

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO

Escuela de Ingeniería



**Análisis Comparativo de los Diferentes Sistemas  
de Piso de Concreto Reforzado**

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

DOMINGO MONTES HURTADO

*Biblioteca Central*  
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO

Querétaro, Qro.

1972

No. Reg. 1955

TS

Class. 624.171

M779a

**Respetuosamente:**

**A la Escuela de Ingeniería Civil**

**Con agradecimiento:**

**A los maestros que colaboraron en la  
estructuración de mi preparación  
profesional**

A la memoria de mi hermano:

Filemón Montes Hurtado

Que acertadamente supo encauzar mis estudios y que nunca escatimó esfuerzo o recurso alguno para que fuera posible mi formación profesional

Con el cariño de siempre y profundo agradecimiento a mi madre:

Sra. Ma. Trinidad Hurtado Vázquez

Que con su abnegación y sacrificios hicieron realidad mi carrera profesional

Con el cariño de siempre a mis hermanos:

Modesto, José y Celia

Que nunca dejaron de brindarme su  
apoyo

A mis tíos y primos:

Que siempre confiaron en mi superación

A mis compañeros de generación y en una  
forma muy especial a todos aquellos de  
quienes he tenido y conservo una  
sincera amistad

Sinceramente a todos los buenos amigos de  
San José Iturbide, Gto., y especialmente  
a Sonia y Norma C., José Feliciano P.,  
J. Jesús G., Joaquín y J. Jesús M.,  
José Z. y Francisco B.

Como una muestra de gratitud, a todas aquellas  
personas que hicieron realidad en San  
José Iturbide, Gto., la fundación de su  
Escuela Secundaria



*Universidad Autónoma de Querétaro*

AV. 16 DE SEPTIEMBRE OTE. 63

TELEFONO 2-00-22

Dependencia: **ESC. DE ING.**

Oficio: **40**

ASUNTO: **SE APRUEBA TE  
MA DE TESIS.**

Diciembre 15 de 1971.

SR. PASANTE DOMINGO MONTES HURTADO.  
P R E S E N T E .-

En respuesta a su atenta Solicitud, relativa al Tema de su Tesis Profesional, me permito comunicar a --- Usted, el que para tal efecto fué propuesto por el Sr. Ing. Manuel Avendaño Vega. El Título de su Tesis Profesional será:

ANALISIS COMPARATIVO DE LOS DIFERENTES SISTEMAS DE PISO DE-  
CONCRETO REFORZADO.

- CAPITULO I.- INTRODUCCION
- a).- Antecedentes
  - b).- Conceptos básicos
  - c).- Tablas de cargas
- CAPITULO II.- SISTEMA DE LOSAS MACIZAS CON VIGAS, EN UNA -  
DIRECCION.
- a).- Espesores de vigas y losas
  - b).- Refuerzo por los diferentes esfuerzos
  - c).- Ejemplos
  - d).- Tablas
- CAPITULO III.- SISTEMA DE LOSAS MACIZAS CON VIGAS, EN DOS -  
DIRECCIONES.
- a).- Método de igualación de flechas
  - b).- Método del A.C.I.
  - c).- Ejemplos
- CAPITULO IV.- SISTEMAS DE PISO CON LOSAS NERVADAS
- a).- Descripción y materiales usados
  - b).- Métodos de cálculo
  - c).- Ejemplos



# Universidad Autónoma de Querétaro

AV. 16 DE SEPTIEMBRE OTE. 63

TELEFONO 2-00-22

- 2 -

Dependencia:

Oficio:

ASUNTO:

- CAPITULO V.- SISTEMAS DE LOSAS PLANAS O PISOS SIN TRABES
- a).- Descripción
  - b).- Método de cálculo
  - c).- Ejemplo
- CAPITULO VI.- CONCLUSIONES
- CAPITULO VII.- BIBLIOGRAFIA.

También hago de su conocimiento las disposiciones de nuestra Escuela, en el sentido de que, antes de su Examen Profesional deberá cumplir el requisito del Servicio Social y de que el presente Oficio se imprima en todos los ejemplares de su Tesis.

ESCUELA DE  
INGENIERIA



ATENTAMENTE

"EDUCO EN LA VERDAD Y EN EL HONOR" .

ING. CIV. ANTONIO SANCHEZ HERNANDEZ.  
DIRECTOR.

- C.c.p.- El Sr. Ing. Manuel Avendaño Vega.- Presente.-  
C.c.p.- La Mesa de Profesiones de la U.A.Q.- Presente.-  
C.c.p.- La Escuela de Ingeniería.- Archivo.-



CAPITULO I  
I N T R O D U C C I O N

El presente estudio, tiene como objetivos principales recopilar y mostrar cada uno de los sistemas de piso de concreto reforzado más utilizado en nuestro medio constructivo, así como las innovaciones dentro de algunos sistemas en particular. El trabajo se desarrollará en la siguiente forma: existe en general cuatro tipos de sistemas de piso de concreto reforzado que se tratarán en los siguientes capítulos; y posteriormente en el último mostraremos sus ventajas y desventajas, o sea, realizar propiamente el análisis comparativo de los mismos.

Cada uno de los sistemas tienen sus propias ventajas distintas, dependiendo de la distancia entre las columnas, de la magnitud de las cargas que deben soportarse, de las longitudes de los claros y del costo de la construcción.

Para el estudio que se presenta es necesario la aplicación de los conceptos básicos como son: flexión, esfuerzo cortante, adherencia y anclaje, incluyendo sus especificaciones y algunas tablas; para lo cual se hará mención de cada uno de ellos en una forma simplificada, ya que nos servirán de referencia.

FLEXION.- Para el diseño de miembros sujetos a flexión se utilizarán principalmente las siguientes fórmulas:

$$M = R b d^2$$

$$M = A_s f_s j d$$

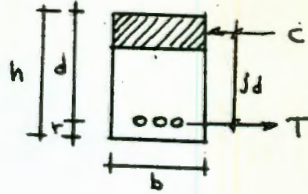
$$R = \frac{1}{2} f_c k j$$

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

$$k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} ; n = \frac{E_s}{w^{1.75} \times 4270 \sqrt{f_c'}}$$



En donde;

M = Momento flexionante máximo en kg-cm.

R = Coeficiente correspondiente a los esfuerzos unitarios permisibles.

b = Ancho de la viga en cm.

d = Peralte efectivo de la viga en cm.

A<sub>s</sub> = Area de la sección transversal del acero longitudinal en cm<sup>2</sup>

F<sub>s</sub> = Esfuerzo unitario de tensión en el refuerzo en kg/cm<sup>2</sup>.

jd = Brazo de palanca del par resistente que son de fuerza de -- compresión. y de tensión.

k = Constante que multiplicado por el peralte efectivo de la -- losa dá la distancia del eje neutro a la fibra mas alejada.

f<sub>c</sub> = Esfuerzo unitario de compresión en el concreto en la parte -- mas alejada del eje neutro.

n = Relación de los módulos de elasticidad del acero y del con -- creto.

Los valores de las constantes K, j, R se encuentran tabula -- das para diferentes valores de resistencia del concreto y acero, como se indica a continuación:

TABLA 1-1. COEFICIENTES PARA FORMULAS DE VIGAS DE SECCION  
RECTANGULAR

n = 13 ( $f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ )				
fs	fc	k	j	R
1265	45	0.317	0.894	6.4
1400	45	0.294	0.902	5.98
2000	45	0.226	0.925	4.7
3000	45	0.163	0.946	3.47
n = 10 ( $f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ )				
fs	fc	k	j	R
1265	67	0.346	0.885	10.25
1400	67	0.324	0.892	9.70
2000	67	0.252	0.916	7.68
3000	67	0.183	0.939	5.78
n = 9 ( $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ )				
fs	fc	k	j	R
1265	90	0.381	0.870	15.38
1400	90	0.367	0.878	14.48
2000	90	0.288	0.904	11.75
3000	90	0.581	0.806	6.10
n = 8 ( $f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ )				
fs	fc	k	j	R
1265	112	0.415	0.865	20.2
1400	112	0.390	0.870	19.0
2000	112	0.310	0.897	15.60
3000	112	0.230	0.923	12.40

ESFUERZO CORTANTE.- En losas se utiliza el esfuerzo cortante unitario, el cual se cuantifica por medio de la fórmula:

$$f = \frac{P}{A} \quad \text{en que } P=V \quad A=bd \quad f=v$$

Por lo que nos queda 
$$v = \frac{V}{bd}$$

en donde:

$V$  = Esfuerzo cortante vertical en la sección considerada en Kg.

$v$  = Esfuerzo cortante unitario en la sección, en  $\text{kg/cm}^2$ .

$b$  = Ancho de la viga en cm.

$d$  = Peralte efectivo de la viga en cm.

Conviene anotar aquí las especificaciones referentes a los esfuerzos permisibles del concreto en la siguiente tabla:

TABLA 1-2. ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO.

Descripción	Para cualquier resistencia del concreto.	Para la resistencia del concreto mostrada a continuación.			
		$f'c=100 \text{ Kg/cm}^2$	$f'c=150$	$f'c=200$	$f'c=250$
Cortante $v$ como medida de la tensión diagonal a una distancia $d$ de la cara del apoyo.	0.29 $f_c$	2.9	3.6	4.1	4.6
Nervaduras sin refuerzo en el alma.	0.32 $f_c$	3.2	3.9	4.5	5.1

ESFUERZO DE ADHERENCIA.- Para calcular el esfuerzo de adherencia empleamos la fórmula:

$$v = \frac{V}{\sum o_j d}$$

en donde:

$u$  = Esfuerzo de adherencia por unidad de area superficial de la varilla en  $\text{kg}/\text{cm}^2$ .

$V$  = Fuerza cortante total en  $\text{kg}$ . Es usualmente el valor máximo, tomado en la cara de los apoyos.

$j$  = Coeficiente apropiado para la tabla 1-1, algunos diseñadores usan 0.875 únicamente, ya que la diferencia es despreciable.

$\Sigma o$  = Suma de los perímetros de todas las varillas horizontales de refuerzo por tensión en la sección considerada, en  $\text{cm}$ .

Los esfuerzos permisibles de adherencia se encuentran tabulados, como se indica a continuación:

TABLA 1-3. ESFUERZOS PERMISIBLES DE ADHERENCIA (TENSION)

Varillas del lecho superior					Varillas que no sean del lecho sup.			
$u = 2.3 \sqrt{f'_c/D} \leq 25 \text{ kg}/\text{cm}^2$					$u = 3.2 \sqrt{f'_c/D} \leq 35 \text{ kg}/\text{cm}^2$			
Varilla	$f'_c \text{ kg}/\text{cm}^2$				$f'_c \text{ kg}/\text{cm}^2$			
Nº	175	210	280	350	175	210	280	350
2	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2	11.2
3	24.6	24.6	24.6	24.6	35.2	35.2	35.2	35.2
4	23.9	24.6	24.6	24.6	33.7	35.2	35.2	35.2
5	19.1	21.0	24.2	24.6	27.0	29.6	34.2	35.2
6	16.0	17.4	20.2	22.5	24.7	24.7	28.5	31.8
7	13.6	15.0	17.3	19.3	19.3	21.1	24.4	27.3
8	12.0	13.1	15.1	16.9	16.9	18.5	21.4	23.8
9	10.6	11.6	13.4	15.4	15.0	16.4	18.9	21.2
10	9.4	10.3	11.9	13.3	13.3	14.6	16.8	18.9
11	8.5	9.3	10.8	12.0	12.0	13.1	15.1	16.9

Como se puede observar, en nuestra fórmula interviene el factor  $\Sigma_0$  (Suma de perímetros), por lo tanto es conveniente tener los datos de áreas y perímetros de las varillas más usadas, las cuales se muestran a continuación:

TABLA 1-4 AREAS Y PERIMETROS DE VARILLAS REDONDAS.

