



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

**AYUDAS DE DISEÑO
DE CONCRETO REFORZADO**

Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C.

SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERIA ESTRUCTURAL A.C.

MESA DIRECTIVA 1982 - 1984.

PRESIDENTE :

ING. ALEJANDRO VAZQUEZ VERA.

VICEPRESIDENTE :

ING. JOSE LUIS TRIGOS SUAREZ.

VICEPRESIDENTE TECNICO :

ING. JULIO DAMY RIOS.

TESORERO :

ING. VICTOR M. PAVON RODRIGUEZ.

SECRETARIO :

ING. RICARDO DE LA BARRERA S. C.

VOCALES :

ING. FERNANDO AREAN CARRILLO

ING. CARLOS RAMOS AGUILAR.

ING. MARCIAL SOTO MIRANDA.

ING. CARLOS MAGDALENO DOMINGUEZ.

P R E S E N T A C I O N .

Este volumen es una colección de tablas, gráficas y descripciones de procedimientos con los que se pretende abreviar el trabajo rutinario de los proyectistas de estructuras. Son el resultado de una selección del material disponible, para ofrecer sólo el que se considera más útil y de uso más frecuente. Indiscutiblemente habrá otras gráficas de gran utilidad que no se incluyeron por varias razones.

Estas ayudas cumplen las disposiciones del Reglamento de las Construcciones del Departamento del Distrito Federal versión - - 1977, en lo que concierne a cada una.

Esta publicación es para el uso de personal profesional competente para evaluar el significado y las limitaciones de su contenido bajo su propia responsabilidad, y sus autores declinan toda responsabilidad por la aplicación inadecuada que de esta información, principios y procedimientos se haga.

G-610951

1a. REIMPRESION.

I N D I C E

PAGINAS

CAPITULO	1	CARGAS MUERTAS Y VIVAS		
	1.1.	Paso Volumétrico de materiales	1	- 5
	1.2.	Tabla de pesos de losas encasetonadas	7	- 16
	1.3.	Tabla de pesos de losas de lámina estriada y concreto (Losacero)		17
	1.4.	Tabla de pesos de sistemas de pisos precolados presforzados.	18	- 19
	1.5.	Distribución de la carga de losas sobre sus apoyos	20	- 21
	1.6.	Tabla de cargas vivas nominales	22	- 24
CAPITULO	2	CARGAS DE VIENTO		
	2.1.	Consideraciones generales	25	- 27
	2.2.	Clasificación de las estructuras	27	- 30
	2.3.	Velocidades de diseño	30	- 36
	2.4.	Determinación de la sollicitación por viento	36	- 53
CAPITULO	3	CARGAS DE SISMO		
	3.1.	Consideraciones para el análisis sísmico	55	- 57
	3.2.	Zonificación del Distrito Federal en cuan- to a tipos de subsuelo.		58
	3.3.	Mapa de regionalización sísmica		59
	3.4.	Reducción por ductilidad.		60
	3.5.	Métodos de análisis	61	- 63
	3.6.	Ejemplo de análisis de un edificio por el método estático.	64	- 72
	3.7.	Método simplificado de análisis		73
CAPITULO	4	PROPIEDADES DE LAS SECCIONES		
	4.1.	Propiedades de secciones usuales.	75	- 76
	4.2.	Tabla para momentos de inercia de seccio- nes rectangulares		77

4.3.	Tabla para momentos de inercia de secciones circulares.	78
4.4.	Gráfica para momentos de inercia de secciones "L" ó "T".	79
4.5.	Ancho de losa plana equivalente a una trabe.	80 - 81
4.6.	Propiedades de perfiles laminados en frío	83 - 84

CAPITULO 5 DETERMINACION DE RIGIDECESES, FACTORES DE TRANSPORTE, ETC. DE BARRAS DE SECCION VARIABLE.

5.1.	Descripción general del método de Newmark.	85 - 88
5.2.	Ejemplo de aplicación del método de Newmark	89 - 90
5.3.	Gráficas para determinación de propiedades (rigideces, etc.) de piezas de sección variable.	91 - 99

CAPITULO 6 ELEMENTOS MECANICOS

6.1.	Nomenclatura, fórmulas y diagramas de vigas.	101 - 123
6.2.	Fórmulas y diagramas para pórticos rígidos empotrados.	125 - 131
6.3.	Fórmulas y diagramas para pórticos rígidos articulados.	133 - 138
6.4.	coeficientes para determinar momentos flexionantes en losas.	139 - 142

CAPITULO 7 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

7.1.	Criterios de dimensionamiento para vigas de concreto armado	143 - 147
7.2.	Gráficas de momento resistente y capacidad al cortante en vigas de concreto armado.	149 - 192
7.3.	Determinación del área de acero en compresión y del área de acero adicional en tensión para vigas doblemente armadas.	193 - 195
7.4.	Tablas de separación de estribos en vigas de concreto armado.	197 - 198

CAPITULO	8	DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO		
	8.1.	Consideraciones para el dimensionamiento de columnas de concreto reforzado.	199	- 204
	8.2.	Ejemplo	205	- 213
	8.3.	Diagramas de interacción para columnas de concreto reforzado.	215	- 229
CAPITULO	9	PROPIEDADES Y CARACTERISTICAS DEL REFUERZO		
	9.1.	Longitudes de desarrollo y traslape	231	- 232
		Tablas	233	- 237
	9.2.	Requisitos de dobleces del refuerzo		232
		Tablas	239	- 243
	9.3.	Refuerzo por cambios volumétricos		232
		Tabla		244
	9.4.	Tabla de propiedades de varillas		245
	9.5	Tablas de propiedades de mallas de alambre soldado.	247	- 249
	9.6.	Gráfica de curvas esfuerzo - deformación para distintos tipos de acero		251
CAPITULO	10	DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERIA.		
	10.1.	Criterios de dimensionamiento para muros de contención de mampostería	253	- 256
	10.2.	Tablas de dimensionamiento de muros de contención	257	- 261

C A P I T U L O 1

"CARGAS MUERTAS Y VIVAS"

1.1 PESO VOLUMETRICO DE MATERIALES

A falta de información específica, para la evaluación de las cargas muertas se emplearán los pesos unitarios especificados a continuación. Los valores mínimos señalados se usarán, cuando sea mas desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de flotación, lastre y succión producida por el viento.

En todos los demás casos se tomarán los valores máximos.

M A T E R I A L		PESO VOLUMETRICO EN TON/M ³	
		MAXIMO	MINIMO
<u>PIEDRAS NATURALES</u>			
Areniscas (chilucas y canteras)	secas	2.45	1.75
	saturadas	2.50	2.00
Basaltos (p.braza, laja, etc)	secos	2.60	2.35
	saturados	2.65	2.45
Granito natural		3.20	2.40
Mármol, Piedras Calcáreas		2.60	2.55
Pizarras	secas	2.80	2.30
	saturadas	2.85	2.35
Tepetates (tobavolcánica, conglomerados aluviales, etc)	secos	1.60	0.75
	saturados	1.95	1.30
Tezontle	secos	1.25	0.65
	saturados	1.55	1.15

M A T E R I A L

PESO VOLUMETRICO EN TON/M³

MAXIMO MINIMO

SUELOSArena con granos sensiblemente
del mismo tamañoseca 1.75 1.40
saturada 2.10 1.85

Arena bien graduada

seca 1.90 1.55
saturada 2.30 1.95Arcilla típica del valle de México
en su estado natural

1.50 1.20

PIEDRAS ARTIFICIALES Y MORTEROS

Adobe

1.60 1.50

Argamasa fraguada

1.90 1.40

Cemento Portland fraguado

2.95

Concreto simple con agregados de
peso normal

2.20 2.00

Concreto reforzado con no mas de -
250 Kg de acero por m³

2.40 2.20

Mortero de cal y arena

1.50 1.40

Mortero de cemento y arena

2.10 1.90

Mortero de yeso

1.50 1.10

Tabique o ladrillo rojo común

1.50 1.30

MATERIAL	PESO VOLUMETRICO EN TON/M ³		
	MAXIMO	MINIMO	
<u>PIEDRAS ARTIFICIALES Y MORTEROS</u>			
Tabique o ladrillo rojo macizo refractario o prensado	2.20	1.60	
Bloque hueco de concreto ligero (vol. neto)	1.30	0.90	
Bloque hueco de concreto intermedio (vol.neto)	1.70	1.30	
Bloque hueco de concreto pesado (vol. neto)	2.20	2.00	
Bloque de vidrio para muros	1.25	0.65	
Prismáticos para tragaluces	2.00	1.50	
Vidrio plano	3.10	2.80	
<u>MADERAS</u>			
Alamo	seco	0.59	0.39
Caoba	seca	0.65	0.55
	saturada	1.00	0.70
Cedro blanco	seco	0.38	0.32
Cedro rojo	seco	0.55	0.40
	saturado	0.70	0.50
Encino	seco	0.90	0.80
	saturado	1.00	0.80

M A T E R I A L

PESO VOLUMETRICO EN TON/M³

		MAXIMO	MINIMO
Fresno	seco	0.95	0.57
Ocote	seco	0.80	
Oyamel	seco	0.40	0.30
	saturado	0.65	0.55
Palma real	seca	0.70	0.60
	saturada	1.10	1.00
Pino (diversas especies)	seco	0.65	0.45
	saturado	1.00	0.80
Roble blanco	seco	0.80	
Roble rojo o negro	seco	0.70	
Roble (otras especies)	seco	0.95	0.85
<u>METALES Y ALEACIONES</u>			
Aluminio fundido batido		2.75	2.55
Cobre fundido laminado		9.00	8.80
Hierro, acero		7.90	
Hierro colado		7.85	
Latón, fundido laminado		8.70	8.40
Plomo		11.35	
Zinc, fundido laminado		7.20	6.90

M A T E R I A L

PESO VOLUMETRICO EN TON/M³

MAXIMO

MINIMO

PRODUCTOS ORGANICOS

Asfalto	1.50	1.10
Carbón antracita	0.92	0.75
Carbón butaminoso	0.86	0.72
Carbón turba, seca	0.65	0.55
Carbón vegetal de pino	0.44	0.28
Petróleo crudo	0.90	
Petróleo refinado	0.82	0.79
Petróleo bencina	0.75	0.73
Petróleo gasolina	0.69	0.66

RECUBRIMIENTOSPESOS EN KG/M²

Azulejo	15	10
Loseta asfáltica o vinílica	10	5
Mosaico de pasta	35	25
Granito de terrazo 20 x 20	45	35
30 x 30	55	45
40 x 40	65	55

Para el cálculo del peso de elementos de mampostería, debe adicionárseles el peso de juntas de mortero y aplanados.

En muros de bloque hueco, debe considerarse el peso del mortero que pueda entrar en los huecos, salvo que se tomen precauciones para evitarlo.

El peso de las fachadas debe tomarse en cuenta para el cálculo de cargas muertas.

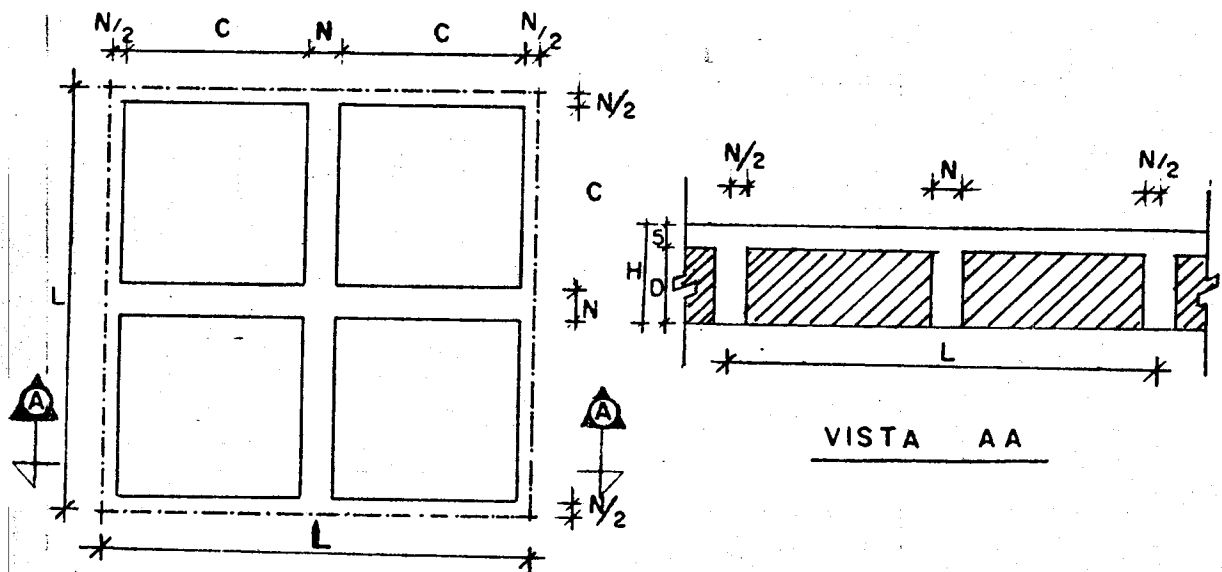
Para el cálculo del peso de recubrimientos debe adicionárseles el peso del mortero.

1.2. TABLAS DE PESOS DE LOSAS ENCASETONADAS.

A continuación se presentan tablas del peso propio de losas planas de concreto, aligeradas con cajas de concreto, bloques de poliestireno ó casetones retirables de fibra de vidrio.

1.2.1 Losas planas aligeradas con cajas de concreto de 40 x 40 cm. - ó de 60 x 60 cm.

Para la determinación del peso propio de estas losas se consideraron módulos formados por 4 casetones y 4 nervaduras.



La expresión usada fue:

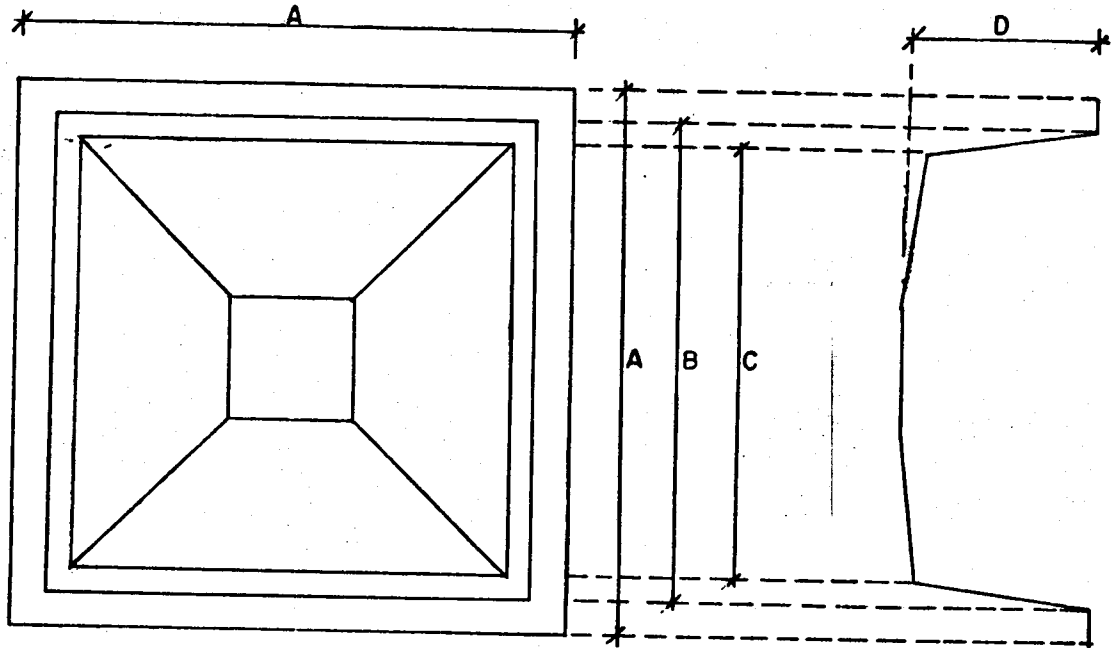
$$W = \frac{(HL^2 - C^2D \times 4) P_{vc} + C^2D \times 4 \times P_{vb}}{L^2}$$

donde.

- H: Peralte total de la losa.
- L: Long. lado del módulo
- C: Long. lado del casetón
- D: Peralte del casetón
- P_{vc}: Peso volumétrico del concreto = 2.4 Ton/M³
- P_{vb}: Peso volumétrico promedio del casetón, considerando el volumen bruto = 0.6 Ton/M³

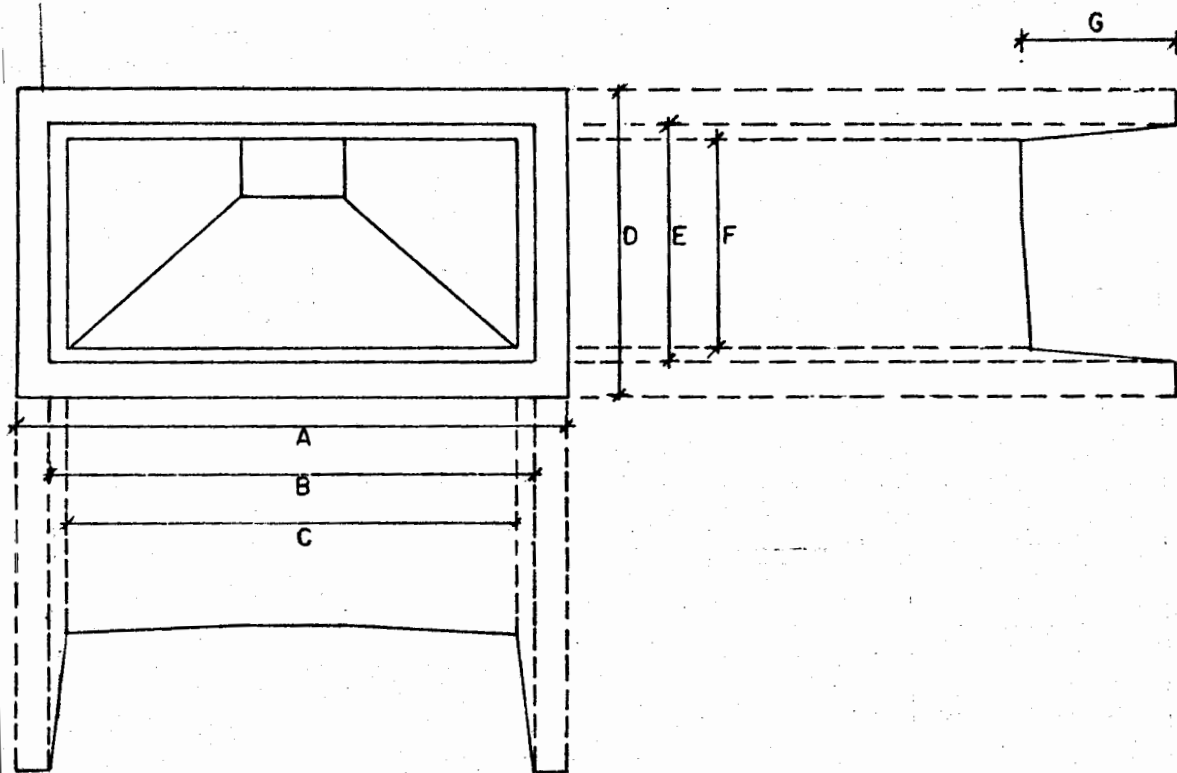
1.2.2. Losas aligeradas con casetones retirables de fibra de vidrio.

Las características de los casetones considerados son las siguientes:



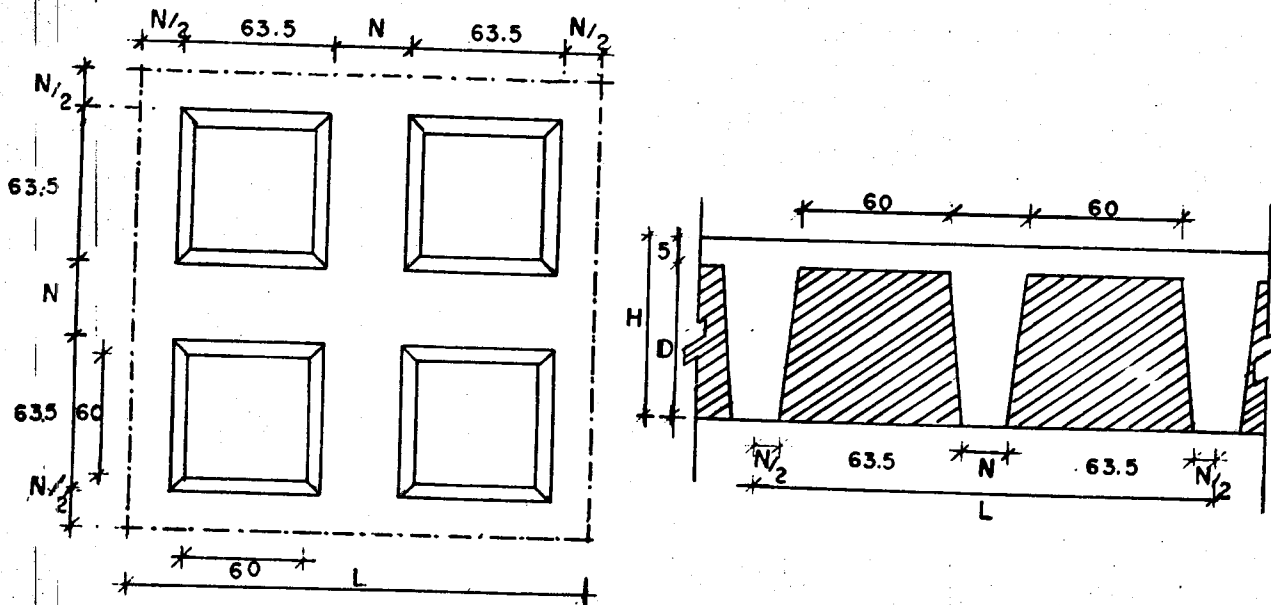
DENOMINACION	A CM.	B CM.	C CM.	D CM.	PESO APROXIMADO Kg.	VOLUMEN DESALQJADO M ³
ENTERA DE 12	72.0	63.5	60.0	12.0	4.0	0.046
ENTERA DE 20	72.0	63.5	59.0	20.0	5.0	0.076
ENTERA DE 25	72.0	63.5	58.5	25.0	6.0	0.092
ENTERA DE 30	72.0	63.5	58.0	30.0	7.0	0.110
ENTERA DE 35	72.0	63.5	57.5	35.0	8.0	0.127
ENTERA DE 40	72.0	63.5	57.0	40.0	9.0	0.145
ENTERA DE 45	72.0	63.5	57.0	45.0	10.0	0.163

CARACTERISTICAS DE MEDIO CASETON DE FIBRA DE VIDRIO.



DENOMINACION	A CM.	B CM.	C CM.	D CM.	E CM.	F CM.	G CM.	PESO APROX. Kg.	VOLUMEN DESALOJADO M ³ .
MEDIA DE 12	72.0	63.5	60.0	40.2	31.7	28.0	12.0	3.0	0.022
MEDIA DE 20	72.0	63.5	59.0	40.2	31.7	27.0	20.0	3.5	0.037
MEDIA DE 25	72.0	63.5	58.5	40.2	31.7	26.5	25.0	4.0	0.044
MEDIA DE 30	72.0	63.5	58.0	40.2	31.7	26.0	30.0	5.0	0.053
MEDIA DE 35	72.0	63.5	57.5	40.2	31.7	25.5	35.0	5.5	0.060
MEDIA DE 40	72.0	63.5	57.0	40.2	31.7	25.0	40.0	6.0	0.068
MEDIA DE 45	72.0	63.5	57.0	40.2	31.7	25.0	45.0	6.5	0.077

El cálculo del peso propio de las losas fue en forma similar al caso anterior. Se consideró el siguiente módulo:



La expresión usada fue:

$$W = \frac{(H \times L^2 - 4 V_1) \text{ Pvc.}}{L^2}$$

donde:

- W: Peso de la losa por M^2 .
- H: Peralte total de la losa.
- L: Longitud del lado del módulo.
- V_1 : Volúmen desalojado por un caseton.
- Pvc: Peso volumétrico del concreto.

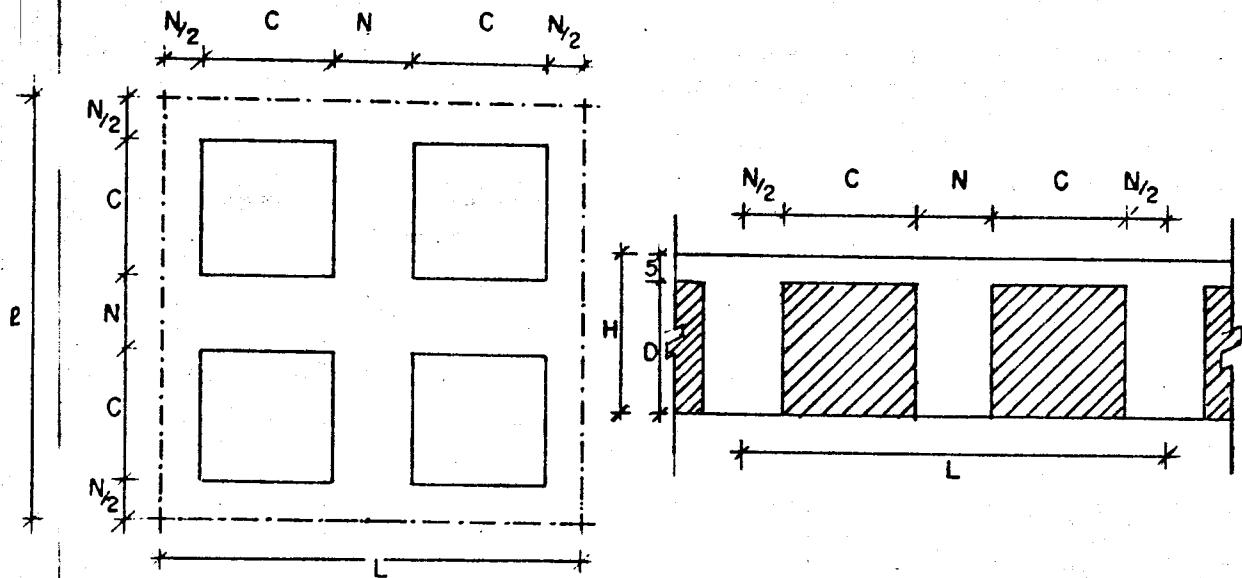
1.2.3. Losas planas aligeradas con bloques de poliestireno.

Los bloques de poliestireno se fabrican con dimensiones de -- 20 x 20, 25 x 25, 30 x 30, 40 x 40, 50 x 50, 60 x 60, 100 x 100 y 120 x 120 cms. con diferentes peraltes:

En este manual únicamente se presentan tablas de peso de losas aligeradas con bloques de 40 x 40 cm. y 60 x 60 cms.

El método de cálculo para la determinación del peso propio de las losas fue similar a los casos anteriores.

Se consideró el siguiente módulo:



La expresión usada fue:

$$W = \frac{(HL^2 - C^2D \times 4) Pvc + C^2D \times 4 \times Pvb}{L^2}$$

donde:

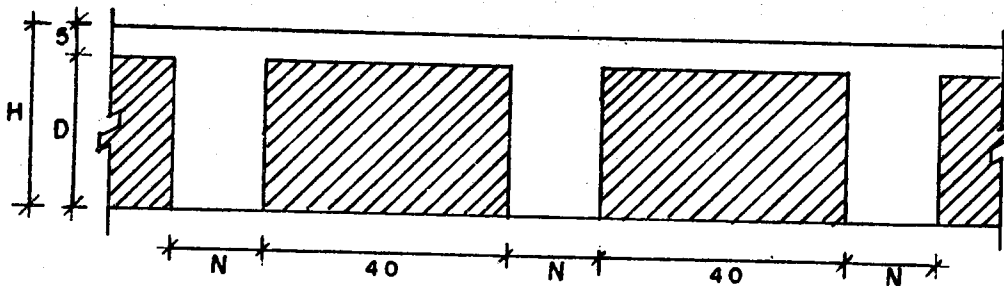
- W: Peso de la losa por M^2 .
- H: Peralte total.
- L: Longitud del lado del módulo.
- C: Long. del lado del bloque.
- D: Peralte del bloque.
- Pvc: Peso volumétrico del concreto = $2.4 \text{ Ton}/M^3$.
- Pvb: Peso volumétrico de los bloques = $0.012 \text{ Ton}/M^3$.

NOTAS:

- a) Para cada caso en particular, deberá calcularse el valor de "N" para entrar en las tablas; mediante la obtención del promedio de los anchos de las nervaduras de cada tablero para ambas direcciones.
- b) Cuando existan zonas macizas de concreto en zonas de columnas (capiteles), u otras, deberá tomarse en cuenta el incremento en peso que éstas representan.
- c) En todos los casos deberá verificarse que el peso volumétrico de los ca setones, no exceda al aquí considerado.

1.2.1 TABLA DE PESOS DE LOSAS ENCASETONADAS.

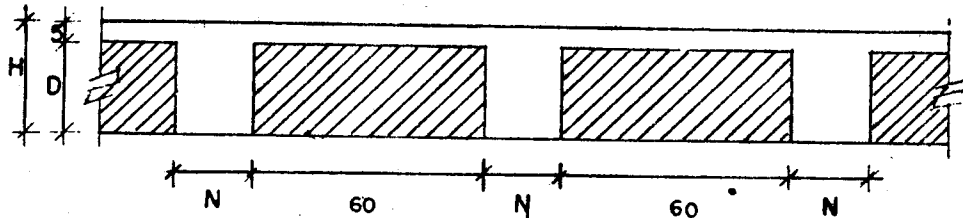
Peso de losas planas, aligeradas con casetones de concreto de 40 x 40 cm. y peso volumétrico promedio de 0.6 Ton/M³. en volúmen bruto.



H (cm)	D (cm)	N (cm)	W (Kg/m ²)	H (cm)	D (cm)	N (cm)	W (Kg/m ²)
20	15	10	307	35	30	16	565
20	15	11	314	35	30	17	574
20	15	12	320	35	30	18	583
20	15	13	326	35	30	19	592
20	15	14	332	35	30	20	600
25	20	10	367	35	30	21	608
25	20	11	379	35	30	22	615
25	20	12	387	40	35	10	557
25	20	13	395	40	35	11	572
25	20	14	402	40	35	12	587
25	20	15	410	40	35	13	601
25	20	16	416	40	35	14	614
30	25	10	432	40	35	15	627
30	25	11	443	40	35	16	639
30	25	12	453	40	35	17	650
30	25	13	464	40	35	18	660
30	25	14	473	40	35	19	670
30	25	15	482	40	35	20	680
30	25	16	490	40	35	21	689
30	25	17	498	40	35	22	698
30	25	18	505	40	35	23	706
30	25	19	513	40	35	24	714
30	25	20	520	40	35	25	721
35	30	10	494				
35	30	11	508				
35	30	12	520				
35	30	13	532				
35	30	14	544				
35	30	15	554				

1.2.1. TABLA DE PESOS DE LOSAS ENCASSETONADAS.

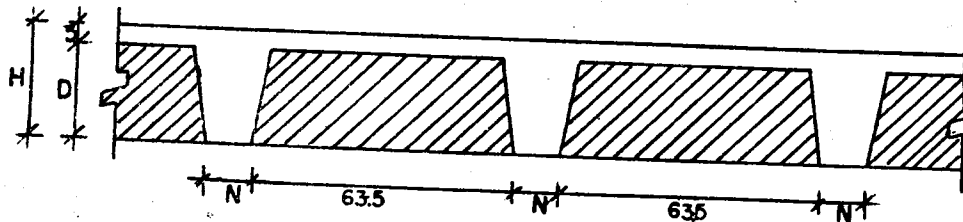
Peso de losas planas, aligeradas con casetones de concreto de 60 x 60 cm, y peso volumétrico promedio de 0.6 Ton/m³., en volumen bruto.



H (cm)	D (cm)	N (cm)	W (Kg/m ²)	H (cm)	D (cm)	N (cm)	W (Kg/m ²)
25	20	10	336	45	40	14	607
25	20	12	350	45	40	16	631
25	20	14	363	45	40	18	654
30	25	10	389	45	40	20	675
30	25	12	408	45	40	22	695
30	25	14	424	45	40	24	713
30	25	16	440	45	40	26	730
30	25	18	454	45	40	28	745
35	30	10	443	50	45	14	667
35	30	12	465	50	45	16	695
35	30	14	485	50	45	18	721
35	30	16	503	50	45	20	744
35	30	18	520	50	45	22	766
35	30	20	536	50	45	24	787
40	35	12	523	50	45	26	806
40	35	14	546	50	45	28	823
40	35	16	567	50	45	30	840
40	35	18	587				
40	35	20	606				
40	35	22	623				
40	35	24	639				

1.2.2. TABLA DE PESOS DE LOSAS ENCASETONADAS.

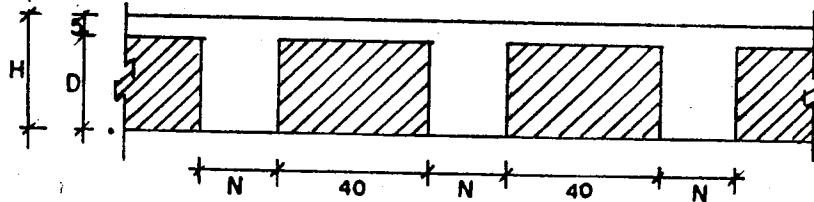
Peso de losas planas aligeradas con casetones retirables de fibra de vidrio de 63.5 x 63.5 cm



H (cm)	D (cm)	N (cm)	W (Kg/m ²)	H (cm)	D (cm)	N (cm)	W (Kg/m ²)
17	12	8.5	195	40	35	16.0	478
17	12	10.0	204	40	35	18.0	501
17	12	12.0	214	40	35	20.0	523
25	20	8.5	248	40	35	22.0	543
25	20	10.0	262	40	35	24.0	562
25	20	12.0	280	45	40	8.5	409
25	20	14.0	296	45	40	10.0	436
30	25	8.5	294	45	40	12.0	470
30	25	10.0	311	45	40	14.0	501
30	25	12.0	333	45	40	16.0	529
30	25	14.0	352	45	40	18.0	556
30	25	16.0	371	45	40	20.0	581
35	30	8.5	331	45	40	22.0	604
35	30	10.0	351	45	40	24.0	625
35	30	12.0	377	45	40	26.0	646
35	30	14.0	400	45	40	28.0	664
35	30	16.0	422	50	45	8.5	445
35	30	18.0	443	50	45	10.0	476
35	30	20.0	461	50	45	12.0	514
40	35	8.5	372	50	45	14.0	549
40	35	10.0	396	50	45	16.0	581
40	35	12.0	425	50	45	18.0	611
40	35	14.0	453	50	45	20.0	639
				50	45	22.0	665
				50	45	24.0	689
				50	45	26.0	712
				50	45	28.0	733

1.2.3. TABLA DE PESOS DE LOSAS ENCASETONADAS.

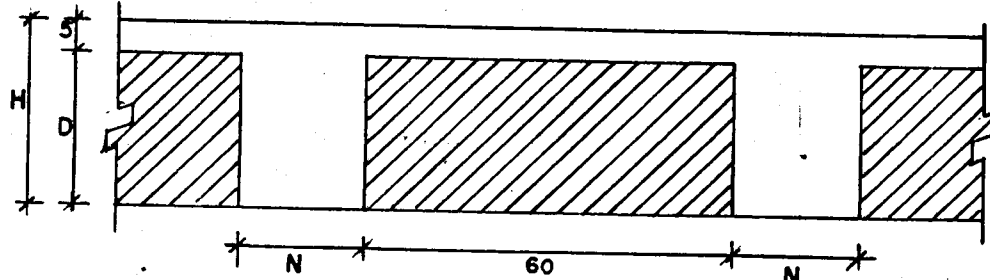
Peso de losas planas aligeradas con bloques de poliestireno expandido de 40 x 40 cm.



H (cm)	D (cm)	N (cm)	W (Kg/m ²)	H (cm)	D (cm)	N (cm)	W (Kg/m ²) •
17	12	10	224	33	28	12	396
17	12	12	238	33	28	14	425
17	12	14	251	33	28	16	451
21	16	10	259	33	28	18	474
21	16	12	278	33	28	20	495
21	16	14	294	33	28	22	514
21	16	16	309	39	34	12	456
26	21	10	303	39	34	14	490
26	21	12	327	39	34	16	522
26	21	14	349	39	34	18	550
26	21	16	368	39	34	20	575
26	21	18	385	39	34	22	598
26	21	20	401	39	34	24	619
30	25	12	367	46	41	12	525
30	25	14	392	46	41	14	567
30	25	16	415	46	41	16	604
30	25	18	436	46	41	18	638
30	25	20	455	46	41	20	669
30	25	22	471	46	41	22	696
				46	41	24	722

1.2.3. TABLA DE PESOS DE LOSAS ENCASETONADAS.

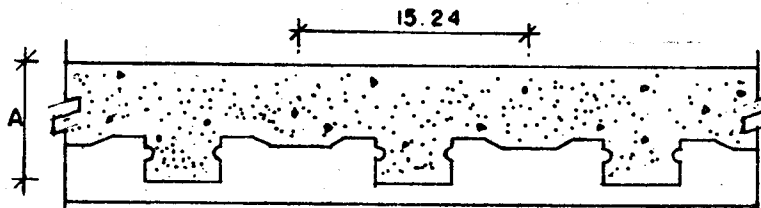
Peso de losas planas aligeradas con bloques de Poliestireno expandido de 60 x 60 cm.



H (cm)	D (cm)	N (cm)	W (Kg/m ²)	H (cm)	D (cm)	N (cm)	W (Kg/m ²)
17	12	10	197	33	28	12	328
17	12	12	209	33	28	14	352
17	12	14	220	33	28	16	375
21	16	10	223	33	28	18	396
21	16	12	239	33	28	20	416
21	16	14	253	33	28	22	434
21	16	16	266	39	34	12	372
21	16	18	278	39	34	14	402
26	21	10	256	39	34	16	430
26	21	12	276	39	34	18	456
26	21	14	294	39	34	20	479
26	21	16	311	39	34	22	501
26	21	18	327	39	34	24	522
26	21	20	342	46	41	12	424
30	25	12	305	46	41	14	460
30	25	14	328	46	41	16	494
30	25	16	348	46	41	18	525
30	25	18	367	46	41	20	553
30	25	20	384	46	41	22	580
30	25	22	400	46	41	24	604
				55	50	12	491
				55	50	14	535
				55	50	16	576
				55	50	18	613
				55	50	20	648
				55	50	22	680
				55	50	24	711
				55	50	26	739

1.3. TABLA DE PESOS DE LOSAS FORMADAS POR UNA SECCIÓN COMPUESTA DE LÁMINA ESTRIADA Y CONCRETO (LOSACERO)

La sección típica de este tipo de losas es:



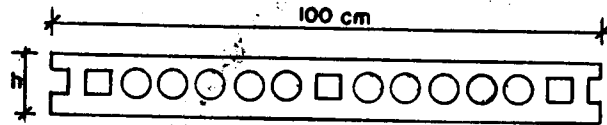
Los pesos de losa por metro de ancho, para diferentes peraltes y calibres de lámina se proporcionan en la siguiente tabla:

CONCRETO CON $P_v = 2\ 300\ \text{Kg/m}^3$				
CALIBRE LAMINA	PESO LAMINA (Kg/m ²)	PERALTE TOTAL LAM. (CM)	(A) ESPESOR (CM)	PESO LOSA W (Kg/m ²)
22	9.70	3.89	5	157.6
			6	180.5
			8	226.4
			10	272.3
20	11.56	3.91	5	160.0
			6	183.0
			8	228.8
			10	274.7
18	15.20	3.94	5	163.9
			6	187.3
			8	233.2
			10	279.1
16	19.00	3.96	5	167.8
			6	190.8
			8	236.7
			10	283.0

1.4. TABLAS DE PESOS DE SISTEMAS DE PISO PRECOLADOS PRESFORZADOS.

1.4.1. Losas extruidas de concreto presforzado.

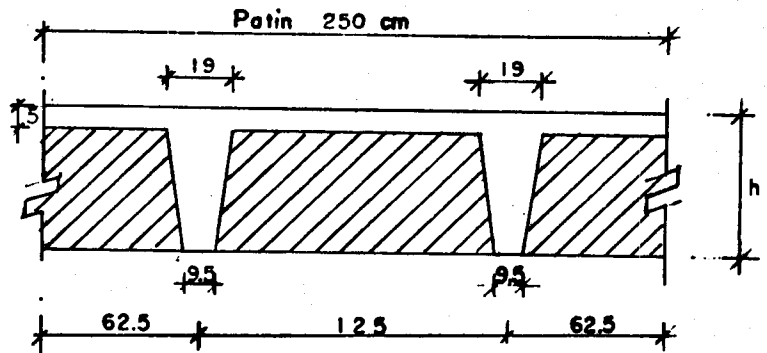
H (cm)	W (Kg/m ²)
8.0	120
10.2	160
15.2	210
20.3	290
25.4	360.



SECCION TIPICA

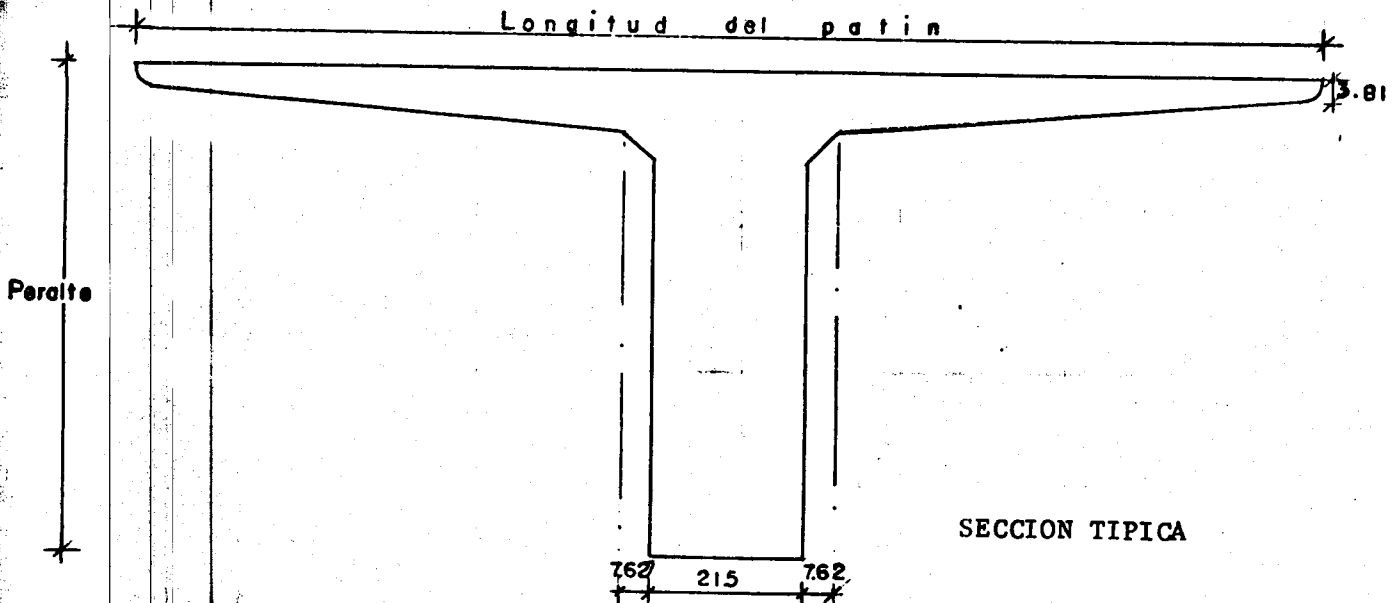
1.4.2. Peso propio de vigas T T precoladas presforzadas.

PERALTE (CM)	W (Kg/m ²)
30	205
40	230
50	255
60	280.



SECCION TIPICA

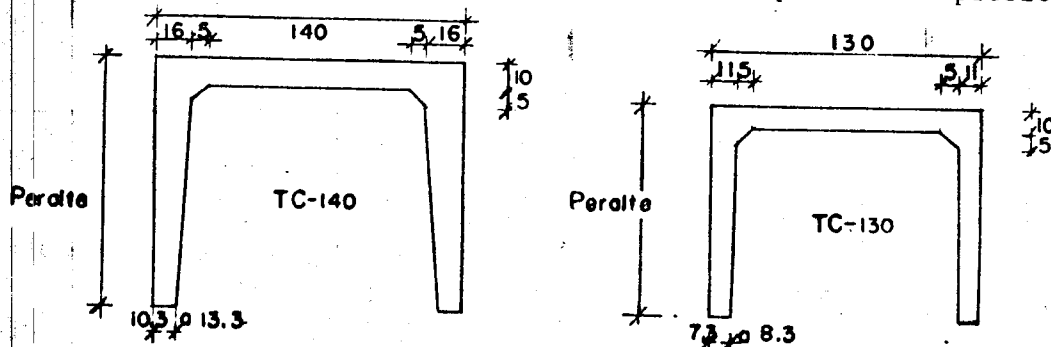
1.4.3. Peso propio de vigas T precoladas presforzadas.



SECCION TIPICA

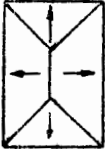

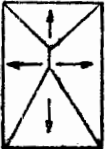

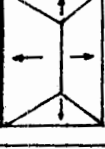
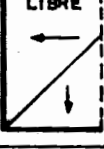

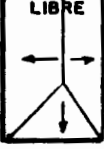






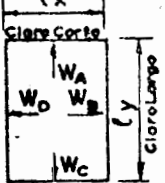
PERALTE (cm)	W en kg/m ²			
	Patin L=300	Patin L=250	Patin L=200	Patin L=150
60	300	295	305	330
70	315	315	330	360
80	330	335	355	395
90	350	355	380	430
100	365	375	400	460
110	380	395	425	495
120	395	415	450	525

1.4.4. Peso propio de vigas TC precoladas presforzadas.



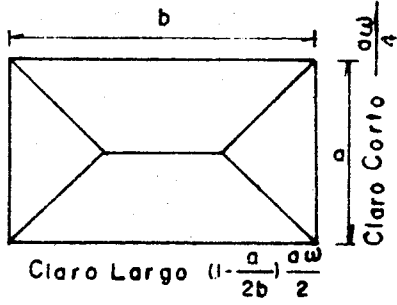
PERALTE (CM)	W en Kg/m ²	
	TC-140	TC-130
70	545	460
90	635	520
110	750	
130	790	

1.5 DISTRIBUCION DE LA CARGA SOBRE SUS APOYOS

TABLEROS APOYADOS EN LOS CUATRO EXTREMOS	TABLEROS SIN APOYO EN UNO (O DOS) EXTREMOS
 <p> $K > 1$ $W_A = W_C = \frac{1}{4} \omega \ell_x^2$ $W_B = W_D = \frac{1}{2} (k - \frac{1}{2}) \omega \ell_x^2$ $K = 1$ $W_A = W_B = W_C = W_D = \frac{1}{4} \omega \ell_x^2$ </p>	 <p> $W_A = 0$ $W_B = W_D = \frac{1}{2} (k - \frac{1}{4}) \omega \ell_x^2$ $W_C = \frac{1}{4} \omega \ell_x^2$ </p>
 <p> $K < \frac{1}{3}$ $W_A = \frac{1}{4} \omega \ell_x^2$ (Min) $W_B = W_D = \frac{1}{2} (k - \frac{3}{8}) \omega \ell_x^2$ $W_C = \frac{3}{8} \omega \ell_x^2$ (Máx.) $K > \frac{1}{3}$ $W_A = \frac{3}{8} W_C$ Aprox. (Min.) $W_B = W_D = \frac{3}{16} k^2 \omega \ell_x^2$ $W_C = \frac{2}{8} k (1 - \frac{3}{8} k) \omega \ell_x^2$ Aprox. (Máx.) </p>	 <p> $K > 2$ $W_A = W_C = \frac{1}{2} k (1 - \frac{1}{4} k) \omega \ell_x^2$ $W_B = 0$ $W_D = \frac{1}{4} k^2 \omega \ell_x^2$ </p>
 <p> $W_A = W_C = \frac{3}{16} \omega \ell_x^2$ $W_B = \frac{3}{8} W_D$ (Min.) $W_C = \frac{2}{8} (k - \frac{3}{8}) \omega \ell_x^2$ (Máx.) </p>	 <p> $W_A = W_B = 0$ $W_C = \frac{1}{2} \omega \ell_x^2$ $W_D = (k - \frac{1}{2}) \omega \ell_x^2$ </p>
 <p> $W_A = \frac{3}{16} \omega \ell_x^2$ (Min.) $W_B = \frac{3}{8} W_D$ (Min.) $W_C = \frac{1}{16} \omega \ell_x^2$ (Máx.) $W_D = \frac{2}{8} (k - \frac{1}{2}) \omega \ell_x^2$ (Máx.) </p>	 <p> $W_A = 0$ $W_B = \frac{3}{8} W_D$ (Min.) $W_C = \frac{1}{16} \omega \ell_x^2$ $W_D = \frac{2}{8} (k - \frac{3}{8}) \omega \ell_x^2$ (Máx.) </p>
 <p> $K < \frac{1}{4}$ $W_A = W_C = \frac{3}{16} \omega \ell_x^2$ $W_B = \frac{3}{8} W_D$ (Min.) $W_D = \frac{2}{8} (k - \frac{5}{8}) \omega \ell_x^2$ (Min.) $K > \frac{1}{4}$ $W_A = W_C = \frac{1}{2} k (1 - \frac{3}{8} k) \omega \ell_x^2$ $W_B = \frac{1}{20} k^2 \omega \ell_x^2$ (Min.) $W_D = \frac{1}{4} k^2 \omega \ell_x^2$ (Máx.) </p>	 <p> $K > \frac{1}{3}$ $W_A = (3/5) W$ (Min.) $W_B = 0$ $W_C = (5/8) k (1 - 5/16 k) \omega \ell_x^2$ (Máx.) $W_D = (5/16) k \omega \ell_x^2$ $K < \frac{1}{3}$ $W_A = (3/16) \omega \ell_x^2$ (Min.) $W_B = 0$ $W_C = (1/2) \omega \ell_x^2$ $W_D = (k - 4/3) \omega \ell_x^2$ (Máx.) </p>
 <p> $W_A = \frac{3}{16} \omega \ell_x^2$ (Min.) $W_B = W_D = \frac{1}{2} (k - \frac{2}{3}) \omega \ell_x^2$ $W_C = \frac{1}{4} \omega \ell_x^2$ (Máx.) </p>	 <p> $W_A = 0$ $W_B = W_D = \frac{1}{2} (k - \frac{1}{4}) \omega \ell_x^2$ $W_C = \frac{1}{4} \omega \ell_x^2$ </p>
 <p> $K > 1$ $W_A = W_C = \frac{1}{4} \omega \ell_x^2$ $K = 1$ $W_B = W_D = \frac{1}{2} (k - \frac{1}{2}) \omega \ell_x^2$ $W_A = W_B = W_C = W_D = \frac{1}{4} \omega \ell_x^2$ </p>	 <p> $K > 2$ $W_A = W_C = \frac{1}{2} k (1 - \frac{1}{4} k) \omega \ell_x^2$ $W_B = 0$ $W_D = \frac{1}{4} k^2 \omega \ell_x^2$ </p>
 <p> $K = \frac{l_y}{l_x} = \frac{\text{CLARO LARGO}}{\text{CLARO CORTO}}$ $\omega = \text{INTENSIDAD DE LA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA}$ $W_A, W_B, W_C, W_D = \text{CARGA TOTAL SOPORTADA POR CADA APOYO DEL TABLERO}$ </p>	<p> CONDICIONES DE APOYO - - - - - = LIBRE ———— = LIBREMENTE APOYADO ———— = CONTINUO O EMPOTRADO </p> <p> LAS CARGAS MARCADAS (Min) SE APLICAN SI EL TABLERO ESTA LIBREMENTE APOYADO POR COMPLETO EN EL BORDE INDICADO; SI ESTA RESTRINGIDO PARCIALMENTE LA CARGA SERA LIGERAMENTE MAYOR QUE LA EXPRESADA Y LAS CARGAS MARCADAS (Máx) EN EL BORDE OPUESTO SE REDUCIRAN CORRESPONDIENTEMENTE. </p>

1.5

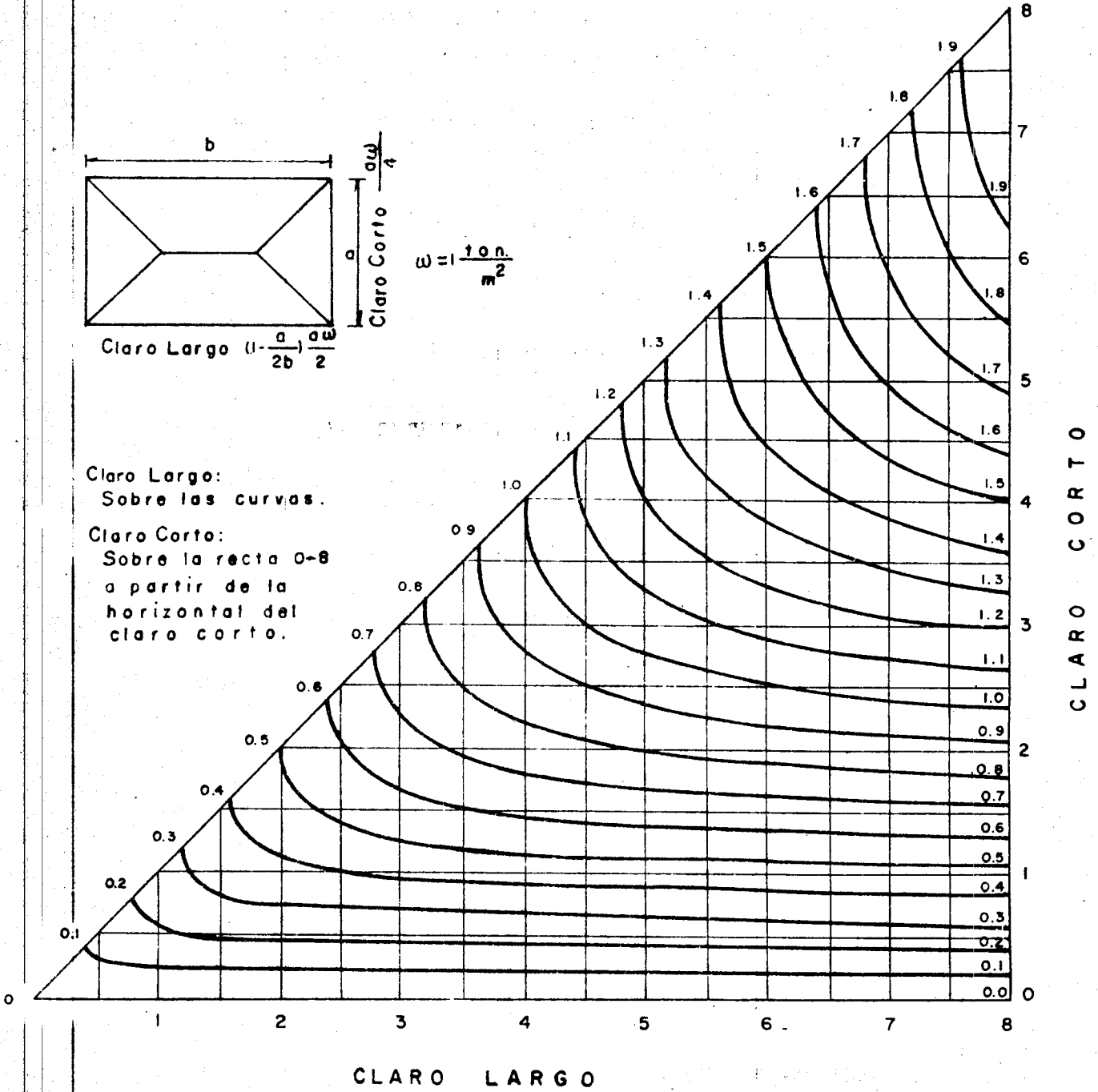
COEFICIENTES DE DISTRIBUCION DE CARGA



$$\omega = 1 \frac{10n}{m^2}$$

Claro Largo:
Sobre las curvas.

Claro Corto:
Sobre la recta 0-8
a partir de la
horizontal del
claro corto.



1.6. TABLA DE CARGAS VIVAS NOMINALES.

DEFINICION: Se considerarán cargas vivas a las fuerzas gravitacionales que obran en una construcción y que no tienen carácter permanente.

En la tabla siguiente:

La carga viva máxima "Wm" se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural ante cargas gravitacionales de las cimentaciones.

La carga instantánea "Wa" se usará para diseño sísmico y por viento, y cuando se revisen distribuciones de carga mas desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.

La carga media "W" se debera emplear en el cálculo de asentamientos diferidos en materiales poco permeables (límos y arcillas) saturados.

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS
DE DISEÑO EN KG/M2.

Destino del Piso o cubierta	W	Wa	Wm	Observaciones
I.- Habitación (casas-habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares); oficinas, despachos y laboratorios.	70	90	120+420 A	-1/2 (1)
II. Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)				
a) Cuando sirven a no más de 200 M2 de área habitable.	40	150	150+200 A	-1/2
b) Cuando sirven a una área habitable superior a 200 M2 e inferior a 400 M2.	40	150	150+400 A	-1/2
c) Cuando sirven a 400 M2 o más de área habitable o a un lugar de reunión.	40	150	150+600 A	-1/2
III.- Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales.	40	350	450	
IV.- Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios)				

	sios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares)	40	250	300	(2)
V.-	Comercios, fábricas y bodegas				
	a) Area tributaria hasta de - 20 M2.	0.8 Wm	0.9 Wm	Wm	(3)
	b) Area tributaria mayor de - 20 M2.	0.7 Wm	0.8 Wm	0.9 Wm	(3)
VI.-	Tanques y cisternas.	0.7 Wm	0.8 Wm	Wm	(4)
VII.-	Cubiertas y azoteas con pendientes no mayor de 5%	15	70	100	(5)
VIII.-	Cubiertas y azotea con pendiente mayor de 5 % y menor de 20%	5	20	60	(6)
IX.-	Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 20%	5	20	30	(6) (7)
X.-	Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	15	70	300	
XI.-	Garages y estacionamientos -- (para automóviles exclusivamente).	40	100	150	(8)
XII.-	Andamios y cimbra para concreto.	15	70	100	(9)

W = Carga media

Wa = Carga instantánea

Wm = Carga máxima

- (1) Por lo menos una estancia o sala-comedor de las que contribuyen a la carga de una viga, columna u otro elemento estructural de una casa-habitación, edificio de apartamentos o similar, debe considerarse para diseño estructural $W_m = 250 \text{ Kg/m}^2$., y en las demás según corresponda al área tributaria en cuestión.
- (2) Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de tabique ni de otros materiales de peso comparable, ni de cortinajes en salas de espectáculos, archivos importantes, cajas fuertes, libreros sumamente pesados ni el de otros objetos no usuales. Cuando se prevean tales cargas deberán diseñarse elementos estructurales destinados a -

ellas, especificarse en los planos estructurales y, mediante placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción, señalarse su ubicación y carga permisible.

- (3) Atendiendo al destino del piso, se fijara la carga unitaria nominal W_m , que corresponda a un área tributaria menor de 20 M²., la que deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la construcción. La carga W_m será mayor de 350 Kg/m² en todos los casos. Cuando se prevean cargas concentradas importantes, se debe proceder como se especifica en (2).
 - (4) W_m = presión en el fondo del tanque o cisterna, correspondiente al tirante máximo posible.
 - (5) Las cargas vivas en estas cubiertas y azoteas pueden disminuirse si mediante lloraderos adecuados se asegura que el nivel máximo que puede alcanzar el agua de lluvias en caso de que se tapen las bajadas no produce una carga viva superior a la propuesta; pero en ningún caso este valor será menor que el correspondiente al especificado para cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5 % y menor de 20 %.
- Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios. Estos deben preverse -- por separado y especificarse en los planos estructurales.
- En el diseño de pretilas de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se supondrá una carga viva horizontal no menor de 100 Kg/m actuando al nivel y en la dirección más desfavorables.
- (6) Adicionalmente los elementos de las cubiertas, deberán revisarse con una carga concentrada de 100 Kg en la posición mas crítica, si ésta resulta más desfavorable que la carga uniforme especificada.
 - (7) Además, en el fondo de las valles de techos inclinados se considerará una carga debido al granizo, de 30 Kg por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desague hacia el valle.
 - (8) Más una concentración de 1.5 Ton en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.
 - (9) Más una concentración de 100 Kg en el lugar más desfavorable; debe cumplirse, además, con lo dispuesto en el capítulo de cimbras y andamios del título V del nuevo reglamento para construcciones del D.F.

Todo lo referente a cargas vivas fue obtenido del nuevo Reglamento para las Construcciones, del D.F.

C A P I T U L O 2

"CARGAS DE VIENTO."

CARGAS DE VIENTO

2.1. CONSIDERACIONES GENERALES

2.1.1 ALCANCE

En este capítulo se consideran los principales efectos que el viento causa en las estructuras, se formulan criterios para cuantificar dichos efectos, se presentan los lineamientos de cálculo correspondientes y se incluyen coeficientes, tablas y gráficas sobre las características del viento y las acciones que puede ejercer sobre diversos tipos de estructuras. Las recomendaciones dadas son aplicables al cálculo de acciones de viento tanto en estructuras completas, como los elementos que las componen.

2.1.2 REQUISITOS GENERALES

Los requisitos generales que a continuación se enumeran son aplicables al diseño de estructuras sujetas a la acción del viento y deberán considerarse como los mínimos indispensables.

Los requisitos mínimos para diseño son:

- a) Direcciones de análisis. Las construcciones se analizarán suponiendo que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares entre sí. Se elegirán las direcciones que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad de la estructura en estudio, o parte de la misma.
- b) Factores de carga y resistencia. Se tomarán los establecidos en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.
- c) Seguridad contra volteo. Para verificar la estabilidad de las construcciones en cuanto a volteo, se analizará esta posibilidad suponiendo nulas las cargas vivas que contribuyen a disminuir este efecto. El momento estabilizador no deberá ser menor de 1.5 veces el momento actuante de volteo.
- d) Seguridad contra deslizamiento. Deberán tomarse las provisiones necesarias para evitar el deslizamiento de las estructuras sujetas a la acción del viento. Al

analizarse esta posibilidad deberán suponerse nulas las cargas vivas. La relación entre la resistencia al deslizamiento y el desplazamiento horizontal actuante deberá ser por lo menos igual a 2.

e) Presiones interiores. Además de revisar la seguridad general de las construcciones, deberá estudiarse el efecto de presiones interiores de acuerdo con los requisitos que se indican en 2.4.2.5. En todos los casos deberá revisarse la seguridad de la cubierta y sus anclajes.

f) Seguridad durante la construcción. Deberán tomarse las provisiones necesarias durante la construcción de las estructuras para garantizar su seguridad bajo la acción de un viento con velocidad igual al 60% de la de diseño.

g) Protección por otras construcciones. Se considerará en todos los casos que la estructura se encuentra aislada, sin la protección que otros edificios u obstáculos pudieran proporcionarle durante la acción del viento. Sin embargo, cualquier incremento en las succiones, presiones u otros efectos que resulte de dicha cercanía, deberá ser tomado en consideración.

2.1.3 NOMENCLATURA

La siguiente notación es aplicable a las recomendaciones del presente capítulo de diseño por viento:

A	área en metros cuadrados
C	coeficiente de empuje
F_R	factor de ráfaga
h	altura de edificio en metros
H	relación entre la altura y el ancho del edificio.
K	factor que depende de la topografía del lugar
n	relación de aberturas; relación entre el área abierta y el área total de una pared.
p	presión de viento, en kg/m^2
s	succión de viento, en kg/m^2
V_B	velocidad básica del viento (a una altura de 10 metros sobre el terreno, en km/h).
V_D	velocidad de diseño, en km/h.

V_R	velocidad regional, en km/h
V_δ	velocidad gradiente, en km/h
V_Z	velocidad del viento a una altura de Z sobre el terreno, en km/h
Z	altura sobre el nivel del terreno, en metros
α	exponente de la expresión para cálculo de V_Z (función de la topografía)
δ	altura gradiente, en metros.

2.2 CLASIFICACION DE ESTRUCTURAS

2.2.1 GENERAL

Para fines del diseño por viento, las estructuras se clasifican de acuerdo a su destino y a las características de su respuesta ante la acción del viento, según se detalla en 2.2.2 y 2.2.3, respectivamente.

2.2.2 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGUN SU DESTINO

Las solicitaciones que se adopten para el diseño por viento de una estructura deben ser función del grado de seguridad aconsejable para ella. Este, a su vez, depende de la gravedad de las consecuencias de una eventual falla, y de cómo varía el costo de la estructura en función de su resistencia.

Atendiendo a la seguridad aconsejable, las estructuras se clasifican como se indica a continuación:

Grupo A

Pertenecen a este grupo aquellas estructuras que, en caso de fallar, causarían pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Tal es el caso de plantas termoeléctricas, casas de máquinas, compuertas, obras de toma, torres de transmisión, subestaciones, centrales telefónicas, estaciones terminales de transporte, estaciones de bomberos, hospitales, escuelas, estadios, salas de espectáculos, templos, museos y locales que alojen equipo especialmente costoso en relación con la estructura.

Grupo B

Pertencen a este grupo las estructuras en las que el cociente entre el costo de una falla y el costo de incrementar la resistencia es de magnitud moderada. Este es el caso de presas, plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolineras, comercios, restaurantes, casas para habitación privada, hoteles, edificios de apartamentos u oficinas, bardas cuya altura excede de 2.5 m y todas aquellas estructuras cuya falla por viento pueda poner en peligro a otras construcciones de este grupo o del grupo A.

Grupo C

Pertencen a este grupo estructuras en las que no es justificable incrementar su costo para aumentar su resistencia, ya que su falla por viento no implica graves consecuencias, ni puede, normalmente, causar daños a estructuras de los dos grupos anteriores. Ejemplos: bardas con altura menor de 2.5 m, bodegas provisionales para la construcción de obras pequeñas, etc.

Casos Especiales

En obras muy especiales, como las plantas nucleares, el cociente de pérdidas por una falla entre el incremento en costo debido a un incremento en resistencia están alto, que estas estructuras quedan fuera de la clasificación que antecede. En el diseño por viento de las mismas se siguen criterios especiales que no se consideran dentro del alcance del presente capítulo.

2.2.3 CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS POR LAS CARACTERISTICAS DE SUS RESPUESTAS ANTE VIENTO.

Atendiendo a la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en las estructuras, éstas se clasifican en cuatro tipos:

Tipo 1

Abarca estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento. Se incluyen explícitamente las siguientes construcciones:

- a) Edificios de habitación u oficinas con altura menor de 60 m.

b) Bodegas, naves industriales, teatros, auditorios y otras construcciones cerradas, techadas con sistemas de arcos, trabes, armaduras, losas, cascarones u otros sistemas de cubiertas rígidas; es decir, que sean capaces de tomar las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que mediante la adopción de geometría adecuada, la aplicación de preesfuerzo o el empleo de otra medida conveniente se logre limitar la respuesta estructural dinámica.

c) Puentes y viaductos constituidos por losas, trabes, armaduras simples o continuas, o arcos.

Tipo 2

Pertenecen a este tipo las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos períodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuentan en este tipo las torres atirantadas o en voladizo para líneas de transmisión, arbotantes para iluminación, antenas, tanques elevados, bardas, parapetos, anuncios y, en general, las estructuras que presentan una dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Se excluyen las estructuras con período fundamental mayor de 2 seg. y las que explícitamente se mencionan como pertenecientes al tipo 3.

Tipo 3

Estas estructuras reúnen todas las características de las del tipo 2, salvo que la forma de su sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos con ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura. Los vórtices ocasionan fuerzas transversales periódicas, susceptibles de sufrir amplificación dinámica excesiva.

Se incluyen en este grupo estructuras aproximadamente cilíndricas o prismáticas, tales como chimeneas, cables en líneas de transmisión, puentes o tuberías colgantes, con períodos naturales menores de 2 seg.

Tipo 4

Son de este tipo las estructuras que presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las siguientes:

- a) Formas aerodinámicamente inestables: líneas de transmisión en zonas sujetas a heladas, antenas parabólicas, etc.
- b) Estructuras flexibles con varios períodos naturales próximos entre sí: cubiertas y puentes colgantes.
- c) Estructuras con período natural mayor de 2 seg.

2.3 VELOCIDADES DE DISEÑO

2.3.1 GENERAL

En los siguientes incisos se presentan los principales parámetros que determinan la velocidad del viento de diseño. Esta velocidad, como se explica posteriormente, es función de :

- a) Localización geográfica
- b) Probabilidad de excedencia
- c) Topografía en la vecindad de la estructura
- d) Características de la estructura.

Para lo que sigue, se adoptan las siguientes definiciones de velocidades de viento:

- V_R velocidad regional. Es la velocidad máxima probable en una zona o región determinada para un cierto período de recurrencia (inciso 2.3.2).
- V_B velocidad básica. Es la velocidad que, a una altura de 10 metros sobre el terreno, se presenta en el lugar de desplante de la estructura. (inciso 2.3.3).
- V_Z velocidad del viento a una altura Z sobre el terreno (inciso 2.3.4)
- V_D velocidad de diseño a partir de la cual se evalúan los efectos del viento en la estructura (inciso 2.3.5).

Si para una localidad existen registros confiables de viento o experiencias que indiquen que es inadecuada la velocidad del viento (regional, básica o de diseño) consignada en las recomendaciones de los incisos mencionados, se podrán usar valores mayores a juicio del diseñador.

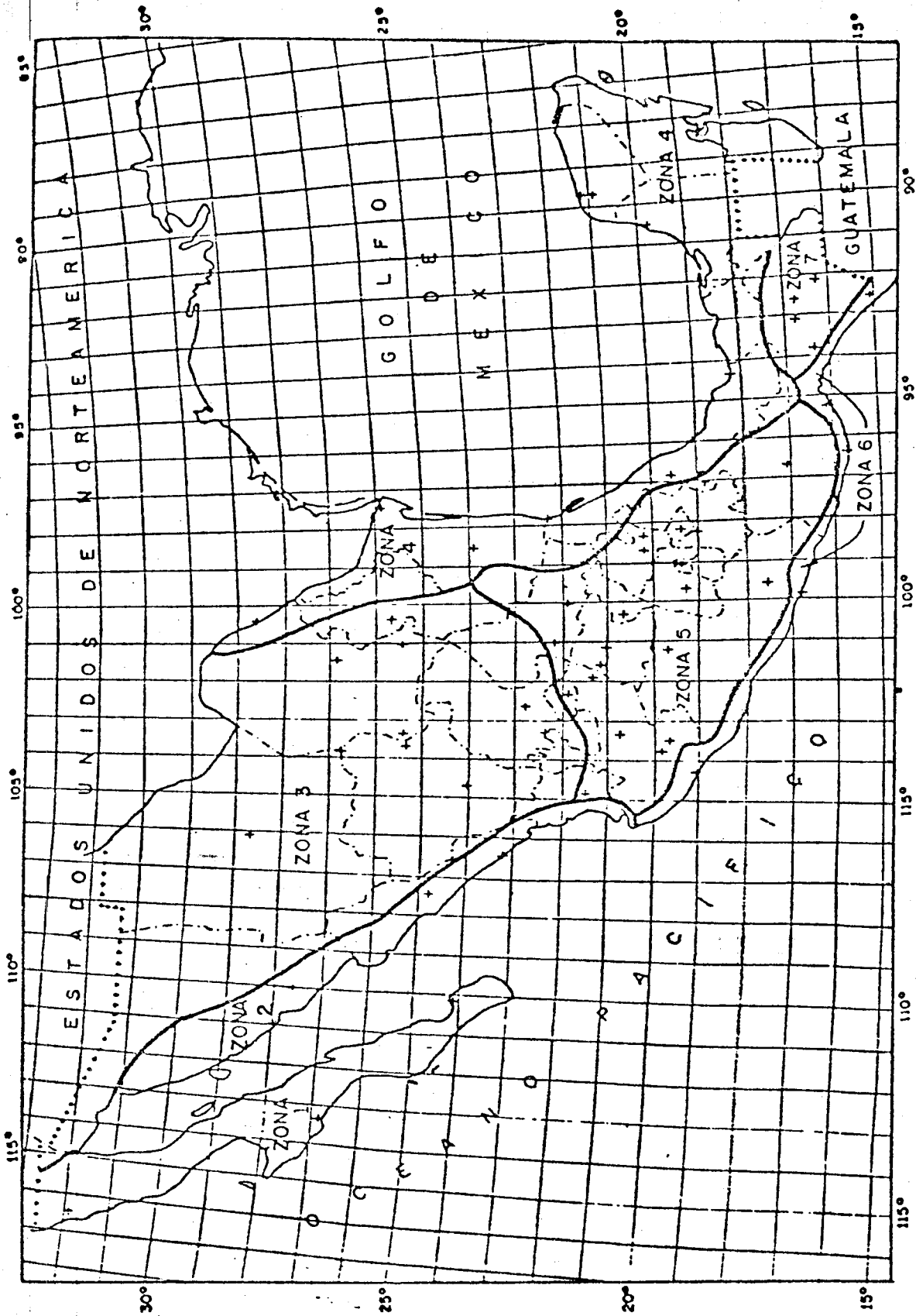


Fig. 1.1 Regionalización Eólica de la República Mexicana

Tabla 1.1 VELOCIDADES REGIONALES V_R

ZONA EOLICA (FIG. 1.1)	VELOCIDAD REGIONAL (km/hora)	
	ESTRUCTURAS GRUPO B ($T_R = 50$ años)	ESTRUCTURAS GRUPO A ($T_R = 200$ años)
1	90	105
2	125	150
3	115	125
4	160	185
5	80	90
6	150	170
7	80	95

2.3.2 REGIONALIZACION EOLICA DE LA REPUBLICA MEXICANA

Para fines de diseño por viento, la República Mexicana se ha dividido en varias zonas, según se muestra en la figura 1.1.

En la tabla 1.1 se indican, para cada una de estas zonas, las velocidades regionales, V_R , para períodos de recurrencia de 50 y 200 años; es decir, con probabilidades asociadas de excedencia de 2% y 5%, respectivamente.

La elección de la velocidad regional para diseño se hará con base en la importancia de la estructura, de acuerdo al criterio de la tabla 1.2.

Tabla 1.2 CRITERIO PARA ELEGIR LA VELOCIDAD REGIONAL, V_R

Estructuras del Grupo:	V_R con período de recurrencia de:
A	200 años
B	50 años
C	No requieren diseño por viento

Las velocidades regionales que aquí se establecen son representativas de toda una zona y pueden no ser estrictamente aplicables en localidades específicas dentro de ella. Dichas velocidades, entonces, han de considerarse como mínimas. En lugares donde se tengan registros de vientos mayores, éstos deberán usarse para estimar las velocidades de diseño.

2.3.3 VELOCIDAD BASICA

La velocidad básica del viento, V_B , se obtiene a partir de la velocidad regional, de acuerdo con la expresión:

$$V_B = KV_R$$

donde K es el factor que depende de la topografía del sitio y se tomará conforme a la tabla 1.3

Tabla 1.3 FACTOR DE TOPOGRAFIA

TOPOGRAFIA	FACTOR K
a) Muy accidentada, como en el centro de ciudades importantes.	0.70
b) Zonas arboladas, lomerios, barrios residenciales o industriales. -	0.80
c) Campo abierto, terreno plano.	1.00
d) Promontorios	1.20

2.3.4 VARIACION DE LA VELOCIDAD CON LA ALTURA

La velocidad del viento varfa con la altura sobre el terreno según se muestra esquemáticamente en la figura 1.2

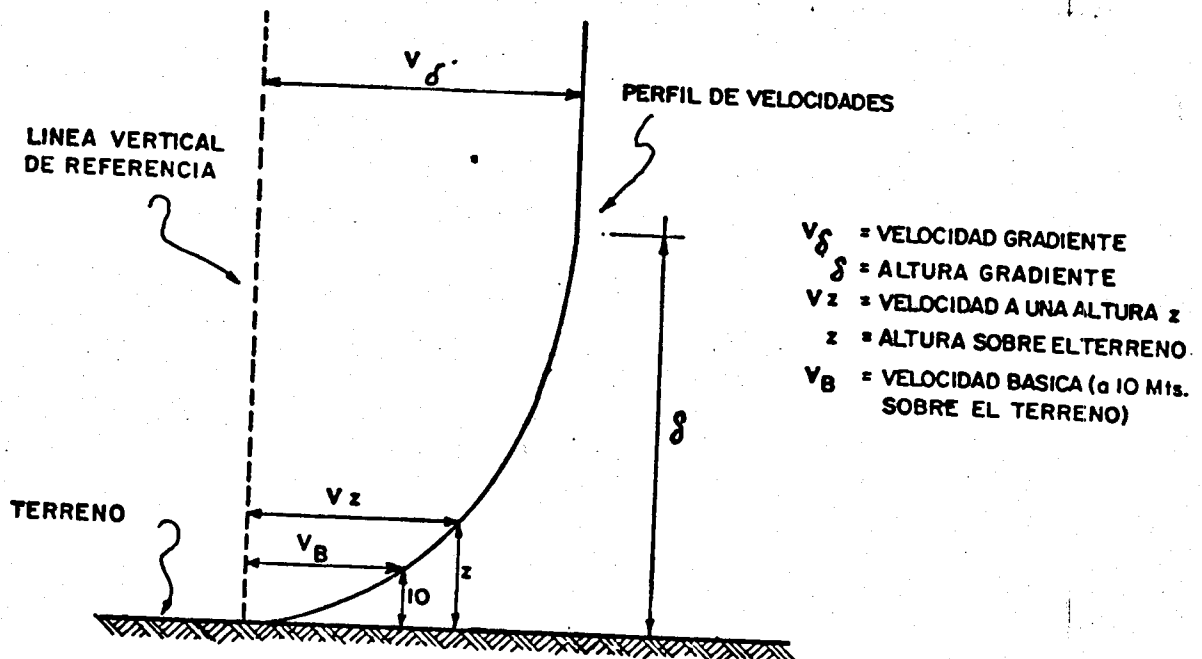


Fig. 1.2 Variación de la velocidad del viento con la altura.

Para fines de diseño, se supondrá que la velocidad del viento a la altura Z , V_Z , está dada por las expresiones:

$$V_Z = V_B \left(\frac{Z}{10}\right)^\alpha \quad \text{para } 10 < Z < \delta$$

$$V_Z = V_B \quad \text{para } Z \leq 10 \text{ m.}$$

$$V_Z = V_\delta \quad \text{para } Z \geq \delta$$

Las unidades de Z y δ son metros, y km/h las de las velocidades.

V_δ es la velocidad que se obtiene al hacer $Z = \delta$.

Los valores de α y δ son función de la topografía del lugar y se tomarán de la tabla 1.4.

Tabla 1.4 VALORES DE α Y δ

TIPO DE TERRENO	α	ALTURA GRADIENTE δ (metros)
a) Litoral	0.14	200
b) Campo abierto (interior)	0.14	275
c) Terreno suburbano	0.22	400
d) Centro de grandes ciudades.	0.33	460

2.3.5 VELOCIDADES DE DISEÑO. FACTOR DE RAFAGA

Para obtener la velocidad de diseño, V_D , se tomará en cuenta el efecto de ráfagas en la estructura, multiplicando la velocidad de viento, V_Z , obtenida en el inciso anterior por un factor de ráfaga, F_R ; esto es:

$$V_D = F_R V_Z$$

El factor de ráfaga será de 1.3 para estructuras sensibles a ráfagas cortas (estructuras Tipo 2 y 3) y de 1.0 para estructuras Tipo 1.

Para el caso de estructuras Tipo 3, el factor de ráfaga se aplicará en el cálculo de la velocidad de diseño para el análisis estático; para el análisis de los efectos dinámicos no será necesario aplicar dicho factor.

2.4 DETERMINACION DE LA SOLICITACION POR VIENTO

2.4.1 EFECTOS DEL VIENTO

Para el diseño de estructuras sometidas a la acción del viento, de los siguientes efectos, deberán tomarse en cuenta aquéllos que sean más importantes en función del tipo de estructura:

- a) Empujes estáticos (presiones y succiones) tanto interiores como exteriores, y tanto locales (para el diseño de un elemento estructural un particular) como generales (para el diseño de la estructura de conjunto).
- b) Vibraciones causadas por turbulencia, esto es, empujes dinámicos paralelos y transversales a la dirección del viento debidos a fluctuaciones en la velocidad del viento.
- c) Vibraciones transversales al flujo, causadas por el desprendimiento de vórtices alternantes.
- d) Problemas especiales, como estabilidad aerodinámica, aleteo o "flutter", etc.

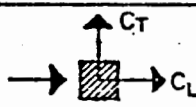
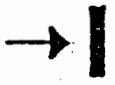
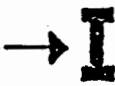
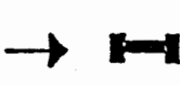

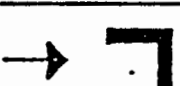

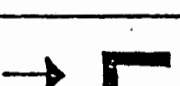
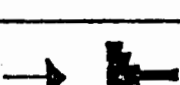
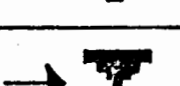
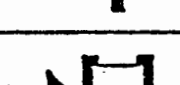
Para el diseño de las estructuras del Tipo 1 bastará tener en cuenta los empujes estáticos del viento, calculados de acuerdo a lo establecido en el inciso 2.4.2, empleando las velocidades de diseño que se especifican en 2.3.

Para el diseño de las estructuras del Tipo 2 se considerarán, además de los empujes estáticos, los efectos dinámicos causados por turbulencia en el viento. Estos últimos se tomarán en cuenta mediante la aplicación del factor de ráfaga al que se refiere el inciso 2.3.5 para la obtención de la velocidad de diseño. Los empujes se valuarán según lo descrito en 2.4.2.

Las estructuras del Tipo 3 deberán diseñarse de acuerdo a lo anteriormente establecido para las de Tipo 2, pero además deberá revisarse su comportamiento ante

los efectos dinámicos producidos por los empujes transversales ocasionados por la generación de vórtices alternantes. Esto se hará de acuerdo a lo que se indica en 2.4.3.

Los efectos de viento sobre estructuras del Tipo 4 (inestabilidad aerodinámica, aleteo y otros) deberán determinarse por medio de estudios, analíticos o experimentales, representativos del fenómeno. Los estudios experimentales pueden llevarse a cabo en prototipos o en modelos en túnel de viento.

Tabla 1.5 Coeficientes de arrastre y de empuje transversal para diversos perfiles.			
No.	Forma y dirección del viento.	C_L	C_T
1		2.03	0
2		2.00	0
3		2.04	0
4		1.81	0
5		2.00	0.30
6		1.83	2.07
7		1.99	-0.09
8		1.62	-0.48
9		2.01	0
10		1.99	-1.19
11		2.19	0

Aún cuando de los estudios hechos se concluya lo contrario, no deberán considerarse efectos menores a los descritos para las estructuras Tipo 3.

2.4.2 EMPUJES ESTATICOS

2.4.2.1 Alcance

Los empujes estáticos calculados de acuerdo con lo especificado en estos incisos son aplicables para el diseño de estructuras de los tipos 1, 2 y 3. En las del Tipo 3, además de los empujes aquí especificados, se tendrán en cuenta los efectos dinámicos que se describen en 2.4.3.

2.4.2.2 Area Expuesta

Por área expuesta se entenderá:

- a) El área total de la superficie, en superficies planas llenas.
- b) Proyección vertical de la construcción, en construcciones tipo torre de sección circular o aproximadamente circular.
- c) El 20 por ciento del área limitada por las aristas exteriores de las armaduras en estructuras reticulares de este tipo.
- d) La totalidad del área del primer diente, y la mitad del área para cada uno de los demás dientes, en techos con forma de diente de sierra.
- e) La proyección vertical de la superficie, en techos formados por superficies cilíndricas; la succión vertical, sin embargo, se valorará tomando el área de la proyección horizontal del techo.

2.4.2.3 Fuerzas Debidas al Viento.

- a) Presiones y succiones. Los efectos de viento se tomarán equivalentes a los de una fuerza distribuida sobre el área expuesta. Dicha fuerza se supondrá perpendicular a la superficie en que actúa y su valor por unidad de área se calculará de acuerdo a la expresión:

$$p = 0.0048 G C V_D^2$$

donde:

C coeficiente de empuje (sin dimensiones)

P presión o succión debida al viento, Kg/m²

V_D velocidad de diseño, en Km/h, calculada de acuerdo con lo indicado en 2.3.5.

$G = \frac{8 + h}{8 + 2h}$, factor de reducción de densidad de la atmósfera, a la altura h (en km) sobre el nivel del mar.

Cuando C es positivo, se trata de empuje sobre el área expuesta; cuando es negativo, se trata de succión. En el inciso 2.4.2.4 se definen valores de C aplicables a algunas de las formas más usuales de construcciones. Si se adoptan otros valores de C, deberán justificarse con base en resultados analíticos o experimentales sobre distribución de presiones de viento.

b) Empuje sobre elementos de sección transversal pequeña. Para efectos de diseño local de elementos de dimensiones transversales pequeñas en comparación con su longitud tales como cables o tirantes, perfiles estructurales de armaduras planas o espaciales que satisfagan los requisitos de 2.4.3.2, el empuje de viento sobre ellos se definirá por las componentes de la fuerza debida a viento por unidad de longitud del elemento .

Para viento actuando normalmente al eje de la pieza, los valores de dichos componentes se calcularán de acuerdo con las ecuaciones siguientes:

$$F_L = 0.0048 G C_L B V_D^2$$

$$F_T = 0.0048 G C_T B V_D^2$$

donde :

B ancho de la superficie expuesta, en m

C_L coeficiente de arrastre (sin dimensiones)

C_T coeficiente de empuje transversal (sin dimensiones)

F_L	empuje en la dirección del viento, por unidad de longitud del elemento estructural, en Kg/m
F_T	empuje transversal, por unidad de longitud del elemento estructural - en Kg/m
G	factor de reducción de densidad de la atmósfera con la altura sobre el nivel del mar (ver 2.4.2.3)
V_D	velocidad de diseño, en Km/h, calculada según 2.3.5 (para estos casos, se incluirá siempre el factor de ráfaga de 1.3)

La tabla 1.5 presenta los valores de C_L y C_T para diversos perfiles.

