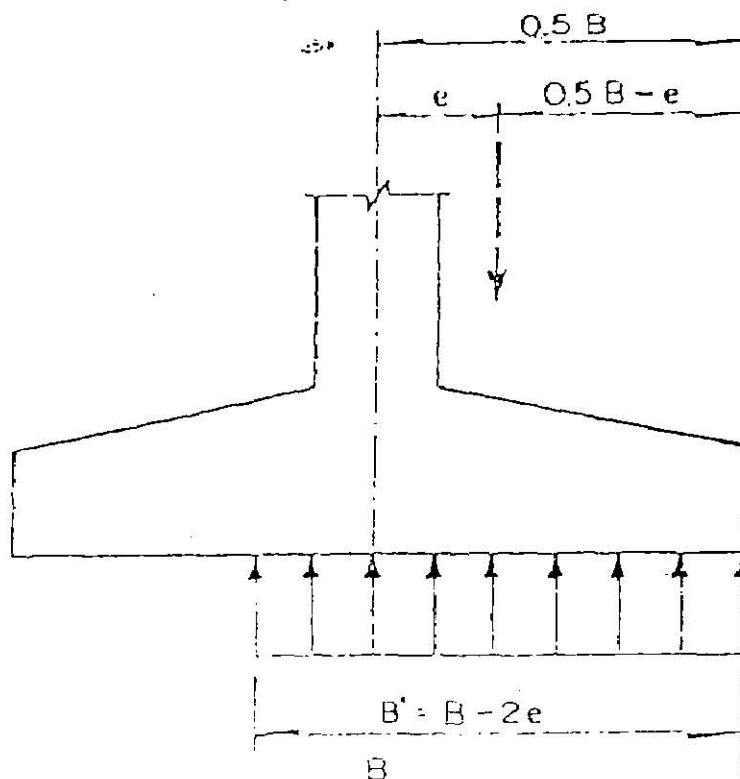
Las presiones que se ejercen sobre las cimentaciones debidas a la reacción del suelo se obtienen bajo la hipótesis de que el suelo de un espacio seminfinito homogéneo, isótropo y de comportamiento lineal bajo una zapata infinitamente rígida.

Esfuerzos en el terreno

Las dimensiones y forma de la zapata se determinarán de modo que las presiones de contacto sobre el terreno causadas por las cargas de diseño no excedan su resistencia.

$$q \geq \frac{P_u}{A_z} \quad A_z \geq \frac{P_u}{q}$$

La presión de contacto para diseño de zapatas se supondrá uniforme y centrada respecto a la resultante.

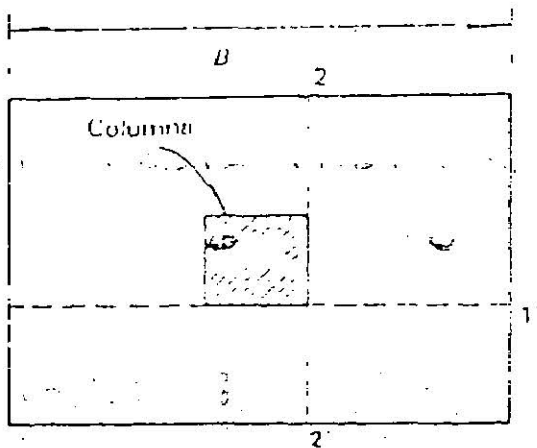


Diseño por flexión

El diseño se efectúa como viga ancha.

Secciones críticas.

a) Zapata de concreto armado bajo columna de concreto armado.



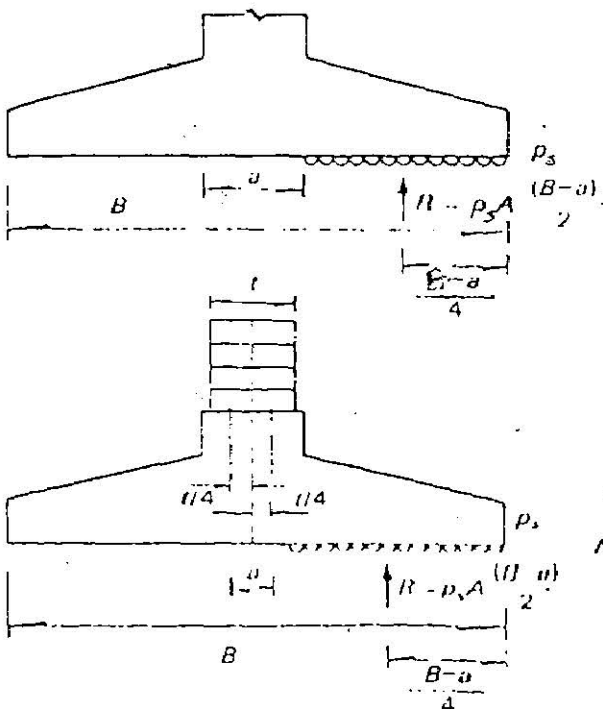
Zapata de concreto bajo columna de concreto o acero

La sección 1-1¹ es crítica para determinar el esfuerzo por flexión paralelo al lado corto.

La 2-2¹ para el esfuerzo paralelo al lado largo.

Momento en la sección crítica para una zapata bajo columna de concreto armado.

$$M = \rho_s A \frac{(B-a)^2}{B}$$



$$a = t/2$$

$$M = \rho_s A \frac{(B-a)^2}{B}$$

$$a = t/2$$

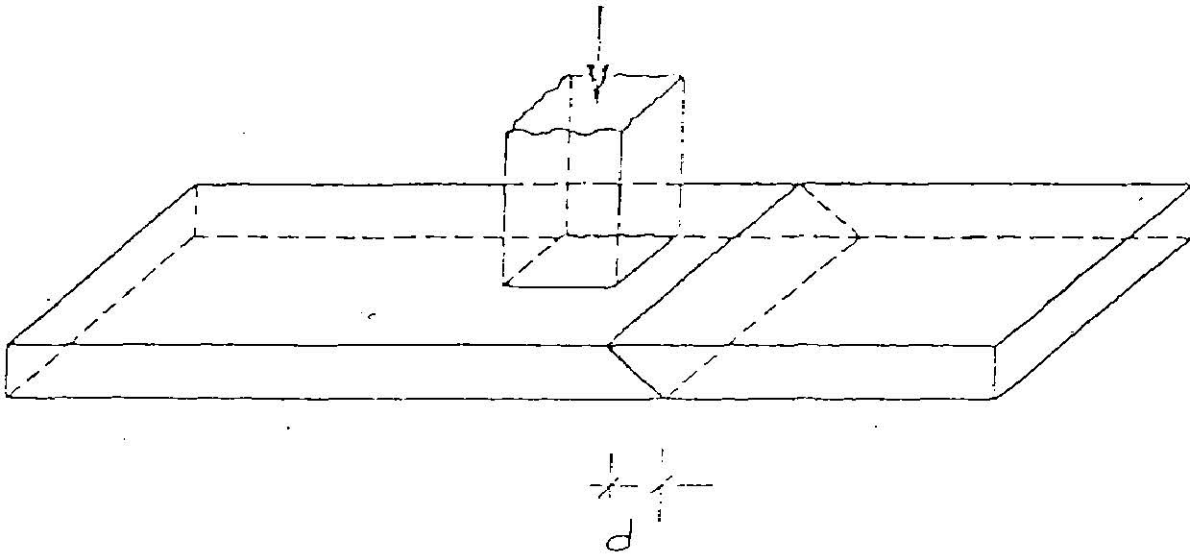
$$M = \rho_s A \frac{(B-a)^2}{B}$$

Diseño por cortante

(Comportamiento como viga ancha)

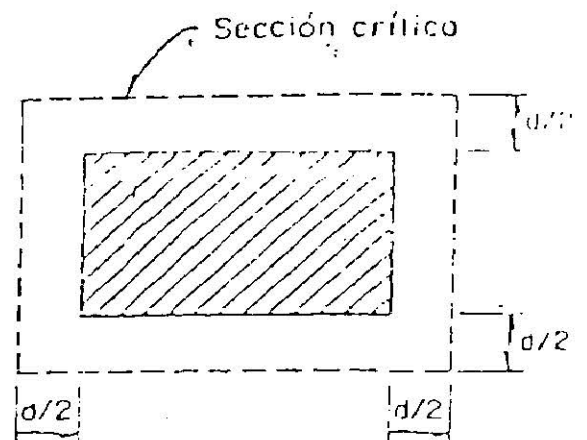
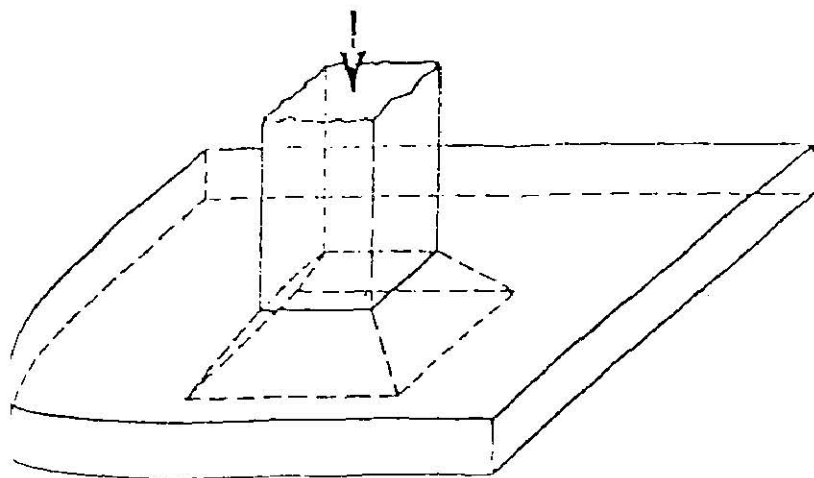
El diseño se efectúa como se ha visto en las vigas.

Sección crítica.