Designación varilla	Diámetro		Número de varillas				
	plg	cm.	1	2	3	4	
# 2	1/4	0.64	Area	0.32	0.64	0.96	1.28
			Perim.	2.00	4.00	6.00	8.00
# 3	3/8	0.95	Area	0.71	1.42	2.13	2.83
			Perim.	3.00	6.00	9.00	12.00
# 4	1/2	1.27	Area	1.27	2.53	3.80	5.07
			Perim.	4.00	8.00	12.00	16.00
# 5	5/8	1.59	Area	1.99	3.97	5.96	7.94
			Perim.	5.00	10.00	15.00	20.00
#6	3/4	1.91	Area	2.87	5.73	8.60	11.46
			Perim.	6.00	12.00	18.00	24.00
# 7	7/8	2.22	Area	3.87	7.74	11.61	15.48
			Perim.	7.00	14.00	21.00	28.00
# 8	1	2.54	Area	5.07	10.13	15.20	20.27
			Perim.	8.00	16.00	24.00	32.00
# 9	1.128	2.86	Area	6.42	12.85	19.27	25.70
			Perim.	9.00	18.00	27.00	36.00
# 10	1.270	3.18	Area	7.94	15.88	23.83	31.77
			Perim.	10.00	20.00	30.00	40.00
# 11	1.410	3.49	Area	7.57	19.13	28.70	38.26
			Perim.	11.00	22.00	33.00	44.00

NOTA: En acero normal la varilla # 2 siempre viene lisa y en acero Tor 40 y Tor 60 viene corrugada.

ANCLAJE.- Se debe considerar una longitud suficiente de varilla para suministrar un anclaje adecuado al concreto, por lo que, se continuarán mas allá del punto en donde ya no son necesarias para resistir los esfuerzos de flexión.

La longitud de anclaje se calcula por medio de la fórmula:

$$l = \frac{f_s D}{4u} \geq 15 \text{ cm}$$

en donde:

l = La longitud de las varillas que quedan ahogadas dentro del apoyo de concreto, en cm.

D = Diámetro de una de las varillas de refuerzo, en cm.

$f_s$  = Esfuerzo unitario de tensión en el refuerzo longitudinal en  $\text{kg/cm}^2$ .

u = Esfuerzo de adherencia por unidad de area superficial de la varilla, en  $\text{kg/cm}^2$ .

También deben considerarse traslapes, dobleces y ganchos:

Una varilla traslapa  $40 \phi$  ( $\phi$  Diámetro de la varilla mayor), los dobleces y ganchos se indican en la siguiente figura:

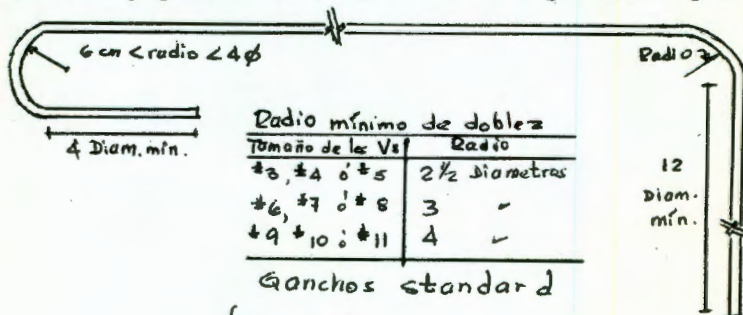


fig. 1-1

Una vez mencionados los conceptos básicos que son aplicables a nuestro estudio de los diferentes sistemas de piso de concreto reforzado, es conveniente también mencionar el tipo de cargas que comúnmente recibirán dichos pisos. Para todo diseño de piso deben tomarse en cuenta las cargas vivas y las cargas muertas.

**CARGAS VIVAS.**— Se controlan por el tipo de utilización del edificio y por los reglamentos de construcción de las diferentes ciudades; se producen por lo general al ocupar los usuarios la estructura, al colocar muebles, equipos ó almacenar materiales; en ocasiones también se deben a cancelas móviles. En los techos, la carga viva la ocasionan las cargas de nieve y de viento.

Para considerar las cargas vivas en los cálculos se debe consultar el reglamento de construcción local y utilizar las éste especifique para el diseño, incluyendo las cargas ocasionales (sismos).

En la siguiente tabla se muestra una recopilación de las cargas vivas especificadas en varios reglamentos municipales de construcción la cual se presenta como una fuente de referencia.

TABLA 1-5. CARGAS VIVAS MINIMAS

Tipo de edificio o uso	Carga viva kg/ m <sup>2</sup>
Apartamentos	200
Habitaciones privadas	200
Pasillos	500



Cuartos para reuniones	500
Edificios para reuniones públicas	
Pasillos	500
Cuartos con asientos fijos	300
Cuartos con asientos móviles	500
Casas habitación	200
Fábricas	600
Estacionamientos	500
Hoteles	
Cuartos Privados	200
Cuartos Públicos	500
Edificios de oficina	
Oficinas	400
Espacios públicos	500
Restaurantes	500
Escuelas	
Salas de reunión	500
Salones de clase con asientos fijos	200
Salones de clase con asientos móviles	400
Pasillos	400
Escaleras y salidas de incendio	500
Tiendas	
Planta baja	600
Pisos superiores	350
Teatros	
Pasillos, corredores y vestíbulos	500

Areas con asientos fijos	300
Escenarios	750

---

Las cargas máximas probables siempre deben estimarse tan -- exactamente como sea posible.

CARGAS MUERTAS.- En el diseño de una losa de piso debe agregarse a la carga viva el peso real de los materiales de construcción que viene a ser la carga muerta para así obtener lo que se conoce como carga de diseño.

El procedimiento usual es suponer primeramente un espesor de losa de piso, sumando después todos los pesos de los materiales incluyendo el peso propio de la losa y la carga viva, obteniendo así la carga de diseño con la cual se calcula la losa. Una vez obtenido el peralte según el cálculo, se compara con el supuesto originalmente; y si por ejemplo el peralte supuesto al principio es menor que el calculado se debe suponer un espesor mayor y aproximadamente al calculado, repitiendo así el proceso.

En el capítulo siguiente mostraremos una tabla muy útil para determinar el peso propio de la losa.

El peso real del concreto depende principalmente del tipo de agregado que se utilice; El peso del concreto se toma generalmente como  $2400 \text{ kg/m}^3$ . De este modo una losa de 10 cm pesará  $240 \text{ kg/m}^2$ , una de 15 cm de espesor  $360 \text{ kg/m}^2$ , etc.; pero debemos tener presente que los espesores calculados deben compararse con los supuestos para estar seguro que se tomó en cuenta el peso correspondiente.

En la siguiente tabla se muestran los pesos de algunos materiales de construcción que nos servirán también como una fuente de referencia.

TABLA 1-6. PESOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.

Pisos	
Materiales	Kg/m <sup>2</sup>
Duela de madera	por cm de espesor 6
Piso de granito	" " " " 23
Mosaico de piso	" " " " 19
Asfalto.	" " " " 23
Relleno de concreto de ascoria	" " " " 12
Losa de concreto Pétreo	" " " " 23
Losas de concreto ligero	" " " " 19
Plafón colgado con malla metálica y enyesado	50
Plafón de metal troquelado	10
TECHOS	
Materiales	Kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizante de tres capas de fieltro y grava	27
Impermeabilizante de cinco capas de fieltro y grava	32
Teja de cemento	75 a 100
Teja de barro	60 a 70
Teja tipo español	40 a 50
Pizarra, 0.6 cm de espesor	45
Pizarra, 1.0 cm de espesor	70
Ladrillo de barro de 5 cm de espesor	60

Revestimiento de madera de 2.5 cm de espesor	15
Tragaluz, vidrio de 1 cm de espesor con bastidor de fierro galvanizado.	37

---

MUROS Y CANCELES.

---

Materiales	Kg/m. <sup>2</sup>
Muro de tabique de 20 cm	390
Muro de tabique de 30 cm	585
Muro de tabique de 43 cm	780
Muro de tabique de 10 cm, con acabado de baldosa de 20 cm.	365
Muro de tabique de 23 cm, con acabado de baldosa de 10 cm.	490
Baldosa de muro de 20 cm.	170
Baldosa de muro de 30 cm.	220
Ladrillo de barro de 7.5 cm	90
Ladrillo de barro de 10 cm.	95
Ladrillo de barro de 15 cm.	120
Bloques de cristal de 10 cm	90
Muro divisorio de paneles de yeso de 7.5 cm	55
Muro divisorio de paneles de yeso de 10 cm	65
Muro divisorio de yeso macizo de 5 cm	100
Muro divisorio con bastidor metálico y aplanado de yeso por ambos lados.	110
Vidrieras (incluye estructura)	50

---

MAMPOSTERIA

---

Materiales	Kg/m <sup>3</sup>
Mampostería de piedra de granito	2650
Mampostería de piedra caliza.	2550
Mampostería de piedra arenisca	2250
Mampostería de ladrillo común	1920
Mampostería de ladrillo prensado	2250
Concreto simple, con agregados pétreos	2350
Concreto reforzado, con agregados pétreos	2400
Concreto simple, con agregados de cenizas sintetizadas.	1760
Mampostería de boleos de piedra caliza	2400
Mampostería de boleos de piedra arenisca	2100

## CAPITULO II

## SISTEMA DE LOSAS MACIZAS CON VIGAS EN UNA DIRECCION

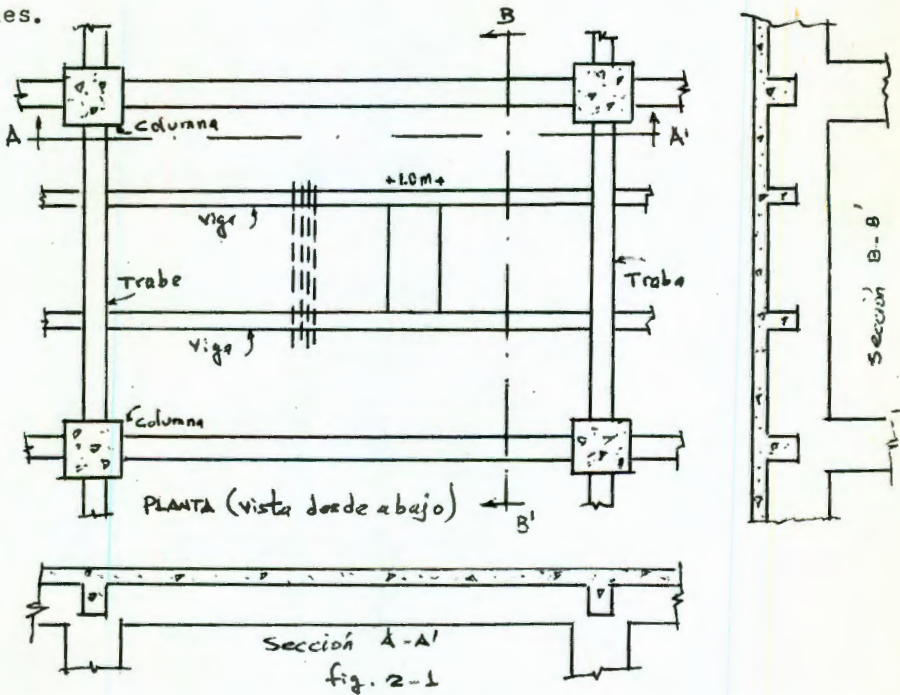
De acuerdo con las especificaciones se sabe que para considerarse una losa armada en un solo sentido es necesario que su claro largo sea igual o mayor dos veces el claro corto.