2.4.2.4 Coeficiente de Empuje

Los coeficientes que se especifican a continuación corresponden a la acción exterior del viento. A ésta debe adicionarse el efecto de las presiones internas que se señalan en 2.4.2.5. El análisis de empujes exteriores debe incluir las posibilidad de que ocurran excentricidades accidentales descritas en 2.4.2.6

- a) Paredes rectangulares verticales. Cuando el viento actúe normalmente a la superficie expuesta, se tomara $C = + 0.75$ del lado de barlovento y $- 0.68$ del de sotavento, como se indica en la figura 1.3. La estabilidad de paredes aisladas, como bardas, ante viento perpendicular, se analizará con la suma de los efectos de presión y succión; es decir, $C = 1.43$.
- b) Edificios de planta y elevación rectangulares. (Véase figura 1.3). Para los muros normales a la acción del viento se usarán los valores de C que señala el párrafo anterior. En las paredes paralelas a la acción del viento, así como en el techo, si éste es horizontal, se distinguirán tres zonas: en la primera, que se extiende desde la rista de barlovento hasta una distancia igual a $H/3$, $C = - 1.75$. En la segunda, que abarca hasta $1.5 H$ desde la misma arista, $C = - 1.00$; y en el resto, $C = -0.40$. La misma especificación rige en cubiertas con generatrices y aristas paralelas a la acción del viento (techos inclinados y cilíndricos). En este inciso, H es la altura de la construcción media del lado de barlovento y sin incluir la cubierta.

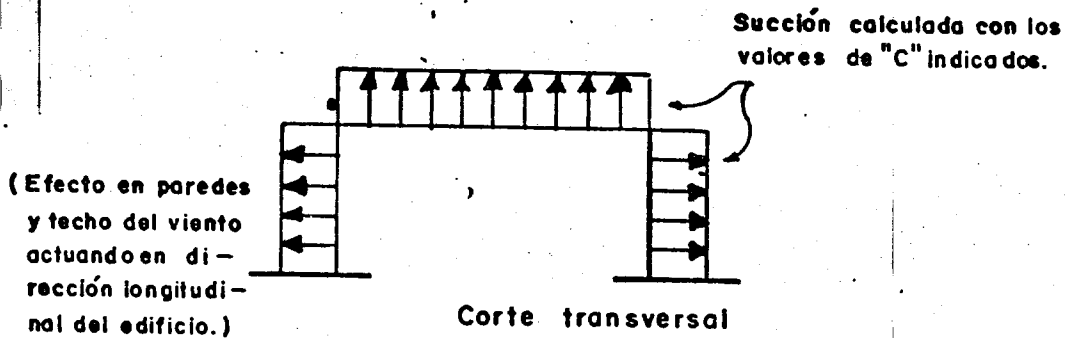
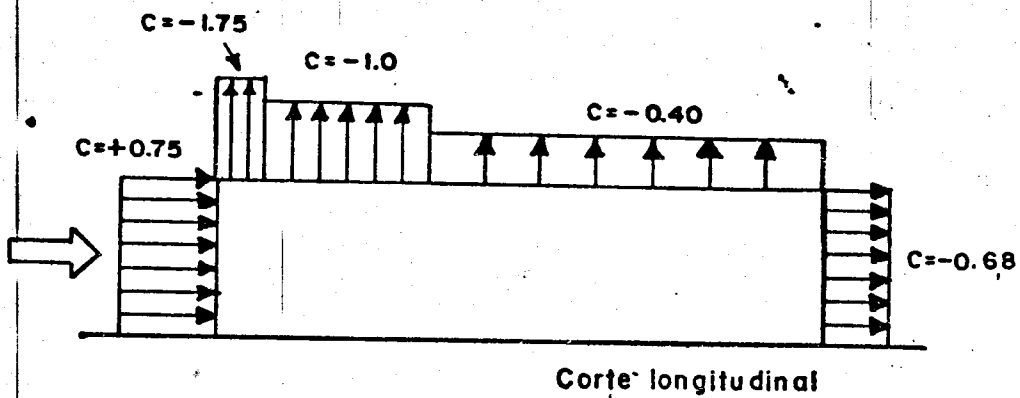
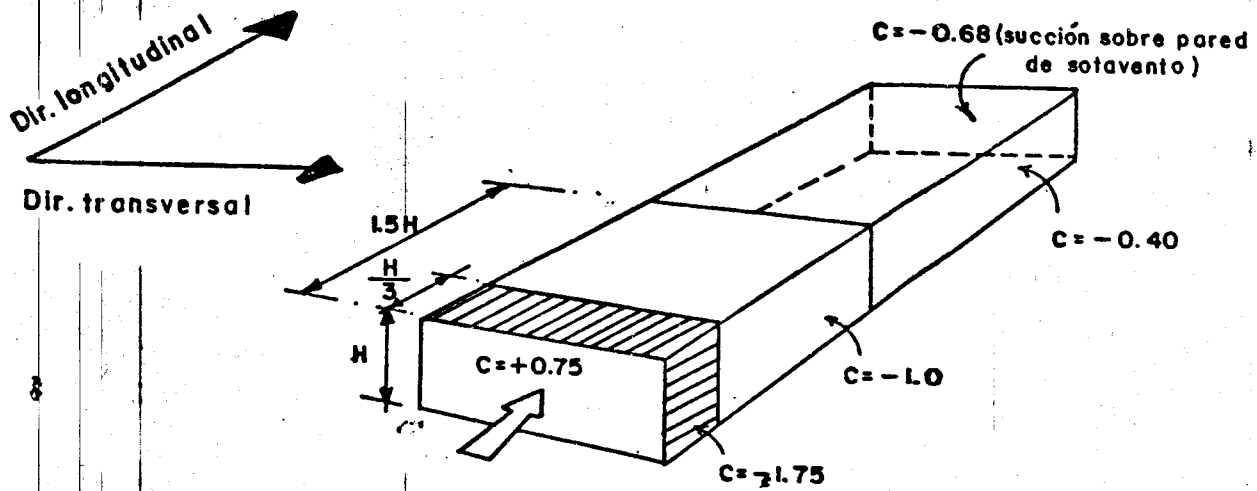


Fig. 1.3 Distribución del coeficiente de empuje. Edificios de planta y elevación rectangulares

c) Cubierta de arco circular (Véase figura 1.4). Para viento que actúa normalmente al eje longitudinal del arco se distinguirán tres zonas: la zona de barlovento, que se extiende hasta el punto en que la tangente al arco forma un ángulo de 45° respecto a la horizontal; la zona central, entre los puntos en que las tangentes forman ángulos de 45° y 135° respecto a la horizontal; y la zona de sotavento, a partir del límite de la zona central.

Se usarán los siguientes factores de empuje:

1. Zona de barlovento

Si la relación de flecha a claro de la cubierta es menor de 0.20:

$$C = - 0.70$$

Si dicha relación es mayor de 0.20:

$$C = 4.35 D/B - 1.57$$

donde:

B claro de la cubierta, en m

D flecha de la cubierta, en m

2. Zona central

$$C = - 0.95 D/B - 0.71$$

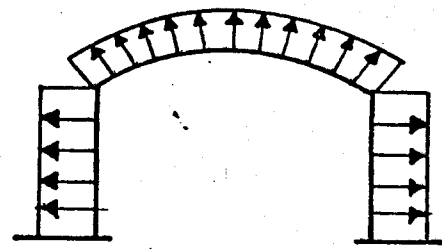
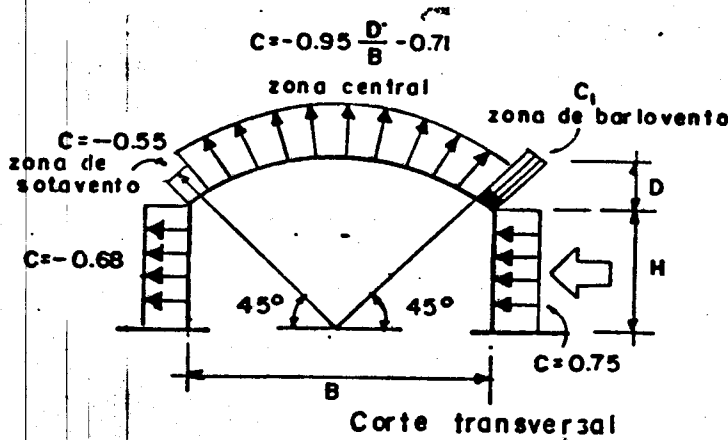
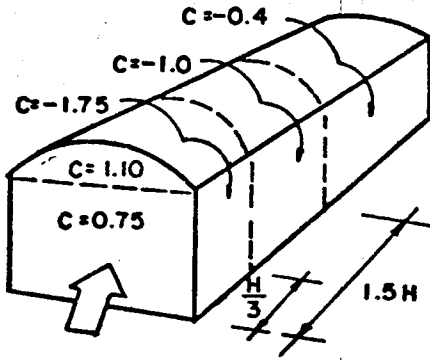
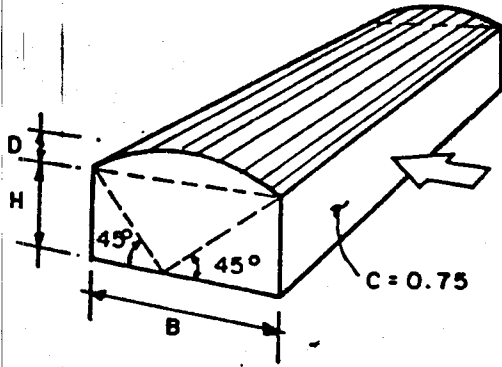
3. Zona de sotavento

$$C = - 0.55$$

Quando el viento actúe longitudinalmente, se supondrán las zonas y presiones establecidas en b).

Viento normal a las generatrices

Viento paralelo a las generatrices



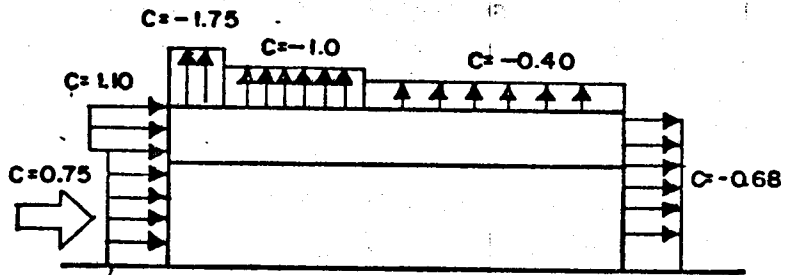
Corte transversal
Sección calculada con los valores de "C" indicados en el corte longitudinal.

zona de barlovento

si: $\frac{D}{B} \leq 0.20$ $C_1 = -0.70$

$\frac{D}{B} > 0.20$ $C_1 = 4.35 \frac{D}{B} - 1.57$

Para $0.20 \leq \frac{D}{B} \leq 0.35$, tómesese como alternativa para C_1 una succión variable linealmente de 0.70 a 0.



Corte longitudinal

Fig. 1.4 Distribución del coeficiente de empuje.
Cubiertas de arco circular.

- d) Cubiertas de dos aguas (Véase figura 1.5). Para viento con acción normal a las generatrices, se considerarán en la superficie de barlovento tres zonas iguales a las descritas en b).

Se emplearán los coeficientes de empuje especificados en la tabla de la figura 1.5.

Cuando el viento actúe paralelamente a las generatrices, se supondrán las zonas y presiones establecidas en b).

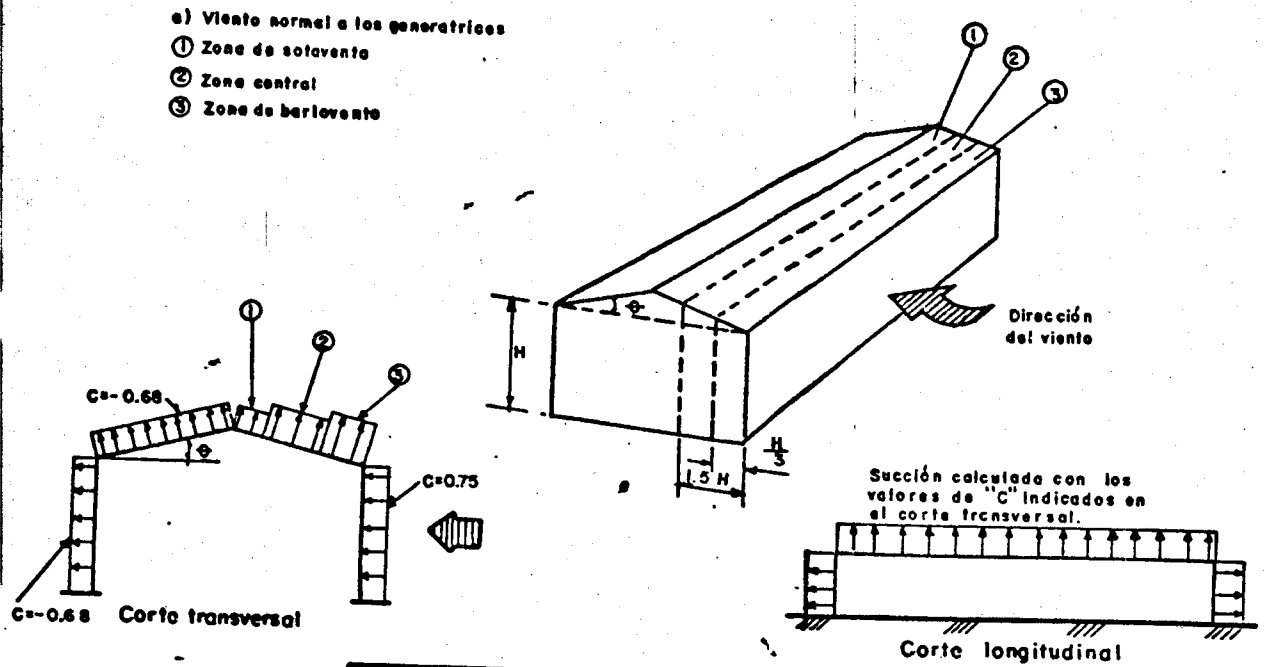
- e) Cubiertas de un agua (Véase figura 1.6). Cuando el viento esté actuando normalmente a las generatrices horizontales, y la cubierta esté orientada hacia el lado de barlovento, serán aplicables los coeficientes de la figura 1.5. Si la cubierta está orientada hacia el lado de sotavento y su inclinación excede de 15° , se tomará $C = - 0.68$. Si su inclinación es menor de 15° , se tratará como horizontal, de acuerdo con b).

Para viento actuando paralelamente a las horizontales, se supondrán las zonas y presiones establecidas en b).

- f) Cubiertas en forma de diente de sierra (Véase figura 1.7). Los efectos de viento perpendicular a las generatrices y actuando sobre el primer diente se calcularán como se especifica en e).

Sobre los demás, se tomará $C = - 0.68$. Los empujes horizontales se valuarán respectando la definición de área expuesta del inciso 2.4.2.2.

- g) Chimeneas y torres. El empuje en la dirección del viento se valuará suponiendo el área expuesta según 2.4.2.2 y su coeficiente de empuje de 0.7
- h) Traveses y armaduras. En traveses y armaduras aisladas se supondrá un coeficiente de empuje de 1.8, referido al área expuesta. Cuando alguna travesa o armadura se encuentre protegida del lado de barlovento por una o más de características semejantes, el coeficiente de empuje podrá reducirse hasta rx , donde x es la relación entre separación y peralte de las traveses o armaduras y r un coeficiente que vale 0.10 para traveses de alma llena y 1.5 para armaduras.



φ	VALORES DE C			SUPERFICIE DE SOTAVENTO
	SUPERFICIE DE BARLOVENTO			
	ZONAS			
	de barlovento	central	de sotavento	
< 15°	-1.75	-1.00	-0.40	-0.68
15 ≤ φ ≤ 65° tomase el mayor de los sig.	-2.1 + 0.023 φ o 0.012 φ	-1.2 + 0.013 φ o 0.007 φ	-0.40	-0.68
> 65°	0.75	0.75	0.75	-0.68

b) Viento paralelo a las generatrices

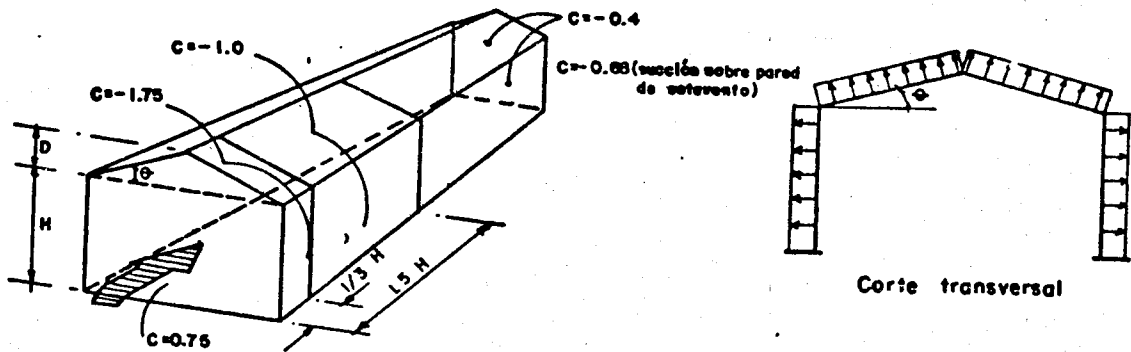
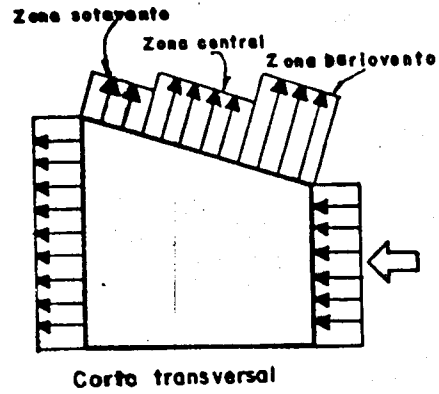
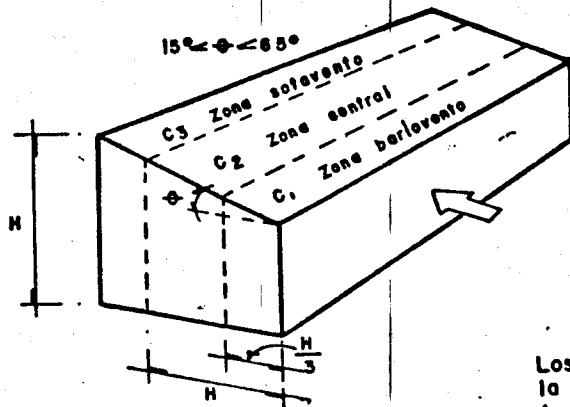


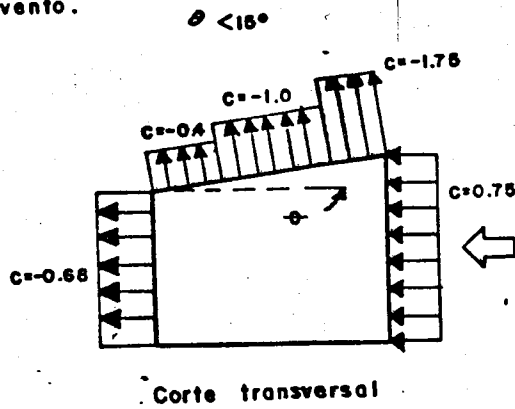
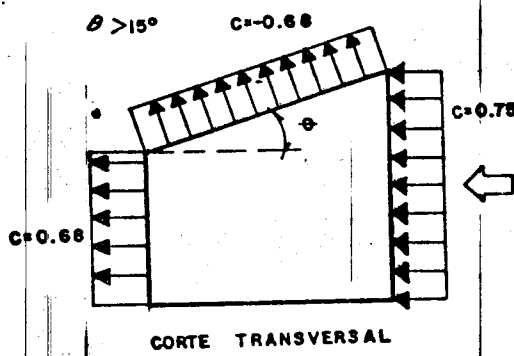
Fig. J.5 Distribución del coeficiente de empuje, cubiertas de dos aguas

e) Viento normal a las generatrices



Los coeficientes correspondientes son los de la tabla presentada para los cubiertos de dos aguas.

b) Cubierta orientada hacia el lado de sotovento.



c) Viento paralelo a las generatrices

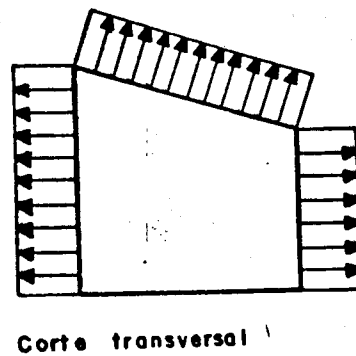
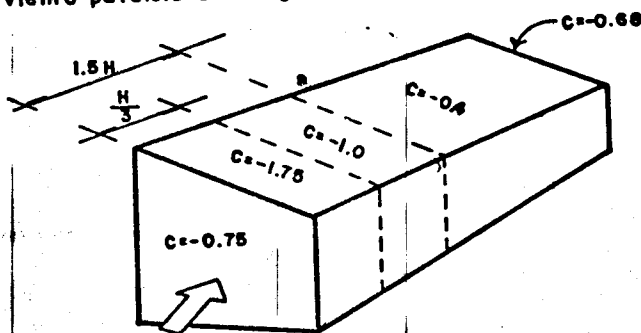
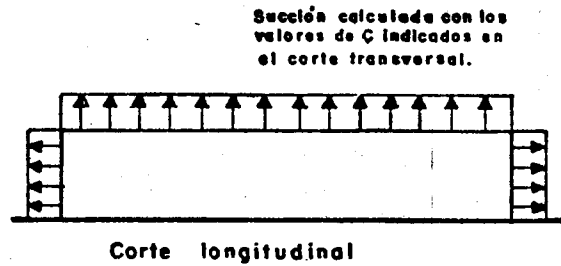
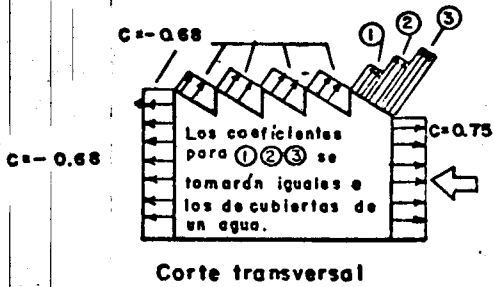
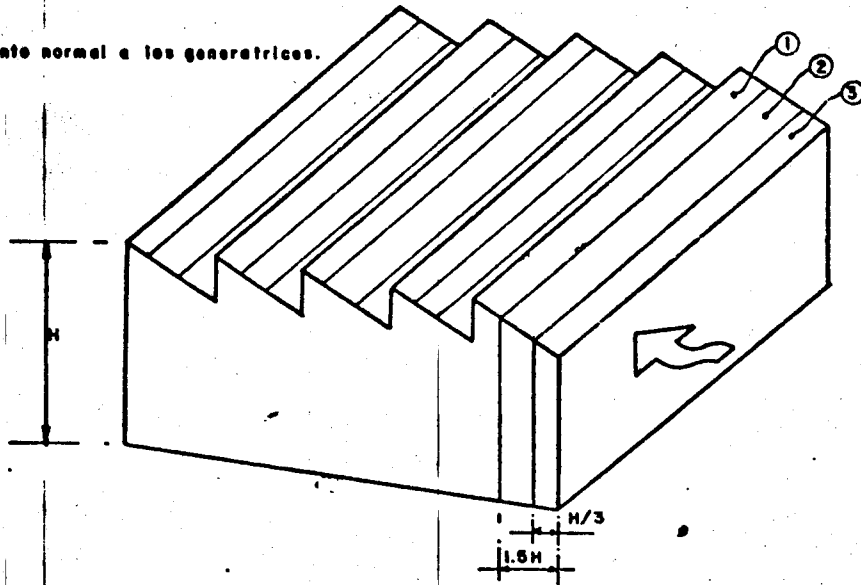


Fig. 1.6 Distribución del coeficiente de empuje. Cubiertas de un agua.

a) Viento normal a las generatrices.



b) Viento paralelo a las generatrices.

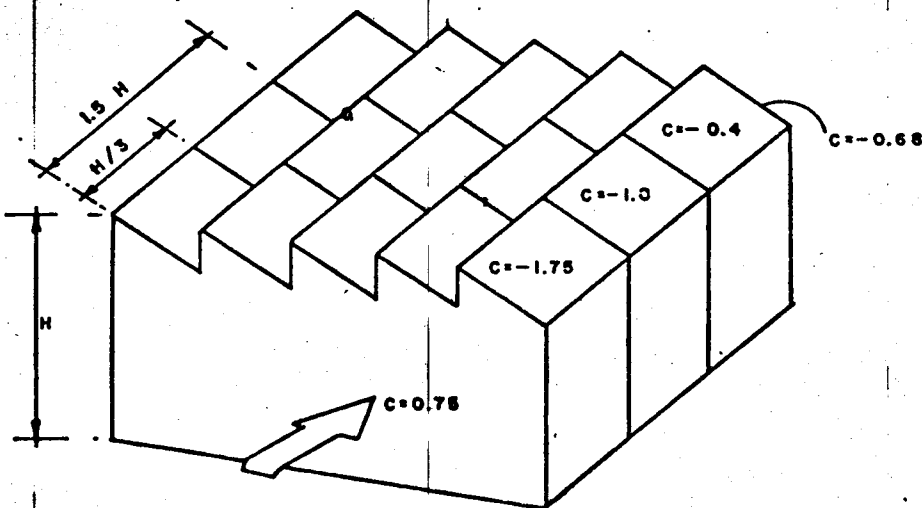


Fig. 1.7 Cubiertas en forma de diente de sierra.

Los coeficientes de empuje propuestos en este inciso son aplicables para armaduras, ya sea que se calcule el área expuesta de acuerdo con lo especificado en 2.4.2.2 o mediante la proyección vertical. Para armaduras construidas con miembros tubulares, el coeficiente de empuje puede tomarse igual a 0.7.

Para el diseño de estructuras continuas sobre varios apoyos, deberá suponerse en cada elemento o sección crítica la condición más desfavorable que provenga de considerar independientemente en cada claro un empuje comprendido entre el 75 y 100 por ciento del valor máximo especificado.

El diseño local por viento de los miembros de estructuras triangulares se efectuará empleando las velocidades de viento que correspondan a estructuras Tipo 2. Se incluirán los empujes paralelos a la dirección de viento y los normales a ella empleando los criterios establecidos en 2.4.2.3.b.

2.4.2.5 Presiones Interiores.

Cuando el porcentaje de aberturas de alguna de las paredes de la construcción en el nivel que se analiza sea mayor del 30%, para el diseño local de todos los elementos que limitan en cualquier dirección el nivel en cuestión deben considerarse presiones o succiones interiores dadas por la ecuación del inciso 2.4.2.3.a, en adición a las presiones o succiones exteriores, con los siguientes valores del coeficiente de empuje C:

- a) Cuando la abertura se encuentra del lado de barlovento

$$C = 0.8$$

- b) Cuando la abertura se encuentra del lado de sotavento o en los costados

$$C = - 0.6$$

Para porcentaje de abertura menores del 30%, se supondrán para el cálculo de las presiones interiores los valores de C que se indican a continuación:

a) Cuando la abertura se encuentre del lado de barlovento.

$$C = 0.8 \frac{n}{30} + 0.3 \left(\frac{1-n}{30} \right)$$

donde

C coeficiente de empuje (adimensional)
n relación de aberturas, en porcentaje

Las presiones interiores no deben considerarse para el análisis de la estabilidad del conjunto de la estructura.

2.4.2.6 Excentricidades Accidentales

Se considerará que la fuerza resultante de la acción del viento actúa excéntricamente con respecto a la posición de la resultante teórica de presiones esto es, con respecto al centro de presiones del área expuesta.

a) Se supondrá en dirección horizontal una excentricidad accidental cuya magnitud está dada por las expresiones:

$$e = \pm (0.3 L^2/8H) + 0.05 L \quad \text{para } \frac{L}{h} < 2$$

6

$$e = \pm L/8 \quad \text{para } \frac{L}{h} \geq 2$$

donde:

e excentricidad accidental (metros)
L base del área expuesta (metros)
h altura del área expuesta (metros)

b) En la dirección vertical se tomará una excentricidad accidental igual a:

$$e = \pm 0.05 h$$

Deberán tomarse los signos de las excentricidades que provoquen la condición más desfavorable para el diseño de cada miembro del conjunto estructural. Los efectos de las excentricidades en direcciones vertical y horizontal deberán considerarse simultáneamente.

2.4.3 EFECTOS DINAMICOS

2.4.3.1. Alcance

En estructuras prismáticas del Tipo 3 o para el diseño local de elementos de sección transversal pequeña comparada con su longitud, deberán tenerse en cuenta tanto las vibraciones generales causadas por fuerzas alternantes (debidas a la generación de vórtices de Von Karmann), como las vibraciones locales de la sección transversal de las estructuras, originadas por dichas fuerzas alternantes.

En las estructuras del Tipo 4 deberán tenerse en cuenta efectos dinámicos--producidos por:

- a) Inestabilidad aerodinámica.
- b) Vibraciones acopladas en modos con frecuencias próximas entre sí.
- c) Turbulencia propia del viento y aquella causada por la estructura misma.

En la sección 2.4.3.2 se discuten los efectos dinámicos en estructuras del Tipo 3, mientras que en inciso 2.4.3.3 se hacen algunas consideraciones relativas a la respuesta dinámica de las estructuras del Tipo 4.

2.4.3.2 Respuesta dinámica de las estructuras del Tipo 3.

- a) Vibraciones generales.

Los efectos de las vibraciones generales se pueden representar como fuerzas armónicas perpendiculares a la dirección del viento, cuyo período en T_K y cuya amplitud máxima por unidad de longitud referida al eje de la pieza es W_K la cual puede calcularse mediante la siguiente ecuación:

$$W_K = 0.0048 G C_K d V_D^2 \quad (a)$$

Para el diseño deberá considerarse la sollicitación dinámica más desfavorable que puede presentarse para cualquier valor V_D menor o igual a la velocidad de diseño de V para empujes estáticos y para algún valor de T_K comprendido entre:

$$d/sV_D \leq T_K \leq 1.3 d/sV_D \quad (b)$$

Los parámetros que aparecen en las expresiones (a) y (b) anteriores se definen como sigue:

C_K Coeficiente de empuje por vorticidad, el cual depende de la velocidad V_D y de la geometría de la estructura. El valor que se adopte debe ser congruente con los resultados de observaciones en prototipos o en modelos en túnel de viento. Pueden tomarse los siguientes valores, según se indica:

Sección circular:

$$C_K = 1 \quad \text{si } V_D d \leq 50$$

$$C_K = 0.2 + \frac{40}{V_D d} \quad \text{si } V_D d > 50$$

Sección rectangular:

$$C_K = 1.5 \quad \text{si } V_D d \leq 50$$

$$C_K = 0.5 + \frac{50}{V_D d} \quad \text{si } V_D d > 50$$

donde:

d ancho de la sección perpendicular al flujo, en metros,
 s coeficiente adimensional que toma los siguientes valores:

sección circular	0.056
sección rectangular	0.040

V_D	velocidad de diseño (Km/h)
T_K	período de la fuerza alternante (s)
W_K	amplitud máxima de la fuerza por unidad de longitud referida al eje - de la pieza (Kg/m)

b) Vibraciones locales

Para el diseño local en flexión perpendicular a la dirección del viento por efecto de vorticidad en estructuras de pared delgada, tales como chimeneas, deberá considerarse la respuesta dinámica de secciones de ancho unitario (tomadas a cualquier altura de la estructura) a una fuerza alternante normal al flujo con amplitud dada por la ecuación (a) anterior y con período igual a d/sV_D .

c) Omisión de los efectos de vibraciones por vorticidad.

Los requisitos de a) y b) anteriores pueden omitirse para los siguientes casos:

c.1) Cuando por medio de observaciones representativas en prototipos o en modelos se demuestre que la geometría o acabado exterior de la estructura son tales, que no pueden formarse vórtices importantes cuando actúa sobre ella viento con velocidad menor o igual que la de diseño.

c.2) Cuando el período fundamental de la estructura o de los miembros estructurales en estudio difiera cuando menos en 30 por ciento de cualquier valor posible que se obtenga para T_K , tomando V igual a cualquier valor menor o igual que la velocidad de diseño.

2.4.3.3 Respuesta dinámica de las estructuras del Tipo 4:

La respuesta de diseño de las estructuras de este tipo podrá valuarse mediante estudios en modelos flexibles en túnel de viento, mediante métodos analíticos adecuados o mediante una combinación de estos procedimientos. En todos los casos se requiere determinar la respuesta dinámica máxima ante cualquier velocidad igual o menor que la de diseño, que pueda presentarse por alguno de los efectos siguientes:

- a) Inestabilidad aerodinámica
- b) Vibraciones acopladas con períodos semejantes
- c) Excitación dinámica por turbulencia propia del viento
- d) Excitación dinámica por turbulencia creada por la misma estructura

En el análisis de la respuesta dinámica para los efectos citados deberá suponerse un amortiguamiento congruente con el tipo de material de la construcción, con las características de las uniones de sus distintos miembros y con un nivel de deformación aceptable.

Tanto en los estudios analíticos como en los experimentales en túnel de viento, deberá comprobarse que las características de los modelos adoptados y sus parámetros sean representativos de las condiciones reales.

C A P I T U L O 3

"CARGAS DE SISMO"

3.1. CONSIDERACIONES PARA EL ANALISIS SISMICO.

El análisis por cargas de sismo se llevará a cabo considerando los siguientes conceptos, según recomienda el Reglamento de Construcciones para el D.F. y la propuesta de Reglamento para los Estados de la República.

3.1.1. Tipos de Suelos en que se localiza la estructura.

Para el D.F. el Reglamento clasifica a las construcciones según el tipo de suelo en que están localizadas, distinguiendo las siguientes zonas. (ver mapa del D.F. Fig. 3.2.

- | | | | |
|------|-----|----------------------------------|------------------------|
| Zona | I | - Suelos compresibles de espesor | $H < 3m.$ |
| | | (Terreno firme) | |
| Zona | II | - Suelos compresibles de espesor | $3m \leq H \leq 20 m.$ |
| | | (Terreno de transición) | |
| Zona | III | - Suelos compresibles de espesor | $H > 20 m.$ |
| | | (Terreno compresible) | |

En general será necesario realizar un estudio de mecánica de suelos, para cada predio en que se ubique una construcción, dentro o fuera del D.F., para determinar a cual de las tres zonas equivalen el terreno, en función de sus propiedades.

3.1.2. Según su uso el Reglamento clasifica a las construcciones en los siguientes grupos:

- Grupo A: Construcciones con funcionamiento especialmente importante a raíz de un sismo o cuya falla ocasionaría grandes pérdidas, como son subestaciones eléctricas, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, archivos y registros públicos, hospitales, escuelas, etc.
- Grupo B: Construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como plantas industriales, bodegas, gasolineras, comercios, bancos edificios de habitación, hoteles, etc.
- Grupo C: Construcciones, cuya falla por sismo implicaría un costo pequeño, como bardas con altura menor de 2.5 m, bodegas provisionales etc. Estas construcciones no requieren diseño sísmico.

3.1.3. Según su estructuración las construcciones se clasifican en los siguientes tipos:

- Tipo 1. Edificios, naves industriales, salas de espectáculos y construcciones semejantes en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, por diafragmas o muros o por combinación de diversos sistemas como los mencionados. Se incluyen también las chimeneas, torres, bardas y péndulos invertidos.

Tipo 2. Tanques

Tipo 3. Muros de Retención.

Tipo 4. Otras estructuras.

3.1.4. Coeficiente Sísmico C sin reducir por ductilidad.

El Reglamento de construcciones, para el D.F. proporciona los siguientes valores de C para el análisis estático de las construcciones clasificadas en el grupo B.

ZONA	C
I (Terreno firme)	0.16
II (Terreno de transición)	0.20
III (Terreno compresible)	0.24

Para construcciones del Grupo A estos valores se multiplicaran por 1.3

3.1.5. Espectro para diseño Sísmico.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, éste se llevará a cabo de acuerdo con las siguientes hipótesis.

I.- La estructura se comporta elásticamente.

II.- La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico "a" expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, esta dada por las siguientes expresiones, donde C es el coeficiente sísmico.

$$a = a_0 + (C-a_0) T/T_1 \quad \text{Si } T < T_1$$

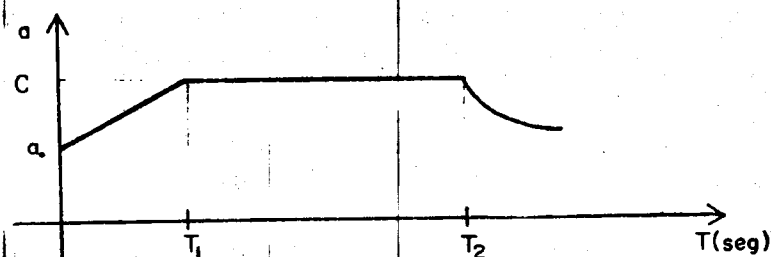
$$a = C \quad \text{si } T_1 < T < T_2$$

$$a = C (T_2/T)^r \quad \text{Si } T > T_2$$

T = Periodo natural de la estructura de interés.

T₁ y T₂ períodos características de los espectros de diseño.

a₀ = Valor de a para T = 0



C: COEFICIENTE SISMICO SIN
REDUCCION POR DUCTILIDAD

ESPECTRO DE DISEÑO

La tabla siguiente nos da los valores de a_0 , T_1 , T_2 y r . para el D.F.

ZONA	a_0	T_1	T_2	r
I	0.03	0.3	0.8	1/2
II	0.045	0.5	2.0	2/3
III	0.06	0.8	3.3	1

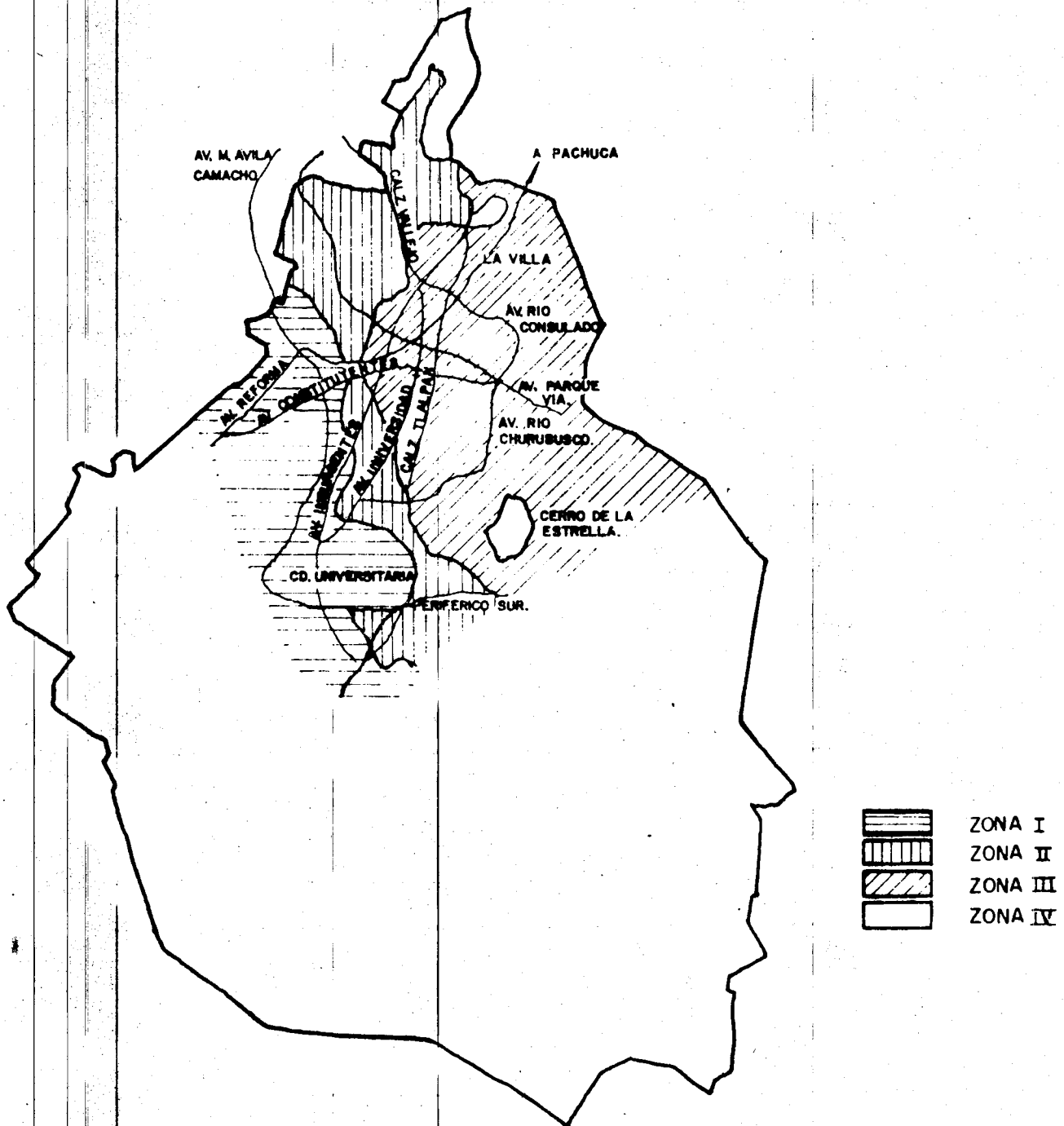
T , T_1 y T_2 están expresados en segundos.

El Reglamento para los Estados de la República elaborado por el Instituto de Ingeniería para la Secretaría de Obras Públicas, proporciona los valores, de C , T_1 y T_2 para las diferentes zonas sísmicas de la República (ver mapa de regionalización sísmica) y para construcciones del grupo B, según la siguiente tabla.

ZONA DE LA RE REPUBLICA.	TIPO DE SUELO	C	T_1 SEG.	T_2 SEG.
A	I	0.08	0.4	0.6
	II	0.12	0.75	1.5
	III	0.16	1.0	2.5
B	I	0.16	0.4	0.6
	II	0.20	0.75	1.5
	III	0.24	1.0	2.5
C	I	0.24	0.3	0.5
	II	0.30	0.6	1.2
	III	0.36	0.8	2.2
D	I	0.48	0.2	0.4
	II	0.56	0.4	1.0
	III	0.64	0.6	2.0

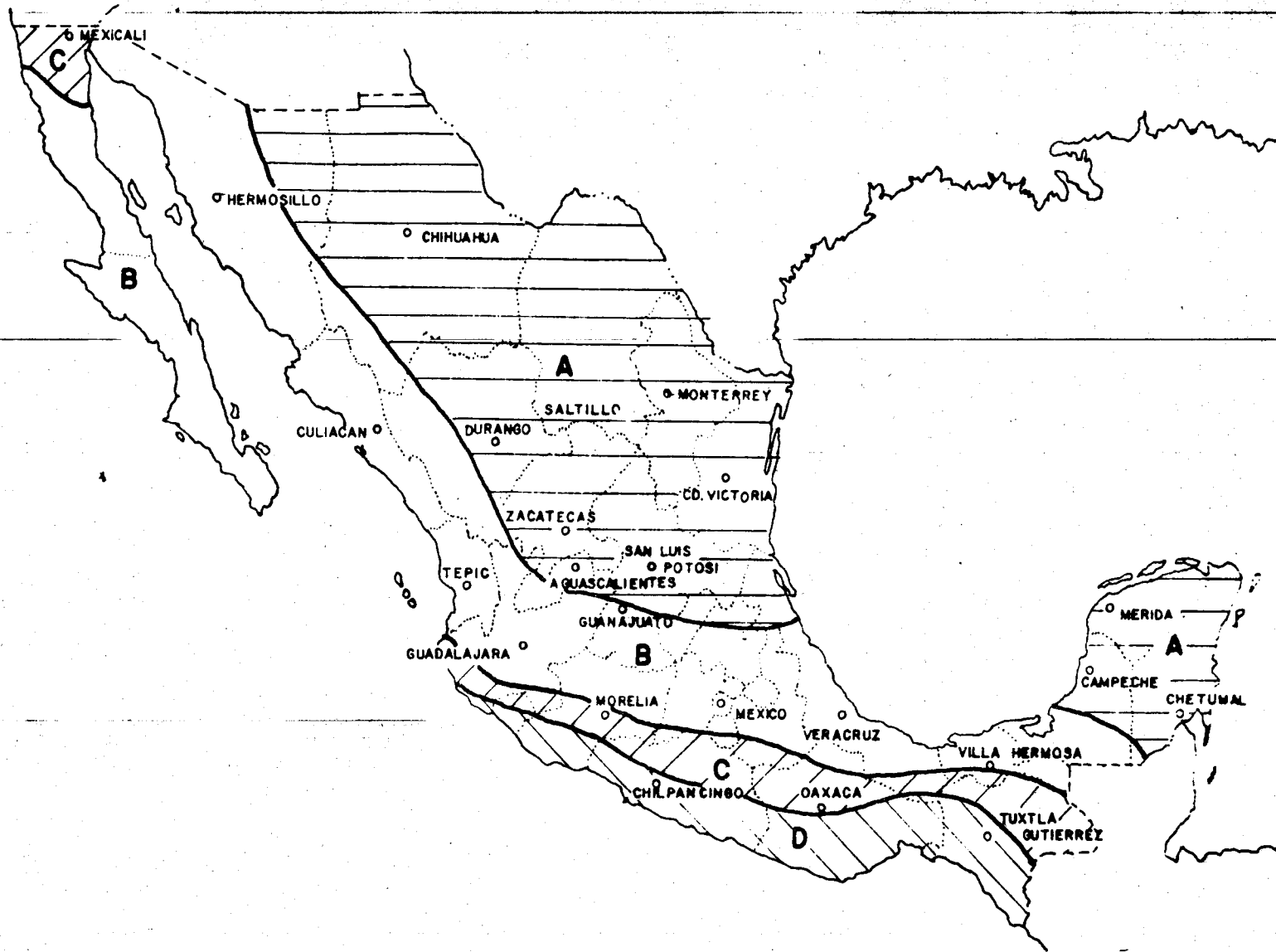
Para construcciones del Grupo "A" los coeficientes deben ser incrementados en un 30%.

3.2 ZONIFICACION DEL DISTRITO FEDERAL EN CUANTO A TIPOS DE SUBSUELO.



NOTA IMPORTANTE: Las fronteras entre las zonas I a IV indicadas en este plano, solo tienen valor indicativo.
La zona en la que se localiza un predio dado, será determinada a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo.

3.3 MAPA DE REGIONALIZACION SISMICA.



3.4. . Reducción por Ductilidad.

Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y los espectros para análisis dinámico modal se obtendrán dividiendo respectivamente los coeficientes sísmicos o las ordenadas de los espectros de diseño sísmico entre el factor Q' el cual se tomará igual a Q si $T > T_1$ e igual a $1 + (Q-1) T/T_1$ si $T < T_1$.

Q' es función del factor de ductilidad Q el cual se definirá a partir de los requisitos que deben satisfacer las construcciones, según se indica a continuación. Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas.

VALORES DEL FACTOR Q DE DUCTILIDAD

CASO	TIPO DE ESTRUCTURACION (Ver el RDF para su descripción completa)	REQUISITOS	FACTOR DE DUCTILIDAD
1	I	La resistencia a fuerzas laterales es proporcionada por marcos no contraventeados de concreto armado o de acero, en los que se han tomado precauciones especiales para garantizar una gran capacidad de deformación.	6.0
2	I	La resistencia a fuerzas laterales es proporcionada por marcos de concreto reforzado, acero o madera, contraventeados o no, solos o combinados con muros de concreto, en cuyo caso los marcos deberán ser capaces de resistir el 25% del cortante total. La resistencia al cortante en cada entrepiso es sensiblemente proporcional al cortante solicitante.	4.0
3	I	La resistencia a fuerzas laterales es proporcionada como en el caso anterior, aunque se satisfaga el último requisito, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por elementos de concreto armado.	2.0
4	I	La resistencia a fuerzas laterales es proporcionada aunque sea parcialmente, por muros de mampostería de piezas huecas.	1.5
5	I a IV	La resistencia a fuerzas laterales es proporcionada, aunque sea parcialmente por elementos diferentes de los ya especificados.	1.0

3.5. METODOS DE ANALISIS.

3.5.1. . Análisis Estático.

Para efectuar el análisis estático de una estructura se procederá en la forma siguiente:

- I) Para la determinación de las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponga concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente proporcional a h, siendo h la altura de la masa en cuestión sobre el nivel de desplante. FORMULA I

El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a C/Q pero no menor que a_0 . El valor de Q se tomará para cada caso según se definió anteriormente.

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \frac{C}{Q} \sum W_i \quad I$$

- II) Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas en I, siempre y cuando se tome en cuenta el valor aproximado del periodo fundamental de vibración de la estructura según lo siguiente:

- a) El período fundamental de vibración T se tomará igual a:

$$T = 6.3 \left(\frac{1}{g} \sum W_i \cdot x_i^2 / \sum F_i \cdot X_i \right)^{1/2}$$

donde:

W_i = Peso de la masa i.

F_i = Fuerza horizontal que actúa sobre la masa i obtenida en I.

X_i = Desplazamiento horizontal total del nivel i, debido a las fuerzas F_i .

g = Aceleración de la gravedad.

- b) Si $T_1 < T < T_2$ no se permitirá reducción por concepto de la influencia del período fundamental de vibración.

- c) Si $T > T_2$, cada una de las fuerzas laterales se tomará igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente igual a:

$$(K_1 h + K_2 h^2) C/Q$$

siendo:

$$K_1 = q \left[1 - r (1-q) \right] \sum W_i / \sum W_i h_i$$

$$K_2 = 1.5 r q (1-q) \sum W_i / \sum W_i h_i^2$$

$$q = (T_2/T)^r$$

d) Si $T < T_1$, se procederá como en el inciso I pero de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a

$$\left[a_0 + (C-a_0) T/T_1 \right] / Q'$$

III) En el análisis de péndulos invertidos (véase el Reglamento) además de la fuerza lateral estipulada se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales de la masa, con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente.

El efecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente cuyo valor es:

$$M = 1.5 V r_0 2A/X$$

donde:

V = Fuerza lateral actuante sobre la masa.

r_0 = Radio de giro de dicha masa con respecto al eje horizontal en cuestión.

A = Giro del extremo superior del elemento resistente.

X = Desplazamiento lateral de dicho extremo.

IV) Para valuar las fuerzas sísmicas que obran en tanques, apéndices y demas elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la construcción, se supondrá actuando sobre el elemento en cuestión, la misma distribución de aceleraciones que le correspondería si se apoyara directamente sobre el terreno, multiplicada por $(C'+a_0)/a_0$ donde C' es el factor por el que se multiplican los pesos a la altura de desplante del elemento cuando se valúan las fuerzas laterales sobre la construcción.

- V) El momento de volteo para cada marco o grupo de elementos resistentes en un nivel dado, podrá reducirse tomándolo igual al - - calculado multiplicado por $0.8 + 0.2Z$, (siendo Z la relación entre la altura a a la que se calcula el factor reductivo por momento de volteo y la altura total de la construcción), pero no menor que el producto de la fuerza cortante en el nivel en cuestión multiplicada por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentre por encima de dicho nivel. En péndulos invertidos, no se permite reducción de momento de volteo.
- VI) La excentricidad torsional calculada en cada nivel se tomará como la distancia entre el centro de torsión del nivel correspondiente y la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño el momento torsionante será igual a la fuerza cortante de entrepiso por la excentricidad que para cada marco resulte mas desfavorable de las siguientes:

$$1.5 e_s + 0.1b \quad \text{ó} \quad e_s - 0.1b$$

donde:

e_s = excentricidad torsional calculada.

b = Máxima dimensión en planta del entrepiso considerado; medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno.

Ejemplo: Análisis estático de un edificio.

Cálculo y distribución de los efectos de las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes en cada entrepiso para un edificio con las siguientes características:

Localización: Zona I (Suelo de baja compresibilidad).

Uso: Construcción clasificada dentro del Grupo B.

Estructuración: Tipo 1.

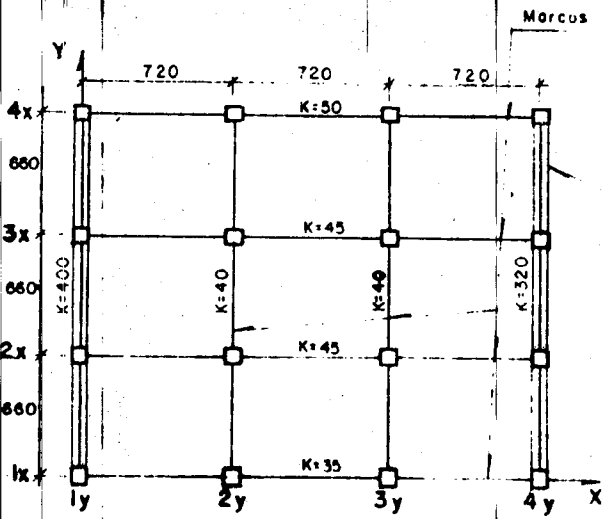
Factor de ductilidad sentido X: $Q = 4$

Factor de ductilidad sentido Y: $Q = 2$

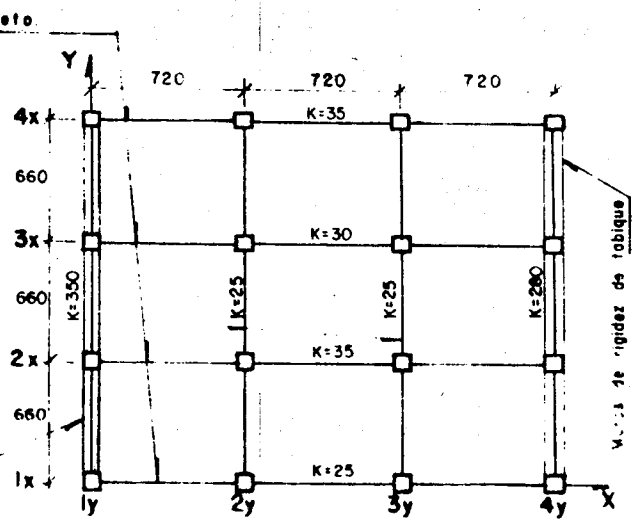
Coefficiente Sísmico $C = 0.16$

La figura siguiente indica las características pesos de entrepiso y rigideces del edificio.

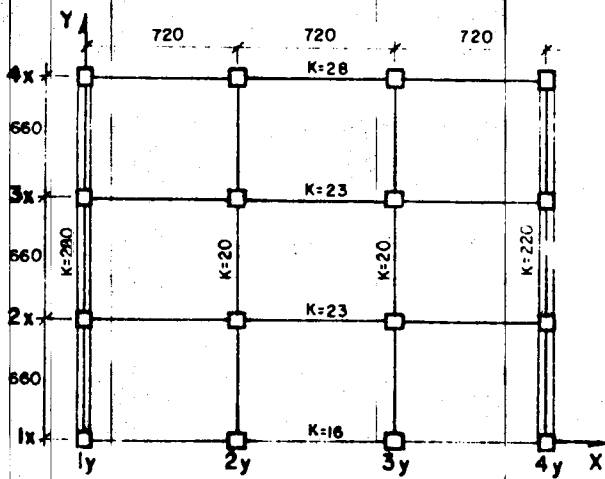
3.6. EJEMPLO DE ANALISIS DE UN EDIFICIO POR EL METODO ESTATICO



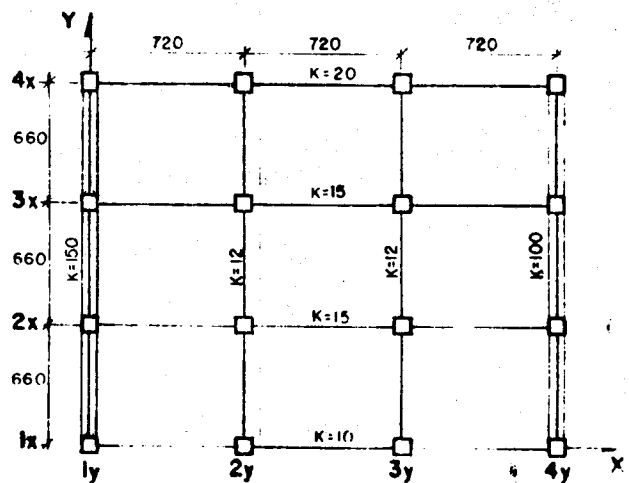
PLANTA NIVEL 1



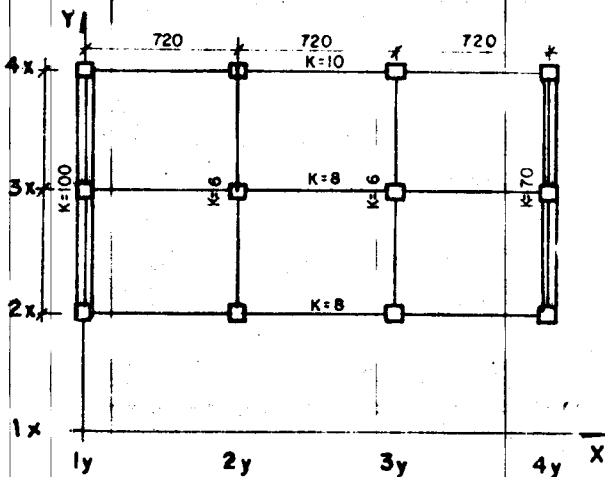
PLANTA NIVEL 2



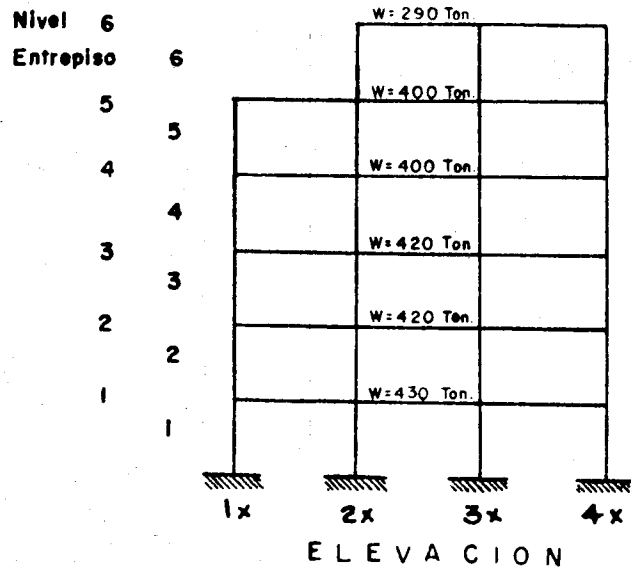
PLANTA NIVELES 3y4



PLANTA NIVEL 5



PLANTA NIVEL 6



El centro de gravedad está en función de la distribución de las cargas en cada nivel, que en este caso no es uniforme.

<u>CENTROS DE GRAVEDAD</u>		
<u>NIVEL</u>	<u>\bar{X}</u>	<u>\bar{Y}</u>
6	10.80	13.20
5	9.50	9.90
4	9.50	9.90
3	9.50	9.90
2	9.50	9.90
1	9.00	10.60

I.- Cálculo de las fuerzas horizontales (F_i) que obran en cada entrepiso, y del periodo fundamental de vibración T .

Las operaciones pueden ordenarse según la tabla siguiente:

Nota:

Las rigideces de piso se obtuvieron empleando las fórmulas de Wilbur, - las cuales se transcriben a continuación:

Para el primer entrepiso:

Para columnas empotradas en cimentación:

$$R_1 = \frac{48E}{h_1 \left[\frac{4h_1}{\sum EK_c} + \frac{h_1 + h_2}{\sum EK_t + \frac{EK_c}{12}} \right]}$$

Para columnas articuladas en cimentación

$$R_1 = \frac{24E}{h_1 \left[\frac{8h_1}{\sum EK_c} + \frac{2h_1 + h_2}{\sum EK_t} \right]}$$

Para el segundo entrepiso:

Para columnas empotradas en cimentación.

$$R_2 = \frac{48E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\Sigma K_{c2}} + \frac{h_1 + h_2}{\Sigma K_{t1} + \frac{\Sigma K_{c1}}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{t2}} \right]}$$

Para columnas articuladas en cimentación:

$$R_2 = \frac{48E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\Sigma K_{c2}} + \frac{h_2 + h_3}{\Sigma K_{t2}} + \frac{2h_1 + h_2}{\Sigma K_{t1}} \right]}$$

Para entrepisos intermedios.

$$R_n = \frac{48E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\Sigma K_{cn}} + \frac{h_m + h_n}{\Sigma K_{tm}} + \frac{h_n + h_o}{\Sigma K_{tn}} \right]}$$

donde:

R_n = Rigidez del entrepiso en cuestión.

K_{tn} = Rigidez (I/L) de trabes del nivel sobre el entrepiso n.

m, n, o = Indices que identifican tres niveles consecutivos de abajo hacia arriba.

h_n = Altura del entrepiso n.

D A T O S				ANÁLISIS ESTÁTICO			OBTENCIÓN DEL PERIODO FUNDAMENTAL CÁLCULO DE DESPLAZAMIENTOS								FUERZAS SISMICAS REDUCIDAS					
Nivel	Entre piso.	W _i	h _i	W _i h _i	F _{ix}	F _{iy}	R _{ix} (ton/cm)	R _{iy} (ton/cm)	$\Delta_{ix} = \frac{V_x}{R_x}$ (cm)	$\Delta_{iy} = \frac{V_y}{R_y}$ (cm)	X _i (cm)	Y _i (cm)	W _i X _i ²	F _{ix} X _i	W _i Y _i ²	F _{iy} Y _i	W _i h _i ²	C _i	F _{ix}	F _{iy}
6		290	21.5	6235	20.49	40.98							5563.5	89.7	714.8	64.3	34052.5	0.0590	17.11	40.98
	6						26	182	0.79	0.23	4.38	1.57								
5		400	18.0	7200	23.66	47.33							5155.2	84.9	718.2	63.4	296000	0.04721	18.88	47.33
	5						60	274	0.74	0.32	3.59	1.34								
4		400	14.5	5800	19.06	38.12							3249.0	54.3	416.2	38.9	841000	0.0364	14.56	38.12
	4						90	540	0.70	0.23	2.85	1.02								
3		420	11.0	4620	15.18	30.36							1941.5	32.6	262.1	24.0	508200	0.0263	11.05	30.36
	3						90	540	0.87	0.29	2.15	0.79								
2		420	7.5	3150	10.36	20.71							688.1	13.3	105.0	10.4	23625.0	0.0170	7.14	20.71
	2						120	680	0.74	0.26	1.28	0.50								
1		430	4.0	1720	5.65	11.30							125.4	3.1	24.8	2.7	6880.0	0.0086	3.70	11.30
	1						175	800	0.54	0.24	0.54	0.24								

Σ=2360

Σ=28725

Σ=16722.7 Σ=2779 Σ=22411 Σ=2037 Σ=4290775

$$\frac{C_x}{Q_x} = \frac{0.16}{4} = 0.04$$

$$\frac{C_y}{Q_y} = \frac{0.16}{2} = 0.08$$

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \frac{C}{Q} \approx W_i$$

R_{ix}.R_{iy} = Suma de las rigideces de entrepiso en el nivel "i" direccion X, direccion Y.

Δ_{ix}.Δ_{iy} = Desplazamientos del nivel "i" direccion X, direccion Y.

X_i.Y_i = Desplazamientos totales nivel "i" direccion X, direccion Y.

$$T_x = 6.3 \left(\frac{1}{g} \frac{\sum W_i X_i^2}{\sum F_{ix} X_i} \right)^{1/2} = 1.56$$

$$T_y = 6.3 \left(\frac{1}{g} \frac{\sum W_i Y_i^2}{\sum F_{iy} Y_i} \right)^{1/2} = 0.67$$

a) De lo anterior, para la dirección X: $T > T_2 \dots$

De II-C-

$$(K_1 h + K_2 h^2) C/Q$$

$$q = (T_2/T)^r = \left(\frac{0.8}{1.56}\right)^{1/2} = 0.716$$

$$K_1 = q \left[1 - r(1-q) \right] \Sigma W_i / \Sigma W_i h_i =$$

$$0.716 \left[1 - \frac{1}{2} \cdot (1-0.716) \right]^{2360} / 28725 = 0.0505$$

$$K_2 = 1.55 q (1-q) \Sigma W_i / \Sigma W_i h_i^2 =$$

$$1.5 \times \frac{1}{2} \times 0.716 \cdot (1-0.716)^{2360} / 429077.5 = 0.00084$$

Así para Niv. 6

$$(0.0505 \times 21.5 + 0.00084 \times 21.5^2) 0.04 = 0.0590$$

Los demás valores se obtienen en forma semejante.

b) Para la dirección y: $T_2 > T > T_1$ por lo tanto no se permite reducción por concepto de la influencia del periodo fundamental de vibración.

II. Obténgase por estática la línea de acción del cortante sísmico en cada entrepiso para las dos direcciones principales (paralelas a los elementos resistentes) en que se efectuará el análisis. Tabla siguiente:

Nivel	Entre piso.	Fix	Fiy	CORTANTES		C. de G.		Fix· \bar{Y}	Fiy· \bar{X}	Σ Fix· \bar{Y}	Σ Fiy· \bar{X}	POSICION CORTANTE	
				V _x	V _y	\bar{Y}	\bar{X}					Y= Σ Fix· \bar{Y} /V _x	X= Σ Fiy· \bar{X} /V _y
6		17.11	4098			10.8	13.2	184.79	54094	184.79	54094		
	6			17.11	4098							10.80	13.20
5		18.88	4733			9.5	9.9	179.36	468.57	364.15	100951		
	5			35.99	88.31							10.12	11.43
4		14.56	3812			9.5	9.9	138.32	37739	502.47	1386.90		
	4			50.55	126.43							9.94	10.97
3		11.05	3036			9.5	9.9	104.98	30056	607.45	1687.46		
	3			61.60	156.79							9.86	10.76
2		7.14	2071			9.5	9.9	67.83	20503	675.28	1892.49		
	2			68.74	177.50							9.82	10.66
1		3.70	11.30			9.0	10.6	33.3	119.78	708.58	202.27		
	1			72.44	188.50							9.78	10.68

III. Cálculo de la posición del centro de torsión en cada entrepiso.

El centro de torsión es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el entrepiso sea exclusivamente de traslación. En caso contrario existe torsión o rotación relativa entre dos niveles consecutivos.

Las expresiones para calcular las coordenadas del centro de torsión con respecto a un sistema cualquiera de referencia son:

$$X_t = \frac{\sum R_{iy} X_i}{\sum R_{iy}} \quad Y_t = \frac{\sum R_{ix} Y_i}{\sum R_{ix}}$$

(Vease Tabla de distribución de cortantes)

IV. La fuerza cortante que debe ser resistida por un marco cualquiera en un piso es igual a la suma de dos efectos: el debido a la fuerza cortante del piso, supuesta actuando en el centro de rigideces, y el debido al momento torsionante del piso. En la dirección analizada del sismo, se obtienen los siguientes cortantes.

Por efecto de la fuerza cortante aplicada en el centro de rigideces:

$$V_x \frac{R_{1x}}{\sum R_{1x}}, \text{ en la direcci3n X}$$

$$V_y \frac{R_{1y}}{\sum R_{1y}}, \text{ en la direcci3n Y}$$

Por efecto de la torsi3n:

$$\frac{M_{tx} R_{iy} Y_{it}}{(\sum R_{iy} Y_{it}^2 + \sum R_{iy} X_{it}^2)}$$

$$\frac{M_{ty} R_{ix} X_{it}}{(\sum R_{ix} Y_{it}^2 + \sum R_{ix} X_{it}^2)}$$

donde:

V = Fuerza cortante s3smica en el entrepiso considerado.

X_{it}, Y_{it} = Coordenadas de los elementos resistentes con respecto al centro de torsi3n del entrepiso considerado.

M_t = Momento torsionante en el entrepiso considerado, que es igual al producto de la fuerza cortante por la excentricidad que para cada marco resulte mas desfavorable de las siguientes:

$$e = 1.5 e_s + 0.1 b \quad \text{3} \quad e = e_s - 0.1 b$$

donde:

e_s = excentricidad torsional calculada.
(Distancia entre la l3nea de acci3n del cortante y el centro de torsi3n.

b = M3xima dimensi3n en planta de dicho entrepiso medida perpendicularmente a la direcci3n del sismo.

La tabla siguiente sistematiza las operaciones para distribuir el cortante y el momento torsionante.

Distribución de cortantes entre los elementos resistentes en cada piso.

Entrepiso 4:

$$V_x = 50.55 \text{ Tons.} \quad Y_x = 9.94 \text{ m.} \quad Y_t = 11.22 \text{ m.} \quad e_x = 1.28 \text{ m.}$$

$$M_{tx1} = 50.55 (1.5 \times 1.28 + 0.1 \times 19.80) = 197.15 \text{ Ton - m}$$

$$M_{tx2} = 50.55 (1.28 - 0.1 \times 19.80) = - 35.39 \text{ Ton - m}$$

$$V_y = 126.43 \text{ Tons.} \quad X_y = 10.97, \text{ m} \quad X_t = 9.60 \text{ m} \quad e_y = 1.37 \text{ m.}$$

$$M_{ty1} = 126.43 (1.5 \times 1.37 + 0.1 \times 21.60) + 532.90 \text{ Ton - m.}$$

$$M_{y2} = 126.43 (1.37 - 0.1 \times 21.60) = - 99.88 \text{ Ton - m.}$$

EJE	K _{ix}	Y _i	K _{ix} Y _i	Y _{it}	K _{ix} Y _{it}	K _{ix} Y _{it} ²	EFECTO DE V _x			EFECTO DE V _y
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
1x	16	0.00	0.00	-11.22	- 179.52	2 014.21	8.99	0.6	9.59	1.52
2x	23	6.60	151.8	-4.62	- 106.25	490.92	12.92	0.3	13.22	0.90
3x	23	13.20	303.6	1.98	45.54	90.17	12.92	0.03	12.95	0.39
4x	28	19.30	554.4	8.58	240.24	2 061.26	15.73	0.1	15.74	2.04

SUMAS 90 1 009.8 4 656.56

$$\sum K_{ix} Y_{it}^2 + \sum K_{iy} X_{it}^2 = 62 717.36$$

$$Y_t = \frac{1 009.8}{90} = 11.22 \text{ m}$$

EJE	K _{iy}	X _i	K _{iy} X _i	X _{it}	K _{iy} X _{it}	K _{iy} X _{it} ²	EFECTO DE V _y			EFECTO DE V _x
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION
1y	280	0.00	0.00	-9.60	- 2688.0	25 804.8	65.57	4.28	69.85	8.45
2y	20	7.20	144.0	-2.40	- 48.0	115.2	4.68	0.08	4.76	0.15
3y	20	14.40	288.0	4.80	96.0	460.8	4.68	0.82	5.50	0.30
4y	220	21.60	4 752.0	12.00	2 640.0	31 680.0	51.50	22.43	73.93	8.30

SUMAS 540 5 184.0 58 060.8

$$X_t = \frac{5 184.0}{540} = 9.6 \text{ m}$$

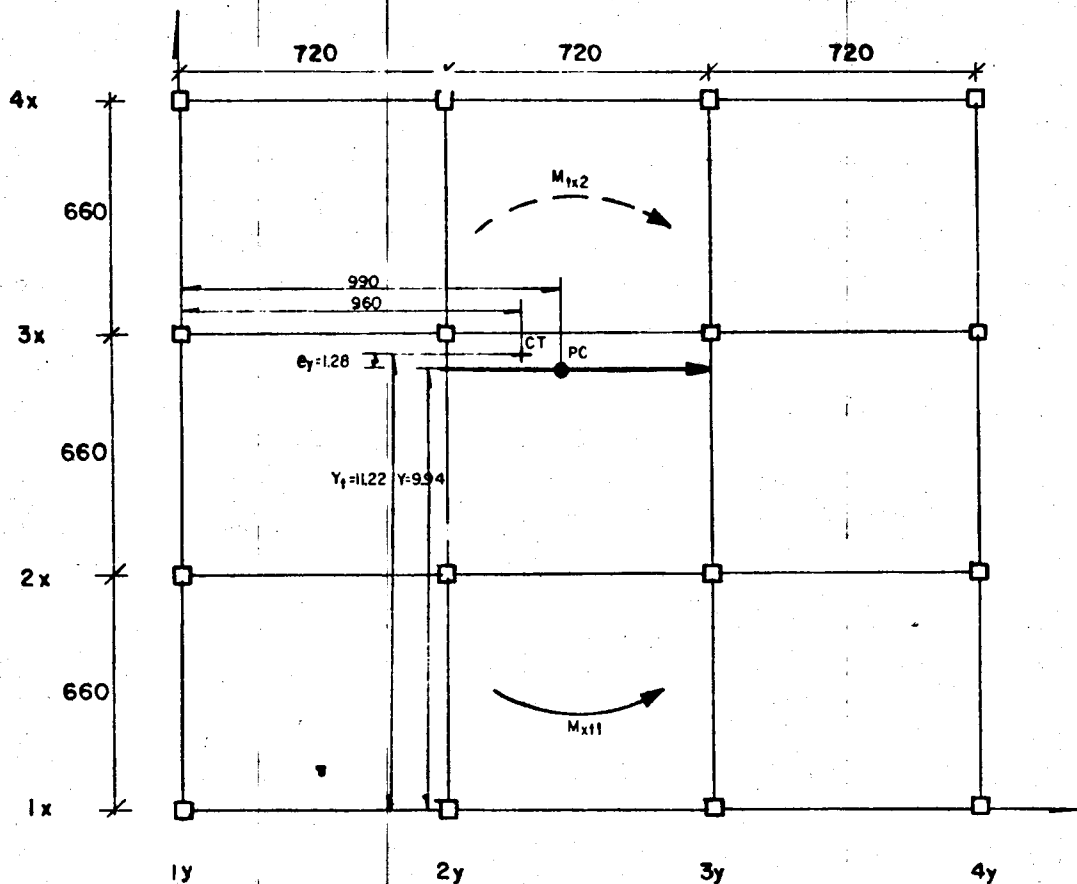
Criterio de distribución del efecto del momento torsionante entre los elementos resistentes.

En la figura siguiente se muestra la acción del momento torsionante a partir del nominal. Así por ejemplo para la dirección X se calcularon dos valores del momento torsionante.

$$M_{tx1} = 197.15 \text{ T-m.}$$

$$M_{tx2} = -35.97 \text{ T-m.}$$

Para los marcos 1_x y 2_x en los cuales el efecto de la torsión se suma al de traslación, se usó M_{tx1} ; como M_{tx2} resultó negativo (lo cual quiere decir que la posición del cortante puede variar hasta producir momento torsionante en dirección contraria a M_{tx1}) su efecto será aditivo para los marcos 3_x y 4_x .



PC= Posición del cortante
CT= Centro de torsión.

3.7. METODO SIMPLIFICADO DE ANALISIS.

Para aplicar este método no se tomarán en cuenta los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo y se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso, debiéndose verificar por lo menos en dos direcciones ortogonales.

Los coeficientes sísmicos a emplear para el D.F. (ya reducidos por ductilidad) se muestran en la siguiente tabla:

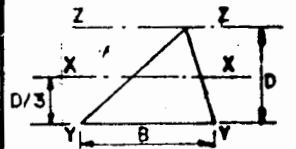
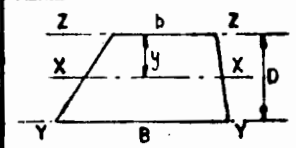
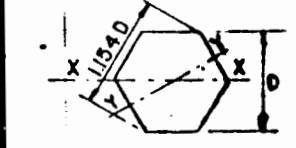
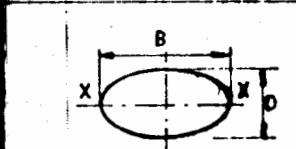
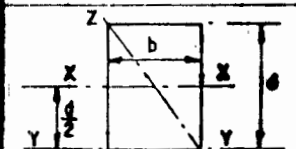
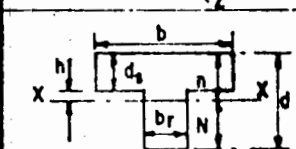
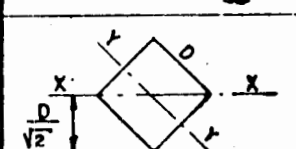
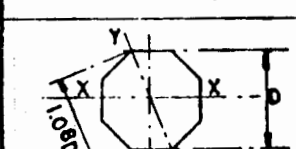
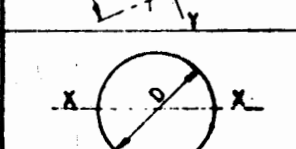
MURO DE PIEZAS MACIZAS.				MURO DE PIEZAS HUECAS		
ZONA	ALTURA DE LA CONSTRUCCION			ALTURA DE LA CONSTRUCCION		
	MENOR DE 4.m Y 7 m.	ENTRE 4 m. Y 7 m.	ENTRE 7 m. Y 13 m.	MENOR DE 4m	ENTRE 4m y 7m	ENTRE 7m y 13m.
I	0.06	0.08	0.08	0.07	0.11	0.11
II	0.07	0.08	0.10	0.08	0.11	0.13
III	0.07	0.09	0.10	0.08	0.10	0.12

Para muros cuya relación entre la altura de pisos consecutivos, h , y la longitud, L exceda de 1.33, la resistencia se reducirá afectándola del coeficiente $(1.33 L/h)^2$

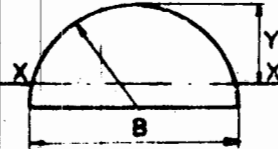
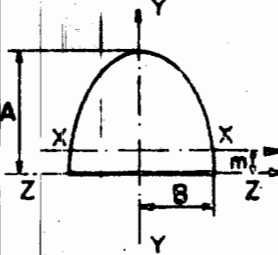
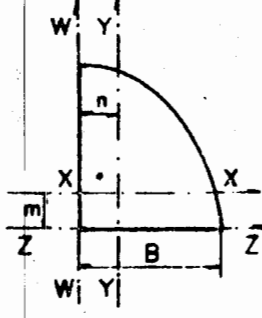
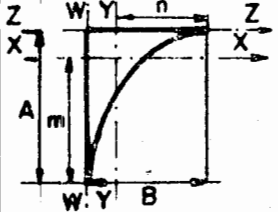
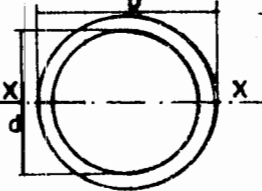
C A P I T U L O 4

"PROPIEDADES DE LAS SECCIONES"

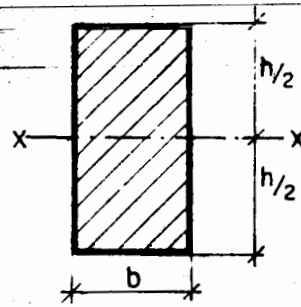
4.1. PROPIEDADES DE SECCIONES USUALES.