Diseño por cortante por penetración

Sección crítica



Esfuerzo cortante actuante

$$V_u = V_u/A$$

Donde

V_u = Fuerza Actuante

A = $b \cdot d$

b = Perímetro de Sección crítica

d = Peralte efectivo de la zapata

Esfuerzo cortante resistente.

$$V_{CR} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{F^*c} \geq F_R \sqrt{F^*c}$$

Donde

$$\gamma = 1/L$$

Diseño de la subestructura VI

Zapata A - 5

Se diseña la condición CM + CV + SISMO

$$P = 97.32 \text{ TON}$$

$$M_x = 13.75 \text{ TON} \cdot \text{M}$$

$$M_y = 8.63 \text{ TON} \cdot \text{M}$$

Capacidad de diseño del suelo = 25 TON/M^2

$$f_c^1 = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

a) Se supondrá una zapata de 2.5×2.5 y peralte 50 cm.

$$W_{pp} = (2.5)^2 \times 0.4 \times 2.4 = 6.0 \text{ TON}$$

Se tomó 40 cm para W_{pp} ya que el peralte varía de 20 cm a 50 cm

La carga total de diseño sobre el terreno es =

$$N_u = (P + W_{pp}) F_R = (97.32 + 6.0) 1.1 = 113.65 \text{ TON}$$

$$e_x = \frac{F_R M_x}{N_u} = \frac{1.1 \times 13.75}{113.65} = 0.133 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{F_R M_y}{N_u} = \frac{1.1 \times 8.63}{113.65} = 0.0835$$

$$P_u = \frac{N_u}{(A - 2e_x)(B - 2e_y)} = \frac{113.652}{(2.5 - 2(0.133))(2.5 - 2(0.0835))} = 21.8 \text{ TON/M}^2$$

$$P_u = 21.8 < P_R = 25 \text{ TON/M}^2 \quad \underline{\text{Si cumple}}$$

b) Revisión del peralte por penetración

* Se descuenta al Nu el Wpp

$$P_u = \frac{107.32}{5.21} = 20.55 \text{ TON/M}^2$$

$$d = h - r = 50 - 7 = 43$$

$$\text{Sección crítica } d/2 = \frac{43}{2} = 21.5 \text{ cm}$$

En esta sección el peralte es

$$h = 50 - \frac{21.5}{105} (30 - 20) = 43.9$$

$$d = 43.9 - 7 = 36.9 \text{ cm}$$

El área de sección crítica

$$A_p = \text{Perímetro} \times d$$

$$A_p = 2 (40 + 60 + (2 * 36.9)) 36.9 = 12,826.44 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 107.052 - 20.55 (0.815 \times 0.615) = 96.75 \text{ TON}$$

$$V = \frac{96.75 \times 103}{12826.44} = 7.543 \text{ Kg/cm}^2$$

Fracción del momento que debe transmitirse por esfuerzos cortantes y torsión.

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{C_1 + d/C_2 + d}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{.815/.615}}$$

$$\alpha = 1 - 0.564 = 0.435$$

$$\alpha M_u = .435 \times 1.1 \times 13.75 = 6.58$$

El esfuerzo cortante debido al momento flexionante es:

$$\alpha \frac{M_u C_{AB}}{J_c}$$

$$C_{AB} = \frac{40 + 43}{2} = 41.5 \text{ cm}$$

$$J_c = \frac{d (C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d) d^3}{6} + \frac{d (C_2 + d) (C_1 + d)^2}{2}$$

$$J_c = \frac{43 (81.5)^3}{6} + \frac{(81.5) (43)^3}{6} + \frac{43 (61.5) (81.5)^2}{2}$$

$$J_c = 13.74 \times 10^6$$

$$\alpha \frac{M_u C_{AB}}{J_c} = \frac{6.58 \times 41.5}{137.4} = 1.98 \text{ Kg/cm}^2 \approx 2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u = 7.543 \text{ Kg/cm}^2 + 2 \text{ Kg/cm}^2 = 9.543 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = F_R \sqrt{F^{11} c} = 0.8 \sqrt{200} = \underline{11.31 \text{ Kg/cm}^2} > V_u$$

Revisión del peralte de la zapata como viga ancha

La sección crítica está a un peralte efectivo del paño de la columna.

$$A_v = 250 \times 13 + \frac{(250 + 146) 13.6}{2} = 5942.8$$

$$V_{CR} = F_R A_v 0.5 \sqrt{F^{11} c} = 0.8 \times 5942.8 \times .5 \times \sqrt{200} = 33617.6 \text{ Kg}$$

$$V_u = 0.52 (2.5.0 \cdot 0.096) \times 20500 = 25626.6 \text{ Kg} < V_{CR} \text{ OK}$$

d) Revisión por flexión

La sección crítica está al paño de la columna

$$M_v = P_s A (B - a)^2 ; \quad a = t/2$$

$$M_u = 20.55 \times 2.404 \times (2.2)^2 = 29.9 \text{ TON-M}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{29.9 \times 105}{100 \times (43)^2} = 16.17 \quad = > \text{Tablas}$$

$$\rho = .0045$$

$$A_s = 0.0045 \times 100 \times 43 = 19.35 \text{ cm}^2$$

Con varillas del # 5 ; $a_s = 1.98$

$$S = \frac{\ell a_s}{A_s} = \frac{250(1.98)}{19.35} = 25.5 \text{ cm}$$

Colocar varillas # 5 @ 25 en las dos direcciones

Zapata B - 5

$$P = 157.93 \text{ TON}$$

$$M_x = 13.01 \text{ TON} \cdot \text{M}$$

$$M_y = 8.0 \text{ TON} \cdot \text{M}$$

Suponemos zapata de 3×3 y $h = 60 \text{ cm}$

$$\text{a) } W_{pp} = 3 \times 3 \times 0.5 \times 2.4 = 10.8 \text{ TON}$$

$$V_u = 185.603 \text{ TON}$$

$$e_x = \frac{13.01 \times 1.1}{185.603} = 0.08 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{8 \times 1.1}{185.603} = 0.0474 \text{ m}$$

$$P_u = \frac{185.603}{2.84 \times 2.9052} = 22.5 < P_R = 25$$

Si cumple

b) Revisión por penetración

$$P_u = \frac{173.723}{2.84 \times 2.9052} = 21,060 \text{ Kg/m}^2$$

$$d = 53/2 = 26.5$$

La sección crítica está a 26.5 cm , $d = 46.9 \text{ cm}$

$$A_p = 2(100 + 2 \times 46.9) 46.9 = 18178.44 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 173.72 - 21.06(1.069 \times 0.869) = 154.156 \text{ TON}$$

$$V_u = \frac{154.156}{18178.44} = 8.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\alpha = 0.426$$

$$J_c = 34.674 \times 10^6$$

$$V_u = 8.5 + 0.76 = 9.26 \text{ Kg/cm}^2 < V_{CR} 0 11.3$$

c) Revisión como viga ancha

$$A_v = 9350.5 \text{ cm}^2$$

$$V_{CR} = 0.8 (9350.5) 0.5 \sqrt{200} = 52894 \text{ Kg}$$

$$V_u = 0.831 (3 - 0.16) \times 21.06 = 49702 \text{ Kg} < 52894 \text{ Kg} = V_{CR}$$

d) Revisión por flexión

$$M_u = 54.5 \text{ TON-M}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{54.5 \times 10^3}{100 \times 53^2} = 19.4 \Rightarrow \text{Tablas}$$

$$\rho = 0.0055$$

$$A_s = 0.0055 \times 100 \times 53 = 29.15 \text{ cm}^2 \quad ; \quad S = \frac{300}{29.85} (1.98) = 18.99 \approx 20 \text{ cm}$$

Varillas # 5 @ 20 cm

Zapata E - 5

$$P = 77.81$$

$$M_x = 13.32$$

$$M_y = 10.55$$

a) Supongamos una zapata 2 x 2 ; h = 50 cm

$$W_{pp} = 2 \times 2 \times 0.4 \times 2.4 = 3.84 \text{ TON}$$

$$N_u = (77.81 + 3.84) \times 1.1 = 89.815 \text{ TON}$$

$$e_x = \frac{13.32 \times 1.1}{89.815} = 0.163$$

$$e_y = \frac{10.55 \times 1.1}{89.815} = 0.219$$

$$P_u = \frac{89.815}{(1.678 \times 1.792)} = 30.73 \text{ TON/M}^2 > P_R \quad \text{No cumple}$$

Se diseñará 2.5 x 2.5 y h = 50 cm

$$W_{pp} = 6.0 \text{ TON}$$

$$N_u = 92.19 \text{ TON}$$

$$e_x = \frac{13.32 \times 1.1}{92.815} = 0.157$$

$$e_y = \frac{10.55 \times 1.1}{92.815} = 0.125$$

$$P_u = \frac{92.815}{(2.186 \times 2.25)} = 18.87 > \underline{P_R} \quad \underline{\text{Si pasa}}$$

Revisión del peralte por penetración

$$P_u = \frac{85.6}{4.91} = 17.43 \text{ TON/M}^2$$

$$d = h - r = 50 - 7 = 43$$

La sección crítica para ésta condición está a $d/2 = 21.5 \text{ cm}$

$$h = 43.9$$

$$d = 43.9 - 7 = 36.9 \text{ cm}$$

$$A_p = 12826.44 \text{ cm}^2$$

$$V_u = 85.6 - 17.43 (0.815 \times 0.615) = 76.86 \text{ TON}$$

$$V = \frac{76.86 \times 1000}{12826.44} = 5.99 \text{ Kg/cm}^2$$

Fracción de momento que se transmite como cortante

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{815/615}} = 0.435$$

$$\alpha M_u = 0.435 \times 1.1 \times 13.32 = 6.38$$

$$C_{AB} = 41.5 \text{ cm}$$

$$J_c = 13.74 \times 10^6$$

$$\frac{\alpha M_u C_{AB}}{J_c} = 1.93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u = 5.99 + 1.93 = 7.92 \text{ Kg/cm}^2 < V_{CR} = 11.31 \text{ Kg/cm}^2$$