Este tipo de piso de concreto reforzado es el mas comunmente usado consiste de una losa maciza apoyada sobre dos vigas paralelas, las cuales descansan sobre traveses y estas a su vez sobre columnas.

El refuerzo de la losa va en una sola dirección, de viga a viga, por lo que estas losas se conocen como losas armadas en sentido; su espesor es uniforme y no lleva materiales de relleno. La cantidad de vigas que hay en un cierto tablero depende del espaciamiento entre columnas y de la carga viva que deba soportarse; la separación de las vigas debe ser uniforme y por lo regular se apoyan en el centro de las traveses, en los tercios ó cuartos del claro. A este tipo de estructuración se llama piso de vigas y traveses, es facil de construir y la cimbra necesaria es bastante sencilla.

Las losas en una dirección son económicas cuando se desea soportar cargas vivas medianas y pesadas en claros cortos como de 1.80 m a 3.60 los claros pueden aumentarse cuando actúan cargas vivas de 200 a 300 Kg/m<sup>2</sup>; pero cuando tenemos claros largos para este tipo de losas obtenemos como resultado cargas muertas que generalmente son grandes.

En la fig. 2-1 se muestra un piso correspondiente al tipo de piso que estamos estudiando, en el cual las vigas secundarias se apoyan en los tercios del claro de las traveses principales.



Para el diseño de una losa se toma en consideración una franja de un metro de ancho, como se indica en la figura mediante el área asciurada; el diseño equivale al de una viga rectangular de un metro de ancho, la cual soporta una carga uniformemente repartida, ya que la losa es en si una viga que tiene poco peralte por un ancho muy grande.

El peralte efectivo y el acero de refuerzo se calculan pa-

ra la franja considerada y se hace extensivo a todo el ancho de la losa, se colocan también una varilla o refuerzo por temperatura. Su tamaño y separación dependen del espesor de la losa y su función es absorber el efecto de las contracciones y los cambios de temperatura, así como distribuir las posibles concentraciones de carga sobre áreas mayores. Dicho armado por temperatura se calcula aplicando las especificaciones del A.C.I o sea - por la fórmula:  $A_s = 0.003bt$

Donde:

$A_s$  = Area de acero de Temperatura.

$b$  = Base de la franja de 1.00 m.

$t$  = Espesor de la losa.

El valor del esfuerzo cortante lo absorbe el concreto o sea debe mantenerse siempre bajo de  $V_c$  (tabla 1-2).

En ocasiones el valor de los esfuerzos cortantes pueden ser mayores que los permisibles, entonces se recomienda aumentar el peralte de la losa para que dicho valor del esfuerzo cortante lo absorba todo el concreto ó sea que éste valor se encuentre siempre dentro de los permisibles.

ESPESOR DE VIGAS Y LOSAS.- El espesor de vigas y losas de concreto reforzado debe ser lo suficiente para evitar deformaciones excesivas; el espesor mínimo  $t$  que se indica en la tabla 2-1 es aplicable a los miembros a flexión, excepto cuando el cálculo nos demuestre que se puede usar un espesor mas pequeño sin tener resultados adversos. Así por ejemplo, el espesor mínimo de losas en una dirección, con claro de 3.60 m, libremente apoyadas con -



extremo continuo, ó con ambos extremos continuos es de 1/25,-- 1/30 y 1/35, o sea 14 cm, 12 cm y 10 cm respectivamente.

TABLA 2-1.- ESPESORES MINIMOS PARA MIEMBROS A FLEXION  
CUANDO NO SE CALCULAN LAS DEFLEXIONES.

MIEMBROS	Espesores o peralte mínimo t			
	Libremente apoyados	Un extremo continuos	Ambos extremos continuos	En Voladizo
Losas en una dirección.	1/25	1/30	1/35	1/12
Vigas	1/20	1/23	1/26	1/10

(Reproducida del reglamento de las construcciones del concreto reforzado A.C.I. 318-63).

No debemos perder de vista que estos espesores mínimos deben comprobarse con el espesor requerido por esfuerzo de flexión o sea  $d = \sqrt{\frac{M}{2k}}$

REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA.- Las losas de piso y de techo con refuerzo en una dirección deben reforzarse también para observar los esfuerzos de contracción y temperatura;- Para esto se colocan varillas en una dirección perpendicular a la la del armado principal.

La siguiente tabla nos proporciona las relaciones mínimas entre el refuerzo de temperatura y el area de concreto, en ningún caso deben colocarse dichas varillas a una separación mayor de cinco veces el espesor de la losa ni a mas de 45 cm., ó sea  $Sep \leq 5t$ .

---

**TABLA 2-2 REFUERZO POR CONTRACCION Y TEMPERATURA**


---

Losas en las cuales se usan varillas lisas... . . . .	.0.0025
Losas en las cuales se usan varillas corrugadas con resis- tencias especificadas de fluencia menores de $4,200 \text{ kg/cm}^2$ .	0.0020
Losas en las cuales se usan varillas corrugadas con resis- tencia de fluencia de $4,200 \text{ kg/cm}^2$ , o maya soldada de alam- bre, con intersecciones soldadas a no mas de 30 cm en la dirección de refuerzo. . . . .	0.0018

---

**EJEMPLO.-** Determinése el refuerzo por temperatura requerido por una losa de 10 cm de espesor si se utilizan varillas corrugadas con un espesor de fluencia menor de  $4,200 \text{ kg/cm}^2$ .

**SOLUCION.** Se considera una sección de un metro de ancho para la losa, su area transversal será entonces  $10 \times 100 = 1,000 \text{ cm}$ ; de acuerdo con la tabla 2-2 el refuerzo de temperatura de esta franja es  $0.0020 \times 1000 = 2 \text{ cm}$ ; la separación se calcula por medio de la fórmula  $\text{Sep.} = 100 \text{ as/As}$ , si utilizamos varillas del # 3 que tiene un area de  $0.71 \text{ cm}^2$  c/u, entonces nos queda:  $\text{Sep} = 100(0.71)/2 = 35.5 \text{ cm}$ , redondeando a 35 cm, que es la separación del refuerzo de temperatura.

**REFUERZO POR TENSION EN LOSAS.-** El espaciamiento máximo del refuerzo principal de tensión en losas es igual a 3 veces su espesor, pero no mas de 45 cm; también se calcula para una franja de un metro de ancho el refuerzo de tensión As. En la tabla 2-3 se muestran las separaciones de varillas de distintos calibres para losa de un metro de ancho, es de gran utilidad para la adecuada selección del refuerzo, una vez que se ha cal-

culado As.

TABLA 2-3 AREA DE VARILLAS DE CONCRETO REFORZADO

		POR METRO DE ANCHO									
		AREA DE LAS VARILLAS									
Espacia- miento - en cm.	#2	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10	#11	
7	4.57	10.14	18.44	28.43	41.00	55.28	72.74				
8	4.00	8.87	15.88	24.88	35.88	48.38	63.38	80.25			
9	3.60	8.04	14.15	22.20	31.90	43.40	56.95	12.40	92.10		
10	3.17	6.99	12.25	19.45	28.15	38.10	49.80	63.45	80.60	99.00	
11	2.91	6.45	11.54	18.09	24.09	35.18	46.09	58.36	72.17	86.99	
12	2.67	5.92	10.58	16.58	23.81	32.25	42.25	53.50	66.16	79.75	
13	8.96	5.46	9.77	15.31	22.08	29.77	39.00	49.38	61.07	73.61	
14	2.28	5.02	9.15	14.20	20.20	27.70	36.20	46.15	58.35	71.80	
15	2.13	4.66	8.25	12.95	18.60	25.35	33.20	42.30	53.65	66.00	
16	2.00	4.44	7.94	12.44	17.94	24.19	31.69	40.13	49.63	59.81	
17	1.88	4.18	7.47	11.71	16.88	22.76	29.83	37.76	46.71	56.29	
18	1.78	3.94	7.06	11.05	15.94	21.50	28.17	36.67	44.11	53.17	
19	1.69	3.82	6.55	10.80	15.05	20.20	26.65	33.80	42.95	52.80	
20	1.48	3.60	6.14	9.70	13.95	19.05	24.90	31.70	40.45	49.55	
21	1.48	3.38	5.92	9.10	13.15	17.95	23.45	29.80	37.80	46.50	
22	1.45	3.33	5.77	9.05	13.05	17.59	23.05	29.18	36.09	43.50	
23	1.48	3.17	5.51	8.66	12.46	16.90	22.20	28.15	35.75	44.10	
24	1.27	2.76	5.30	8.25	11.85	16.10	20.95	26.65	33.85	41.60	
25	1.27	2.76	5.08	7.85	11.20	19.90	25.30	25.30	32.15	39.55	
28	1.06	2.33	4.45	6.97	10.15	13.95	18.20	23.05	29.45	35.80	
30	1.06	2.33	4.55	6.55	9.20	12.70	16.50	21.15	26.80	32.95	

EJEMPLO.- Supongamos que se ha calculado el area de refuerzo de tensión  $A_s$  para una franja de losa de un metro de ancho y que se encontró igual a 9.15 cm, suponiendo que usamos varillas # 4 ¿A que distancia entre centímetros deben colocarse?

SOLUCION: En la tabla 1-4 se puede ver que el area de una varilla del # 4 es 1.27 cm, entonces la separación entre varillas es:  $100 a_s/A_s = 100 (1.27)/9.15 = 13.9$  cm. Por lo tanto el espaciamiento requerido será de 14 cm.

Se puede consultar la tabla 2-3 sin la necesidad de hacer cálculos y obtener los mismos resultados; ya que entramos a la tabla con el area de refuerzo a la tension y suponiendo el calibre a utilizar encontramos directamente la separación.

DISEÑO DE UNA LOSA MACIZA EN UNA DIRECCION.- El siguiente problema es ejemplo típico que se presenta frecuentemente en la práctica; para su solución se siguen los mismos pasos de diseño de vigas rectangulares.