SECCION	AREA	MODULO DE SECCION	MOMENTO DE INERCIA	RADIO DE GIRO
	TRIANGULO $\frac{BD}{2}$	XX EN EL $\frac{BD^2}{24}$, EN LA $\frac{BD^2}{12}$ VERTICE 24, BASE 12	XX $\frac{BD^3}{36}$ YY $\frac{BD^3}{12}$ ZZ $\frac{BD^3}{4}$	EN EL EJE XX 0.236 D
	TRAPECIO $(b+B) \frac{D}{2} = A$ $y = \frac{D}{3} \left[\frac{2B+b}{B+b} \right]$	XX EN B: $\frac{I_{XX}}{(D-y)}$ EN b: $\frac{(B^2+4Bb+b^2) D^2}{12(B+2b)}$	$I_{XX} = \frac{(B^2+4Bb+b^2)}{36(B+b)} D^3$ $I_{YY} = I_{XX} + A(D-y)^2$ $I_{ZZ} = I_{XX} + A(y)^2$	EN EL EJE XX $\sqrt{\frac{I_{XX}}{A}}$
	EXAGONO REGULAR $0.866 D^2$ (lado = 0.577 D)	XX $0.12 D^3$ YY $0.104 D^3$	XX $0.06 D^4$ YY	EN EL EJE XX ó YY 0.263 D
	ELIPSE $0.25\pi BD =$ $0.7854 BD$	XX $0.098 BD^2 = \frac{\pi}{32} BD^2$	XX $\frac{\pi}{64} BD^3 = 0.049 BD^3$	EN EL EJE XX $\frac{D}{4}$
	RECTANGULO db	XX $\frac{bd^2}{6}$ ZZ $\frac{b^2d^2}{6\sqrt{b^2+d^2}}$	XX $\frac{bd^3}{12}$ YY $\frac{bd^3}{3}$ ZZ $\frac{b^3d^3}{6(b^2+d^2)}$	EN EL EJE XX 0.289 D
	VIGA COMPUESTA $bd_s + b_r(d-d_s) = A$	XX $\frac{I_{XX}}{n}$ ó $\frac{I_{XX}}{N}$ $N = d - n$ $= \frac{b_r d^2 + d_s^2 (b - b_r)}{2[bd_s + b_r(d-d_s)]}$	XX $I_{XX} = \frac{1}{3} [bn^3 + b_r N^3 - n^3(b-b_r)]$	EN EL EJE XX $\sqrt{\frac{I_{XX}}{A}}$
	CUADRADO D^2	XX $0.118 D^3$ YY $\frac{D^3}{6}$	XX $\frac{D^4}{12}$ YY	EN EL EJE XX ó YY 0.289 D
	OCTAGONO REGULAR $0.828 D^2$ (lado = 0.413 D)	XX $0.109 D^3$ YY $0.1016 D^3$	XX $0.055 D^4$ YY	EN EL EJE XX ó YY 0.257 D
	CIRCULO $0.7854 D^2 = \frac{\pi}{4} D^2$	XX $\frac{\pi}{32} D^3 = 0.0982 D^3$	XX $\frac{\pi}{64} D^4 = 0.0491 D^4$	EN EL EJE XX $\frac{D}{4}$

4.1. PROPIEDADES DE SECCIONES USUALES

SECCION	AREA	MODULO DE SECCION	MOMENTO DE INERCIA	RADIO DE GIRO
	SEMI CIRCULO $A = \frac{\pi R^2}{2}$ $A = 1.5708 R^2$ $Y = R \left(1 - \frac{4}{3\pi}\right)$	XX $\frac{R^3 (9\pi^2 - 64)}{24(3\pi - 4)}$ $0.19069 R^3$	XX $R^4 \left(\frac{\pi}{8} - \frac{6}{9\pi}\right)$ $0.10976 R^4$	XX $R \frac{\sqrt{9\pi^2 - 64}}{6\pi}$ $0.24434 R$
	PARABOLA $A = \frac{4}{3} AB$ $m = \frac{2}{5} A$	XX $\frac{16}{105} A^2 B$ YY $\frac{4}{15} AB^2$ ZZ $\frac{32}{105} A^2 B$	XX $\frac{16}{175} A^3 B$ YY $\frac{4}{15} A B^3$ ZZ $\frac{32}{105} A^3 B$	XX $\sqrt{\frac{12}{75}} A$ YY $\sqrt{\frac{1}{5}} B$ ZZ $\sqrt{\frac{8}{35}} A$
	MEDIA PARABOLA $A = \frac{2}{3} AB$ $m = \frac{2}{5} A$ $n = \frac{3}{8} B$	XX $\frac{8}{105} A^2 B$ YY $\frac{19}{300} AB^2$ ZZ $\frac{16}{105} A^2 B$ WW $\frac{2}{15} AB^2$	XX $\frac{8}{175} A^3 B$ YY $\frac{19}{480} A B^3$ ZZ $\frac{16}{105} A^3 B$ WW $\frac{2}{15} A B^3$	XX $\sqrt{\frac{12}{175}} A$ YY $\sqrt{\frac{19}{320}} B$ ZZ $\sqrt{\frac{8}{35}} A$ WW $\frac{1}{5} B$
	TIMPANO PARABOLICO $A = \frac{1}{3} AB$ $m = \frac{7}{10} A$ $n = \frac{3}{4} B$	XX $\frac{37}{70} A^2 B$ $\frac{1}{60} AB^2$	XX $\frac{37}{2100} A^3 B$ YY $\frac{1}{80} A B^3$	XX $\sqrt{\frac{101}{2100}} A$ YY $\sqrt{\frac{3}{80}} B$
	ANILLO CIRCULAR $A = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4}$ $A = 0.7854(D^2 - d^2)$	$S = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{32D}$ $S = 0.98175 \frac{D^4 - d^4}{D}$	$I = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{64}$ $I = 0.4909(D^4 - d^4)$	$r = \frac{\sqrt{D^2 - d^2}}{4}$

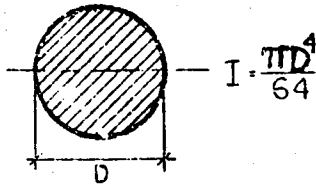
4.2. TABLA PARA MOMENTOS DE INERCIA DE SECCIONES RECTANGULARES



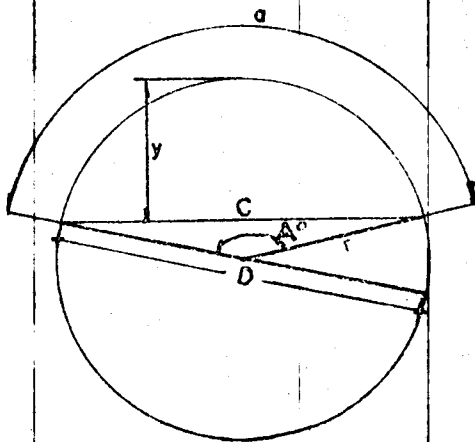
$$I_{xx} = \frac{1}{12}bh^3$$

b \ h	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	100	h \ b
10	833	2812	6666	13020	22500	35729	53333	75937	104166	138646	180000	228854	285833	351562	426667	511771	607500	833333	10
15	1250	4219	10000	19531	33750	53595	80000	113906	156250	207969	270000	343281	428750	527343	640000	767565	911250	1250000	15
20	1667	5625	13333	26041	45000	71458	106666	151875	208333	27292	360000	457708	571667	703125	853333	1023542	1215000	1666666	20
25	2083	7031	16667	32552	56250	89323	133333	189844	260417	346614	450000	572135	714583	878906	1066667	1279427	1518750	2083333	25
30	2500	8437	20000	39062	67500	107187	160000	227812	312500	415937	540000	686563	857500	1054687	1280000	1555312	1822500	2500000	30
35	2917	9844	23333	45573	78750	125052	186667	265781	364583	485260	630000	800990	1000416	1230468	1493333	1791198	2126250	2916667	35
40	3333	11250	26666	52082	90000	142914	213333	303750	416666	554583	720000	915417	1143333	1406250	1706667	2047083	2430000	3333333	40
45	3750	12656	30000	58594	101250	160781	240000	341719	468750	623906	810000	1029864	1286250	1528031	1920000	2302969	2733750	3750000	45
50	4167	14062	33333	65104	112500	178646	266667	379687	520833	693229	900000	1144271	1429167	1757812	2133333	2558854	3037500	4166667	50
55	4583	15468	36667	71614	123750	196511	293333	417656	572917	762552	990000	1258698	1572083	1933533	2346667	2814739	3341250	4583333	55
60	5000	16875	40000	78125	135000	214375	320000	455625	625000	831875	1080000	1373125	1715000	2109375	2560000	3070625	3645000	5000000	60
65	5417	18281	43333	84635	146250	232240	346667	493593	677083	901198	1170000	1487552	1857917	2285156	2273333	3326510	3948750	5416667	65
70	5833	19687	46667	91146	157500	250104	373333	531562	729167	970520	1260000	1601979	2000833	2460937	2986666	3582396	4252500	5833333	70
75	6250	21094	50000	97656	168750	267969	400000	569531	781250	1039843	1350000	1716406	2143750	2636719	3200000	3838281	4556250	6250000	75
80	6666	22500	53333	104166	180000	285833	426667	607500	833333	1109166	1440000	1830834	2286667	2812500	3413333	4094167	4860000	6666667	80
85	7083	23906	56667	110667	191250	303698	453333	645469	885416	1178489	1530000	1945261	2429583	2988285	3626667	4350052	5163750	7083333	85
90	7500	25312	60000	117187	202500	321562	480000	683437	937500	1247812	1620000	2059688	2572500	3164062	3840000	4605937	5467500	7500000	90
95	7917	26718	63333	123698	213750	339427	506667	721406	989583	1317135	1710000	2174115	2715416	3339844	4052222	4861823	5771250	7916607	95
100	8333	28125	66666	130208	225000	357292	533333	759375	1041667	1386458	1800000	2288542	2858333	3515625	4266667	5117708	6075000	8333333	100

4.3. TABLA PARA MOMENTOS DE INERCIA DE SECCIONES CIRCULARES



D	I	D	I	D	I	D	I	D	I
1	0.05	21	9 547	41	138 709	61	679 651	81	2 113 051
2	0.79	22	11 499	42	152 745	62	725 332	82	2 219 347
3	3.98	23	13 737	43	167 820	63	773 272	83	2 329 605
4	12.57	24	16 286	44	183 964	64	823 550	84	2 443 920
5	30.68	25	19 175	45	201 289	65	876 240	85	2 562 092
6	63.62	26	22 432	46	219 787	66	931 420	86	2 685 120
7	117.9	27	26 087	47	239 531	67	989 166	87	2 812 205
8	201.1	28	30 172	48	260 576	68	1 049 555	88	2 943 748
9	322.1	29	34 719	49	282 979	69	1 112 660	89	3 079 853
10	491	30	39 731	50	306 796	70	1 178 588	90	3 220 623
11	719	31	45 333	51	332 086	71	1 247 393	91	3 366 165
12	1018	32	51 472	52	358 908	72	1 319 167	92	3 516 586
13	1402	33	58 214	53	387 323	73	1 393 995	93	3 671 992
14	1886	34	65 597	54	417 393	74	1 471 963	94	3 832 492
15	2485	35	73 662	55	449 180	75	1 553 156	95	3 998 198
16	3217	36	82 448	56	482 750	76	1 637 662	96	4 169 220
17	4100	37	91 998	57	518 166	77	1 725 571	97	4 345 671
18	5153	38	102 354	58	555 497	78	1 816 972	98	4 527 664
19	6397	39	113 561	59	594 810	79	1 911 967	99	4 715 315
20	7854	40	125 664	60	636 172	80	2 010 619	100	4 908 738



Perimetro = πD = 3.14159 D

Area = πr^2 = 3.14159 r²

Arco a = $\frac{\pi r A^\circ}{180^\circ}$ = 0.017453 r A°

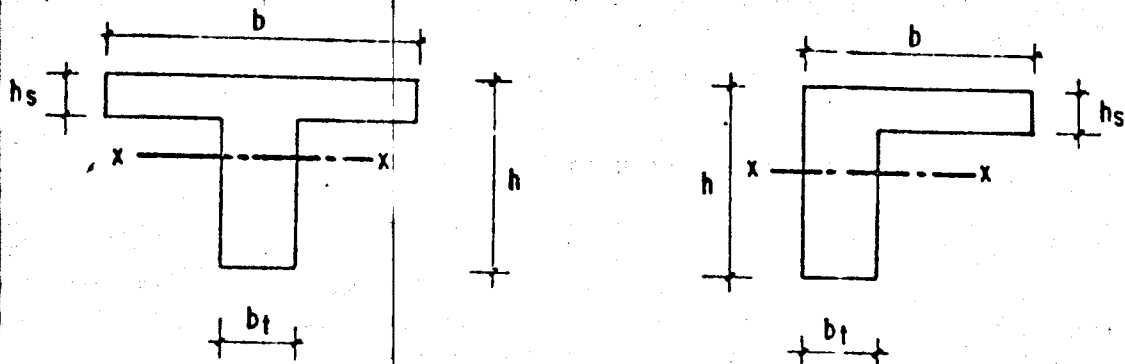
Angulo A° = $\frac{180 a}{\pi r}$ = 57.29578 $\frac{a}{r}$

Radio r = $\frac{4y^2 + c^2}{8y}$

Cuerda c = $2\sqrt{2yr - y^2}$ = 2r Sen $\frac{A}{2}$

Altura y = $r - 1/2\sqrt{4r^2 - c^2}$

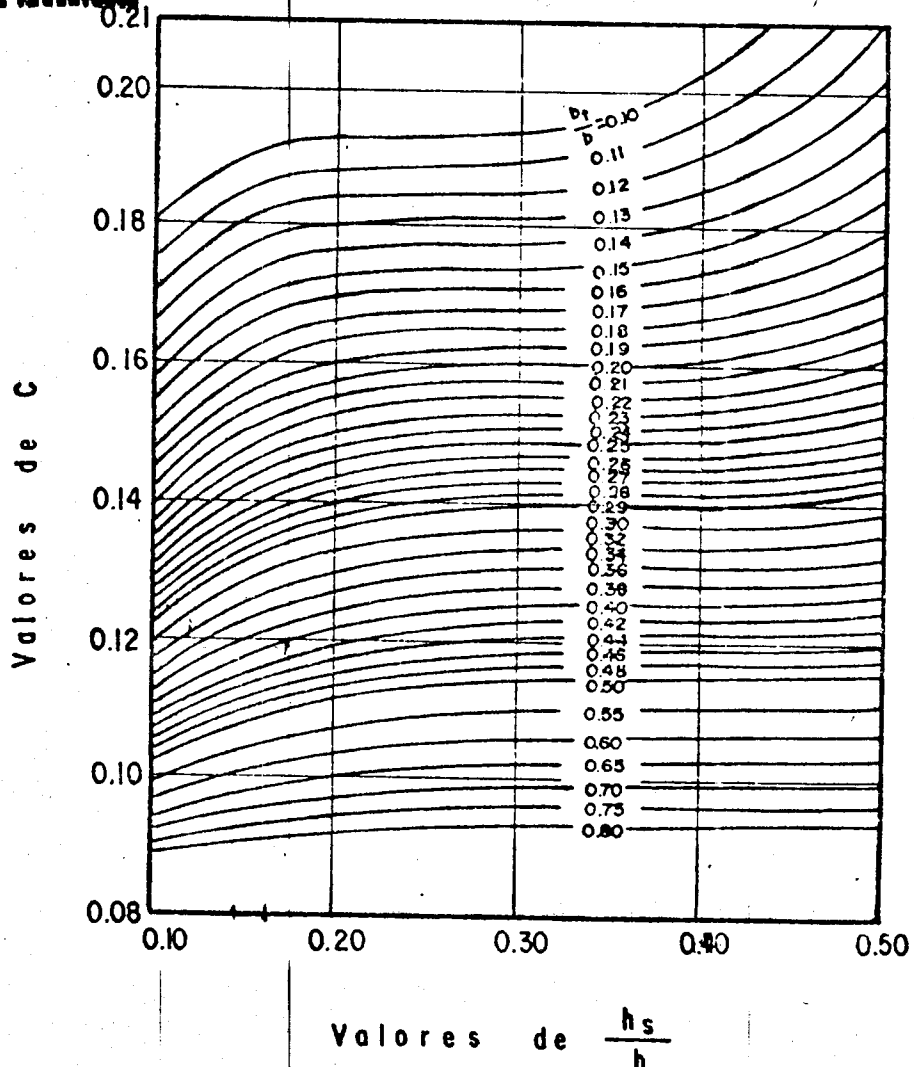
4.4. GRAFICA PARA MOMENTOS DE INERCIA DE SECCIONES "L ó T"



$$I_{xx} = C b_f h^3$$

G-610951

RESULTADO DE INVESTIGACION



4.5. ANCHO DE LOSA PLANA EQUIVALENTE A UNA TRABE.

4.5. Determinación del ancho equivalente para valuar el momento de inercia de losas planas.

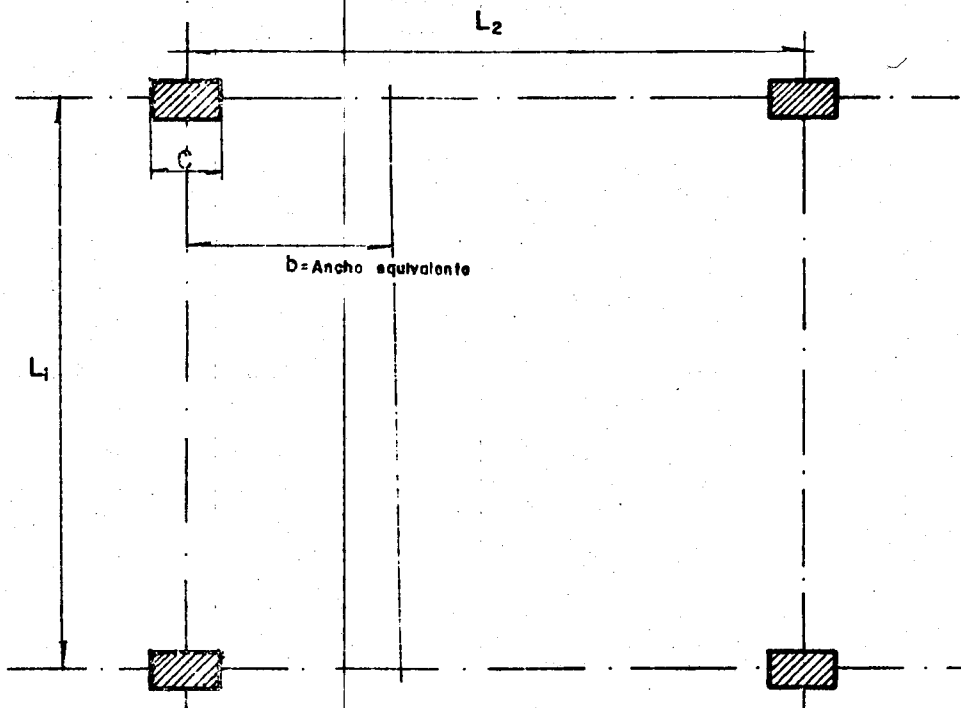
El Reglamento de Construcciones para el D.F., al tratar las losas planas ali-
geradas recomienda:

4.5.1. Suponer que la estructura se divide en marcos ortogonales, cada uno de ellos formado por una fila de columnas y franjas de losa con ancho igual a la distancia entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado. Al analizar los marcos, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

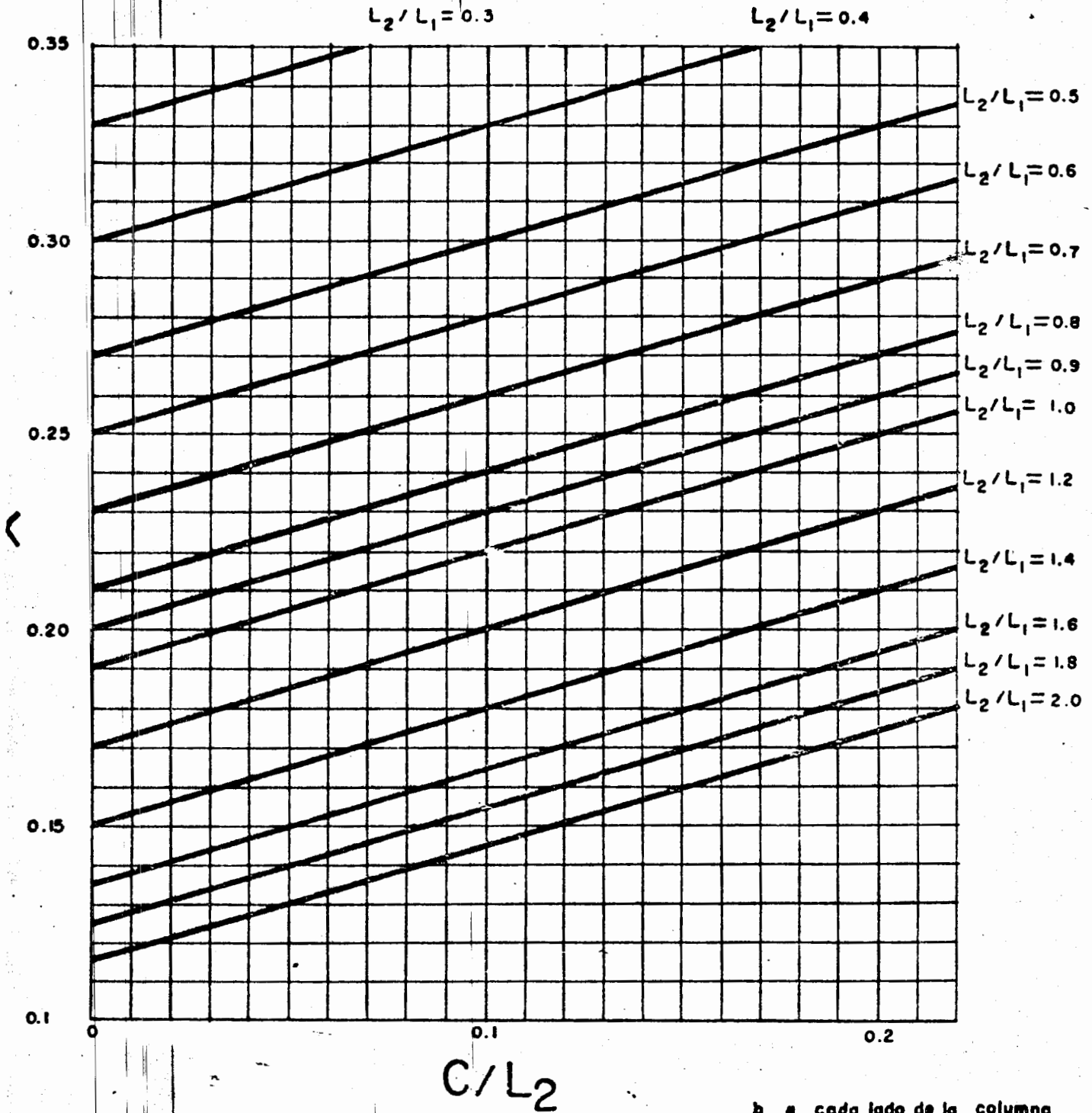
4.5.2. Al calcular las rigideces relativas de los miembros, el momento de inercia (de columnas o de trabes) puede tomarse como el de la sección de concreto no agrietada y sin considerar el refuerzo.

4.5.3. Para valuar el momento de inercia de las losas se considerará un ancho equivalente, a cada lado del eje de columna igual a:

$$b = \frac{0.5 L_2}{1 + 1.67 L_2 / L_1} + 0.3 C \leq 0.5 L_2$$



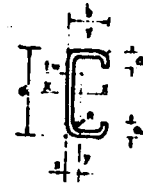
La gráfica siguiente proporciona los valores de b en función de L_1 , L_2 y C

4.5. GRAFICAS PARA DETERMINAR EL ANCHO EQUIVALENTE EN LOSAS PLANAS

b a cada lado de la columna
 $=KL_2$

4.6 PROPIEDADES DE PERFILES LAMINADOS EN FRIO

CANALES DE LAMINA DOBLADA											
CANAL PERFIL LIGERO DOS PATINES ATIESADOS FORMADO EN FRIO CPL 2 PROPIEDADES PARA USERO											
PERFIL	S _e EFECTIVO F _b =2110 Kg/cm ²	EJE X - X				EJE Y - Y				m	FACTOR CAL. O F _b =2110 Kg/cm ²
		I _x cm ⁴	S _x cm ³	r _x cm	I _y cm ⁴	S _y cm ³	r _y cm	u cm			
12	153.10	2333.24	153.10	11.58	164.52	25.00	3.08	2.31	3.54	0.70	
	118.07	1820.11	119.44	11.61	126.59	19.05	3.06	2.24	3.57	0.64	
10	119.27	1514.78	119.27	9.84	155.00	21.44	3.15	2.55	3.82	0.77	
	92.05	1183.61	93.20	9.87	119.41	15.62	3.14	2.48	3.80	0.70	
9	60.53	850.22	66.95	9.93	82.83	12.67	3.10	2.45	3.63	0.56	
	98.69	1128.07	98.69	8.86	124.91	21.51	2.95	2.45	3.63	0.80	
8	75.88	870.54	76.16	8.90	91.84	15.44	2.89	2.31	3.53	0.73	
	51.26	614.98	55.55	8.96	66.86	11.14	2.91	2.26	3.44	0.60	
7	38.28	505.95	44.19	8.97	51.69	8.51	2.87	2.18	3.38	0.52	
	78.87	801.37	78.87	7.89	94.13	17.66	2.70	2.29	3.36	0.83	
6	61.71	626.99	61.71	7.93	72.33	13.38	2.69	2.22	3.33	0.77	
	42.54	454.63	45.14	7.99	52.83	9.68	2.71	2.16	3.25	0.65	
5	31.86	364.86	35.91	8.01	40.80	7.37	2.68	2.09	3.18	0.56	
	61.28	544.78	61.28	6.91	60.89	14.17	2.46	2.13	3.10	0.87	
4	48.75	433.47	48.75	6.95	55.83	11.48	2.50	2.13	3.15	0.81	
	34.43	318.17	35.29	7.02	40.95	8.33	2.52	2.07	3.05	0.70	
3 1/2	25.91	254.23	28.48	7.04	31.60	6.33	2.49	2.00	3.00	0.61	
	45.86	349.47	45.86	5.93	48.45	11.05	2.21	1.97	2.84	0.92	
3	36.61	278.93	36.61	5.97	39.47	9.00	2.25	1.97	2.89	0.86	
	26.91	209.02	27.43	6.04	30.77	7.05	2.42	1.98	2.87	0.76	
2 1/2	20.42	166.50	21.85	6.06	23.73	5.44	2.29	1.91	2.81	0.67	
	30.65	194.62	30.65	4.88	25.91	7.53	1.78	1.64	2.42	0.96	
2	24.60	156.19	24.60	4.92	21.32	6.19	1.82	1.63	2.38	0.91	
	18.28	116.10	18.28	4.99	15.29	4.51	1.84	1.58	2.31	0.81	
1 1/2	14.43	92.45	14.56	5.01	12.11	3.49	1.81	1.51	2.24	0.74	
	11.04	71.54	11.74	5.02	9.87	2.76	1.83	1.51	2.26	0.67	
1	22.52	114.38	22.52	4.95	23.52	7.19	1.77	1.81	2.49	1.00	
	14.15	92.18	14.15	4.99	19.37	5.92	1.83	1.81	2.53	0.97	
3/4	13.60	69.09	13.60	4.06	14.51	4.46	1.86	1.75	2.41	0.88	
	10.68	55.21	10.87	4.09	11.15	3.28	1.84	1.68	2.39	0.82	
3/8	8.21	44.58	8.28	4.11	9.10	2.67	1.85	1.68	2.39	0.73	
	18.74	81.29	18.74	3.48	22.06	6.97	1.79	1.91	2.58	1.00	
3/4	15.14	67.31	15.14	3.51	18.19	5.75	1.83	1.91	2.62	0.91	
	11.42	50.75	11.42	3.59	13.74	4.26	1.87	1.85	2.51	0.92	
3/8	8.98	40.65	9.15	3.62	10.58	3.20	1.85	1.77	2.45	0.86	
	6.89	32.86	7.89	3.63	8.63	2.61	1.86	1.78	2.47	0.77	
3/4	11.10	42.41	11.10	2.98	12.25	4.54	1.60	1.75	2.38	1.00	
	8.44	31.72	8.44	3.07	8.72	3.08	1.61	1.61	2.19	0.95	
3/8	6.80	25.94	6.81	3.09	7.22	2.55	1.63	1.62	2.21	0.91	
	5.22	20.58	5.80	3.11	5.45	1.87	1.60	1.54	2.15	0.83	



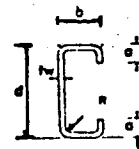
CANALES DE LAMINA DOBLADA

CANAL PERFIL LIGERO DOS PATINES ATIESADOS

FORMADO EN FRIO

C P L 2

DIMENSIONES PARA DETALLAR



PERFIL Pulg.	Calibre	Espesor tw mm	Peso Kg/m	Area cm ²	d mm	b mm	r mm	R mm
12-3 1/2	10	3.42	13.74	17.39	304.8	88.9	25.4	4.8
	12	2.66	10.66	13.49	304.8	88.9	22.9	4.8
10-3 1/2	10	3.42	12.37	15.65	254.0	88.9	25.4	4.8
	12	2.66	9.59	12.14	254.0	88.9	22.9	4.8
	14	1.90	6.82	8.63	254.0	88.9	17.8	2.4
9-3 1/4	10	3.42	11.34	14.35	228.6	82.6	25.4	4.8
	12	2.66	8.68	10.99	228.6	82.6	20.3	4.8
	14	1.90	6.24	7.90	228.6	82.6	17.8	2.4
	16	1.52	4.96	6.27	228.6	82.6	15.2	2.4
8-3	10	3.42	10.17	12.88	203.2	76.2	22.9	4.8
	12	2.66	7.88	9.98	203.2	76.2	20.3	4.8
	14	1.90	5.67	7.18	203.2	76.2	17.8	2.4
	16	1.52	4.50	5.69	203.2	76.2	15.2	2.4
7-2 3/4	10	3.42	9.01	11.40	177.8	69.9	20.3	4.8
	12	2.66	7.08	8.96	177.8	69.9	20.3	4.8
	14	1.90	5.10	6.46	177.8	69.9	17.8	2.4
	16	1.52	4.04	5.11	177.8	69.9	15.2	2.4
6-2 1/2	10	3.42	7.84	9.92	152.4	63.5	17.8	4.8
	12	2.66	6.17	7.82	152.4	63.5	17.8	4.8
	14	1.90	4.53	5.73	152.4	63.5	17.8	2.4
	16	1.52	3.58	4.53	152.4	63.5	15.2	2.4
5-2	10	3.42	6.47	8.19	127.0	50.8	17.8	4.8
	12	2.66	5.11	6.46	127.0	50.8	17.8	4.8
	14	1.90	3.69	4.67	127.0	50.8	15.2	2.4
	16	1.52	2.91	3.69	127.0	50.8	12.7	2.4
	18	1.21	2.33	2.95	127.0	50.8	12.7	2.4
4-2	10	3.42	5.78	7.32	101.6	50.8	17.8	4.8
	12	2.66	4.57	5.79	101.6	50.8	17.8	4.8
	14	1.90	3.31	4.18	101.6	50.8	15.2	2.4
	16	1.52	2.61	3.30	101.6	50.8	12.7	2.4
	18	1.21	2.09	2.65	101.6	50.8	12.7	2.4
3 1/2-2	10	3.42	5.44	6.88	88.9	50.8	17.8	4.8
	12	2.66	4.31	5.45	88.9	50.8	17.8	4.8
	14	1.90	3.12	3.94	88.9	50.8	15.2	2.4
	16	1.52	2.45	3.11	88.9	50.8	12.7	2.4
	18	1.21	1.97	2.49	88.9	50.8	12.7	2.4
3-1 3/4	12	2.66	3.77	4.78	76.2	44.5	17.8	4.8
	14	1.90	2.66	3.47	76.2	44.5	12.7	2.4
	16	1.52	2.15	2.72	76.2	44.5	12.7	2.4
	18	1.21	1.68	2.12	76.2	44.5	10.2	2.4

C A P I T U L O 5

"DETERMINACION DE RIGIDECES, FACTORES DE TRANSPORTE, ETC. DE BARRAS DE
SECCION VARIABLE.

5.1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MÉTODO DE NEWMARK

Si se supone una viga con EI variable, como se muestra en la Figura, afectada de un momento en el extremo izquierdo (a), el momento en el extremo (b) expresado en términos del factor de transporte, es por definición:

$$M_{ba} = T_{ab} M_{ab} \text{------(1)}$$

donde:

T_{ab} = Factor de transporte de (a) a (b)

M_{ab} = Momento actuante en el extremo (a)

M_{ba} = Momento inducido en el extremo (b)

Si se expresa el cortante en el extremo (a) en función del momento M_{ab} , T_{ab} y la longitud L de la viga, se obtiene:

$$V_a = -M_{ab} (1 + T_{ab}) / L \text{------(2)}$$

Y el momento en una sección a una distancia X cualesquiera del extremo (a) es:

$$M_x = M_{ab} + V_a X = M_{ab} \{1 - [X(1 + T_{ab})/L]\} \text{------(3)}$$

Como el desplazamiento vertical en el extremo (a) es igual a cero, y con el apoyo de la ecuación de trabajo mínimo, se tiene:

$$\delta v_a = \frac{\partial W}{\partial V_a} = \int_0^L \frac{M_x (\partial M_x / \partial V_a) dx}{E_x I_x} = 0 \text{------(4)}$$

para:

δv_a = Desplazamiento vertical en el extremo (a)

$\frac{\partial W}{\partial V_a}$ = Derivada parcial del trabajo con respecto al cortante en el extremo (a).

E_x = Módulo de elasticidad en la sección a la dist. X

I_x = Inercia de la sección a la dist. X

como $\partial M_x / \partial V_a = X$,

al substituir la Ec (3) en la Ec(4) se obtiene.

$$\int_0^L \frac{M_{ab} \{1 - [X(1 + T_{ab})/L]\}}{E_x I_x} dx = 0 \text{------(5)}$$

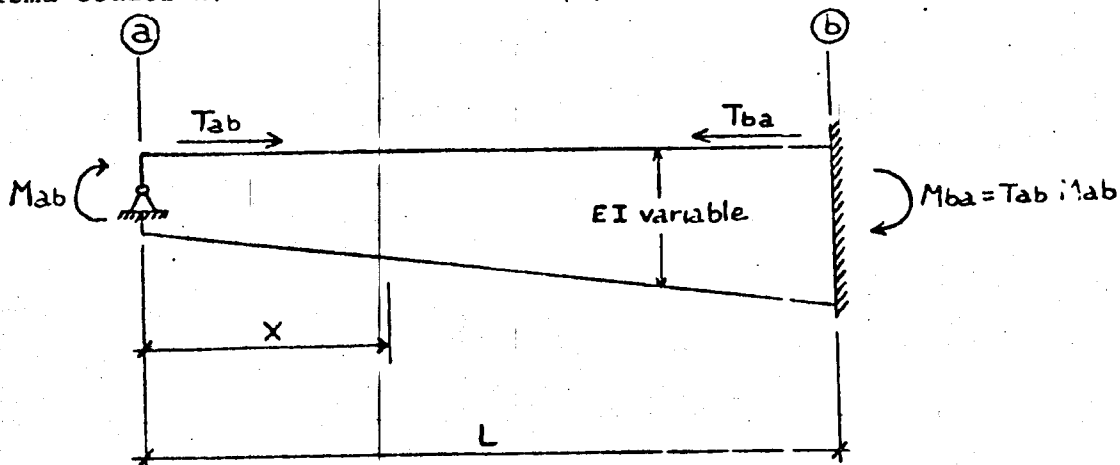
Como M_{ab} es constante:

$$M_{ab} \int_0^L \frac{1 - [x(1+T_{ab})/L]}{E_x I_x} dx = 0 \dots \dots \dots (6)$$

De donde:

$$T_{ab} = \frac{L \int_0^L (x/EI) dx - \int_0^L (x^2/EI) dx}{\int_0^L (x^2/EI) dx} \dots \dots \dots (7)$$

El factor de transporte T_{ba} , del extremo (b) al (a), se podrá obtener de la misma ecuación, tomando el extremo (b) como origen de las integrales.



Para la obtención de las rigideces, se considera el calculo del momento que produce un giro unitario en el extremo deseado.

Aplicando la ecuación del trabajo mínimo:

$$\theta_a = \frac{\partial W}{\partial M_{ab}} = \int_0^L \frac{M_x (\partial M_x / \partial M_{ab})}{E_x I_x} dx = 1.0 \dots \dots \dots (8)$$

la incognita es M_{ab} para un giro unitario en (a), ó sea, para $\theta_a = 1.0$, $M_{ab} = K_{ab}$, así la ecuación (3) queda representada como:

$$M_x = K_{ab} \{1 - [x(1+T_{ab})/L]\} \dots \dots \dots (9)$$

Substituyendo la ecuación (9) en la ecuación (8), y tomando en cuenta que $\partial M_x / \partial M_{ab} = 1$, se obtiene:

$$K_{ab} \int_0^L \frac{1 - [x(1+T_{ab})/L]}{E_x I_x} dx = 1 \dots \dots \dots (10)$$

y mediante despeje:

$$K_{ab} = \frac{1}{\int_0^L \frac{1 - [x(1+T_{ab})/L]}{E_x I_x} dx} \dots \dots \dots (11)$$

substituyendo a la Ec. (7) en la Ec. (11):

$$K_{ab} = \frac{\int_0^L (x^2/E_x I_x) dx}{\int_0^L (1/E_x I_x) dx \int_0^L (x^2/E_x I_x) dx - [\int_0^L (x/E_x I_x) dx]^2} \quad (12)$$

Para la obtención de los momentos de empotramiento de la barra, soportando una carga uniformemente repartida, se puede concluir fácilmente que:

$$M_x = M_{ab}^f + V_a x - \omega x^2/2 \quad (13)$$

donde: M_{ab}^f = momento de empotramiento en el extremo (a)

ω = carga repartida por unidad de longitud.

Además, las expresiones generales para los momentos de empotramiento, en base a las Ecs. de trabajo mínimo son:

$$\int_0^L (M_x/E_x I_x) dx = 0 \quad (14)$$

$$\int_0^L (M_x x/E_x I_x) dx = 0 \quad (15)$$

y substituyendo la Ec. (13) en Ecs. (14) y (15):

$$M_{ab}^f \int_0^L (1/E_x I_x) dx + V_a \int_0^L (x/E_x I_x) dx - \omega/2 \int_0^L (x^2/E_x I_x) dx = 0 \quad (16)$$

$$M_{ab}^f \int_0^L (x/E_x I_x) dx + V_a \int_0^L (x^2/E_x I_x) dx - \omega/2 \int_0^L (x^3/E_x I_x) dx = 0 \quad (17)$$

eliminando V_a de las Ecs. (16) y (17), se obtiene:

$$M_{ab}^f = \frac{\omega}{2} \frac{[\int_0^L (x^2/E_x I_x) dx]^2 - \int_0^L (x/E_x I_x) dx \int_0^L (x^3/E_x I_x) dx}{\int_0^L (1/E_x I_x) dx \int_0^L (x^2/E_x I_x) dx - [\int_0^L (x/E_x I_x) dx]^2} \quad (18)$$

El método de NEWMARK deberá encargarse de resolver las integrales correspondientes para las ecuaciones (7), (12) y (18) representando las integrales en sumas de incrementos finitos, se tiene:

$$A = \int_0^L (1/E_x I_x) dx = \sum \Delta x / E_x I_x$$

$$B = \int_0^L (x/E_x I_x) dx = \sum x \Delta x / E_x I_x$$

$$C = \int_0^L (x^2 / E_x I_x) dx = \sum x^2 \Delta x / E_x I_x$$

$$D = \int_0^L (x^3 / E_x I_x) dx = \sum x^3 \Delta x / E_x I_x$$

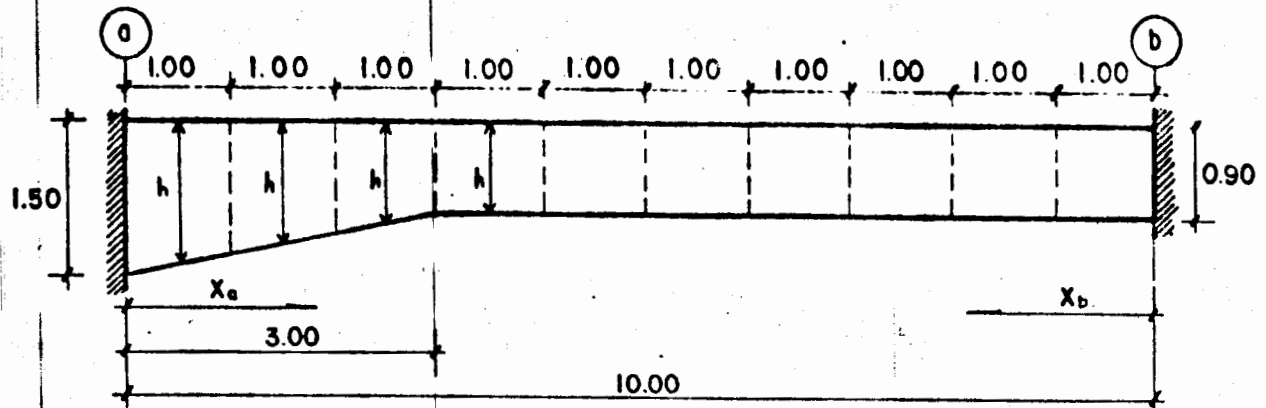
Y las ecuaciones mencionadas quedan representadas como:

$$K_{ab} = C / (A \cdot C - B^2)$$

$$T_{ab} = (L \cdot B - C) / C = (L \cdot B / C) - 1$$

$$M_{ab}^f = (\omega / 2) (C^2 - B \cdot D) / (A \cdot C - B^2)$$

5.2 EJEMPLO DE APLICACION DEL METODO DE NEWMARK.

Ancho de trabe fijo $b = 0.50 \text{ m}$. $E = CTe$ Carga repartida $w = 3 \text{ T/m}$

ΔX	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
h	1.4	1.2	1.0	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	
I	0.1143	0.072	0.0555	0.0304	0.0304	0.0304	0.0304	0.0304	0.0304	0.0304	
X_a	0.5	1.5	2.5	3.5	4.5	5.5	6.5	7.5	8.5	9.5	
$\Delta X/I$	8.749	13.889	18.018	32.895	32.895	32.895	32.895	32.895	32.895	32.895	$A_a = 270.919$
$X\Delta X/I$	4.375	20.834	45.045	115.131	148.026	180.921	213.816	246.711	279.603	312.500	$B_a = 1566.964$
$X^2\Delta X/I$	2.187	31.250	112.613	402.959	666.117	995.065	1389.804	1850.333	2376.642	2968.75	$C_a = 10795.72$
$X^3\Delta X/I$	1.094	46.875	281.533	1410.357	2997.53	5472.86	9033.73	13877.5	20201.5	28203.1	$D_a = 81526.10$
X_b	9.5	8.5	7.5	6.5	5.5	4.5	3.5	2.5	1.5	0.5	
$\Delta X/I$	8.749	13.889	18.018	32.895	32.895	32.895	32.895	32.895	32.895	32.895	$A_b = 270.919$
$X\Delta X/I$	83.115	118.055	135.135	213.816	180.921	148.026	115.132	82.237	49.342	16.447	$B_b = 1142.226$
$X^2\Delta X/I$	789.589	1003.472	1013.513	1389.803	995.066	666.118	402.960	205.592	74.013	8.224	$C_b = 6548.35$
$X^3\Delta X/I$	7501.10	8529.51	7601.35	9033.72	5472.86	2997.53	1410.36	513.98	111.02	4.11	$D_b = 43175.54$

$$K_{ab} = \frac{C_a}{A_a \cdot C_a - B_a^2} = \frac{10795.72}{(271)(10795.72) - (1566.964)^2} = \frac{10795.72}{470264} = 0.0230 E$$

$$T_{ab} = L \cdot \frac{B_a}{C_a} - 1 = (10) \frac{1566.964}{10795.72} - 1 = 1.4515 - 1 = 0.4515$$

$$M'_{ab} = \frac{\omega}{2} \cdot \frac{C_a^2 - B_a \cdot D_a}{A_a \cdot C_a - B_a^2} = \frac{3}{2} \cdot \frac{(10795.72)^2 - (1566.964)(81526.1)}{(271)(10795.72) - (1566.964)^2} = \frac{3}{2} \cdot \frac{-11.201 \times 10^6}{470264} = -35.76 \text{ T-m}$$

$$K_{ba} = \frac{C_b}{A_b \cdot C_b - B_b^2} = \frac{6548.35}{(271)(6548.35) - (1142.226)^2} = \frac{6548.35}{469922.6} = 0.0139 E$$

$$T_{ba} = L \cdot \frac{B_b}{C_b} - 1 = (10) \frac{1142.226}{6548.35} - 1 = 1.7443 - 1 = 0.7443$$

$$M'_{ba} = \frac{\omega}{2} \cdot \frac{C_b^2 - B_b \cdot D_b}{A_b \cdot C_b - B_b^2} = \frac{3}{2} \cdot \frac{(6548.35)^2 - (1142.226)(43175.54)}{(271)(6548.35) - (1142.226)^2} = \frac{3}{2} \cdot \frac{-6.435 \times 10^6}{469922.6} = -20.54 \text{ T-m}$$

Empleando las gráficas se obtienen los siguientes resultados:

$$\frac{\text{mín. } d}{\text{máx. } d} = \frac{0.9}{1.5} = 0.6 \quad d = \frac{3}{10} = 0.3$$

Extremo A: $k_{AB} = 7.15$, $T_{AB} = 0.46$, $C_{AB} = 0.118$

$$K_{AB} = k_{AB} \frac{E I_B}{L} = 7.15 \frac{0.0304 E}{10} = 0.0217 E$$

$$T_{AB} = 0.46$$

$$M_{AB} = C_{AB} \omega L^2 = 0.118 (3) (10)^2 = 35.40 \text{ T-m}$$

Extremo B: $k_{BA} = 4.52$, $T_{BA} = 0.72$, $C_{BA} = 0.068$

$$K_{BA} = k_{BA} \frac{E I_B}{L} = 4.52 \frac{0.0304 E}{10} = 0.0137 E$$

$$T_{BA} = 0.72$$

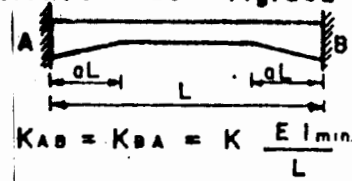
$$M_{BA} = C_{BA} \omega L^2 = 0.068 (3) (10)^2 = 20.40 \text{ T-m}$$

La diferencia de signos entre los valores de momento obtenidos del ejemplo y de las tablas, sólo indican que en un caso corresponden al momento resistente y en el otro al momento solicitante.

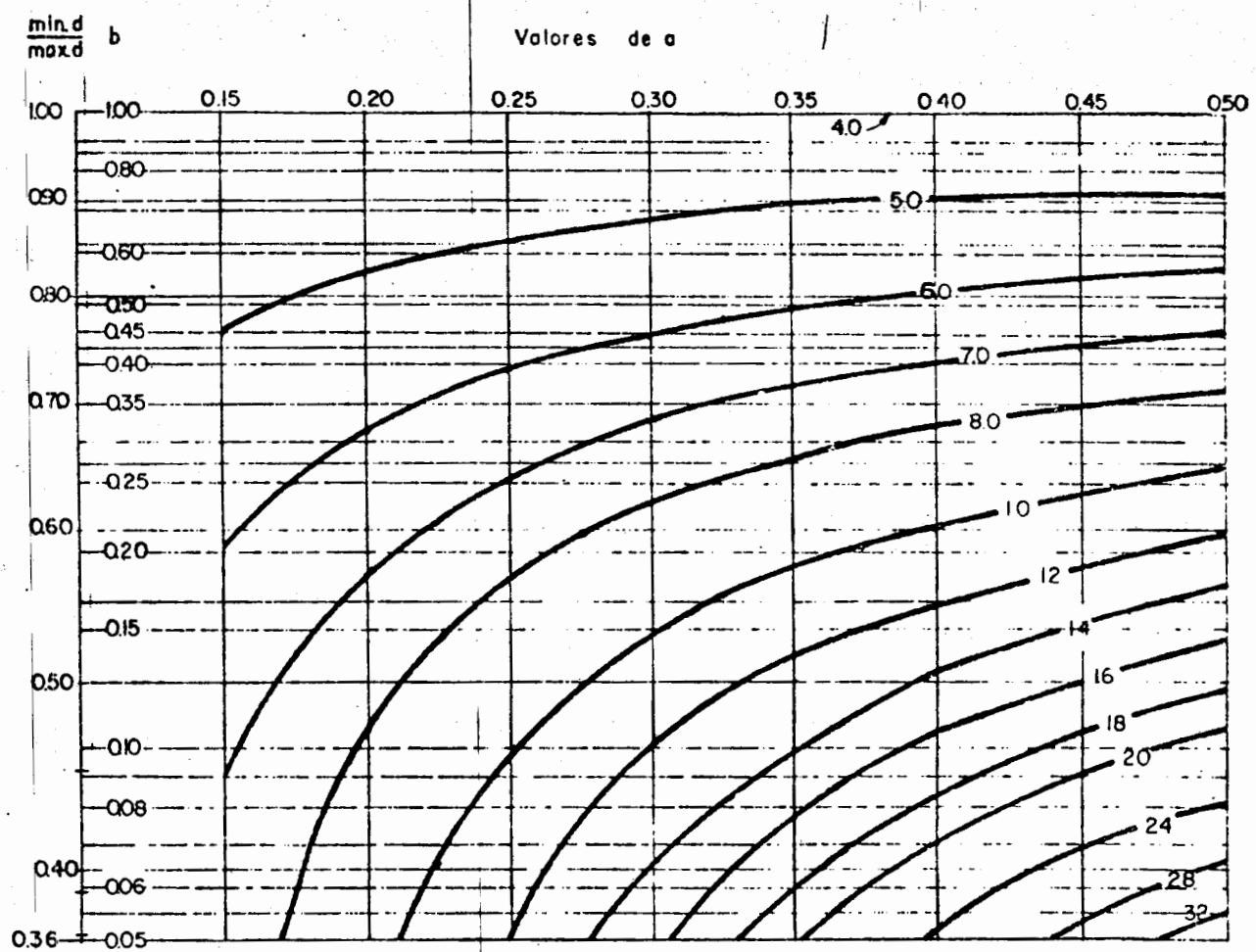
NOTA.- La columna de valores de b que aparece en las gráficas permite relacionar las inercias cuando el peralte es desconocido.

5.3. GRAFICA PARA DETERMINACION DE PROPIEDADES DE PIEZAS DE SECCION VARIABLE

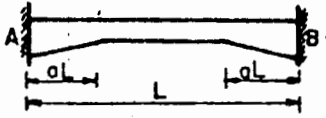
Coeficiente de rigidez k



$b = \left(\frac{min. d}{max. d} \right)^3$

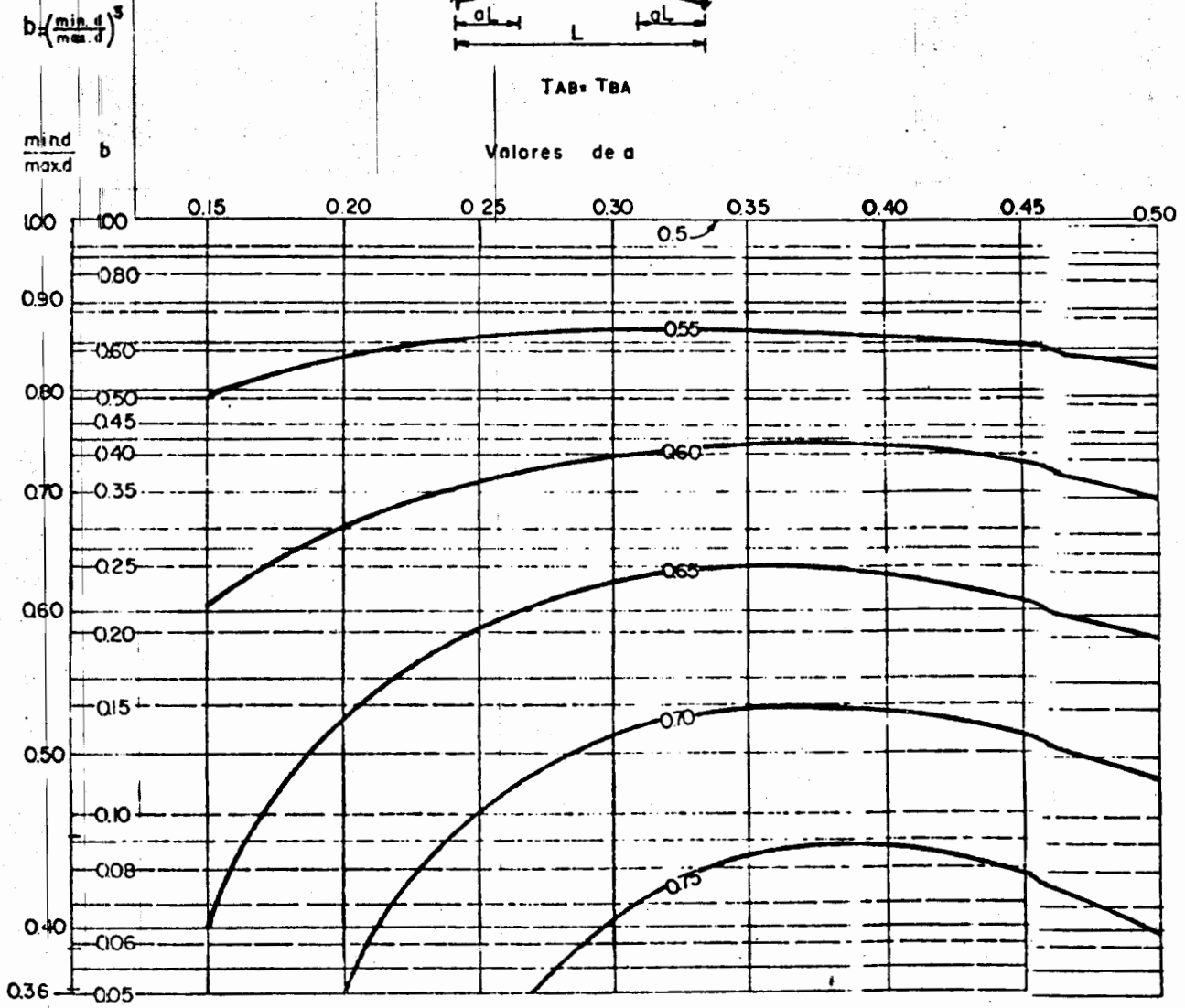


Factor de Transporte



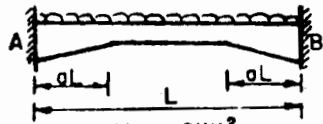
$$T_{AB} = T_{BA}$$

Valores de a



Coef. de Momento de Empotramiento
Para Carga Uniforme W.

$$b = \left(\frac{\min. d}{\max. d} \right)^3$$

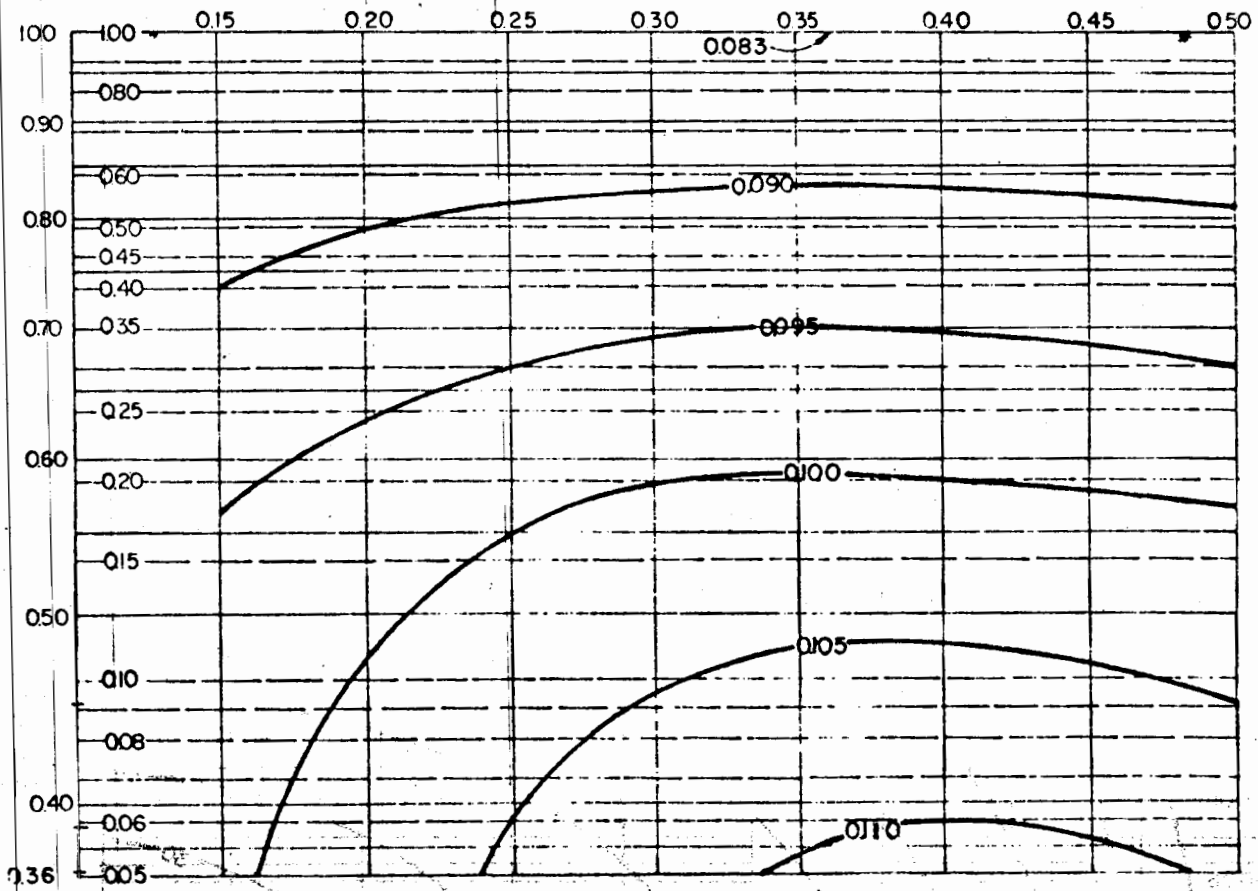


$M_{AB} = M_{BA} = CWL^2$
Valores de c

C = Coeficiente

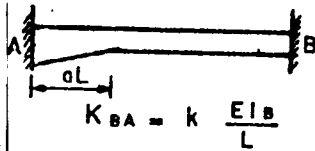
W = Carga Repartida

$\frac{\min. d}{\max. d}$ b

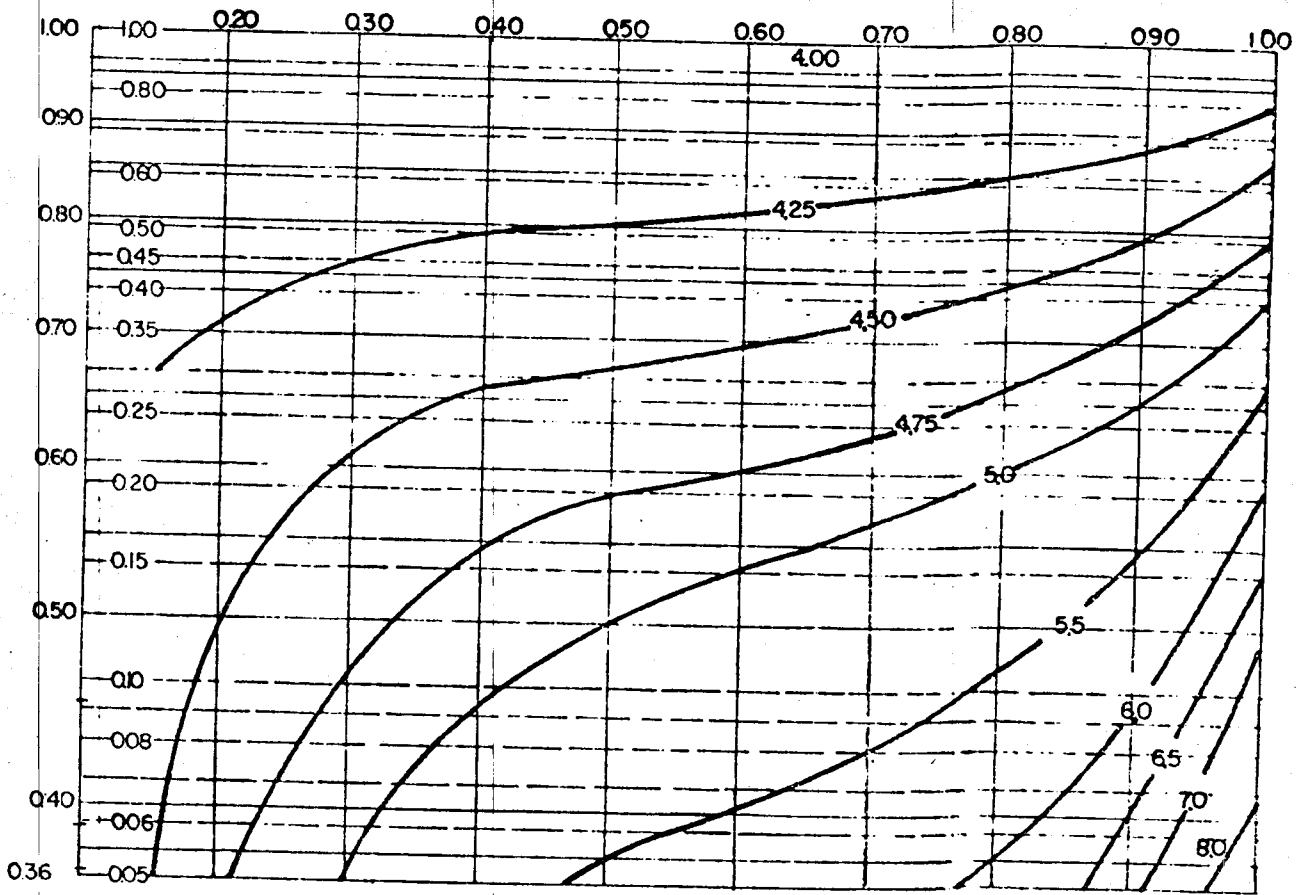


Coeficiente de Rigidez k en Extremo Menor (B)

$$b = \left(\frac{\min. d}{\max. d} \right)^3$$

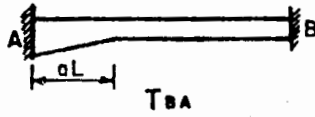


Valores de a



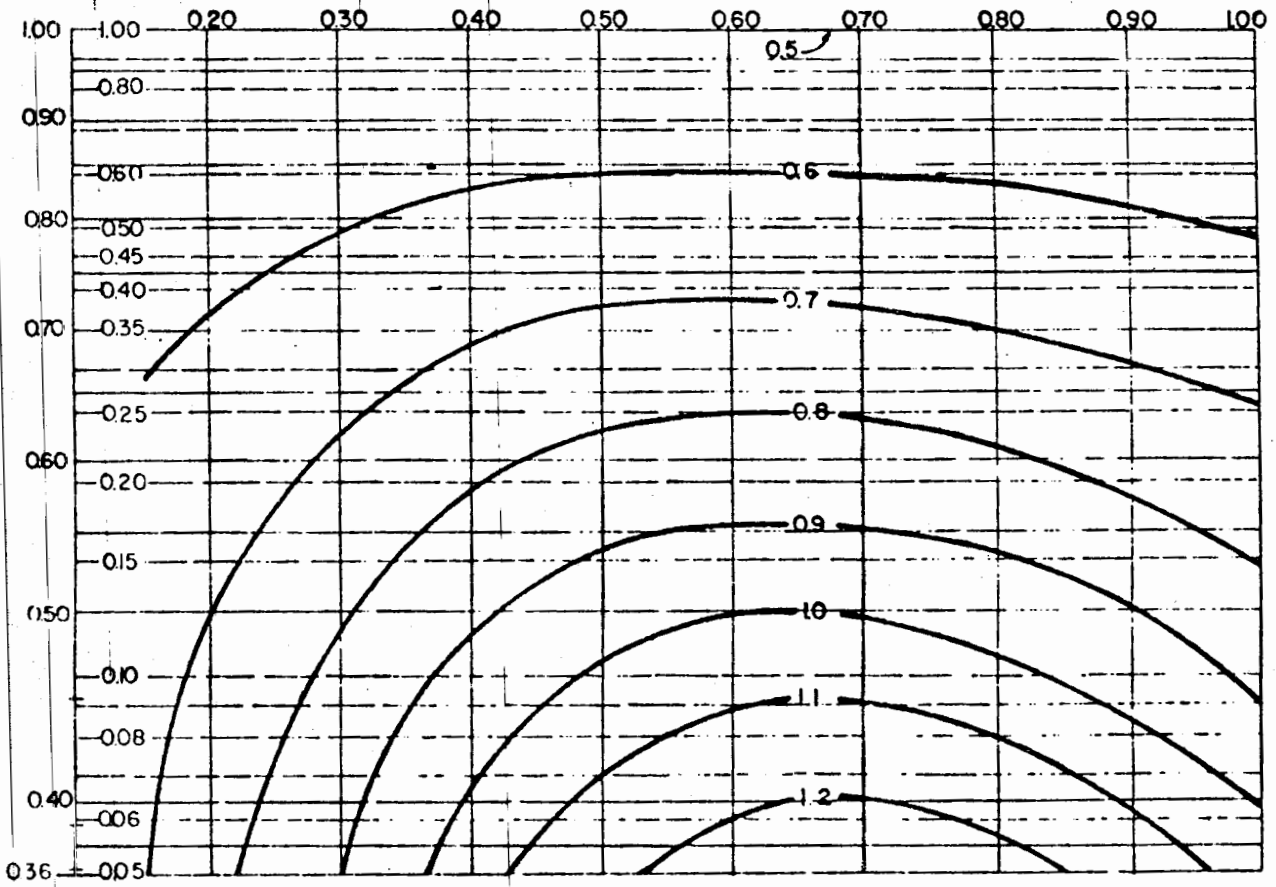
Factor de Transporte en Extremo Menor (B)

$$b = \left(\frac{\min d}{\max d} \right)^3$$



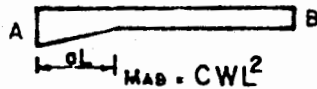
$$\frac{\min d}{\max d} = b$$

Valores de a



Coef. de Momento de Empotramiento
en Extremo Acartelado (A)

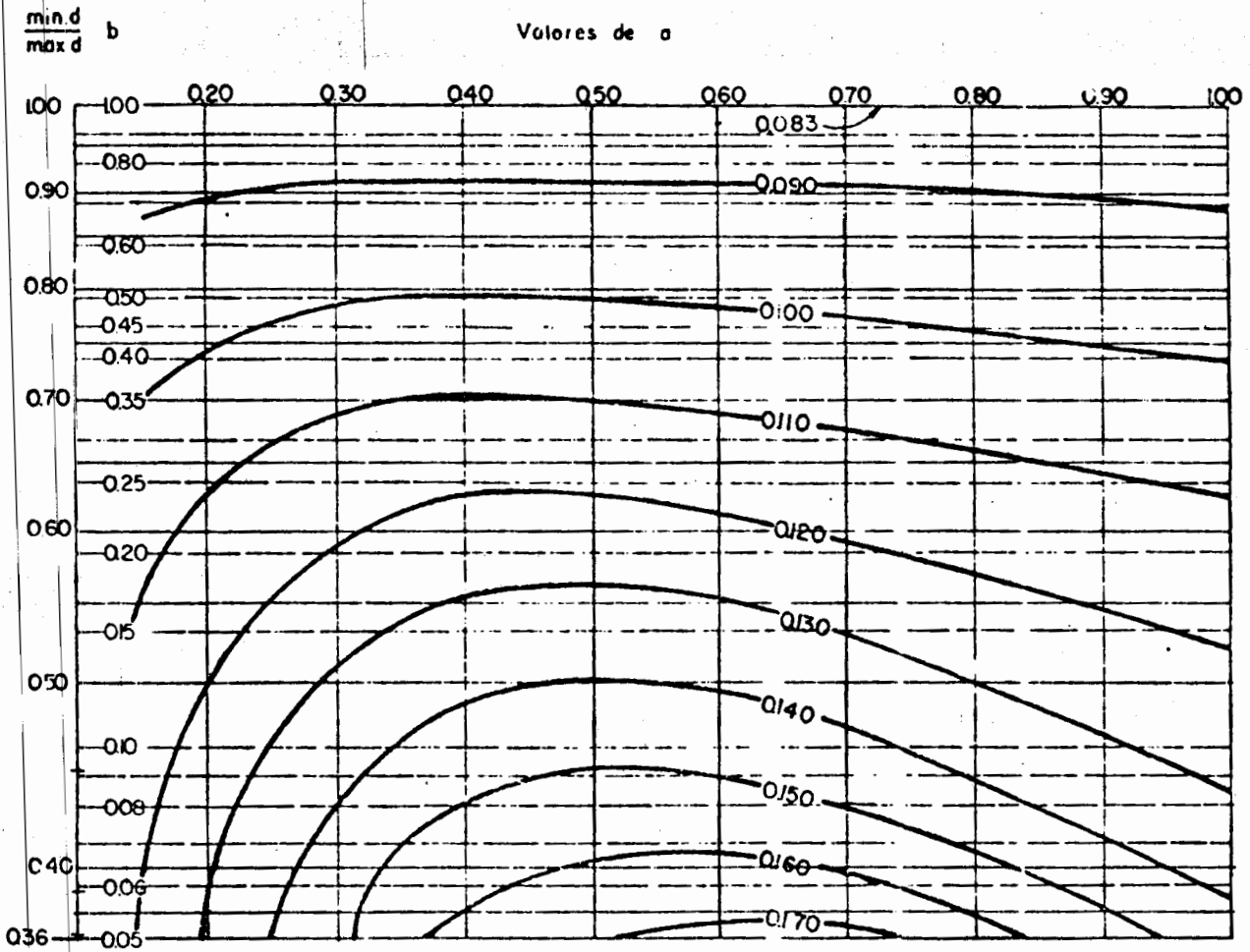
$$b = \left(\frac{\text{min. } d}{\text{max. } d} \right)^3$$



C = Coeficiente

W = Carga Repartida

Valores de a

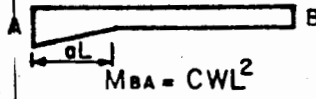


Coef. de Momento de Empotramiento
en Extremo Menor (B)

$$b = \left(\frac{\min d}{\max d} \right)^3$$

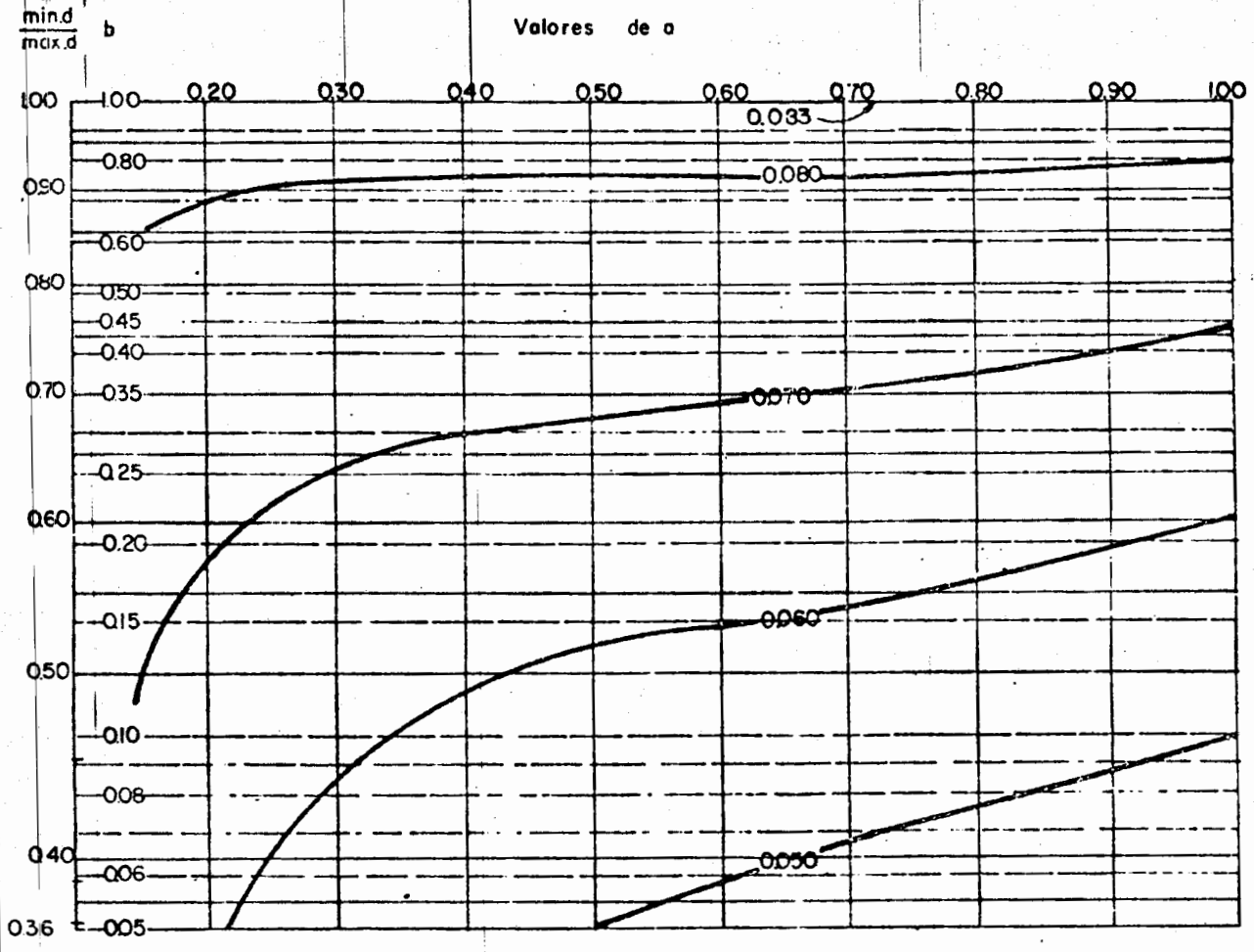
C = Coeficiente

W = Carga Repartida



$$M_{BA} = CWL^2$$

Valores de a



C A P I T U L O 6

" ELEMENTOS MECANICOS "

NOMENCLATURA

a, b, c, m, n,	Distancias parciales dentro de la longitud de una viga o marco.
da, db, dc, dx	Deflexión total de una viga o marco en el lugar donde indica el subíndice.
E	Módulo de elasticidad. 2,038,990 K/cm ² para el acero.
f	Peralte de una armadura o marco.
h	Altura de columnas para armaduras o marcos.
Ha-Hb, etc.	Reacción horizontal en apoyos de marcos.
Iab, Ibc, Icd	Momento de inercia de la pieza indicada por el subíndice.
L	Longitud de una viga o armadura entre apoyos.
Ma-Mb-Mc	Momento flexionante actuando en el lugar indicado por el subíndice.
N	Cantidad de fuerzas aplicadas a una viga.
P	Carga concentrada.
Ra, Rb, Rc	Reacción en vigas según el apoyo indicado por el subíndice.
Va, Vv, Vc	Reacción vertical en apoyos de marcos.
W	Carga total, distribuida uniformemente.
w	Carga unitaria distribuida uniformemente.
α, a	Angulo que forma la cubierta de un techo con la horizontal.
A, B, D, F, G, J, K, N, S, T, ϕ, ψ	Constantes para cálculo de marcos rígidos. Definidas en cada caso y usadas para simplificar las fórmulas.

6.1. FORMULAS Y DIAGRAMAS PARA VIGAS

VIGA EMPOTRADA EN UN EXTREMO, LIBRE EN EL OTRO

	CARGA	MOMENTO	CORTE	DEFLEXION
		$M_x = \frac{Wx^2}{2a}$ $M_{max.} = \frac{Wa}{2}$	$R_A = W$	$d_c = \frac{Wa^3}{6EI}$ $d_{max.} = \frac{Wa^3}{6EI} \left(1 + \frac{4b}{3a}\right)$
		$M_{max.} = W \left(a + \frac{a}{2}\right)$	$R_A = W$	$d_{max.} = \frac{W(8a^3 + 18a^2b + 12ab^2 + 3b^3)}{24EI}$
		$M_{max.} = W \left(a + \frac{a}{2}\right)$	$R_A = W$	$d_{max.} = \frac{W}{24EI} x$ $(8a^3 + 10a^2b + 12ab^2 + 3b^3 + 12a^2c + 12abc + 4b^2c)$
		$M_x = \frac{Wx^3}{3a^2}$ $M_A = \frac{Wa}{3}$	$R_A = W$	$d_c = \frac{Wa^3}{15EI}$ $d_{max.} = \frac{Wa^3}{15EI} \left(1 + \frac{5b}{4a}\right)$

VIGAS EMPOTRADAS EN UN EXTREMO, LIBRE EN EL OTRO

	CARGA	MOMENTO	CORTE	DEFLEXION
CARGA				
MOMENTO	$M_x = \frac{Wx}{3} \left[\left(\frac{x}{a}\right)^3 - \frac{3x}{a} + 2 \right]$ $M_A = \frac{2W_0}{3}$	$M_{max} = W \left(a + \frac{2b}{3} \right)$	$R_A = W$	$d_{max} = \frac{W(20a^3 + 50a^2b + 40ab^2 + 11b^3)}{60EI}$
CORTE	$R_A = W$	$R_A = W$	$R_A = W$	$R_A = W$
DEFLEXION	$d_C = \frac{11W_0 a^3}{60EI}$ $d_{max} = \frac{11W_0 a^3}{60EI} \left(1 + \frac{15b}{11a} \right)$			
CARGA				
MOMENTO	$M_x = P \cdot x$ $M_{max} = P \cdot a$	$M_{max} = M_x = M_C$	$R_A = P$	<p>NO HAY CORTE</p> <p>Para momentos contrarios a las manecillas del reloj, la deflexión es hacia arriba.</p>
CORTE	$R_A = P$	<p>NO HAY CORTE</p>	$R_A = P$	<p>NO HAY CORTE</p>
DEFLEXION	$d_C = \frac{Pa^3}{3EI}$ $d_{max} = \frac{Pa^3}{3EI} \left(1 + \frac{3b}{2a} \right)$			$d_C = \frac{M_0 a^3}{2EI}$ $d_{max} = \frac{M_0 a^3}{2EI} \left(1 + \frac{2b}{a} \right)$

VIGAS CON APOYOS SIMPLES

	CARGA	MOMENTO	CORTE	DEFLEXION
CARGA				
MOMENTO	$M_x = \frac{Wx}{2} \left(1 - \frac{x}{L}\right)$ $M_{max} = \frac{WL}{8}$	$M_{max} = \frac{Wq}{4}$	$R_A = R_B = \frac{W}{2}$	$d_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{WL^3}{EI}$
CORTE	$R_A = R_B = \frac{W}{2}$	$R_A = R_B = \frac{W}{2}$	$R_A = R_B = \frac{W}{3}$ $R_B = \frac{2W}{3}$	$d_{max} = \frac{0.01304 WL^3}{EI}$ si $x = 0.5774L$
DEFLEXION	$d_{max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{WL^3}{EI}$	$d_{max} = \frac{Wq(3L^2 - 2a^2)}{96EI}$	$d_{max} = \frac{0.01304 WL^3}{EI}$ si $x = 0.5193L$	
CARGA				
MOMENTO	$M_{max} = \frac{W}{L} \left(\frac{x^2 - a^2}{2}\right)$ si $x_1 = a + \frac{R_B b}{W}$	$M_{max} = \frac{W}{2} a \left(1 - \frac{a}{L}\right)^2$ si $x_1 = a \left(1 - \frac{a}{L}\right)$	$R_A = W \left(1 - \frac{a}{L}\right)$ $R_B = \frac{W a}{L}$	$d_{max} = \frac{Wc}{24aL} \left[m^2 - 2n(2-n)m^2 + n^2(2-n)^2 m \right]$ si $x > a$, $d_{max} = \frac{Wc}{24aL} \left[n^2(2m^2 - 6m^2 + m(4+n^2) - n^2) \right]$ donde $m = x/L$ y $n = a/L$
CORTE	$R_A = \frac{W}{L} \left(\frac{b}{2} + c\right)$ $R_B = \frac{W}{L} \left(\frac{b}{2} + a\right)$	$M_{max} = \frac{W}{4} \left(L - \frac{b}{3}\right)$	$R_A = R_B = W/2$	$d_{max} = \frac{W}{480EI} (9c^2 + 7aLc - 4a^2L - 4a^3)$
DEFLEXION	$d_{max} = \frac{W}{384EI} (cL^2 - 4Lb^2 + b^3)$			

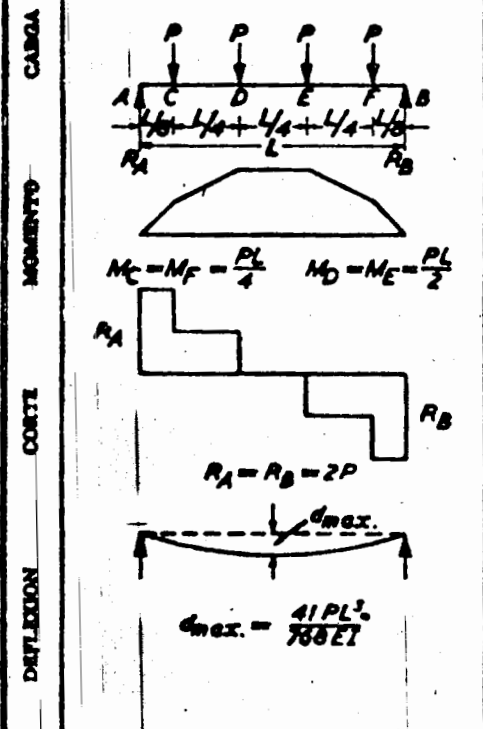
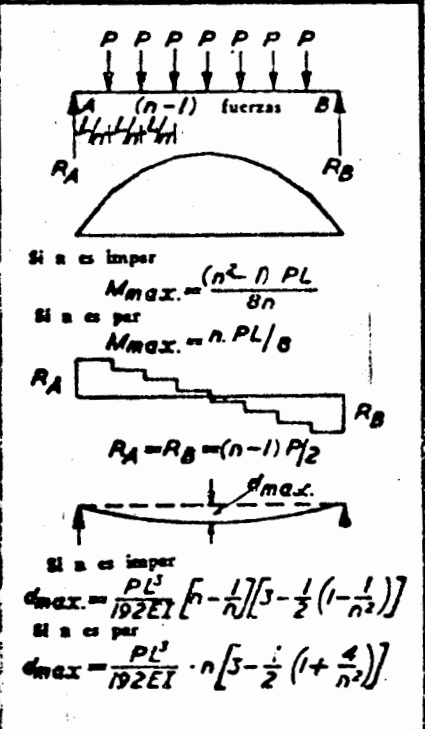
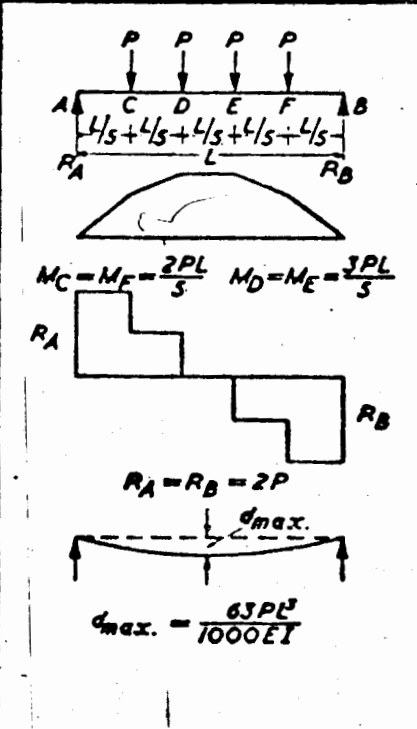
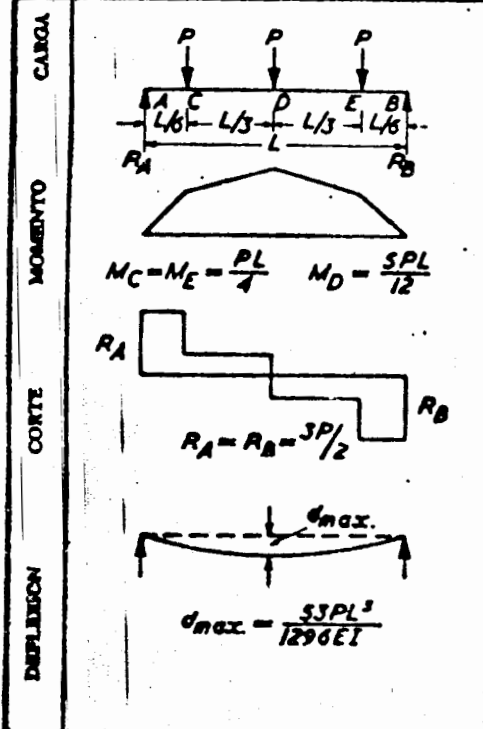
VIGAS CON APOYOS SIMPLES

	CARGA	MOMENTO	CORTE	DEFLEXION
		$M_x = Wx \left(\frac{1}{2} - \frac{2x^2}{3L^2} \right)$ $M_{max.} = WL/6$	$R_A = R_B = \frac{W}{2}$	$d_{max.} = \frac{WL^3}{60EI}$
		$M_{max.} = \frac{Wa}{6}$	$R_A = R_B = W/2$	$d_{max.} = \frac{Wa}{240EI} (16a^2 + 20ab + 5b^2)$
		$M_{max.} = \frac{2Wa(1-2m)^{3/2}}{3}$ <p>si $x = a\sqrt{1-\frac{2m}{3}}$</p>	$R_A = W \left(1 - \frac{2m}{3} \right)$ $R_B = \frac{2Wm}{3}$	
		$M_x = Wx \left(\frac{1}{2} - \frac{x}{L} + \frac{2x^2}{3L^2} \right)$ $M_{max.} = WL/12$	$R_A = R_B = \frac{W}{2}$	$d_{max.} = \frac{3WL^3}{320EI}$
		$M_{max.} = \frac{Wa}{3}$	$R_A = R_B = W/2$	$d_{max.} = \frac{W^2}{120EI} (16a^2 + 20ab + 5b^2)$
		$M_{max.} = \frac{Wa}{3} (1-m + \frac{2m}{3} \sqrt{\frac{m}{3}})$ <p>si $x = a \left(1 - \sqrt{\frac{m}{3}} \right)$</p>	$R_A = W \left(1 - \frac{m}{3} \right)$ $R_B = \frac{Wm}{3}$	

VIGAS CON APOYOS SIMPLES

	CARGA	MOMENTO	CORTE	DEFLEXION
		$M_{max} = \frac{PL}{4}$	$R_A = R_B = \frac{P}{2}$	$\delta_{max} = \frac{PL^3}{48EI}$
		$M_{max} = Pa$	$R_A = R_B = P$	$\delta_{max} = \frac{PL^3}{6EI} \left[\frac{3a}{4L} - \left(\frac{a}{L}\right)^3 \right]$
		$M_{max} = \frac{PL}{3}$	$R_A = R_B = P$	$\delta_{max} = \frac{23PL^3}{648EI}$
		$M_{max} = \frac{Pab}{L}$	$R_A = \frac{Pb}{L} \quad R_B = \frac{Pa}{L}$	<p>δ_{max} siempre ocurre dentro de 0.0774 L del centro de la viga. Si $b \geq a$,</p> $\delta_{centro} = \frac{PL^3}{48EI} \left[\frac{3a}{L} - 4 \left(\frac{a}{L}\right)^3 \right]$ <p>Este valor no tiene menos de 97.5% del valor máximo.</p>
		$M_C = \frac{Pa(b+2c)}{L}$ $M_D = \frac{Pc(b+2a)}{L}$	$R_A = \frac{P(b+2c)}{L}$ $R_B = \frac{P(b+2a)}{L}$	<p>Para la deflexión central, súmese los valores de las deflexiones para cada P en particular, aplicando la fórmula del diagrama izquierdo.</p>
		$M_C = M_E = \frac{3PL}{8} \quad M_D = \frac{PL}{2}$	$R_A = R_B = \frac{3P}{2}$	$\delta_{max} = \frac{19 PL^3}{384EI}$

VIGAS CON APOYOS SIMPLES



CARGA TOTAL = W

VIGA SIMPLEMENTE APOYADA

Si $n > 10$, considere la carga uniformemente distribuida.

La reacción en los soportes = $W/2$ y la fuerza de corte máxima ocurre en los extremos de la viga = $\frac{W(n-1)}{2n} = AW$

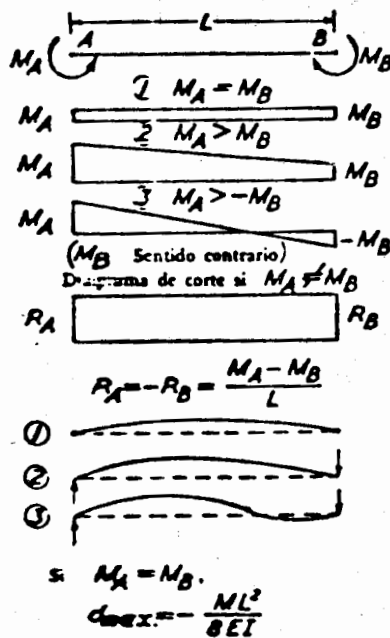
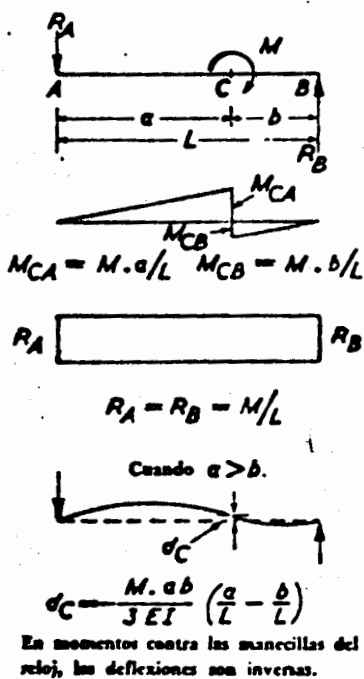
El valor del momento de flexión máximo = CWL .