Revisión del peralte de la zapata como viga ancha

$$A_v = 5942.8 \text{ cm}^2$$

$$V_{CR} = 33617.6 \text{ Kg}$$

$$V_u = 0.52 (2.5 - 0.096) \times 17.43 = \underline{21788} < V_{CR}$$

d) Revisión por flexión

$$M_u = P_s A \frac{(c - a)^2}{8} \quad a = t/2$$

$$M_u = 17.43 \times 2.404 \frac{(22)^2}{8} = 25.35 \text{ TON-M}$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{25.33 \times 10^5}{100 \times 43^2} = 13.71 \quad \Rightarrow \text{Tablas}$$

$$\rho = 0.0041$$

$$A_s = 0.0041 \times 100 \times 43 = 17.63 \text{ cm}^2$$

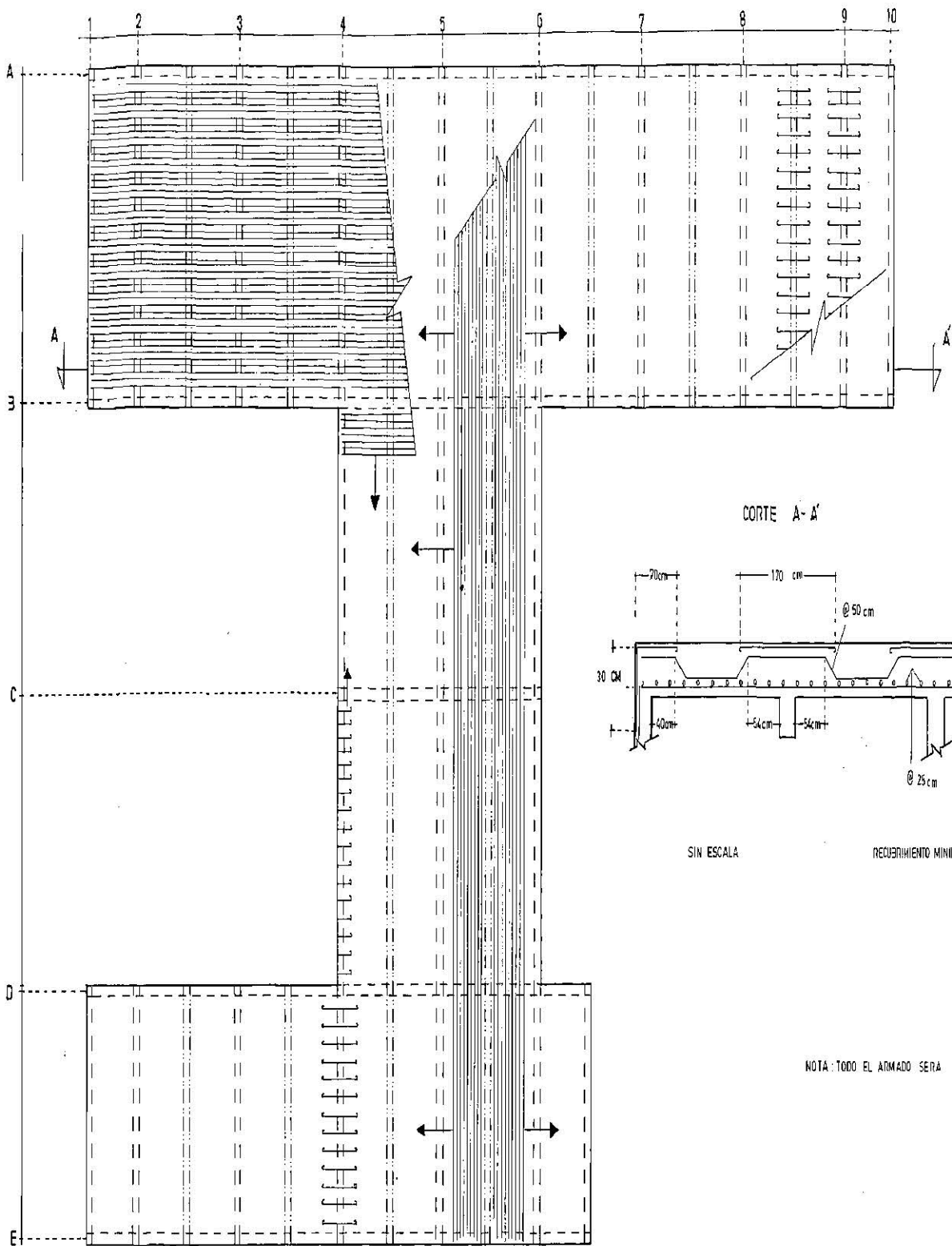
$$\text{Varilla \# 5} \quad a_s = 1.98$$

$$S = \frac{250}{17.63} (1.98) = 28.1 \text{ cm}$$

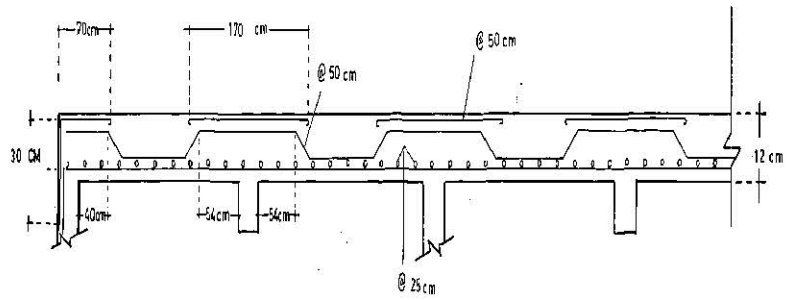
Varilla # 5 @ 28 en ambas direcciones

VII.- Planos estructurales

- Plano de losas.....	122
- Plano de trabes.....	123
- Plano de columnas.....	124
- Plano de zapatas.....	125



CORTE A-A'



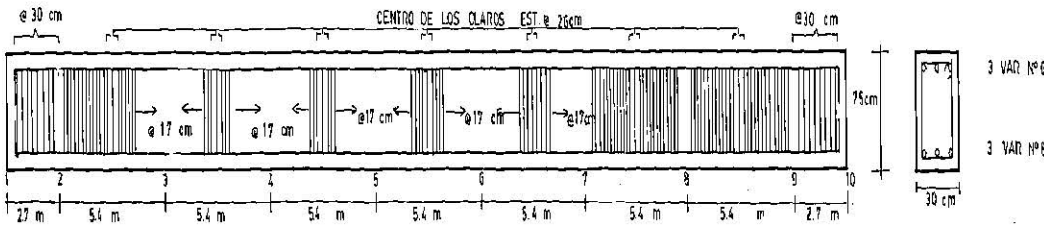
SIN ESCALA

RECUBRIMIENTO MINIMO = 2 cm

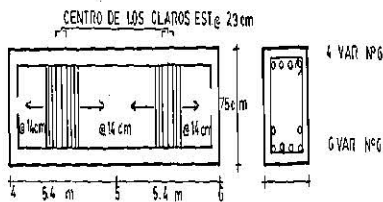
NOTA: TODO EL ARMADO SERA CON VARILLA DEL N° 3

ESC 1:75

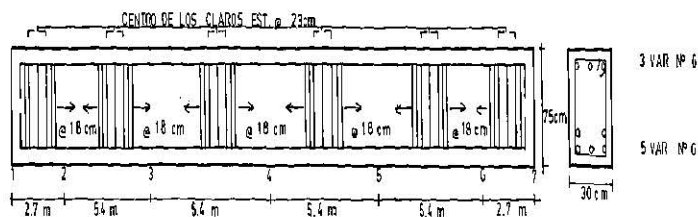
FAC. DE INGENIERIA UASLP	
ALUMNO ESMER SANCHEZ M.	ASESOR PEREZ GONZALEZ J.A.
TEMA	
LOSAS 1.2 NIVEL Y AZOTEA	



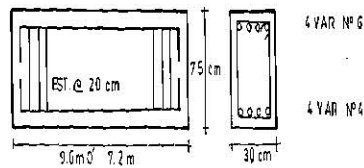
TRABE EJES A Y 3



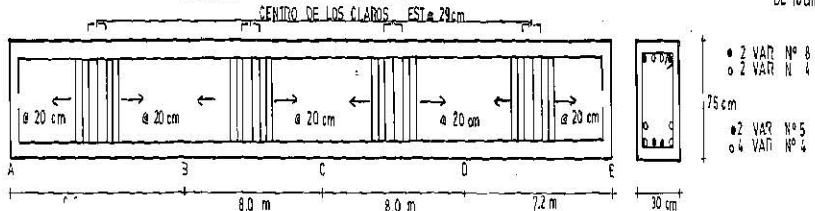
TRABE EJE C



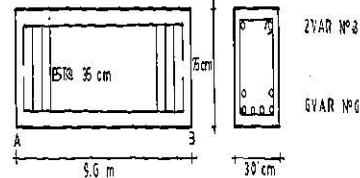
TRABE EJES D Y E



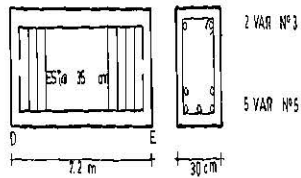
TRABES 1, 2, 3, 7, 8, 9, 10 EJES



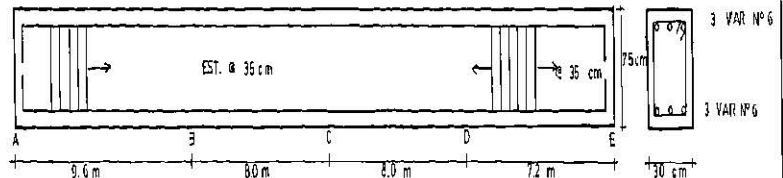
TRABE EJES 4, 5, 6



TRABE TIPO 1



TRABE TIPO 2



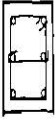
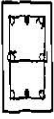


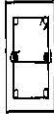
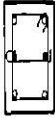

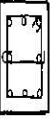
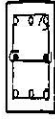
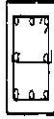
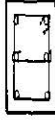
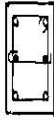
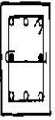
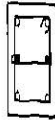

TRABE TIPO 3

NOTAS.