EJEMPLO.- La construcción del piso de un edificio es a base de un sistema de vigas y trabes, con losas macizas en una dirección, como se ilustra en la fig. 2-1; se requiere diseñar la losa de un claro interior cuya longitud es de 3.65, con los siguientes datos; carga viva, 500 Kg/m<sup>2</sup>, acabado de piso, 120 kg/m<sup>2</sup>, plafond colgado con aplanado de yeso y debe cumplir las siguientes especificaciones para el diseño;

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 995 \text{ kg/cm}^2$$

$u =$  limitado a los esfuerzos indicados en la tabla 1-3

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$v = \text{limitado a } 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta = 2,400 \text{ kg/m}^3$$

SOLUCION.- De la tabla 1-1 obtenemos los siguientes coeficientes  $R = 15.94$ ;  $k = 0.385$ ;  $j = 0.872$

1er paso.- Determinación de la carga de diseño

carga viva	500 kg/m <sup>2</sup>
acabado de piso	120
plafond	50
canceles movibles	<u>70</u>
carga aplicada total =	740 kg/m <sup>2</sup>

De los datos de espesores mínimos (tabla 2-1), la losa es de ambos extremos continuos por lo que su peralte mínimo es  $L/35$  ó sea  $3.65 \times 100/35 = 10.4 \approx 11$  cm. Suponiendo que el espesor es de 3 cm por cada metro de claro entonces el peralte es  $3 \times 3.65 = 10.95$  cm. ok.

Por lo tanto supondremos un peralte de 12 cm. para estimar el peso propio de la losa y nos queda: Carga de peso propio --

$0.12 \times 1.0 \times 1.0 \times 2,400 = 288 \approx 290 \text{ kg/m}^2$ ; la carga de diseño -- sera  $290 + 740 = 1,030 \text{ Kg/m}^2$ .

2o. paso.- Cortante máximo.

$$V = \frac{wL}{2} = \frac{1030 \times 3.65}{2} = 1,880 \text{ kg.}$$

3er. paso. Momento flexionante máximo. Como el claro es uno de los interiores, la losa se continua y en momento maximo es.

$$M = \frac{wL^2}{12} = \frac{1030 \times 3.65^2}{12} = 1,150 \text{ kg-m} = 115,000 \text{ kg-cm.}$$

40. Paso. Peralte de la losa. El peralte efectivo se encuentra mediante la fórmula.  $d = \sqrt{\frac{M}{R_b}}$   $b = 100 \text{ cm.}$

$$d = \sqrt{\frac{115000}{15.94 \times 100}} = 8.5 \text{ cm.}$$

Para el armado de éste tipo de losas se acostumbra a utilizar varillas del # 3 ó 5/16" aunque puede variar este criterio. Supongamos que utilizamos para esta losa del # 3 entonces de acuerdo con la tabla 1-4 su diámetro es de 0.95 cm. Por lo tanto el espesor total se calcula como sigue  $h = d + 1/2\phi + r$  donde  $\phi$  = diámetro de la varilla y  $r$  = recubrimiento; entonces nos queda  $h = 8.5 + 0.5 + 2 = 11 \text{ cm}$ , este espesor nos chequea con el espesor supuesto, por lo tanto es correcto.

50. Paso. Area del refuerzo de tensión. Se calcula por medio de la fórmula:  $A_s = \frac{M}{f_s j d}$

$$A_s = \frac{115000}{1400 \times 0.872 \times 8.5} = 11.08 \text{ cm}^2$$

Como es considerable el area de acero entonces propondremos refuerzo con varillas del # 5 y de acuerdo con la tabla 2-3 se tiene una separación de 18 cm., mas adelante comprobaremos si estas varillas están dentro de las especificaciones de los esfuerzos de adherencia.

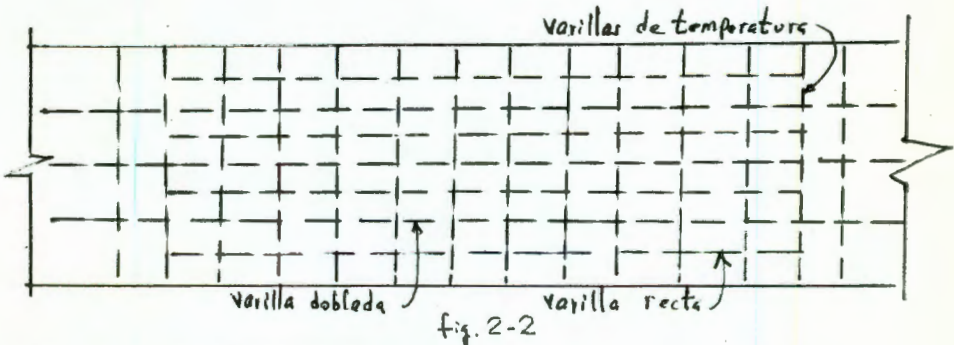
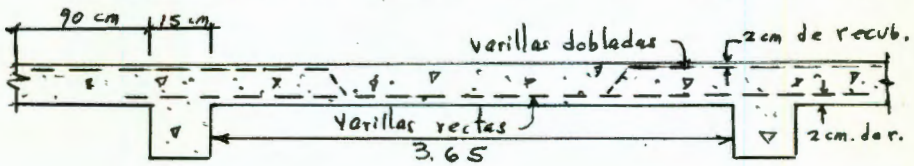
El refuerzo por temperatura también lo podemos calcular de acuerdo con la fórmula que proporciona el A.C.I. que es  $A's = 0.003 \text{ bt}$ ;  $t$  = peralte de la losa entonces tenemos  $A's = 0.003(100)(11) = 3.3 \text{ cm}$ . la separación en un metro es  $\text{Sep.} = \frac{100 A_s}{A_s}$ .

Suponiendo que se utilizan varillas del # 3; as 0.71 cm.

$$\text{Sep.} = \frac{100 \times 0.71}{3.3} = 21.5 \text{ cm.}$$

Al prolongar las varillas sobre los apoyos estas deben doblarse para absorber los momentos negativos.

El armado de la losa se puede indicar en la siguiente figura



6o. Paso. Esfuerzo cortante unitario

$$\text{Primeramente. } v = \frac{V}{A} = \frac{V}{bd} = \frac{1880}{100 \times 8.5} = 2.21 \text{ kg/cm}^2$$

a una distancia  $d$  del apoyo  $V = 1880 - 10.30 \times 0.085 = 1,799 \text{ Kg/cm}^2$   
 en ambos casos  $v < 4.2 \text{ kg/cm}^2$  el esfuerzo cortante lo absorbe el concreto.

7o. Paso. Esfuerzo de adherencia.

De la tabla 1-4 obtenemos el perímetro de la varilla, # 5- que es de 5 cm., como la separación es de 18 cm; en una franja de 1.0 m caben  $100/18 = 5.55$  varillas por lo que la suma de perímetros en dicha franja será  $5.55 \times 5 = 27.75$  cm. Para obtener el esfuerzo de adherencia utilizamos la siguiente fórmula:

$$u = \frac{V}{\sum ojd} = \frac{1880}{2775 \times 0.872 \times 8.5} = 9.13 \text{ kg/cm}^2$$

La tabla 1-3 nos indica que para una varilla del # 5 del - techo inferior el esfuerzo de adherencia es  $29.6 \text{ kg/cm}^2$  por lo - cual como podemos ver nuestro esfuerzo calculado es mucho menos que el tabulado, por lo tanto se aceptan tanto el diámetro como la separación de las varillas.

8o. Paso. Dobleces traslapes. Como la losa es totalmente - continua se recomienda doblar una de cada dos varillas a los - quintos del claro, prolongándose por encima de los apoyos hacia los claros adyacentes, el resto de las varillas pasarán rectas en la parte inferior de la losa prolongándose cuando menos 15 - cm; en los apoyos o bién continuandolas a travez de los claros. La longitud de anclaje debe cumplir con las especificaciones o sea la  $\geq 15$  cm: se puede calcular mediante la fórmula  $l = \frac{C_2 D}{4u}$ ; en este caso

$$l = \frac{1400 \times 1.59}{4 \times 9.6} = 19.2 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots \text{ok.}$$

Este es el procedimiento a seguir en el cálculo de una losa armada en una dirección. El reglamento del A.C.I. propone -- que para dos ó mas claros aproximadamente iguales (cuando el --



mayor 20 % del menor) con cargas uniformemente distribuidas y en donde la carga viva unitaria  $\leq 3$  veces la carga muerta unitaria, pueden utilizarse las expresiones siguientes para los momentos en substitución de un análisis mas exacto.

Momento positivo

Claros extremos

Si el extremo discontinuo no está restringido. . . . .  $1/11 w l^2$

Si el extremo discontinuo es monolítico con el . . .

apoyo. . . . .  $1/14 w l^2$

Claros interiores. . . . .  $1/16 w l^2$

Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo-interior.

Dos claros. . . . .  $1/9 w l^2$

Más de dos claros. . . . .  $1/10 w l^2$

Momento negativo en las otras cargas de apoyos interiores

. . . . .  $1/11 w l^2$

Momento negativo en las cargas de todos los apoyos para (a) losas con claros que no excedan 3 m, y (b) vigas y traveses en las cuales la relación entre la suma

de las rigideces de columnas y la rigidez de viga excede de ocho en cada extremo del claro. . . . .

$1/12 w l^2$

Momento negativo en cargas interiores de apoyos exteriores para miembros construidos monolíticamente con sus

apoyos

Cuando el apoyo es una viga o trabe de borde. . . . .  $1/24 w l^2$

Cuando el apoyo es una columna. . . . .  $1/16 w l^2$

Cortante en miembros extremos en el primer apoyo interior.

.....  $1.15 w l^1 / 2$

Cortante en todos los demás apoyos. ....  $\frac{w l^1}{2}$

Donde:  $l^1 =$  claro para momento positivo y cortante, y el momento de dos claros adyacentes para momentos negativo.

Estas expresiones son aplicables a vigas y trabes, pero como se ha visto que las losas armadas en una dirección se diseñan de piso cuando se dan los casos de tener varios tableros con diferentes condiciones continuidad.

En seguida analizaremos las cargas de seguridad para este tipo de losas y su aplicación mediante una tabulación al diseño de las mismas.

#### TABLA DE CARGAS DE SEGURIDAD PARA LOSAS EN UNA DIRECCION.

En la práctica de las losas en una dirección se diseñan por medio de tablas de carga de seguridad y el diseño puede realizarse ajustándose a un gran número de combinaciones de esfuerzos, por lo que existe también un gran número de tablas de carga de seguridad diferentes. La tabla que se presenta a continuación es una de las muchas otras y únicamente a manera de información; los coeficientes que se utilizaron para el cálculo de las cargas indicadas son:  $R = 16.59$ ,  $k = 0.403$   $j = 0.1866$

Esta tabla tiene especial utilidad para la distribución preliminar de los tableros y para estimar a la vez el peralte de las losas, calculando así su peso propio; en la primera columna de la tabla se indica el espesor total incluyendo el re-

cubrimiento; y las cargas indicadas son las que actúan sobre la losa y no incluyen su peso propio, además los valores de la tabla se basan en un refuerzo aproximadamente balanceado.

EJEMPLO.- Utilizando la tabla 2-4, determinese el peralte y el refuerzo longitudinal de una losa en una dirección, para un claro extremo cuya longitud es de 2.90 m y con una carga aplicada de  $880 \text{ kg/m}^2$ . Usense los encabezados de la tabla y los coeficientes con los que se construyó.