El valor de la deflexión en el centro del claro = $k \frac{WL^3}{EI}$

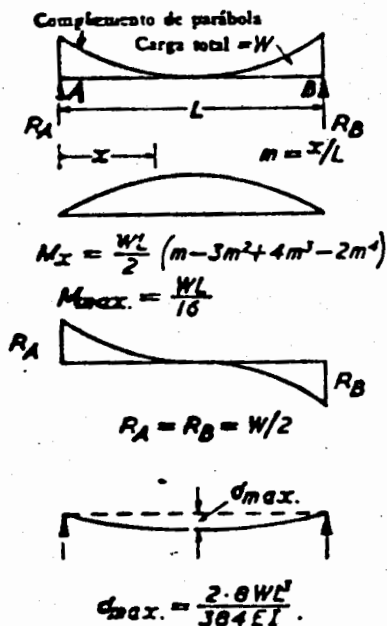
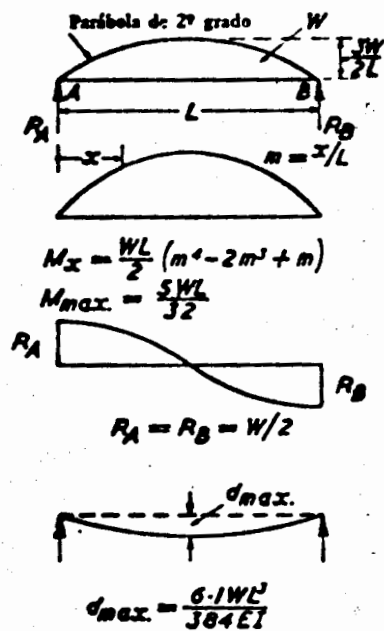
Valor de n	A	C	k
2	0.2500	0.1250	0.0105
3	0.3333	0.1111	0.0118
4	0.3750	0.1250	0.0124
5	0.4000	0.1200	0.0126
6	0.4167	0.1250	0.0127
7	0.4286	0.1224	0.0128
8	0.4375	0.1250	0.0128
9	0.4444	0.1236	0.0129
10	0.4500	0.1250	0.0129

VIGAS CON APOYOS SIMPLES

CARGA
MOMENTO
CORTE
DEFLEXION



CARGA
MOMENTO
CORTE
DEFLEXION



VIGAS CON APOYOS SIMPLES

	CARGA	MOMENTO	CORTE	DEFLEXION
	<p>$w = \text{Unidad de carga}$</p>	<p>$M_A = M_B = -\frac{wN^2}{2}$ $M_D = \frac{wL^2}{8} + M_A$</p>	<p>$R_A = R_B = w(N + \frac{L}{2})$</p>	<p>$d_C = d_E = \frac{wL^2 N}{24EI} (1 - 6n^2 - 3n^3)$ $d_D = \frac{wL^4}{384EI} (5 - 24n^2)$ Donde $n = N/L$</p>
	<p>$w = \text{Unidad de carga}$</p>	<p>$M_A = M_B = -\frac{wN^2}{2}$</p>	<p>$R_A = R_B = wN$</p>	<p>$d_C = d_E = \frac{wLN^3}{8EI} (2 + \frac{N}{L})$ $d_D = -\frac{wL^2 N^2}{16EI}$</p>
	<p>$w = \text{Unidad de carga}$</p>	<p>$M_A = \frac{wN^2}{2}$</p>	<p>$R_A = \frac{w(N+L)^2}{2L}$ $R_B = \frac{w(L+N)(L-N)}{2L}$ $m = x/L$ $n = N/L$</p>	<p>$d_C = \frac{wL^3 N}{24EI} (3n^3 + 4n^2 - 1)$ $d_x = \frac{wL^4}{24EI} [m^4 - 2m^3(1-n^2) + m(1-2n^2)]$ $d_D = \frac{wL^3 Q}{24EI} (2n^2 - 1)$</p>
	<p>$w = \text{Unidad de carga}$</p>	<p>$M_A = \frac{wN^2}{2}$</p>	<p>$R_A = \frac{wN(2L+N)}{2L}$ $R_B = \frac{wN^2}{2L}$</p>	<p>La deflexión máxima ocurre en el punto D</p> <p>$d_C = \frac{wLN^3}{24EI} (4 + 3\frac{N}{L})$ $d_D = -0.032 \frac{wL^2 N^2}{EI}$ $d_E = \frac{wLN^3 Q}{12EI}$</p> <p>BE Es recta</p>

VIGAS EMPOTRADAS EN AMBOS EXTREMOS

	CARGA	MOMENTO	CORTE	DEFLEXION
CARGA				
MOMENTO	 $M_A = M_B = -\frac{WL}{12}$ $M_C = \frac{WL}{24}$	 $M_A = M_B = -\frac{W a}{12L} (3L - 2a)$	 $M_x = -\frac{WL}{30} \left(\frac{10x^3}{L^3} - \frac{9x}{L} + 2 \right)$ $+M_{max} = WL/23.3$ si $x = 0.55L$ $M_A = -WL/15$ $M_B = -WL/10$	
CORTE	 $R_A = R_B = W/2$	 $R_A = R_B = W/2$	 $R_A = 0.3W$ $R_B = 0.7W$	
DEFLEXION	 $d_{max} = \frac{WL^3}{384EI}$	 $d_{max} = \frac{W a^2}{48EI} (L - a)$	 $d_{max} = \frac{WL^3}{382EI}$ si $x_1 = 0.525L$	
CARGA				
MOMENTO	 $M_A = -\frac{W}{12L^2} [e^3(4L-3e) - c^3(4L-3c)]$ $M_B = -\frac{W}{12L^2} [a^3(4L-3a) - b^3(4L-3b)]$	 $M_A = -\frac{WL}{12} m (3m^2 - 8m + 6)$ $M_B = -\frac{WL}{12} m^2 (4 - 3m) + M_{max} = \frac{WLm^3}{12} \left(-\frac{3}{2}m^2 + 6m - 6m^2 + 6m^2 + 15m - 8 \right)$ si $x = \frac{m}{2} (m^2 - 2m^2 + 2)$	 $M_A = M_B = -\frac{W}{48L} (5L^2 + 4aL - 4a^2)$	
CORTE	 Si x es la reacción para una viga simplemente apoyada $R_A = R_A + \frac{M_A - M_B}{L}$ $R_B = R_B + \frac{M_B - M_A}{L}$	 $R_A = \frac{W(m^2 - 2m^2 + 2)}{2}$ $R_B = \frac{Wm^2(2-m)}{2m}$	 $R_A = R_B = W/2$	
DEFLEXION	 si $a = c$, $d_{max} = \frac{W}{384EI} (L^2 + 2La^2 + 4a^2 - 8a^3)$	 si $a = L/2$ y $x_1 = 0.445L$ $d_{max} = \frac{333EI}{384EI}$ $d_c = \frac{WL^2}{384EI}$	 $d_{max} = \frac{W}{1920EI} (7L^2 + 8aL^2 + 4a^2L - 16a^3)$	

VIGAS EMPOTRADAS EN AMBOS EXTREMOS

	CARGA	MOMENTO	CORTE	DEFLEXION
		$M_A = M_B = -\frac{5WL}{48}$ $M_C = WL/16$	$R_A = R_B = W/2$	$d_{max} = \frac{1.4WL^3}{384EI}$
		$M_A = M_B = -\frac{W^2a}{12L}(2L-a)$	$R_A = R_B = W/2$	$d_{max} = \frac{W^2a^2}{480EI}(5L-4a)$
		$M_A = -\frac{W^2a}{30L^2}(3a^2+10aL)$ $M_B = -\frac{W^2a^2}{30L^2}(5L-3a)$ <p>En AC. $M_x = R_B \cdot x + M_B - \frac{2W(x-a)^3}{6ab}$ En CB. $M_x = R_B \cdot x + M_B$</p>	$R_A = \frac{W}{10L}(10L^2-5La^2+2a^3)$ $R_B = \frac{W^2a^2}{10L^2}(5L-2a)$	
		$M_A = M_B = -WL/16$ $M_C = WL/48$	$R_A = R_B = W/2$	$d_{max} = \frac{0.61WL^3}{384EI}$
		$M_A = M_B = -\frac{W^2a}{12L}(4L-3a)$	$R_A = R_B = W/2$	$d_{max} = \frac{W^2a^2}{480EI}(15L-15a)$
		$M_A = -\frac{W^2a}{15L}(10L^2-15aL+6a^2)$ $M_B = -\frac{W^2a^2}{10L^2}(5L-4a)$	$R_A = \frac{W}{10L}(10L^2-15La^2+6a^3)$ $R_B = \frac{W^2a^2}{10L^2}(15L-8a)$	

VIGAS EMPOTRADAS EN AMBOS EXTREMOS

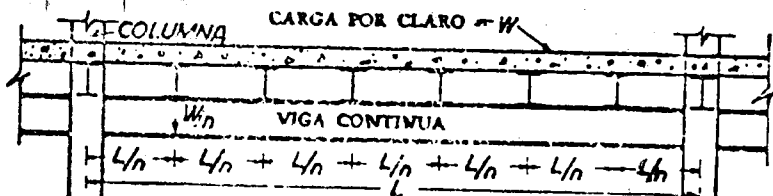
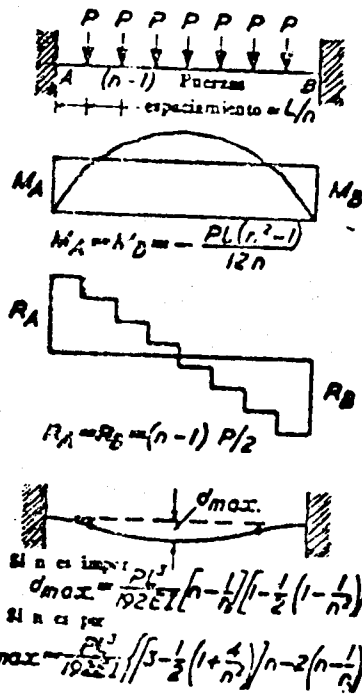
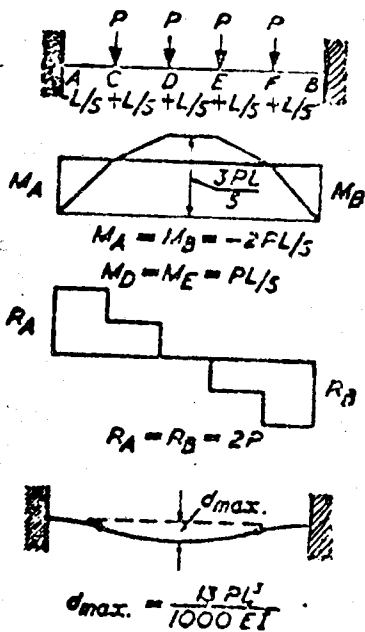
	CARGA	MOMENTO	CORTE	DEFLEXION
		$-M_A = -M_B = M_C = PL/8$	$R_A = R_B = P/2$	$d_{max.} = \frac{PL^3}{192EI}$
		$M_A = -\frac{Pab^2}{L^2}$ $M_B = -\frac{Pba^2}{L^2}$ $M_C = \frac{2Pa^2b^2}{L^3}$	$R_A = P \left(\frac{b}{L}\right)^2 \left(1 + 2\frac{a}{L}\right)$ $R_B = P \left(\frac{a}{L}\right)^2 \left(1 + 2\frac{b}{L}\right)$	$d_C = \frac{Pa^3b^3}{3EIL^3}$ $d_{max.} = \frac{2Pa^2b^3}{3EI(3L-2a)^2} \quad \text{si } x_1 = \frac{L^2}{3L-2a}$
		$M_A = M_B = -\frac{2PL}{9}$ $M_C = M_D = \frac{PL}{9}$	$R_A = R_B = P$	$d_{max.} = \frac{5PL^3}{648EI}$
		$M_A = M_B = -\frac{Pa(L-a)}{L}$ $M_C = M_D = Pa^2/L$	$R_A = R_B = P$	$d_{max.} = \frac{PL^3}{6EI} \left[\frac{3a^2}{4L^2} \left(\frac{a}{L}\right)^3 \right]$
		$M_A = M_B = -\frac{3PL}{16}$ $M_C = M_D = \frac{PL}{16}$	$R_A = R_B = P$	$d_{max.} = \frac{PL^3}{192EI}$
		$M_A = M_B = -\frac{5PL}{16}$ $M_D = \frac{3PL}{16}$	$R_A = R_B = 3P/2$	$d_{max.} = \frac{PL^3}{96EI}$

VIGAS EMPOTRADAS EN AMBOS EXTREMOS

	CARGA	MOMENTO	CORTE	DEFLEXION
		$M_A = M_B = -19PL/72$ $M_D = 11PL/72$	$R_A = R_B = 3P/2$	$d_{max} = \frac{41PL^3}{5184EI}$
		$M_A = M_B = -WL/10$	$R_A = R_B = W/2$	$d_{max} = \frac{1.3WL^3}{384EI}$
		$M_A = M_B = -WL/20$	$R_A = R_B = W/2$	$d_{max} = \frac{0.4WL^3}{384EI}$
		$M_A = M_B = -11PL/32$ $M_D = M_E = SPL/32$	$R_A = R_B = 2P$	$d_{max} = \frac{PL^3}{96EI}$
	<p>Cualquier carga simétrica W</p> <p>Diagrama simétrico</p>	$M_A = M_B = -A_s/L$ <p>Donde A_s es el área del diagrama de momentos libre</p>	$R_A = R_B = W/2$	<p>La figura muestra la mitad del diagrama de momentos [son C.G.'s]</p> $d_{max} \text{ En } C = \frac{A_s x - A_i x_i}{2EI}$ <p>Donde A_i es el área del diagrama de momentos</p>
		$M_{AC} = M \cdot \frac{b}{2(3a-L)} \quad M_{BC} = -M \cdot \frac{a}{2(3b-L)}$ <p>Si $qL = m, M_{CA} = -M \cdot (1-m) / (1-3m+6m^2)$</p>	$R_A = R_B = \text{Desarrollo del Diag. de momento}$ $= \frac{M_{AC} + M_{CA}}{a} = \frac{M_{CB} + M_{BC}}{b}$	<p>Si $qL = m,$</p> $d_C = \frac{M \cdot L^2 \cdot m^2 (1-m)^2 (1-2m)}{2EI}$ <p>En momentos contra las manecillas del reloj, las deflexiones son inversas.</p>

VIGAS EMPOTRADAS EN AMBOS EXTREMOS

CARGA
MOMENTO
CORTE
DEFLEXION



Si $n > 10$, considere la carga uniformemente distribuida
 La carga en los rieles exteriores, está soportada directamente por los apoyos.
 Las vigas continuas se suponen horizontales en cada apoyo.
 La reacción en los apoyos para todo el claro = $W/2$ pero la máxima fuerza de corte en cualquier claro de vigas continuas = $\frac{W(n-1)}{2n} = AW$
 El valor del momento de flexión en cada apoyo = $B \cdot WL$
 El valor del momento máximo positivo para todos los claros = $C \cdot WL$
 El valor de la deflexión máxima para todos los claros = $0.0026 \frac{W L^3}{EI}$

Valor de n	A	B	C
2	0.2500	0.0625	0.0625
3	0.3333	0.0741	0.0370
4	0.3750	0.0781	0.0469
5	0.4000	0.0800	0.0400
6	0.4167	0.0811	0.0439
7	0.4256	0.0816	0.0408
8	0.4375	0.0820	0.0430
9	0.4444	0.0823	0.0413
10	0.4500	0.0825	0.0425

VIGAS EMPOTRADAS EN UN EXTREMO Y APOYO SIMPLE EN EL OTRO

	CARGA	MOMENTO	CORTE	DEFLECCION
		$M_A = -\frac{WL}{8} \quad M_C = \frac{9WL}{128}$	$R_A = \frac{5W}{8} \quad R_B = \frac{3W}{8}$	$d = \frac{WL^3}{48EI} (m - 3m^2 + 2m^3)$ $d_{max} = \frac{WL^3}{185EI}$
		$M_A = -\frac{Wb}{8}(2-n)^2 \text{ donde } a/L=n$ $+M_{max} = \frac{Wb}{8} \left[\frac{(e-n)^2(4-n)^2}{16} + 4-n(4-n) \right]$	$R_A = \frac{W}{8}(8-n^2(4-n))$ $R_B = \frac{Wn^2}{8}(4-n)$	$d_C = \frac{Wb^3}{48EI} (6-12n+7n^2-n^3)$
				<p>Si $m = a/L$... Entre B y D</p> $M_x = \frac{W}{8a} [-2x^2 + xa(4-3m+2m^2)]$ $+M_{max} \text{ para } x = \frac{a}{2}(4-3m+2m^2)$ $M_A = -\frac{Wb}{8L}(3L-2a)$ $R_A = \frac{W}{4L}(2L^2+3aL-4a^2)$ $R_B = \frac{W}{4L}(2L^2-3aL+4a^2)$
		$M_A = -\frac{Wb}{8} \frac{(2-n)^2}{(6-n)^2} \quad M_C = \frac{Wb}{8}(6n-n^2-4)$	$R_A = \frac{Wn}{8}(6-n^2)$ $R_B = \frac{W}{8}(n^3-6n+8)$	$d_{max} = \frac{0.0047WL^3}{EI}$ <p>Cuando $x = 0.447L$</p>
		$M_A = -\frac{W}{8L^2b} (d^2-c^2)(2L^2-c^2-d^2)$	$R_A = r_A + \frac{MA}{L} \quad R_B = r_B - \frac{MA}{L}$ <p>Cuando r_A y r_B son las reacciones de una viga simplemente apoyada (M_A será considerado positivo)</p>	
		$M_A = -\frac{2WL}{15}$ $+M_{max} = 0.0596WL$ <p>[Cuando $x = 0.447L$]</p>	$R_A = \frac{4W}{5} \quad R_B = \frac{W}{5}$	

VIGAS EMPOTRADAS EN UN EXTREMO Y APOYO SIMPLE EN EL OTRO

CARGA
MOMENTO
CORTE
DEFLEXION

$M_A = -\frac{7WL}{80}$
 $M_x = -\frac{Wx}{80}(20m^2 - 27m + 7)$
 $M_{max} = 0.0846WL$ [para $x = 0.67L$]
 $R_A = \frac{2W}{20}$ $R_B = \frac{11W}{20}$
 $V_x = \frac{W}{20}(9 - 20m^2)$
 $d_{max} = \frac{0.0061WL^3}{EI}$
 Cuando $x = 0.598L$

$M_x = R_B x - \frac{W}{3a^2}(x-b)^2$
 $M_A = -\frac{1}{60L^2}(3a^2 - 15aL + 20L^2)$
 $+ M_{max}$ para $x = b + \frac{a^2}{2L} \sqrt{1 - \frac{a}{3L}}$
 $R_B = \frac{W a^2}{20L^2}(5L - a)$
 $R_A = W - R_B$

$M_x = R_B x - \frac{Wx^2}{3b^2}$
 $M_A = -\frac{WL}{15L^2}(5L^2 - 3b^2)$
 $R_A = \frac{Wb}{5L^2}(5L^2 - b^2)$
 $R_B = \frac{W}{5L^2}(b^2 + 5aL^2)$

CARGA
MOMENTO
CORTE
DEFLEXION

$M_A = -\frac{3WL}{32}$
 $+ M_{max} = 0.0454WL$ [Para $x = 0.283L$]
 $R_A = \frac{19W}{32}$ $R_B = \frac{13W}{32}$
 $d_{max} = \frac{0.0037WL^3}{EI}$
 Cuando $x = 0.404L$

$M_A = -\frac{W a^2}{10L^2}(\frac{L^2}{5} - \frac{3a}{4} + \frac{2}{5})$
 $M_C = R_B a + M_A \cdot \frac{b}{L}$
 Entre A y C
 $V_x = R_A - Wx^2/a^2$
 $R_B = \frac{W a^2}{20L^2}(5L - 4a)$
 $R_A = W - R_B$

$M_x = R_A x + M_A - \frac{W}{3b^2}(x-a)^2$
 $M_A = -\frac{Wb}{60L^2}(10L^2 - 3b^2)$
 Entre C y B
 $V_x = R_A - Wx^2/b^2$
 $R_B = \frac{W}{20b^2L^2}[L^2(11L - 15c) + a^2(5L - a)]$
 $R_A = W - R_B$

VIGAS EMPOTRADAS EN UN EXTREMO Y APOYO SIMPLE EN EL OTRO

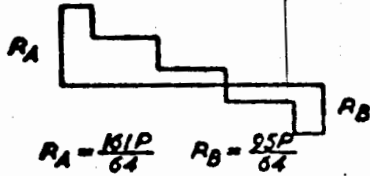
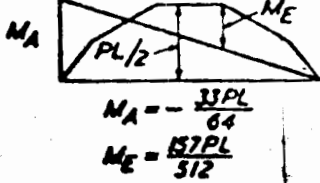
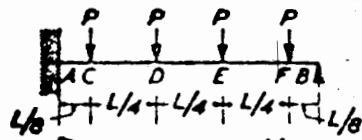
	CARGA	MOMENTO	CORTE	DEFLEXION
CARGA				
MOMENTO	$M_B = -\frac{wL^2}{2}$ $M_A = -\frac{w}{8}(L^2 - 2a^2)$ $+M_{max} = \frac{wL^2}{128}(36p^4 - 28p^2 + 9)$ caso $x/L = \frac{5}{8} - \frac{3p^2}{4}$	$M_B = -2M_A = -\frac{wqL^2}{2}$ $p = a/L$ $q = b/L$	$M_A = -\frac{Wq}{8L}(2L - a)$	
CORTE	$R_A = wL(\frac{5}{8} - \frac{3p^2}{4})$ $R_B = wL(\frac{3p^2}{4} + p + \frac{1}{8})$	$R_A = -\frac{3wap}{4}$ $R_B = wa(1 + \frac{3p}{4})$	$R_A = -\frac{Wq}{8L}(4L^2 + 2aL - a^2)$ $R_B = W - R_A$	
DEFLEXION	$d_D = \frac{wL^4}{48EI} [(8p^4 + 6p^2 - 1)(p + q) - 2p^2]$ $d_x = \frac{wL^4}{48EI} [2n^4 + (6p^2 - 5)n^2 - (6p^2 - 3)n^2]$ $d_{max} = \frac{wL^4}{128} [15 - 8p^2 - \sqrt{324p^4 - 156p^2 + 33}]$	$d_D = \frac{wL^4}{48EI} [p^2(8p + 6)q + 6p(p + 1)]$ $-d_{max} = -\frac{wL^4 p^2}{34EI}$	$R_A = -\frac{W}{8L^2}(4L^2 + 2aL - a^2)$ $R_B = W - R_A$	
CARGA				
MOMENTO	$M_B = -2M_A = -Pa$ $p = a/L$ $q = b/L$	$M_B = -2M_A = -M$	$M_A = -\frac{5WL}{32}$ $+M_{max} = 0.0748 \cdot WL$	
CORTE	$R_A = -\frac{3Pp}{2}$ $R_B = P(1 + \frac{3p}{2})$	$R_A = -R_B = -\frac{3M}{2L}$	$R_A = \frac{21W}{32}$ $R_B = \frac{11W}{32}$	
DEFLEXION	$d_D = \frac{PL^3 p}{12EI} (4p^2 + 6pq + 3p + 3q)$ $-d_{max} = -\frac{PL^3 p}{27EI}$	$d_D = \frac{M}{4EI} [L(a+b) + a^2(2 + \frac{4b}{a})]$ $-d_{max} = -\frac{ML^2}{27EI}$	$d_{max} = 0.00727 \frac{WL^2}{EI}$	

VIGAS EMPOTRADAS EN UN EXTREMO Y APOYO SIMPLE EN EL OTRO

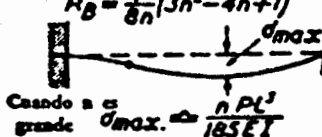
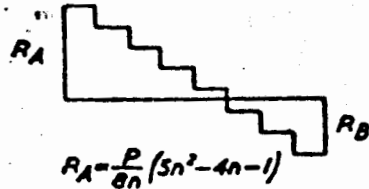
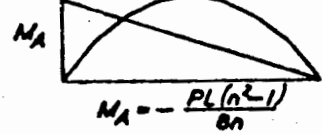
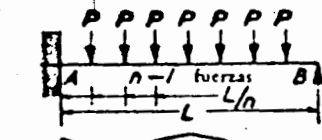
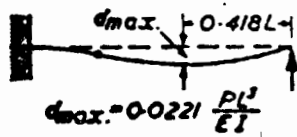
	CARGA	MOMENTO	CORTE	DEFLEXION
	<p>$n = q/L \quad q = x/a$</p>	<p>$M_A = -\frac{W a}{6L} (4L - 3a)$</p> <p>para $x < a$, $M_x = \frac{W}{2.5} (9n^2 x - 12nx + 12x^2 - 4xq^2)$ $+ M_{max}$ ocurre en $q = \frac{\sqrt{3n^2 - n + 1}}{2}$</p>	<p>$R_A = \frac{W}{8L^2} (4L^2 + 4aL - 3a^2)$ $R_B = W - R_A$</p>	<p>$R_A = \frac{W}{8L^2} (4L^2 + 4aL - 3a^2)$ $R_B = W - R_A$</p>
		<p>$M_A = -\frac{PL}{3}$ $M_C = \frac{PL}{9} \quad M_D = \frac{2PL}{9}$</p>	<p>$R_A = \frac{2P}{3} \quad R_B = \frac{2P}{3}$</p>	<p>$d_{max.} = 0.0152 \frac{PL^3}{EI}$</p>
		<p>$M_A = -\frac{15PL}{32}$ $M_D = \frac{17PL}{64} \quad M_E = \frac{33PL}{128}$</p>	<p>$R_A = \frac{63P}{32} \quad R_B = \frac{33P}{32}$</p>	<p>$d_{max.} = 0.0209 \frac{PL^3}{EI}$</p>
		<p>$M_A = -\frac{19PL}{48}$ $M_D = \frac{21PL}{96} \quad M_E = \frac{53PL}{288}$</p>	<p>$R_A = \frac{91P}{48} \quad R_B = \frac{53P}{48}$</p>	<p>$d_{max.} = 0.0169 \frac{PL^3}{EI}$</p>
		<p>$M_A = -\frac{30L}{5}$ $M_E = \frac{9PL}{25}$</p>	<p>$R_A = \frac{13P}{5} \quad R_B = \frac{7P}{5}$</p>	<p>$d_{max.} = 0.0265 \frac{PL^3}{EI}$</p>

VIGA EMPOTRADA EN UN EXTREMO Y APOYO SIMPLE EN EL OTRO

CARGA

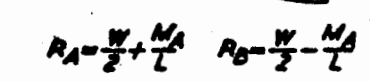
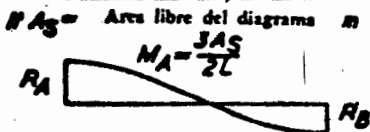
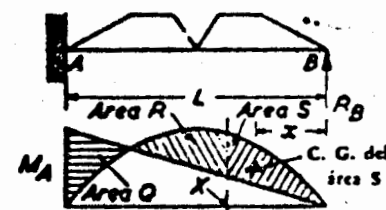


DEFLEXION

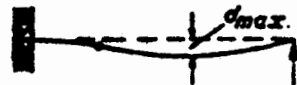


CARGA

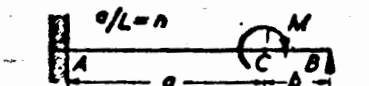
Para cualquier carga W simétrica



DEFLEXION



d max. ocurre en el punto correspondiente a X sobre el diagrama de momentos flexionantes el área R será igual al área Q
 $d_{max} = \text{Area } SX_1/EI$

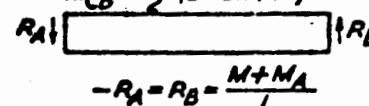


- ① $a=L$ $M_A = -M/2$ $M_{CB} = -M$
- ② $a > 0.423L$ $M_{CA} = +$ $M_{CB} = -M$
- ③ $a = 0.423L$ $M_{CA} = +$ $M_{CB} = -M$
- ④ $a < 0.423L$ $M_{CA} = +$ $M_{CB} = -M$

$$M_A = \frac{M}{2}(2-6n+3n^2)$$

$$M_{CA} = \frac{M}{2}(2-6n+9n^2-3n^3)$$

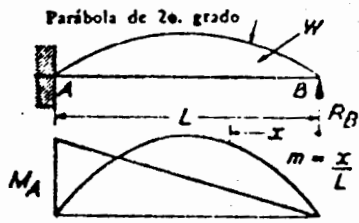
$$M_{CB} = \frac{3Mn}{2}(2-3n+n^2)$$



En el caso 1 $R = 3M/2L$
 En el caso 3 $R = M/L$

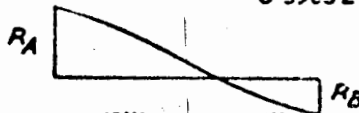
VIGA EMPOTRADA EN UN EXTREMO Y APOYO SIMPLE EN EL OTRO

CARGA



$M_A = -\frac{3WL}{20}$
 $M_x = \frac{WL}{20} (10m^4 - 20m^3 + 7m)$
 $+M_{m.c.} = -0.0888WL$, para $x = 0.3285L$

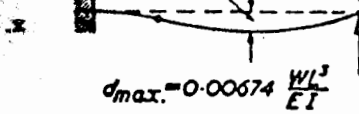
MOMENTO



$R_A = \frac{13W}{20}$ $R_B = \frac{7W}{20}$
 $d_{max.} = 0.427L$

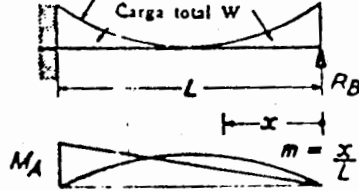
CORTE

DEFLEXION



$d_{max.} = 0.00674 \frac{WL^3}{EI}$

Complemento de parábola



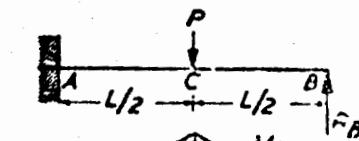
$M_A = -\frac{3WL}{40}$
 $M_x = \frac{Wx^2}{40} (-40m^4 + 80m^3 - 60m^2 + 17m)$
 $+M_{max.} = 0.0399WL$, para $x = 0.2343L$



$R_A = \frac{23W}{40}$ $R_B = \frac{17W}{40}$
 $d_{max.} = 0.392L$

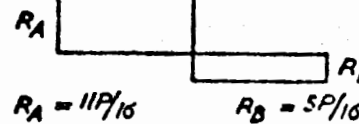
$d_{max.} = 0.00278 \frac{WL^3}{EI}$

CARGA



$M_A = -\frac{3PL}{16}$
 $M_C = \frac{5PL}{32}$

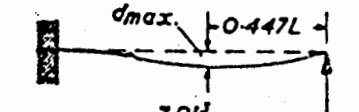
MOMENTO



$R_A = 11P/16$ $R_B = 5P/16$

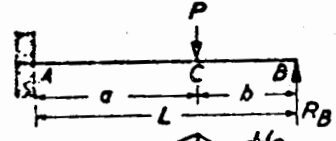
CORTE

DEFLEXION

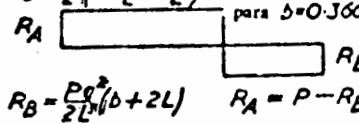


$d_C = \frac{7PL^3}{768EI}$

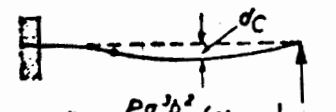
$d_{max.} = 0.00932 \frac{PL^3}{EI}$



$M_A = -\frac{Pb^2(L-b)}{2L^2}$ $max. M_A = -0.193PL$ para $b = 0.577L$
 $M_C = \frac{Pb}{2} \left(2 - \frac{3b}{L} + \frac{b^3}{L^3} \right)$ $max. M_C = 0.174PL$ para $b = 0.366L$



$R_B = \frac{Pb}{2L}$ $R_A = P - R_B$



$d_C = \frac{Pa^3b^2}{12EIL^2} (4L - a)$

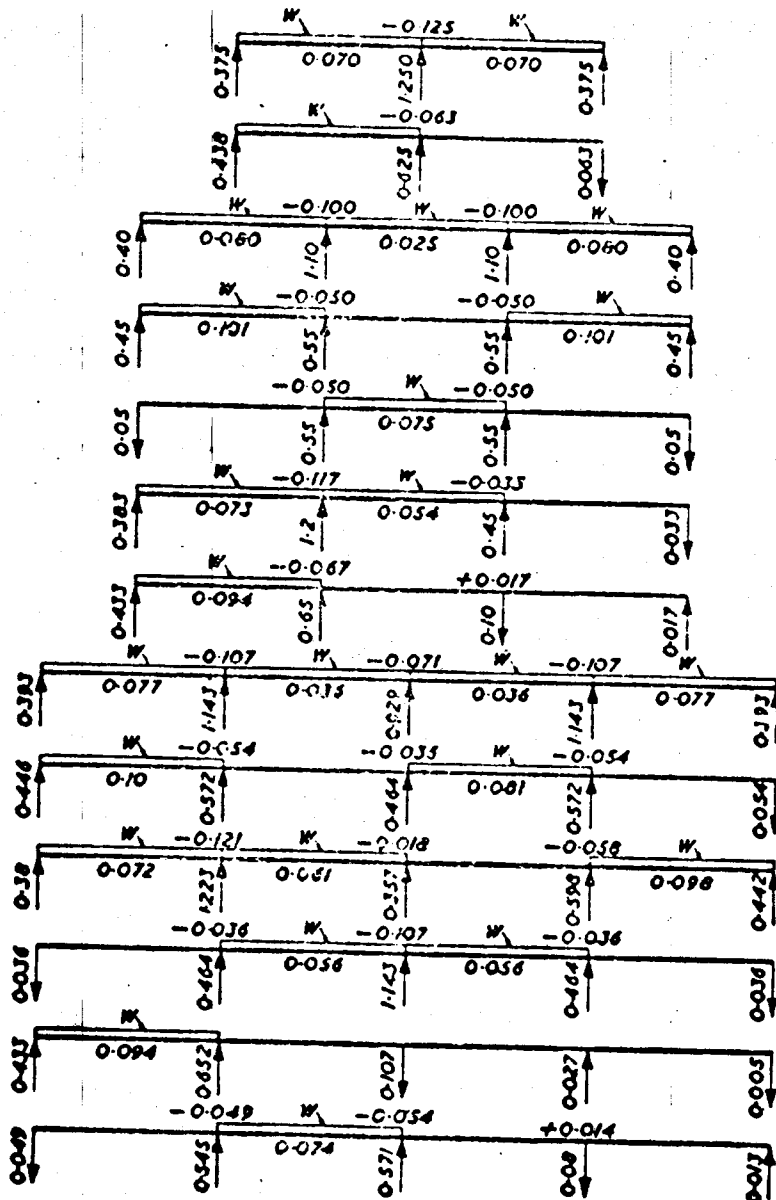
VIGA CONTINUA CON CLAROS IGUALES Y CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA

MOMENTO = Coeficiente indicado x W x L

REACCION = Coeficiente indicado x W

Cuando W = Carga uniformemente distribuida únicamente sobre un claro.

L = Longitud de un claro.

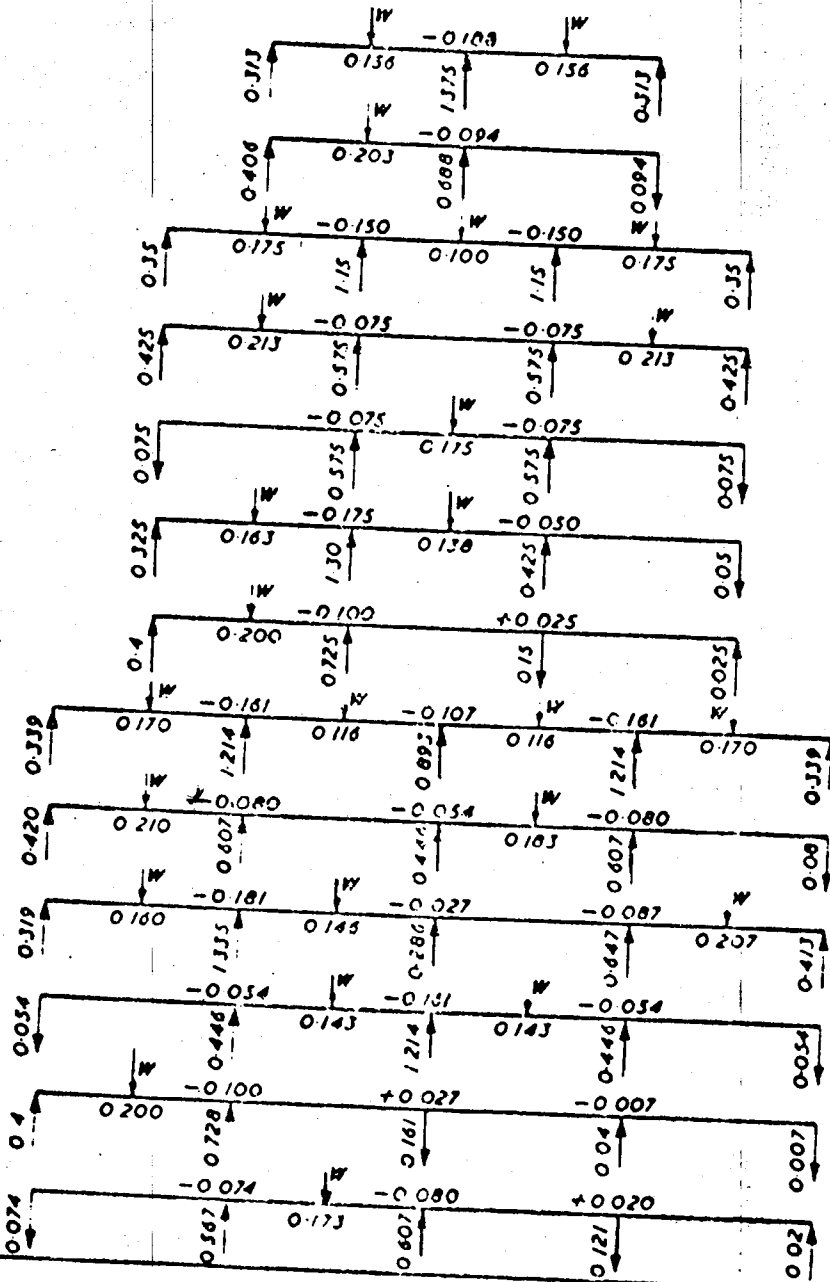


VIGA CONTINUA DE CLAROS IGUALES Y CARGAS CONCENTRADAS AL CENTRO DE LOS CLAROS

MOMENTO = Coeficiente indicado x W x L

REACCION = Coeficiente indicado x W

Cuando W = Carga sobre un claro únicamente.
L = Longitud de un claro.



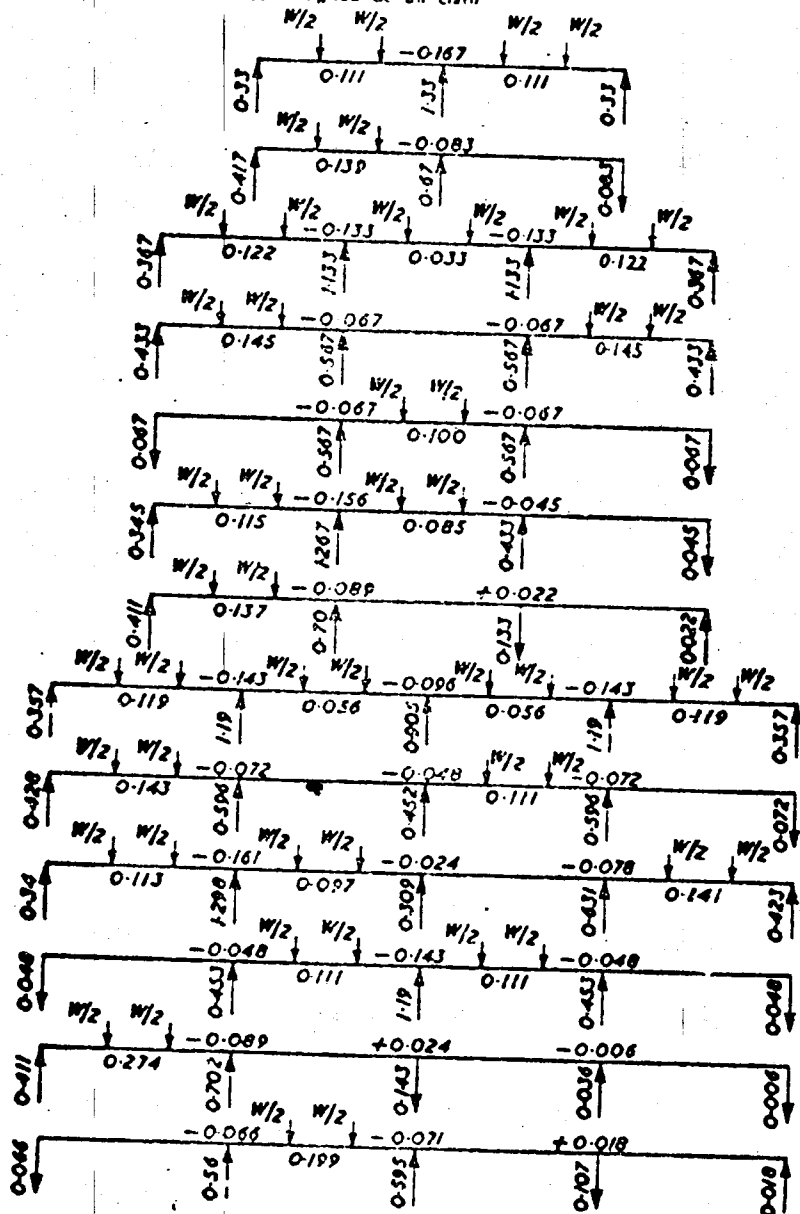
Viga continua de claros iguales con cargas concentradas a la tercera parte de los claros

MOMENTO = Coeficiente indicado x W x L

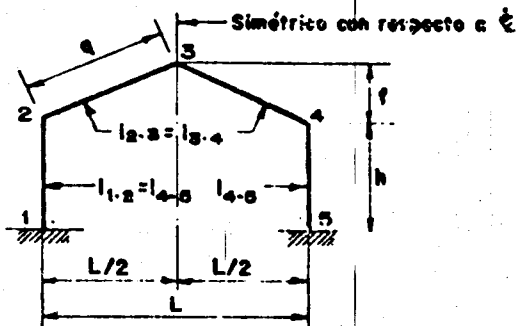
REACCION = Coeficiente indicado x W

Cuando W = Carga total sobre un claro únicamente.

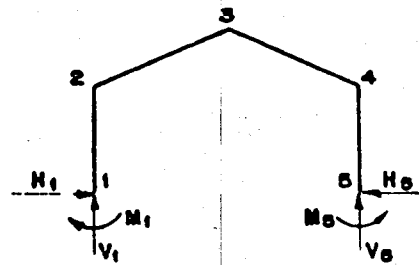
L = Longitud de un claro



6.2. FORMULAS Y DIAGRAMAS PARA PORTICOS RIGIDOS EMPOTRADOS.



Notación para una estructura con miembros de sección transversal constante.



Direcciones positivas de los momentos y de los componentes vertical y horizontal de las reacciones de la estructura.

Constantes de la estructura:

$$\phi = \frac{l_{1-2}}{l_{2-3}} \cdot \frac{q}{h}$$

$$\gamma = \frac{f}{h}$$

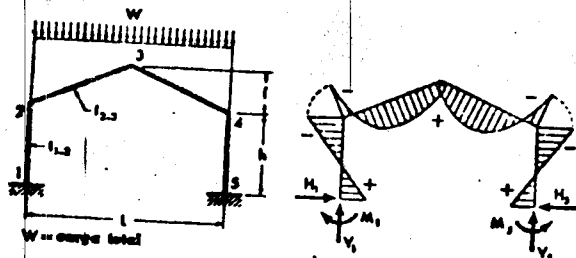
$$A = \frac{3(1-\phi\gamma)}{2(1+\phi\gamma^2)}$$

$$B = \frac{6(1+\phi)}{1+\phi\gamma^2}$$

$$D = 16(3+\phi)$$

$$F = 12[2+2\phi-A(1-\phi\gamma)]$$

Carga vertical uniformemente repartida sobre toda la viga.



$$G = 2 + \frac{3A\psi}{4} \quad J = 2A + \frac{5B\psi}{8}$$

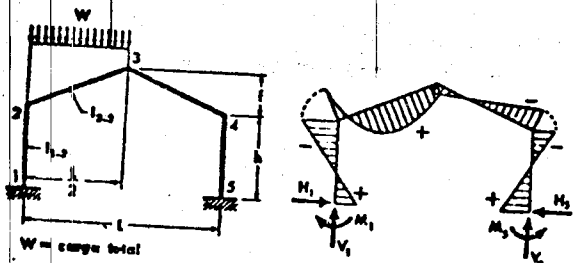
$$H_1 = H_2 = \frac{Wl\psi}{Fh} \quad V_1 = V_2 = \frac{W}{2}$$

$$M_2 = M_4 = -\frac{WlG\psi}{F}$$

$$M_1 = M_3 = \frac{Wl\psi}{F}(J - G)$$

$$M_5 = -\frac{WlG\psi}{F} + \frac{Wl}{8} - H_1f$$

Carga vertical uniformemente repartida sobre un miembro inclinado.



$$G = 2 + \frac{3A\psi}{4} \quad J = 2A + \frac{5B\psi}{8}$$

$$H_1 = H_2 = \frac{Wl\psi}{Fh}$$

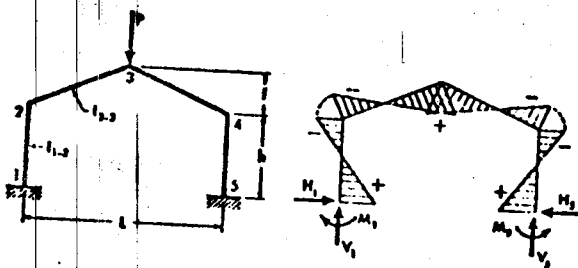
$$V_1 = \frac{W}{2}(D - 4\psi) \quad V_2 = W - V_1$$

$$M_2 = M_4 = -Wl\psi \left(\frac{G}{F} \pm \frac{1}{2D} \right)$$

$$M_1 = M_3 + H_1h \quad M_5 = M_1 + H_1h$$

$$M_5 = -\frac{WlG\psi}{F} + \frac{Wl}{8} - H_1f$$

Carga vertical concentrada en la junta 3.



$$H_1 = H_2 = \frac{Pl\psi}{Fh}(3A + 8\psi)$$

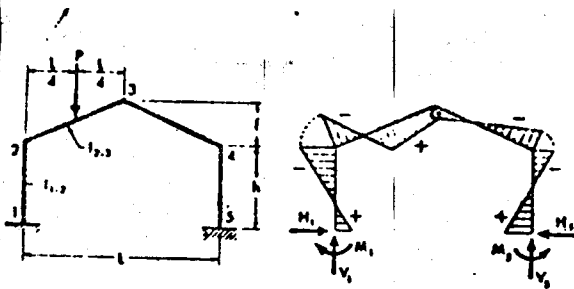
$$V_1 = V_2 = \frac{P}{2}$$

$$M_2 = M_4 = -\frac{Pl\psi}{F}(3 + 2A\psi)$$

$$M_1 = M_3 = M_5 + H_1h$$

$$M_5 = M_2 + \frac{Pl}{4} - H_1f$$

Carga vertical concentrada sobre el punto medio de un miembro inclinado.



$$G = \frac{P}{2} + \frac{11A\psi}{4} \quad J = \frac{9A}{2} + \frac{11B\psi}{8}$$

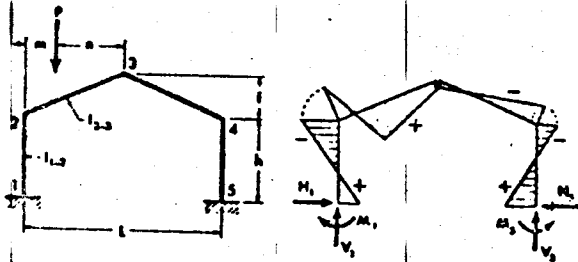
$$H_1 = H_2 = \frac{Pl\phi}{2fh}$$

$$V_1 = \frac{P}{4} \left(1 - \frac{6d}{D}\right) \quad V_2 = P - V_1$$

$$M_1 \begin{cases} = -\frac{Pl\phi}{2} \left(\frac{G}{F} \pm \frac{3}{2D}\right) \\ M_2 = M_1 + H_1 h \end{cases} \quad M_3 = M_2 + H_2 h$$

$$M_0 = \frac{M_1 + M_2}{2} + \frac{Pl}{8} - H_1 f$$

Carga vertical concentrada sobre cualquier punto de un miembro inclinado.



$$G = \frac{l+2m}{l+2n} \quad J = \frac{8mn(l+2n)}{l^2}$$

$$K = Jl(1+G+AG\psi) + 4m(3+2A\psi)$$

$$N = Jl(2A(1+G)+BG\psi) + 8m(3A+B\psi)$$

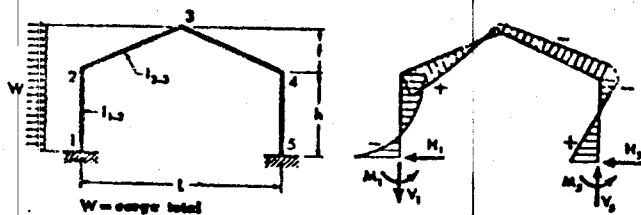
$$H_1 = H_2 = \frac{Pl\phi}{4fh}$$

$$V_1 = P \left(\frac{m}{l} - \frac{2jd}{D}\right) \quad V_2 = P - V_1$$

$$M_1 \begin{cases} = -P\phi \left(\frac{K}{2f} \pm \frac{N}{D}\right) \\ M_2 = M_1 + H_1 h \end{cases} \quad M_3 = M_2 + H_2 h$$

$$M_0 = -\frac{PK\phi}{2f} + \frac{Pm}{2} - H_1 f$$

Carga horizontal uniformemente repartida sobre la mitad izquierda de la estructura.



W = carga total

$$m = \frac{h}{h+l} \quad n = 1 - m$$

$$G = 6 - 4A - \psi \left(4 + \frac{5A\psi}{2}\right)$$

$$J = 2B + \psi \left(4A + \frac{5B\psi}{4}\right) - 6A$$

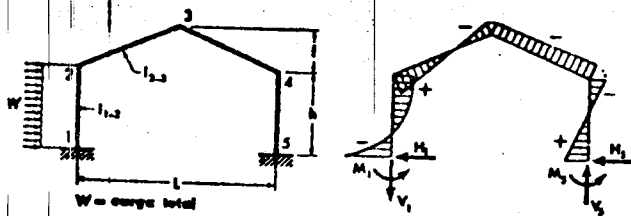
$$K = Gm + m \left(2 - \frac{3}{2}A\right)$$

$$N = 4m + m(12 - \psi)$$

$$H_1 = \frac{W}{F} \left(jn + \frac{3Bm}{4} - 2Am\right) \quad H_2 = -(W - H_1) \quad V_1 = \frac{Wh}{2Dl} (4N + Dn\psi) \quad V_2 = -V_1$$

$$M_1 \begin{cases} = Wh \left(\frac{K}{F} \pm \frac{N}{D}\right) \\ M_2 = M_1 + H_2 h - \frac{Wh}{2} (1+n) \end{cases} \quad M_3 = M_2 + H_2 h \quad M_0 = \frac{M_1 + M_2}{2} - H_1 f + \frac{Wfn}{4}$$

Carga horizontal uniformemente repartida sobre una columna.



$$H_2 = \frac{W}{2F} (3B - 6A)$$

$$H_1 = -(W - H_2)$$

$$V_1 = \frac{8Wh}{D} \quad V_2 = -V_1$$

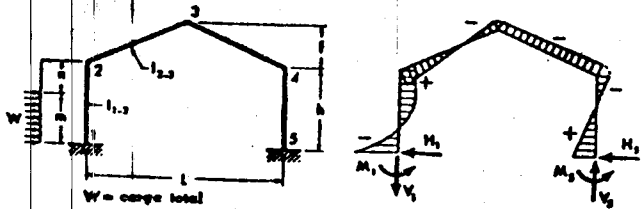
$$M_2 \left. \begin{array}{l} M_1 \end{array} \right\} = \frac{Wh}{2F} (4 - 3A) \pm \frac{4Wh}{D}$$

$$M_2 = M_1 + H_2 h - \frac{Wh}{2}$$

$$M_1 = \frac{Wh}{2F} (4 - 3A) - H_2 h$$

$$M_3 = M_2 + H_2 h$$

Carga horizontal uniformemente repartida sobre una parte de la columna.



$$G = \frac{m}{h} \quad G = \frac{2 - g^2}{(2 - g)^2}$$

$$J = \frac{g}{2} (2 - g)^2$$

$$K = m(3 - 2A) - Jh(1 + G - A)$$

$$N = 6m - 2Jh(1 + G)$$

$$S = m(2B - 6A) - Jh(B - 2A - 2AG)$$

$$H_2 = \frac{WS}{2Fh} \quad H_1 = -(W - H_2)$$

$$V_1 = \frac{4W}{D} [3m - Jh(1 + G)]$$

$$V_2 = -V_1$$

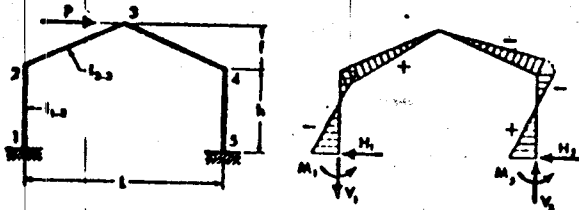
$$M_2 = \frac{WK}{F} - H_2 h$$

$$M_2 \left. \begin{array}{l} M_1 \end{array} \right\} = W \left(\frac{K}{F} \pm \frac{N}{D} \right)$$

$$M_2 = M_1 + H_2 h - \frac{Wm}{2}$$

$$M_3 = M_2 + H_2 h$$

Carga horizontal concentrada en la junta 3.



$$H_1 = -\frac{P}{2} \quad H_2 = \frac{P}{2}$$

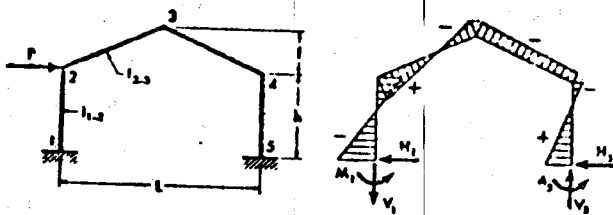
$$V_1 = \frac{Ph}{D} (24 + Dq) \quad V_2 = -V_1$$

$$M_2 = \frac{12Ph}{D} \quad M_1 = -\frac{12Ph}{D}$$

$$M_3 = M_2 + H_2 h \quad M_4 = M_3 + H_2 h$$

$$M_5 = 0$$

Carga horizontal concentrada en la junta 2.



$$H_1 = \frac{2P}{f} (B - 3A)$$

$$H_2 = -(P - H_1)$$

$$V_1 = \frac{24Ph}{D} \quad V_2 = -V_1$$

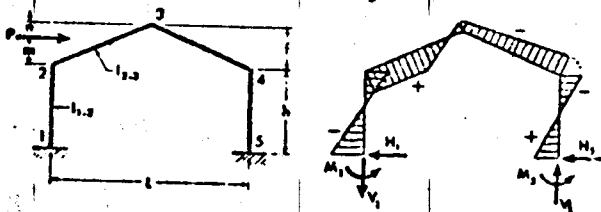
$$M_1 = M_2 = 4Ph \left(\frac{3 - 2A}{2f} - \frac{j}{D} \right)$$

$$M_3 = M_2 - h(P - H_2)$$

$$M_4 = M_3 + H_2 h$$

$$M_5 = \frac{2Ph}{f} (3 - 2A) - H_2 f$$

Carga horizontal concentrada sobre cualquier punto de un miembro inclinado.



$$H_1 = \frac{P}{2f} (S + 2T) \quad H_2 = -(P - H_1)$$

$$V_1 = \frac{P}{D} [Dm + 4h(e - j\phi\psi)]$$

$$M_1 = M_2 + H_1 h \quad M_3 = M_4 + H_2 h$$

$$M_3 = \frac{P}{f} (N - K) = \frac{2Ph}{D} (e - j\phi\psi)$$

$$G = \frac{f + m}{f + n} \quad j = \frac{2mn(f + n)}{p}$$

$$K = J\phi(1 + G + AG\psi)$$

$$N = h(6 - 4A) - m\phi(6 + 4A\psi)$$

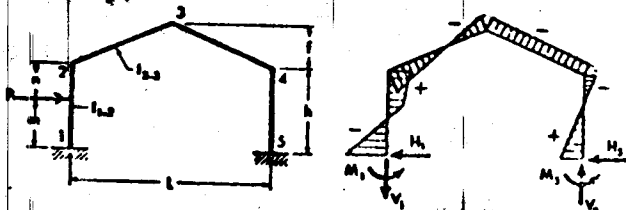
$$S = J\phi\psi[2A(1 + G) + BG\psi]$$

$$T = 2B - 6A + \frac{m\phi\psi}{f} (6A + 2B\psi)$$

$$V_1 = -V_2$$

$$M_5 = \frac{P}{f} (N - K) + \frac{Pm}{2} - H_2 f$$

Carga horizontal concentrada en cualquier punto de la columna.



$$M_1 = M_2 = \frac{PK}{f} \pm \frac{2P}{D} [6m - Jh(1 + G)]$$

$$M_3 = M_4 + H_1 h \quad M_5 = M_2 + H_2 h - Pm$$

$$G = \frac{b + m}{h + n} \quad j = \frac{2mn(h + n)}{h}$$

$$K = m(6 - 4A) - Jh(1 + G - A)$$

$$N = 4m(B - 3A) - Jh[B - 2A(1 + G)]$$

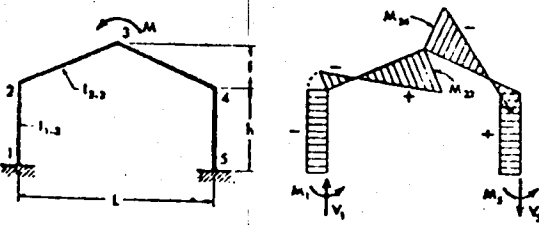
$$H_1 = \frac{PN}{2fh} \quad H_2 = -(P - H_1)$$

$$V_1 = \frac{6P}{D} [6m - Jh(1 + G)]$$

$$V_2 = -V_1$$

$$M_5 = \frac{PK}{f} - H_2 f$$

Momento aplicado a la junta 3.



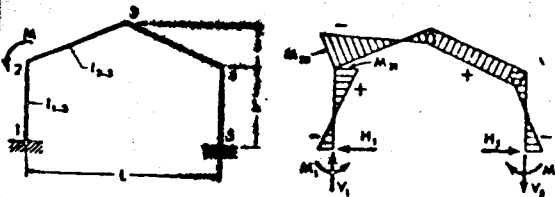
$$H_1 = H_2 = 0$$

$$V_1 = -\frac{M}{L} \left(1 + \frac{8\phi}{D}\right) \quad V_2 = -V_1$$

$$M_1 = M_2 = -\frac{4M\phi}{D} \quad M_{11} = \frac{M}{2}$$

$$M_{12} = -\frac{M}{2} \quad M_4 = M_5 = \frac{4M\phi}{D}$$

Momento aplicado a la junta 2.



$$H_1 = H_2 = -\frac{3M\phi}{Fh} (4A + 8\psi)$$

$$V_1 = -\frac{M}{L} \left(1 - \frac{16\phi}{D}\right) \quad V_2 = -V_1$$

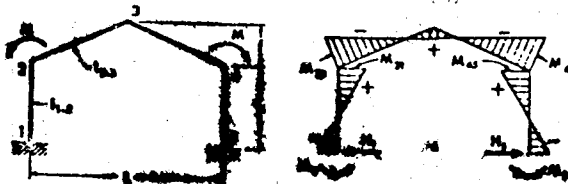
$$M_{11} = M_{12} = 2M\phi \left(\frac{6 + 3A\psi}{F} \pm \frac{4}{D}\right)$$

$$M_{13} = M_{14} - M \quad M_1 = M_{11} + H_1 h$$

$$M_2 = 2M\phi \left(\frac{6 + 3A\psi}{F}\right) - \frac{M}{2} - H_1 f$$

$$M_4 = M_5 + H_2 h$$

Dos momentos iguales aplicados a las juntas 2 y 4.



$$H_1 = H_2 = -\frac{6M\phi}{Fh} (4A + 8\psi)$$

$$V_1 = V_2 = 0$$

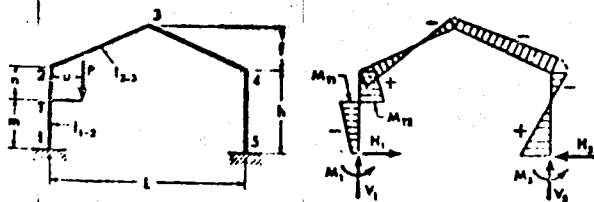
$$M_{11} = M_{12} = 4M\phi \left(\frac{6 + 3A\psi}{F}\right)$$

$$M_{13} = M_{14} = M_{11} - M$$

$$M_1 = 4M\phi \left(\frac{6 + 3A\psi}{F}\right) - M - H_1 f$$

$$M_4 = M_5 = M_{11} + H_2 h$$

Carga vertical concentrada aplicada a una ménsula.



$$M_{11} = \frac{MK}{F} \pm \frac{2M}{D} [6 + J(1 - G)]$$

$$M_1 = M_{11} + H_1 h - M$$

$$M_4 = M_{11} + H_2 h$$

$$M = P_0$$

$$G = \frac{h^2 - 3n^2}{h^2 - 3n^2} \quad J = \frac{2(h^2 - 3n^2)}{h^2}$$

$$K = 6 + J(1 - A - G) - 4A$$

$$N = 4B + J(2AG + B - 2A) - 12A$$

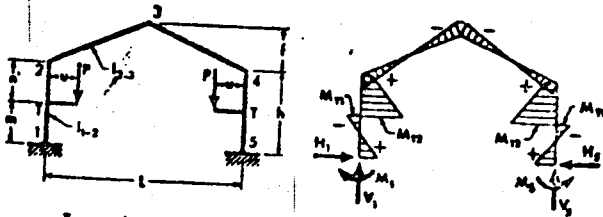
$$H_1 = H_2 = \frac{MN}{2Fh}$$

$$V_1 = \frac{4M}{D} [6 + J(1 - G)]$$

$$V_2 = P - V_1$$

$$M_1 = \frac{MK}{F} - H_1 f$$

Das cargas verticales concentradas iguales aplicadas simétricamente sobre ménsulas.



Las ménsulas actúan como simples voladizos con los momentos Pu en los puntos T. Los diagramas de los momentos de estos voladizos no se presentan intencionalmente, para que el diagrama de momentos de flexión de la estructura quede ilustrado con más claridad.

$$M = Pu$$

$$G = \frac{h^2 - 3m^2}{h^2 - 3m^2} \quad J = \frac{2(h^2 - 3m^2)}{h^2}$$

$$K = 6 + J(1 - A - G) - 4A$$

$$N = 48 + J(2AG + B - 2A) - 12A$$

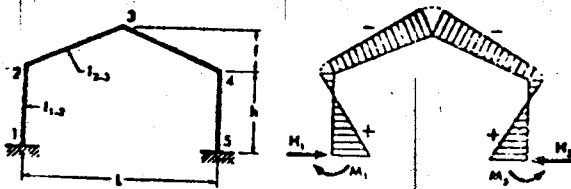
$$H_1 = H_2 = \frac{MN}{Fh} \quad V_1 = V_2 = P$$

$$M_3 = M_4 = M_5 + H_1 h - M$$

$$M_1 = M_2 = \frac{2MK}{F}$$

$$M_5 = \frac{2MK}{F} - M_1$$

Efectos de la variación de la temperatura. t° para toda la estructura.



$$K = \frac{6L_1^3}{Fh^2} E t_1$$

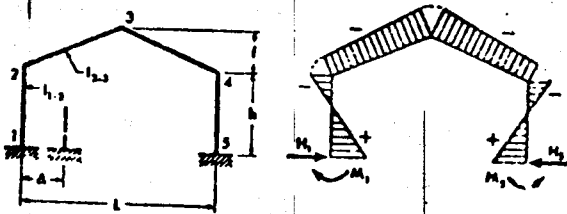
$$H_1 = H_2 = \frac{KB}{h} \quad V_1 = V_2 = 0$$

$$M_3 = M_4 = -2AK$$

$$M_1 = M_2 = K(B - 2A)$$

$$M_5 = M_1 - H_1(h + D)$$

Desplazamiento horizontal de un apoyo.



$$K = \frac{6\Delta}{Fh^2} E t_1$$

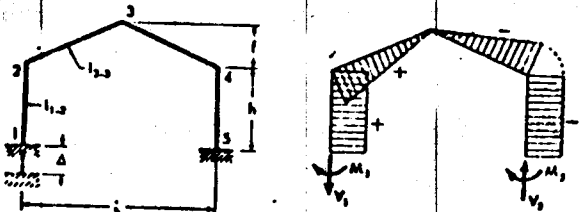
$$H_1 = H_2 = \frac{KB}{h} \quad V_1 = V_2 = 0$$

$$M_3 = M_4 = -2AK$$

$$M_1 = M_2 = K(B - 2A)$$

$$M_5 = M_1 - H_1(h + D)$$

Asentamiento vertical de un soporte.



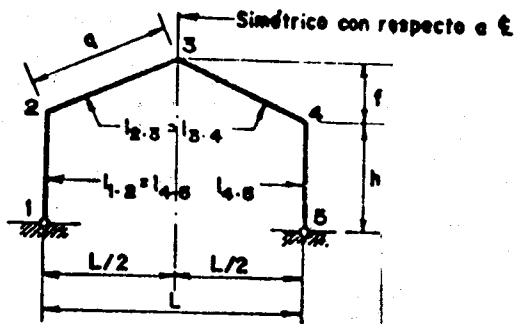
$$H_1 = H_2 = 0$$

$$V_1 = \frac{2M_1}{l} \quad V_2 = -V_1$$

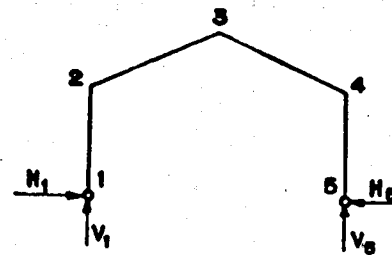
$$M_1 = M_2 = \frac{48J}{DLh} E t_1$$

$$M_3 = M_4 = -M_1 \quad M_5 = 0$$

6.3. FORMULAS Y DIAGRAMAS PARA PORTICOS RIGIDOS ARTICULADOS



Notación para una estructura con miembros de sección transversal constante.



Direcciones positivas de los componentes vertical y horizontal de las reacciones de la estructura.

Constantes generales de la estructura: $\phi = \frac{l_{1-2}}{l_{2-3}} \cdot \frac{q}{h}$ $\gamma = \frac{f}{h}$

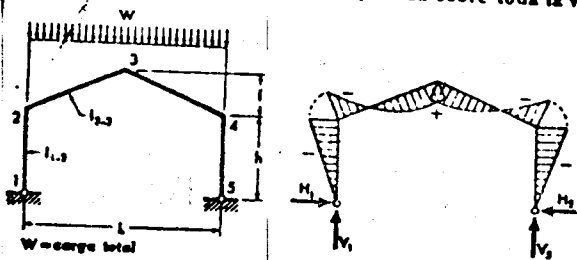
$$A = 4 \left(3 + 3\gamma + \gamma^2 + \frac{1}{\phi} \right)$$

$$B = 2(3 + 2\gamma)$$

Constante C: Se utilizará sólo en los casos de carga horizontal sobre la estructura

$$C = 2 \left(3 + \gamma + \frac{2}{\phi} \right)$$

Carga vertical uniformemente repartida sobre toda la viga



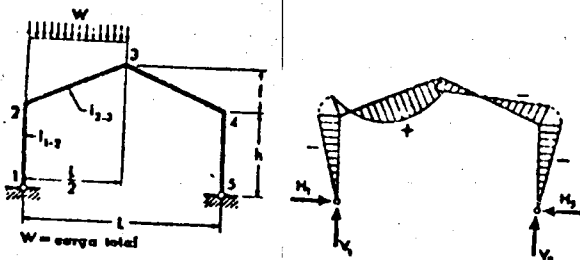
$$H_1 = H_2 = \frac{wL}{8Ah} (2 + \theta + \psi)$$

$$V_1 = V_2 = \frac{W}{2}$$

$$M_2 = M_4 = -H_1 h$$

$$M_3 = \frac{wL}{8} - H_1 h (1 + \psi)$$

Carga vertical uniformemente repartida sobre un miembro inclinado



$$K = 2 + \psi$$

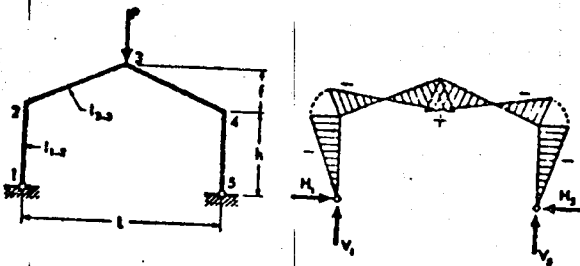
$$H_1 = H_2 = \frac{wL}{8Ah} (\theta + K)$$

$$V_1 = \frac{3W}{4} \quad V_2 = \frac{W}{4}$$

$$M_2 = M_4 = -H_1 h$$

$$M_3 = \frac{wL}{8} - H_1 h (1 + \psi)$$

6-7. Carga vertical concentrada sobre la junta 3.



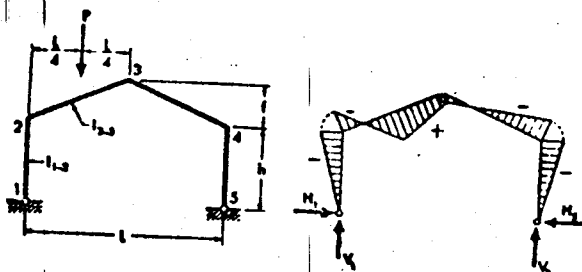
$$H_1 = H_2 = \frac{Pl}{4Ah}$$

$$V_1 = V_2 = \frac{P}{2}$$

$$M_2 = M_4 = -H_1 h$$

$$M_3 = \frac{Pl}{4} - H_1 h (1 + \psi)$$

Carga vertical concentrada sobre el punto medio de un miembro inclinado



$$K = 3(2 + \psi)$$

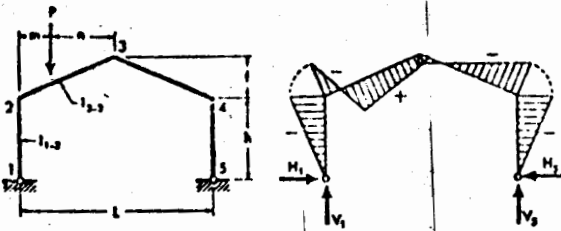
$$H_1 = H_2 = \frac{Pl(2\theta + K)}{16Ah}$$

$$V_1 = \frac{3P}{4} \quad V_2 = \frac{P}{4}$$

$$M_2 = M_4 = -H_1 h$$

$$M_3 = \frac{Pl}{8} - H_1 h (1 + \psi)$$

Carga vertical concentrada sobre cualquier punto de un miembro inclinado.



$$G = \frac{l + 2m}{l + 2n} \quad J = \frac{8mn(l + 2n)}{l^3}$$

$$K = J(1 + G + G\psi)$$

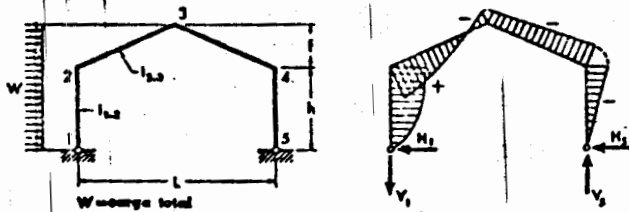
$$H_1 = H_2 = \frac{P}{4Ah} (28m + Kl)$$

$$V_1 = P \left(1 - \frac{m}{l}\right) \quad V_2 = \frac{Pm}{l}$$

$$M_1 = M_2 = -H_1 h$$

$$M_3 = \frac{Pm}{2} - H_1 h(1 + \psi)$$

Carga horizontal uniformemente repartida sobre la mitad izquierda de la estructura.



$$m = \frac{h}{h + l} \quad n = 1 - m$$

$$G = 1 + \frac{\psi}{2} \quad K = A + B + C + 2G\psi$$

$$H_1 = \frac{W}{4A} \left[Kn + m \left(B + C + \frac{1}{\psi} \right) \right]$$

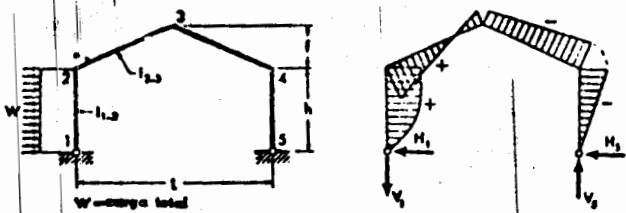
$$H_2 = -(W - H_1)$$

$$V_1 = \frac{Wh}{2l} (1 + n + n\psi) \quad V_2 = -V_1$$

$$M_1 = \frac{Wh}{2} (1 + n) - H_1 h \quad M_2 = -H_1 h$$

$$M_3 = \frac{Wh}{4} (1 + n + n\psi) - H_1 h(1 + \psi)$$

Carga horizontal uniformemente repartida sobre una columna.



$$H_1 = \frac{W}{4A\psi} (1 + \psi(B + C))$$

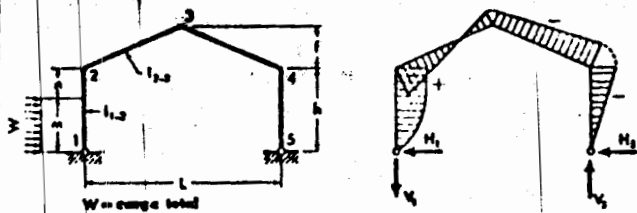
$$H_2 = -(W - H_1)$$

$$V_1 = \frac{Wh}{2l} \quad V_2 = -V_1$$

$$M_1 = \frac{Wh}{2} - H_1 h \quad M_2 = -H_1 h$$

$$M_3 = \frac{Wh}{4} - H_1 h(1 + \psi)$$

Carga horizontal uniformemente repartida sobre parte de una columna.



$$\theta = \frac{m}{h} \quad J = \frac{8(2 - \theta^2)}{2\phi}$$

$$K = 2J\theta + m(B + C)$$

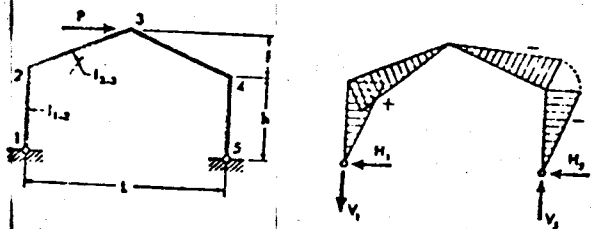
$$H_1 = \frac{W\theta}{4A\psi} \quad H_2 = -(W - H_1)$$

$$V_1 = \frac{Wm}{2l} \quad V_2 = -V_1$$

$$M_1 = \frac{Wm}{2} - H_1 h \quad M_2 = -H_1 h$$

$$M_3 = \frac{Wm}{4} - H_1 h(1 + \psi)$$

Carga horizontal concentrada sobre la junta 3.

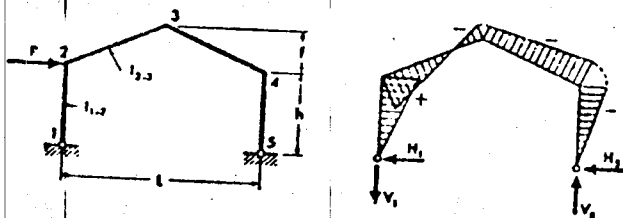


$$M_1 = -\frac{P}{2} \quad M_2 = \frac{P}{2}$$

$$V_1 = \frac{Ph}{l}(1 + \psi) \quad V_2 = \frac{1}{2} V_1$$

$$M_3 = \frac{Ph}{2} \quad M_4 = 0 \quad M_5 = -\frac{Ph}{2}$$

Carga horizontal concentrada en la junta 2.



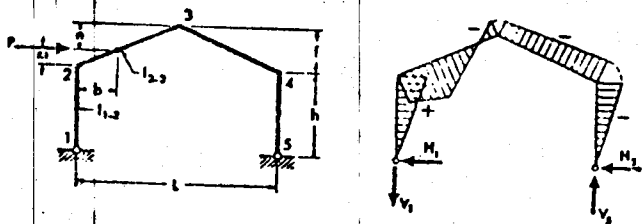
$$M_1 = \frac{P(B+C)}{2A} \quad M_2 = -(P-H_2)$$

$$V_1 = -\frac{Ph}{l} \quad V_2 = \frac{Ph}{l}$$

$$M_3 = h(P-H_2)$$

$$M_4 = \frac{Ph}{2} - H_2 h(1 + \psi) \quad M_5 = -H_2 h$$

Carga horizontal concentrada sobre cualquier punto de un miembro inclinado.



$$G = \frac{l+m}{l+n} \quad J = \frac{2mn(f+n)}{P}$$

$$K = J\psi(1+G+G\psi) + \frac{8m\psi^2}{l}$$

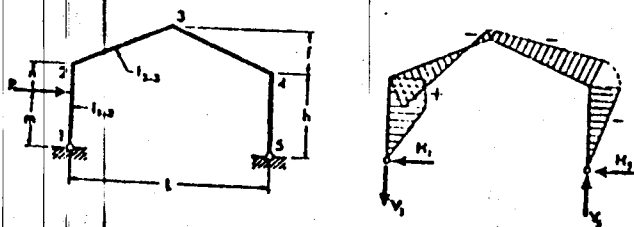
$$M_1 = \frac{P}{2A}(B+C+K) \quad M_2 = -(P-H_2)$$

$$V_1 = \frac{Ph}{l}\left(1 + \frac{m\psi}{l}\right) \quad V_2 = -V_1$$

$$M_3 = h(P-H_2)$$

$$M_4 = \frac{V_1 l}{2} - H_2 h(1 + \psi) \quad M_5 = -H_2 h$$

Carga horizontal concentrada sobre cualquier punto de una columna.



$$e = \frac{n}{h} \quad J = 2g(1 - e^2)$$

$$K = g(B+C) + \frac{J}{g}$$

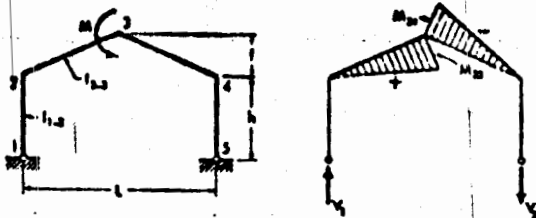
$$M_1 = \frac{Pn}{2A} \quad M_2 = -(P-H_2)$$

$$V_1 = \frac{Pm}{l} \quad V_2 = -V_1$$

$$M_3 = Pm - H_2 h \quad M_4 = -H_2 h$$

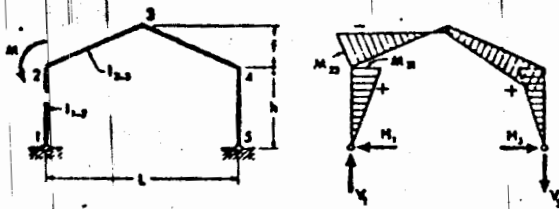
$$M_5 = \frac{Pm}{2} - H_2 h(1 + \psi)$$

Momento aplicado en la junta 3.



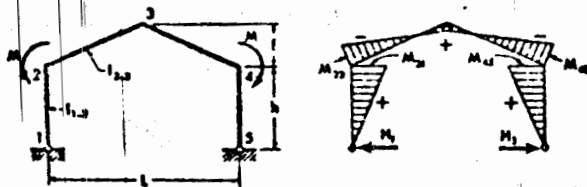
$$\begin{aligned}
 H_1 &= H_5 = 0 \\
 V_1 &= \frac{M}{l} & V_5 &= -\frac{M}{l} \\
 M_1 &= M_5 = 0 \\
 M_{3a} &= \frac{M}{2} & M_{3b} &= -\frac{M}{2}
 \end{aligned}$$

Momento aplicado a la junta 2.



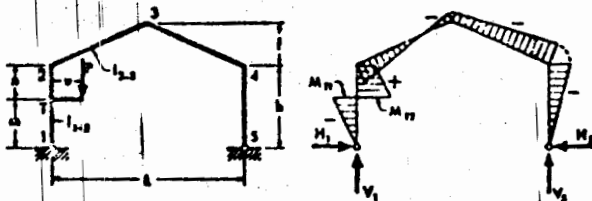
$$\begin{aligned}
 H_1 &= H_5 = -\frac{M}{2Ah}(6 + B + 2\psi) \\
 V_1 &= \frac{M}{l} & V_5 &= -\frac{M}{l} \\
 M_{2a} &= M_{2b} = -M_h \\
 M_{3a} &= -(M - M_{2a}) \\
 M_5 &= -\frac{M}{2} - M_h(1 + \psi)
 \end{aligned}$$

Dos momentos iguales aplicados en las juntas 2 y 4.



$$\begin{aligned}
 H_1 &= H_5 = -\frac{M}{Ah}(6 + B + 2\psi) \\
 V_1 &= V_5 = 0 \\
 M_{2a} &= M_{2b} = -M_h \\
 M_{3a} &= M_{3b} = -(M - M_{2a}) \\
 M_5 &= -M - M_h(1 + \psi)
 \end{aligned}$$

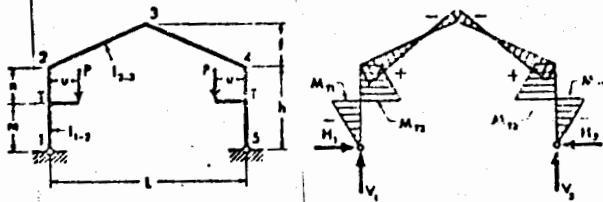
Carga vertical concentrada sobre una ménsula.



$$\begin{aligned}
 M &= P_0 \\
 J &= \frac{2(h^2 - 3m^2)}{h^3\psi} & K &= B + C + J \\
 H_1 &= H_5 = \frac{MK}{2Ah} \\
 V_1 &= \frac{M}{l} & V_5 &= P - \frac{M}{l} \\
 M_{2a} &= M - M_h \\
 M_5 &= -\frac{M}{2} - M_h(1 + \psi)
 \end{aligned}$$

La ménsula actúa como simple voladizo y su momento máximo es P_0 en el punto T. El diagrama de momentos del voladizo no se presenta intencionalmente para que el diagrama de momentos de flexión de la estructura quede ilustrado con más claridad.

Don't cargas verticales concentradas e iguales aplicadas simétricamente sobre las ménsulas.



Las ménsulas actúan como simples voladizos con los momentos máximos de Pu en los puntos T. Los diagramas de momentos de estos voladizos no se presentan intencionalmente, para que el diagrama de momentos de flexión de la estructura quede ilustrado más claramente.

$$M = Pu$$

$$J = \frac{2(h^2 - 3m^2)}{h^3 \phi} \quad K = B + C + J$$

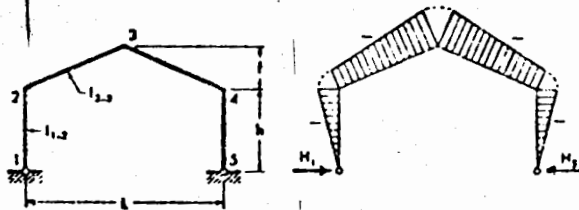
$$H_1 = H_2 = \frac{MK}{Ah}$$

$$V_1 = V_2 = P$$

$$M_1 = M_2 = M - H_1 h$$

$$M_0 = M - H_1 h(1 + \psi)$$

6-30. Efectos de la variación de la temperatura. t° para toda la estructura.



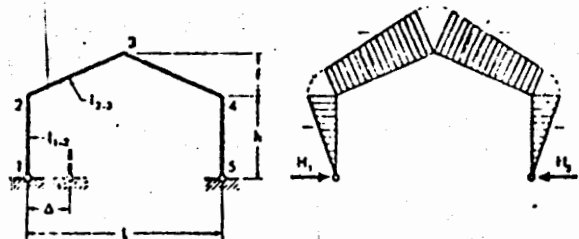
$$H_1 = H_2 = \frac{6L\alpha t^\circ}{Ah^2 \phi} EI_{1,2}$$

$$V_1 = V_2 = 0$$

$$M_0 = M_1 = -H_1 h$$

$$M_2 = -H_1 h(1 + \psi)$$

Desplazamiento horizontal de un apoyo.



$$H_1 = H_2 = \frac{6\Delta}{Ah^2 \phi} EI_{1,2}$$

$$V_1 = V_2 = 0$$

$$M_1 = M_2 = -H_1 h$$

$$M_0 = -H_1 h(1 + \psi)$$

Nota: Si la dirección del desplazamiento de la estructura es opuesta a la del diagrama, se introduce el valor Δ con signo negativo.

6.4. COEFICIENTES PARA DETERMINAR MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOSAS

TABLERO	MOMENTO	CLARO	Relación de lados $m = a_1/a_2$									
			0		0.1		0.2		0.3		0.4	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
<u>INTERIOR</u> TODOS LOS BORDES CONTINUOS	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	998	1018	895	913	798	815	709	725	628	641
		LARGO	516	544	498	526	478	506	458	485	437	462
	POSITIVO	CORTO	630	668	557	588	489	514	427	446	369	384
		LARGO	175	181	166	172	157	163	150	156	144	149
<u>DE BORDE</u> UN LADO CORTO DISCONTINUO	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	998	1018	899	920	807	829	721	745	643	667
		LARGO	516	544	497	524	477	503	456	481	435	459
	NEG. EN BORDE DISC.	LARGO	326	0	312	0	299	0	285	0	272	0
	POSITIVO	CORTO	630	668	561	598	497	531	437	469	381	411
LARGO		179	187	170	177	161	168	154	160	147	153	
<u>DE BORDE</u> UN LADO LARGO DISCONTINUO	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	1060	1143	949	1024	846	913	751	810	663	714
		LARGO	587	687	567	664	545	639	521	611	496	581
	NEG. EN BORDE DISC.	CORTO	651	0	584	0	521	0	464	0	410	0
	POSITIVO	CORTO	751	912	654	784	565	667	483	562	409	467
LARGO		185	200	175	189	167	180	159	171	153	164	
<u>DE ESQUINA</u> DOS LADOS ADYACENTES DISCONTINUOS	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	1060	1143	953	1030	853	925	760	827	675	738
		LARGO	600	713	580	692	559	668	535	641	510	611
	NEG. EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	651	0	584	0	521	0	464	0	410	0
		LARGO	326	0	312	0	299	0	285	0	272	0
	POSITIVO	CORTO	751	912	661	798	577	692	500	595	429	506
		LARGO	191	212	181	201	173	191	165	182	158	174

Caso I Losa colada monolíticamente con sus apoyos

Caso II Losa no colada monolíticamente con sus apoyos

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w a_1^2$ dan momentos por unidad de ancho

Para el caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder el claro libre más dos veces el espesor de la losa.