- 1- NO TOMAR MEDIDAS. TODAS LAS MEDIDAS ESTAN ACOTADAS.
- 2- LAS TRABES TIPO SON LAS TRABES SECUNDARIAS.
- 3- b_d = DIAMETRO DE LA VARILLA.
- 4- EL RECURRIMIENTO NO SERA MENOR DE EL b_d O DE 2 cm.
- 5- EL DOBLE DE ANCLAJE EN LOS APOYOS EXTREMOS SERA DE $443 b_d$. EL TRAMO DESPUES DEL DOBLE SERA DE 12 b_d .
- 6- LOS TRASLAPES SE HARAN LO MAS CERCA DE LOS APOYOS Y NO SERA MENOR A $40 b_d$.
- 7- TODO LOS ESTIBOS SERAN DE VARILLA N° 2.5, SOLO LA TRABE TIPO 3 SE HARAN CON VARILLA N° 3.
- 8- LOS ESTIBOS DEBEN REMATAR EN ESQUINA CON DOBLES DE $13b_d$ SERVIDOS DE TRAMOS RECTOS DE 10 cm DE LARGO.

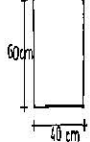
ANTES DE USAR ESTE PLANO LEA LAS NOTAS

UASLP FAC. DE INGENIERIA	
ALUMNO ESMER SANCHEZ M.	ASESOR PEREZ GONZALEZ J.A.
ARMADO DE TRABES	

 <p>○ VAR. Nº 6</p>	 <p>○ VAR. Nº 8 ● VAR. Nº 6</p>	 <p>○ VAR. Nº 10 ● VAR. Nº 8</p>	 <p>○ VAR. Nº 8 ● VAR. Nº 4</p>	 <p>○ VAR. Nº 8 ● VAR. Nº 6</p>	1 ER NIVEL
 <p>○ VAR. Nº 6 ● VAR. Nº 5</p>	 <p>○ VAR. Nº 6</p>	 <p>○ VAR. Nº 8</p>	 <p>○ VAR. Nº 6 ● VAR. Nº 5</p>	 <p>○ VAR. Nº 6</p>	2 DO NIVEL
 <p>○ VAR. Nº 5</p>	 <p>○ VAR. Nº 6 ● VAR. Nº 5</p>	 <p>○ VAR. Nº 8 ● VAR. Nº 7</p>	 <p>○ VAR. Nº 5 ● VAR. Nº 5</p>	 <p>○ VAR. Nº 6 ● VAR. Nº 5</p>	3 ER NIVEL
<p>D-1, D-2, D-3, D-7 E-1, E-2, E-3, E-7</p>	<p>A-1, A-2, A-3, A-7, A-8, A-9, A-10 B-1, B-2, B-3, B-7, B-8, B-9, B-10</p>	<p>A-4, A-5, A-6, B-4, B-5, B-6 D-4, D-5, D-6, E-4, E-5, E-6</p>	<p>C-5</p>	<p>C-4, C-6</p>	

NOTAS

1- LA DIMENSION DE LAS COLUMNA SERA PARA TODOS LOS CASOS

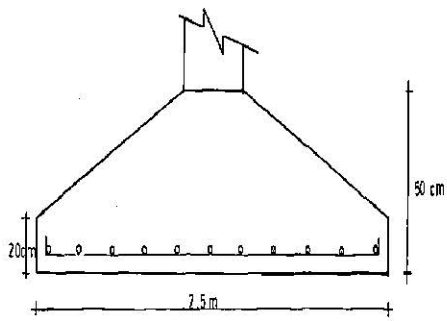


2- LOS ESTRIBOS Y GRAPAS SERAN DE VAR. Nº 25 a 20cm

3- SEGUIR LAS NOTAS QUE APARECE EN EL PLANO DE TRABES

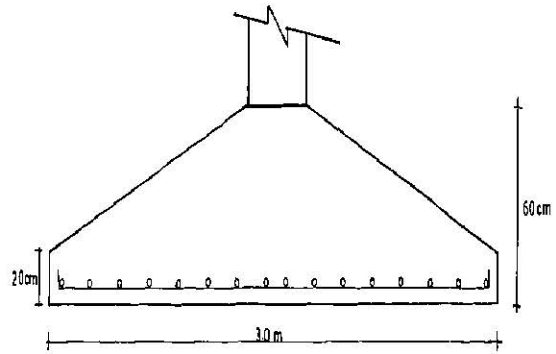
4- SE SUSTITUYEN LAS VARRILLAS DEL Nº 7 Y Nº 9

UASLP		FAC. DE INGENIERIA	
ALUMNO	ESMER SANCHEZ M	ASESOR	PEREZ GONZALEZ J.A
ARMADO DE COLUMNA			



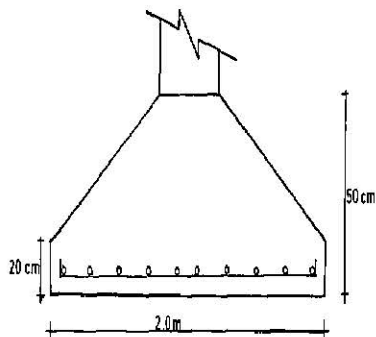
ARMADO CON VARRILLA N°5 @ 25cm EN DOS SENTIDOS

ZAPATA N°1



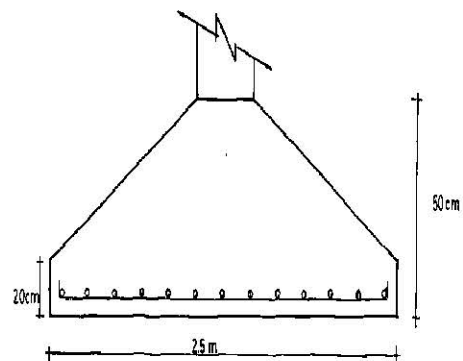
ARMADO CON VARRILLA N°5 @ 20cm EN DOS SENTIDOS

ZAPATA N°2



ARMADO CON VARRILLA N°5 @ 28 cm EN DOS SENTIDOS

ZAPATA N°3



ARMADO CON VARRILLA N°5 @ 20cm EN DOS SENTIDOS

ZAPATA N°4

ZAPATA N°1	A1, A2, A3, A4, A5, A6, A7, A8, A9, A10 B1, B2, B3, B7, B8, B9, B10
ZAPATA N°2	C5, C5, C6
ZAPATA N°3	D1, D2, D3, D7, E1, E2 E3, E4, E5, E6, E7
ZAPATA N°4	F4, F6, D4, D6, C4, C6

UASLP FAC. DE INGENIERIA	
ALUMNO	ASESOR
ESMER SANCHEZ M.	PEREZ GONZALEZ J.A.
TEMA	
ARMADOS DE ZAPATAS	

VIII.- Conclusiones y recomendaciones

- Conclusiones	126
- Bibliografía.....	128

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

UNA RECOMENDACION QUE HACE EL RCDF-87 PARA OBTENER UN COMPORTAMIENTO ADECUADO, ES EVITAR LA ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS IRREGULARES COMO ESTE.

SE RECOMIENDA EN CASO DE ESTRUCTURAS IRREGULARES DESLIGAR LOS CUERPOS DE TAL MANERA QUE FORMEN VARIOS CUERPOS DE FORMA REGULAR PARA QUE SU COMPORTAMIENTO SEA MAS ADECUADO.

SE FACILITA LA CONSTRUCCION DE ESTE TIPO DE EDIFICIOS POR SU ESTRUCTURA PEQUEÑA Y LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO ES MUY ALTA, AUNQUE DEBE SER DISEÑADA PARA CONDICIONES MAS DESFAVORABLES QUE PARA EDIFICIOS REGULARES.

PARA EL ANALISIS DE CARGAS POR SISMO SE UTILIZO UNICAMENTE EL METODO DE ANALISIS ESTATICO, QUE ES APLICABLE A ESTRUCTURAS CUYA ALTURA SEA MENOR DE 60MTS.

CON RESPECTO A LOS ANCLAJES SE DEBE PONER UN ESPECIAL CUIDADO EN LA UNION DE TRABES PRINCIPALES CON LAS COLUMNAS PARA ASEGURAR EL COMPORTAMIENTO ADECUADO DE LOS NUDOS.

PARA LA UTILIZACION DE LOS PLANOS ESTRUCTURALES SE RECOMIENDA SE LEAN TODAS LAS NOTAS INCLUIDAS EN CADA UNO DE ELLOS, NI TOMAR NIGUNA MEDIDA A ESCALA YA QUE TODAS LAS MEDIDAS ESTAN DEBIDAMENTE ACOTADAS.

EN CUANTO AL USO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES NO ES RECOMENDABLE USARLO COMO METODOLOGIA RIGUROSA A SEGUIR; SE DEBE UTILIZAR EL CRITERIO Y EXPERIENCIA ACUMULADA, COMO EN EL CASO DE ARMADO DE VIGAS CONTINUAS DONDE HAY QUE APLICAR EL CRITERIO PARA HACER SENCILLO LA APLICACION EN CAMPO.

Bibliografía

- González Cuevas - Francisco Robles Fernández
Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado
México, LIMUSA, 1989 Segunda Edición

- Curso de Diseño de Estructuras por Estados Límite
Impartido por Ing. Civil con maestría en Estructuras
Jorge Alberto Pérez González, 1991

- Departamento del Distrito Federal
Reglamento de Construcciones para el
Distrito Federal

- Apuntes de la Materia Análisis Estructural
- Apuntes de la Materia Estructuras de Concreto

Anexos

Tabla 14.1 Coeficientes de momentos flexionantes y fuerzas cortantes del Reglamento ACI 318-83.