SOLUCION.- En la tabla 2-4 se puede ver que una losa con peralte total de 10 cm y con varillas # 4 separadas a cada 12.5 cm centro a centro de varillas puede soportar una carga de  $885 \text{ Kg/m}^2$  en un claro de 2.90 m.

Revisión del diseño anterior

Suponiendo que el peralte total de la losa es de 10. cm.

Carga aplicada	880 $\text{Kg/m}^2$
Peso propio = $0.10 \times 2400$	<u>240</u>
Carga de diseño	1,120 $\text{Kg/m}^2$

El momento flexionante máximo lo calculamos por medio de la siguiente fórmula  $M = wl^2/10$  (losa semicontinua)

Entonces nos queda:  $M = \frac{1120 \times 2.90^2}{10} = 941.90 \text{ kg-m} = 94190 \text{ kg-cm}$

Las constantes son:

$$R = 16.59$$

$$j = 0.866$$

$$\text{Entonces } d = \sqrt{\frac{M}{R \times 100}} = \sqrt{\frac{94190}{16.59 \times 100}} = 7.5 \text{ cm}$$

que será el peralte efectivo; suponiendo 0.5 como la mitad del diámetro de la varilla y 2 cm de recubrimiento, el espesor total de la losa será  $h = 7.5 + 0.5 + 2 = 10$  cm que está de acuerdo con la tabla.

El esfuerzo del acero es  $f_s = 1400$  Kg/cm<sup>2</sup>

Calculo del refuerzo.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{94190}{1400 \times 0.866 \times 7.5} = 10.35 \text{ cm}^2.$$

que es el area de acero requerido para la franja de losa de un metro de ancho: como podemos observar los valores obtenidos de la tabla están de acuerdo con los calculos de la revisión.

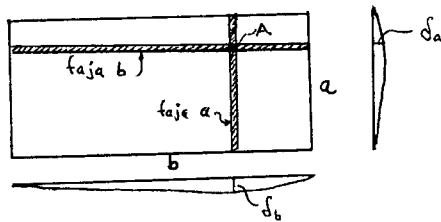


## CAPITULO III

## SISTEMA DE LOSAS MACIZAS CON VIGAS EN DOS DIRECCIONES

Por lo general cuando un tablero de pisos es cuadrado y -- sus cuatro lados descansan sobre vigas, es económico utilizar -- dos juegos de varillas de refuerzo, colocadas en ángulo recto -- uno con respecto al otro; estas varillas transmiten las cargas -- a las cuatro vigas ó muros de apoyo, y las losas reforzadas de -- este modo se conocen como "Losas en dos direcciones ó losas apo- -- yadas en cuatro lados".

Consideremos la losa rectangular mostrada en la fig. 3-1 -- apoyadas sobre cuatro vigas e imaginemos que existen dos fajas -- de un metro de ancho,  $\underline{a}$  y  $\underline{b}$ , paralelas a los lados corto y lar- -- go respectivamente y que existe una carga uniformemente distri- -- buida de  $\underline{W}$  Kg/m sobre toda el area de la losa. Sabemos que la -- deformación del area  $\underline{A}$  localizada en la intersección de las dos -- fajas, debe ser la misma para cada una de ellas.



Aplicando lo anterior tenemos -

$$W = W_a + W_b \quad \text{--- ①}$$

$$\delta_a = \delta_b \quad \text{--- ②}$$

Sabemos que la deformación para este tipo de cargas es:

$$f = \frac{5}{384} \frac{w l^4}{EI}, \text{ aplicando esta fórmula a las fajas } a \text{ y } b$$

nos queda:  $f_a = \frac{5}{384} \frac{w_a a^4}{EI} \text{ --- (3)}$  y  $f_b = \frac{5}{384} \frac{w_b b^4}{EI} \text{ --- (4)}$

igualando (3) y (4):  $f_a = f_b$

$$\frac{5}{384} \frac{w_a a^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{w_b b^4}{EI}$$

o sea  $w_a a^4 = w_b b^4$

despejando  $w_b$  nos queda  $w_b = w_a \frac{a^4}{b^4}$

sustituyendo en (1):  $w = w_a + w_a \frac{a^4}{b^4} = w_a \left(1 + \frac{a^4}{b^4}\right)$

$$w = w_a \frac{a^4 + b^4}{b^4}$$

despejando  $w_a$  nos queda:  $w_a = \frac{w b^4}{a^4 + b^4}$

Haciendo un análisis semejante para  $w_b$  nos queda:

$$w_b = \frac{w a^4}{a^4 + b^4}$$

Que son las cargas para las franjas a y b respectivamente y de acuerdo con tdo esto podemos describir el siguiente:

PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DE LOSAS RECTANGULARES SIMPLEMENTE APOYADAS Y SUJETAS A CARGAS UNIFORMEMENTE REPARTIDAS.

- 1.- Se determinan las dimensiones de los claros corto y largo - de la losa y se denominan con las letras a y b respectivamente.

2.- Se calculan las potencias  $a^4$  y  $b^4$  así como el termino  $a^4+b^4$

3.- Se determina la carga que toma cada sentido utilizando las siguientes expresiones

$$W_a = \frac{W b^4}{a^4+b^4} ; \quad W_b = \frac{W a^4}{a^4+b^4}$$

4.- Calculados los valores de las cargas se determinan los valores de los momentos flexionantes en ambos sentidos utilizando para ello las siguientes expresiones:

$$M_a = \frac{W_a a^2}{8} 100 ; \quad M_b = \frac{W_b b^2}{8} 100$$

en donde:

$$M_a, M_b = \text{kg-cm.}$$

$$W_a, W_b = \text{kg/m}^2.$$

$$a, b = \text{m.}$$

5.- Con los momentos calculados y las constantes elásticas se calculan el peralte en cada sentido con las siguientes expresiones.

$$d_a = \sqrt{\frac{M_a}{100R}} ; \quad d_b = \sqrt{\frac{M_b}{100R}}$$

el peralte total será igual al peralte mayor calculado, mas la mitad del diámetro de la varilla, mas el recubrimiento.

6.- El peralte menor debe ser igual al peralte mayor menos el diámetro de la varilla.

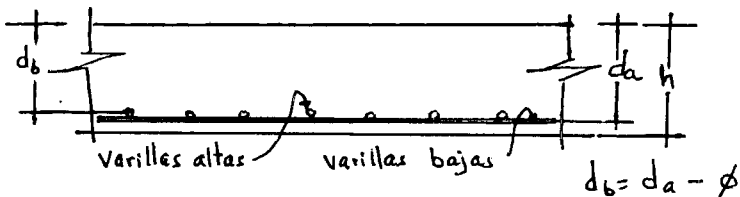


fig. 3-2.



- 7.- Las áreas de acero se calculan dividiendo los momentos entre sus peraltes correspondientes de acuerdo con las siguientes expresiones.

$$A_{s_a} = \frac{M_a}{f_s j d_a} ; \quad A_{s_b} = \frac{M_b}{f_s j d_b}$$

- 8.- Cabe recordar que la separación máxima de la varilla no debe exceder 3 veces el peralte efectivo de la losa, ó sea

$$Sep_{max} \leq 3 d$$

- 9.- Conocidas las áreas de acero se selecciona el diámetro de la varilla que se va a utilizar y se determina la separación en ambos sentidos de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$Sep_a = \frac{100 a_s}{A_{s_a}} ; \quad Sep_b = \frac{100 a_s}{A_{s_b}}$$

- 10.- Este tipo de losas no necesita refuerzos por temperatura ya que está armada en ambos sentidos. Cuando  $b \geq 2a$  la losa se diseña en un solo sentido, y en el otro se arma por Temperatura.

Ejemplo.- Diseñar una losa rectangular de 4X5 m sujeta a una carga de  $600 \text{ kg/m}^2$  incluyendo el peso propio, con los siguientes datos:

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

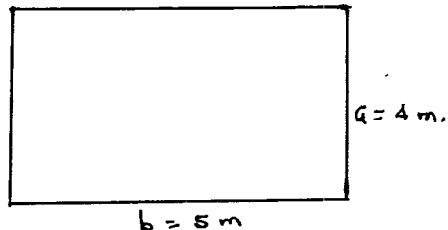
$$f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9$$

$$k = 0.288$$

$$j = 0.904$$

$$R = 11.75$$



Solución:

1.-  $a = 4.0 \text{ m}$   
 $b = 5.0 \text{ m}.$

2.-  $a^4 = 256 \text{ m}^4$      $a^4 + b^4 = 256 + 625 = 881$   
 $b^4 = 625 \text{ m}^4$

3.-  $W_a = \frac{Wb^4}{a^4 + b^4} = \frac{600 \times 625}{881} = 425 \text{ kg/m}^2$   
 $W_b = \frac{Wa^4}{a^4 + b^4} = \frac{600 \times 256}{881} = 175 \text{ kg/m}^2$  }  $W = W_a + W_b$   
 $W = 425 + 175 = 600 \text{ kg/m}^2$  - ok.

4.- cálculo de los momentos -

$$M_a = \frac{W_a b^2}{8} 100 = \frac{425 \times 16}{8} 100 = 85,000 \text{ kg-cm.}$$

$$M_b = \frac{W_b a^2}{8} 100 = \frac{175 \times 25}{8} 100 = 54,800 \text{ kg-cm.}$$

5.- cálculo de los peraltes -

$$d_a = \sqrt{\frac{M_a}{100r}} = \sqrt{\frac{85000}{100 \times 11.75}} = 8 \text{ cm.}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{M_b}{100r}} = \sqrt{\frac{54800}{100 \times 11.75}} = 6.42 \text{ cm.}$$

el peralte total será,  $h = d_a + \frac{1}{2} \phi + t$

proponiendo varilla  $\# 3$ ;  $a_s = 0.71 \text{ cm}$ ;  $d = 0.95 \text{ cm}$ .

entonces  $h = 8 + 0.5 + 1.5 = 10 \text{ cm}$ .

comprobación del peralte menor:  $d_b = d_a - \phi = 8 - 0.95 = 7.05 \text{ cm}$ .

por lo tanto se debe utilizar  $d_b = 7.05 \text{ cm}$ .

6.- cálculo de las áreas de acero -

$$A_{ca} = \frac{M_a}{f_s j d_a} = \frac{85000}{2000 \times 0.904 \times 8} = 5.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{cb} = \frac{M_b}{f_s j d_b} = \frac{54800}{2000 \times 0.904 \times 7.05} = 4.28 \text{ cm}^2.$$

7.- Cálculo de la separación de las varillas

Separación máxima  $\leq 3d = 3 \times 8 = 24$  cm

$$S_{a_1} = \frac{100 a_1}{A_{s_1}} = \frac{100 \times 0.71}{5.75} = 12.30 \text{ cm ok.}$$

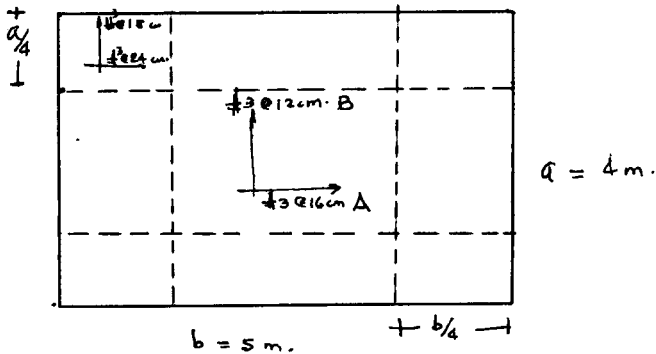
$$S_{b_1} = \frac{100 a_2}{A_{s_2}} = \frac{100 \times 0.71}{4.28} = 16.60 \text{ cm ok.}$$

8.- Armado. → Las cuartas partes de la losa en ambos sentidos - se arman multiplicando el armado correspondiente por 1.5, entonces nos queda:

$$S_{a/4} = 1.5 \times 12 = 18 \text{ cm.}$$

$$S_{b/4} = 1.5 \times 16 = 24 \text{ cm.}$$

El armado final se indica en el siguiente dibujo:



NOTA:- Los armados que se indican son paralelos a los sentidos de las flechas.