6.4. COEFICIENTES PARA DETERMINAR MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOSAS

TABLERO	MOMENTO	CLARO	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
INTERIOR TODOS LOS BORDES CONTINUOS	NEG. EN BORDES INTERIORES	CORTO	998	1013	553	565	429	498	432	439	391	397	333	338	288	292
		LARGO	516	543	409	431	391	412	371	393	347	361	320	330	288	292
	POSITIVO	CORTO	630	661	312	322	268	276	228	236	192	199	159	164	126	130
		LARGO	173	181	139	144	134	139	130	133	128	133	127	131	126	130
DE BORDE UN LADO CORTO DISCONTI- NUO	NEG. EN BORDES INTERIORES	CORTO	999	1018	538	594	508	533	451	472	403	431	357	388	315	346
		LARGO	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	NEG. EN BORDES DIS. POSITIVO	LARGO	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		CORTO	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
LARGO	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135		
DE BORDE UN LADO LARGO DISCONTI- NUO	NEG. EN BORDES INTERIORES	CORTO	1030	1143	535	624	514	540	453	431	397	420	346	364	297	311
		LARGO	587	657	465	545	442	513	411	470	379	420	347	304	315	346
	NEG. EN BORDES DIS. POSITIVO	CORTO	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
		LARGO	751	912	334	358	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
LARGO	165	200	147	156	142	153	136	149	135	146	134	145	133	144		
DE ESQUINA DOS LADOS ADYACENTES DISCONTI- NUOS	NEG. EN BORDES INTERIORES	CORTO	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		LARGO	600	713	476	554	455	541	429	501	394	457	360	410	324	364
	NEG. EN BORDES DISCONTINUOS POSITIVO	LARGO	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		CORTO	751	912	353	416	306	354	259	291	216	247	176	199	137	153
LARGO	191	212	152	168	146	163	142	153	140	150	138	154	137	153		
AISLADO CUATRO LADOS DIS- CONTINUOS	NEG. EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	330	0	330	0
		LARGO	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	POSITIVO	CORTO	1100	1670	830	1350	800	1330	720	1150	640	1070	570	950	500	830
		LARGO	200	250	500	330	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

Caso I Losa colada monolíticamente con sus apoyos

Caso II Losa no colada monolíticamente con sus apoyos

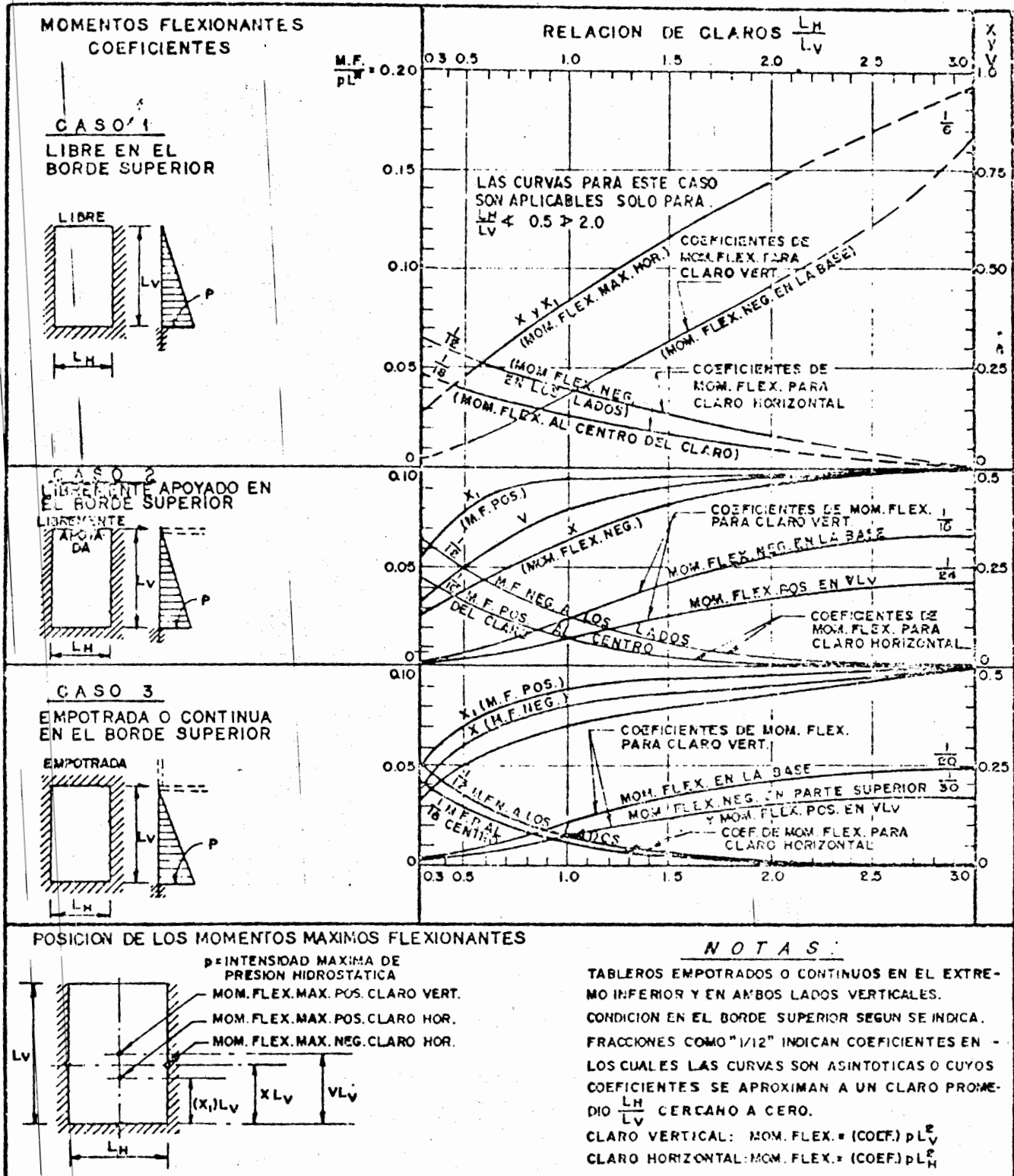
Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w a^2$ dan momentos por unidad de ancho

Para el caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder el claro libre más dos veces el espesor de la losa

6.4. COEFICIENTES PARA DETERMINAR MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOSAS.

<p>TRAPECIO</p>		<p>CALCULO DE MOMENTOS FLEXIONANTES COMO TABLERO RECTANGULAR CON</p> $K = \frac{l_y}{l_x}$											
<p>SI l_{y1} ES MENOR QUE l_{y2} } ó l_{x1} ES MENOR QUE l_{x2} }</p>		<p>APLICAR REGLAS PARA TABLEROS TRIANGULARES</p>											
<p>TRIANGULO ISOSCELES</p>		<p>$D = \text{DIAMETRO DEL CIRCULO INSCRITO} = \frac{2bD}{\sqrt{b^2 + 4D^2}}$</p> <p>LIBREMENTE APOYADA EN TODOS LOS BORDES (ESQUINAS RESTRINGIDAS)</p> <p>MOM. FLEX. (EN DOS DIRECCIONES AL CENTRO DEL CIRCULO) = $+\frac{wD^2}{16}$</p> <p>CONTINUO EN TODOS LOS LADOS.</p> <p>MOM. FLEX. (EN DOS DIRECCIONES AL CENTRO DEL CIRCULO) = $+\frac{wD^2}{30}$</p> <p>MOM. FLEX. (EN LOS LADOS) = $-\frac{wD^2}{30}$</p> <p>w = INTENSIDAD DE LA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA (O INTENSIDAD DE LA PRESION AL CENTRO DEL CIRCULO SI ESTA VARIA UNIFORMEMENTE)</p>											
<p>POLIGONO REG.</p>		<p>D = DIAMETRO DEL CIRCULO INSCRITO</p> <p>D0 = DIAMETRO DEL CIRCULO CIRCUNSCRITO = DIST. ENTRE VERTICES OPUESTOS</p> <p>D0 = 1/2 (D + D0) = 1.08 D PARA EL EXAGONO</p> <p>= 1.04 D PARA EL OCTAGONO</p> <p>CALCULO DE MOM. FLEX. COMO PARA UN CIRCULO DE DIAMETRO D0</p>											
<p>CIRCULO (DIAMETRO = D)</p>	<p>CARGA CONCENTRADA EN UN AREA DE DIAM. d</p>	<p>LIBREMENTE APOYADO EN EL BORDE</p> <p>$M_T = \text{MOM. FLEX. POSITIVO TOTAL EN EL EJE} = \frac{wD}{2\pi} (1 - \frac{2d}{3D})$</p> <p>$M_A = \text{MOM. FLEX. POSITIVO PROMEDIO EN EL EJE} = \frac{M_T}{D}$ POR MT.</p> <p>ó $M_c = \text{MOM. FLEX. MAX. POSITIVO EN EL CENTRO} = 1.5 M_T$ (APROX.) P.M.</p> <p>RESTRINGIDO EN EL BORDE - MOM. FLEX. NEG. EN EL BORDE = $-\frac{1}{3} M_T$ P.M.T.</p> <p>MOM. FLEX. POS. - PROMEDIO EN EL EJE = $K M_A$ POR MT.</p> <p>ó MAXIMO AL CENTRO = $K M_c$ POR MT.</p> <p>$K = \frac{2}{15} (\frac{d}{D}) + \frac{2}{3}$</p>	<p>NOTAS:</p> <p>EL REFUERZO - PARA RESISTIR EL MOM. FLEX. POS. SE COLOCARA EN DOS DIRECCIONES PERPENDICULARMENTE.</p> <p>EL REFUERZO - PARA RESISTIR EL MOM. FLEX. NEG. EN EL BORDE - SERA RADIAL (O EQUIVALENTE).</p> <p>SI SE DISEÑA - POR MOM. FLEX. MAX POS., EL REFUERZO (O EL ESPESOR DE LA LOSA) PUEDE REDUCIRSE - HACIA EL BORDE.</p>										
<p>CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA EN TODO EL TABLERO w/Kg. POR M²</p>	<p>CONDICION DE LA CIRCUNFERENCIA</p> <p>LIBREMENTE APOYADA</p> <p>PARCIALMENTE RES-TRINGIDA (CONTINUA)</p> <p>EMPOTRADA</p>	<p>MOMENTO FLEXIONANTE POSITIVO</p> <table border="1"> <tr> <th>PROMEDIO EN EL EJE</th> <th>ALTERNATIVA MAXIMO AL CENTRO</th> </tr> <tr> <td>$\frac{wD^2}{24}$ POR CADA MT. DE DIAMETRO</td> <td>$\frac{wD^2}{16}$ POR MT. AL CENTRO</td> </tr> <tr> <td>$\frac{wD^2}{48}$ POR CADA MT. DE DIAMETRO</td> <td>$\frac{wD^2}{32}$ POR MT. AL CENTRO</td> </tr> <tr> <td>$\frac{wD^2}{48}$ (MIN) DE DIAMETRO</td> <td>$\frac{wD^2}{48}$ AL CENTRO</td> </tr> </table>	PROMEDIO EN EL EJE	ALTERNATIVA MAXIMO AL CENTRO	$\frac{wD^2}{24}$ POR CADA MT. DE DIAMETRO	$\frac{wD^2}{16}$ POR MT. AL CENTRO	$\frac{wD^2}{48}$ POR CADA MT. DE DIAMETRO	$\frac{wD^2}{32}$ POR MT. AL CENTRO	$\frac{wD^2}{48}$ (MIN) DE DIAMETRO	$\frac{wD^2}{48}$ AL CENTRO	<p>MOM. FLEX. NEGATIVO EN EL BORDE</p> <table border="1"> <tr> <td>$\frac{wD^2}{32}$ POR MT. DE CIRCUNFERENCIA</td> <td>$\frac{wD^2}{24}$ POR MT. DE CIRCUNFERENCIA</td> </tr> </table>	$\frac{wD^2}{32}$ POR MT. DE CIRCUNFERENCIA	$\frac{wD^2}{24}$ POR MT. DE CIRCUNFERENCIA
PROMEDIO EN EL EJE	ALTERNATIVA MAXIMO AL CENTRO												
$\frac{wD^2}{24}$ POR CADA MT. DE DIAMETRO	$\frac{wD^2}{16}$ POR MT. AL CENTRO												
$\frac{wD^2}{48}$ POR CADA MT. DE DIAMETRO	$\frac{wD^2}{32}$ POR MT. AL CENTRO												
$\frac{wD^2}{48}$ (MIN) DE DIAMETRO	$\frac{wD^2}{48}$ AL CENTRO												
$\frac{wD^2}{32}$ POR MT. DE CIRCUNFERENCIA	$\frac{wD^2}{24}$ POR MT. DE CIRCUNFERENCIA												

6.4. COEFICIENTES PARA DETERMINAR MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOSAS



C A P I T U L O 7

"DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO"

7.1 CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO PARA VIGAS DE CONCRETO ARMADO.

Resistencia a la compresión.

Para diseñar se usara el valor nominal, f_c^* , obtenido con la expresión siguiente:

$$f_c^* = 0.8 f_c'$$

El valor de f_c' es una medida de la resistencia del concreto, se hace incapie en que el proporcionamiento de un concreto debe hacerse para una resistencia media, f_c' , mayor que la especificada, f_c' y que dicha resistencia media es función del grado de control que se tenga al fabricarlo.

Dimensiones de diseño.

Para calcular resistencias se harán reducciones de dos centímetros en las siguientes dimensiones:

1.- Peralte efectivo correspondiente al refuerzo del lecho superior de elementos horizontales o inclinados.

2.- Ancho de vigas.

Estas reducciones no son necesarias en dimensiones mayores de 20 cm. ni en elementos donde se tomen precauciones que garanticen que las dimensiones resistentes no serán menores que las de cálculo.

Factores de resistencia.

Las resistencias deben afectarse por un factor de reducción, F_r que valdrá 0.9 para flexión y 0.8 para cortante y torsión.

Estas resistencias reducidas (resistencias de diseño) son las que, al di - mensionar se comparan con las fuerzas internas de diseño. Las fuerzas in - ternas de diseño se obtienen multiplicando las debidas a cargas nominales, por los factores de carga que indica el Reglamento.

Factores de carga:

$F_c = 1.4$ Para combinaciones que incluyan exclusivamente acciones permanen - tes (cargas muertas, etc.) y variables (cargas vivas, etc.)

$F_c = 1.5$ Igual al caso anterior pero en estructuras que soporten pisos en - los que pueda haber aglomeración de personas, como centros de reu - nión, escuelas, salas de espectáculos etc., ó construcciones que con - tengam equipo sumamente valioso.

$F_c = 1.1$ Para combinaciones de acciones que incluyan una acción accidental, (viento o sismo) además de las acciones permanentes y variables.

7.1.1. Flexión.

a.) Refuerzo mínimo longitudinal.

El área mínima de refuerzo de tensión de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada.

$$A_{smin} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

donde b y d son el ancho y el peralte, no reducidos, de la sección.

b.) Refuerzo máximo longitudinal.

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas sísmicas será el que corresponde a la falla balanceada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con el.

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero de tensión será 75% de la correspondiente a la falla balanceada. Este último límite rige también en zonas afectadas por articulaciones plásticas.

Las secciones rectangulares sin acero de compresión tienen falla balanceada cuando su área de acero es igual a:

$$A_s = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} bd$$

donde

$$f'_c = 0.85 f_c^* \quad \text{si } f_c^* \leq 250 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{y } f'_c = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^* \quad \text{si } f_c^* > 250 \text{ Kg/cm}^2$$

b y d; son el ancho y el peralte efectivos de la sección reducidos.

c.) Secciones L y T

El ancho del patín que se considere trabajando a compresión en secciones L y T a cada lado del alma será el menor de los tres valores siguientes: la octava parte del claro menos la mitad del ancho del alma, la mitad de la distancia al paño del alma del miembro más cercano, - - ocho veces el espesor del patín.

d.) Fórmulas para calcular resistencias.
Secciones rectangulares sin acero de compresión.

$$M_r = F_r b d^2 f_c'' q (1 - 0.5 q) \quad (I)$$

$$\text{ó} \quad M_r = F_r A_s f_y d (1 - 0.5 q) \quad (II)$$

donde:

b y d ancho y peralte efectivos de la sección.

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad p = \frac{A_s}{b d}$$

A_s = Area del refuerzo de tensión.

Secciones rectangulares con acero de compresión:

$$M_r = F_r \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right] \quad (III)$$

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f_c'' b}$$

A_s : Area de acero de tensión.

A_s' : Area de acero de compresión.

d' : Distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema de compresión.

La ec. III es valida solo si el acero de compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si:

$$(p - p') \geq \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y}$$

$$p' = \frac{A_s'}{b d}$$

Cuando no se cumpla esta condición, M_r se determinará con un análisis de la sección basado en el equilibrio, o bien se calculará aproximadamente con las ecuaciones I ó II despreciando el acero de compresión. En todos los casos habrá que revisar que el acero de tensión cumpla con la limitación de refuerzo máximo.

$$(p - p') \leq \frac{f_c''}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000}$$

7.1.2. Fuerza Cortante.

a.) Fuerza cortante que toma el concreto, V_{cr}

Las expresiones para V_{cr} que se presentan son aplicables cuando la dimensión transversal h del elemento paralela a la fuerza cortante no es mayor de un metro y, además, la relación $h/b < 6$.

Para cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumpla, se reduce V_{cr} dado por dichas expresiones en 20%.

En vigas con relación claro a peralte, L/h , no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto V_{cr} se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{Si } p < 0.01 \quad V_{cr} = F_r b d (0.2 + 30 p) \sqrt{f_c'} \quad (\text{IV})$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{cr} = 0.5 F_r b d \sqrt{f_c'} \quad (\text{V})$$

Si L/h es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, V_{cr} se obtendrá multiplicando el valor que da la ecuación V por $(3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd}) > 1.0$ pero sin que se tome V_{cr} mayor que $1.5 F_r b d \sqrt{f_c'}$.

M y V son el momento flexionante y la fuerza cortante que actúan en la sección.

Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, no se modifica el valor dado por la ecuación V.

Para relaciones L/h comprendidas entre 4 y 5, V_{cr} se hará variar linealmente hasta los valores dados por las ecuaciones IV y V.

b.) Refuerzo por tensión diagonal.

Para estribos no se usará acero con $f_y > 4200 \text{ kg/cm}^2$. En vigas que resistan sismo y en cuyo diseño se usa un factor de ductilidad ≥ 2 debe suministrarse refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que V_{cr} .

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor a 1/4" (no. 2) espaciados a cada medio peralte efectivo a partir de toda unión de viga con columnas o muros hasta un cuarto del claro correspondiente.

Cuando V_u , es mayor que V_{cr} , siendo $V_u = F_c V$, se requerirá refuerzo por tensión diagonal.

El espaciamiento, S , se determinará con la expresión y limitaciones siguientes:

$$S = \frac{F_r A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_u - V_{cr}} \leq \frac{F_r A_v f_y}{3.5 b} \quad (\text{VI})$$

- A_v = Area transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia S , en cm^2
 θ = Angulo que forma el refuerzo transversal con el eje de la pieza
 f_y = Del acero de los estribos.

En la ecuación VI A_v debe estar en cm^2 , y f_y en Kg/cm^2 , V_u y V_{cr} en Kg y b y d en cm .

El espaciamiento resulta en cm .

Si V_u es mayor que V_{cr} pero menor o igual que $1.5 F_r b d \sqrt{f_c^*}$, el espaciamiento de estribos verticales no deberá ser mayor que $0.5 d$.

Si V_u es mayor que $1.5 F_r b d \sqrt{f_c^*}$, el espaciamiento de estribos no deberá ser mayor que $0.25 d$.

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a $2.5 F_r b d \sqrt{f_c^*}$

Quando el refuerzo consta de un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección su área se calculará con:

$$A_v = \frac{V_u - V_{cr}}{F_r f_y \sin \theta}$$

En este caso no se admitirá que V_u sea mayor que $1.5 F_r b d \sqrt{f_c^*}$

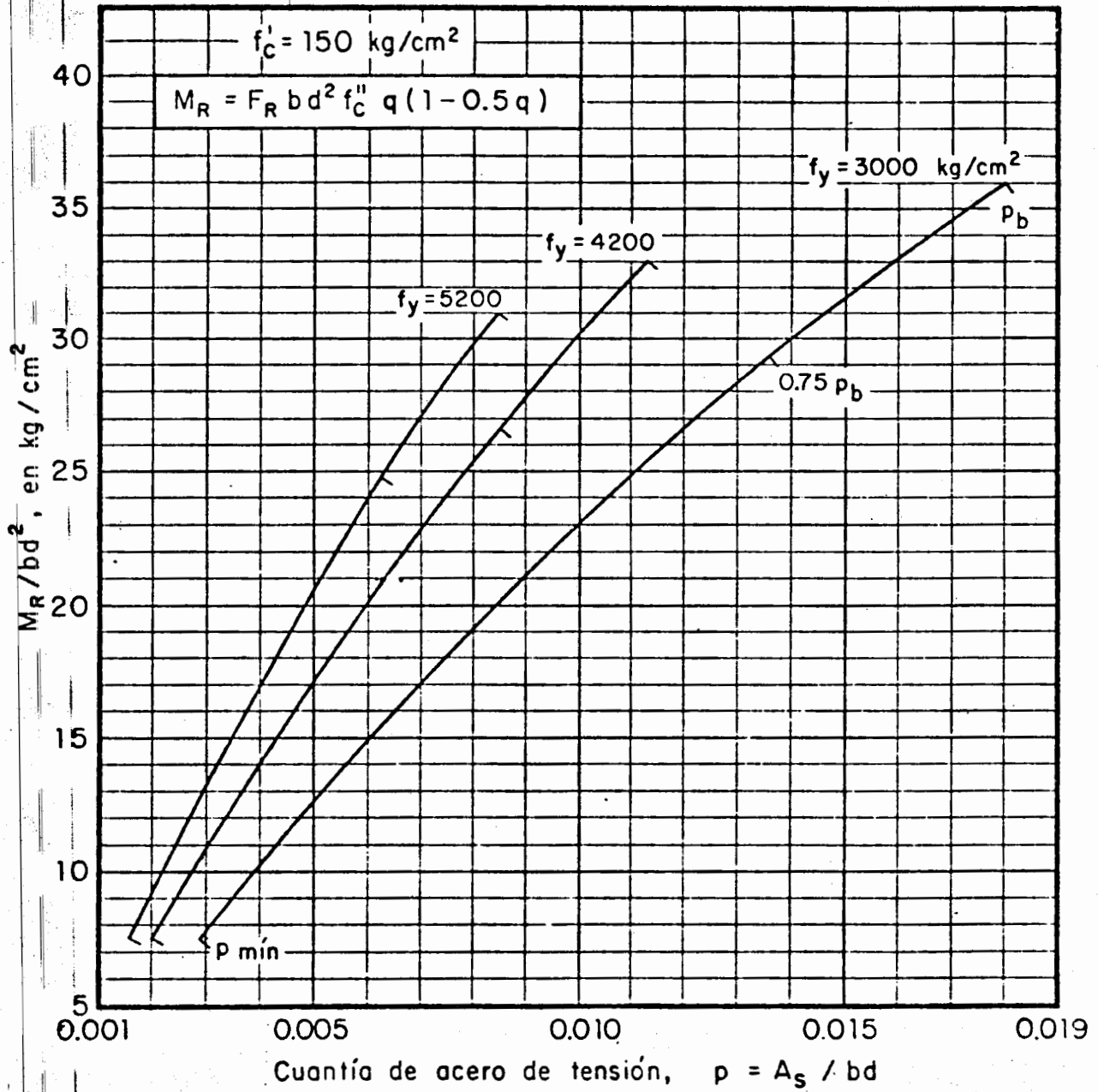
A continuación se presentan gráficas elaboradas según los criterios expuestos, los cuales se obtuvieron del Reglamento de Construcciones para el D.F. Estas gráficas proporcionan porcentajes de acero de tensión y capacidad al cortante para diferentes secciones de trabes simplemente armadas.

Estas gráficas pueden utilizarse de dos maneras:

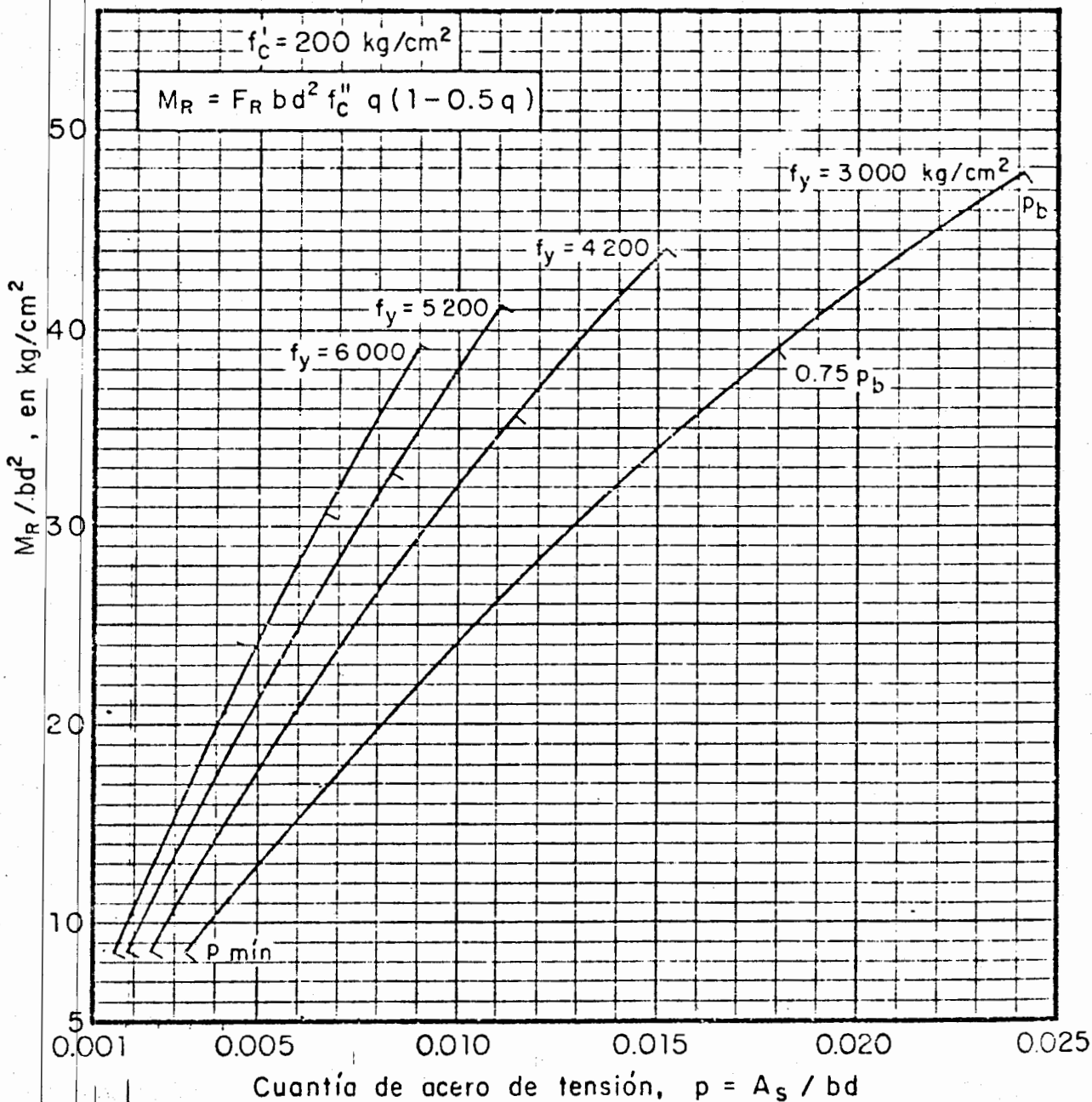
- 1.- Conocidas las dimensiones "b" y "d" y el porcentaje de acero a tensión - puede hallarse el momento resistente y la capacidad de cortante de la sección.
- 2.- Teniendo como datos el momento resistente y/o la capacidad al cortante, se puede definir en la gráfica adecuada las dimensiones "b" y "d" de la sección y el porcentaje de acero necesario.

7.2 GRAFICAS DE MOMENTO RESISTENTE EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO

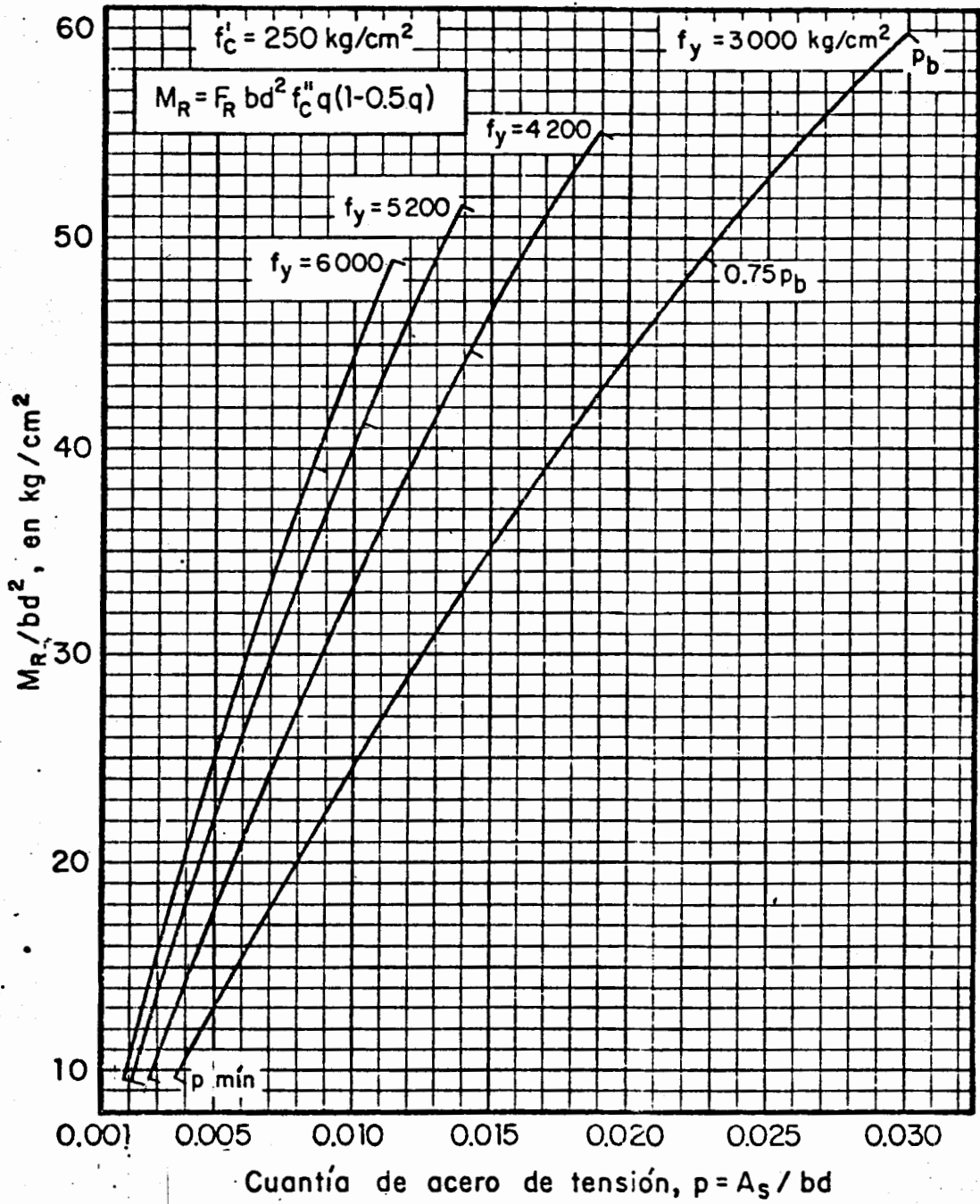
MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES



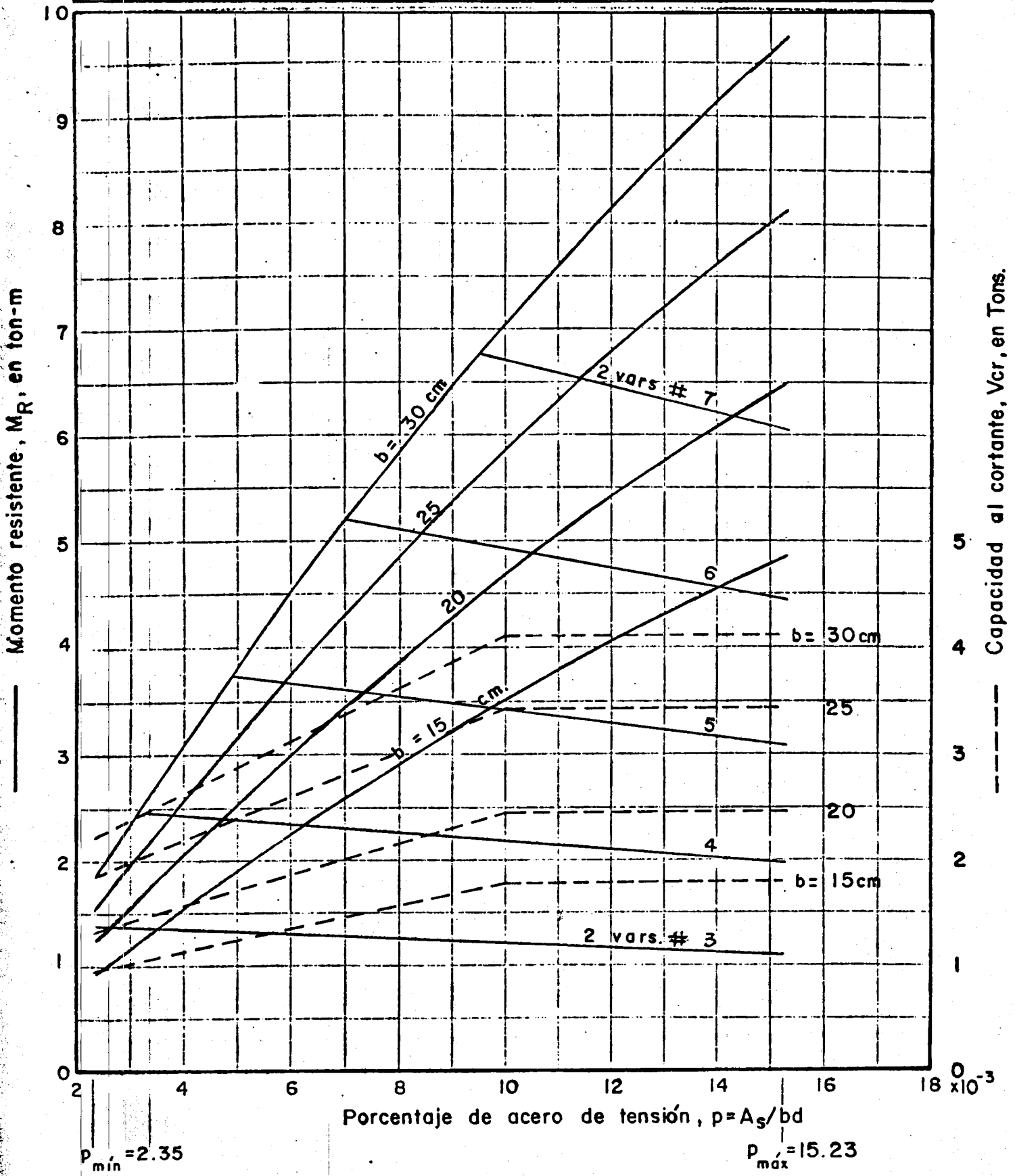
MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES



MOMENTOS RESISTENTES DE SECCIONES RECTANGULARES



$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $h = 30 \text{ cm.}$ $d = 27 \text{ cm.}$



$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

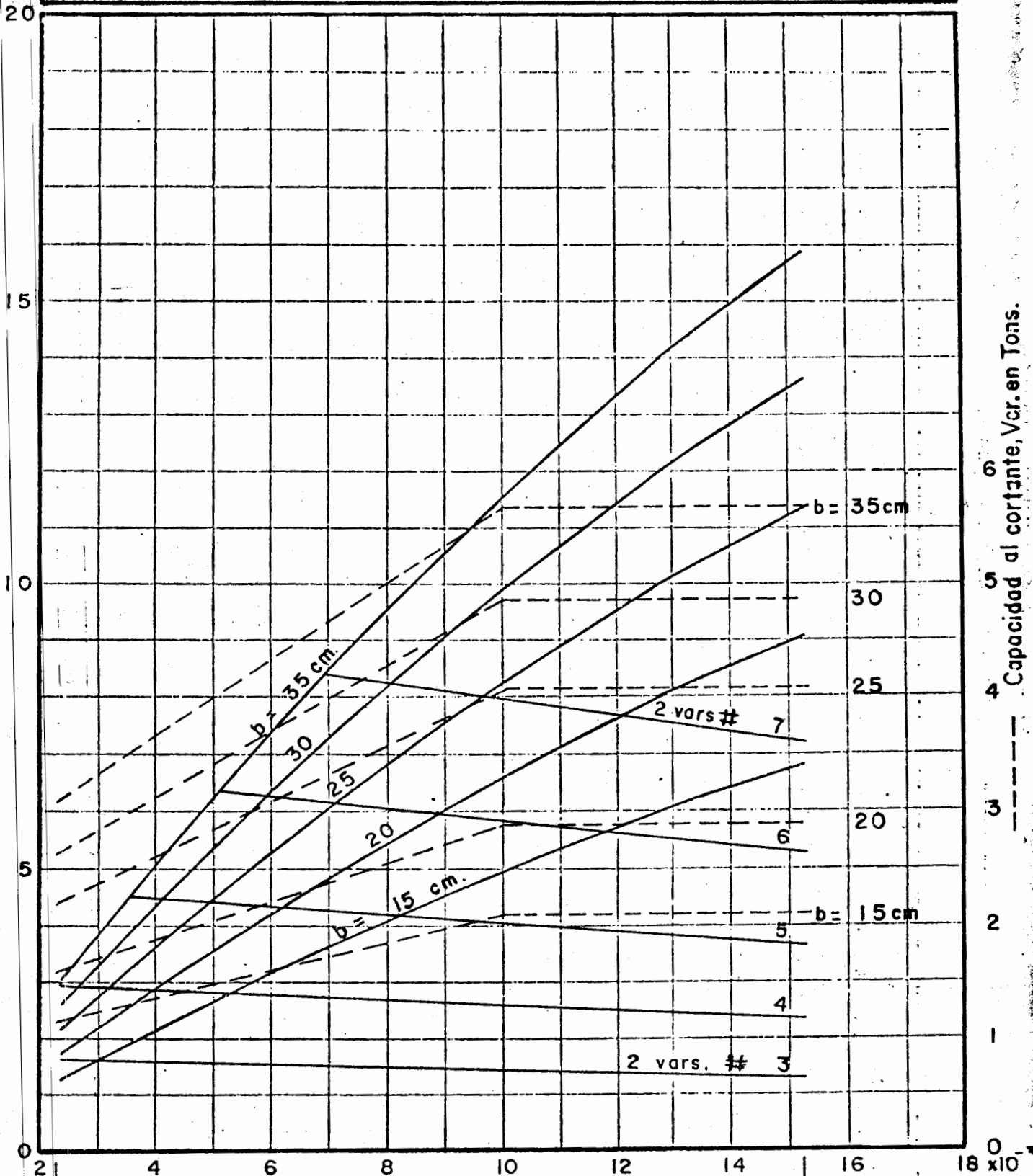
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$h = 35 \text{ cm.}$

$d = 32 \text{ cm.}$

Momento resistente, M_R , en ton-m

Capacidad al cortante, V_c , en Tons.



$p_{\text{mín}} = 2.35$

$p_{\text{máx.}} = 15.23$

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

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

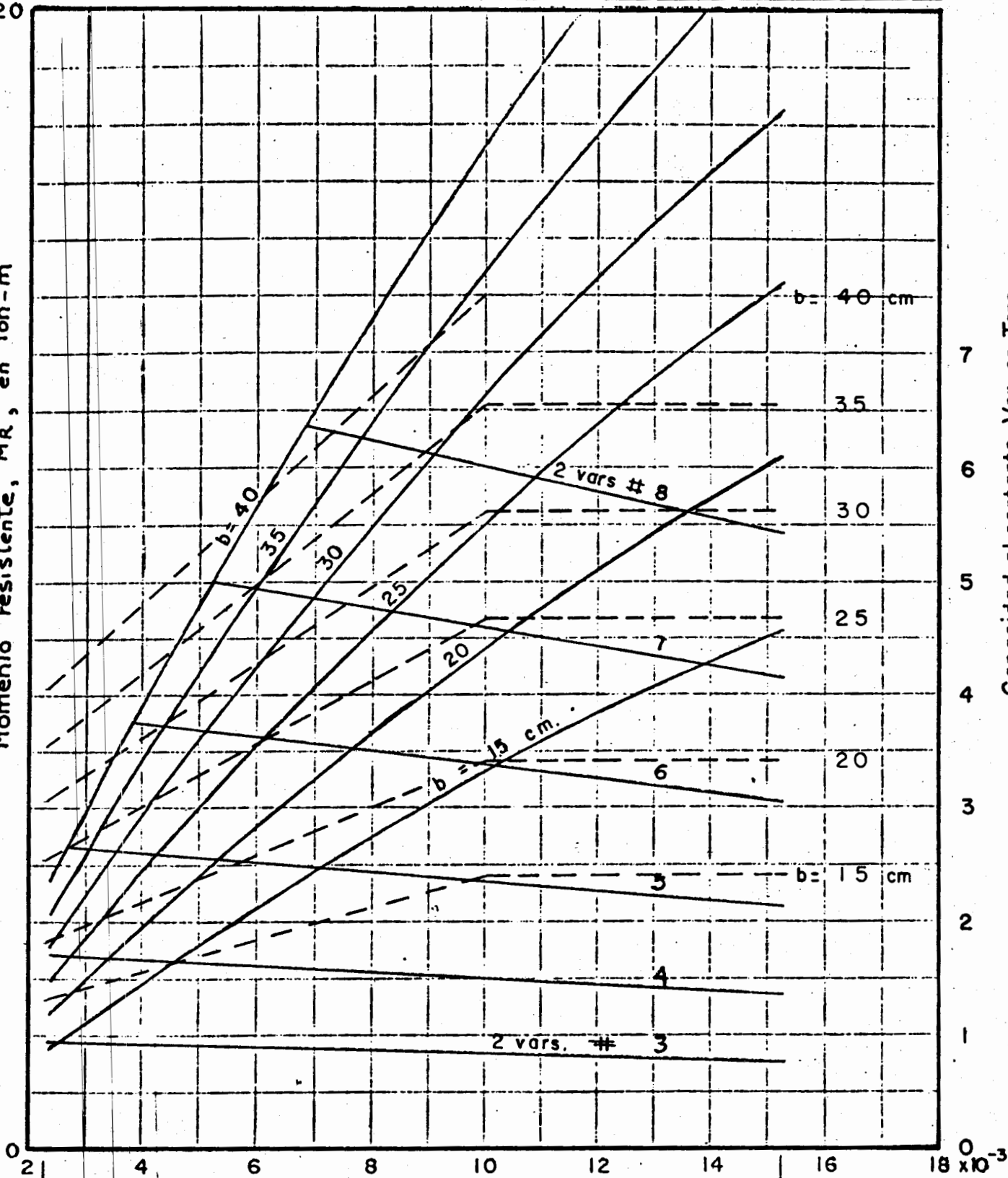
$h = 40 \text{ cm.}$

$d = 37 \text{ cm.}$

20

Momento resistente, M_R , en ton-m

Capacidad al cortante, V_{cr} , en Tons.

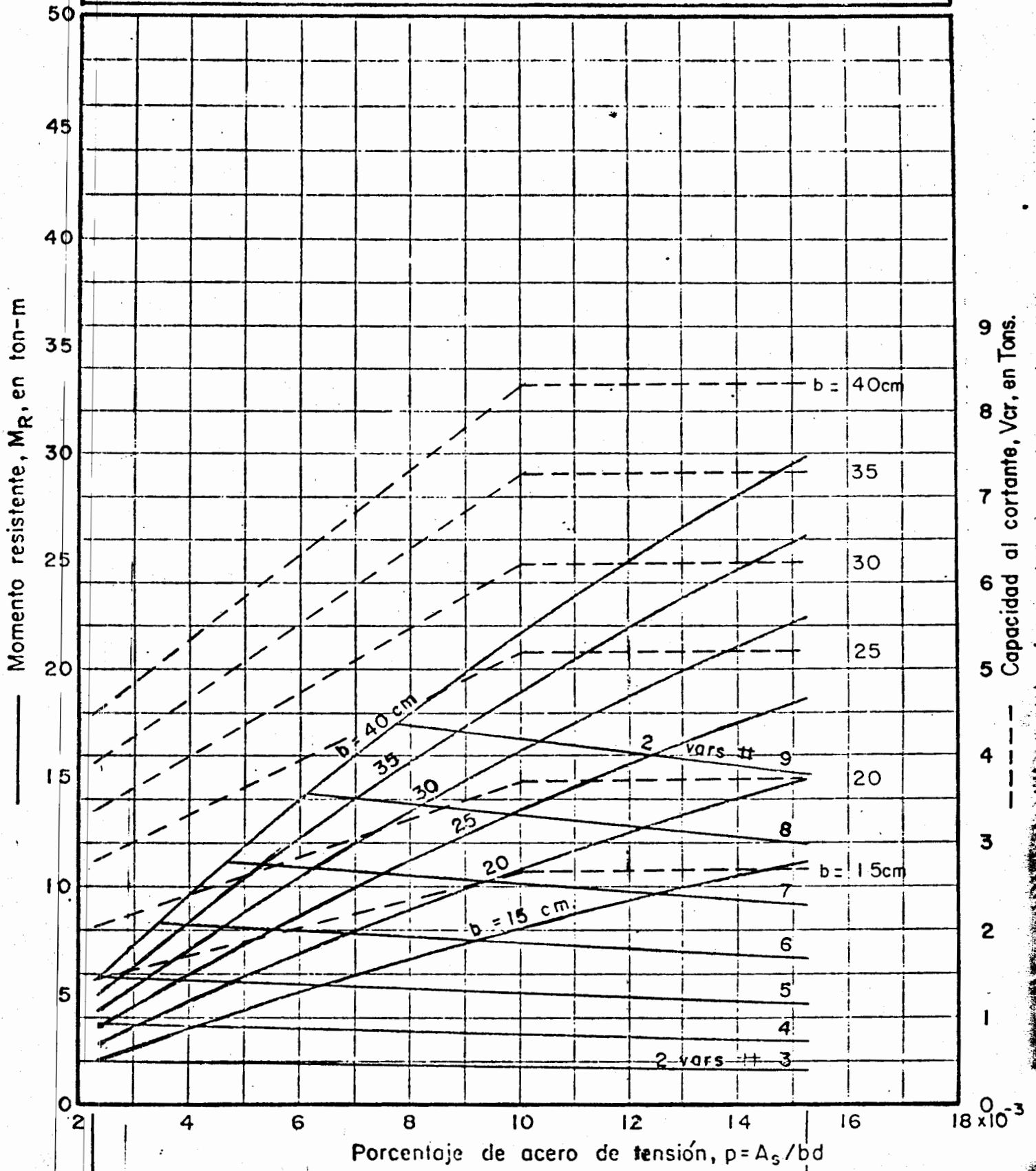


$\rho_{\min} = 2.35$

$\rho_{\max} = 15.23$

Porcentaje de acero de tensión, $\rho = A_s/bd$

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $h = 45 \text{ cm}$ $d = 41 \text{ cm}$



$p_{\min} = 2.35$

$p_{\max} = 15.23$

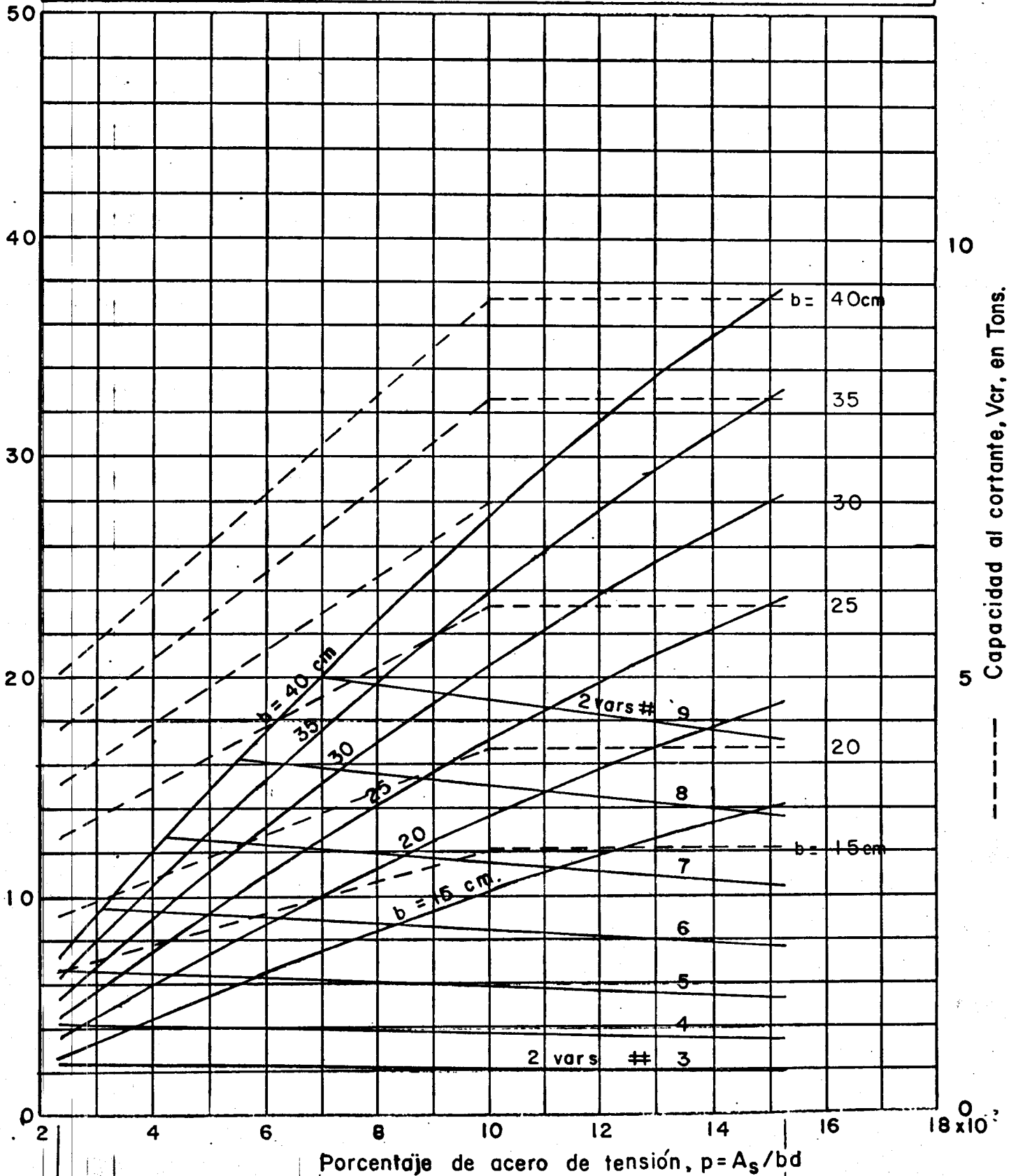
$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

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

$h = 50 \text{ cm.}$

$d = 46 \text{ cm}$

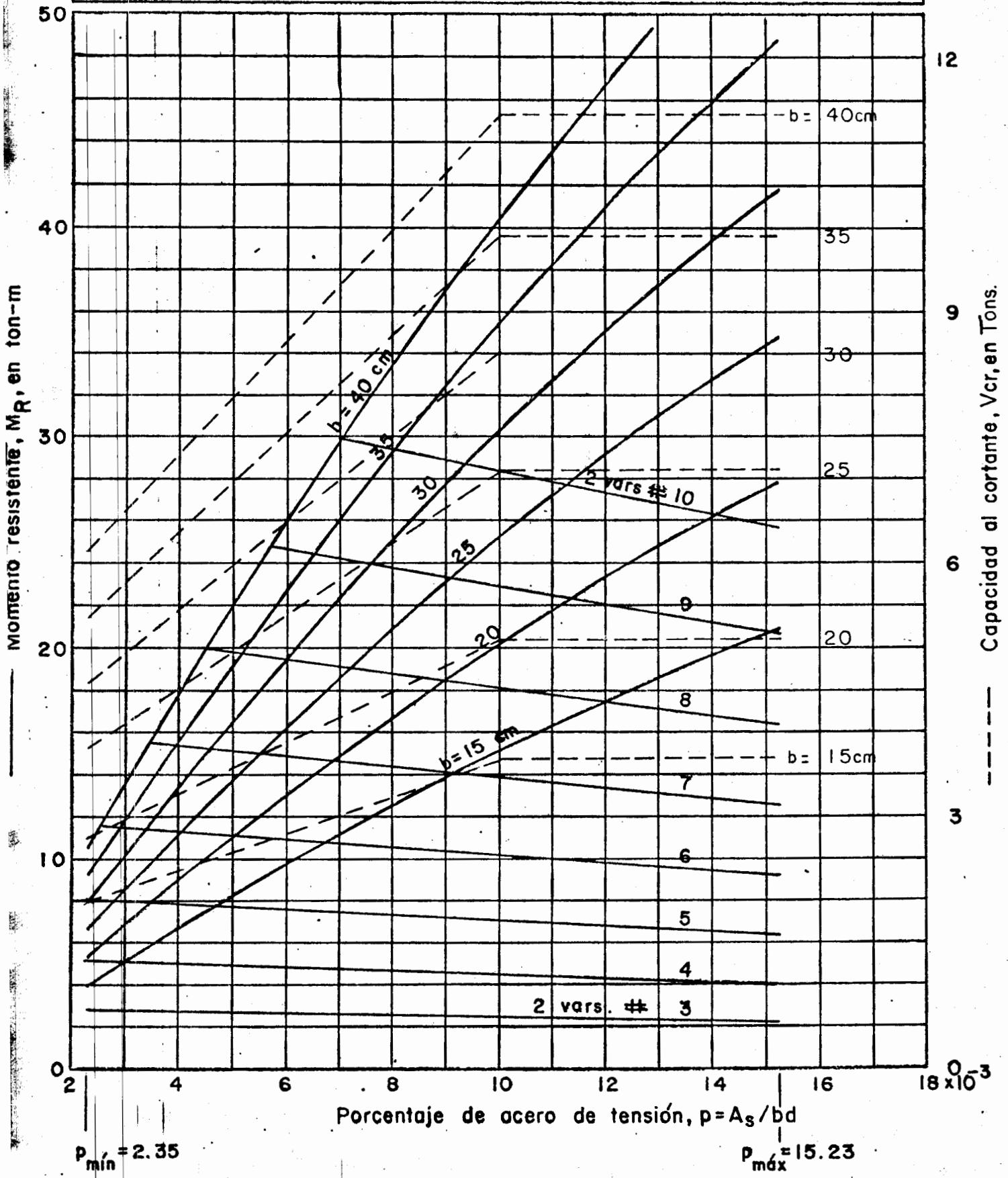
Momento resistente, M_R , en ton-m.



$p_{\min} = 2.35$

$p_{\max} = 15.23$

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $h = 60 \text{ cm}$ $d = 56 \text{ cm}$



Momento resistente, M_R , en ton-m

Capacidad al cortante, V_{cr} , en Tons.

Porcentaje de acero de tensión, $p = A_s / bd$

$p_{\min} = 2.35$

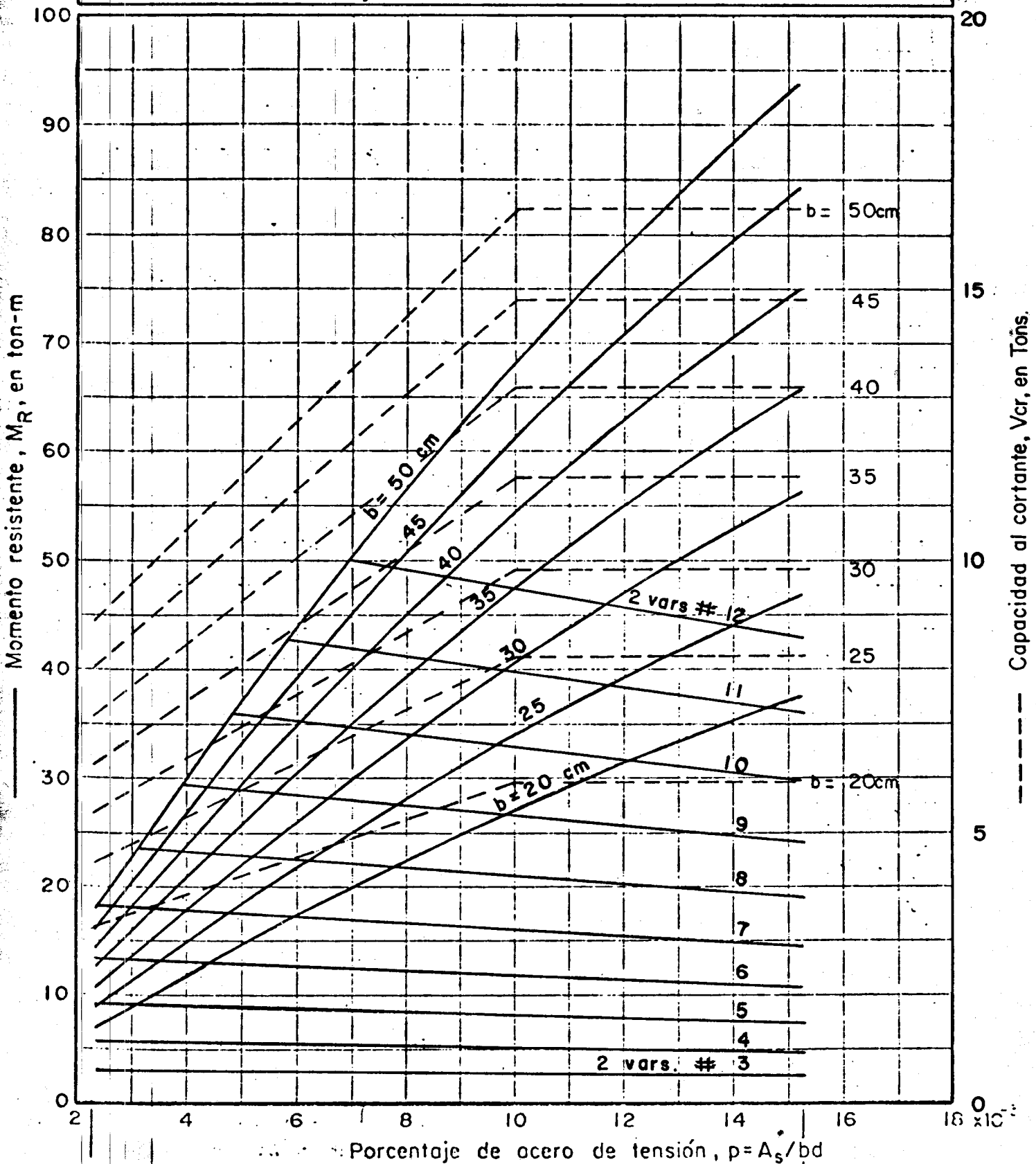
$p_{\max} = 15.23$

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

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

$h = 70 \text{ cm}$

$d = 65 \text{ cm}$



$p_{min} = 2.35$

$p_{max} = 15.23$

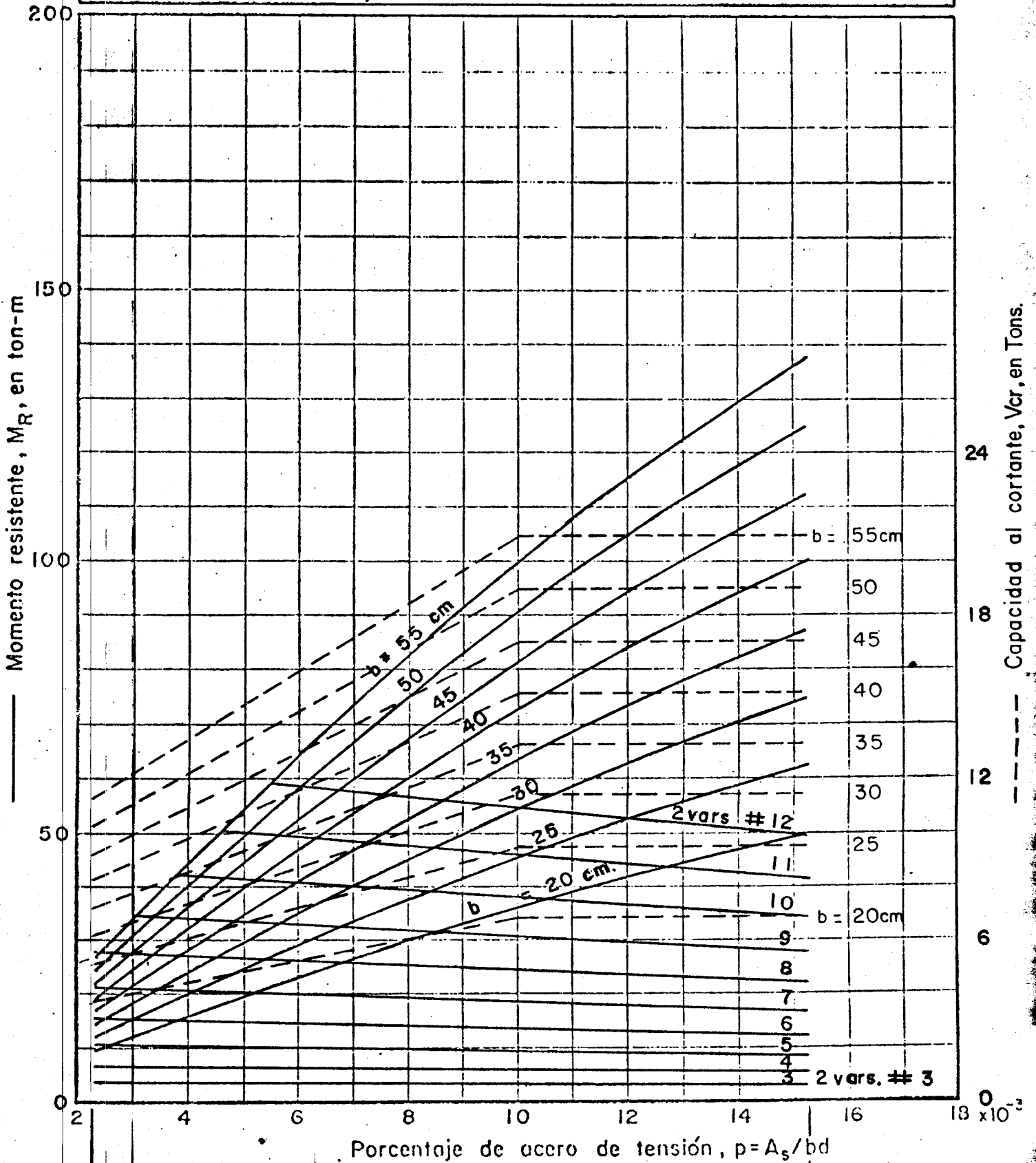
Porcentaje de acero de tensión, $p = A_s/bd$

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

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

$h = 80 \text{ cm}$

$d = 75 \text{ cm}$

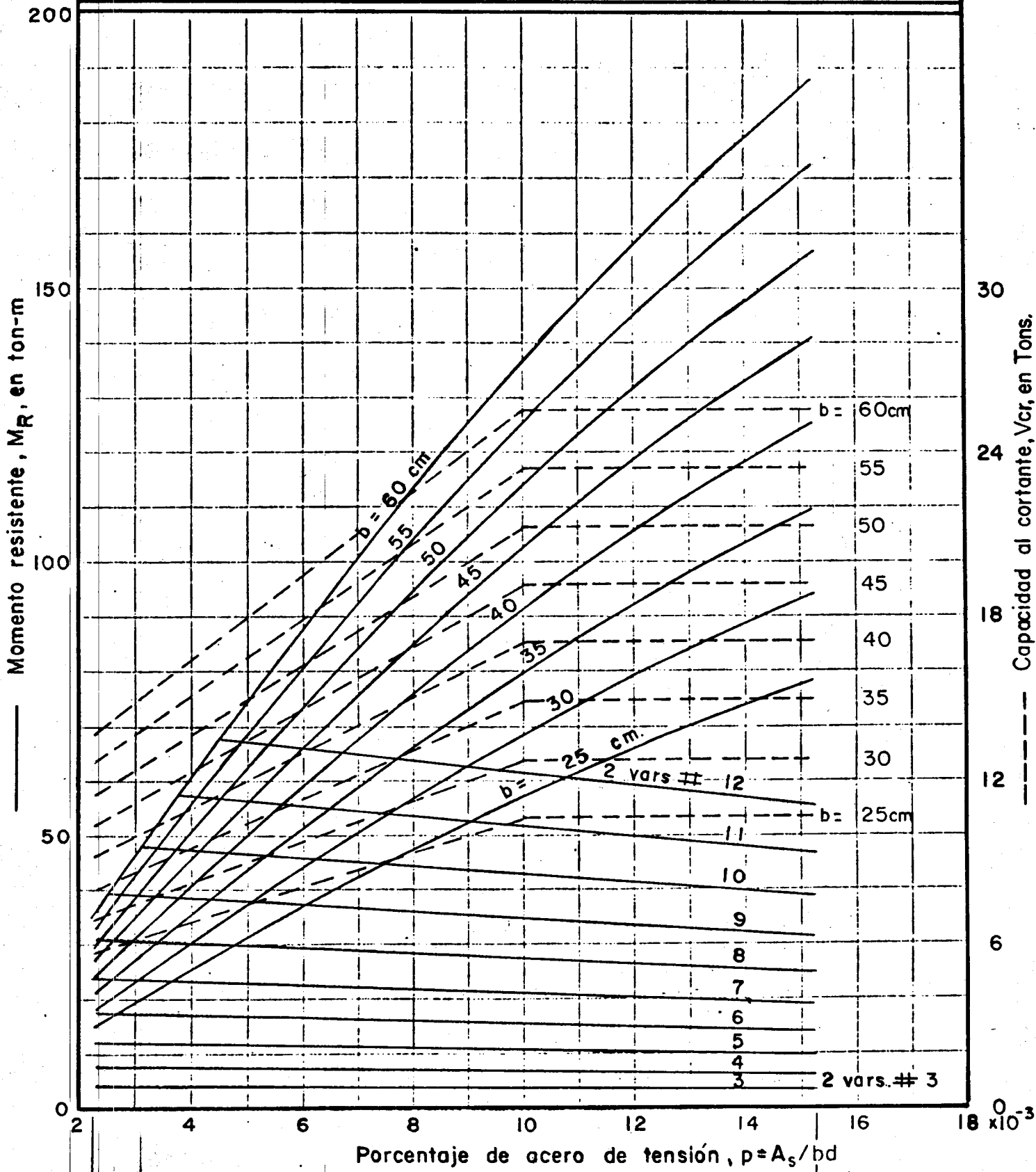


$p_{min} = 2.35$

$p_{m\acute{o}x} = 15.23$

Porcentaje de acero de tensión, $p = A_s/bd$

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $h = 90 \text{ cm.}$ $d = 84 \text{ cm.}$



$p_{\min} = 2.35$

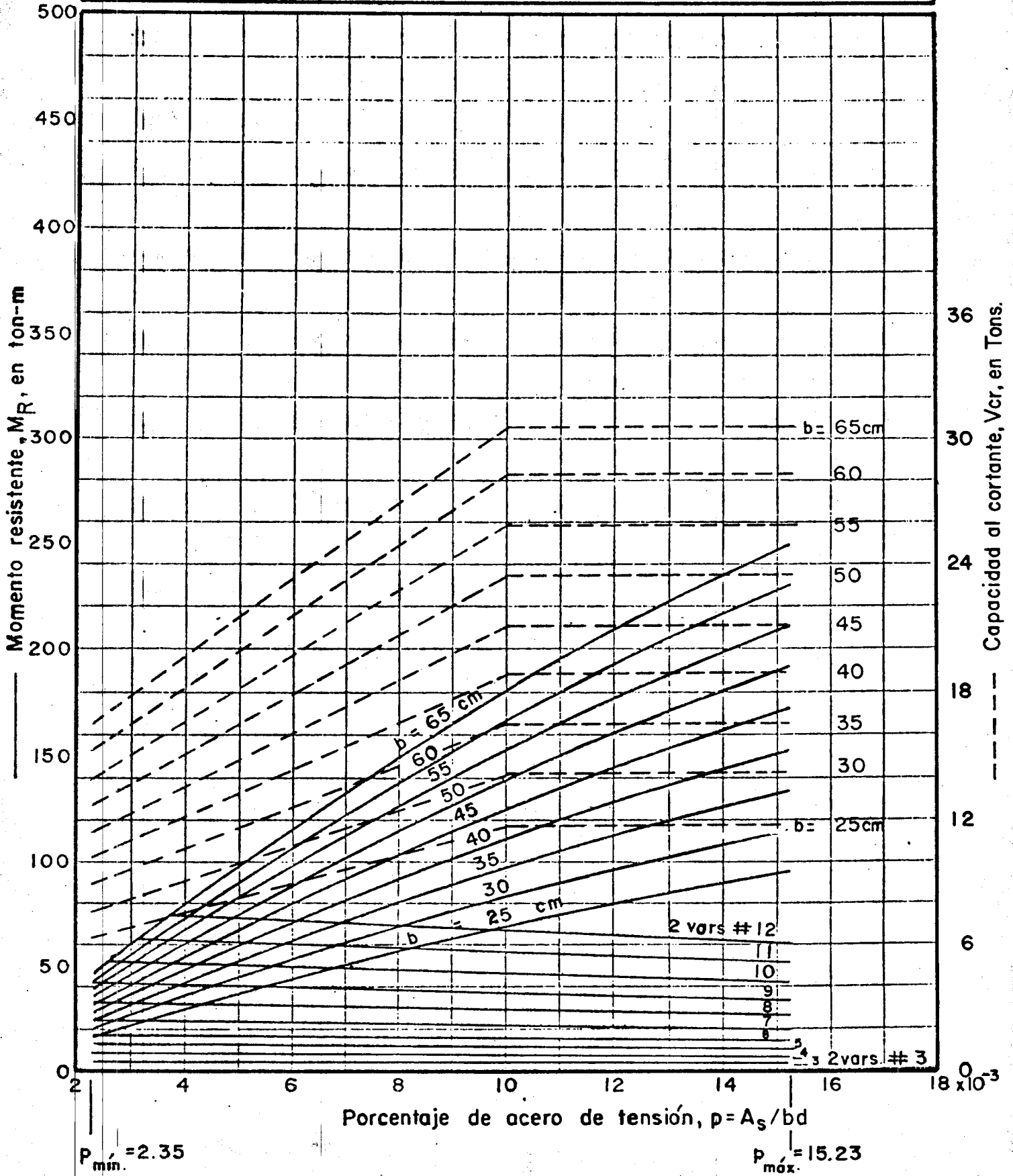
$p_{\max} = 15.23$

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

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

$h = 100 \text{ cm}$

$d = 93 \text{ cm}$



$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

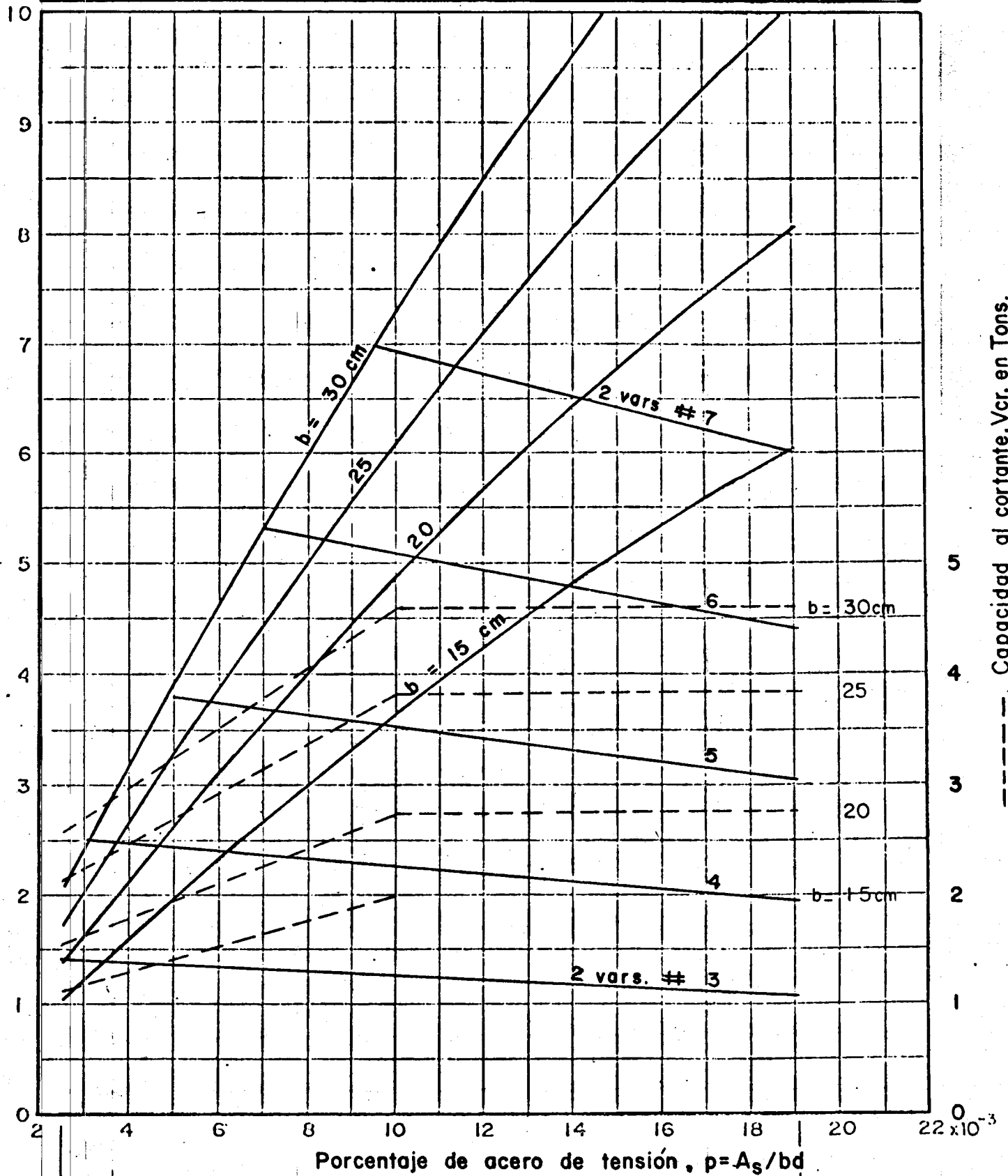
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$h = 30 \text{ cm}$

$d = 27 \text{ cm}$

Momento resistente, M_R , en ton-m

Capacidad al cortante, V_{cr} , en Tons.



$p_{\min} = 2.63$

$p_{\max} = 19.04$

Porcentaje de acero de tensión, $p = A_s/bd$

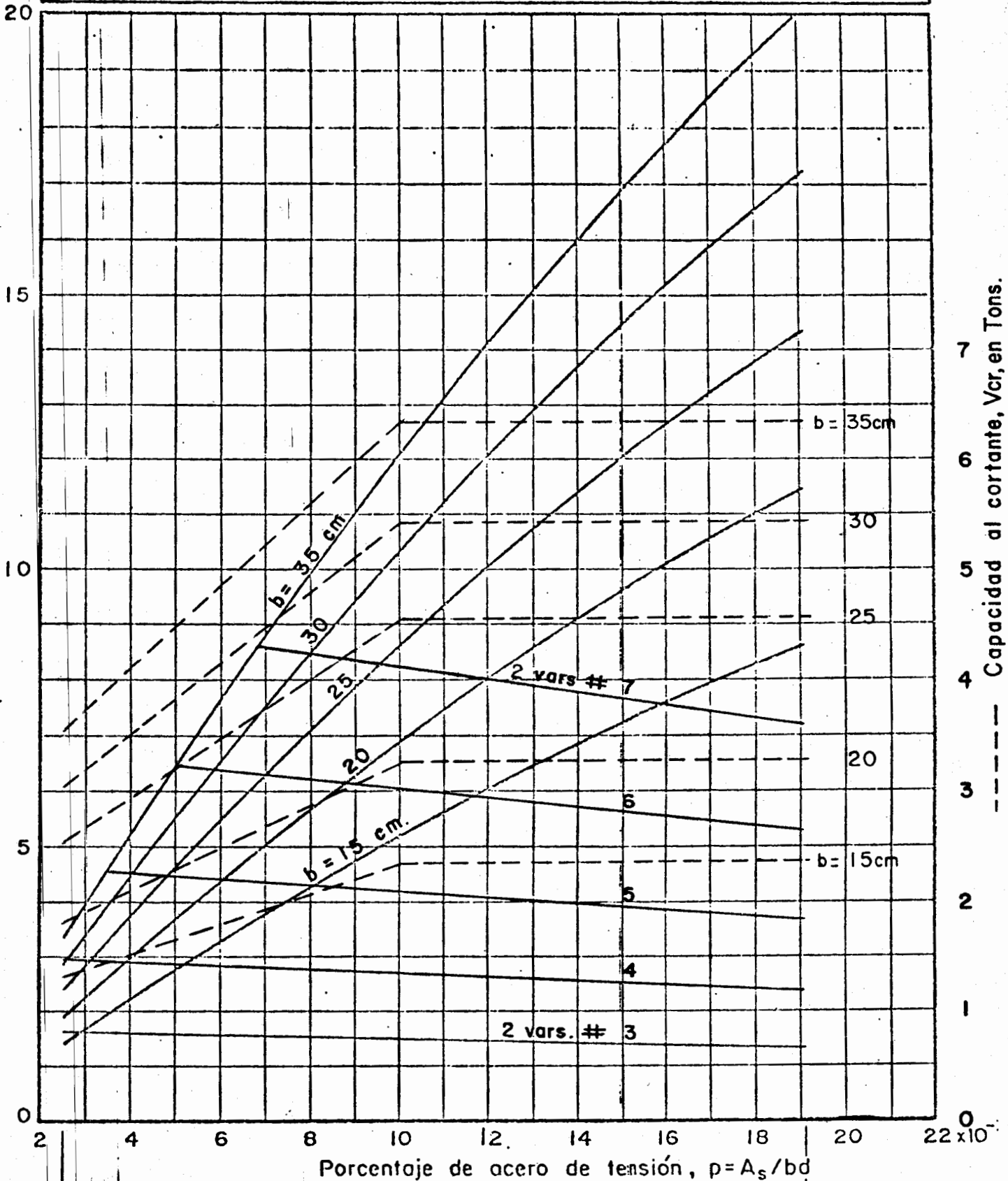
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

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

$h = 35 \text{ cm}$

$d = 32 \text{ cm}$

Momento resistente, M_R , en ton-m



Capacidad al cortante, V_{cr} , en Tons.