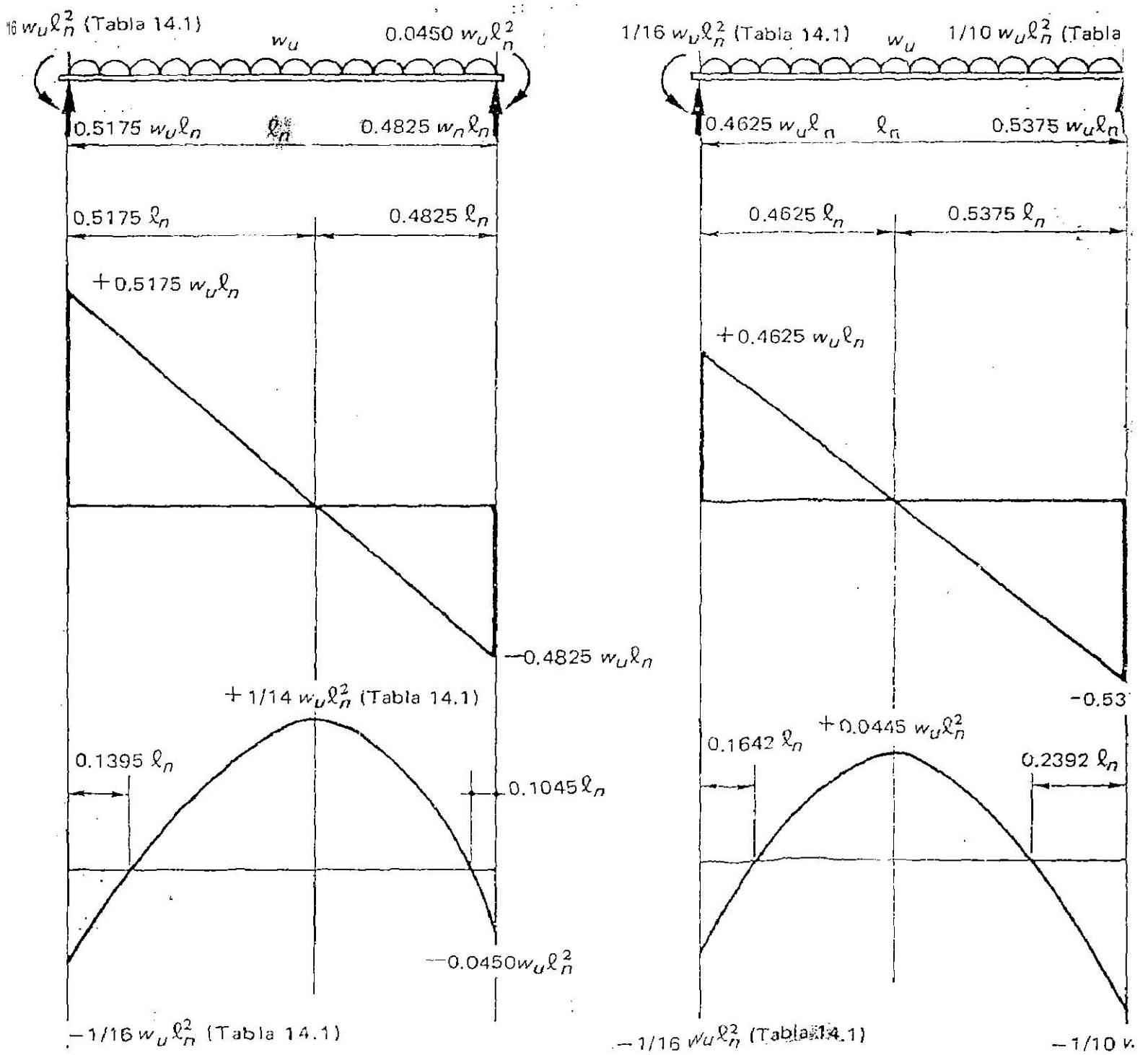
Momento positivo		
Claros extremos		
Extremo discontinuo sin restricción		$w_u \ell_n^2 / 11$
Extremo discontinuo con restricción		$w_u \ell_n^2 / 14$
Claros interiores		$w_u \ell_n^2 / 16$
Momento negativo en el paño exterior del primer apoyo interior		
Dos claros		$w_u \ell_n^2 / 9$
Más de dos claros		$w_u \ell_n^2 / 10$
Momento negativo en los otros paños de apoyos interiores		$w_u \ell_n^2 / 11$
Momento negativo en los paños de todos los apoyos para losas con claros menores que 3.05 m y para vigas cuando la relación entre la suma de las rigideces de las columnas y las rigideces de las vigas es mayor que ocho en ambos extremos del claro		$w_u \ell_n^2 / 12$
Momento negativo en la cara interior del apoyo exterior de miembros monolíticos con los apoyos		
Cuando el apoyo es una viga de fachada		$w_u \ell_n^2 / 24$
Cuando el apoyo es una columna		$w_u \ell_n^2 / 16$
Fuerza cortante en claros extremos en el paño del primer apoyo interior		$1.15 w_u \ell_n / 2$
Fuerza cortante en los demás apoyos		$w_u \ell_n / 2$

Notas: ℓ_n es el claro libre para momento positivo y fuerza cortante y el promedio de los claros libres adyacentes para momento negativo.

w_u es la carga uniforme última total.

RES DE REFUERZO PARA SECCIONES RECTANGULARES (Continuación)

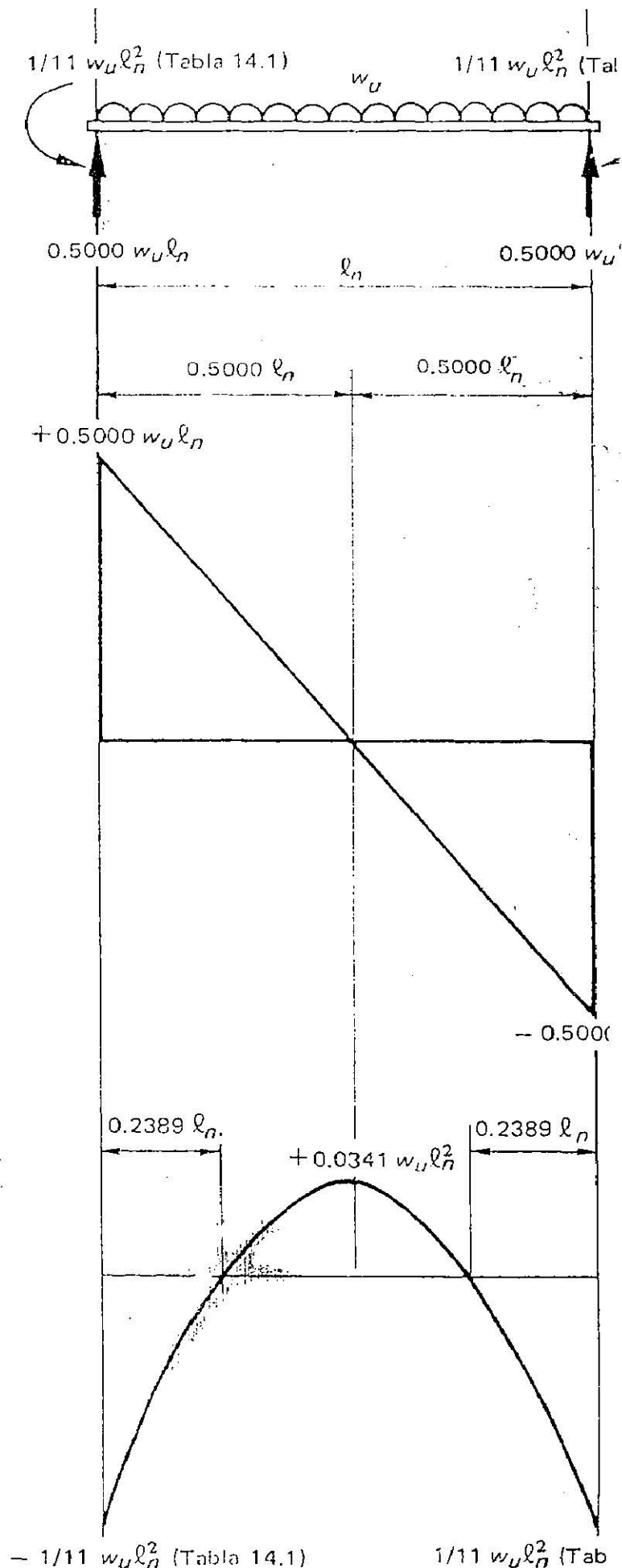
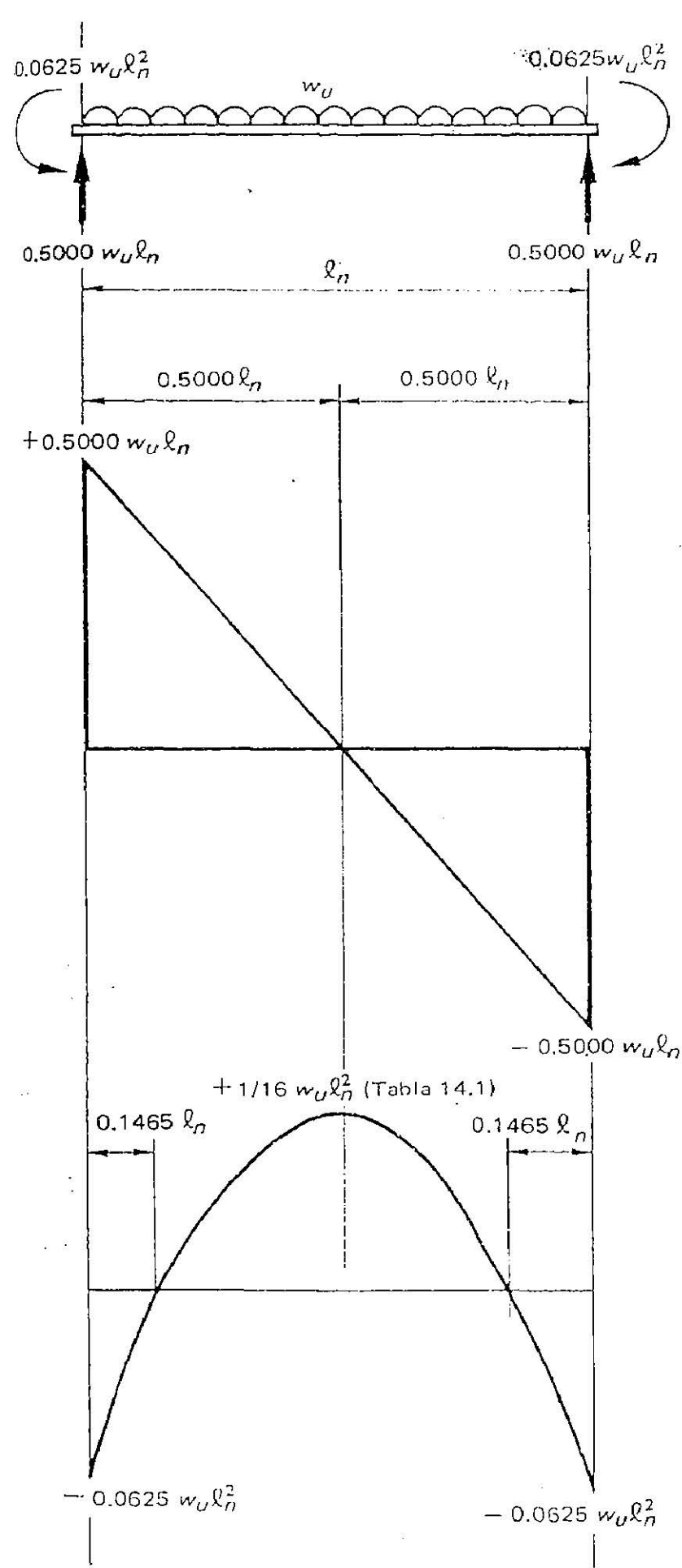
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$		$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$		$\rho_b = 1.904\%$	
ρ (0/0)	M_u/bd^2 (kg/cm ²)	ρ (0/0)	M_u/bd^2 (kg/cm ²)	ρ (0/0)	M_u/bd^2 (kg/cm ²)
1.000	3.733	.5459	19.24	.9919	32.90
1.093	4.075	.5552	19.54	1.001	33.16
1.185	4.417	.5645	19.85	1.010	33.42
1.278	4.757	.5738	20.15	1.019	33.69
1.371	5.097	.5831	20.45	1.029	33.95
1.464	5.436	.5924	20.75	1.038	34.21
1.557	5.774	.6017	21.05	1.047	34.47
1.650	6.111	.6109	21.35	1.056	34.73
1.743	6.447	.6202	21.65	1.066	34.99
1.836	6.783	.6295	21.94	1.075	35.25
1.929	7.118	.6388	22.24	1.084	35.51
2.022	7.452	.6481	22.53	1.094	35.76
2.114	7.785	.6574	22.83	1.103	36.02
2.207	8.118	.6667	23.12	1.112	36.27
2.300	8.449	.6760	23.41	1.121	36.53
2.393	8.780	.6853	23.71	1.131	36.78
2.486	9.110	.6946	24.00	1.140	37.03
2.579	9.439	.7039	24.29	1.149	37.29
2.672	9.768	.7131	24.58	1.159	37.54
2.765	10.09	.7224	24.87	1.168	37.79
2.858	10.42	.7317	25.16	1.177	38.04
2.951	10.74	.7410	25.44	1.187	38.28
3.044	11.07	.7503	25.73	1.196	38.53
3.136	11.39	.7596	26.02	1.205	38.78
3.229	11.72	.7689	26.30	1.214	39.03
3.322	12.04	.7782	26.58	1.224	39.27
3.415	12.36	.7875	26.87	1.233	39.52
3.508	12.68	.7968	27.15	1.242	39.76
3.601	13.00	.8060	27.43	1.252	40.00
3.694	13.32	.8153	27.71	1.261	40.24
3.787	13.64	.8246	27.99	1.270	40.49
3.880	13.96	.8339	28.27	1.279	40.73
3.973	14.28	.8432	28.55	1.289	40.97
4.066	14.59	.8525	28.83	1.298	41.21
4.158	14.91	.8618	29.10	1.307	41.44
4.251	15.22	.8711	29.38	1.317	41.68
4.344	15.54	.8804	29.66	1.326	41.92
4.437	15.85	.8897	29.93	1.335	42.15
4.530	16.16	.8990	30.20	1.344	42.39
4.623	16.47	.9082	30.48	1.354	42.62
4.716	16.78	.9175	30.75	1.363	42.86
4.809	17.09	.9268	31.02	1.372	43.09
4.902	17.40	.9361	31.29	1.382	43.32
4.995	17.71	.9454	31.56	1.391	43.55
5.087	18.02	.9547	31.83	1.400	43.78
5.180	18.33	.9640	32.10	1.409	44.01
5.273	18.63	.9733	32.36	1.419	44.24
5.366	18.94	.9826	32.63	1.428	44.47