ANÁLISIS DE LOSAS POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DEL A.C.I

El Instituto Americano del Concreto en su Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado, describe tres métodos que pueden usarse en el diseño de losas en dos direcciones, para este

estudio se utilizará el "metodo 2".

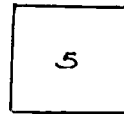
Los coeficientes del A.C.I fueron determinados experimentalmente, y sirven para determinar los momentos a que están sujetas las losas hiperestáticas. Estos coeficientes se presentan generalmente en forma de tablas y sus valores dependen de:

A).- Del tipo de apoyo de las losas.-

- 1.- Cuatro lados continuos
- 2.- Tres " "
- 3.- Dos " "
- 4.- Un " "
- 5.- Ningun " "

3	$L_c$	$L_c$	2	$L_c$	$L_c$	2	$L_c$	$L_c$	4
	$L_c$		$L_c$		$L_c$		$L_c$		
2	$L_c$	$L_c$	1	$L_c$	$L_c$	3			
	$L_c$		$L_c$		$L_c$				
3	$L_c$	$L_c$	3						

$L_c =$  Lado continuo .



B).- Relación de los lados.- se representa por  $m = \frac{a}{b}$

C).- Punto en el que se aplica el coeficiente

- 1.- En los lados continuos
- 2.- En los lados discontinuos
- 3.- En el centro del claro.

D).- Sentido de Análisis

- 1.- En el claro corto (a).
- 2.- En el claro largo (b).

En la tabla del A.C.I los coeficientes se encuentran tabulados en el claro corto, para distintos valores de  $m$ , que varía desde 0.5 hasta 1.0.

Para el claro largo los coeficientes se dan independientemente de la relación  $m$  y corresponde a la relación  $m=1$ , esto constituye con coeficiente de seguridad para, todas aquellas losas cuyos claros no sean iguales.

#### PROCEDIMIENTO GENERAL DE CALCULO UTILIZANDO EL METODO A.C.I.

- a).- Se numeran las losas que forman parte del piso.
- b).- Se determina para cada losa:
  - 1.- La carga por metro cuadrado a que esté sujeta (carga muerta más carga viva, o sea  $W = W_m + W_v$ )
  - 2.- Las dimensiones de sus lados.
  - 3.- La relación de sus lados.
  - 4.- El número de lados continuos que tiene la losa.
- c).- Entrando a las tablas con el valor  $m$  y el tipo de losas de que se trata, dependiendo del número de lados continuos, se obtienen los coeficientes. Estos tres coeficientes corresponden a los puntos característicos de la losa. lado continuo, lado discontinuo y centro del claro.
- d).- Para cada losa se determina la constante  $W a^2$  siendo  $W$  la carga total por metro cuadrado de losa y  $a$  la dimensión del claro corto de la losa.
- e).- Para obtener los momentos flexionantes negativos que corresponden a los extremos de la losa y los momentos flexionantes positivos que corresponden al centro del claro bastará multiplicar los correspondientes coeficientes por la constante  $W a^2$ .

f).- Conocidos los momentos flexionantes, el diseño se ajusta a los lineamientos generales ya estudiados en casos anteriores, es decir, se aplican las siguientes ecuaciones

$$d_a = \sqrt{\frac{M_a}{100R}} \quad ; \quad A_{ca} = \frac{M_a}{f_s j d_a} \quad ; \quad S_a = \frac{100 a_s}{A_{ca}}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{M_b}{100R}} \quad ; \quad A_{cb} = \frac{M_b}{f_s j d_b} \quad ; \quad S_b = \frac{100 a_s}{A_{cb}}$$

Para verificar el esfuerzo cortante, se calculan primero las cargas por metro lineal por medio de las siguientes formulas:

$$\text{Para el claro corto: } \frac{w a}{3}$$

$$\text{Para el claro largo: } \frac{w a}{3} \times \frac{3 \text{ m}^2}{2}$$

despues se calcula el esfuerzo cortante unitario:  $v = V/bd$ ; y por último debe cumplirse que el valor del cortante unitario queda dentro de las especificaciones.

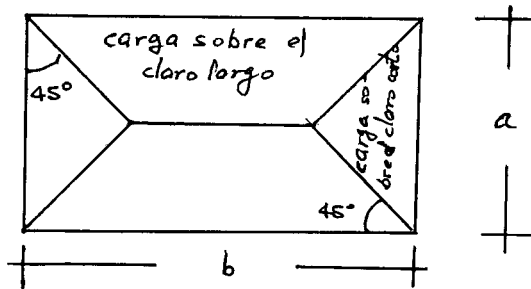
Tambien se hace la revisión por esfuerzo de adherencia, en que el valor calculado  $u = \frac{V}{\Sigma O j d}$  quede dentro de lo especificado.

A Continuación se presenta la tabla de coeficientes del A.C.I. para el diseño de losas.

TABLA 3-1. COEFICIENTES DE MOMENTO PARA DISEÑO DE LOSAS.

MOMENTOS	CLARO CORTO						CLARO LARGO. CUALQUIER VALOR DE M.
	VALORES DE M						
	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5 y MENORES	
CASO I.- TABLEROS INTERIORES MOMENTO NEGATIVO EN BORDE CONTINUO	0.033	0.040	0.048	0.055	0.063	0.083	0.033
	—	—	—	—	—	—	—
MOMENTO POSITIVO EN EL CENTRO DEL CLARO	0.025	0.030	0.036	0.041	0.047	0.062	0.025
CASO II.- UN BORDE DISCONTINUO MOMENTO NEGATIVO EN: BORDE CONTINUO	0.041	0.048	0.055	0.062	0.069	0.085	0.041
	0.021	0.024	0.027	0.031	0.035	0.042	0.021
	0.031	0.036	0.041	0.047	0.052	0.064	0.031
CASO III.- DOS BORDES DISCONTINUOS MOMENTO NEGATIVO EN: BORDE CONTINUO	0.049	0.057	0.064	0.071	0.078	0.090	0.049
	0.025	0.028	0.032	0.036	0.039	0.045	0.025
	0.037	0.043	0.048	0.054	0.059	0.068	0.037
CASO IV.- TRES BORDES DISCONTINUOS MOMENTO NEGATIVO EN: BORDE CONTINUO	0.058	0.066	0.074	0.082	0.090	0.098	0.058
	0.029	0.033	0.037	0.041	0.045	0.049	0.029
	0.044	0.050	0.056	0.062	0.068	0.074	0.044
CASO V.- CUATRO BORDES DISCONTINUOS MOMENTO NEGATIVO EN: BORDE CONTINUO	—	—	—	—	—	—	—
	0.033	0.038	0.043	0.047	0.053	0.055	0.033
	0.050	0.057	0.064	0.072	0.080	0.083	0.050

Las cargas que actúan sobre las vigas de apoyo pueden calcularse sobre la suposición de que la carga está dentro de las áreas tributarias del tablero limitadas por la intersección de líneas a  $45^\circ$  desde las esquinas con la línea media del tablero paralela al lado largo, como se indica en la siguiente figura.



Los momentos flexionantes en las vigas pueden determinarse aproximadamente, por medio de una carga equivalente por metro lineal de viga, como sigue.

Para el claro corto  $\frac{wq}{3}$

Para el claro largo  $\frac{wq}{3} \times \frac{3-m^2}{2}$

Los esfuerzos cortantes pueden calcularse suponiendo que la carga que actúa sobre el tablero se distribuye a los apoyos de la misma manera.

El reglamento del A.C.I. especifica también que el espesor de la losa no debe ser menor de 9cm, ni menor que  $1/180$  del perimetro de la losa.



Ejemplo.- Un tablero interior de piso, cuyas dimensiones son  $b = 6.00$  m y  $a = 4.80$  m está sometido a la acción de una carga viva de  $300 \text{ kg/m}^2$  y el acabado del piso tiene un peso de  $120 \text{ kg/m}^2$ ; sus extremos son continuos en ambas direcciones. Diseñese la losa -- con refuerzo en dos direcciones, de acuerdo con las siguientes especificaciones:

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

$$F_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c = 90 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = \text{limitado a } 4.1 \text{ kg/cm}^2$$

$U =$  limitado a los esfuerzos indicados en la tabla 1-3.

SOLUCION:

1er paso. Cargas. De la tabla 1-1  $k = 0.288$ ,  $j = 0.904$  y  $R = 11.75$

De acuerdo con las especificaciones el espesor mínimo de la losa debe ser 9 cm ó bien  $1/180$  del perímetro el cual es  $2(6.00 + 4.80) = 21.60$  m ; por consiguiente  $2160 \div 180 = 12$  cm. Las cargas serán entonces:

$$\text{carga viva} = 300$$

$$\text{acabado de piso} = 120$$

$$\text{Peso propio} = 0.12 \times 2160 = 288$$

$$\text{TOTAL} = 708 \text{ kg/m}^2 = w$$

2o. Paso. Cortante: máximo. En este problema  $m = \frac{a}{b} = 480/600 = 0.80$

Las cargas aproximadas uniformemente distribuidas sobre las -- vigas de apoyo son las siguientes:

Para el claro corto, el cortante en el lado largo es

$$\frac{w a}{3} = \frac{708 \times 4.80}{3} = 1133 \text{ kg/m}$$

Para el claro largo, el cortante en el lado corto es.

$$\frac{W a}{2} \times \frac{3-m^2}{2} = \frac{708 \times 4.8^2}{3} \times \frac{3-0.8^2}{2} = 1337 \text{ kg/m.}$$

3er. Paso. Momentos flexionantes máximos. Como la losa es continua en todos sus bordes por ser un tablero interior y para la relación  $m = a/b = 0.8$  de la tabla 3-1 encontramos los siguientes coeficientes

Claro corto	{	Borde continuo	0.048
		Borde discontinuo	—
		Centro del claro	0.036

Claro largo	{	Borde Continuo	0.033
		Borde discontinuo	—
		Centro del claro	0.025

$$100 w a^2 = 100 \times 708 \times 4.8^2 = 100 \times 708 \times 23 = 1,630,000 \text{ kg-cm.}$$

entonces los momentos se calculan por medio de:  $M = C \times 100 w a^2$ .

claro corto

$$\text{Momento negativo } 0.048 \times 1,630,000 = 78,300 \text{ kg-cm.}$$

$$\text{Momento positivo } 0.036 \times 1,630,000 = 58,700 \quad \checkmark$$

claro largo

$$\text{Momento negativo } 0.033 \times 1,630,000 = 53,800 \quad \checkmark$$

$$\text{Momento positivo } 0.025 \times 1,630,000 = 40,800 \quad \checkmark$$

4o. Paso. Cálculo del peralte de la losa. El momento mayor es el del claro corto y en los apoyos, o sea de 78,300 kg-cm, entonces con éste se calcula el peralte de la losa ya que es el que-

predomina.

$$d_a = \sqrt{\frac{M}{100R}} = \sqrt{\frac{78300}{100 \times 11.75}} = 8.85 \text{ cm.}$$

que será el peralte efectivo.