$p_{min} = 2.63$

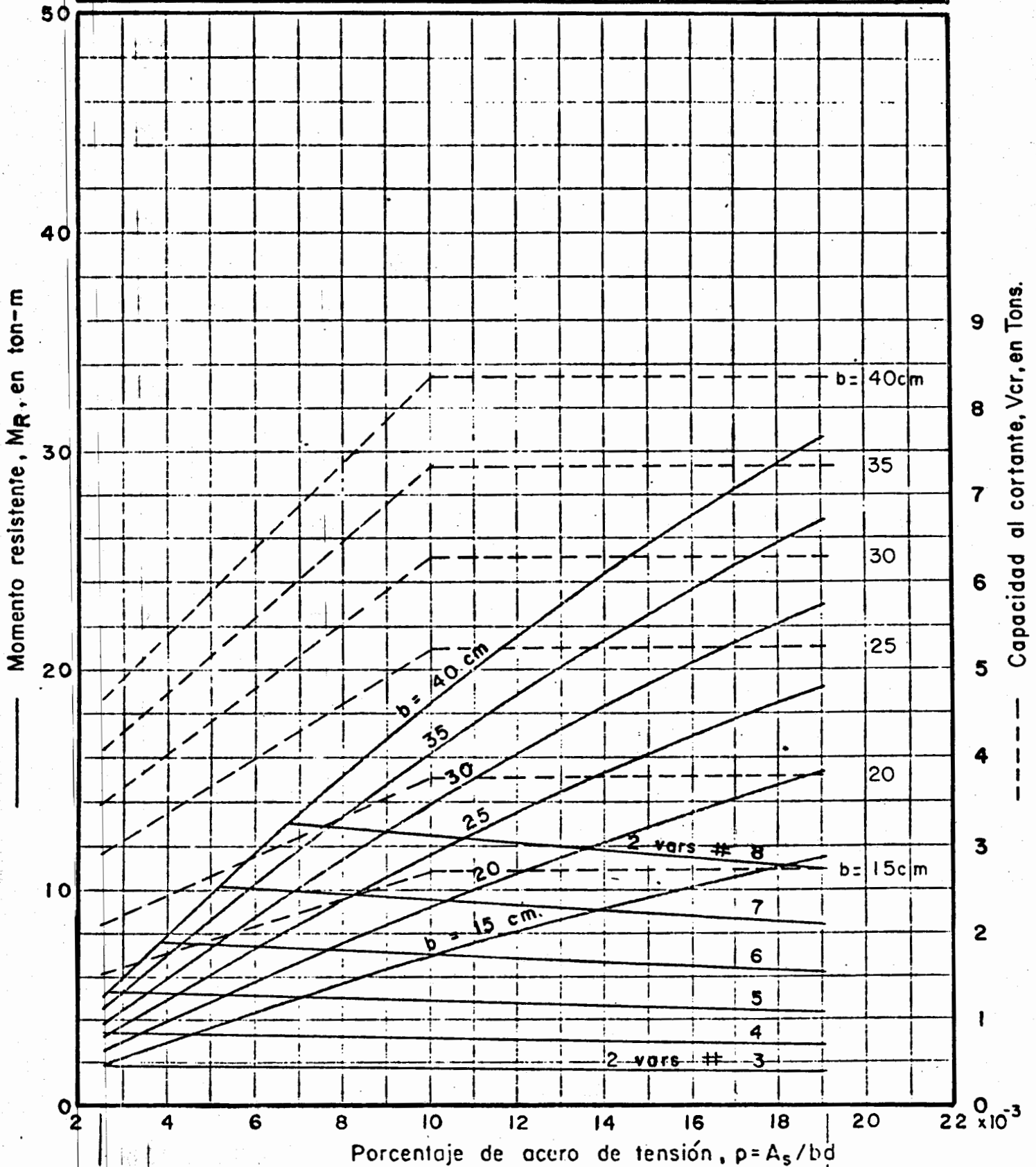
$p_{max} = 19.04$

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

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

$h = 40 \text{ cm}$

$d = 37 \text{ cm}$



$\rho_{\min} = 2.63$

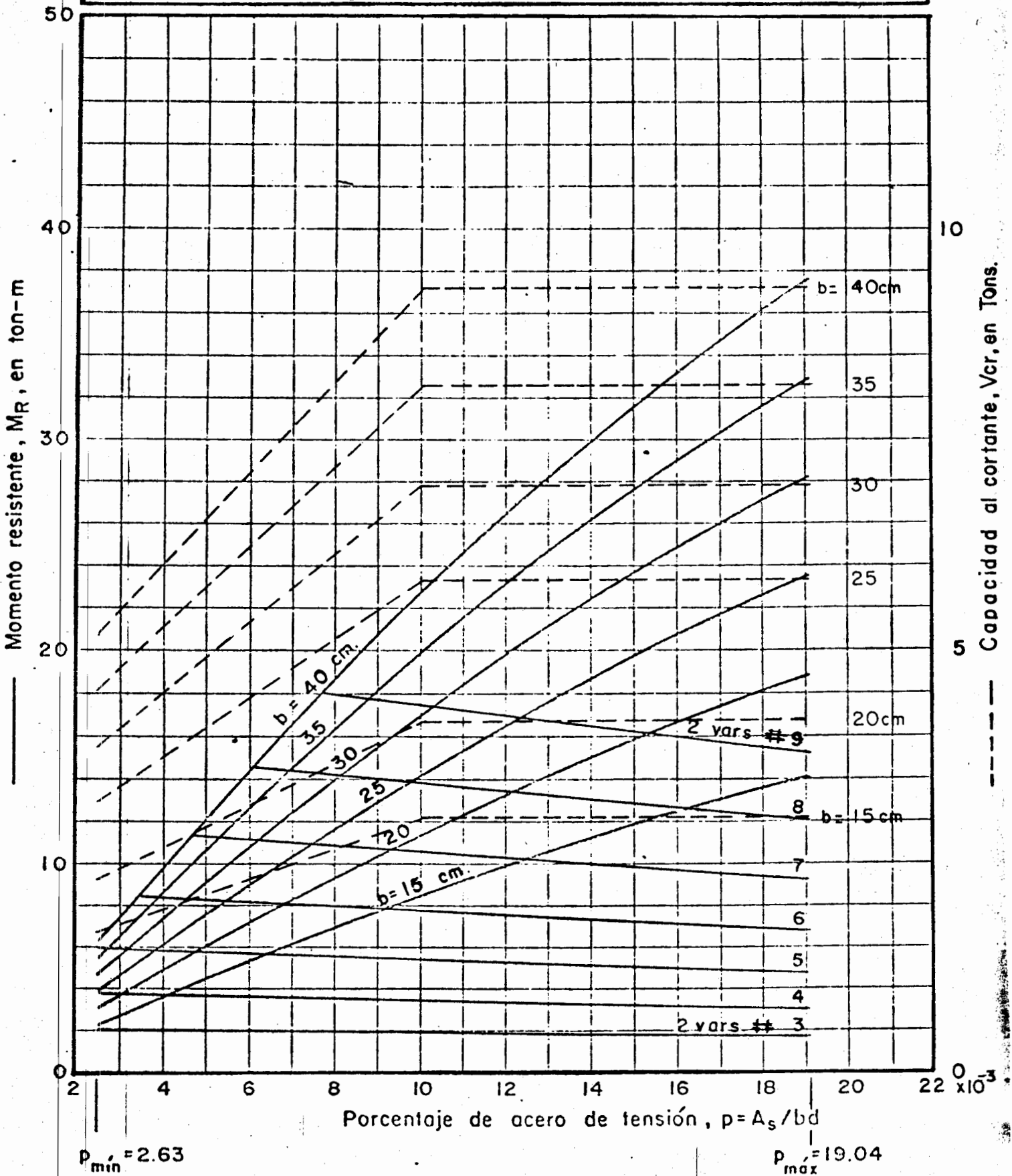
$\rho_{\max} = 19.04$

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

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

$h = 45 \text{ cm}$

$d = 41 \text{ cm}$

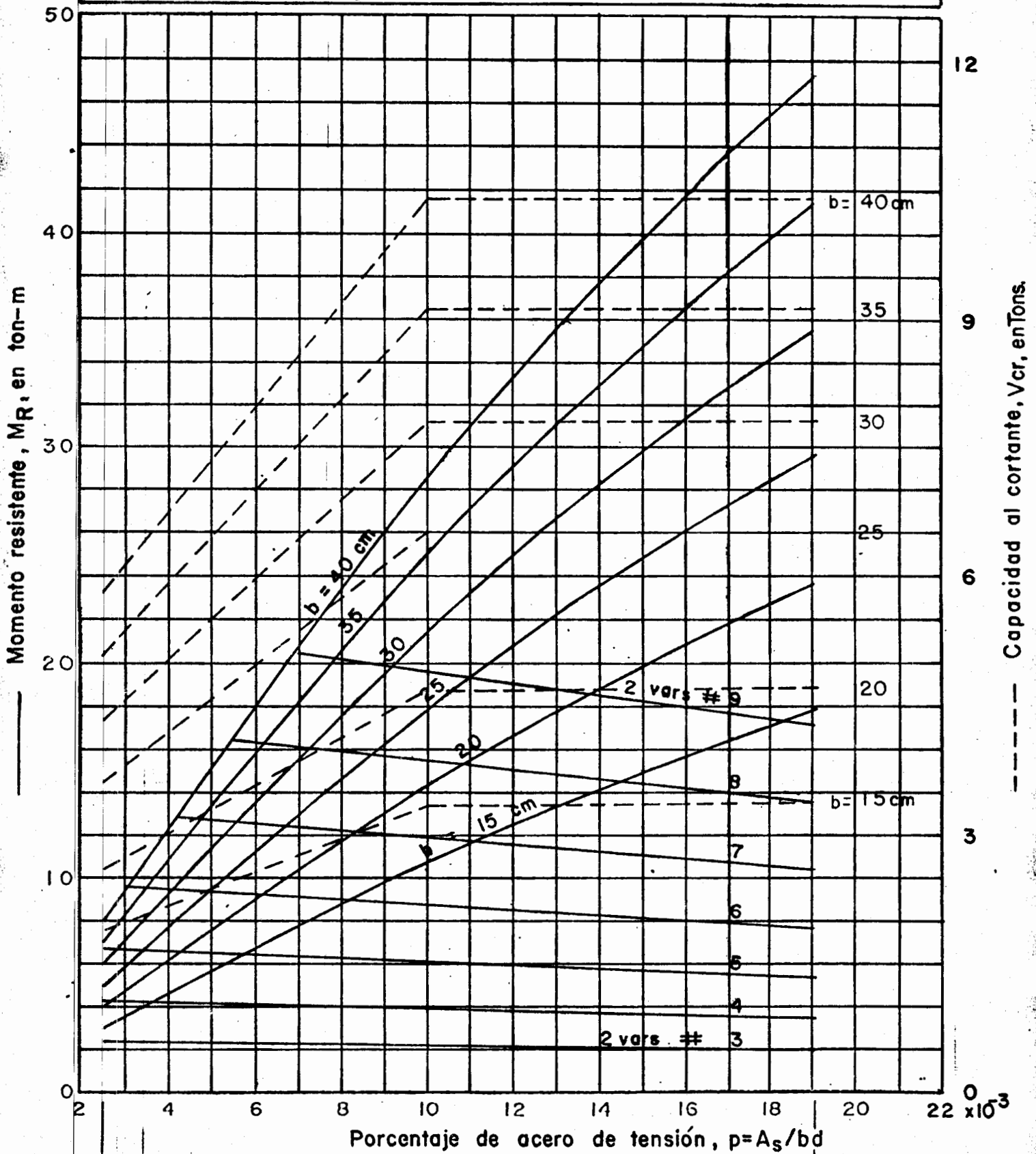


$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

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

$h = 50 \text{ cm}$

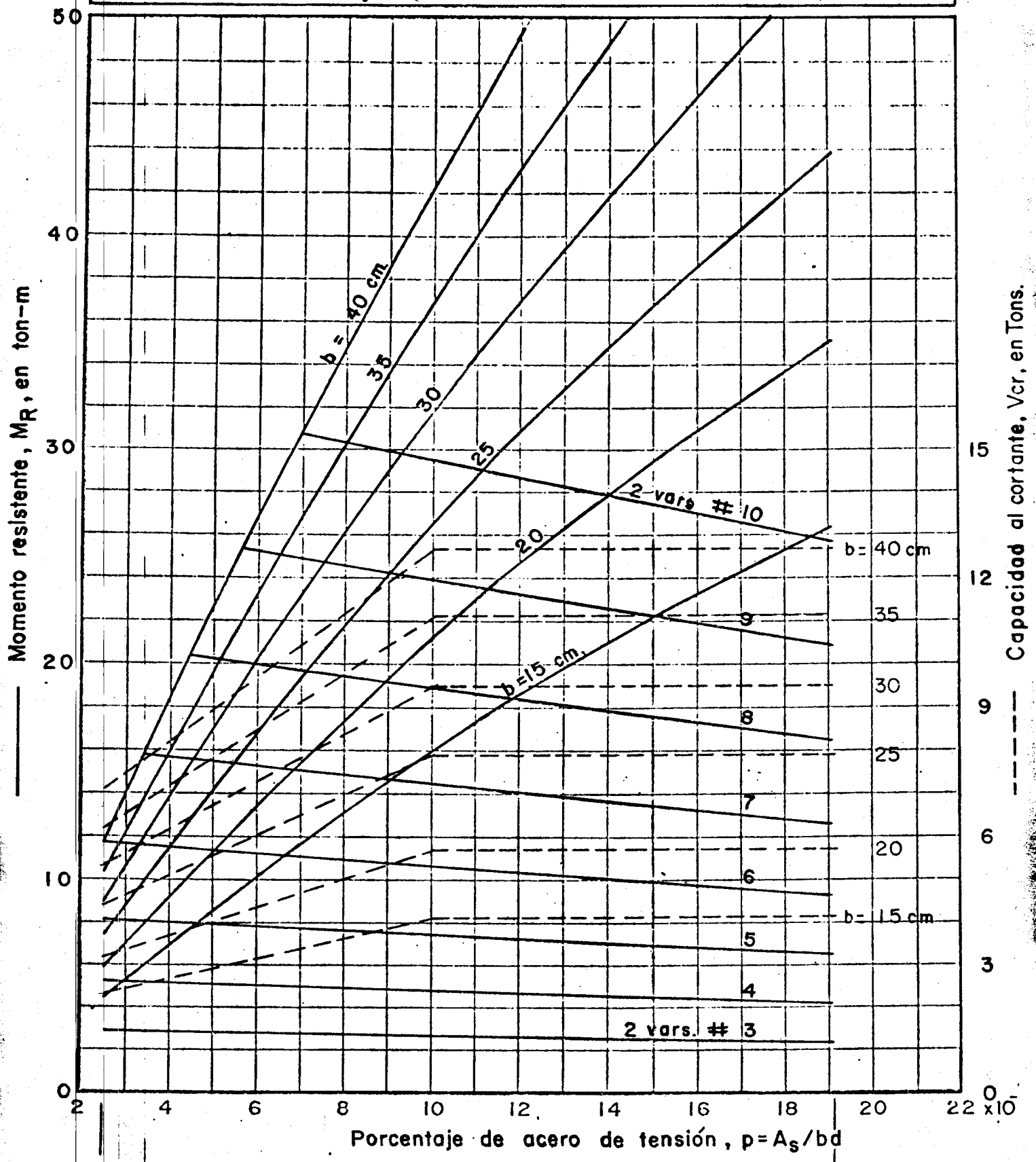
$d = 46 \text{ cm}$



$p_{\min} = 2.63$

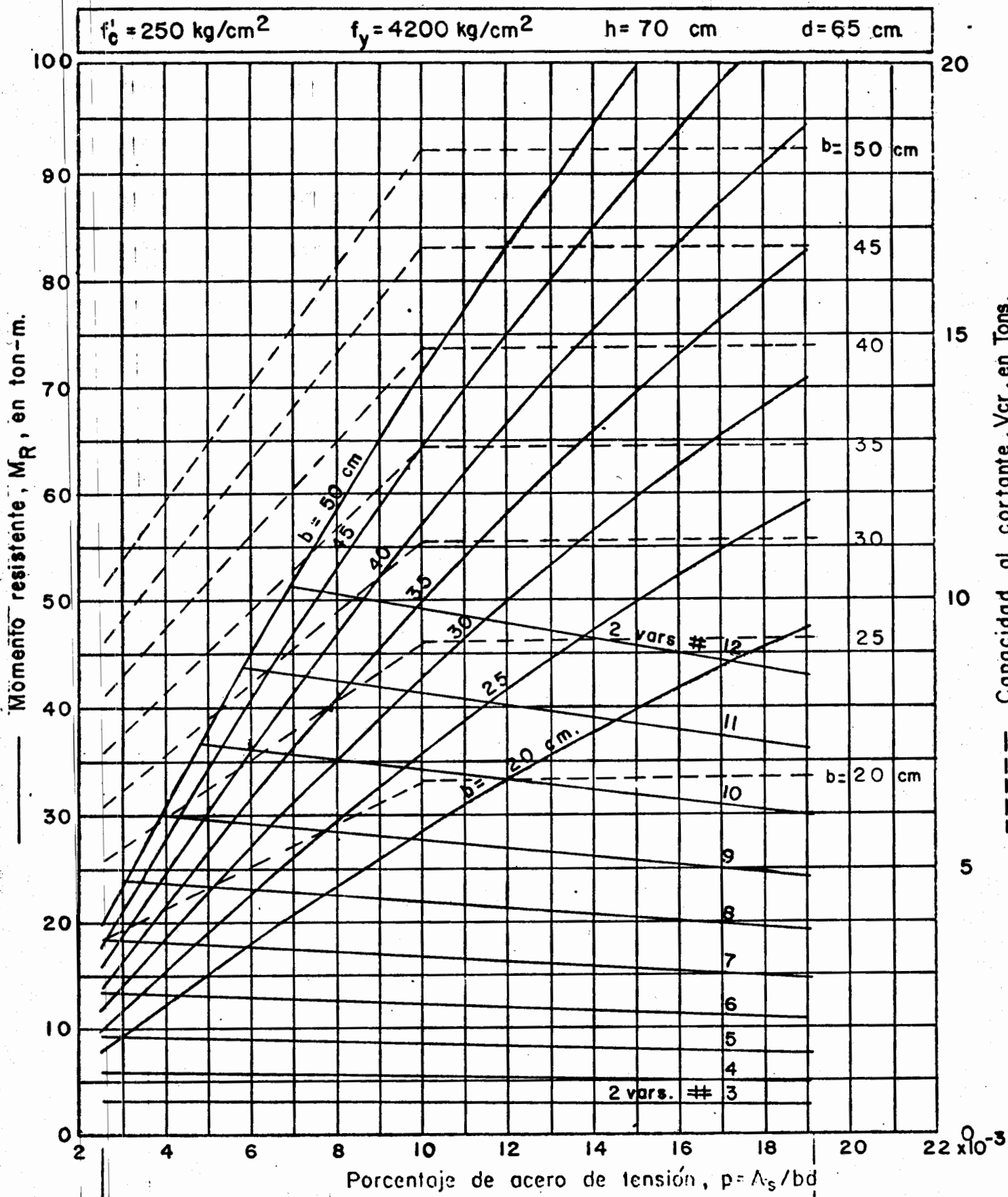
$p_{\max} = 19.04$

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $h = 60 \text{ cm}$ $d = 56 \text{ cm}$



$p_{min} = 2.63$

$p_{max} = 19.04$



$P_{min} = 2.63$

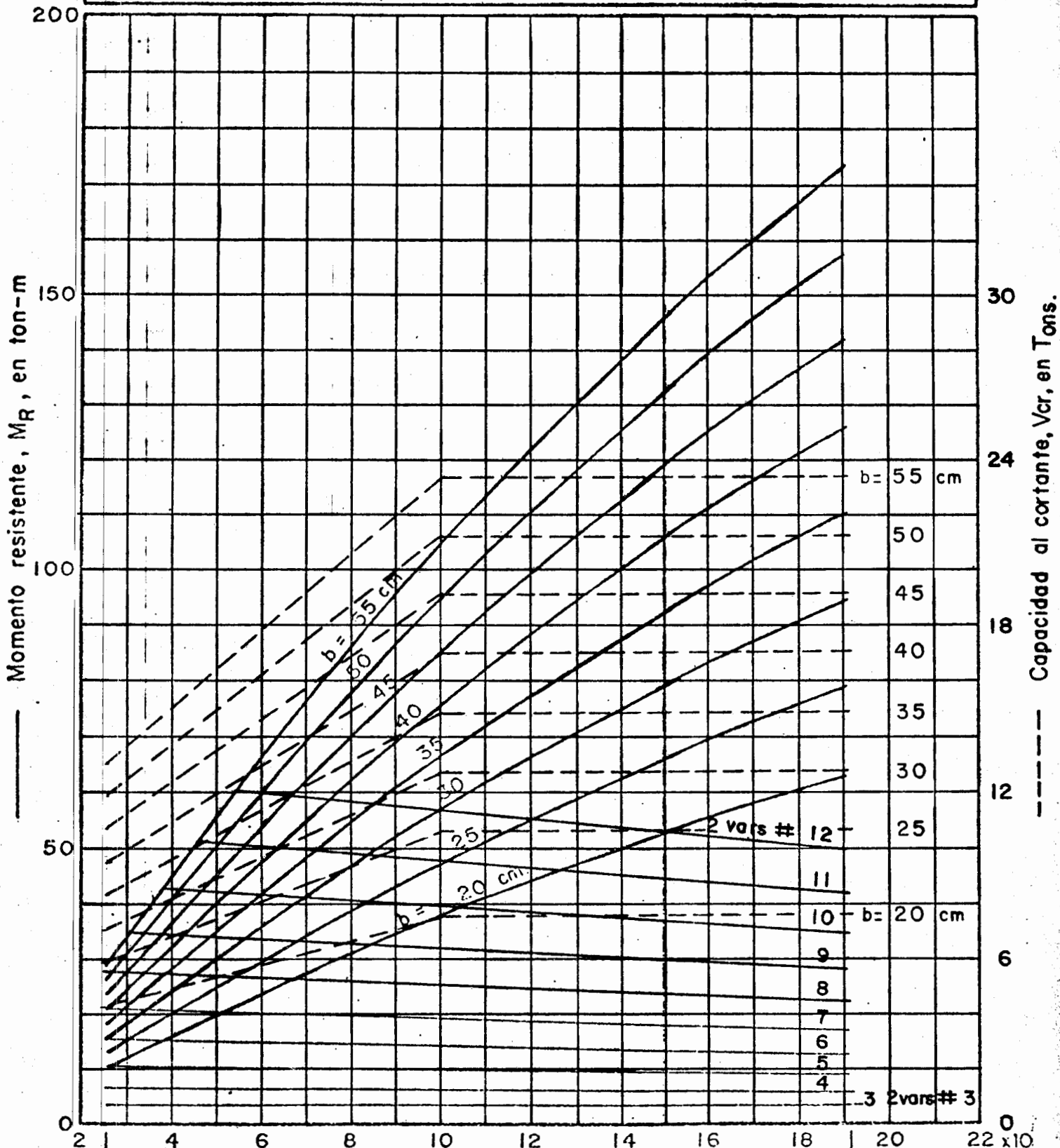
$P_{max} = 19.04$

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

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

$h = 80 \text{ cm}$

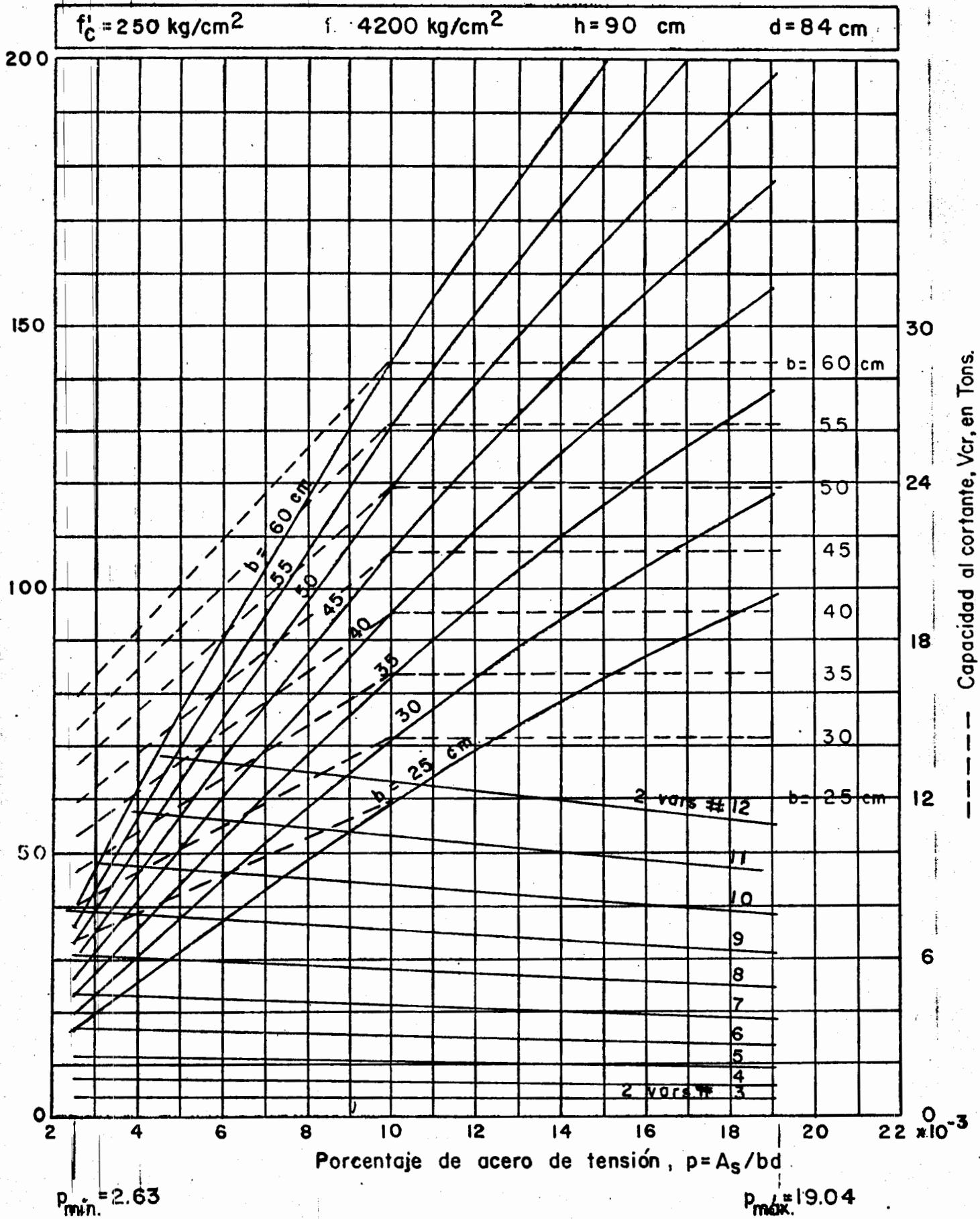
$d = 75 \text{ cm}$



Porcentaje de acero de tensión, $p = A_s/bd$

$p_{min} = 2.63$

$p_{max} = 19.04$

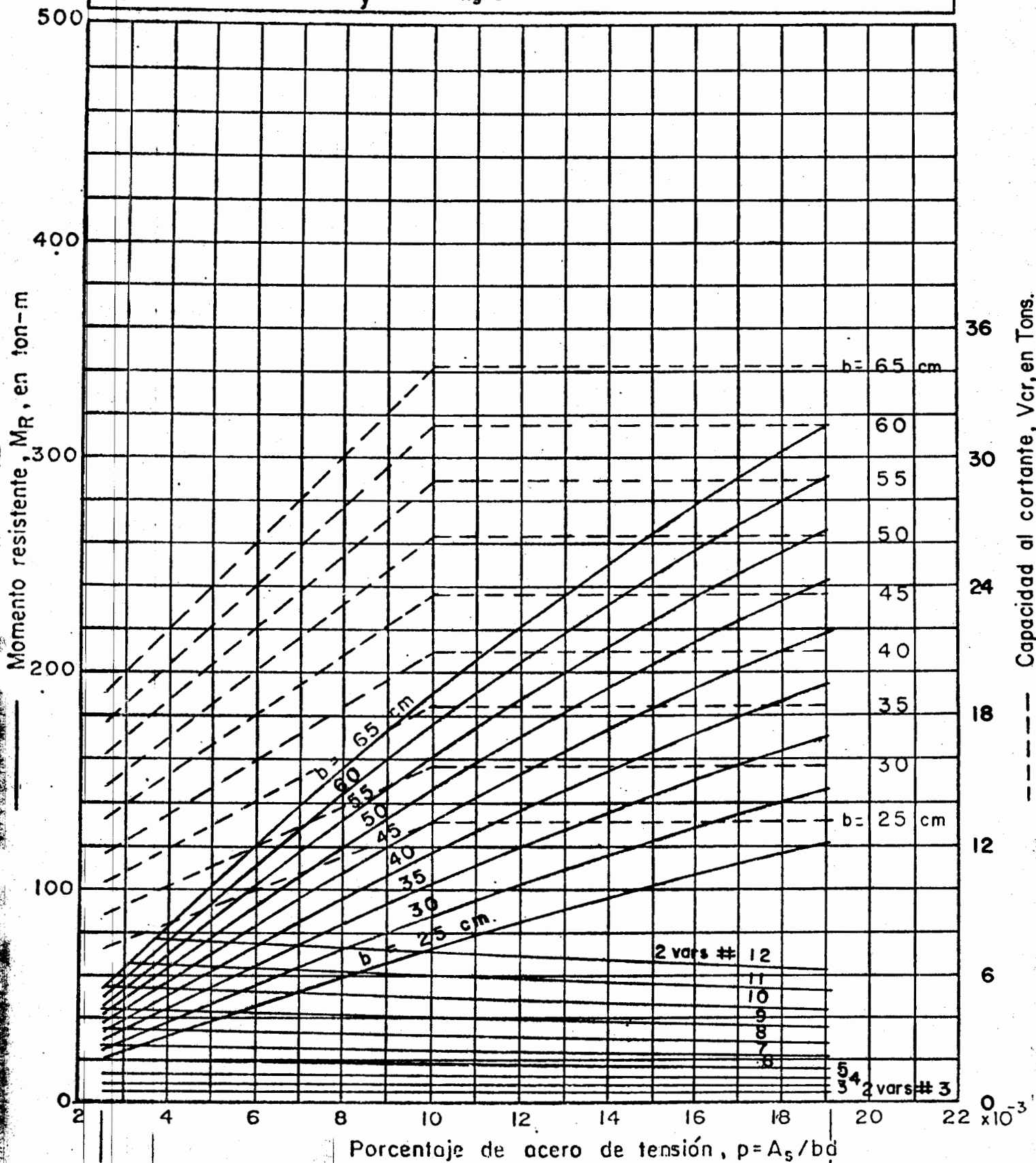


$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

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

$h = 100 \text{ cm}$

$d = 93 \text{ cm}$



$p_{min} = 2.63$

$p_{max} = 19.04$

Porcentaje de acero de tensión, $p = A_s / b d$

2 vars # 12

11
10
9
8
7
6

5
4
3 vars # 3

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

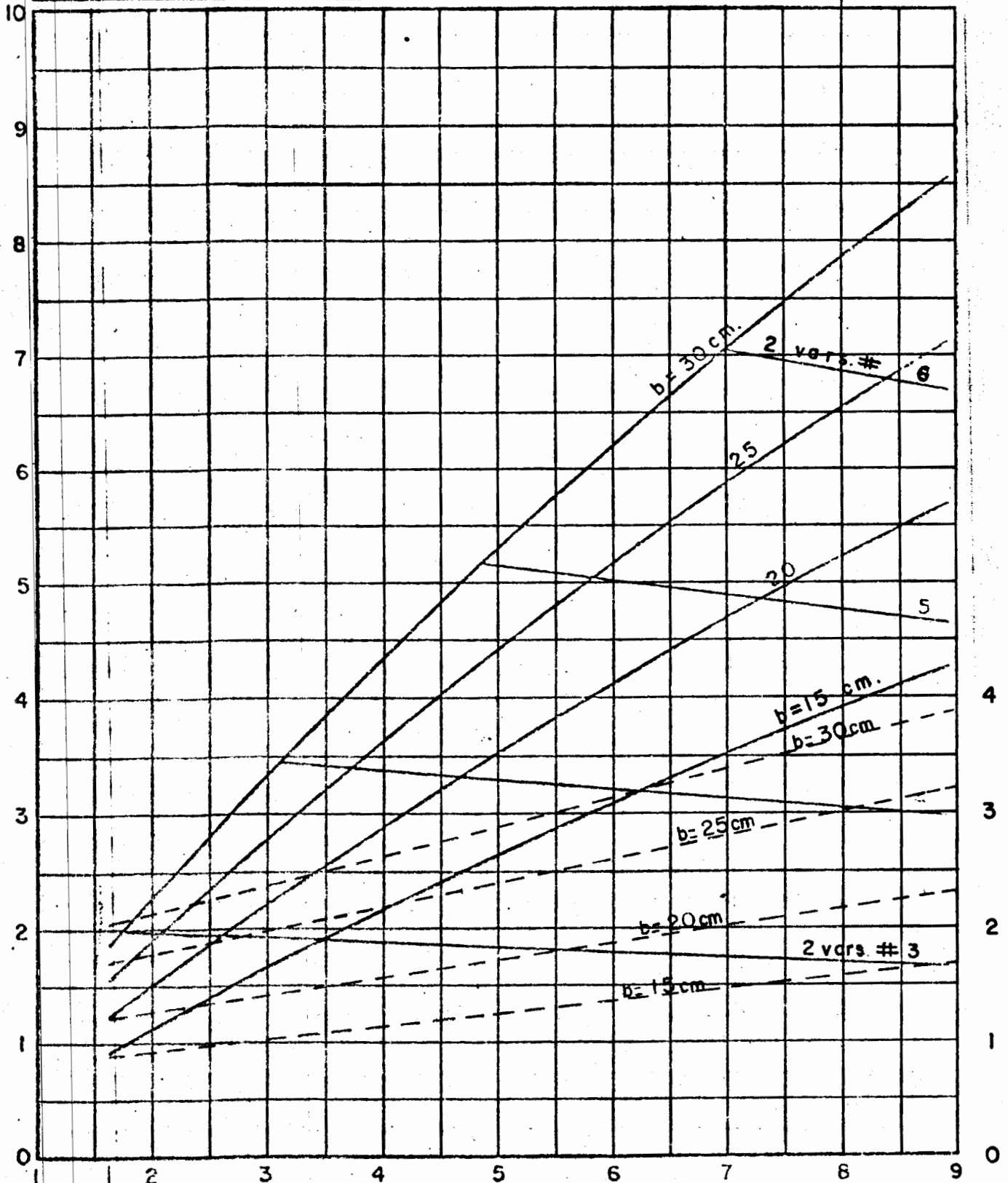
$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$h = 30 \text{ cm}$

$d = 27 \text{ cm}$

Momento resistente, M_R , en ton-m

Capacidad al cortante, V_{cr} , en Tons.



Porcentaje de acero de tensión, $p = A_s/bd$

$p_{mín.} = 1.64$

$p_{máx.} = 9.05$

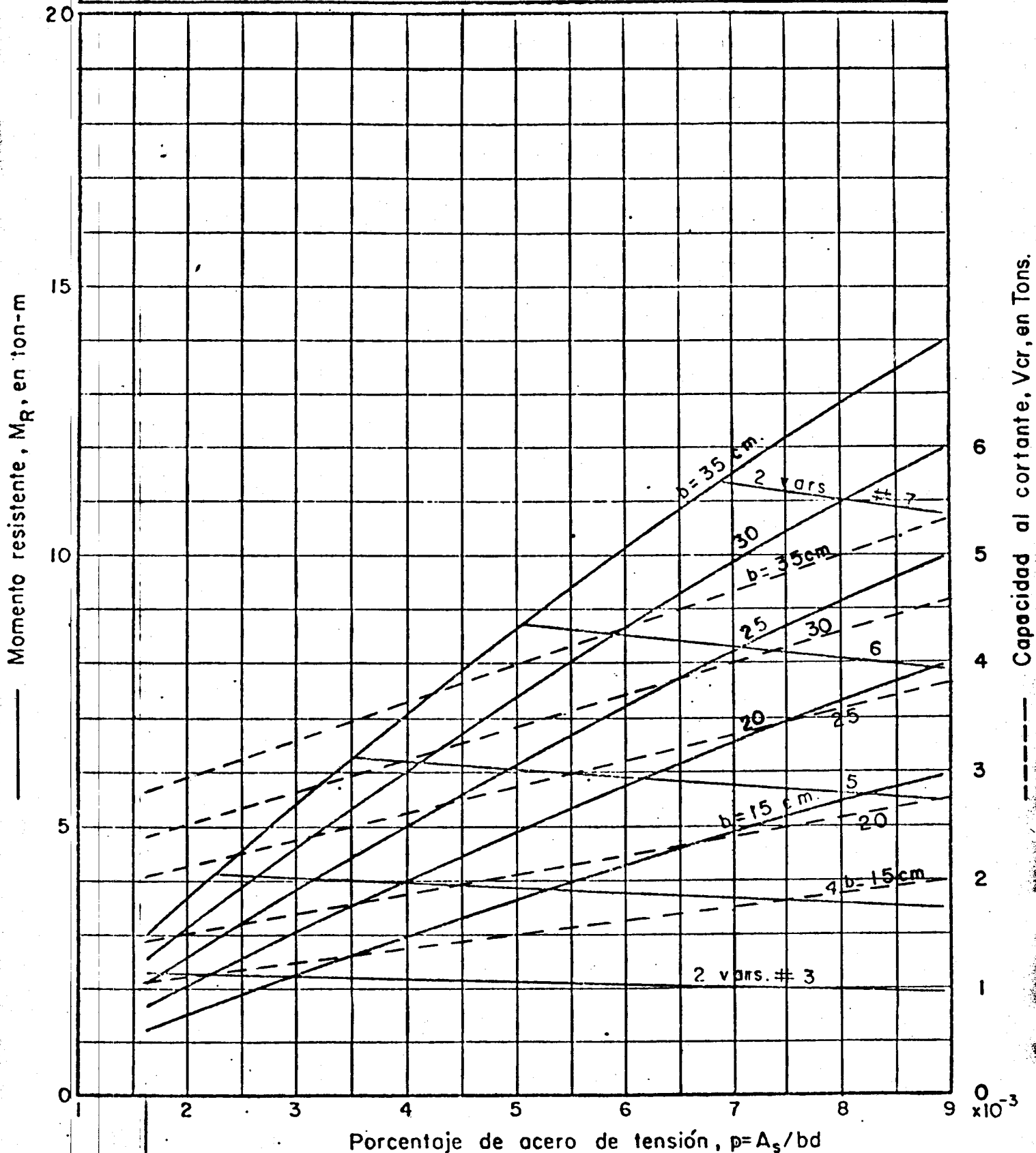
$b = 30 \text{ cm.}$
 2 var. # 6
 25
 20
 5
 $b = 15 \text{ cm.}$
 $b = 30 \text{ cm.}$
 $b = 25 \text{ cm.}$
 $b = 20 \text{ cm.}$
 $b = 15 \text{ cm.}$
 2 var. # 3

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$h = 35 \text{ cm}$

$d = 32 \text{ cm}$



$p_{\min.} = 1.64$

$p_{\max.} = 9.05$

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

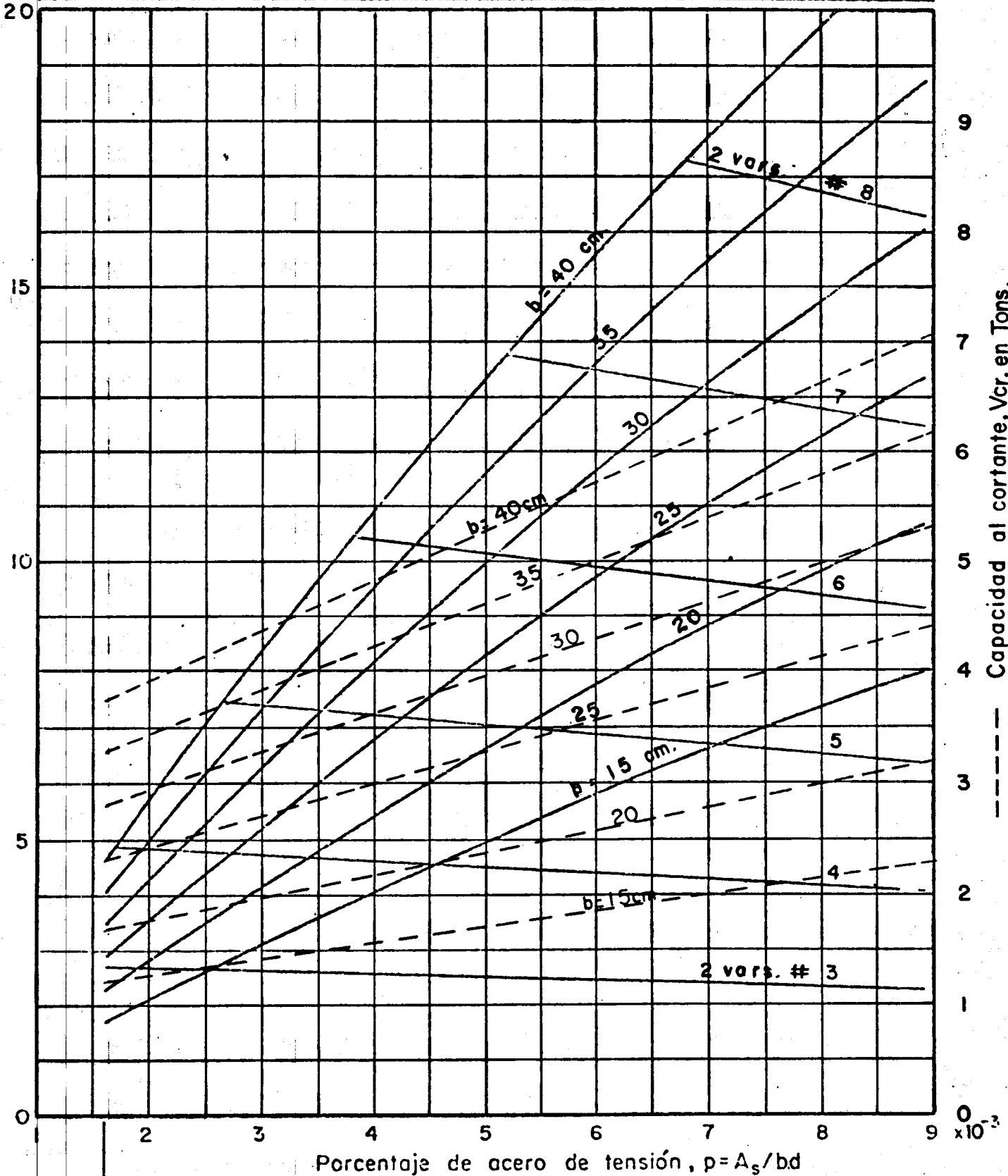
$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$h = 40 \text{ cm}$

$d = 37 \text{ cm}$

Momento resistente, M_R , en ton-m

Capacidad al cortante, V_{cr} , en Tons.



$p_{min} = 1.64$

Porcentaje de acero de tensión, $p = A_s / bd$

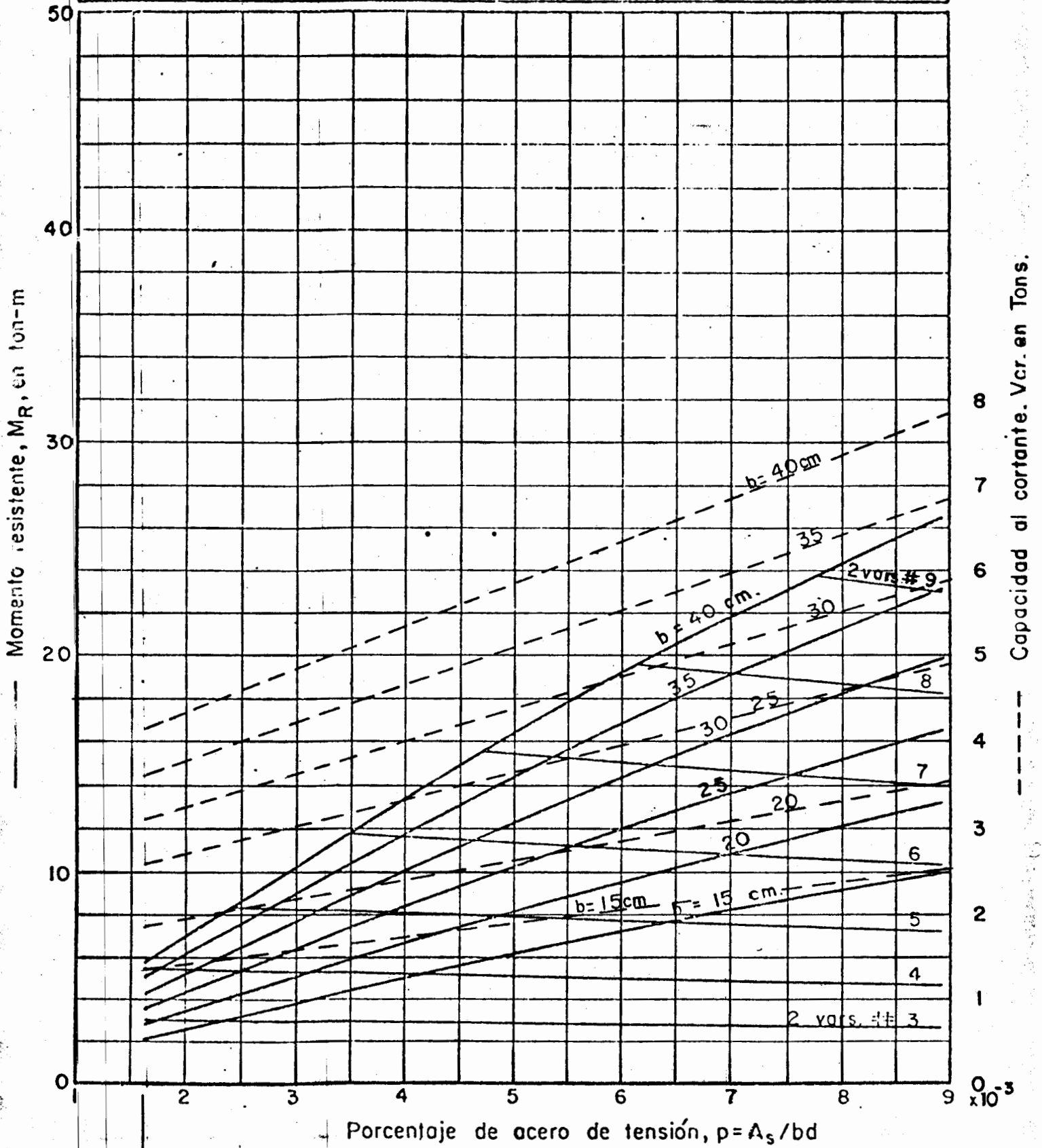
$p_{mox} = 9.05$

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$h = 45 \text{ cm}$

$d = 41 \text{ cm}$



$p_{\text{mín.}} = 1.64$

$p_{\text{máx.}} = 9.05$

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$h = 50 \text{ cm}$

$d = 46 \text{ cm}$

Momento resistente, M_R , en ton-m

50
40
30
20
10
0

Capacidad al cortante, V_c , en Tons.

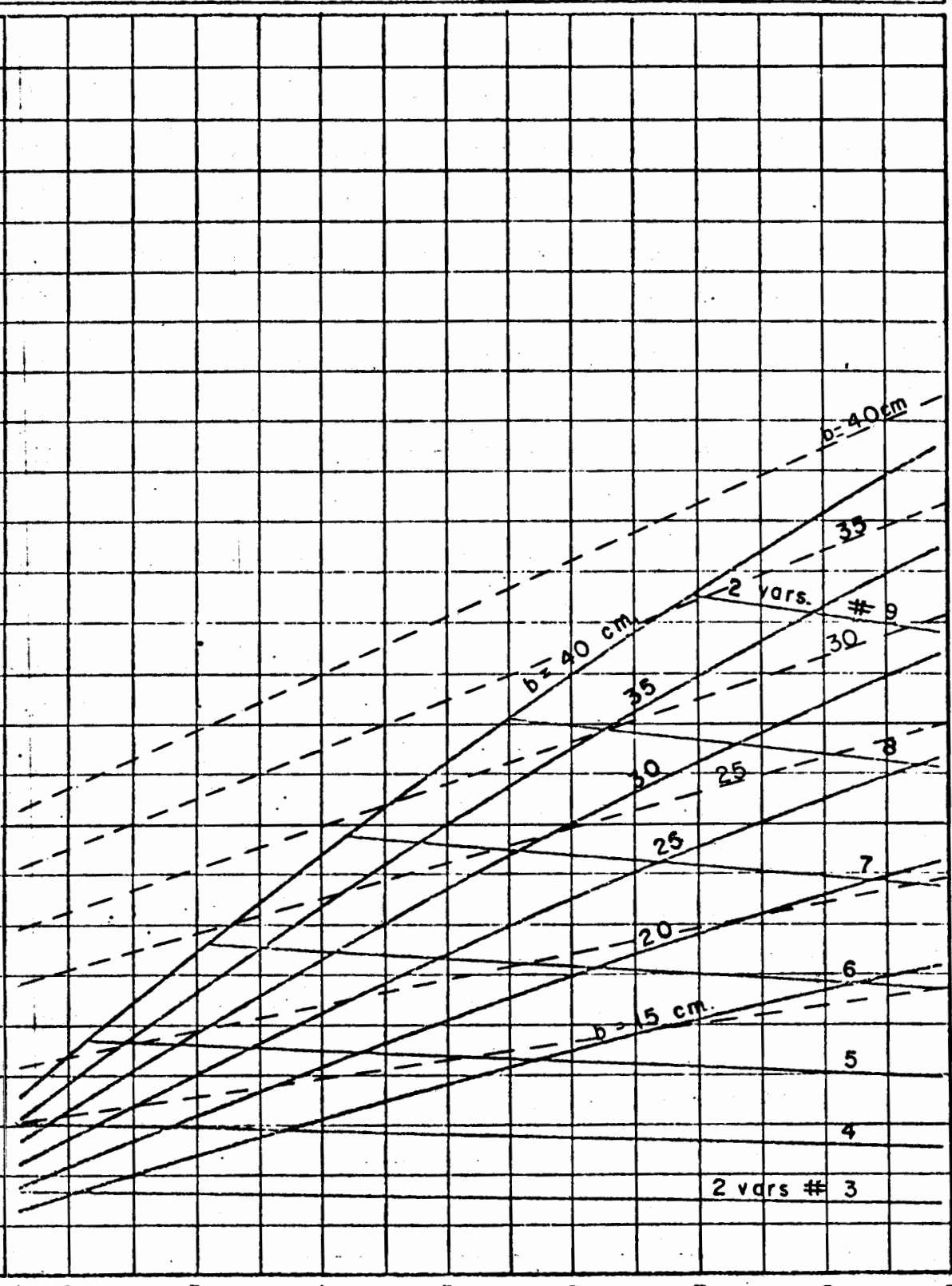
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0

Porcentaje de acero de tensión, $p = A_s/bd$

$\times 10^{-2}$

$p_{\text{mín.}} = 1.64$

$p_{\text{máx.}} = 9.05$

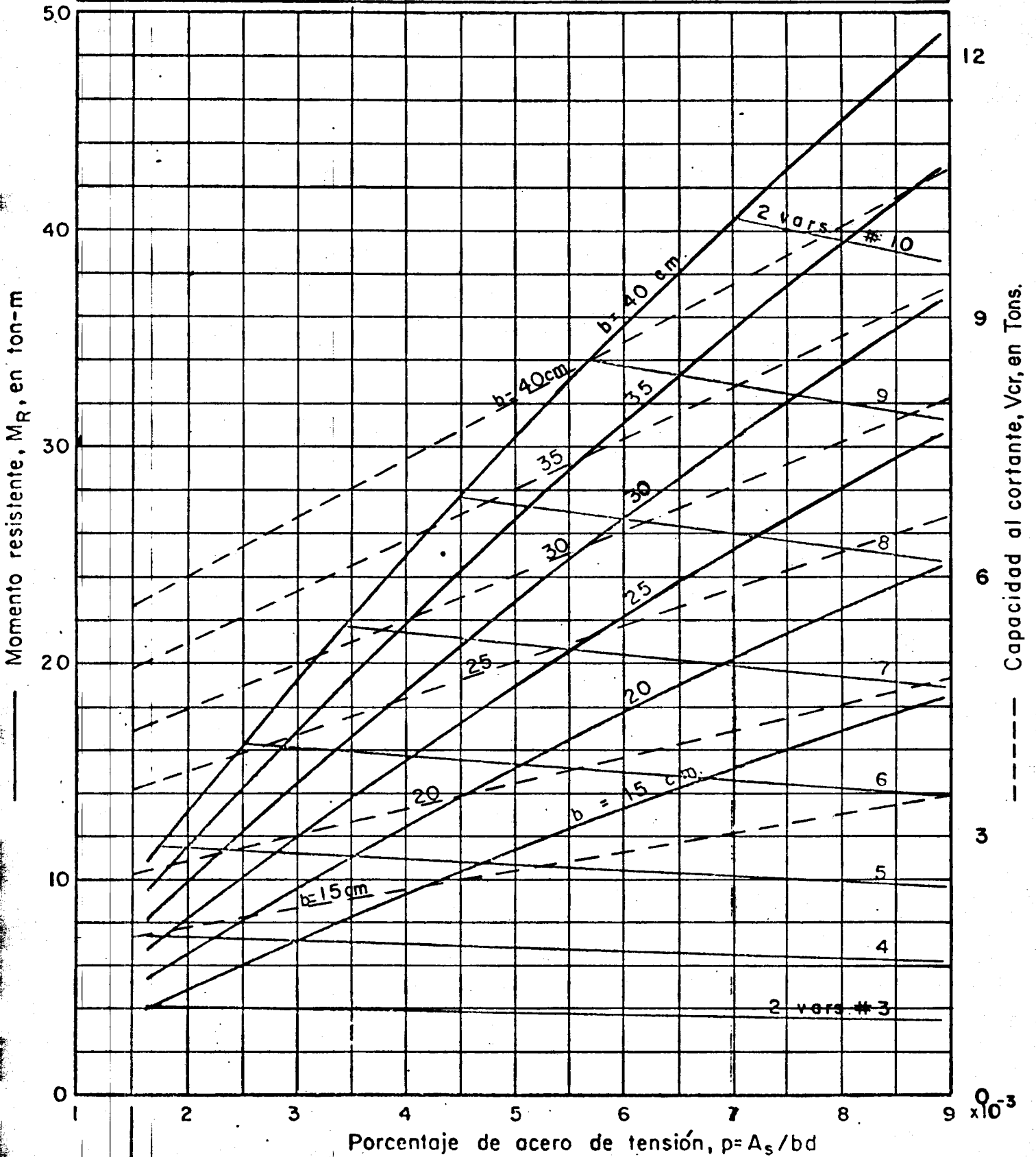


$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$h = 60 \text{ cm}$

$d = 56 \text{ cm}$



$p_{min.} = 1.64$

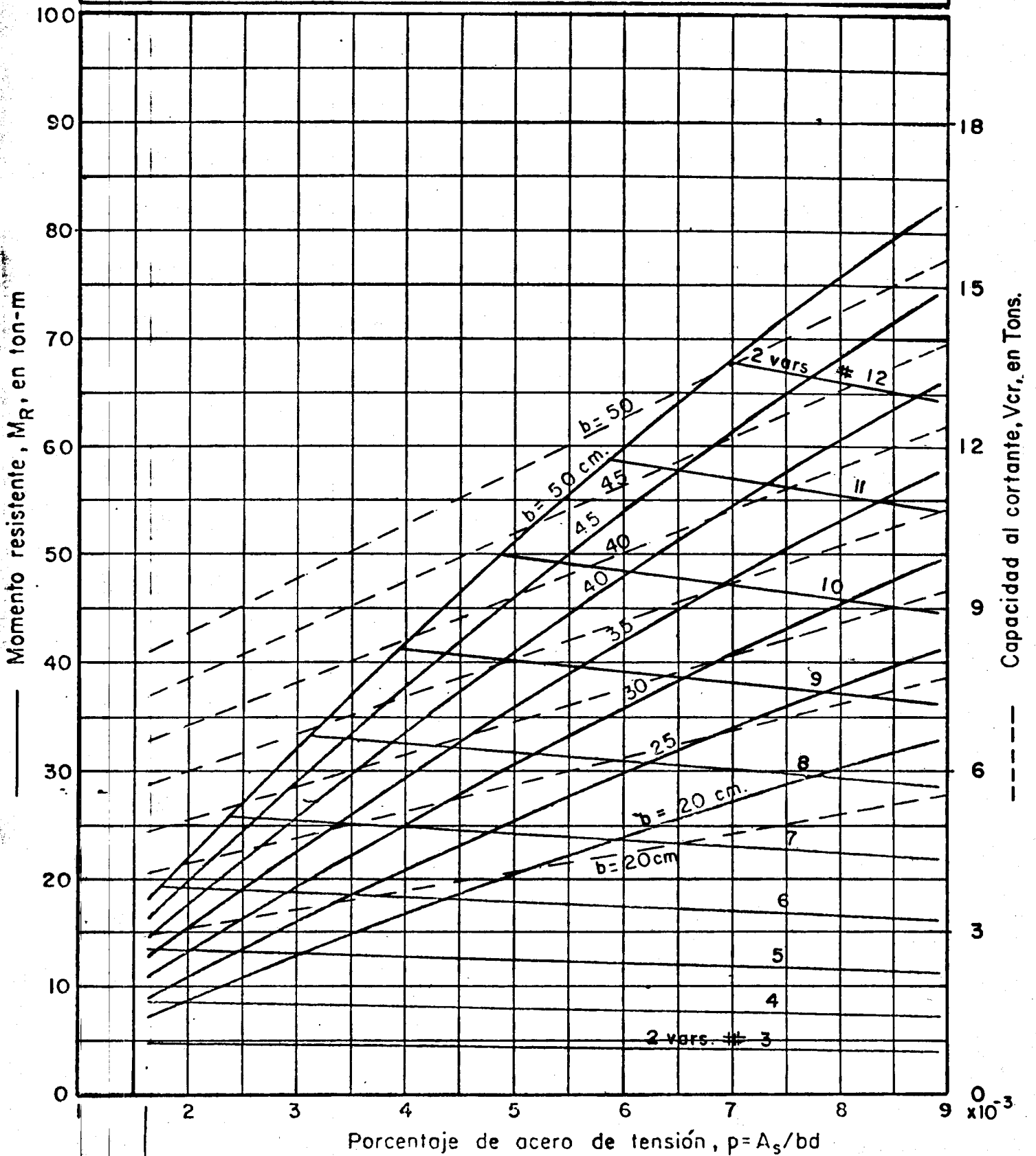
$p_{max.} = 9.05$

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

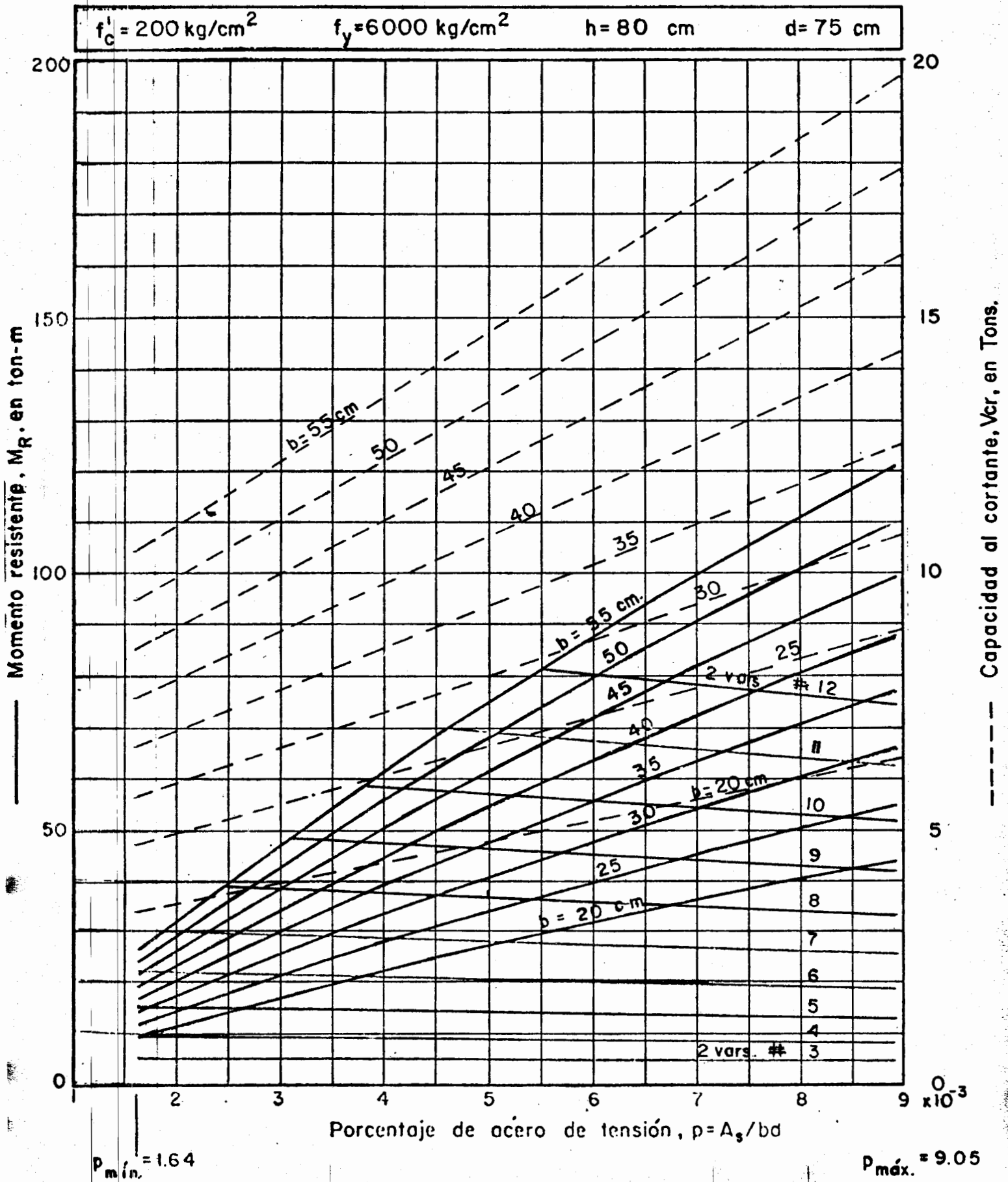
$h = 70 \text{ cm}$

$d = 65 \text{ cm}$



$\rho_{mfn.} = 1.64$

$\rho_{m\acute{a}x.} = 9.05$

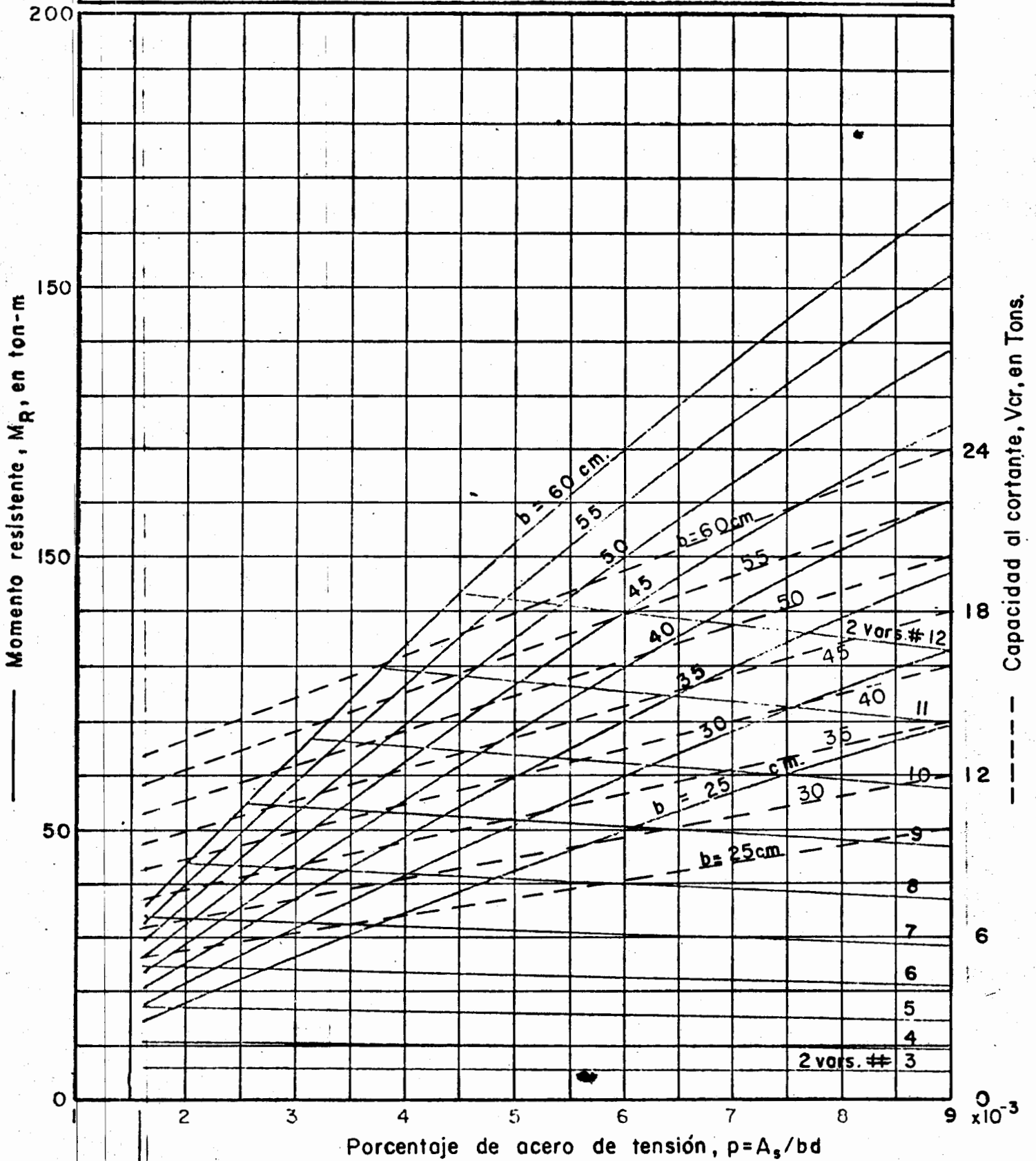


$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$

$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$h = 90 \text{ cm.}$

$d = 84 \text{ cm}$



$p_{min} = 1.64$

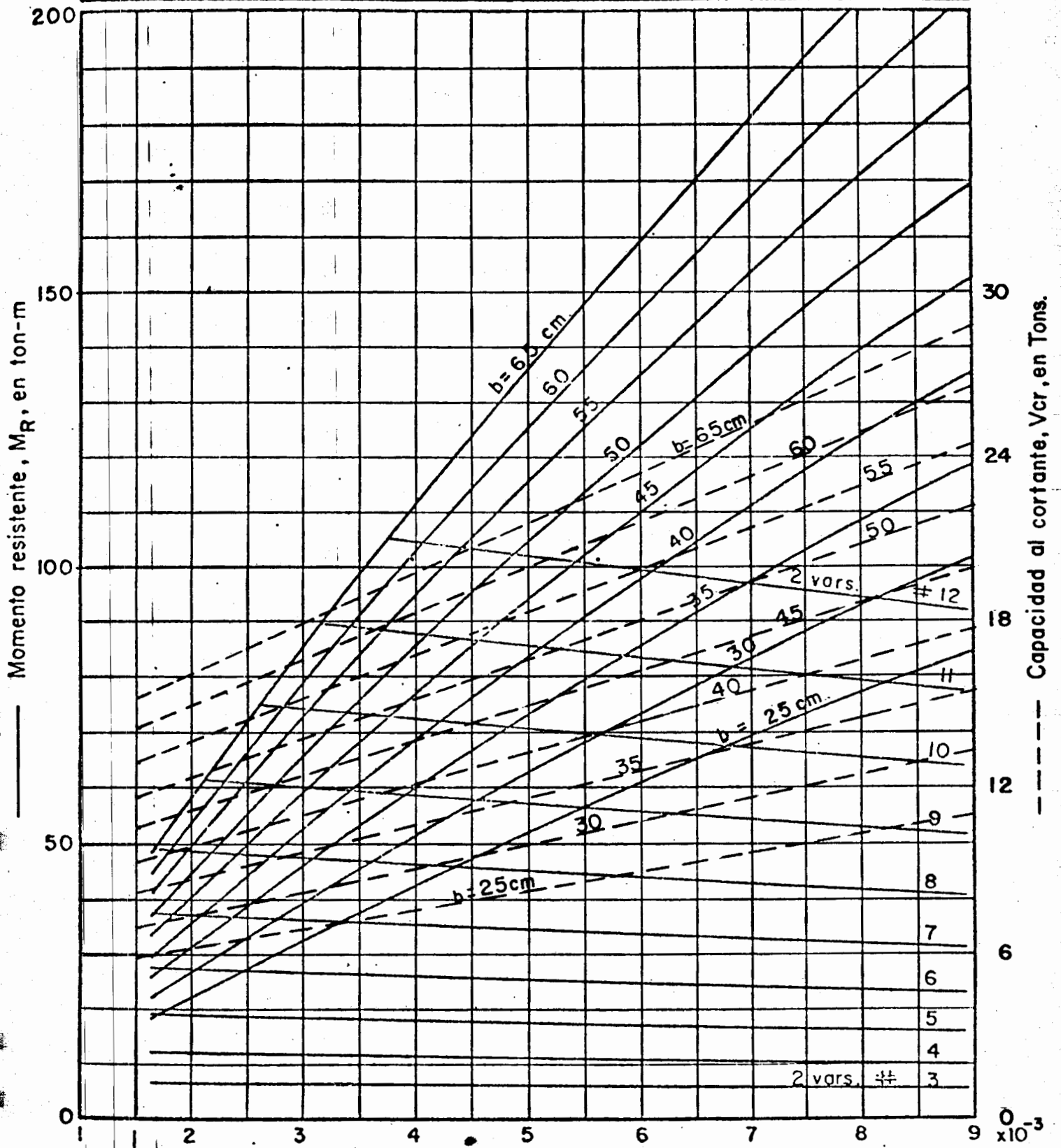
$p_{max} = 9.05$

$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$h = 100 \text{ cm}$

$d = 93 \text{ cm}$



$p_{min.} = 1.64$

$p_{max.} = 9.05$

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

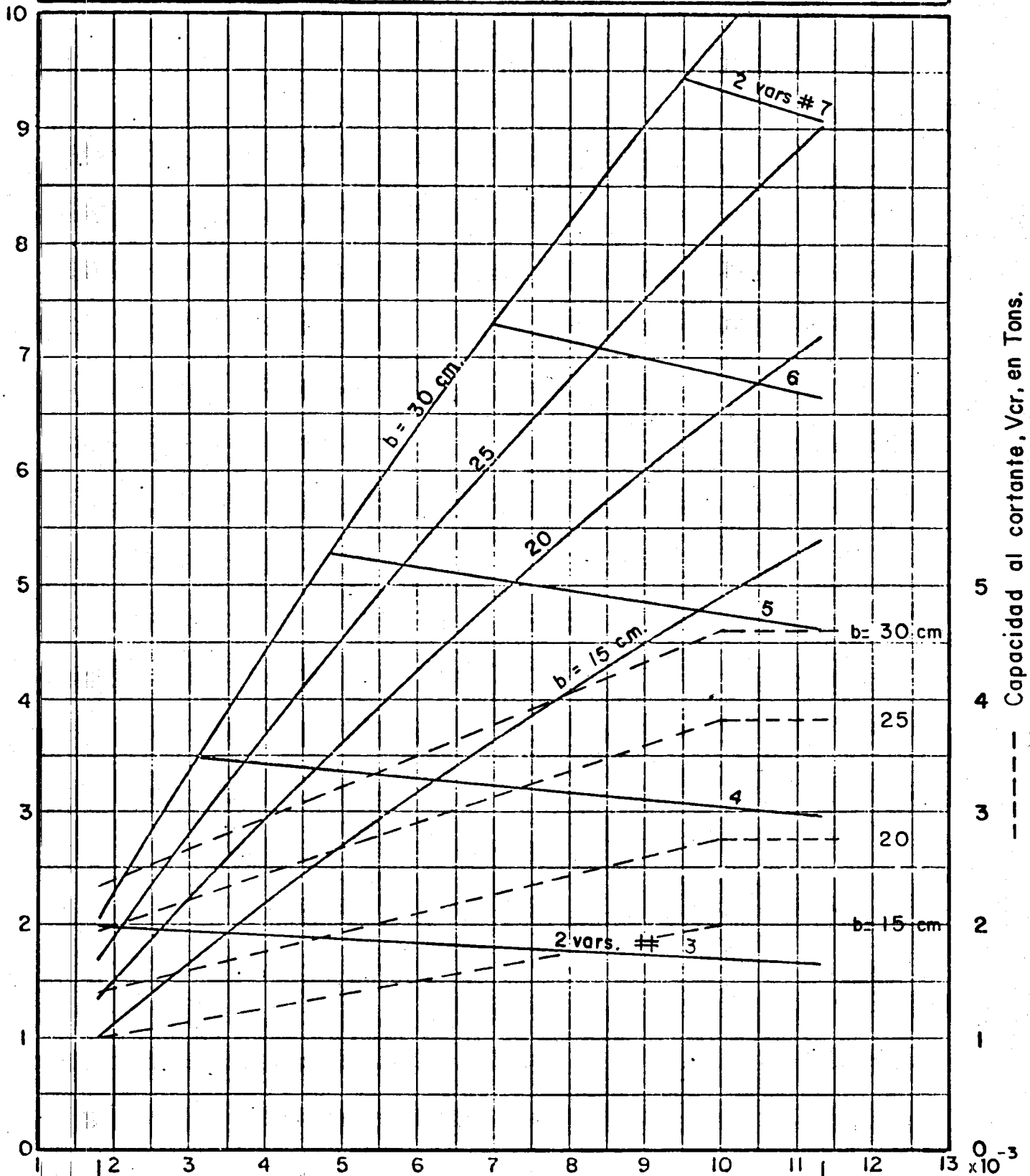
$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$h = 30 \text{ cm}$

$d = 27 \text{ cm}$

Momento resistente, M_R , en ton-m

Capacidad al cortante, V_{cr} , en Tons.



Porcentaje de acero de tensión, $p = A_s/bd$

$p_{\text{mín.}} = 1.84$

$p_{\text{máx.}} = 11.32$

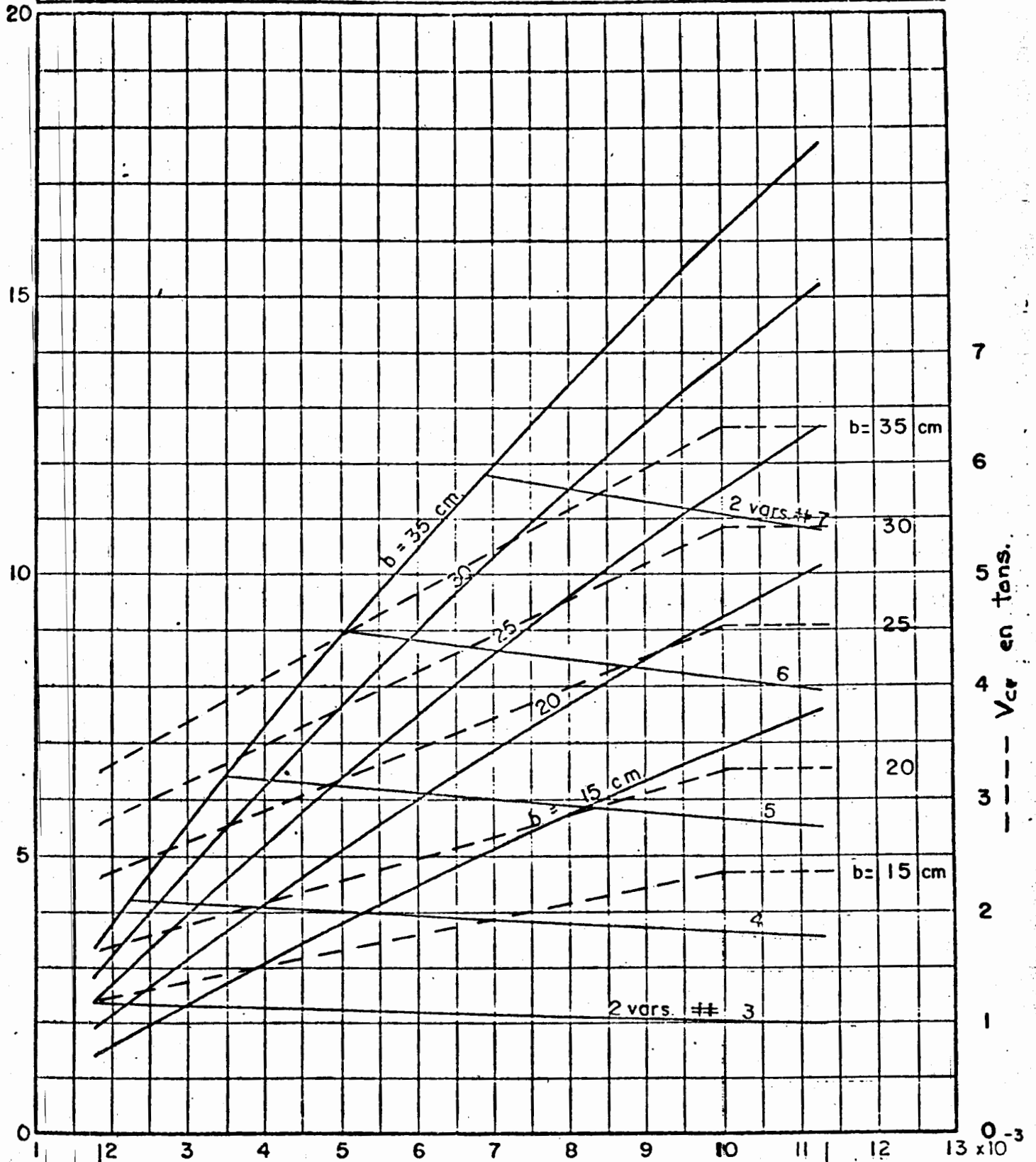
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$h = 35 \text{ cm}$

$d = 32 \text{ cm}$

Momento resistente, M_R , en ton-m



$P_{m/n} = 1.84$

$P_{m/ox} = 11.32$

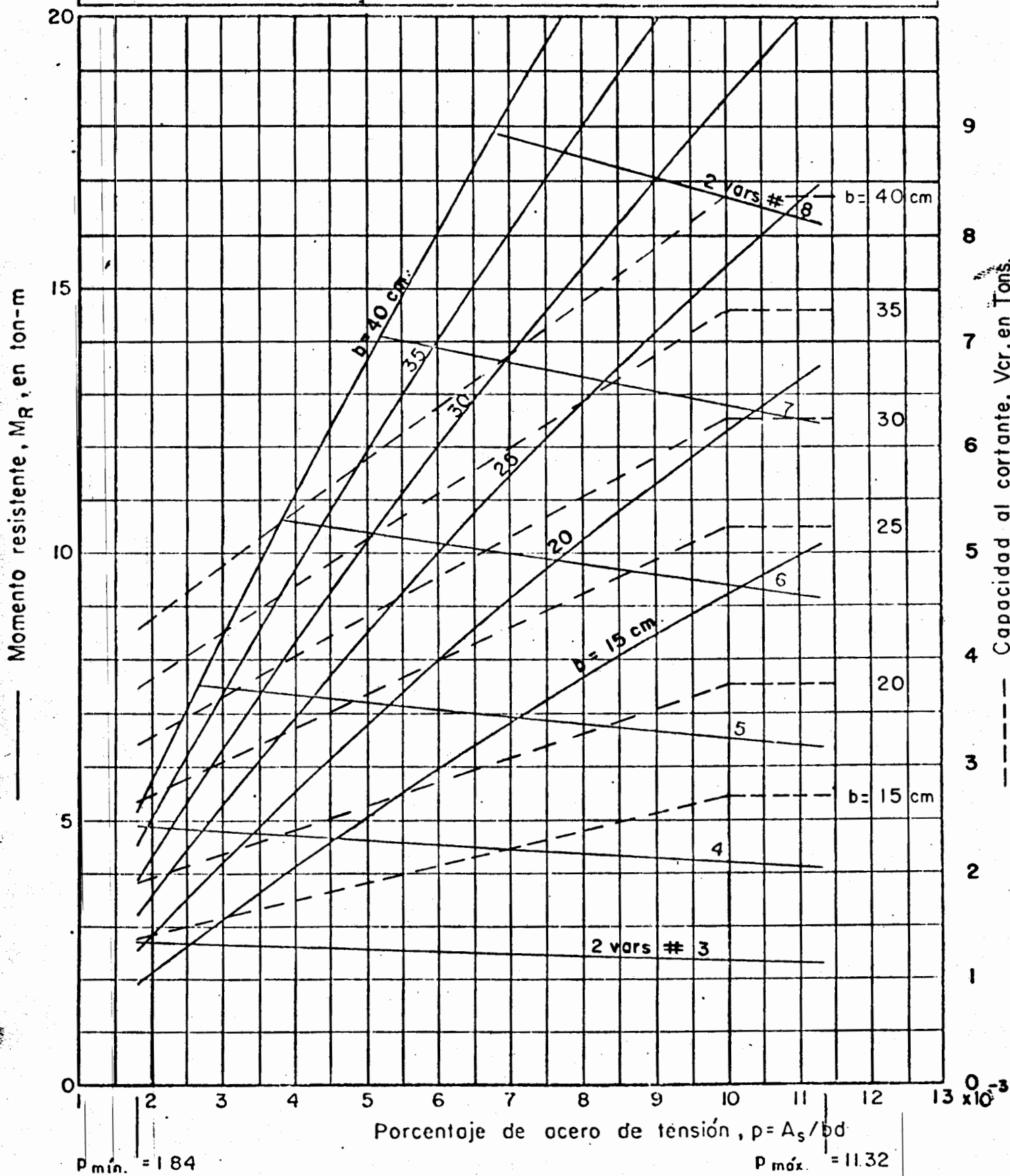
Porcentaje de acero de tensión, $p = A_s / bd$

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$h = 40 \text{ cm}$

$d = 37 \text{ cm}$

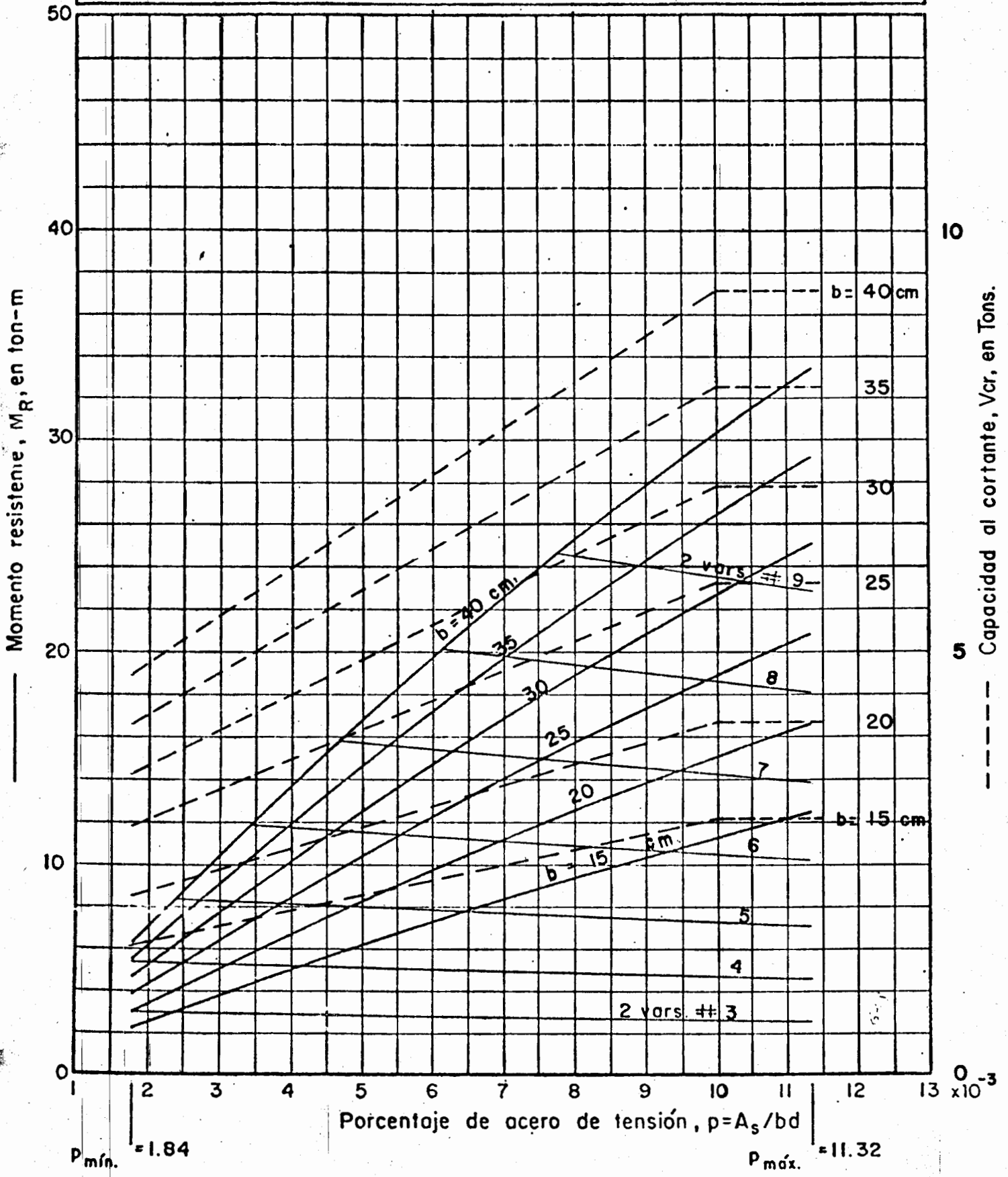


$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$h = 45 \text{ cm}$

$d = 41 \text{ cm}$



Momento resistente, M_R , en ton-m

10

Capacidad al cortante, V_{cr} , en Tons.