a) Momento positivo máximo

b) Momento negativo máximo

Figura 14.6 Claro extremo con apoyo extremo (a la izquierda) continuo con una columna.

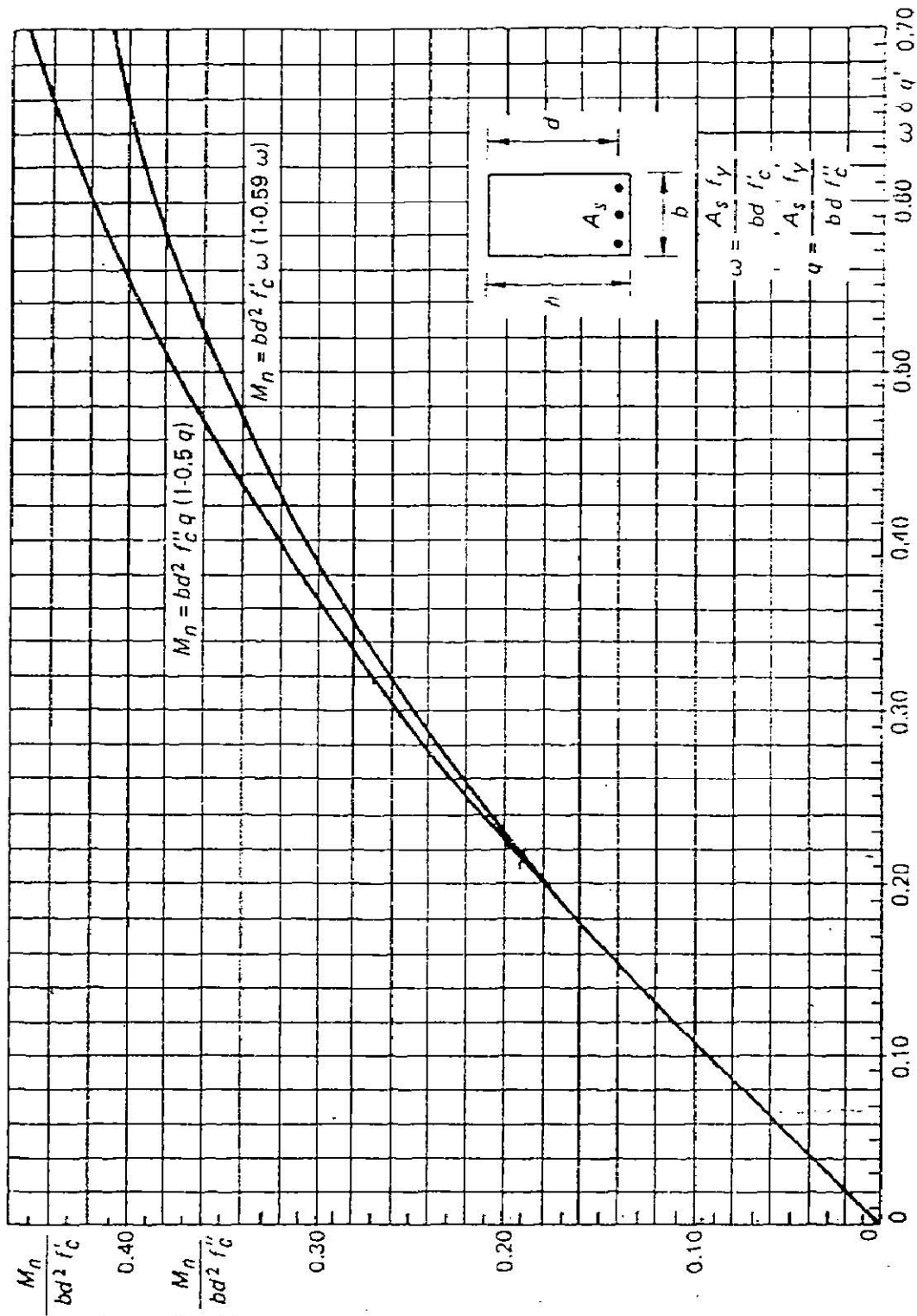


anexo 4

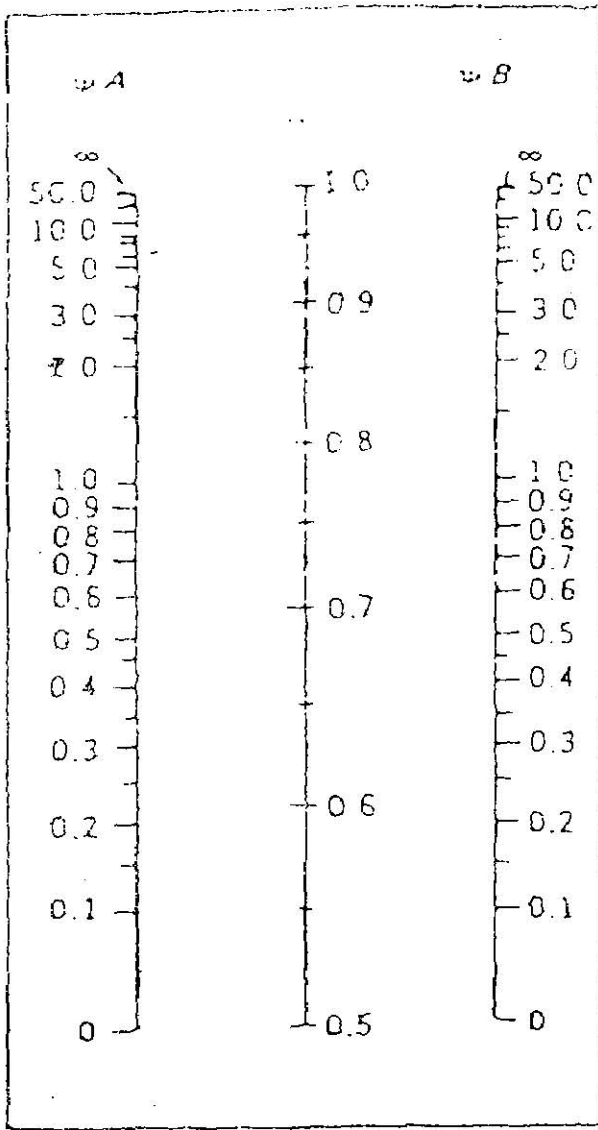
a) Momento positivo máximo

b) Momentos negativos máximos