Para el claro largo, proponiendo varillas de  $3/8'' \emptyset$ ; entonces nos queda  $d_b = d_a - \phi = 8.85 - 0.95 = 7.90 \text{ cm.}$

El peralte total se calcula como sigue:

$$h = d_a + 1/2 \phi + r = 8.85 + 0.5 + 1.65 = 11 \text{ cm.}$$

50.- Paso. Cálculo del área de acero. El área requerida de refuerzo de tensión, se encuentra por medio de la fórmula  $A_s = \frac{M}{f_s j d}$

Claro corto:

$$A_{s_{ap}} = \frac{78300}{2000 \times 0.904 \times 8.85} = 4.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_t} = \frac{58700}{2000 \times 0.904 \times 8.85} = 3.66 \text{ cm}^2$$

Claro largo:

$$A_{s_{ap}} = \frac{53800}{2000 \times 0.904 \times 7.90} = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_t} = \frac{40800}{2000 \times 0.904 \times 7.90} = 2.85 \text{ cm}^2.$$

60.- Paso. Cálculo de la separación de las varillas. El área de las varillas de  $3/8'' \emptyset = 0.71$ , y la separación la calculamos -- con las fórmulas  $S_a = \frac{100 A_s}{A_{s_a}}$  y  $S_b = \frac{100 A_s}{A_{s_b}}$ .

claro corto:

$$S_{ap} = \frac{100 \times 0.71}{4.82} = 14.75 \approx 15 \text{ cm.}$$

$$S_t = \frac{100 \times 0.71}{3.66} = 19.40 \approx 20 \text{ cm.}$$

claro largo:

$$S_{ap} = \frac{100 \times 0.71}{3.75} = 19.0 = 19 \text{ cm.}$$

$$S_t = \frac{100 \times 0.71}{2.85} = 25.0 = 25 \text{ cm.}$$

Cuando se indica en un croquis ó plano la separación de -  
armado varillas se pueden, hacer ajustes, los cuales se refie -  
ren a redondear ó uniformizar cantidades, dependiendo de las ---  
condiciones de continuidad de la losa.

7o. Paso. Esfuerzo cortante unitario. Una vez encontrados los -  
valores de las cargas aproximadas uniformemente distribuidas, -  
éstas son por metro lineal de viga, ó sea las reacciones por ca  
da faja de losa de un metro de ancho; se puede calcular el cor-  
tante vertical máximo mediante la fórmula  $N = \frac{V}{b_d}$  entonces-  
para el claro corto.

$$N = \frac{1337}{100 \times 885} = 1.5 \text{ kg/cm}^2$$

para el claro largo

$$N = \frac{1133}{100 \times 790} = 1.43 \text{ kg/cm}^2$$

Como los valores del esfuerzo cortante unitario son menores  
que el permisible ( 4.2 kg/cm<sup>2</sup> ), la losa es adecuada respecto  
al cortante.

8o. Paso. Esfuerzos de adherencia. Se calcularán por medio de-  
la fórmula  $u = \frac{V}{\sum o_j d}$  y los valores que se encuentran -  
según la tabla 1-3 deben ser  $\leq 35 \text{ kg/cm}^2$ . En el claro corto el  
número mínimo de varillas por metro es  $100/20 = 5$  barras; en el-  
claro largo es  $100/25 = 4$  varillas entonces como ya se habían pro  
puesto varillas de  $3/8'' \text{ } \emptyset$  su perímetro es de 3cm; y aplicando-  
la fórmula tenemos:

Para el claro corto

$$\mu = \frac{1337}{5 \times 3 \times 0.904 \times 8.85} = 11.10 \text{ kg/cm}^2$$

Para el claro largo

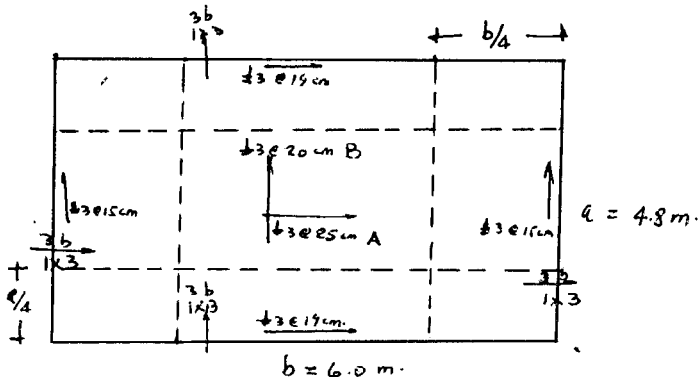
$$\mu = \frac{1133}{4 \times 3 \times 0.904 \times 7.90} = 13.5 \text{ kg/cm}^2$$

En ambas direcciones el esfuerzo de adherencia es menor que  $35 \text{ kg/cm}^2$ , por lo tanto el refuerzo propuesto es aceptable por adherencia.

9o. Paso. Doblecés, traslapes, etc.

Los dobleces se harán a los cuartos del claro para así formar las bayonetas ó columpios, y los traslapes se harán con 40 veces el diámetro de las barras. Se debe recordar que para los bordes continuos, cuando menos el 25 % de acero se pasa corrido y se complementa el armado colocando bastones entre bayonetas.

1o. Paso. Armado de la losa.



## ESPECIFICACIONES DEL ARMADO.

- a).- Los armados son paralelos a las flechas.
- b).- Losas de 11 cm exepcto donde se indica
- c).- Armados de 3/8"  $\emptyset$
- d).- 1X3 De cada 3 varillas, 2 don corridas y una bayoneta
- e).- 1,2,3 b 1,2,3 bastones entre dada dos bayonetas y a su - -  
misma altura.

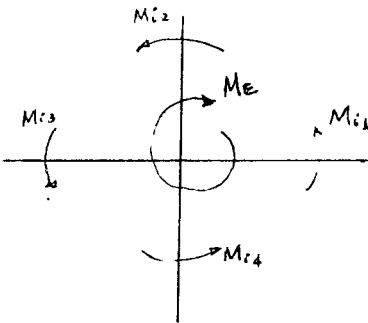
NOTA.- Si el diseñador lo prefiere puede adoptar la menor separaa  
ción en ambos sentidos.

## CAPITULO IV

## SISTEMAS DE PISO CON LOSAS NERVADAS.

Este tipo de pisos consiste en largueros o nervaduras y losas colados monolíticamente sin ningun relleno y se le llama también a veces "losa nervurada" : se ha visto que es un sistema -- económico para la construcción de pisos con claros medianos, bajo cargas vivas ligeras o medianas; pero no son tan adecuadas como - las losas macizas para el caso de cargas concentradas fuertes. -- Una losa nervurada consiste de varias vigas " T " relativamente - pequeñas, adyacentes una a la otra; los espacios abiertos entre - las almas o nervaduras se forman por lo general utilizando bloques de barro, yeso ó concreto.

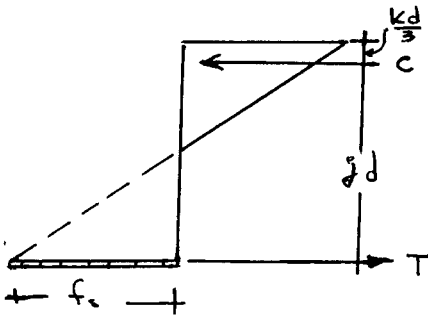
El momento externo adecuado sobre un nudo de una estructura, debe ser igual o menor, en valor absoluto, a la suma de los momentos internos de los elementos concurrentes al nudo.



$$M_E = \sum_{j=1}^{j=4} M_{Ej}$$

$$M_E = - \sum_{j=1}^{j=4} M_{ij}$$

Los elementos de concreto, presentan su momento interno, de acuerdo con el siguiente diagrama:



$$|M_{EJ}| \leq |M_{LJ}|$$

$$M_{ij} = \begin{cases} C \cdot j_d \\ T \cdot j_d \end{cases}$$

fig 4-1

Si  $C > T$ , el elemento estructural, es peraltado y representa mayor economía puesto que el acero de refuerzo es el estrictamente necesario ya que al limite, es como trabaja.

Suponiendo que se aumentara el valor de  $j_d$ , entonces disminuiría el valor de  $T$  en la expresión:

$$T = \frac{M_i}{j_d}$$

y disminuye también proporcionalmente el área de refuerzo de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{T}{f_s}$$

Para lograr aumentar el valor de  $j_d$  sin aumentar el volumen de concreto, así como su costo y peso adicionales en la estructura, se buscó una solución al problema mediante una losa reticu-



lar, que consiste en lo siguiente:

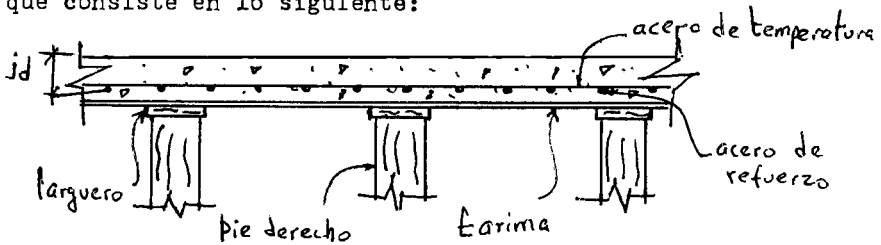


fig. 4-2.

Supongamos a una losa de 10 cm de peralte y un volumen  $V$ . Si colocamos bloques de concreto aligerado sobre la tarima espaciados adecuadamente, podríamos con el mismo volumen de concreto  $V$  - aumentar el valor del brazo de palanca  $jd$ ;

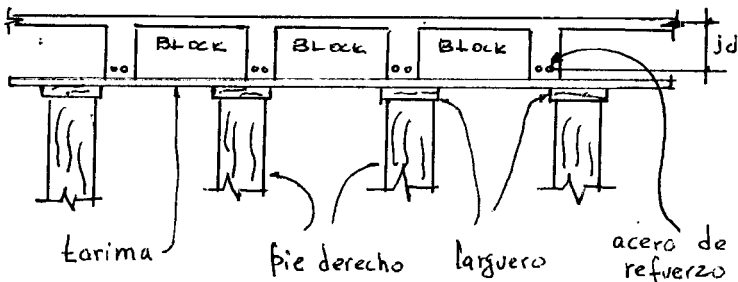


fig 4-3.