5

50
40
30
20
10
0

0-3
 $\times 10^{-3}$

Porcentaje de acero de tensión, $\rho = A_s/bd$

$\rho_{mín.} = 1.84$

$\rho_{máx.} = 11.32$

$b = 40 \text{ cm}$

35

30

25

20

15

$b = 15 \text{ cm}$

$b = 40 \text{ cm}$

35

30

25

20

15

$b = 15 \text{ cm}$

2 vars. ± 9

8

7

6

5

4

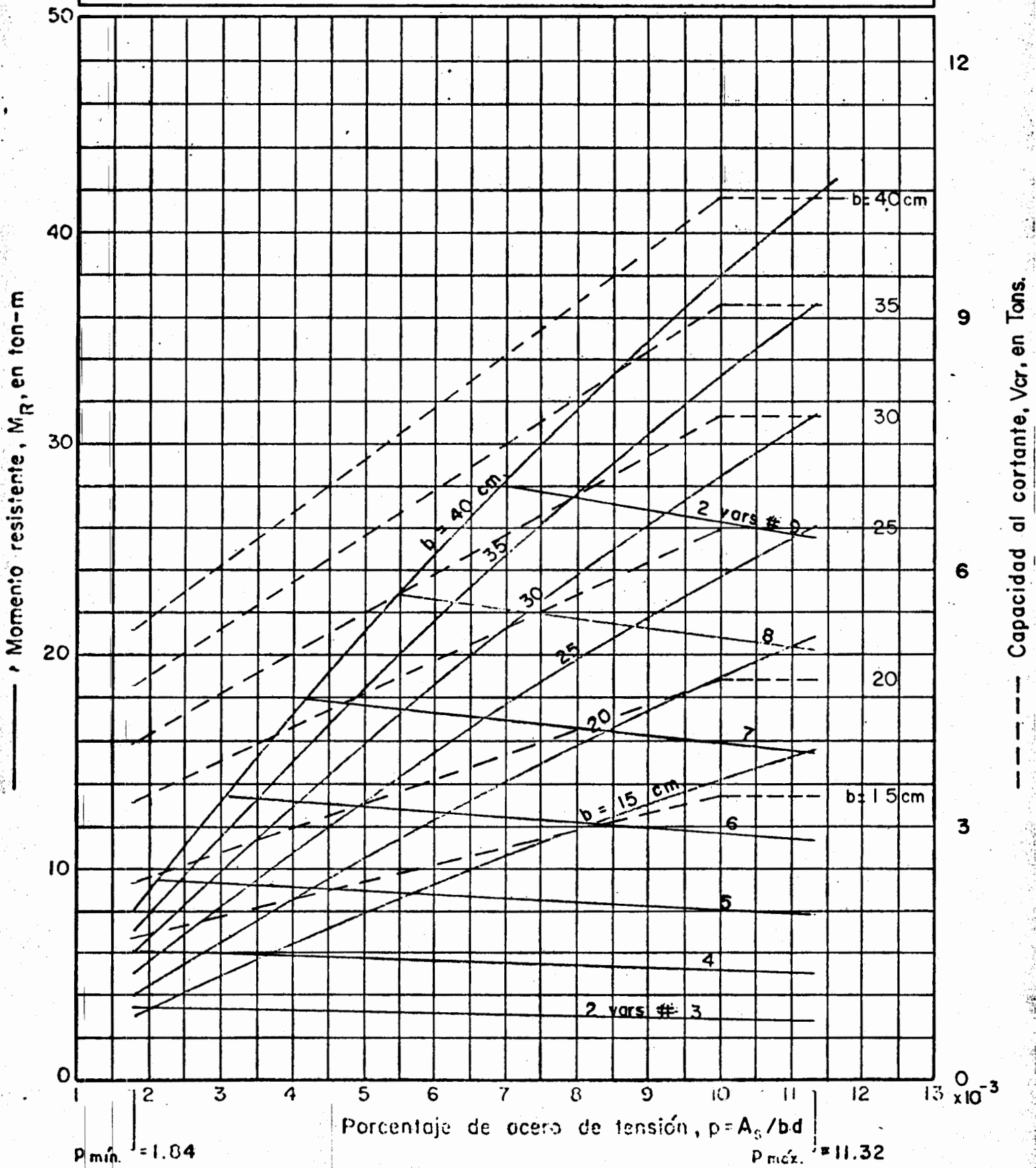
2 vars. ± 3

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$h = 50 \text{ cm}$

$a = 46 \text{ cm}$

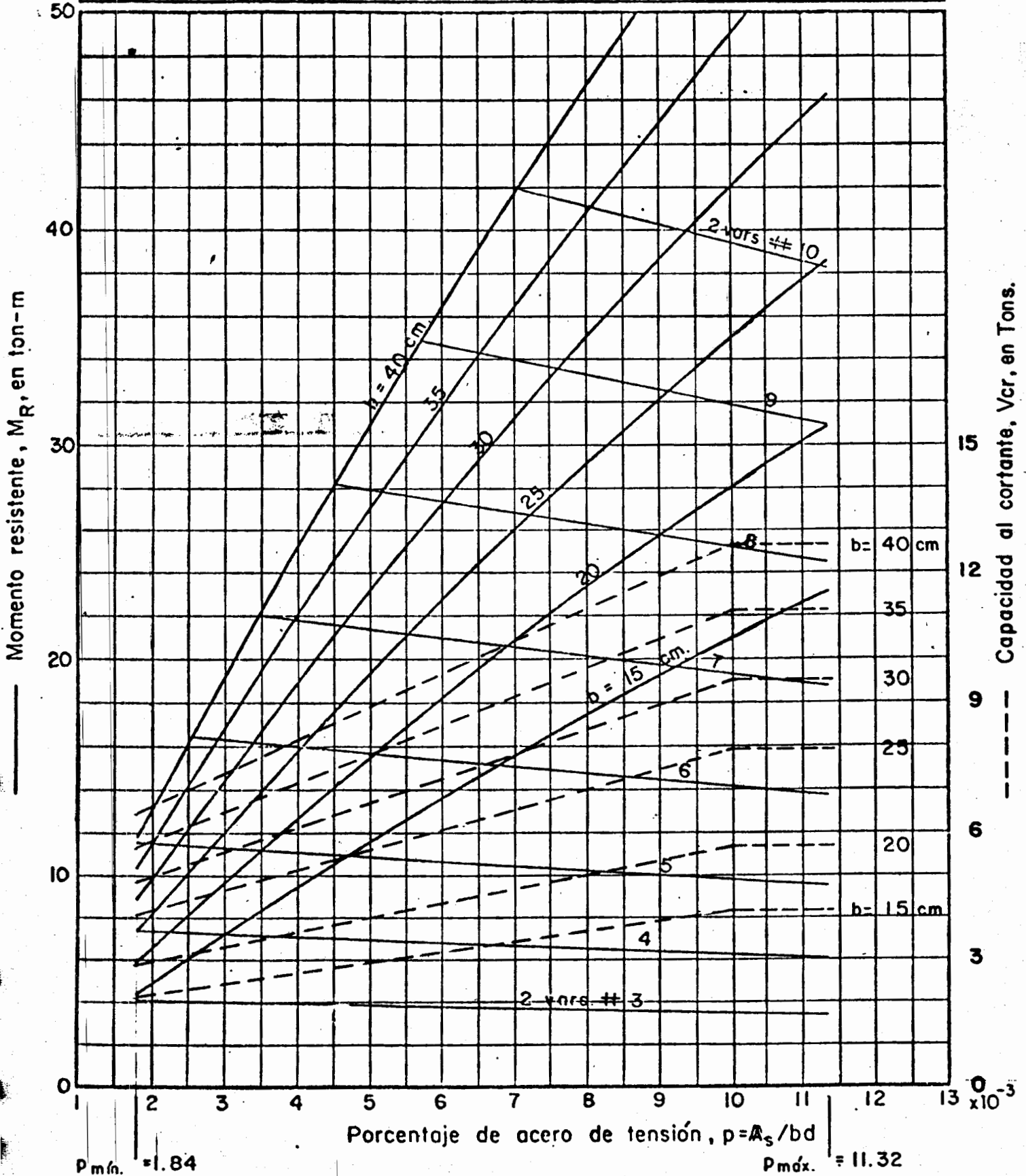


$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$h = 60 \text{ cm}$

$d = 56 \text{ cm}$

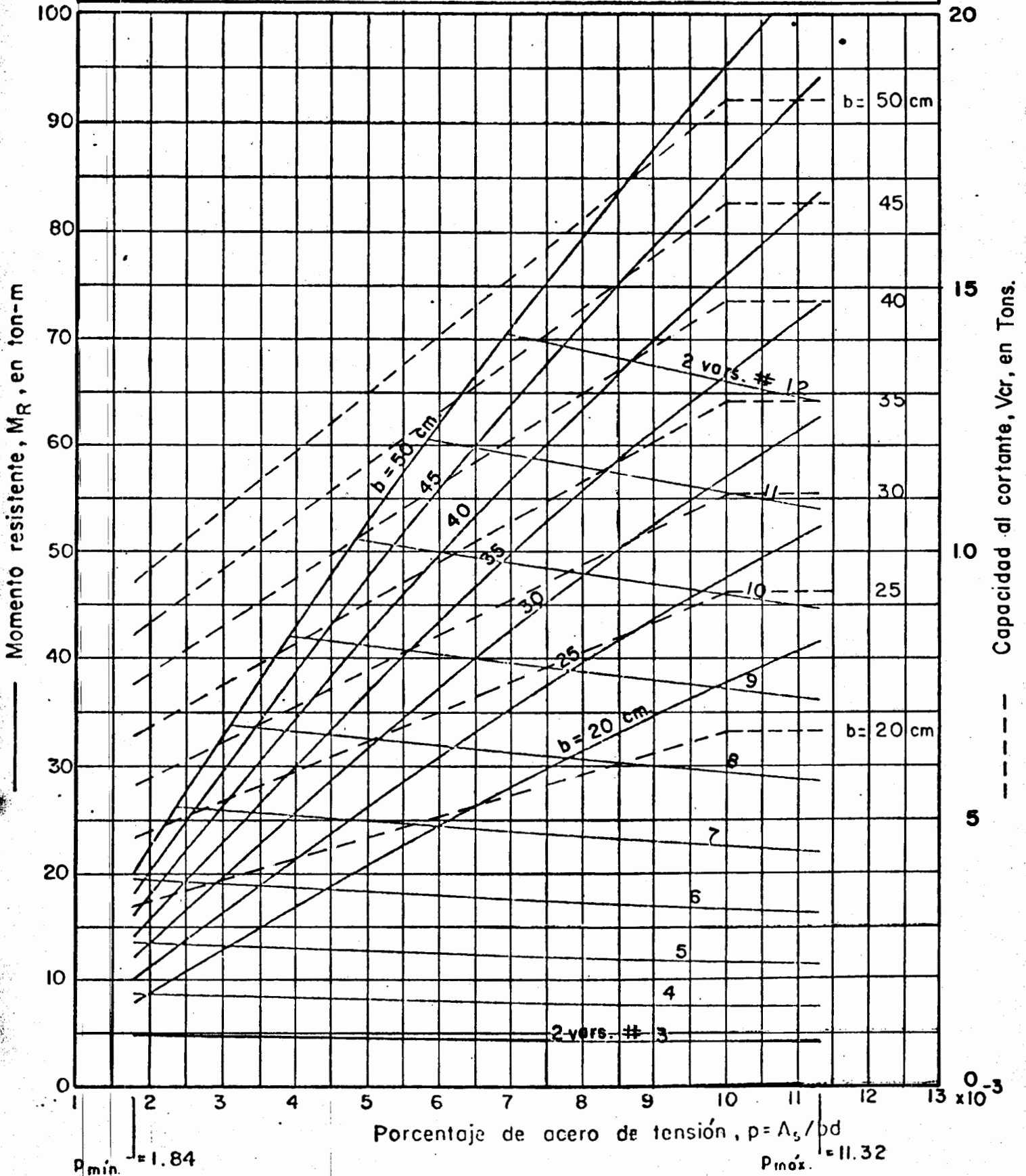


$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$h = 70 \text{ cm}$

$d = 65 \text{ cm}$

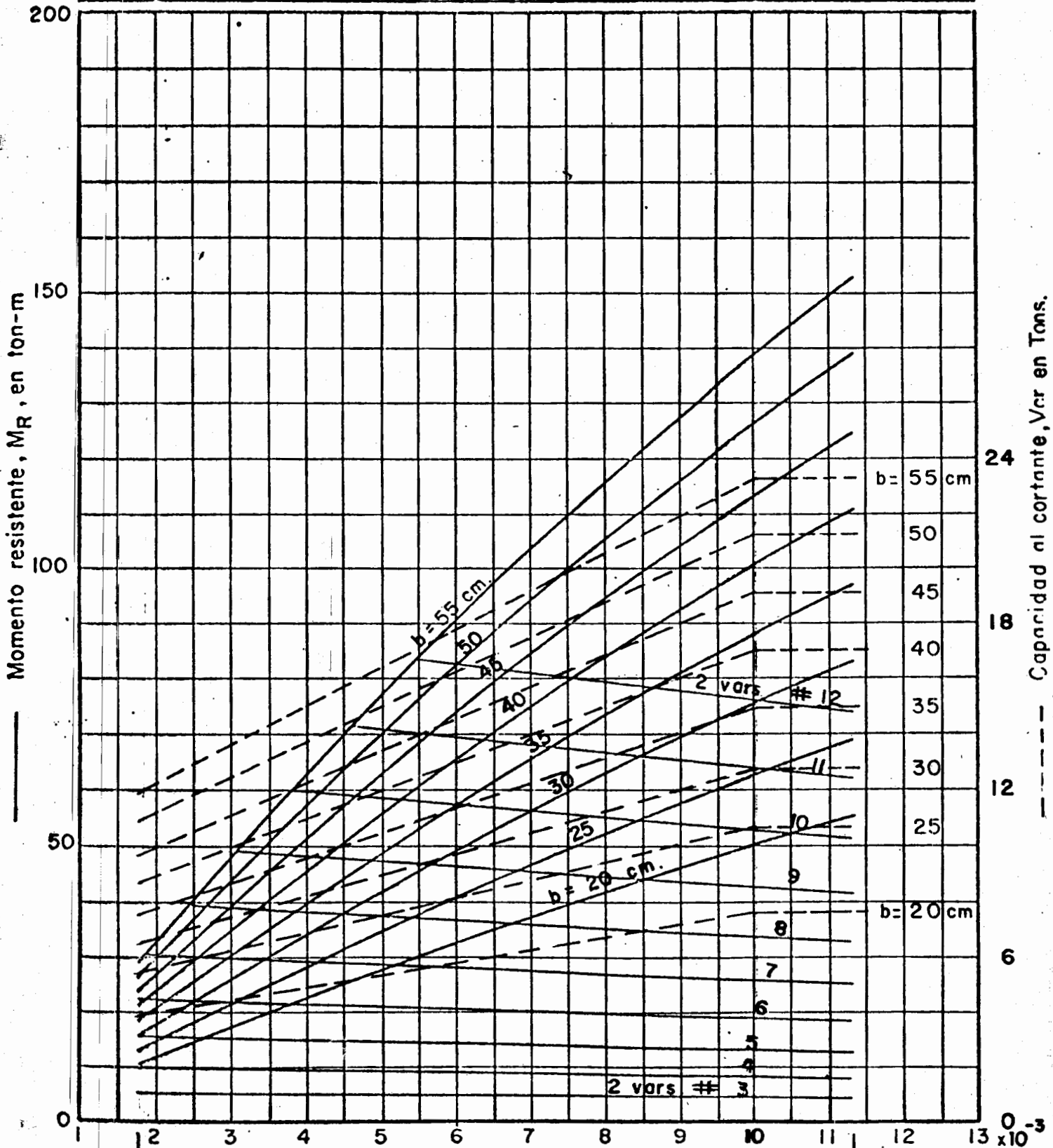


$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$

$h = 80 \text{ cm}$

$d = 75 \text{ cm}$



Momento resistente, M_R , en ton-m

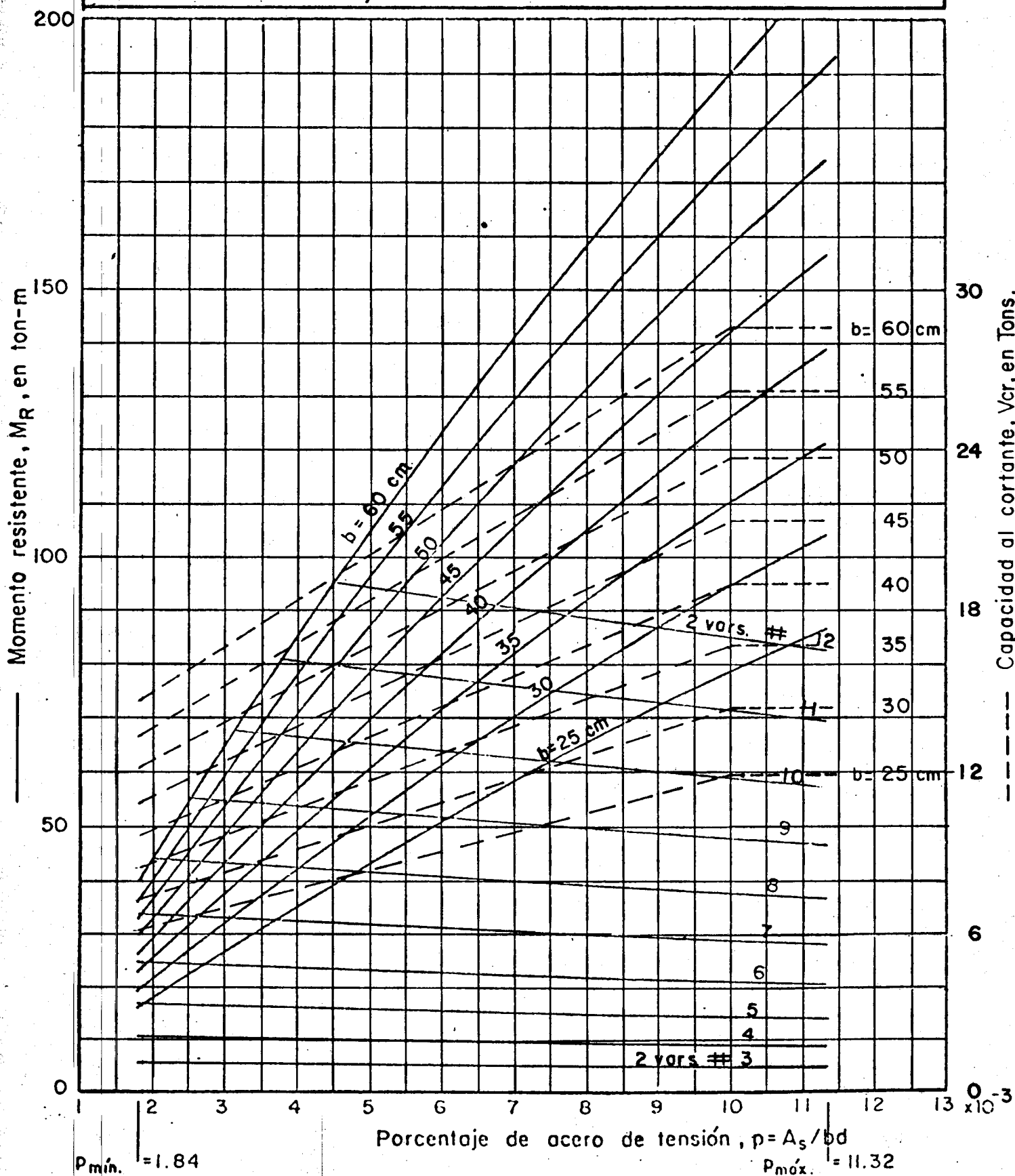
Capacidad al cortante, V_{cr} en Tons.

Porcentaje de acero de tensión, $p = A_s / bd$

$p_{\min} = 1.84$

$p_{\max} = 11.32$

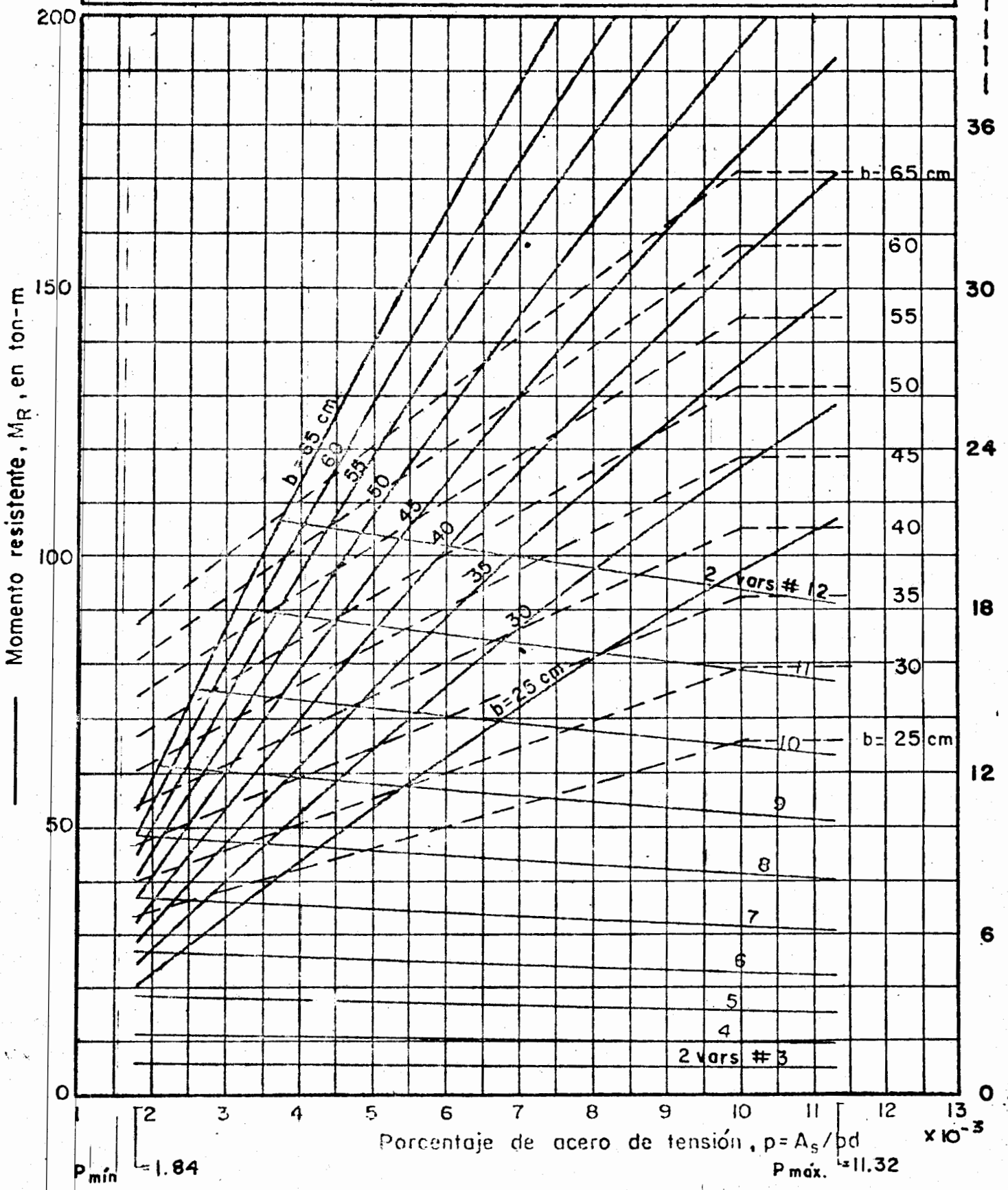
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$ $h = 90 \text{ cm}$ $d = 84 \text{ cm}$



$P_{mín.} = 1.84$

$P_{máx.} = 11.32$

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2$ $h = 100 \text{ cm}$ $d = 93 \text{ cm}$



--- V_{cr} , tons.

Momento resistente, M_R , en ton-m

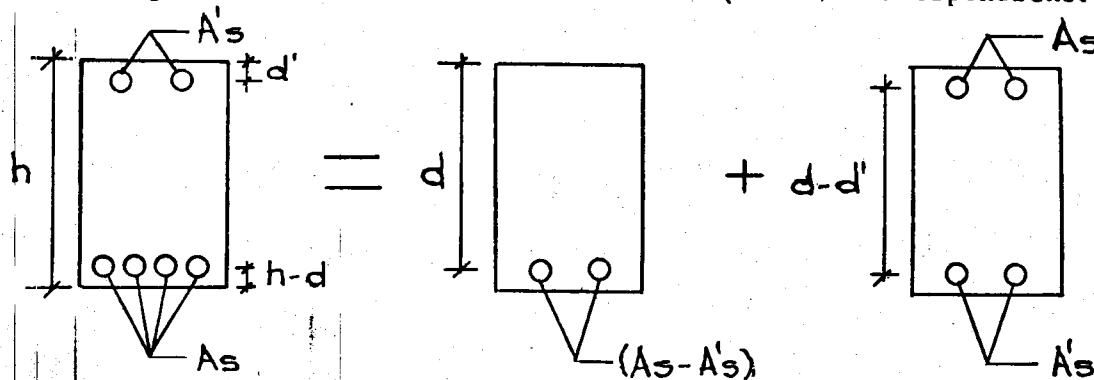
Porcentaje de acero de tensión, $p = A_s / bd \times 10^{-3}$

$p_{\min} = 1.84$

$p_{\max} = 11.32$

7.3. DETERMINACION DEL AREA DE ACERO EN COMPRESION Y DEL AREA DE ACERO ADICIONAL EN TENSION PARA VIGAS DOBLEMENTE ARMADAS.

Para determinar el área de acero en compresión y el área adicional de acero en tensión que se requiere para que una sección simplemente armada adquiriera una capacidad adicional, como doblemente armada, sobre la que se muestra en las tablas anteriores de este capítulo, calcúlese la variable M_2/f_y , en que M_2 es el momento adicional, y determínese el área A'_s , usando como referencia la recta $(d - d')$ correspondiente.



Capacidad original
como sección
simplemente armada

Capacidad adicional
debida al par de
acero en tensión y
compresión.

(Gráficas anteriores).
de este capítulo

(g r á f i c a)
siguiente

Para poder aplicar la gráfica de la pag. 199 se deberá verificar que fluya el acero en compresión, lo que se cumple si

$$(p - p') \geq \frac{4800}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f'_c}{f_y}$$

en que $(p - p')$ equivale al porcentaje de acero de las tablas anteriores de este capítulo. La tabla siguiente (Pag. 198) facilita esta comprobación, proporcionando los valores de $(p - p')$ mín. que cumple esta condición.

PORCENTAJES MINIMOS PARA QUE FLUYA EL ACERO EN COMPRESION

$(p-p') \text{ min.} = \frac{4800}{6000-f_y} \frac{d'}{d} \frac{f'_c}{f_y} \text{ para } f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$							
h (cm).	d (cm).	d' (cm).	$f'_c = 200$ kg/cm ² .	$f'_c = 250$ kg/cm ² .	$f'_c = 300$ kg/cm ² .	$f'_c = 350$ kg/cm ² .	$f'_c = 400$ kg/cm ² .
40	37	3	0.0066	0.0083	0.0099	0.0116	0.0132
50	46	4	0.0071	0.0089	0.0106	0.0124	0.0142
60	56	4	0.0058	0.0073	0.0087	0.0102	0.0117
70	65	5	0.0063	0.0078	0.0094	0.0110	0.0126
80	75	5	0.0054	0.0068	0.0082	0.0095	0.0109
90	84	6	0.0058	0.0073	0.0087	0.0102	0.0117
100	93	7	0.0061	0.0077	0.0092	0.0107	0.0123
120	112	8	0.0058	0.0073	0.0087	0.0102	0.0117

$\frac{M2}{FR f_y}$

1600
1500
1400
1300
1200
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100

$M2$ (si $f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$)

50×10^5

45×10^5

40×10^5

35×10^5

30×10^5

25×10^5

20×10^5

15×10^5

10×10^5

5×10^5

$d-d' = 104$

$d-d' = 96$

$d-d' = 78$

$d-d' = 70$

$d-d' = 60$

$d-d' = 52$

$d-d' = 42$

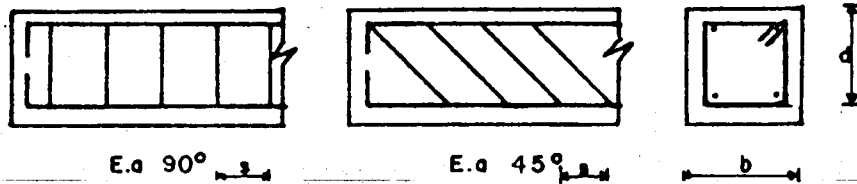
$d-d' = 34$

A_s en cm^2

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15

$M2$ en Kg-cm
 f_y en Kg-cm^2
 $FR = 0.9$
 $d-d'$ en cm

7.4. TABLAS DE SEPARACION DE ESTRIBOS EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO.



$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

V'(TON)

VAR # 2

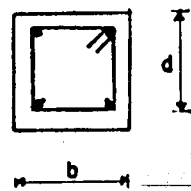
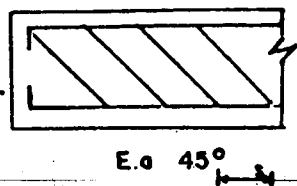
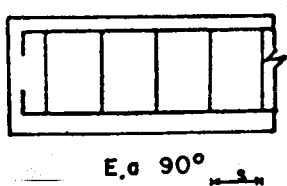
VAR # 3

VAR # 4

	S max. = 183.138 / b (cm)		S max. = 412.494 / b (cm)		S max. = 732.553 / b (cm)	
	E. 90°	E. 45°	E. 90°	E. 45°	E. 90°	E. 45°
	S/d	S/d	S/d	S/d	S/d	S/d
1	1.282	1.813	2.888	4.084	5.128	7.252
2	0.641	0.907	1.444	2.042	2.564	3.626
3	0.428	0.605	0.963	1.362	1.710	2.418
4	0.321	0.454	0.722	1.021	1.282	1.813
5	0.257	0.363	0.578	0.817	1.026	1.451
6	0.214	0.303	0.482	0.681	0.855	1.209
7	0.184	0.259	0.413	0.584	0.733	1.036
8	0.161	0.227	0.361	0.511	0.641	0.907
9	0.143	0.202	0.321	0.454	0.570	0.806
10	0.129	0.182	0.289	0.409	0.513	0.726
11	0.117	0.165	0.263	0.372	0.467	0.660
12	0.107	0.152	0.241	0.341	0.428	0.605
13	0.099	0.140	0.223	0.315	0.395	0.558
14	0.092	0.130	0.207	0.292	0.367	0.518
15	0.086	0.121	0.193	0.273	0.342	0.484
16	0.081	0.114	0.181	0.256	0.321	0.454
17	0.076	0.107	0.170	0.241	0.302	0.427
18	0.072	0.101	0.161	0.227	0.285	0.403
19	0.068	0.096	0.152	0.215	0.270	0.382
20	0.065	0.091	0.145	0.205	0.257	0.363

$V' = V_u - V_{cr}$

7.4. TABLAS DE SEPARACION DE ESTRIBOS EN VIGAS DE CONCRETO ARMADO.



$F_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

V' (TON)

VAR # 2.5

VAR # 3

VAR # 4

$S_{max} = 452.702/b \text{ (cm)}$

$S_{max} = 652.164/b \text{ (cm)}$

$S_{max} = 1158.19/b \text{ (cm)}$

	VAR # 2.5		VAR # 3		VAR # 4	
	E. 90º S/d	E. 45º S/d	E. 90º S/d	E. 45º S/d	E. 90º S/d	E. 45º S/d
1	3.169	4.482	4.566	6.457	8.108	11.466
2	1.585	2.241	2.283	3.229	4.054	5.773
3	1.057	1.494	1.552	2.153	2.703	3.622
4	0.793	1.121	1.142	1.615	2.027	2.867
5	0.634	0.897	0.914	1.292	1.622	2.294
6	0.529	0.747	0.761	1.077	1.352	1.911
7	0.453	0.641	0.653	0.923	1.159	1.638
8	0.397	0.561	0.571	0.808	1.014	1.434
9	0.353	0.498	0.508	0.718	0.901	1.274
10	0.317	0.449	0.457	0.646	0.811	1.147
11	0.289	0.408	0.416	0.587	0.738	1.043
12	0.265	0.374	0.381	0.539	0.676	0.956
13	0.244	0.345	0.352	0.497	0.624	0.882
14	0.227	0.321	0.327	0.462	0.580	0.819
15	0.212	0.299	0.305	0.431	0.541	0.765
16	0.199	0.281	0.286	0.404	0.507	0.717
17	0.187	0.264	0.269	0.380	0.477	0.675
18	0.177	0.249	0.254	0.359	0.451	0.637
19	0.167	0.236	0.241	0.340	0.427	0.604
20	0.159	0.225	0.229	0.323	0.406	0.574

$V' = VU - VCR$

C A P I T U L O 8

" DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO "

8.1. CONSIDERACIONES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO.

Toda sección sujeta a la combinación de flexión y carga axial se dimensionará para la combinación mas desfavorable de carga axial y momento.

En este capítulo se presentan gráficas de interacción para el diseño plástico de columnas a flexocompresión y flexotensión con flexión en un plano y flexión biaxial.

Efectos de esbeltez.

I Los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando:

$$H'/r < (34 - 12 M_1/M_2) \quad \text{en miembros con extremos restringidos.}$$

$$H'/r < 22 \quad \text{en miembros con extremos no restringidos.}$$

H' Es la longitud efectiva del elemento. Se determina con el nomograma de la figura 8.1.1., en función de la longitud libre, H , entre elementos capaces de dar apoyo lateral a la columna.

r Radio de giro de la sección bruta de concreto, en la dirección del análisis.

M_1/M_2 Relación del momento menor al momento mayor en los extremos del miembro, positiva si el miembro se flexiona en curvatura simple y negativa si lo hace en curvatura doble. Para valuar M_1 y M_2 se incluirán las excentricidades accidentales con su signo mas desfavorable. Esta excentricidad vale $0.05 t + 2$ cm. (t es la dimensión de la sección en la dirección del análisis).

Se considera que un miembro tiene sus extremos restringidos al desplazamiento lateral cuando:

- a) La columna forma parte de un entrepiso con elementos cuya rigidez no es menor que el 85% de la rigidez total del entrepiso, y
- b) La rigidez de cada diafragma horizontal a los que llega la columna no es menor que 10 veces la del entrepiso del marco a que pertenece la columna.

ó bien,

- c) La deformación total del entrepiso dividida entre la altura de entrepiso no es mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante de entrepiso y la carga acumulada desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

II Si H'/r es mayor que 100 deberá hacerse un análisis de 2o. orden.

III Para valores intermedios de H'/r se pueden aplicar los siguientes métodos paroximados:

Se diseñará para la carga axial P_u y un momento amplificado M_c tal que:

$$M_c = F_a M_2$$

a) Para miembros con extremos restringidos lateralmente:

$$F_a = \frac{c_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1.0$$

$$c_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$$P_c = \frac{F_r \pi^2 EI}{(H')^2} ; \quad EI = \frac{0.4 E_c I_g}{(1 + u)}$$

donde:

$F_r = 0.85$ para elementos con núcleo confinado según especificaciones o cuando la falla sea en tensión.

$F_r = 0.75$ si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión.

$E_c = 10\,000 \sqrt{f'_c}$ (Kg/cm²)

$I_g =$ Momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto.

$u =$ Valor absoluto de la relación entre el máximo momento por carga muerta y el máximo momento total.

La gráfica de la figura 8.1.2. facilita el cálculo de P_c , en función de u y la relación de esbeltez H'/r

b) Miembros con extremos no restringidos lateralmente.

Se usará el valor de F_a que resulte mayor de los dos siguientes:

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \geq 1.0$$

Las sumas se refieren a todas las columnas del entrepiso con sus extremos sin restricción lateral.

F_a = Obtenido como si la columna tuviera sus extremos restringidos.

IV Procedimiento aproximado optativo.

Momentos de segundo orden = Momentos por carga lateral $\times \frac{(1 + W_u/h)}{R/Q - 1.2 W_u/h}$

donde:

R : Rigidez de entrepiso.

W_u : Suma de las cargas nominales desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

Q : Factor de ductilidad.

Q=1 : En diseño por viento.

h : Altura de entrepiso.

Cada columna aislada debe revisarse suponiendo sus extremos restringidos.

Dimensiones de diseño.

Para calcular resistencias se harán reducciones de dos centímetros en:

- 1.- Diámetro de columnas circulares.
- 2.- Ambas dimensiones transversales de columnas rectangulares.

Estas reducciones no son necesarias en dimensiones mayores de 20 cm.

Resistencia de diseño.

$$f_g = 0.80 f'_c.$$

Factor de Resistencia: como se definió anteriormente.

Se hace notar que las gráficas de diseño plástico de columnas no incluyen el factor de resistencia, F_r , por lo cual es necesario incrementar los elementos mecánicos dividiéndolos entre F_r .

Factores de carga. Véase su definición en capítulo 7.

Refuerzos mínimo y máximo.

$$A_{s \min} = \frac{20}{f_y} A_g$$

$$A_{s \text{ máx}} = 0.08 A_g$$

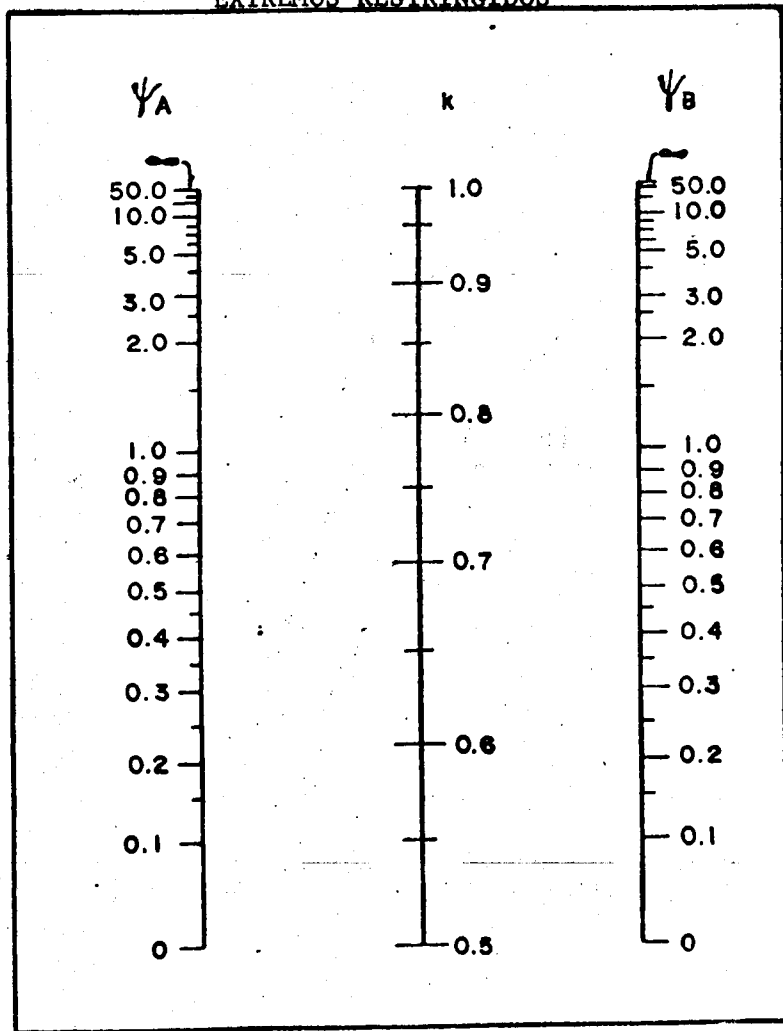
AG: Area de la sección bruta de la columna.

Diseño por cortante.

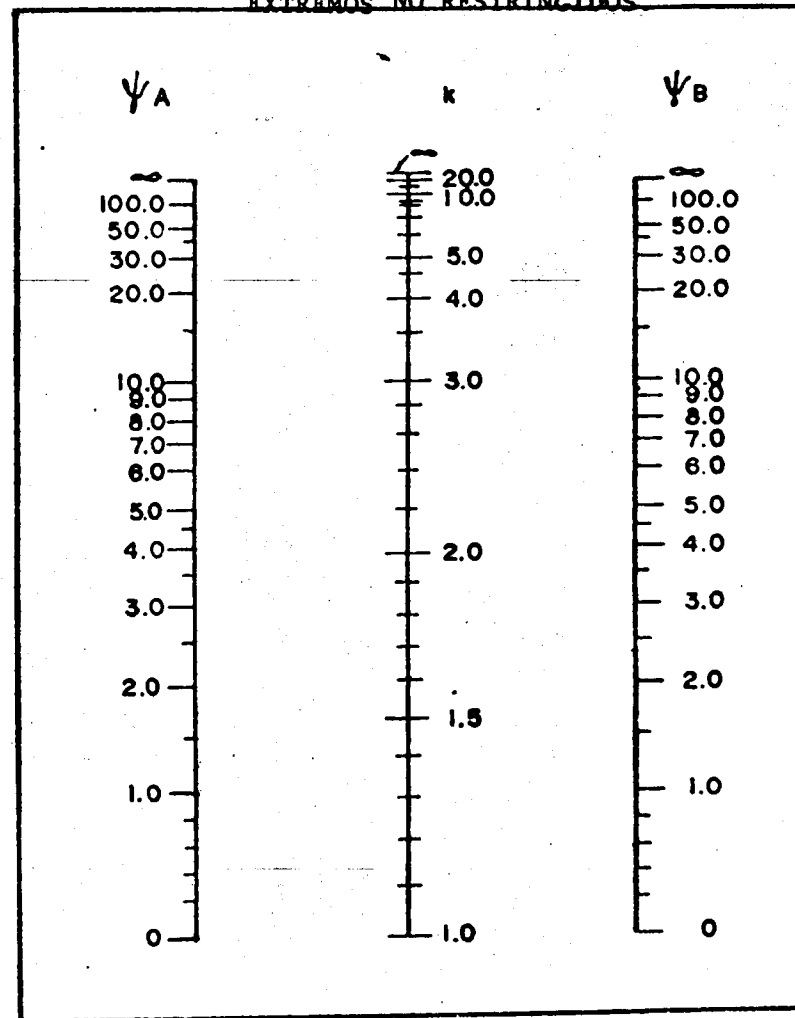
Para estimar la fuerza cortante que toma el concreto y proporcionar separaciones del acero de refuerzo para estribos véase el Reglamento de Construcciones para el D.F.

8.1.1. NOMOGRAMAS PARA LA DETERMINACION DE LA LONGITUD EFECTIVA H'

EXTREMOS RESTRINGIDOS



EXTREMOS NO RESTRINGIDOS



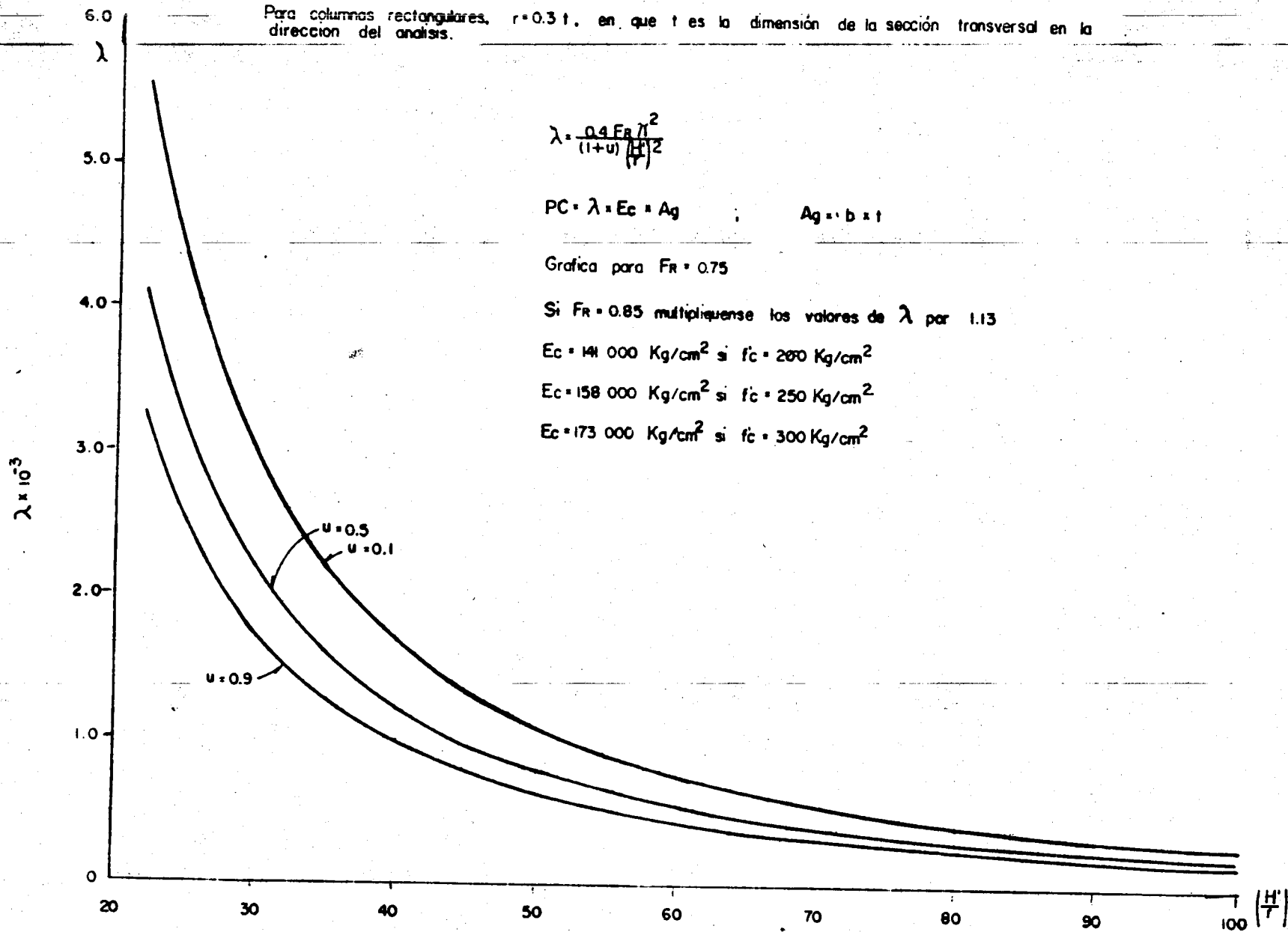
ψ = Cociente de $\Sigma(I_g/L)$ de las columnas, entre $\Sigma(I_g/L)$ de los miembros de flexión que llegan a un extremo de una columna en el plano considerado.

$H' = kH$

A y B son los extremos de la columna

8.1.2 GRAFICA PARA LA DETERMINACION DE P_c

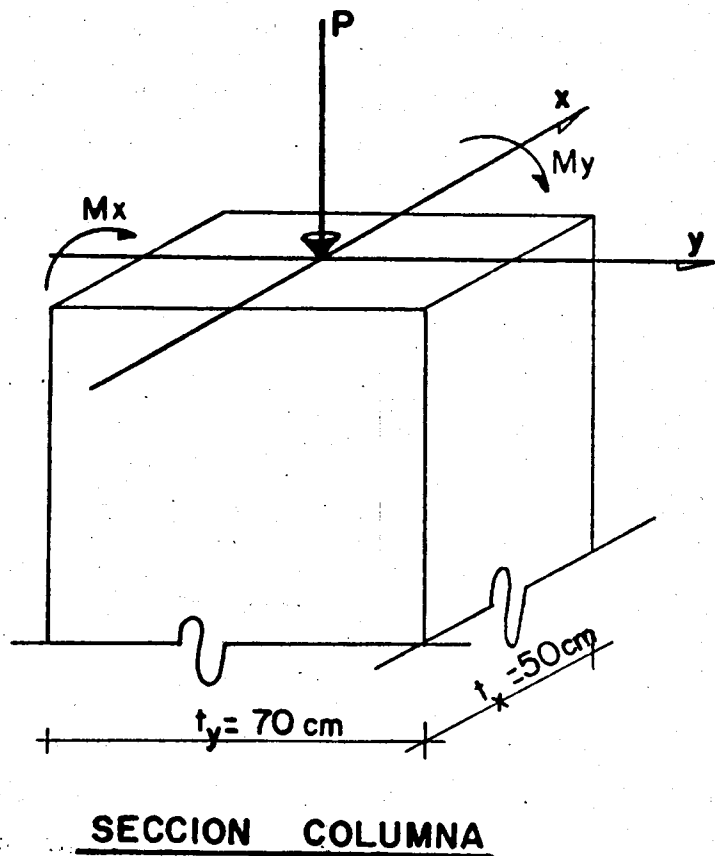
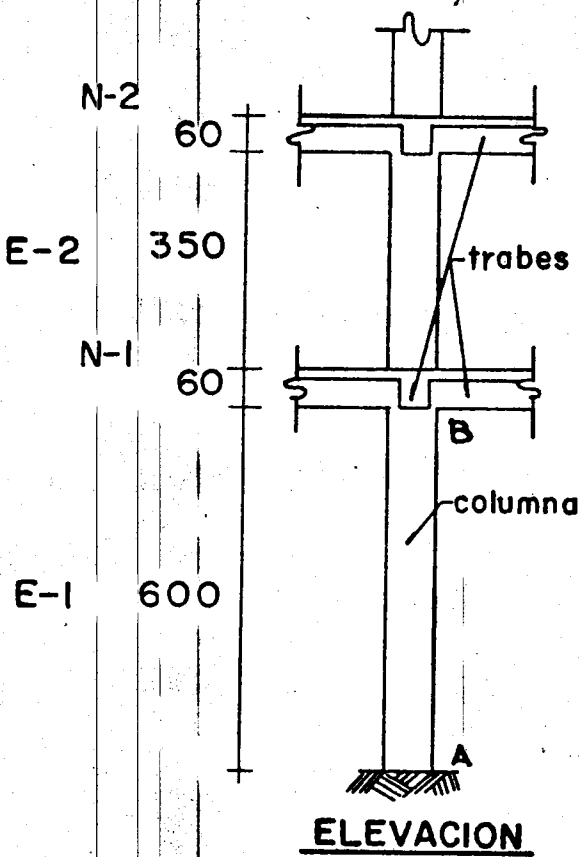
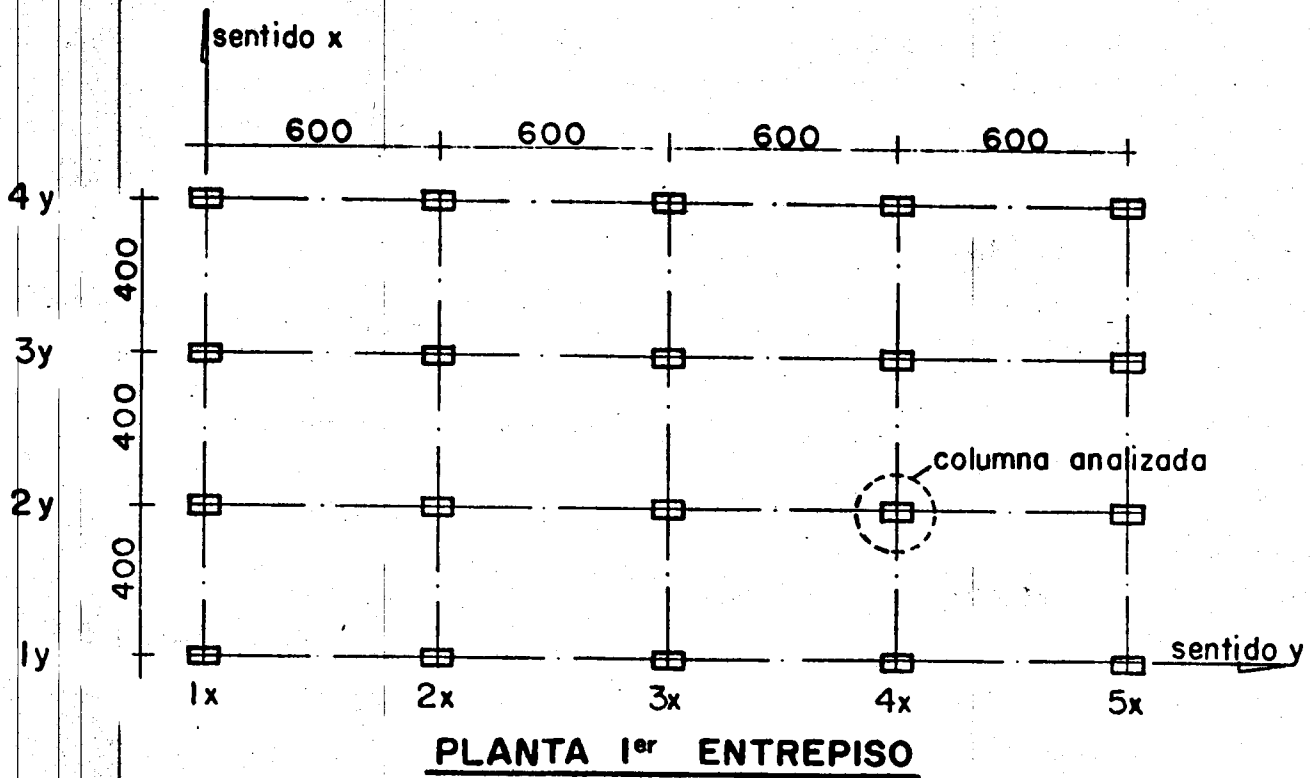
Para columnas rectangulares, $r = 0.3 t$, en que t es la dimensión de la sección transversal en la dirección del análisis.



8.2. EJEMPLO:

I DATOS

a) Dimensiones Generales.



h).- Elementos Mecánicos:

$$\begin{aligned} \text{Paxial} &= 150 \text{ Tons.} & M_{y(A)} &= 80 \text{ Ton-m.} & M_{y(B)} &= 50 \text{ Ton-m.} \\ & & M_{x(A)} &= 33 \text{ Ton-m.} & M_{x(B)} &= 20 \text{ Ton-m.} \end{aligned}$$

Estos elementos mecánicos constituyen la combinación mas desfavorable para el dimensionamiento, tomando en cuenta la contribución de las acciones permanentes, variables y accidentales (incluyen además el 30% de los efectos de sismo en la dirección transversal a la del análisis).

Los momentos flexionan a la columna en curvatura doble.

c).- Características de la columna.

La columna forma parte de marcos sin restricción al desplazamiento lateral.

$$1 \quad \text{Materiales: } f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Propiedades geométricas:

$$\text{Sección: } t_x = 50 \text{ cm.}, \quad t_y = 70 \text{ cm.}$$

$$I_y = \frac{1}{12} t_x t_y^3, \quad I_x = \frac{1}{12} t_y t_x^3, \quad r_x = 21 \text{ cm}$$

$$I_y = 1429167 \text{ cm}^4, \quad I_x = 729167 \text{ cm}^4, \quad r_y = 15 \text{ cm}$$

d).- Rigideces: $K = I/L$.

Columnas:

$$1er. \text{ entrepiso } K_y = 2832 \text{ cm}^3 \quad K_x = 1215 \text{ cm}^3$$

$$2o. \text{ entrepiso } K_y = 4083 \text{ cm}^3 \quad K_x = 2083 \text{ cm}^3$$

Trabes, en nudo (B)

$$\begin{aligned} \text{sentido y } K &= 750 \text{ cm}^3 \\ \text{sentido x } K &= 1375 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

II.- Efectos de esbeltez.

e).- Longitud efectiva (H')

$$\text{En (A)} \quad \psi_A = 0 \text{ por tratarse de un empotramiento.}$$

$$\text{En (B)} \quad \psi_{B(y)} = \frac{\sum K_{\text{cols.}}}{\sum K_{\text{trabes}}} = \frac{2382 + 4083}{750 + 750} = 4.3$$

$$\text{En (B)} \quad \psi_{B(x)} = \frac{1250 + 2083}{1375 + 1375} = 1.2$$

En el nomograma de la fig. 8.1.1. para miembros con extremos no restringidos se encuentra:

Para la dirección y $k = 1.43$

Para la dirección x $k = 1.16$

Longitudes efectivas H'

$$H'_y = 1.43 \times 600 = 858 \text{ cm.}$$

$$H'_x = 1.16 \times 600 = 696 \text{ cm.}$$

$$\frac{H'_y}{r_y} = \frac{858}{21} = 40.8 > 22$$

$$\frac{H'_x}{r_x} = \frac{696}{15} = 46.4 > 22$$

Por lo que no pueden despreciarse los efectos de esbeltez; pero no es necesario un análisis de 2o. orden.

f).- Cálculo de los factores de amplificación:

1a. Consideración:

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \geq 1.0 \quad ; \quad P_c = \frac{F_a T^2 EI}{(H')^2} \quad ; \quad \eta I = \frac{0.4 E_c I_g}{(1+u)}$$

En estas expresiones se tiene:

1.- Del análisis de la estructura $\sum P_u = F_c \times \sum p = 1.1 \times 2160 = 2376 \text{ Tons.}$

2.- $u = \frac{\text{Máximo momento por carga muerta}}{\text{Máximo momento total.}}$

$$u_y = 0.1 \quad u_x = 0.2$$

3.- $F_r = 0.75$ considerando que el núcleo no está confinado y que la falla es en compresión.

Usando la gráfica de la figura 8.1.2. se tiene.

$$\text{Para } H'/r = 40.8 \quad - \quad \lambda = 1.6$$

$$P_{cy} = 1.6 \times 10^3 \times 158000 \times 50 \times 70 = 884800 \text{ kg} = 884.8 \text{ ton.}$$

$$\text{Para } H'/r = 46.4 \quad - \quad \lambda = 1.2$$

$$P_{cx} = 1.2 \times 10^3 \times 158000 \times 70 \times 50 = 663600 \text{ kg} = 663.6 \text{ ton.}$$

Considerando que todas las columnas son iguales y que están orientadas en la misma dirección:

$$\Sigma P_{cy} = 20 \text{ cols} \times 884.8 \text{ Tons} = 17696 \text{ Tons.}$$

$$\Sigma P_{cx} = 20 \text{ cols} \times 663.6 \text{ Tons} = 13272 \text{ Tons.}$$

$$F_{a(y)} = \frac{1}{1 - \frac{2376}{17696}} = 1.15$$

$$F_{a(x)} = \frac{1}{1 - \frac{2376}{13272}} = 1.22$$

2a. Consideración:

$$F_a = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1.0 ; \quad C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

P_u y P_c , como se definieron anteriormente.

M_1 y M_2 , momentos menor y mayor que obran en el extremo de la columna.

para valuar M_1 y M_2 se deben incluir las excentricidades occidentales.

$$\text{excentricidad accidental } e'_y = 0.05 \times 70 = 3.5 \text{ cm.}$$

$$\text{excentricidad accidental } e'_x = 0.05 \times 50 = 2.5 \text{ cm.}$$

$$M_{2(y)} = M_{y(A)} + P e'_y = 80 + 150 \times 0.035 = 85.25 \text{ TON-MT.}$$

$$M_{1(y)} = M_{y(B)} + P e'_y = 50 + 150 \times 0.035 = 55.25 \text{ TON-MT.}$$

$$M_{2(x)} = M_{x(A)} + P e'_x = 33 + 150 \times 0.025 = 36.75 \text{ TON-MT}$$

$$M_{1(x)} = M_{x(B)} + P e'_x = 20 + 150 \times 0.025 = 23.75 \text{ TON-MT.}$$

$$C_{m y} = 0.6 + 0.4 \left(-\frac{55.25}{85.25} \right) = 0.34 < 0.4 \therefore C_{m y} = 0.4$$

$$C_{m x} = 0.6 + 0.4 \left(-\frac{23.75}{36.75} \right) = 0.34 < 0.4 \therefore C_{m x} = 0.4$$

$$P_u = 1.1 \times 150 = 165 \text{ TON.}$$

$$F_{a(y)} = \frac{0.4}{1 - \frac{165}{884.8}} = 0.49 < 1.0 \quad \therefore F_{a(y)} = 1.0$$

$$F_{a(x)} = \frac{0.4}{1 - \frac{165}{663.6}} = 0.53 < 1.0 \quad \therefore F_{a(x)} = 1.0$$

Entonces los valores que rigen son los de la 1a. consideración.

- g).- Obtención de los momentos amplificados, para dimensionamiento de la sección en el empotramiento.

$$M_c(y) = F_a(y) \times M_2(y) = 1.15 \times 85.25 = 98.0 \text{ TON-MT.}$$

$$M_c(x) = F_a(x) \times M_2(x) = 1.22 \times 36.75 = 44.8 \text{ TON-MT}$$

- h).- Debido a que las gráficas no incluyen el factor de resistencia, F_r , lo haremos intervenir en los elementos mecánicos.

$$F_r = 0.75$$

$$M_u(y) = \frac{1.1 \times 98.0}{0.75} = 143.7 \text{ TON-MT.}$$

$$M_u(x) = \frac{1.1 \times 44.8}{0.75} = 65.7 \text{ TON-MT.}$$

$$P_u = \frac{1.1 \times 150}{0.75} = 220 \text{ TON.}$$

Elementos mecánicos para entrar en las gráficas.

III.- DIMENSIONAMIENTO

- i).- Factores requeridos para el uso de las gráficas.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2; \quad f_c^* = 0.8 \times 250 = 200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{como } f_c^* \text{ } 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_c'' = 0.85 \times f_c^* = 170 \text{ kg/cm}^2.$$

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

Los diagramas de interacción para flexión en dos direcciones corresponden - estrictamente a columnas cuadradas, pero pueden aplicarse sin error significativo a columnas rectangulares utilizando la relación correspondiente al lado corto, si $r/t < 0.15$ y $q < 0.5$.

Consideremos:

$$\frac{r}{t_x} = \frac{8}{50} = 0.10$$

$$d_x = t_x - r = 50 - 8 = 45$$

$$\frac{d_x}{t_x} = 0.90$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{t_x t_y^2 f_c''} = \frac{143.7 \times 10^5}{50 \times (70)^2 \times 170} = 0.25$$

$$R_x = \frac{M_{ux}}{t_x^2 t_y f_c''} = \frac{65.7 \times 10^5}{(50)^2 \times 70 \times 170} = 0.22$$

$$K = \frac{P_u}{t_x t_y f_c} = \frac{220 \times 10^3}{50 \times 70 \times 170} = 0.37$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.22}{0.35} = 0.63$$

Con los datos anteriores obtendremos el valor de q , para.

$R_y = 0.35$ y $K = 0.37$ para lo cual se interpola linealmente entre los valores con las gráficas en que $R_x/R_y = 0.5$ y $R_x/R_y = 1.0$, consideraremos que el acero esta concentrado en las esquinas.

$$q_{0.5} = 0.94$$

$$q_{1.0} = 1.40$$

$$q_{1.0} - q_{0.5} = 0.46$$

Interpolando.

$$\frac{0.5 - 0.35}{0.46} = \frac{x}{1.40 - 0.94}$$

$$x = 0.12$$

$$q = 0.94 + 0.12 = 1.06$$

El porcentaje de acero requerido es:

$$p = q \frac{f_c}{f_y}$$

$$p = 1.06 \frac{170}{4200} = 0.0425$$

Los porcentajes mínimo y máximo por especificación son: $P_{\min} = 20/\sqrt{f_y} = 0.0048$, $P_{\max} = 0.08$, por lo que el porcentaje obtenido esta entre los límites permisibles.

El area de acero requerida será:

$$A_s = p t_x t_y = 0.0425 \times 50 \times 70 = 148.75 \text{ cm}^2.$$

Al distribuir este acero en la sección de la columna se encuentra que:

$$r/t_x \approx 0.15 \text{ y además } q > 0.5$$

por lo que según lo dicho anteriormente el error puede ser significativo, por lo que se revisará la resistencia usando la fórmula de Bresler.

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{R_x}} + \frac{1}{P_{R_y}} - \frac{1}{P_{R_0}}}$$

En que:

P_R = Carga de falla para excentricidades e_x y e_y

$$P_{ro} = 0.85 f_c^* A_c + A_s f_y$$

P_{rx} = Carga de falla para excentricidad e_x

P_{ry} = Carga de falla para excentricidad e_y

Partiremos del armado obtenido.

$$\text{No. de varillas } \# 12 = \frac{148.75 \text{ cm.}}{11.4 \text{ cm.}} \approx 12.$$

$$A_s \text{ (12 vars. } \# 12) = 137 \text{ cm}^2.$$

$$A_c = A_g - A_s; \quad A_c = 50 \times 70 - 137 = 3363 \text{ cm}^2.$$

$$q = \frac{A_s}{A_g} \frac{f_y}{f_c} = \frac{137 \times 4200}{3500 \times 170} = 0.97$$

$$P_{ro} = 0.85 \times 200 \times 3363 + 137 \times 4200 = 571710 + 575400 = 1147110$$

$$P_{ro} = 1147 \text{ Tons.}$$

$$P_r/P_{ro} = \frac{220}{1147} = 0.19 > 0.1 \quad \therefore \text{ Se puede aplicar la fórmula.}$$

Obtención de P_{rx} .

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} = \frac{65.7}{220} = 0.30 \quad e_x/t_x = \frac{0.3}{0.5} = 0.6$$

$$d/t = \frac{43}{50} = 0.86$$

Usando la gráfica para flexión en una sola dirección:

con $q = 0.97$ y $e/t = 0.6$ se obtiene $K_x = 0.68$

$$P_{Rx} = 0.67 \times 50 \times 70 \times 170 = 399 \text{ Tons.}$$

obtención de P_{ry} :

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} = \frac{143.7}{220} = 0.65$$

$$e_y/t_y = \frac{0.65}{0.70} = 0.93$$

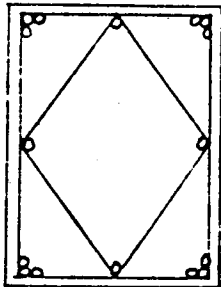
$$d/t = \frac{63}{70} = 0.9$$

$$q = 0.97 \text{ y } e/t = 0.93 \quad K_y = 0.55$$

$$P_{Ry} = 0.55 \times 50 \times 70 \times 170 = 327 \text{ Tons.}$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{405} + \frac{1}{327.3} - \frac{1}{1147}} = \frac{1}{0.00466} = 215 \approx 220 \text{ ton.} = P_u$$

El acero está un poco escaso por lo cual se agregan 4 varillas mas del # 8 distribuidas en las caras de la sección.



DISEÑO POR CORTANTE

$$V_x = \frac{80+50}{6.00} = 21.67 \text{ ton.} ; V_{ux} = 1.1 \times 21.67 = 23.8 \text{ ton.}$$

$$V_y = \frac{33+20}{6.00} = 8.83 \text{ ton.} ; V_{uy} = 1.1 \times 8.83 = 9.7 \text{ ton.}$$

$$V_{UT} = \sqrt{V_{ux}^2 + V_{uy}^2} = \sqrt{566.4 + 94.1} = \sqrt{660.5} = 24.5 \text{ ton.}$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 0.5 \times 50 \times 70 \sqrt{200} = 19.8 \text{ ton.}$$

Usando estribos # 4

$$S = \frac{F_R A_r f_y d (\sin \alpha + \cos \alpha)}{V_u - V_{cr}} = \frac{0.8 \times 2 + 1.77 \times 4200 \times 63 \times 1.0}{24.5 - 19.8} = 114 \text{ cm}$$

Por lo cual la separación y diámetro de los estribos estarán regidos por los requisitos marcados por las disposiciones complementarias en el Reglamento.

$$\begin{aligned} \text{ó } S &\leq 850/\sqrt{f_y} \quad d && (d = \text{diámetro de la varilla o de la} \\ & && \text{varilla más delgada del paquete)} \\ S &\leq 48 \phi && (\phi = \text{diámetro de la varilla del estribo}) \\ \text{ó } S &\leq t && (t = \text{menor dimensión de la columna}) \end{aligned}$$

$$S \leq 12.34 \times 3.81 = 47 \text{ em.}$$

$$S \leq 48 \times 1.27 = 60.96 \text{ em.}$$

$$S \leq 50 \text{ em} = 50 \text{ em.}$$

DIÁMETRO DE LOS ESTRIBOS:

$$A_v f_y \geq 0.02 \times f_y A_s \quad (A_s = \text{varilla ó paquete de} \\ \text{varillas})$$

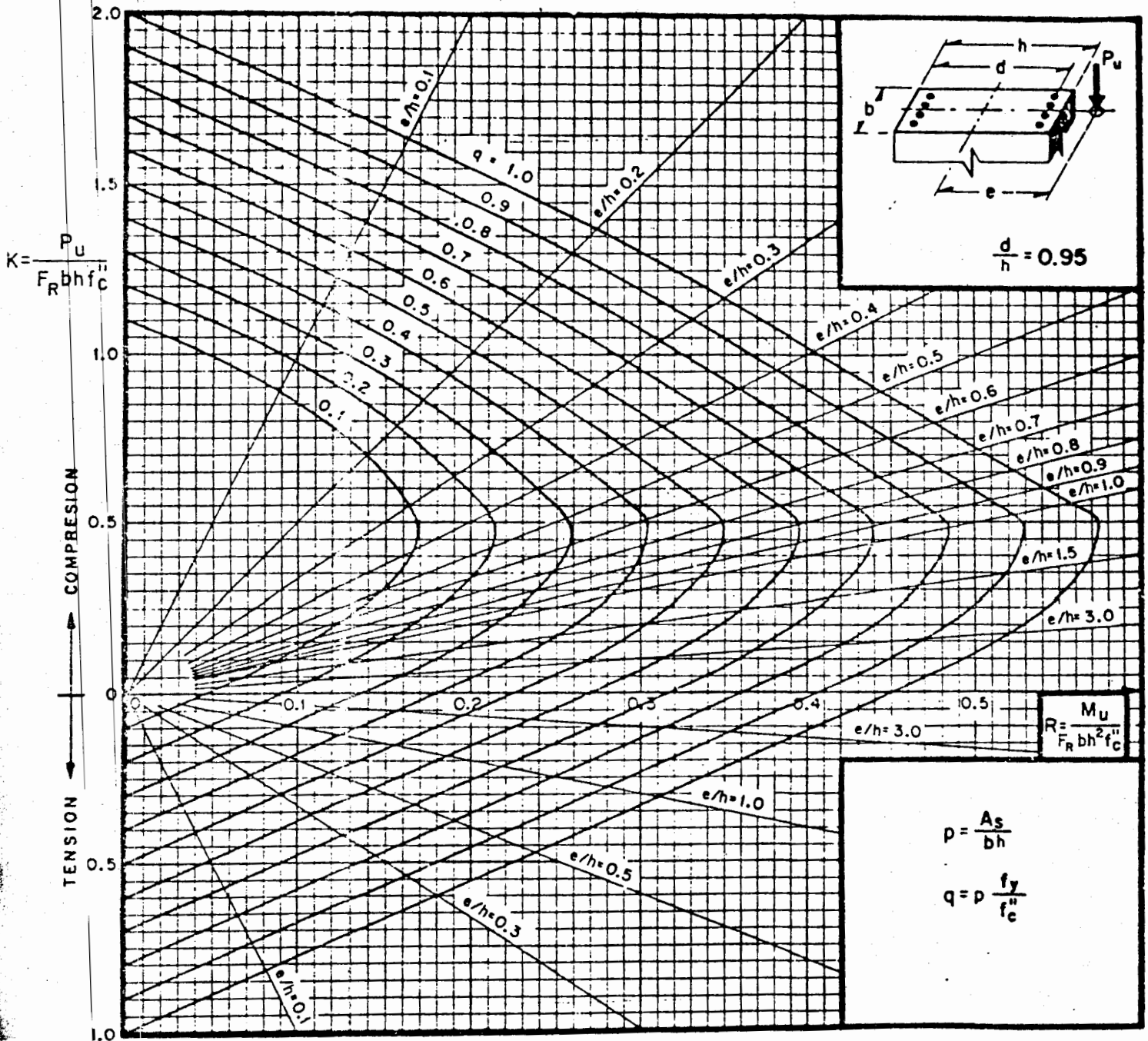
$$A_v \cancel{f_y} = 0.02 \cancel{f_y} A_s$$

$$A_v = 0.02 \times 11.40 \times 3 = 0.68 \text{ em}^2$$

$$\text{CON VARILLA DEL \#3 — } A_v = 0.71 \text{ em}^2 \\ @ 45$$

Para la varilla del #8; ESTRIBOS #2.5 @ 30cm.

8.3 DIAGRAMAS DE INTERACCION PARA COLUMNAS DE
CONCRETO REFORZADO

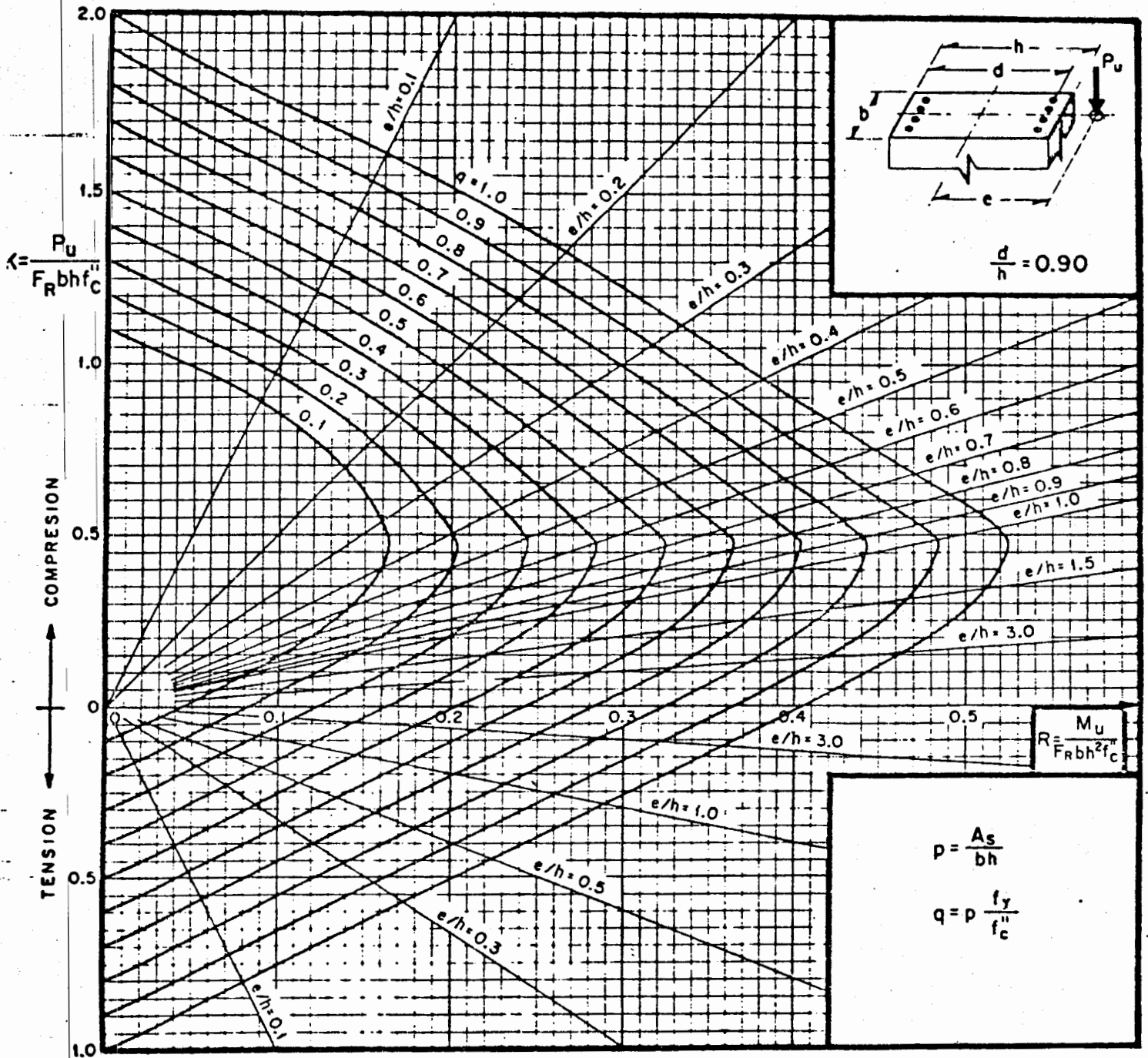


A_s = Area total de refuerzo

$f_c^* = 0.85 f_c$; si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c^* = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante de diseo