Gráfica para diseño por flexion

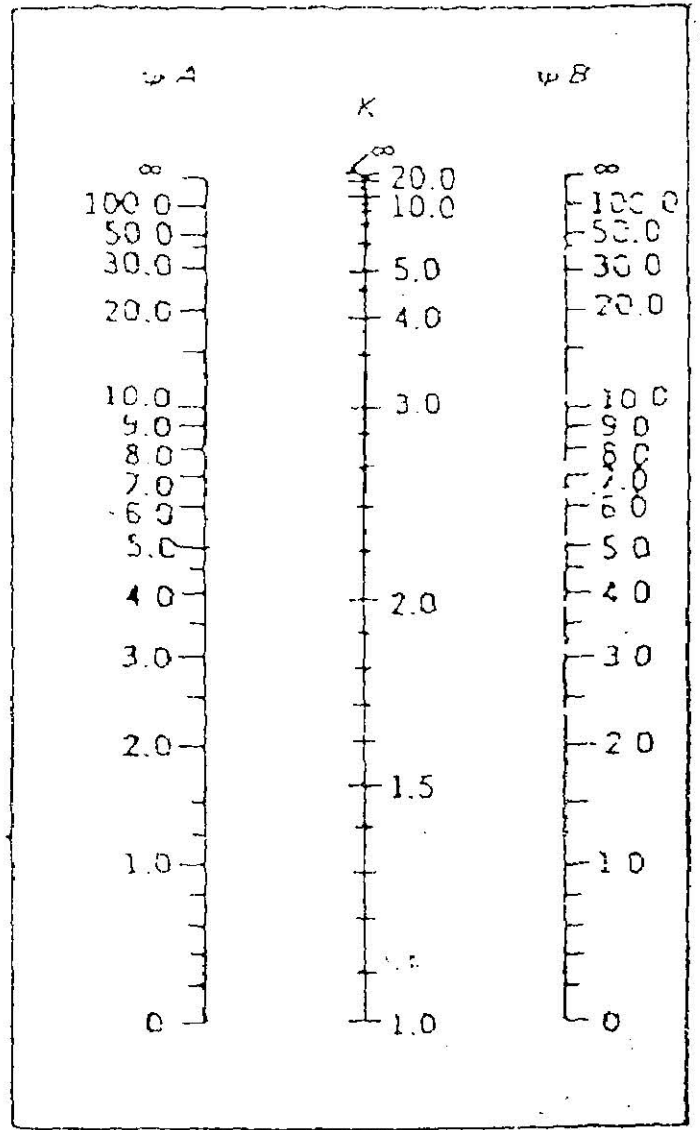


Momentos resistentes nominales de secciones rectangulares para $\omega \leq \omega_{D1}$ ($q \leq q_{D1}$)



(a)

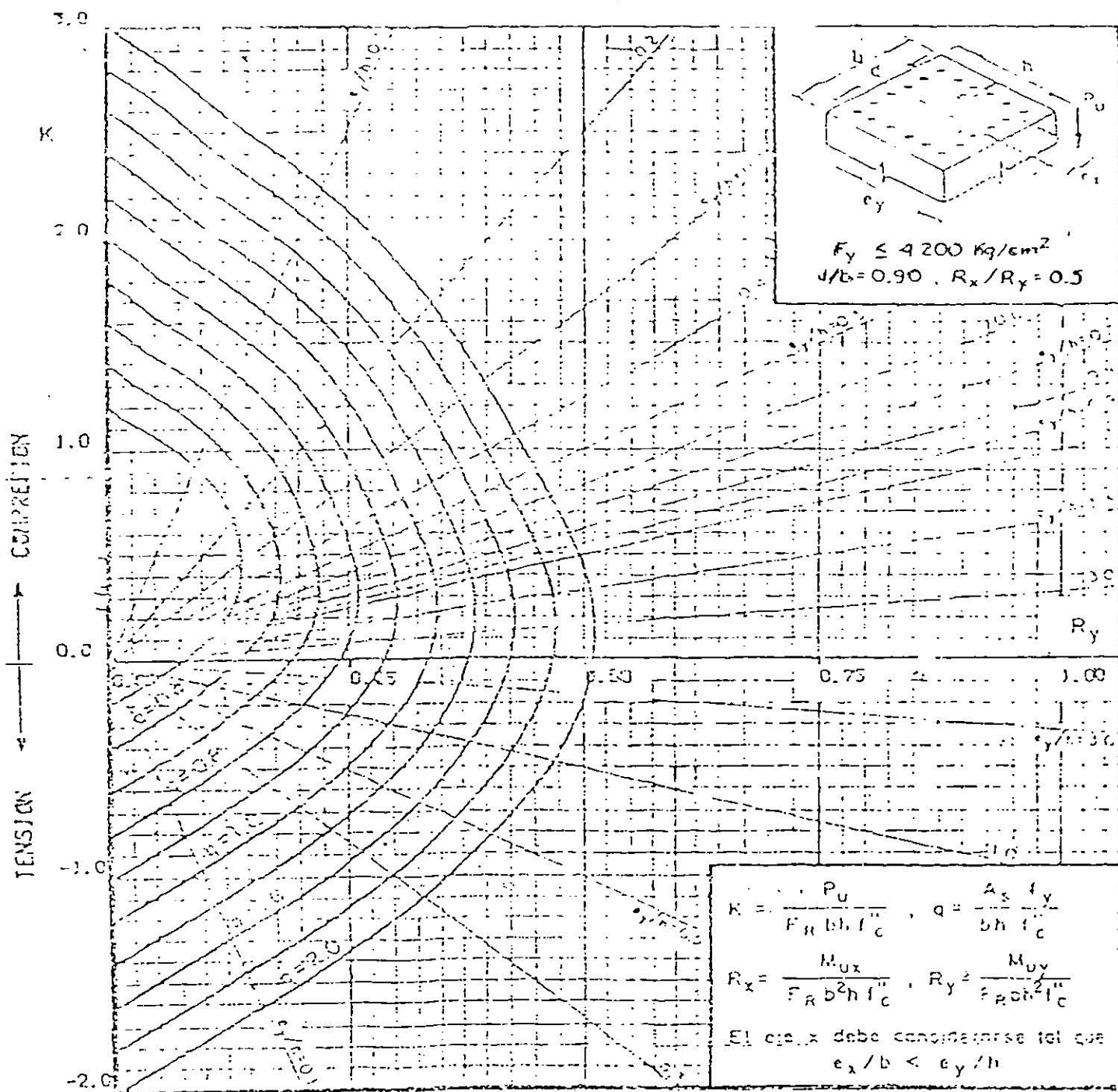
Marcos contraventeados



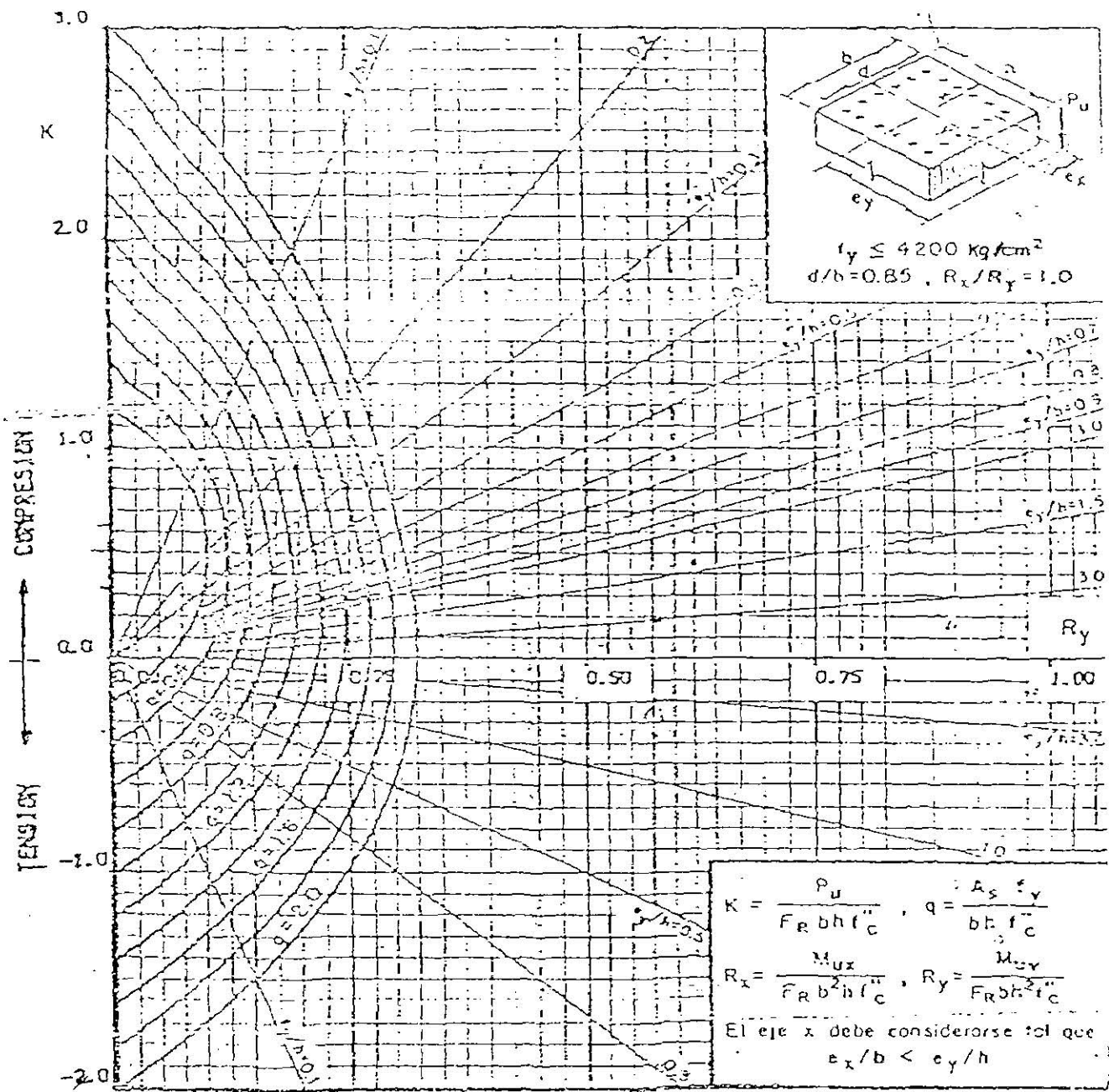
(b)