P_u = Cargo axial de diseo

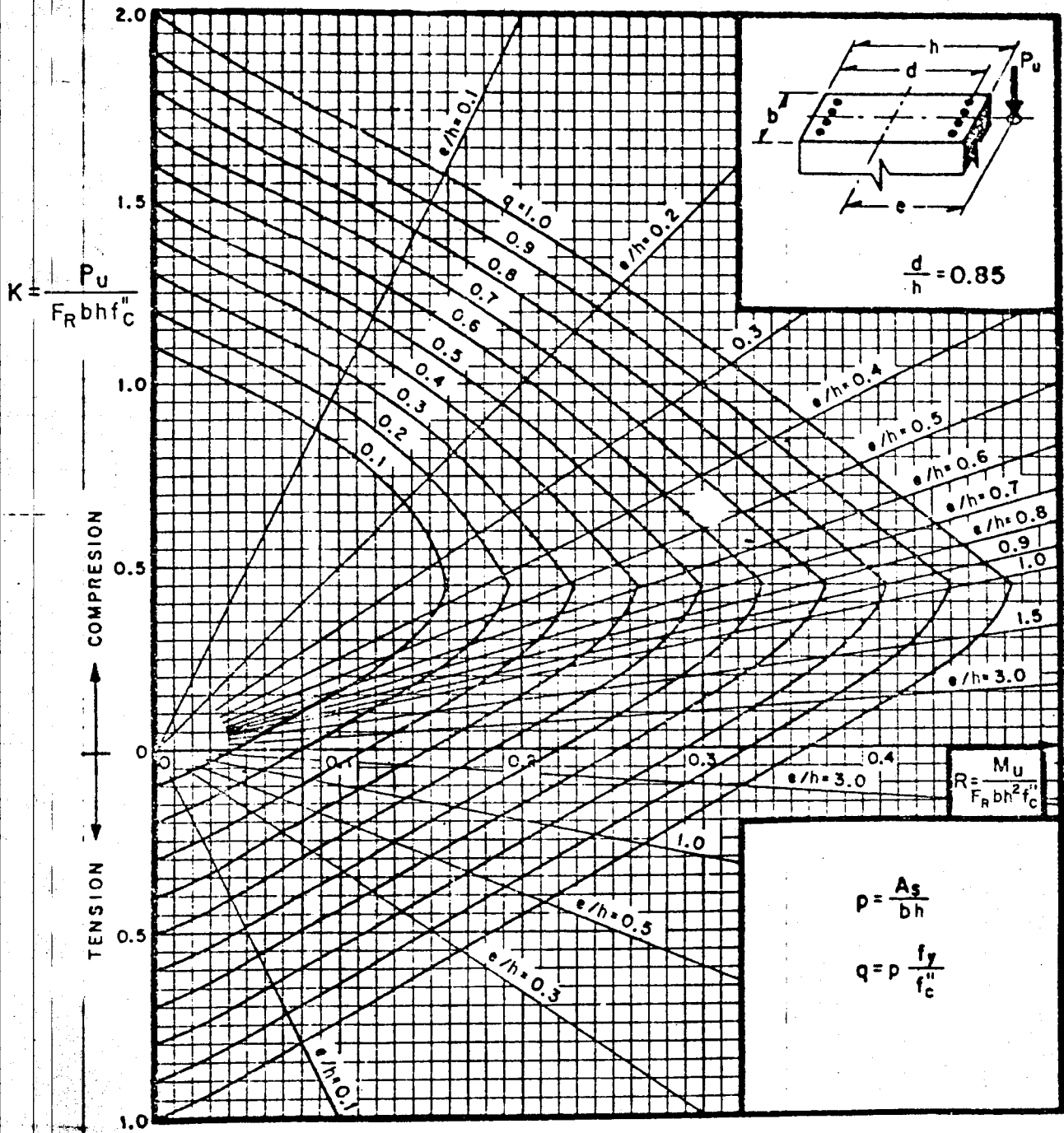


A_s = Area total de refuerzo

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

M_u = Momento flexionante de diseo

P_u = Carga axial de diseo

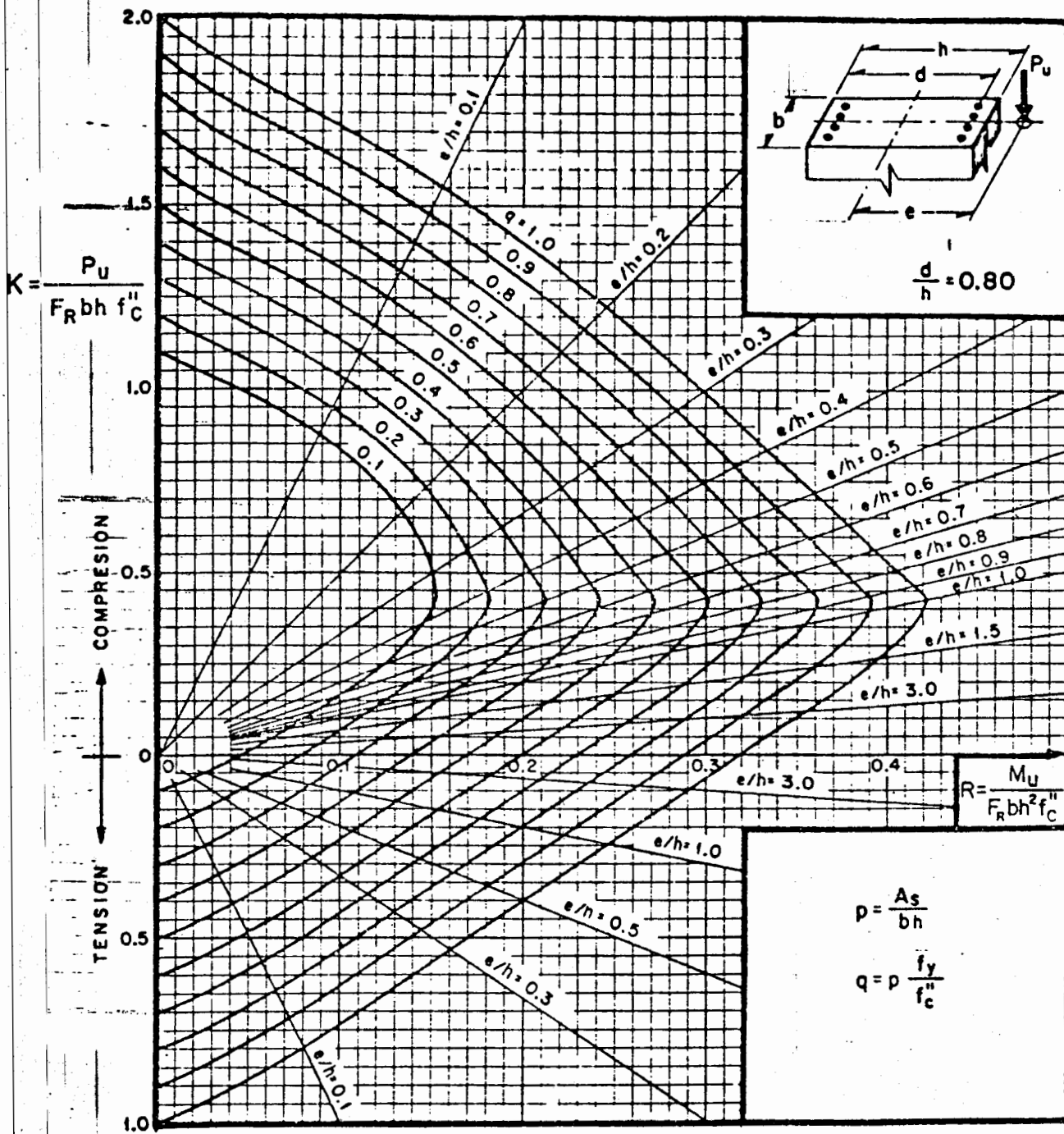


A_s = Area total de refuerzo

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

M_u = Momento flexionante de diseo

P_u = Carga axial de diseo

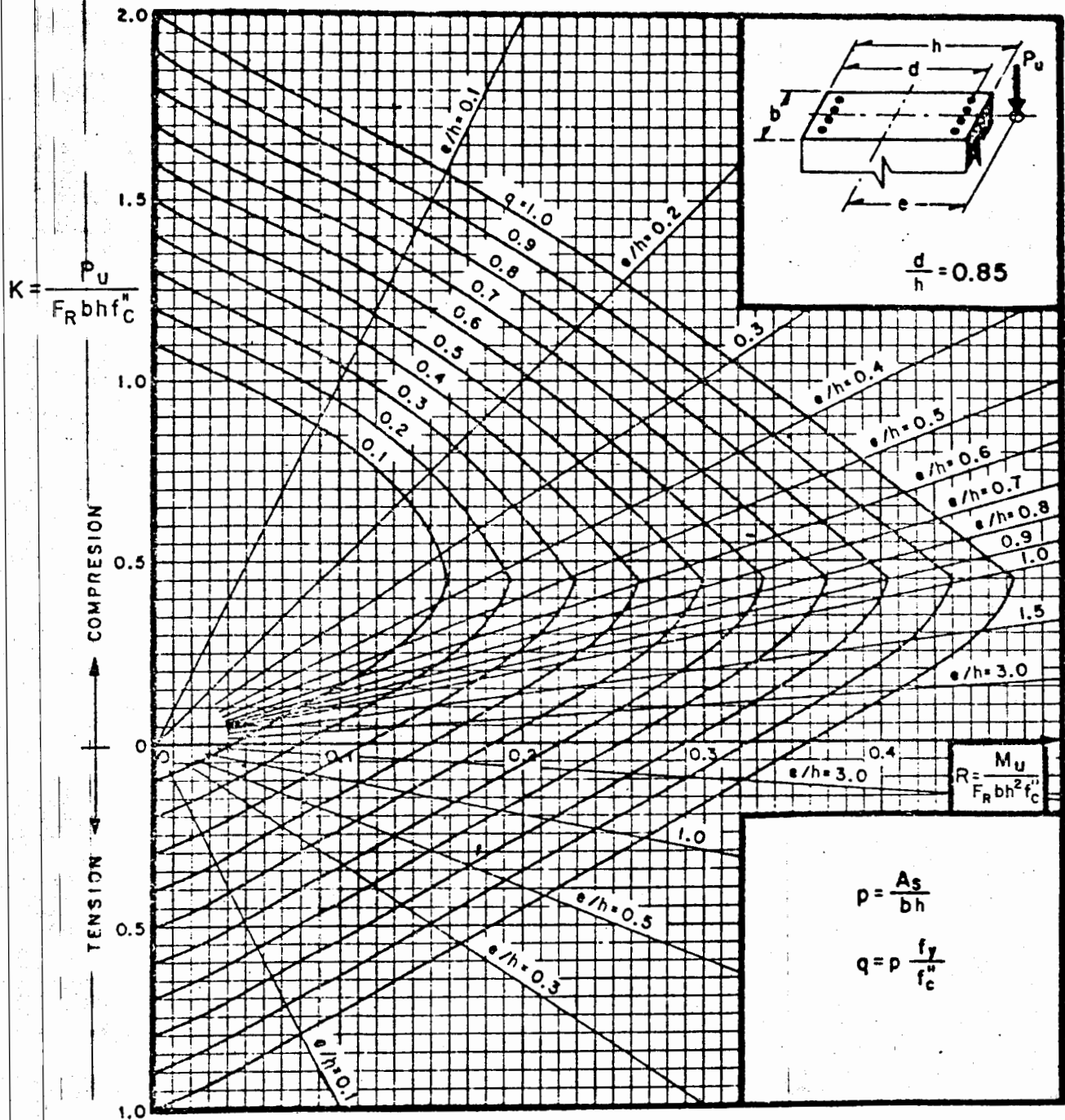


A_s = Area total de refuerzo

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

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Carga axial de diseño

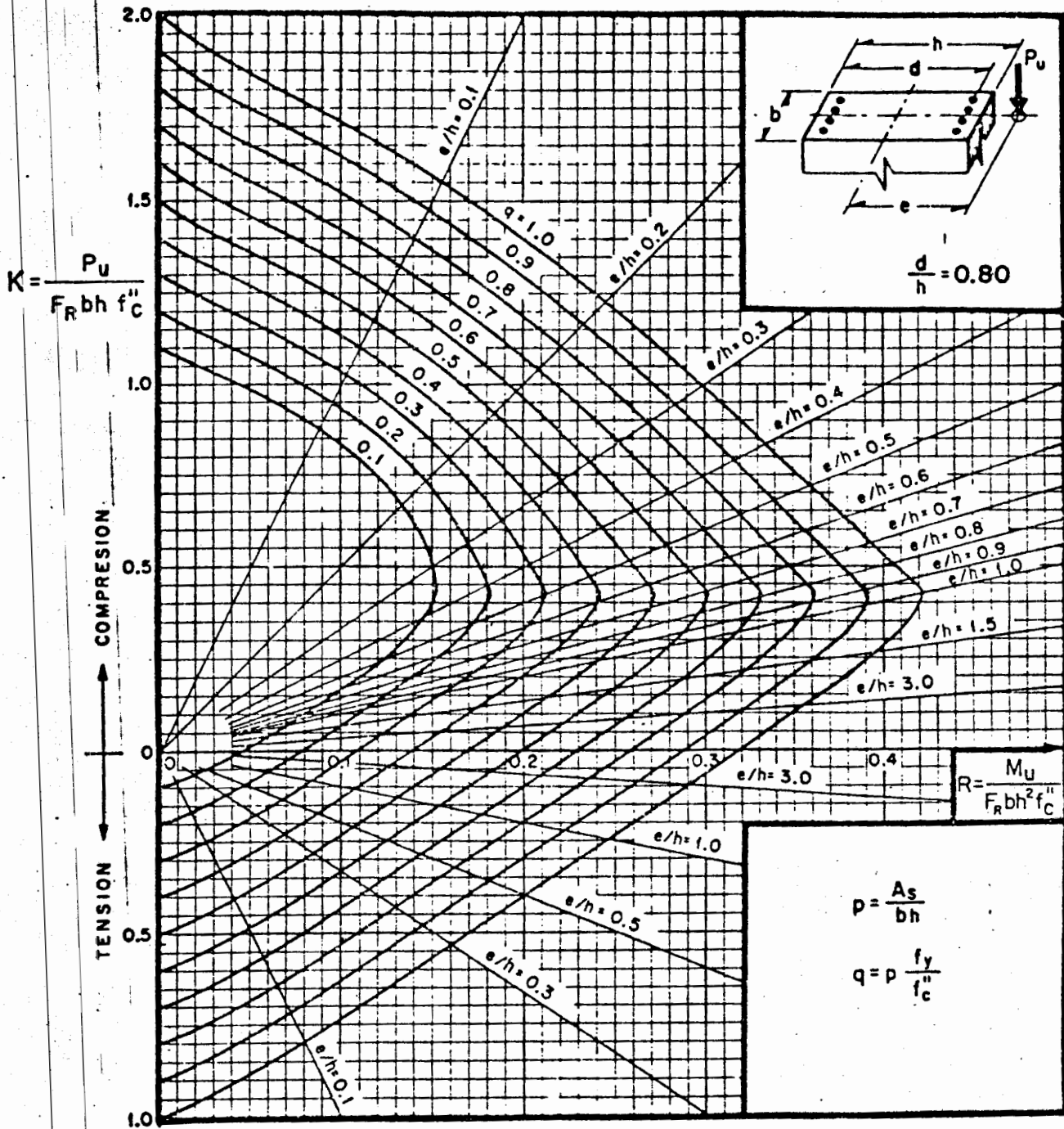


A_s = Area total de refuerzo

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

M_u = Momento flexionante de diseno

P_u = Cargo axial de diseno

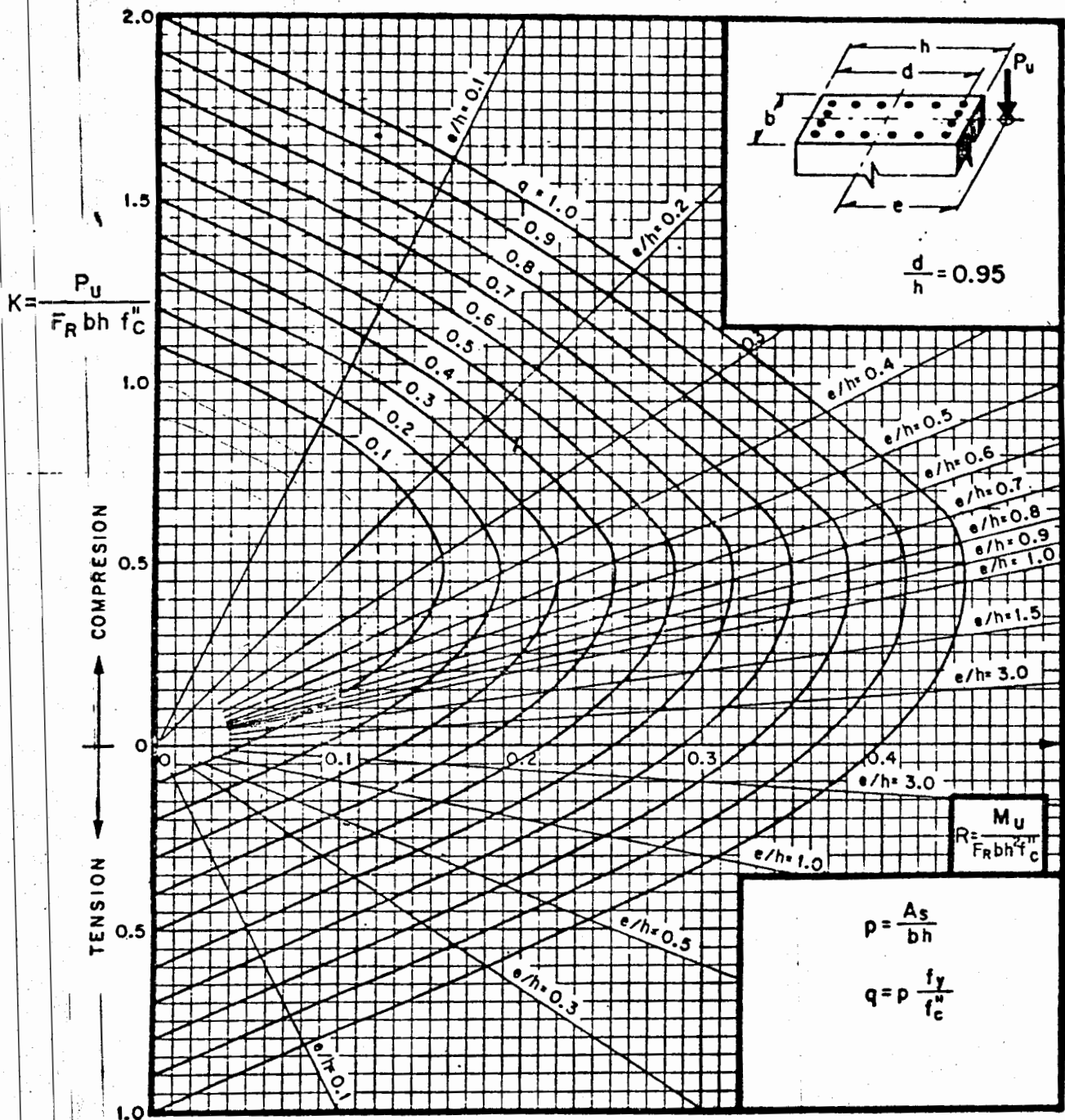


A_s = Area total de refuerzo

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

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Carga axial de diseño



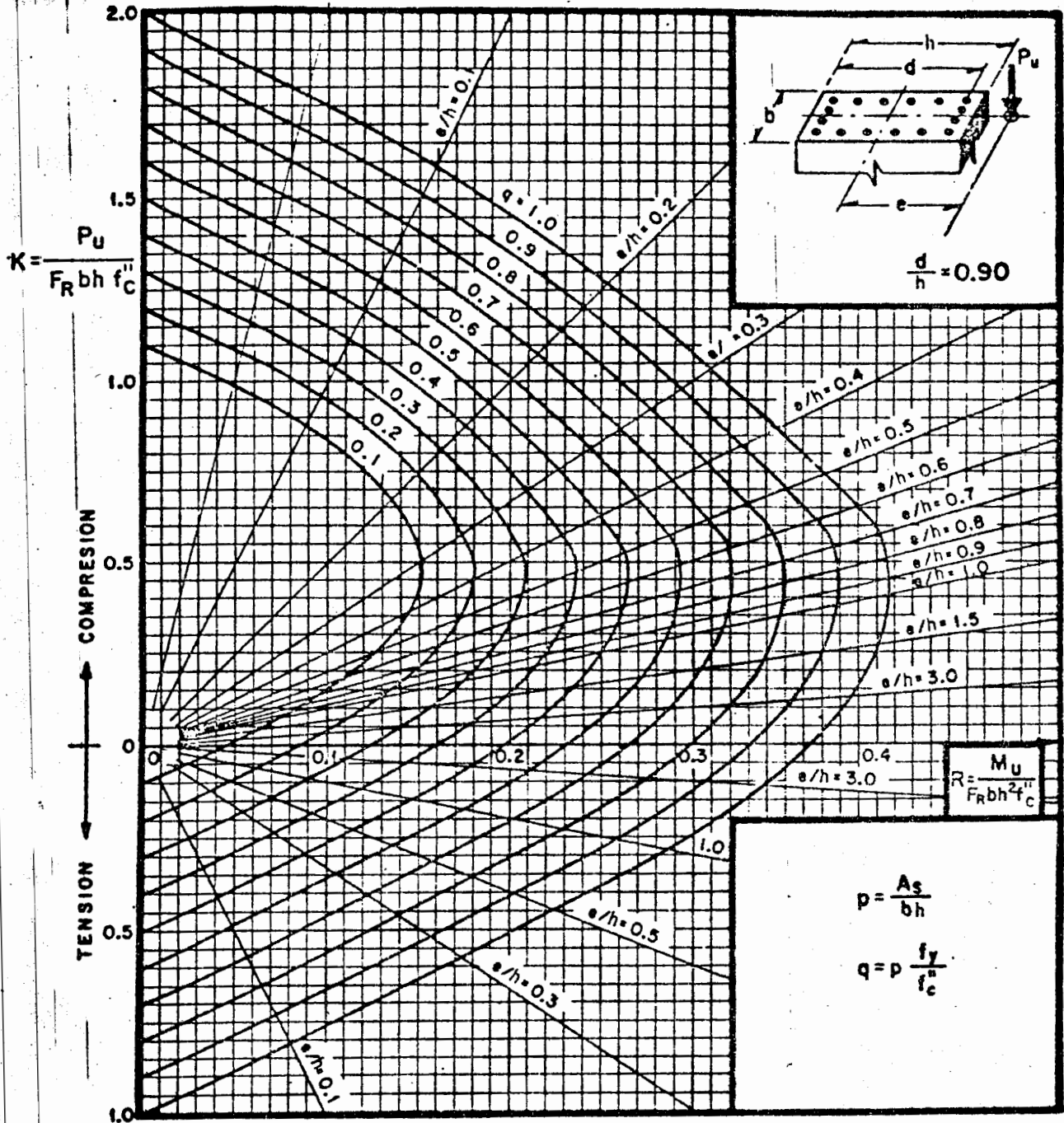
A_s = Area total de refuerzo

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

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Cargo axial de diseño

$e/h = 0.05$

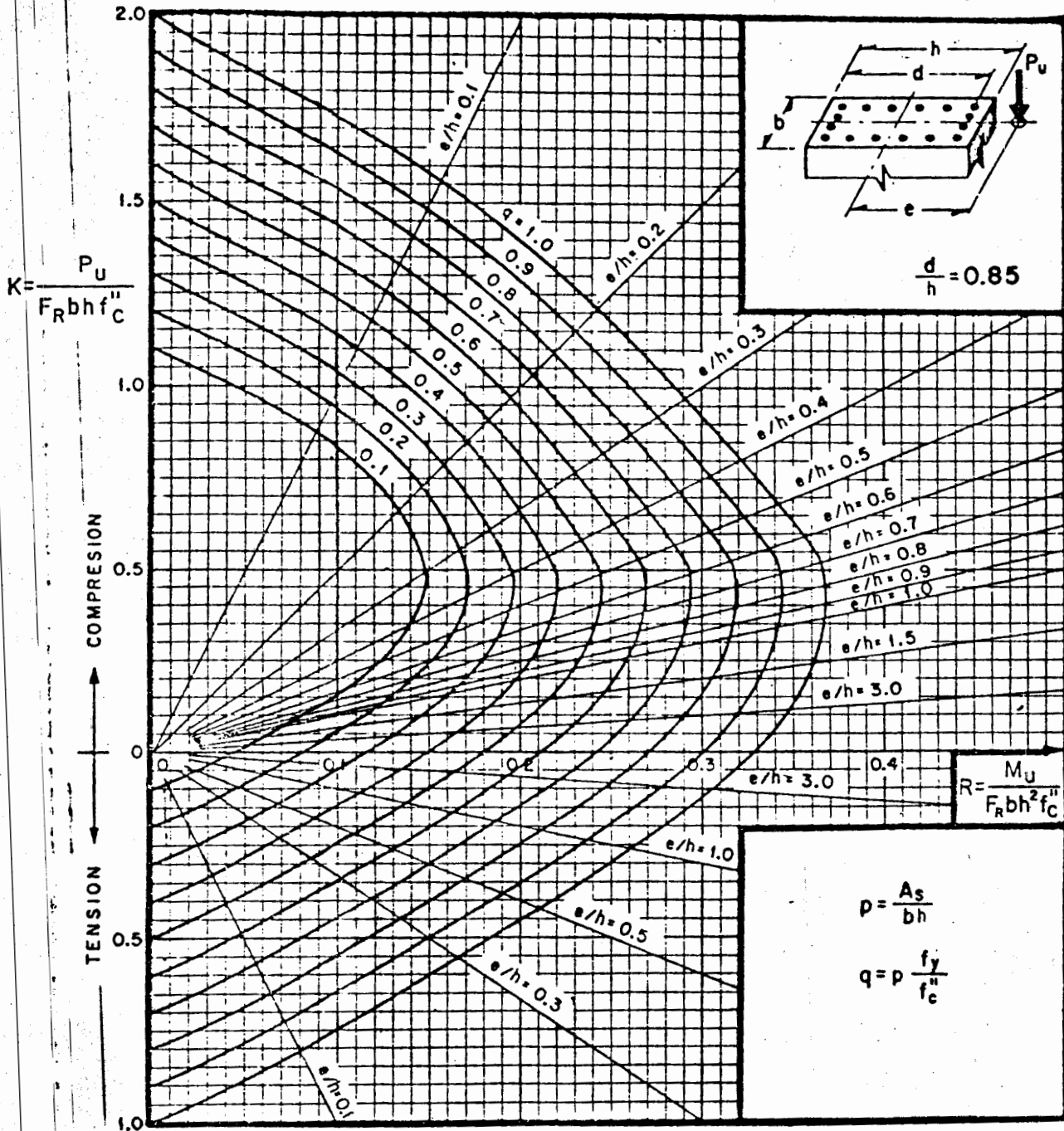


A_s = Area total de refuerzo

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

M_u = Momento flectante de diseño

P_u = Carga axial de diseño

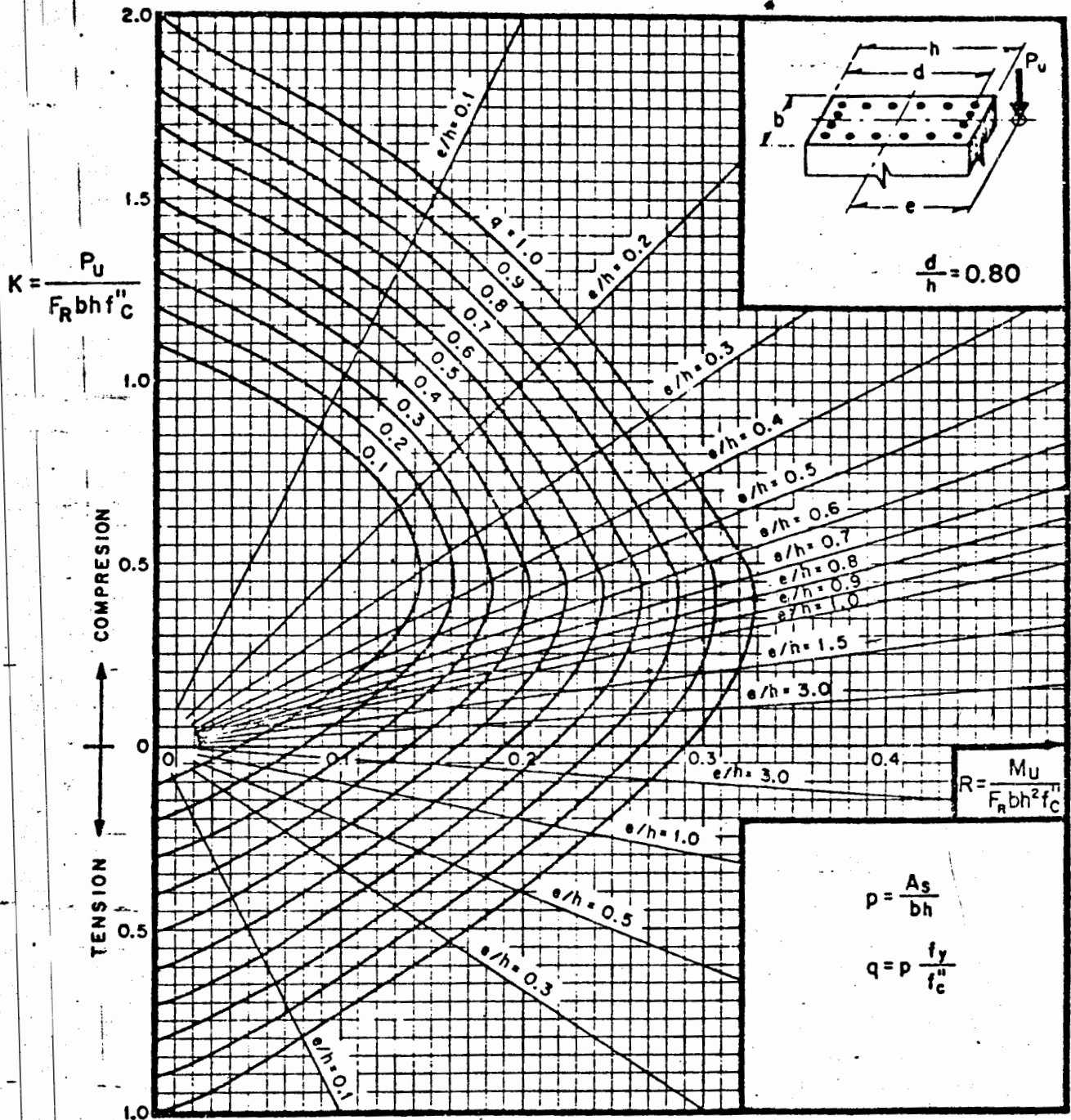


A_s = Area total de refuerzo

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

M_u = Momento flexionante de diseo

P_u = Carga axial de diseo

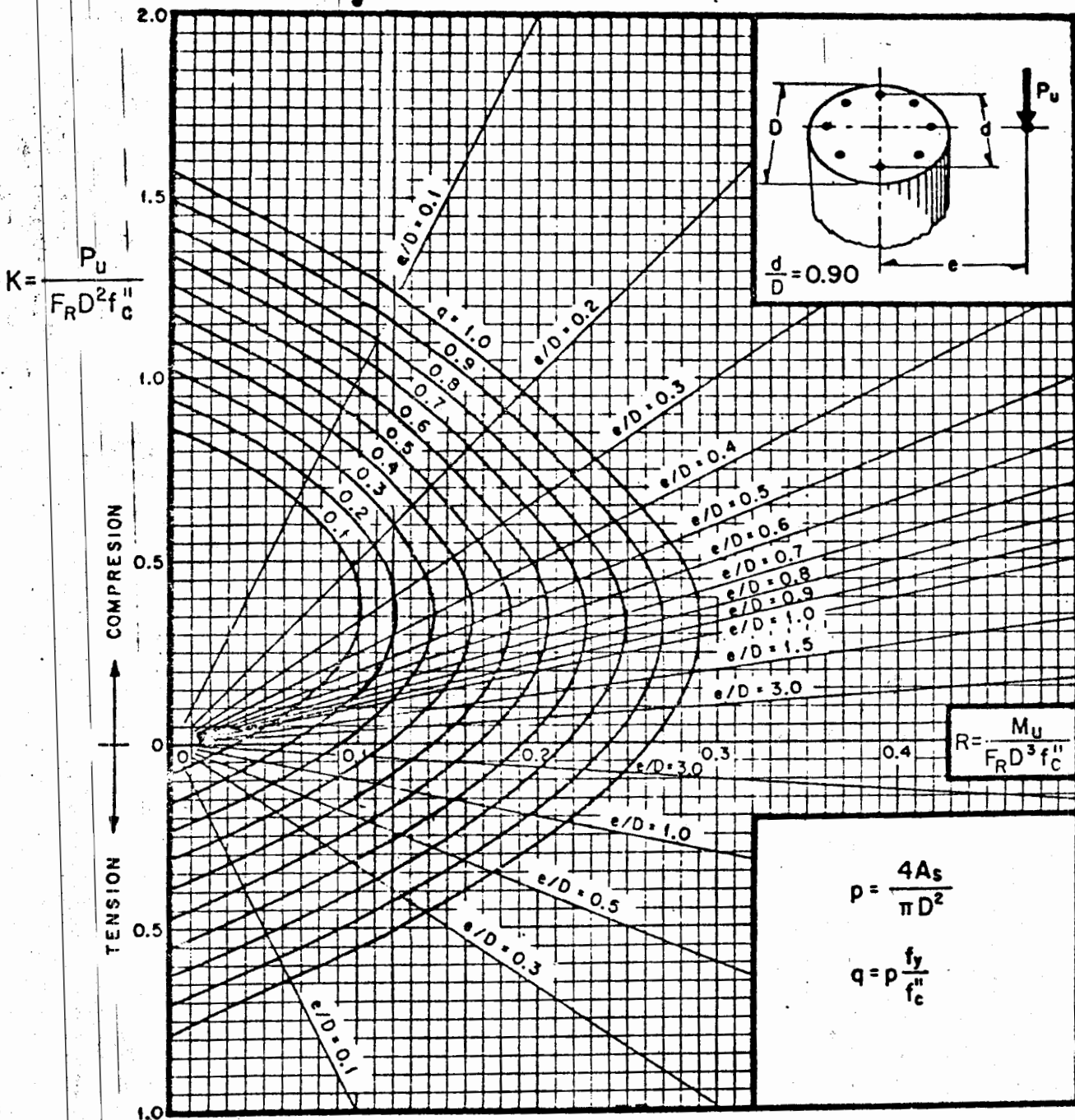


A_s = Area total de refuerzo

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

M_u = Momento flexionante de diseo

P_u = Carga axial de diseo



A_s = Area total de refuerzo

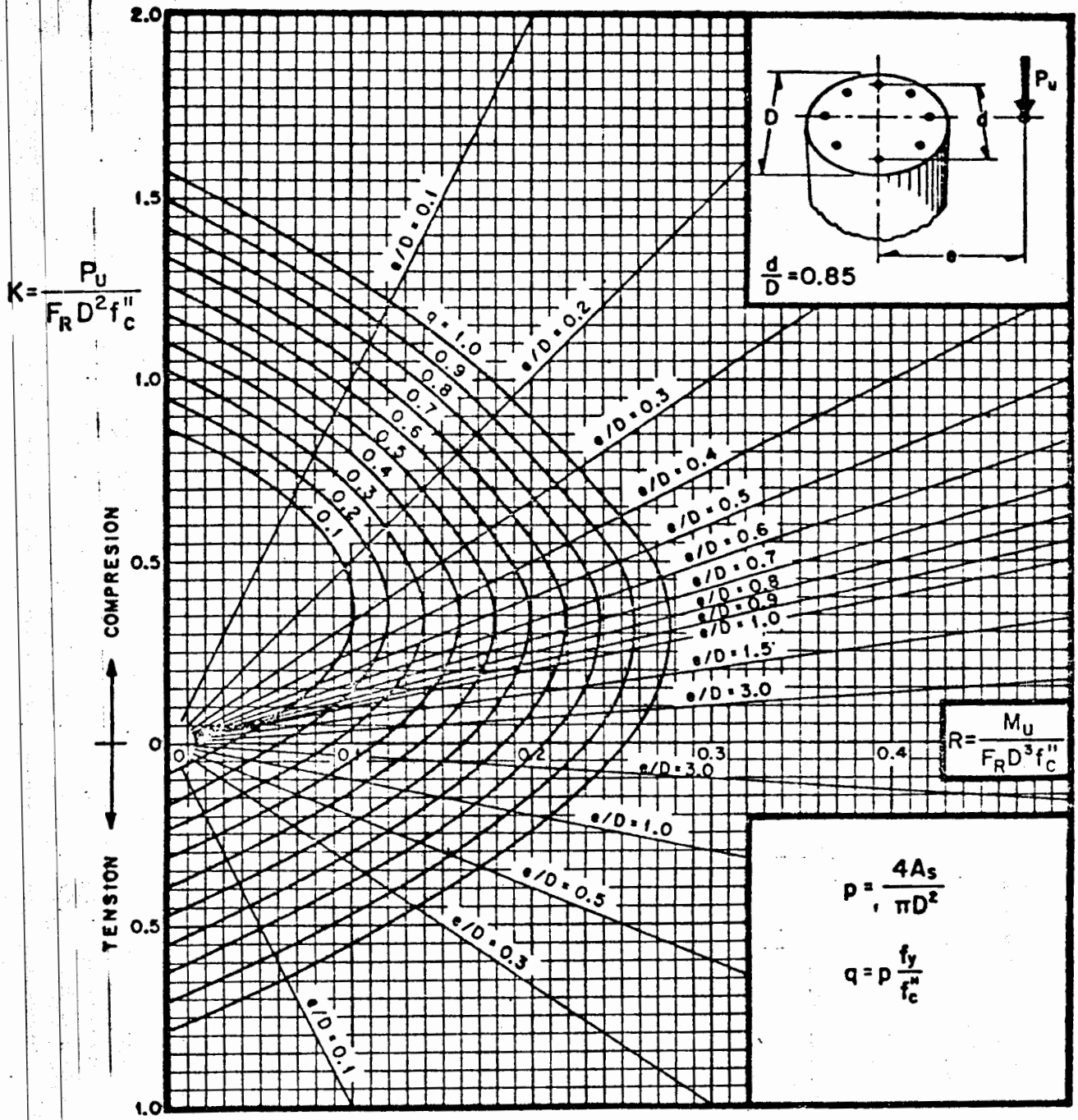
M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Cargo axial de diseño

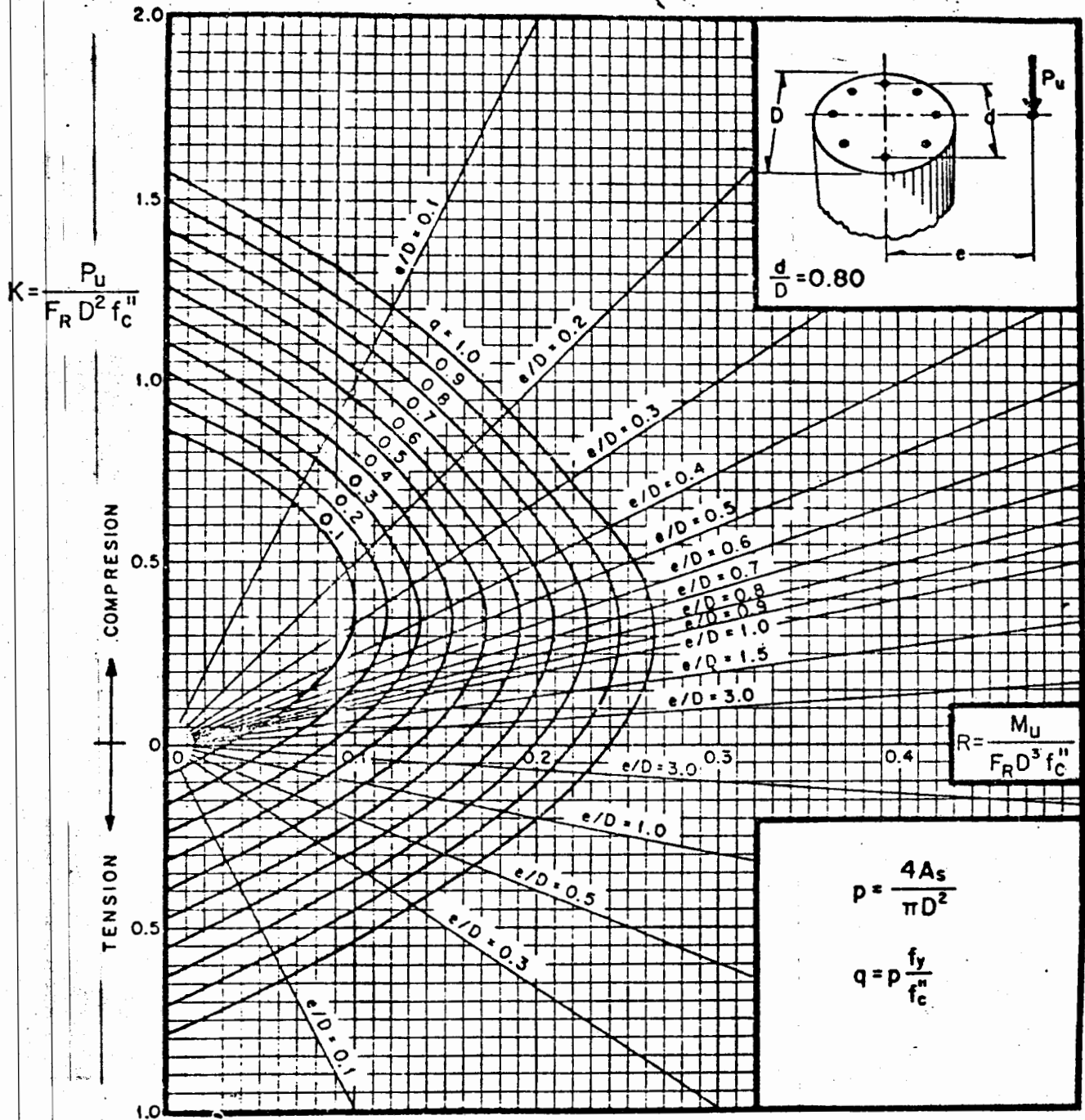
$$f_c'' = 0.85 f_c^* \quad \text{si } f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2; \quad f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^* \quad \text{si } f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = \frac{4A_s}{\pi D^2}$$

$$q = p \frac{f_y}{f_c''}$$



A_s = Area total de refuerzo
 M_u = Momento flexionante de diseño
 P_u = Carga axial de diseño
 $f_c'' = 0.85 f_c^*$; si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = \left(1.05 - \frac{f_c^*}{1250}\right) f_c^*$; si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

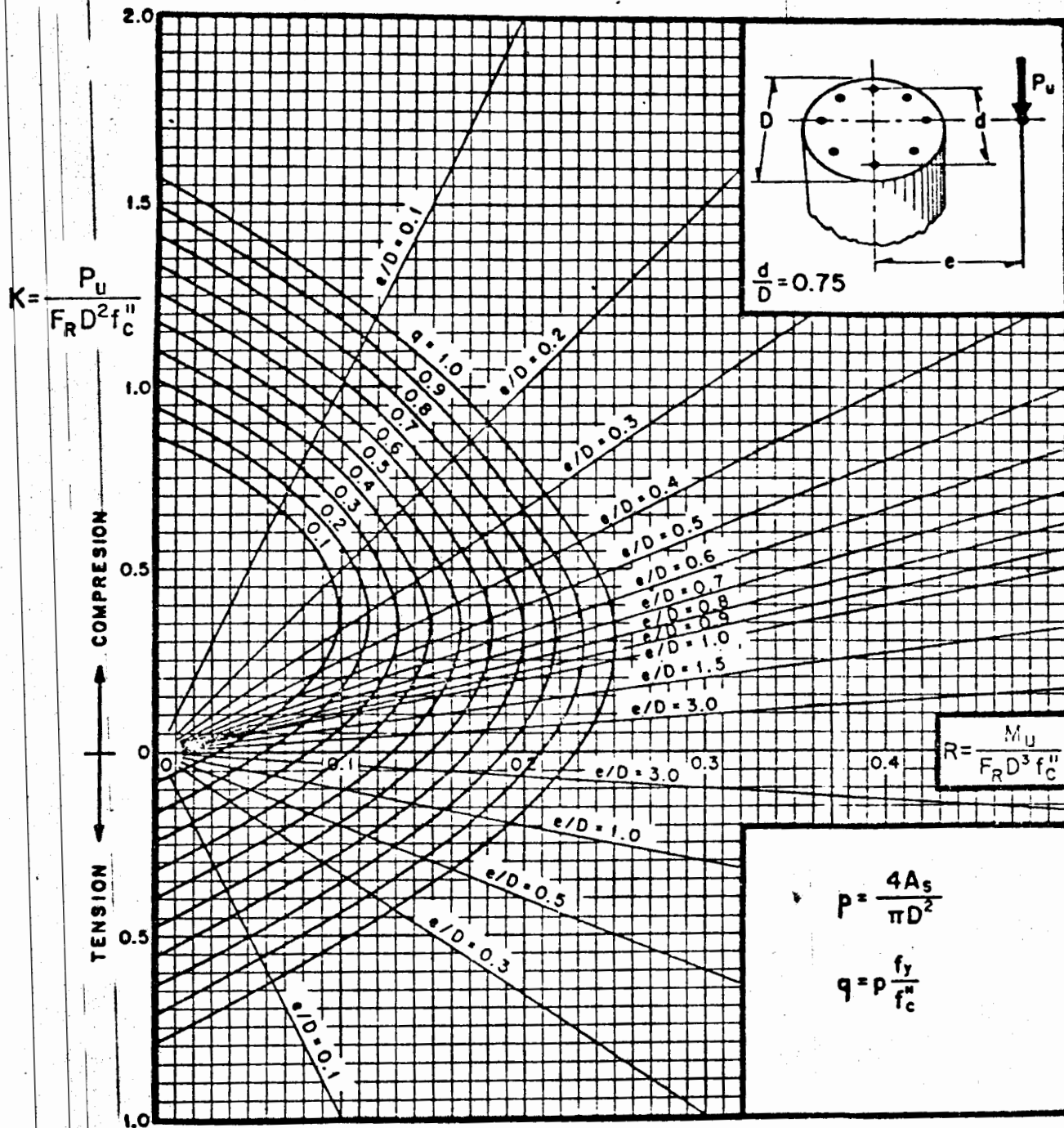


A_s = Area total de refuerzo

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Carga axial de diseño

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



A_s = Area total de refuerzo

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Carga axial de diseño

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

C A P I T U L O 9

"PROPIEDADES Y CARACTERISTICAS DEL REFUERZO"

9.1 Longitudes de desarrollo y traslape.

Para las diferentes disposiciones referentes a este capítulo consúltese el Reglamento de Construcciones para el D.F.

En estas ayudas de diseño únicamente se presentan tablas que contienen los valores de la longitud básica de desarrollo (Tablas 9.1.1 a 9.1.5) para barras de refuerzo con diferentes calidades de acero, obtenidas a partir de la ecuación.

$$L_{db} = 0.06 \frac{A_s f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y$$

donde:

d_b Diámetro de la barra en cm.

a_s Area transversal de la barra en cm².

f_y y f'_c en kg/cm².

A partir de estos valores se calculará la longitud de desarrollo L_d , para refuerzo de tensión, multiplicando por el factor o factores indicados en la siguiente tabla.

CONDICION DEL REFUERZO	FACTOR
Barras horizontales o inclinadas colocadas de manera que bajo ellas se cue- len más de 30 cm. de concreto.	1.4
En concreto ligero	1.33
*Barras con $f_y > 4200$ kg/cm ²	$\frac{2 \cdot 4200}{f_y}$
*Barras torcidas en frio de diámetro \geq a 19.1 mm (#6)	1.2
Todos los otros casos	1.0

Los factores con (*) ya están incluidas en las tablas.

En las tablas mencionadas se tiene también la longitud de traslape para barras a tensión las cuales se obtuvieron multiplicando la longitud básica de desarrollo, L_{db} , por 1.33 ó bien verificando que estas no sean menores que $(0.01 f_y - 6)$ veces el diámetro de la barra.

Estas longitudes deberán también multiplicarse por los factores de la tabla anterior con excepción de los marcados con (*)

9.2. Requisitos de dobleces del refuerzo.

Las tablas 9.2. proporcionan los valores del diámetro interior del doblez para diferentes combinaciones de acero y concreto según especificaciones de la Dirección General de Normas.

El Reglamento al respecto especifica que el radio interior del doblez no será menor que $f_y/60 f'_c$ por el diámetro de la barra doblada, a menos que, dicha barra quede doblada alrededor de otras de diámetro mayor, o se conforme adecuadamente el concreto, por lo cual según sea el caso deberá verificarse que los valores dados en tablas cumplen con estos requisitos.

9.3. Refuerzo por cambios volumétricos.

La tabla 9.3 proporciona las separaciones máximas de diferentes diámetros de varillas para cumplir con el refuerzo por cambios volumétricos que especifica el Reglamento, según la fórmula siguiente, para losas muros y trabes.

Véase dicho Reglamento para disposiciones complementarias.

$$a_s = \frac{450 X_1}{f_y (X_1 + 100)}$$

No debiendo ser la separación del refuerzo mayor de 50 cm. ni de $3.5 X_1$.

a_s Area transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm^2/cm .) El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a X_1 .

X_1 Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (Cm.)

9.3.1 LONGITUDES BASICAS L_{db} Y LONGITUDES DE TRASLAPES.

$f_y = 2830 \text{ kg/cm}^2$ Acero no Torcido

VAR. #	DIAM.(cm)	$f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	
		L_{db} (cms)	L. Tr (cms)	L_{db} (cms)	L. Tr (cms)
2	0.64	10	13	10	13
2.5	0.79	12	16	12	16
3	0.95	14	19	14	19
4	1.27	19	25	19	25
5	1.59	25	33	24	32
6	1.91	35	47	31	41
7	2.22	48	64	42	56
8	2.54	63	84	54	72
9	2.86	79	105	69	92
10	3.18	98	130	85	113
12	3.81	141	188	122	162

* Si bajo la barra hay más de 30cms. de concreto, estas longitudes se multiplicarán por 1.4 * Si el concreto es ligero por 1.33 * Si se cumplen ambas condiciones, por 1.662 * En ningún caso, la longitud de anclaje ya afectada de sus factores, será menor de 30cms. ni la de traspase menor de 40cms.

9.1.2. LONGITUDES BASICAS L_{db} Y LONGITUDES DE TRASLAPES.

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Acero no Torcido

VAR #	DIAM(cms)	$f'c=150 \text{ kg/cm}^2$		$f'c=200 \text{ kg/cm}^2$		$f'c=250 \text{ kg/cm}^2$		$f'c=300 \text{ kg/cm}^2$		$f'c=350 \text{ kg/cm}^2$		$f'c=400 \text{ kg/cm}^2$	
		L_{db} (cms)	L.Tr. (cms)	L_{db} (cms)	L.Tr. (cms)	L_{db} (cms)	L.Tr. (cms)	L_{db} (cms)	L.Tr. (cms)	L_{db} (cms)	L.Tr. (cms)	L_{db} (cms)	L.Tr. (cms)
2.5	0.79	20	29	20	29	20	29	20	29	20	29	20	29
3	0.95	24	34	24	34	24	34	24	34	24	34	24	34
4	1.27	32	46	32	46	32	46	32	46	32	46	32	46
5	1.59	41	57	40	57	40	57	40	57	40	57	40	57
6	1.91	59	78	51	69	48	69	48	69	48	69	48	69
7	2.22	80	109	69	92	62	82	56	80	56	80	56	80
8	2.54	104	138	90	120	81	108	74	98	68	91	64	91
9	2.86	132	176	114	152	102	136	93	124	86	114	81	108
10	3.18	163	217	141	188	126	168	115	153	107	142	100	133
12	3.81	235	313	203	270	182	242	166	221	154	205	144	192

* Si bajo la barra hay más de 30cms. de concreto, estas longitudes se multiplicarán por 1.4 * Si el concreto es ligero, por 1.33

* Si se cumplen ambas condiciones, por 1.862 * En ningún caso, la longitud de anclaje ya afectada de sus factores, será menor de 30cms. ni la de traslape menor de 40cms

9.1.3 LONGITUDES BASICAS L_{db} Y LONGITUDES DE TRASLAPES.

$f_y = 5200 \text{ kg/cm}^2$ Acero no Torcido

VAR. #	DIAM (cms)	$f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$		$f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$		$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$		$f'_c = 300 \text{ Kg/cm}^2$		$f'_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$		$f'_c = 400 \text{ Kg/cm}^2$	
		L_{db} (cm)	L.Tr. (cm)	L_{db} (cm)	L.Tr. (cm)	L_{db} (cm)	L.Tr. (cm)	L_{db} (cm)	L.Tr. (cm)	L_{db} (cm)	L.Tr. (cm)	L_{db} (cm)	L.Tr. (cm)
2.5	0.79	30	40	30	40	30	40	30	40	30	40	30	40
3	0.95	35	47	35	47	35	47	35	47	35	47	35	47
4	1.27	47	63	47	63	47	63	47	63	47	63	47	63
5	1.59	60	80	59	78	59	78	59	78	59	78	59	78
6	1.91	87	116	75	100	71	94	71	94	71	94	71	94
7	2.22	118	157	102	136	91	121	83	110	83	110	83	110
8	2.54	154	205	133	177	119	158	109	145	101	134	94	125
9	2.86	195	259	169	225	151	201	138	184	128	170	119	158
10	3.18	240	319	208	277	186	247	170	226	157	209	147	196
12	3.81	346	460	300	399	268	356	245	326	227	302	212	282

Si bajo la tierra hay más de 30 cms. de concreto estas longitudes se multiplicarán por 1.4. Si el concreto es ligero, por 1.35.
 * Si se cumplen ambas condiciones, por 1.082. * En ningún caso la longitud de ensaje ya afectada de sus factores será mayor de 30 cms. si la de traspase menor de 40 cms.

9.1.4. LONGITUDES BASICAS L_{db} Y LONGITUDES DE TRASLAPES.

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ Acero Torcido en Frio

VAR #	DIAM (cms.)	$f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$		$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$		$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$		$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$		$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$		$f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$	
		L_{db} (cms.)	L. Tr. (cms.)	L_{db} (cms.)	L. Tr. (cms.)	L_{db} (cms.)	L. Tr. (cms.)	L_{db} (cms.)	L. Tr. (cms.)	L_{db} (cms.)	L. Tr. (cms.)	L_{db} (cms.)	L. Tr. (cms.)
2.5	0.79	20	29	20	29	20	29	20	29	20	29	20	29
3	0.95	24	34	24	34	24	34	24	34	24	34	24	34
4	1.27	32	46	32	46	32	46	32	46	32	46	32	46
5	1.59	41	57	40	57	40	57	40	57	40	57	40	57
6	1.91	70	93	61	81	58	77	58	77	58	77	58	77
7	2.22	96	128	83	110	74	98	68	90	67	89	67	89
8	2.54	125	166	108	144	97	129	88	117	82	109	77	102
9	2.86	158	210	137	182	123	164	112	149	104	138	97	129
10	3.18	195	259	169	225	151	201	138	184	128	170	120	160
12	3.81	282	375	244	325	218	290	199	265	184	245	172	229

* Si bajo la barra hay más de 30 cms. de concreto, estas longitudes se multiplicarán por 1.4 * Si el concreto es ligero, por 1.33

* Si se cumplen ambas condiciones, por 1.802 * En ningún caso, la longitud de anclaje ya efectada de sus factoras, será menor de 30 cms. ni la de traslape menor de 40 cms.

9.1.5. LONGITUDES BASICAS L_{db} Y LONGITUDES DE TRASLAPES.

$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$ Acero Torcido en Frio

VAR \rightarrow	DIAM(cms)	$f'_c = 150 \text{ kg/cm}$		$f'_c = 200 \text{ kg/cm}$		$f'_c = 250 \text{ kg/cm}$		$f'_c = 300 \text{ kg/cm}$		$f'_c = 350 \text{ kg/cm}$		$f'_c = 400 \text{ kg/cm}$	
		L_{db} (cms.)	L.Tr. (cms.)	L_{db} (cms.)	L.Tr. (cms.)	L_{db} (cms.)	L.Tr. (cms.)	L_{db} (cms.)	L.Tr. (cms.)	L_{db} (cms.)	L.Tr. (cms.)	L_{db} (cms.)	L.Tr. (cms.)
2.5	0.79	28	37	28	37	28	37	28	37	28	37	28	37
3	0.95	33	44	33	44	33	44	33	44	33	44	33	44
4	1.27	44	59	44	59	44	59	44	59	44	59	44	59
5	1.59	56	74	55	73	55	73	55	73	55	73	55	73
6	1.91	97	129	84	112	80	106	80	106	80	106	80	106
7	2.22	132	176	115	153	102	136	94	125	93	124	93	124
8	2.54	173	230	150	199	134	178	122	162	113	150	106	141
9	2.86	219	291	189	251	169	225	155	205	143	190	134	178
10	3.18	270	359	234	311	209	278	191	254	177	235	165	219
12	3.81	389	517	337	448	301	400	275	366	254	338	238	317

* Si bajo la barra hay más de 30 cms. de concreto, estas longitudes se multiplicarán por 1.4 * Si el concreto es ligero, por 1.33

* Si se cumplen ambas condiciones, por 1.862 * En ningún caso, la longitud de enclaje ya afectada de sus factores, será menor de 30 cms. ni la de traslape menor de 40 cms.

9.2.1. DIAMETROS INTERIORES PARA DOBLECES DE VARILLAS.

 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (NO TORCIDO EN FRIO)

VAR	#	DIAM.(CMS.)	$f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	
			90°	180°	90°	180°
			D (CMS.)	D (CMS.)	D (CMS.)	D (CMS.)
2.5		0.79	5.7	5.7	4.9	4.9
3		0.95	5.7	5.7	4.9	5.7
4		1.27	5.7	7.6	5.1	7.6
5		1.59	6.4	9.5	6.4	9.5
6		1.91	9.5	11.4	9.5	11.4
7		2.22	13.3	13.3	13.3	13.3
8		2.54	15.2	20.3	15.2	20.3
9		2.86	22.9	22.9	22.9	22.9
10		3.18	25.4	25.4	25.4	25.4
12		3.81	30.5	30.5	30.5	30.5

VAR	#	DIAM.(CMS.)	$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$	
			90°	180°	90°	180°
			D (CMS.)	D (CMS.)	D (CMS.)	D (CMS.)
2.5		0.79	4.4	4.8	4.0	4.8
3		0.95	4.4	5.7	4.8	5.7
4		1.27	5.1	7.6	5.1	7.6
5		1.59	6.4	9.5	6.4	9.5
6		1.91	9.5	11.4	9.5	11.4
7		2.22	13.3	13.3	13.3	13.3
8		2.54	15.2	20.3	15.2	20.3
9		2.86	22.9	22.9	22.9	22.9
10		3.18	25.4	25.4	25.4	25.4
12		3.81	30.5	30.5	30.5	30.5

9.2.2. DIAMETROS INTERIORES PARA DOBLECES DE VARILLAS.

$f_y = 5200 \text{ kg/cm}^2$. (NO TORCIDO EN FRIO)

VAR	#	DIAM. (CMS.)	$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	
			90°	180°	90°	180°
			D (CMS.)	D (CMS.)	D (CMS.)	D (CMS.)
2.5		0.79	6.1	6.4	5.5	6.4
3		0.95	6.1	7.6	5.5	7.6
4		1.27	6.4	10.2	6.4	10.2
5		1.59	7.9	12.7	7.9	12.7
6		1.91	11.4	15.2	11.4	15.2
7		2.22	13.3	17.8	13.3	17.8
8		2.54	17.8	25.4	17.8	25.4
9		2.86	22.9	28.6	22.9	28.6
10		3.18	25.4	31.8	25.4	31.8
12		3.81	30.5	38.1	30.5	38.1

VAR	#	DIAM. (CMS.)	$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$	
			90°	180°	90°	180°
			D (CMS.)	D (CMS.)	D (CMS.)	D (CMS.)
2.5		0.79	5.0	6.4	4.6	6.4
3		0.95	5.0	7.6	4.8	7.6
4		1.27	6.4	10.2	6.4	10.2
5		1.59	7.9	12.7	7.9	12.7
6		1.91	11.4	15.2	11.4	15.2
7		2.22	13.3	17.8	13.3	17.8
8		2.54	17.8	25.4	17.8	25.4
9		2.86	22.9	28.6	22.9	28.6
10		3.18	25.4	31.8	25.4	31.8
12		3.81	30.5	38.1	30.5	38.1

9.2.3. DIAMETROS INTERIORES PARA DOBLECES DE VARILLAS.

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{TORCIDO EN FRIO})$$

VAR	#	DIAM. (CMS.)	$f'_c = 150 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$	
			90°	180°	90°	180°
			D (CMS.)	D (CMS.)	D (CMS.)	D (CMS.)
2.5		0.79	5.7	5.7	4.9	4.9
3		0.95	5.7	5.7	4.9	4.9
4		1.27	5.7	5.7	5.1	5.1
5		1.59	6.4	6.4	6.4	6.4
6		1.91	9.5	9.5	9.5	9.5
7		2.22	11.1	11.1	11.1	11.1
8		2.54	12.7	12.7	12.7	12.7
9		2.86	17.1	17.1	17.1	17.1
10		3.18	19.1	19.1	19.1	19.1
12		3.81	22.9	22.9	22.9	22.9

VAR	#	DIAM. (CMS.)	$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$	
			90°	180°	90°	180°
			D (CMS.)	D (CMS.)	D (CMS.)	D (CMS.)
2.5		0.79	4.4	4.4	4.0	4.0
3		0.95	4.4	4.4	4.0	4.0
4		1.27	5.1	5.1	5.1	5.1
5		1.59	6.4	6.4	6.4	6.4
6		1.91	9.5	9.5	9.5	9.5
7		2.22	11.1	11.1	11.1	11.1
8		2.54	12.7	12.7	12.7	12.7
9		2.86	17.1	17.1	17.1	17.1
10		3.18	19.1	19.1	19.1	19.1
12		3.81	22.9	22.9	22.9	22.9

9.2.4. DIAMETROS INTERIORES PARA DOBLECES DE VARILLAS.

$$f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{TORCIDO EN FRIO})$$

VAR #	DIAM. (CMS.)	$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	
		90°	180°	90°	180°
		D (CMS.)	D (CMS.)	D (CMS.)	D (CMS.)
2.5	0.79	5.9	5.9	5.3	5.3
3	0.95	5.9	5.9	5.7	5.7
4	1.27	7.6	7.6	7.6	7.6
5	1.59	9.5	9.5	9.5	9.5
6	1.91	13.3	13.3	13.3	13.3
7	2.22	15.6	15.6	15.6	15.6
8	2.54	17.8	17.8	17.8	17.8
9	2.86	22.9	22.9	22.9	22.9
10	3.18	25.4	25.4	25.4	25.4
12	3.81	30.5	30.5	30.5	30.5

VAR #	DIAM. (CMS.)	$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$	
		90°	180°	90°	180°
		D (CMS.)	D (CMS.)	D (CMS.)	D (CMS.)
2.5	0.79	4.8	4.8	4.8	4.8
3	0.95	5.7	5.7	5.7	5.7
4	1.27	7.6	7.6	7.6	7.6
5	1.59	9.5	9.5	9.5	9.5
6	1.91	13.3	13.3	13.3	13.3
7	2.22	15.6	15.6	15.6	15.6
8	2.54	17.8	17.8	17.8	17.8
9	2.86	22.9	22.9	22.9	22.9
10	3.18	25.4	25.4	25.4	25.4
12	3.81	30.5	30.5	30.5	30.5

9.2.5. DIAMETROS INTERIORES PARA DOBLECES DE VARILLAS.

$$f_y = 6000 \text{ kg/cm}^2. \text{ (TORCIDO EN FRIO)}$$

VAR	#	DIAM. (CMS.)	$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2.$		$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2.$	
			90° D (CMS.)	180° D (CMS.)	90° D (CMS.)	180° D (CMS.)
2.5		0.79	7.1	7.1	6.3	6.3
3		0.95	7.1	7.1	6.3	6.3
4		1.27	7.6	7.6	7.6	7.6
5		1.59	9.5	9.5	9.5	9.5
6		1.91	13.3	13.3	13.3	13.3
7		2.22	15.6	15.6	15.6	15.6
8		2.54	17.8	17.8	17.8	17.8
9		2.86	22.9	22.9	22.9	22.9
10		3.18	25.4	25.4	25.4	25.4
12		3.81	30.5	30.5	30.5	30.5

VAR	#	DIAM. (CMS.)	$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2.$		$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2.$	
			90° D (CMS.)	180° D (CMS.)	90° D (CMS.)	180° D (CMS.)
2.5		0.79	5.8	5.8	5.3	5.3
3		0.95	5.8	5.8	5.7	5.7
4		1.27	7.6	7.6	7.6	7.6
5		1.59	9.5	9.5	9.5	9.5
6		1.91	13.3	13.3	13.3	13.3
7		2.22	15.6	15.6	15.6	15.6
8		2.54	17.8	17.8	17.8	17.8
9		2.86	22.9	22.9	22.9	22.9
10		3.18	25.4	25.4	25.4	25.4
12		3.81	30.5	30.5	30.5	30.5

9.3. Separaciones máximas de varillas en elementos de concreto por cambios volumétricos.

X ₁	No. DE - CAPAS DE REFUERZO	f _y = 2530 kg/cm ²				f _y = 4000 kg/cm ²			
		Vars. # 2.5. Intemp. Cubierto		Vars. # 3 Intemp. Cubierto		Vars. # 2.5 Intemp. Cubierto		Vars. # 3 Intemp. Cubierto	
8	1	14	28	14	28	14	28	14	28
	2	28	28	28	28	28	28	28	28
10	1	14	28	17	35	24	35	17	35
	2	28	35	35	35	35	35	35	35
11	1	14	27	18	36	22	37	18	37
	2	28	36	36	36	37	37	36	37
12	1	13	26	18	37	21	41	30	41
	2	26	42	36	42	41	41	41	41
13	1	12	25	18	36	19	38	27	46
	2	24	45	36	45	38	45	45	45
14	1	12	23	17	33	17	35	25	49
	2	24	46	34	49	34	49	25	49
15	1	11	22	16	32	17	33	24	48
	2	22	44	32	50	34	50	48	50
18	1	10	19	14	28	14	28	20	41
	2	20	38	28	50	28	50	40	50
20	1	17	34	12	25	13	26	19	38
	2	34	50	24	50	26	50	38	50
25	2	28	50	20	40	22	44	32	50
	2	24	48	18	36	19	38	28	50

Se deberán tomar las precauciones que especifica el Reglamento en los casos en que se debe disminuir el agrietamiento.

$$a_s = \frac{450 X_1}{f_y (X_1 + 100)}$$

$$\text{Sep} = 3.5 X_1$$

50 cm.

9.4. PROPIEDADES DE VARILLAS.

Var. No.	Diámetro		Peso Kg/m.	Radio de giro (mm.)	Número de Varillas										cm. ² / cm.	
	Pulg.	mm.			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	áreas	perímetros
2	1/4	6.3	0.248	1.575	0.32 1.99	0.64 3.98	0.96 5.97	1.28 7.96	1.60 9.95	1.92 11.94	2.24 13.93	2.56 5.92	2.88 17.91	3.20 19.90	áreas	perímetros
2.5	5/16	7.9	0.384	1.975	0.49 2.48	0.98 4.96	1.47 7.44	1.96 9.92	2.45 12.40	2.94 14.88	3.43 17.36	3.92 19.84	4.41 22.32	4.90 24.80	áreas	perímetros
3	3/8	9.5	0.557	2.375	0.71 2.98	1.42 5.96	2.13 8.94	2.84 11.92	3.55 14.90	4.26 17.88	4.97 20.86	5.68 23.84	6.39 26.82	7.10 29.80	áreas	perímetros
4	1/2	12.7	0.996	3.175	1.27 3.99	2.54 7.98	3.81 11.97	5.08 15.96	6.35 19.95	7.62 23.94	8.89 27.93	10.16 31.92	11.43 35.91	12.70 39.90	áreas	perímetros
5	5/8	15.9	1.560	3.975	1.99 5.00	3.98 10.00	5.97 15.00	7.96 20.00	9.95 25.00	11.94 30.00	13.93 35.00	15.92 40.00	17.91 45.00	19.90 50.00	áreas	perímetros
6	3/4	19.1	2.250	4.775	2.87 6.00	5.74 12.00	8.61 18.00	11.48 24.00	14.35 30.00	17.22 36.00	20.09 42.00	22.96 48.00	25.83 54.00	28.70 60.00	áreas	perímetros
7	7/8	22.2	3.034	5.550	3.87 6.97	7.74 13.94	11.61 20.91	15.48 27.88	19.35 34.85	23.22 41.82	27.09 48.79	30.96 55.76	34.83 62.73	38.70 69.70	áreas	perímetros
8	1	25.4	3.975	6.350	5.07 7.98	10.14 15.96	15.21 23.94	20.28 31.92	25.35 39.90	30.42 47.88	35.49 55.86	40.56 63.84	45.63 71.82	50.70 79.80	áreas	perímetros
9	1 1/8	28.6	5.033	7.150	6.42 8.98	12.84 17.96	19.26 26.94	25.68 35.92	32.10 44.90	38.52 53.88	44.94 62.86	51.36 71.84	57.78 80.82	64.20 89.80	áreas	perímetros
10	1 1/4	31.8	6.225	7.950	7.94 9.99	15.88 19.98	23.82 29.97	31.76 39.96	39.70 49.95	47.64 59.94	55.58 69.93	63.52 79.92	71.46 89.91	79.40 99.90	áreas	perímetros
12	1 1/2	38.1	8.938	9.525	11.40 11.97	22.80 23.94	34.20 35.91	45.60 47.88	57.00 59.85	68.40 71.82	79.80 83.79	91.20 95.76	102.60 107.73	114.00 119.70	áreas	perímetros

Los diámetros, áreas y pesos se ajustan a la norma de la Secretaría de Industria y Comercio, D.O.N.-8-6-1955

9.5. PROPIEDADES DE MALLAS DE ALAMBRE SOLDADO.

MALLAS DE TRAMA CUADRADA

Tipo		Alambres				Area de la Sección en cm ² /m.l.		Peso en Kg/m ²
		Espaciamiento en cm.		Diámetro en mm.		Long.	Transv.	
		Long.	Transv.	Long.	Transv.			
2x2	10/10	5.1	5.1	3.43	3.43	1.82	1.82	2.93
	11/11	5.1	5.1	3.06	3.06	1.45	1.45	2.41
	12/12	5.1	5.1	2.68	2.68	1.11	1.11	1.81
	13/13	5.1	5.1	2.32	2.32	0.83	0.83	1.38
	14/14	5.1	5.1	2.03	2.03	0.64	0.64	1.02
3x3	8/8	7.6	7.6	4.11	4.11	1.74	1.74	2.83
	9/9	7.6	7.6	3.77	3.77	1.46	1.46	2.42
	10/10	7.6	7.6	3.43	3.43	1.21	1.21	2.00
	11/11	7.6	7.6	3.06	3.06	0.96	0.96	1.59
	12/12	7.6	7.6	2.68	2.68	0.74	0.74	1.22
	13/13	7.6	7.6	2.32	2.32	0.56	0.56	0.93
	14/14	7.6	7.6	2.03	2.03	0.43	0.43	0.68
4x4	4/4	10.2	10.2	5.72	5.72	2.53	2.53	4.05
	6/6	10.2	10.2	4.88	4.88	1.84	1.84	2.97
	8/8	10.2	10.2	4.11	4.11	1.31	1.31	2.15
	10/10	10.2	10.2	3.43	3.43	0.91	0.91	1.51
	11/11	10.2	10.2	3.06	3.06	0.72	0.72	1.20
	12/12	10.2	10.2	2.68	2.68	0.56	0.56	0.93
	13/13	10.2	10.2	2.32	2.32	0.42	0.42	0.73
	14/14	10.2	10.2	2.03	2.03	0.32	0.32	0.52
6x6	0/0	15.2	15.2	7.79	7.79	3.12	3.12	5.22
	1/1	15.2	15.2	7.19	7.19	2.66	2.66	4.44
	2/2	15.2	15.2	6.67	6.67	2.29	2.29	3.81
	3/3	15.2	15.2	6.19	6.19	1.97	1.97	3.32
	4/4	15.2	15.2	5.72	5.72	1.69	1.69	2.83
	5/5	15.2	15.2	5.26	5.26	1.42	1.42	2.39
	6/6	15.2	15.2	4.88	4.88	1.23	1.23	2.05
	7/7	15.2	15.2	4.50	4.50	1.04	1.04	1.76
	8/8	15.2	15.2	4.11	4.11	0.87	0.87	1.46
	9/9	15.2	15.2	3.77	3.77	0.73	0.73	1.22
	10/10	15.2	15.2	3.43	3.43	0.61	0.61	1.02
	11/11	15.2	15.2	3.06	3.06	0.48	0.48	0.80
	12/12	15.2	15.2	2.68	2.68	0.37	0.37	0.62
	13/13	15.2	15.2	2.32	2.32	0.28	0.28	0.47
14/14	15.2	15.2	2.03	2.03	0.21	0.21	0.35	

9.5. PROPIEDADES DE MALLA DE ALAMBRE SOLDADO.

MALLAS DE TRAMA RECTANGULAR

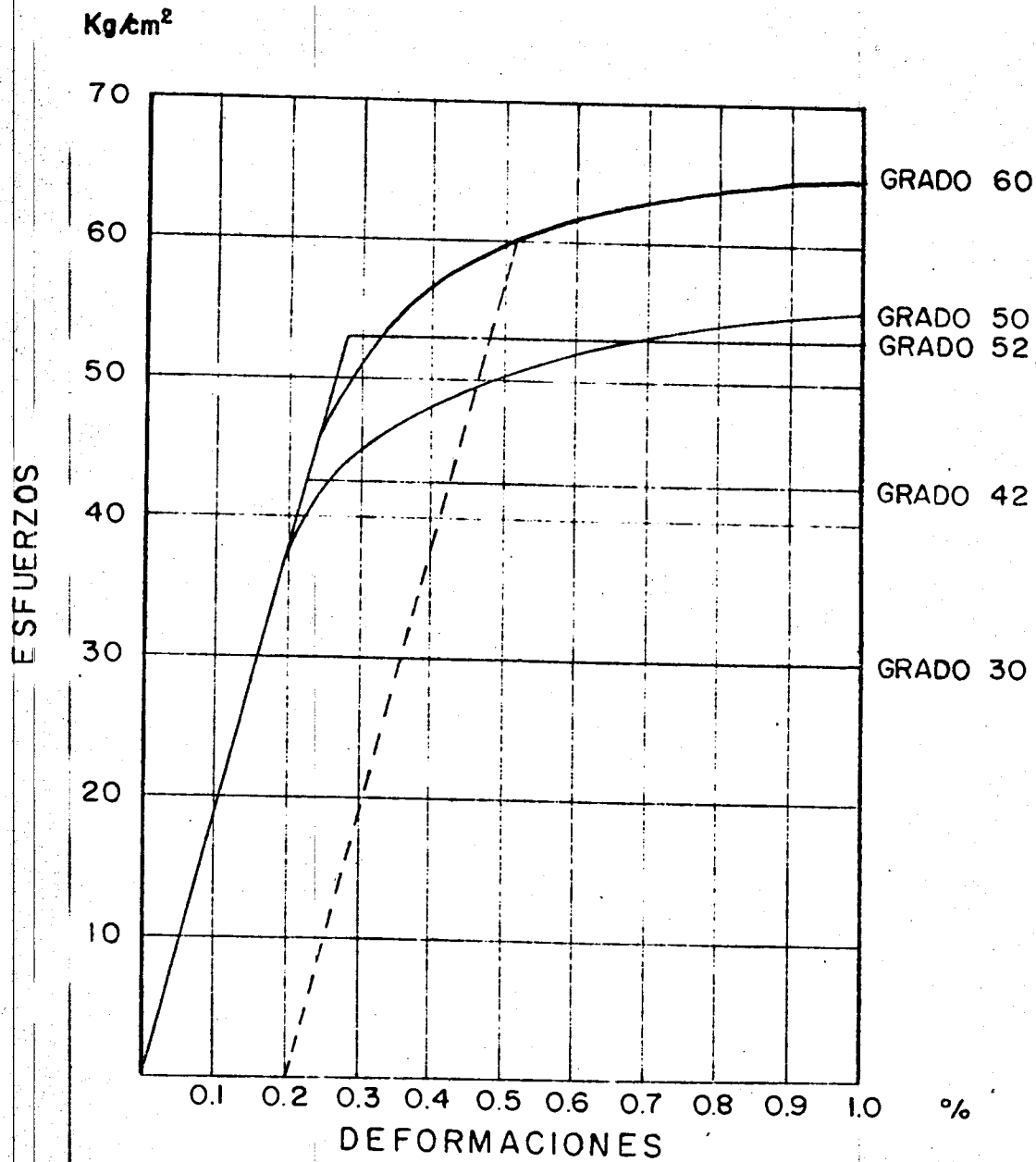
Tipo		Alambres				Area de la Sección en cm ² /m.l.		Peso en Kg/m ²
		Espaciamiento en cm.		Diámetro en mm.		Long.	Transv.	
		Long.	Transv.	Long.	Transv.			
2x16	0/6	5.1	40.6	7.79	4.68	9.37	0.46	7.95
	1/7	5.1	40.6	7.19	4.50	7.99	0.39	6.83
	2/8	5.1	40.6	6.67	4.11	6.87	0.33	5.81
	3/8	5.1	40.6	6.19	4.11	5.92	0.33	5.08
	4/9	5.1	40.6	5.72	3.77	5.06	0.27	4.34
	5/10	5.1	40.6	5.26	3.43	4.27	0.23	3.66
	6/10	5.1	40.6	4.88	3.43	3.68	0.23	3.17
	7/11	5.1	40.6	4.50	3.06	3.12	0.18	2.68
4x12	3/8	10.2	30.5	6.19	4.11	2.96	0.44	2.82
	4/9	10.2	30.5	5.72	3.77	2.53	0.37	2.39
	5/7	10.2	30.5	5.26	4.50	2.14	0.52	2.20
	6/10	10.2	30.5	4.88	3.43	1.84	0.30	1.76
	7/11	10.2	30.5	4.50	3.06	1.56	0.24	1.51
	8/12	10.2	30.5	4.11	2.68	1.31	0.19	1.27
	9/12	10.2	30.5	3.77	2.68	1.10	0.19	1.07
	10/12	10.2	30.5	3.43	2.68	0.91	0.19	0.91
	11/12	10.2	30.5	3.06	2.68	0.72	0.19	0.76
	12/12	10.2	30.5	2.68	2.68	0.56	0.19	0.62
4x8	7/11	10.2	20.3	4.50	3.06	1.56	0.36	1.61
	8/12	10.2	20.3	4.11	2.68	1.31	0.28	1.32
	9/12	10.2	20.3	3.77	2.68	1.10	0.28	1.12
	10/12	10.2	20.3	3.43	2.68	0.91	0.28	0.96
	13/13	10.2	20.3	2.32	2.32	0.43	0.21	0.52
	14/14	10.2	20.3	2.03	2.03	0.32	0.16	0.39
6x12	0/0	15.2	30.5	7.79	7.79	3.12	1.56	3.95
	0/3	15.2	30.5	7.79	6.19	3.12	0.99	3.51
	1/1	15.2	30.5	7.19	7.19	2.66	1.33	3.37
	1/4	15.2	30.5	7.19	5.72	2.66	0.84	2.98
	2/2	15.2	30.5	6.67	6.67	2.29	1.15	2.88
	2/5	15.2	30.5	6.67	5.26	2.29	0.71	2.54
	3/3	15.2	30.5	6.19	6.19	1.97	0.99	2.49
	4/4	15.2	30.5	5.72	5.72	1.69	0.84	2.15
	6/6	15.2	30.5	4.88	4.88	1.23	0.61	1.56

9.5.3. PROPIEDADES DE MALLAS DE ALAMBRE SOLDADO.

ALAMBRES DE MALLAS

CALIBRE A.S.W.	DIAMETRO EN mm	AREA EN cm ²	PESO EN Kg/m
0000	10.00	0.7858	0.6154
3/8	9.52	0.7126	0.5570
000	9.21	0.6659	0.5216
00	8.41	0.5552	0.4348
5/16	7.93	0.4948	0.3840
0	7.78	0.4760	0.3729
1	7.19	0.4058	0.3179
2	6.67	0.3492	0.2735
1/4	6.35	0.3200	0.2510
3	6.19	0.3010	0.2357
4	5.72	0.2572	0.2015
5	5.26	0.2171	0.1701
6	4.88	0.1868	0.1463
3/16	4.76	0.1781	0.1395
7	4.49	0.1588	0.1243
8	4.11	0.1330	0.1042
9	3.77	0.1114	0.0873
10	3.43	0.0923	0.0723
1/8	3.17	0.0792	0.0620
11	3.06	0.0735	0.0576
12	2.68	0.0564	0.0442
13	2.32	0.0424	0.0332
14	2.03	0.0324	0.0254
15	1.83	0.0262	0.0206
16	1.59	0.0198	0.0155

9.6. GRAFICA DE CURVAS ESFUERZO - DEFORMACION PARA DISTINTOS TIPOS DE ACERO.



CURVAS TÍPICAS ESFUERZO-DEFORMACION HASTA 1% DE DEFORMACION PARA LOS DISTINTOS TIPOS DE ACERO.

C A P I T U L O 10

"DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CONTENCION DE MAMPOSTERIA"

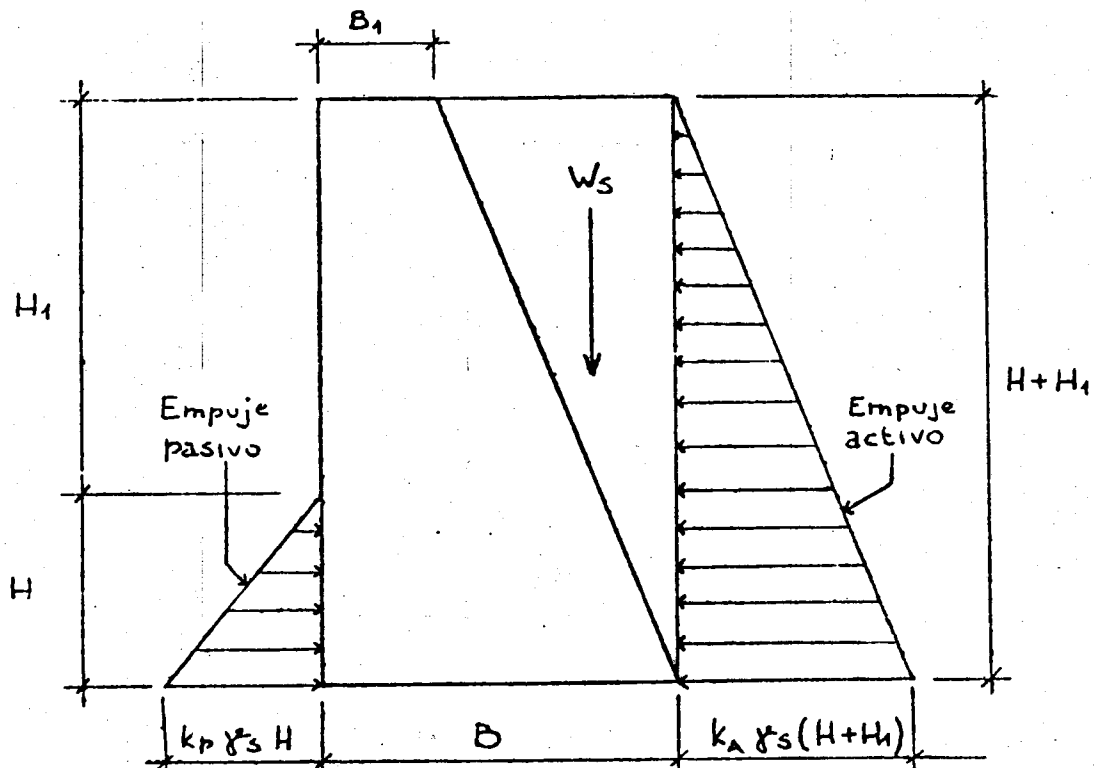
10.1. CRITERIOS DE DIMENSIONAMIENTO PARA MUROS DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERÍA

Para garantizar la estabilidad de este tipo de muros se deben cumplir las condiciones siguientes:

- 1.- que no se pueda voltear
- 2.- que no deslice
- 3.- que no se sobrepase el esfuerzo admisible del suelo

Empujes del suelo

De acuerdo con la teoría de Rankine sobre el muro actúan dos empujes laterales: uno activo y uno pasivo. Estos empujes se distribuyen en forma triangular como se puede ver en la figura siguiente.



Por lo tanto el empuje activo, E_A , y el empuje pasivo, E_P , que actúan sobre el muro son:

$$E_A = \frac{1}{2} k_A \gamma_s (H + H_1)^2$$

$$E_p = \frac{1}{2} k_p \gamma_s H^2$$

donde

$$k_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$k_P = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

siendo

γ_s peso volumétrico del suelo

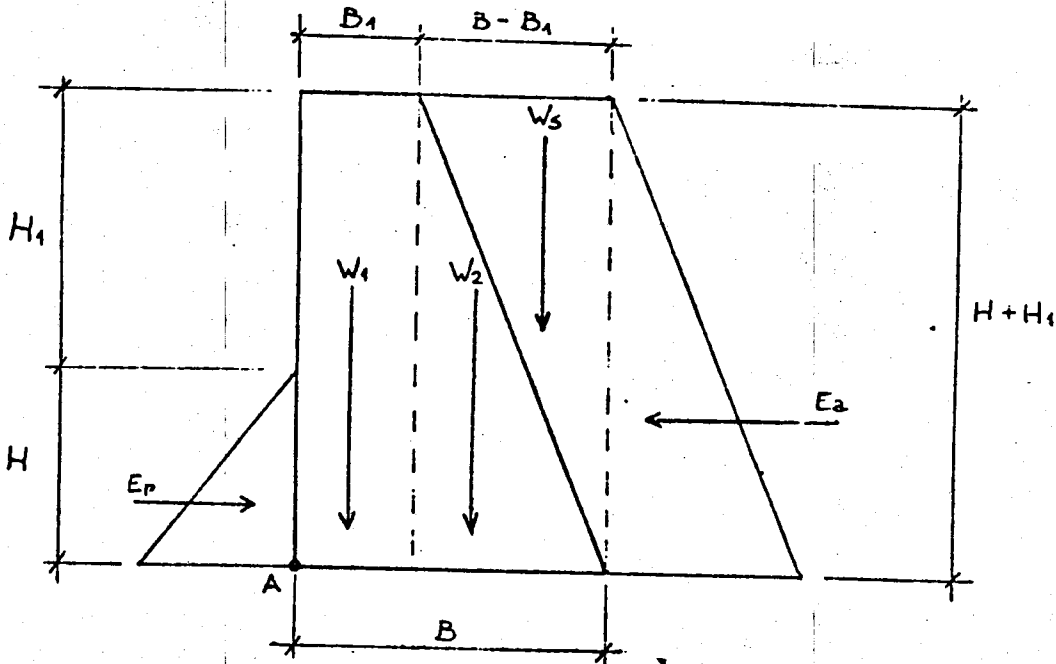
ϕ ángulo de fricción interna del suelo

El peso del suelo que gravita sobre el muro es:

$$W_s = \frac{\gamma_s (B - B_1)(H + H_1)}{2}$$

Resistencia al volteo

En la siguiente figura se muestra el sistema de fuerzas actuante en el muro



Tomando momentos con respecto al punto A se obtiene

$$M_r = \frac{W_1 B_1}{2} + W_2 \left(B + \frac{B - B_1}{3} \right) + W_s \left(B + \frac{2}{3} (B - B_1) \right) = \text{Momento resistente}$$

$$M_{act} = E_A \frac{(H + H_1)}{3} - E_P \frac{H}{3} = \text{Momento actuante}$$

Se debe cumplir la siguiente relación

$$\frac{M_r}{M_{act}} \geq 1.5$$

Resistencia al deslizamiento

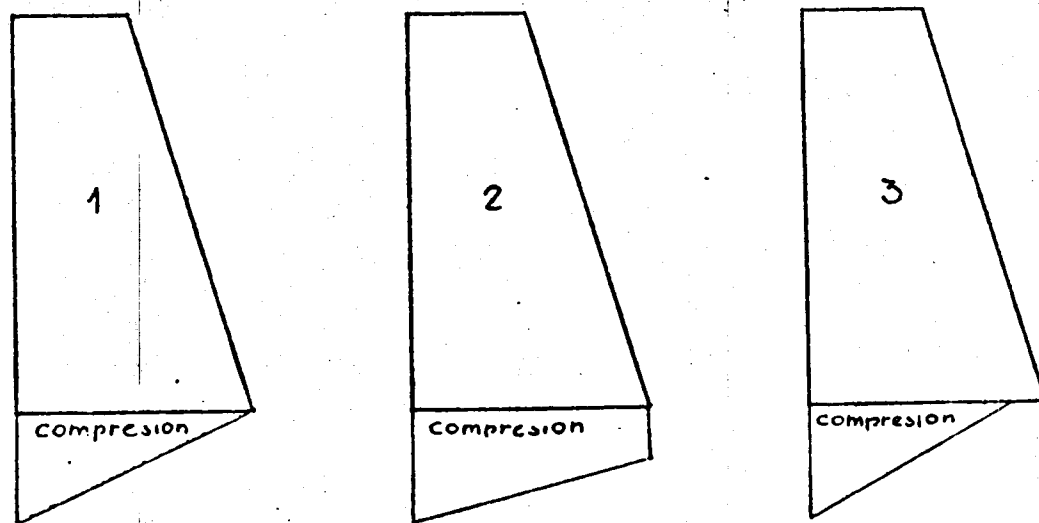
El deslizamiento producido por el empuje activo debe ser equilibrado por el empuje pasivo y la fricción entre la base del muro y el suelo. Se debe cumplir la siguiente relación

$$\frac{\mu(W_1 + W_2 + W_3) + E_p}{E_a} \geq 1.5$$

donde μ es el coeficiente de fricción entre el suelo y el muro

Esfuerzos en el suelo

El diagrama de distribución de esfuerzos en el suelo puede ser de tres tipos:



Para los casos 1 y 2 es aplicable la fórmula de la escuadría y el esfuerzo máximo actuante es:

$$\sigma_{act} = \frac{W_1 + W_2 + W_3}{B} + \frac{6 M_{act}}{B^2}$$

Para el caso 3 la fórmula de la escuadría no es aplicable, por lo cual se puede efectuar el siguiente análisis.

Se tiene

$$W_T = W_1 + W_2 + W_3$$

$$e = \frac{M_{act}}{W_T}$$

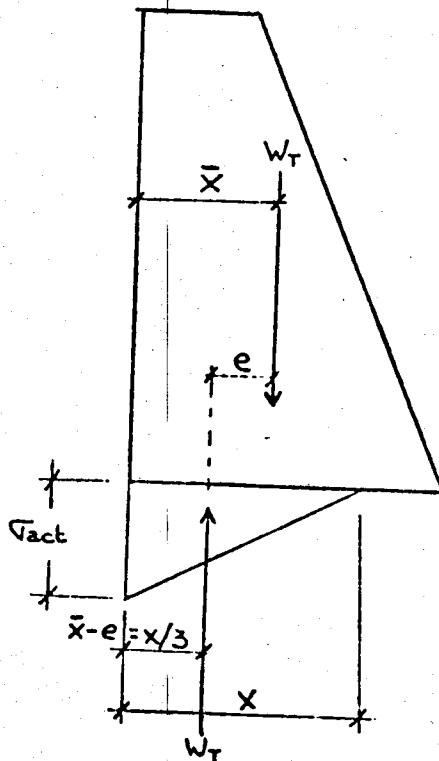
$$\bar{x} = \frac{M_r}{W_T}$$

donde

e excentricidad de la carga

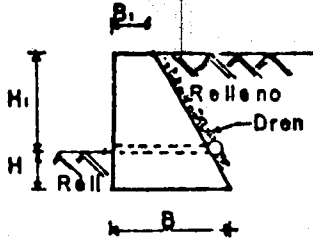
\bar{x} brazo de palanca de la carga

Con las expresiones anteriores y en base a la figura siguiente se puede obtener al esfuerzo actuante en el suelo, σ_{act} .



$$\sigma_{act} = \frac{2W_T}{3(\bar{x} - e)}$$

10.2 TABLA PARA DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERIA.



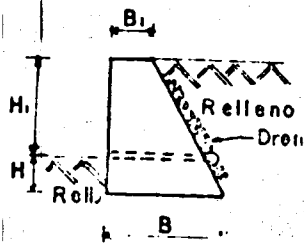
PESO VOL. MURO = 2 T/m³
 PESO VOL. RELLENO = 1.85 T/m³
 ANGULO DE FRICC RELLENO = 30°
 COEF. DE FRICC. = 0.5
 FACT. DE SEG. MIN. = 1.5

σ_{ad} (t/m ²)	H _i (mts)	H (mts)	B ₁ (mts)	B (mts)
5	1.0	0.5	0.4	0.96
5	1.5	0.5	0.4	1.97
10	1.0	0.5	0.4	0.70
10	1.5	0.5	0.4	1.00
10	2.0	0.5	0.4	1.50
10	2.5	0.5	0.4	1.95
10	3.0	0.6	0.4	3.00
15	1.0	0.5	0.4	0.60
15	1.5	0.5	0.4	0.90
15	2.0	0.5	0.4	1.10
15	2.5	0.5	0.4	1.50
15	3.0	0.6	0.4	1.94
15	3.5	0.7	0.5	2.56
15	4.0	0.8	0.5	3.39
20	1.0	0.5	0.4	0.60
20	1.5	0.5	0.4	0.80
20	2.0	0.5	0.4	1.00
20	2.5	0.5	0.4	1.30
20	3.0	0.6	0.4	1.64
20	3.5	0.7	0.5	2.08
20	4.0	0.8	0.5	2.63
20	5.0	1.0	0.6	3.95
20	6.0	1.2	0.6	6.07
30	1.0	0.5	0.4	0.60
30	1.5	0.5	0.4	0.80
30	2.0	0.5	0.4	1.00
30	2.5	0.5	0.4	1.20
30	3.0	0.6	0.4	1.44
30	3.5	0.7	0.5	1.78
30	4.0	0.8	0.5	2.13
30	5.0	1.0	0.6	2.91
30	6.0	1.2	0.6	3.89
30	7.0	1.4	0.6	5.10
30	8.0	1.5	0.6	6.69

σ_{ad} = Esfuerzo admisible en la base del muro

NOTA (+)

10.2 TABLA PARA DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERIA.



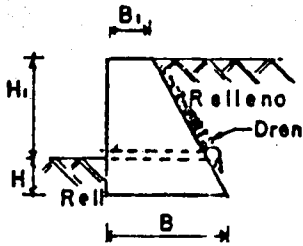
- PESO VOL. MURO = 2 T/m³
- PESO VOL. RELLENO = 1.85 T/m³
- ANGULO DE FRICC. RELL. = 30°
- COEF. DE FRICC. = 0.5
- FACT. DE SEG. MIN. = 1.5

σ_{ad} (T/m ²)	H_1 (mts)	H (mts)	B_1 (mts)	B (mts)
40	1.0	0.5	0.4	0.60
40	1.5	0.5	0.4	0.80
40	2.0	0.5	0.4	1.00
40	2.5	0.5	0.4	1.20
40	3.0	0.6	0.4	1.44
40	3.5	0.7	0.5	1.68
40	4.0	0.8	0.5	1.93
40	5.0	1.0	0.6	2.61
40	6.0	1.2	0.6	3.29
40	7.0	1.4	0.6	4.17
40	8.0	1.5	0.6	5.12
40	9.0	1.5	0.6	6.02
40	10.0	1.5	0.6	7.22
50	1.0	0.5	0.4	0.60
50	1.5	0.5	0.4	0.80
50	2.0	0.5	0.4	1.00
50	2.5	0.5	0.4	1.20
50	3.0	0.6	0.4	1.44
50	3.5	0.7	0.5	1.68
50	4.0	0.8	0.5	1.93
50	5.0	1.0	0.6	2.41
50	6.0	1.2	0.6	3.09
50	7.0	1.4	0.6	3.77
50	8.0	1.5	0.6	4.42
50	9.0	1.5	0.6	5.22
50	10.0	1.5	0.6	6.02

σ_{ad} = Esfuerzo admisible en la base del muro

(+) NOTA: Se supuso que no existe empuje Hidrostático, para lo que se deberá diseñar el dren indicado.

10.2 TABLA PARA DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERIA.



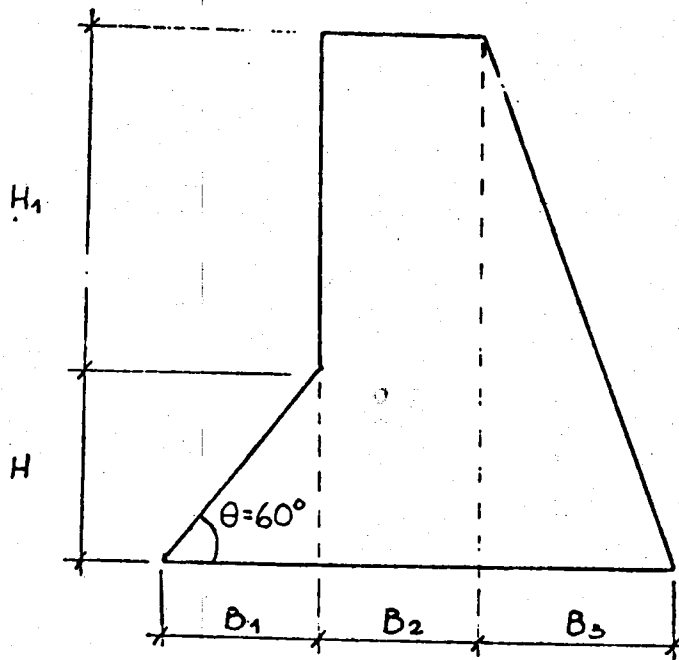
PESO VOL. MURO	=	2 T/m ³
PESO VOL. RELLENO	=	1.85 T/m ³
ANGULO DE FRICC. RELL.	=	30°
COEF. DE FRICC.	=	0.5
FACT. DE SEG. MIN.	=	1.5

σ_{ad} (T/m ²)	H _i (mts)	H (mts)	B _i (mts)	B (mts)
60	1.0	0.5	0.4	0.60
60	1.5	0.5	0.4	0.80
60	2.0	0.5	0.4	1.00
60	2.5	0.5	0.4	1.20
60	3.0	0.6	0.4	1.44
60	3.5	0.7	0.5	1.68
60	4.0	0.8	0.5	1.93
60	5.0	1.0	0.6	2.41
60	6.0	1.2	0.6	2.89
60	7.0	1.4	0.6	3.47
60	8.0	1.5	0.6	4.12
60	9.0	1.5	0.6	4.72
60	10.0	1.5	0.6	5.42
70	1.0	0.5	0.4	0.60
70	1.5	0.5	0.4	0.80
70	2.0	0.5	0.4	1.00
70	2.5	0.5	0.4	1.20
70	3.0	0.6	0.4	1.44
70	3.5	0.7	0.5	1.68
70	4.0	0.8	0.5	1.93
70	5.0	1.0	0.6	2.41
70	6.0	1.2	0.6	2.89
70	7.0	1.4	0.6	3.37
70	8.0	1.5	0.6	3.92
70	9.0	1.5	0.6	4.52
70	10.0	1.5	0.6	5.02

σ_{ad} = Esfuerzo admisible en la base del muro

NOTA (+)

La tabla siguiente se elaboró para muros de contención con las siguientes características

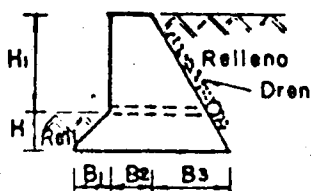


Se siguió el mismo criterio de análisis usado para la elaboración de las tablas anteriores.

NOTA.- En la tabla siguiente, en los casos que rige el volteo, la dimensión de la base es independiente del esfuerzo admisible en el suelo y solo depende de la altura. Por ejemplo para un muro de una altura dada de 6 m su base será la misma si el esfuerzo admisible en el suelo es de 30 T/m² o mayor --

(ver tabla)

10.2 TABLA PARA DIMENSIONAMIENTO DE MUROS DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERÍA.



PESO VOL. MURO	=	2 T/m ³
PESO VOL. RELLENO	=	1.85 T/m ³
ANGULO DE FRICC. RELL.	=	30°
COEF. DE FRICC.	=	0.5
FACT. DE SEG. MIN.	=	1.5

σ_{min} (T/m ²)	H _i (mts.)	H (mts.)	B ₁ (mts.)	B ₂ (mts.)	B ₃ (mts.)
5	1.0	0.30	0.20	0.4	0
5	1.5	0.30	0.20	0.4	0.60 *
10	1.5	0.50	0.30	0.4	0.15
10	2.0	0.65	0.40	0.4	0.30
10	2.5	0.60	0.35	0.4	0.85 *
15	2.5	0.80	0.50	0.4	0.50
15	3.0	0.95	0.55	0.4	0.70
10	3.0	0.65	0.40	0.4	1.60 *
15	3.5	1.10	0.65	0.5	0.75
15	4.0	1.00	0.60	0.5	1.65 *
20	4.0	1.25	0.75	0.5	0.95
30	5.0	1.60	0.95	0.6	1.20
30	6.0	1.90	1.15	0.6	1.55
30	7.0	2.25	1.35	0.6	1.95
40	8.0	2.55	1.55	0.6	2.30
40	9.0	2.90	1.75	0.6	2.65
50	10.0	3.20	1.90	0.6	3.00

σ_{min} = Esfuerzo mínimo admisible en la base del muro

* Para estos casos rige el esfuerzo admisible en el suelo de desplante.

Para los demás casos rige el volteo (ver NOTA en la hoja anterior).

NOTA (+)