Marcos no contraventeados

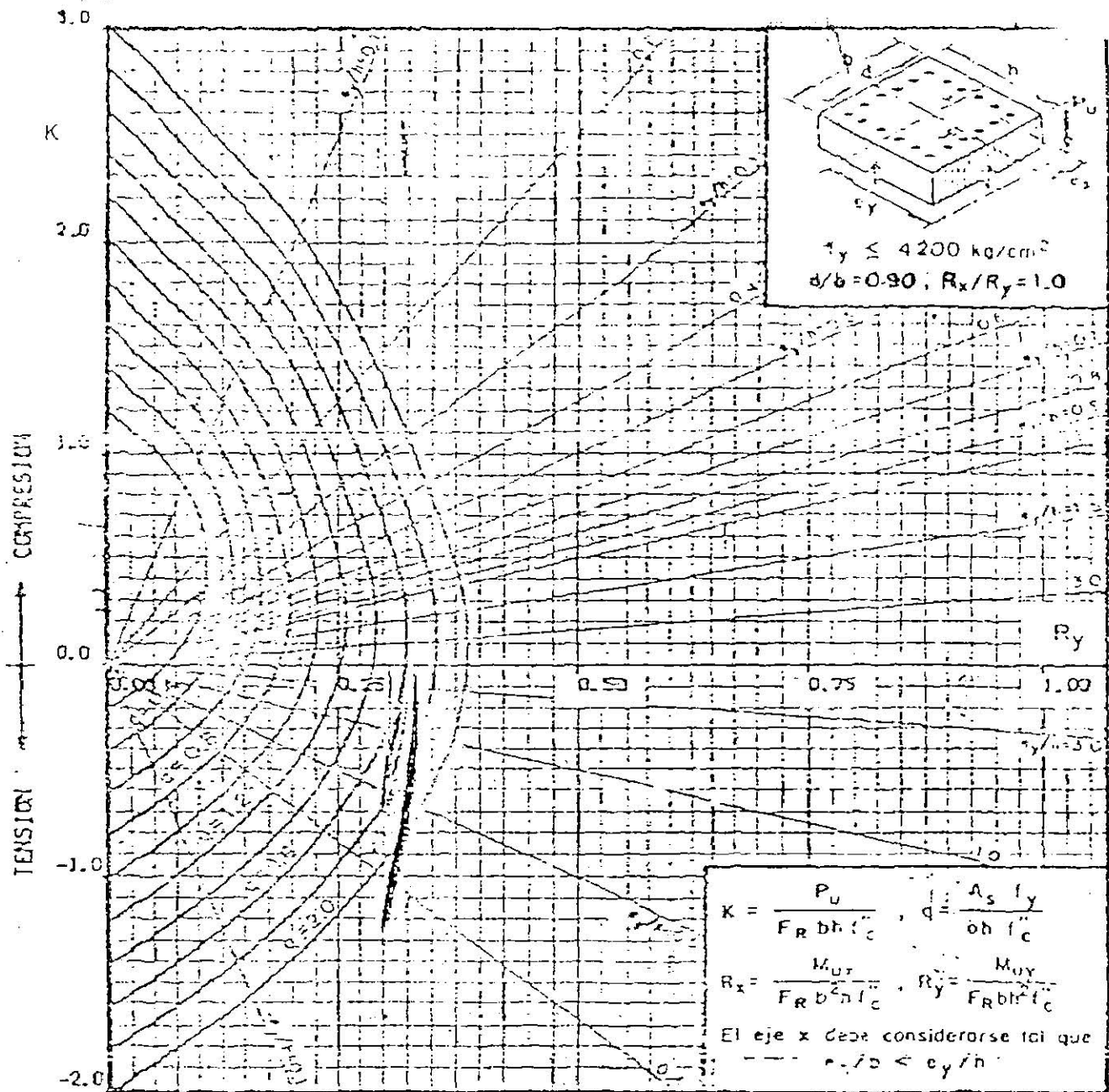
Figura 13.14 Factores para obtener las longitudes efectivas del pandeo.



- A_s = Área total de refuerzo
- $f'_c = 0.85 f_c$, si $f_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f_c}{125}) f_c$, si $f_c > 250 \text{ kg/cm}^2$
- f_R = Factor de reducción de resistencia
- P_u = Carga axial última
- M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$
- M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$



- A_s = Área total de refuerzo
- $f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
- F_R = Factor de reducción de resistencia
- P_u = Carga axial última
- M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$
- M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$



A_s = Área total de refuerzo

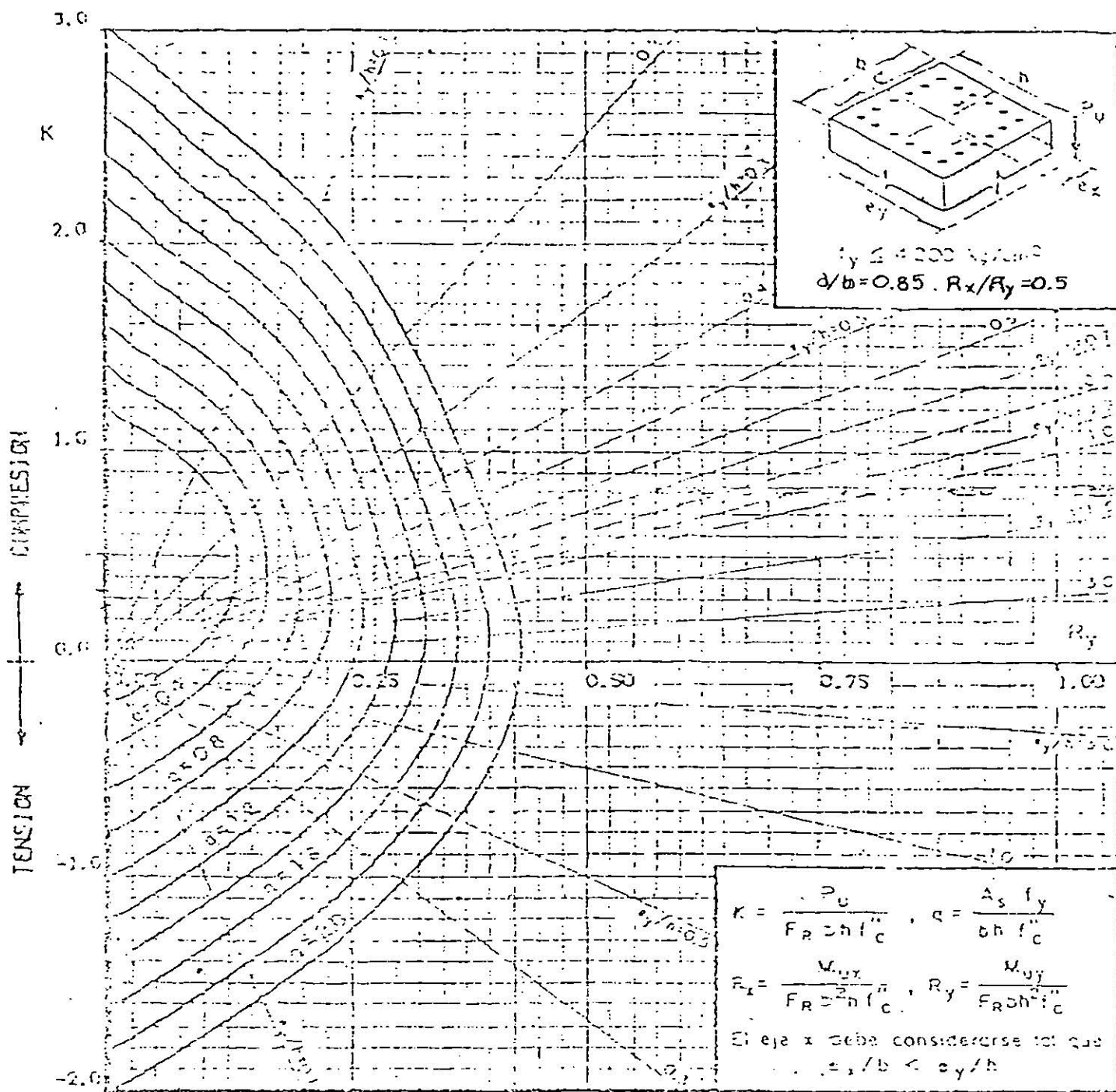
$f'_c = 0.85 f_c$, si $f_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f_c}{1250}) f_c$, si $f_c > 250 \text{ kg/cm}^2$

F_R = Factor de reducción de resistencia

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$



- A_s = Área total de refuerzo
- $f_c' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$, $f_c' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$
- F_R = Factor de reducción de resistencia
- P_u = Carga axial última
- M_{uy} = Momento flector último en dirección $y = P_u \cdot e_y$
- M_{ux} = Momento flector último en dirección $x = P_u \cdot e_x$

1 C.
E 86 J
1983
1984