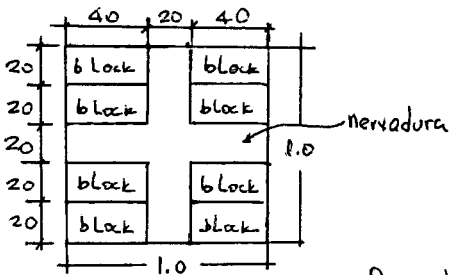
Hemos aumentado  $jd$  y logramos reducir el acero de refuerzo de las losas. Podemos distanciar más nuestras columnas, y debido a la mayor rigidez de la losa, se reducen los momentos flexionantes en las columnas con el ahorro de acero también en sus armados; incluso también se llega a suprimir las traveses, ya que las losas con un armado adicional, funcionan como tales.

El método correcto para determinar la cantidad de carga que toma cada nervadura sería la igualación de flechas en los cruces - en todas y cada una de las nervaduras o sea, un sistema de ecuaciones con un número muy alto de incógnitas que solo podrá ser resuelto por medio de una calculadora electrónica. Por esta razón vamos a proceder por un método aproximado que consiste en lo siguiente:

- 1.- Se consideran las franjas centrales de 1.0m de ancho perpendiculares entre sí y mediante el método de igualación de flechas determinamos el porcentaje de carga que toma cada una de esas franjas.
- 2.- Se calculan los momentos flexionantes en ambos sentidos.
- 3.- Conocidos los momentos flexionantes y el peralte efectivo de la losa ( $h-r$ ), se determina el ancho de la viga que se requiere - para un franja de 1.0 m de ancho de la losa.
- 4.- Conocido el ancho  $b$  se determina la posición de los bloques para que cada metro de losa tenga un ancho  $b$ , de nervadura.
- 5.- Conocida la distancia centro a centro de nervaduras se determina el momento que toma cada una de ellas, con ese momento se calcula el área de acero para dichas nervaduras.

Ejemplo.- Diseñar una losa reticular de 10.0 m de largo por 6.0 m de ancho con las siguientes cargas: carga viva  $150 \text{ kg/m}^2$ , mosaico  $100 \text{ kg/m}^2$ , block 20 kg cada uno (20X40X30 cm).

SOLUCION. 1er paso. Cálculo de la carga de diseños.



Longitud de nervadura.

$$1.0 + 0.40 + 0.40 = 1.80 \text{ m.}$$

Peralte = 0.30 m.

ancho = 0.20 m.

$$\Delta_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Peso Nervadura} = 1.80 \times 0.20 \times 0.30 \times 2400 = 259.2 \text{ kg/m}^2$$

Suma de cargas. carga viva = 150 kg/m<sup>2</sup>

mosaico = 100 ✓

block = 160 (8 piezas)

Nervadura = 260 ✓

$$\text{TOTAL} = 670 \text{ kg/m}^2$$

2.- Paso. Cálculo de cargas que toma cada nervadura.

$$a = 6.0 \text{ m.} \quad a^2 = 36 \quad a^4 = 1296$$

$$b = 10.0 \text{ m.} \quad b^2 = 100 \quad b^4 = 10000$$

$$a^4 + b^4 = 11296$$

$$W_a = \frac{wb^4}{a^4 + b^4} = \frac{670 \times 10000}{11296} = \frac{6700000}{11296} = 593 \text{ kg/m}^2$$

$$W_b = \frac{wa^4}{a^4 + b^4} = \frac{670 \times 1296}{11296} = \frac{868320}{11296} = 77 \text{ kg/m}^2$$

3.- Paso. Cálculo de los momentos flexionantes.

$$M_a = \frac{W_a a^2}{8} 100 = \frac{593 \times 36}{8} 100 = 266850 \text{ kg-cm.}$$

$$M_b = \frac{W_b b^2}{8} 100 = \frac{77 \times 100}{8} 100 = 96200 \text{ kg-cm.}$$

4.- Paso. Cálculo del peralte efectivo y del ancho de viga que se requiere para la franja de 1.0 m de ancho.

$$d = h - r \quad r = 3 \text{ cm}, \quad h = 35 \text{ cm}.$$

$$d = 35 - 3 = 32 \text{ cm}.$$

$$M = R b d^2 \quad R = 11.75, \quad j = 0.904, \quad f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

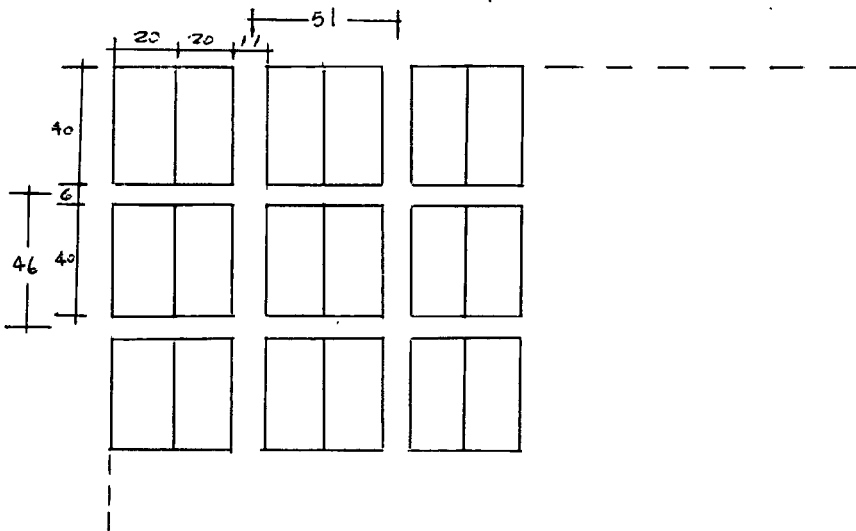
$$b = \frac{M}{R d^2} \quad f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Tabla 1-1)}.$$

$$b_a = \frac{M_a}{R d^2} = \frac{266850}{11.75 \times 32^2} = \frac{266850}{11.75 \times 1024} = \frac{266850}{12032} = 22.17 \text{ cm}.$$

$$b_b = \frac{M_b}{R d^2} = \frac{96200}{11.75 \times 32^2} = \frac{96200}{12032} = 7.99 \text{ cm}.$$

5.- Paso. Determinación del ancho de cada nervadura y posición de los blocks.

Se supone un ancho de nervadura en el sentido corto de 11 cm.  
 y un ancho de nervadura en el sentido largo de 6 cm.



6.º Paso. Cálculo del momento que toma cada una de las nervaduras

$$\text{claro corto. } M_{\text{nerv.}} = 0.51 \times 266,850 = 136,094 \text{ kg-cm.}$$

$$\text{claro largo: } M_{\text{nerv.}} = 0.46 \times 96200 = 44,252 \text{ kg-cm.}$$

7.º Paso. Cálculo del acero de refuerzo.

$$\Delta_s = \frac{M_{\text{nerv.}}}{f_y j d}$$

claro corto:

$$A_s = \frac{136094}{2000 \times 0.904 \times 32} = \frac{136094}{57850} = 2.35 \text{ cm}^2.$$

proponiendo varillas  $\# 3$ ;  $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$ .

$$N: \# = \frac{A_s}{a_s} = \frac{2.35}{0.71} = 3.3$$

$\therefore$  usar 4  $\# 3$ , 2 inferiores y 2 superiores.

claro largo:

$$A_s = \frac{44252}{2000 \times 0.904 \times 32} = \frac{44252}{57850} = 0.764 \text{ cm}^2$$

proponiendo varillas  $\# 3$ ;  $a_s = 0.71 \text{ cm}^2$

$$N: \# = \frac{A_s}{a_s} = \frac{0.764}{0.71} = 1.06$$

$\therefore$  Usar alternadamente 1 y 2 varillas (éstas últimas- 1 inferior y 1 superior).

80. Paso.- Cálculo del esfuerzo cortante.

claro corto:

$$\text{carga uniforme por metro lineal de nervadura} = 670 \times 0.51 = 341.70$$

$$\text{carga total} = 341.70 \times 6.0 = 2050.2 \text{ kg} = P$$

$$\text{Fuerza cortante} = \frac{1}{2} P = \frac{1}{2} (2050.2) = 1025.10 \text{ kg}$$

$$\text{Esfuerzo cortante} = \frac{V}{b_j d} = \frac{1025.10}{11 \times 0.904 \times 32} = 3.22 \text{ kg/cm}^2$$

Claro largo:

$$\text{carga uniforme por metro lineal de nervadura} = 670 \times 0.46 = 318$$

$$\text{carga total} = 318 \times 0.51 = 162.4 \text{ kg} = P$$

$$\text{Fuerza cortante} = \frac{1}{2} P = \frac{1}{2} (162.4) = 81.2 \text{ kg}$$

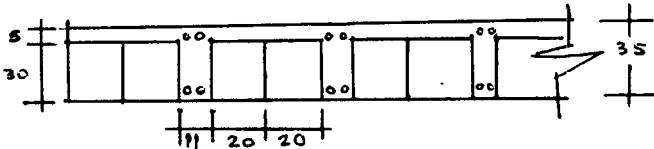
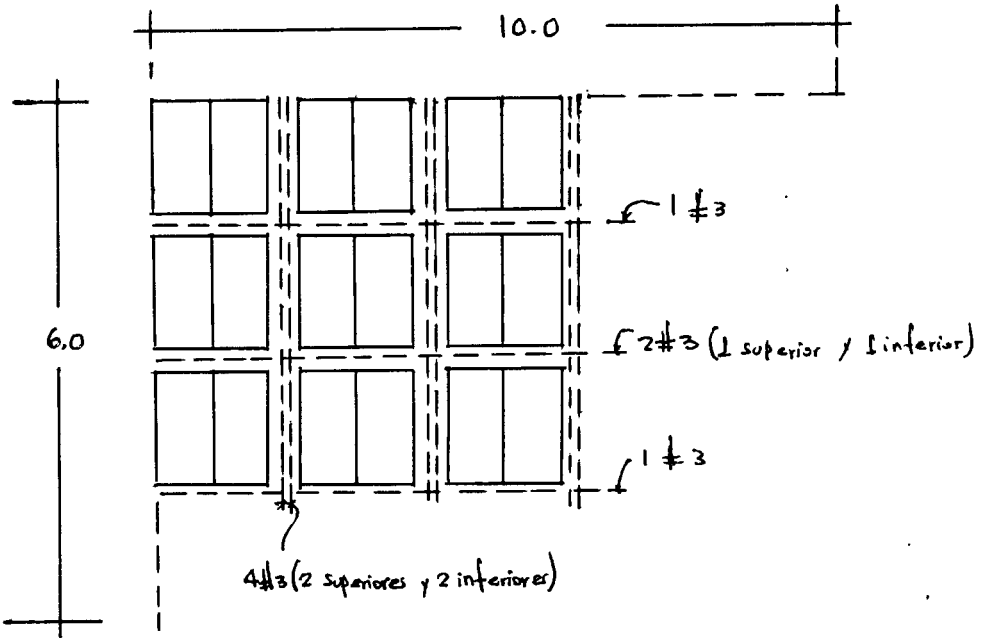
$$\text{Esfuerzo cortante} = \frac{V}{b_j d} = \frac{81.2}{6 \times 0.904 \times 32} = 0.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo cortante del concreto} = 0.03 f'_c = 0.03 \times 200 = 6 \text{ kg/cm}^2$$

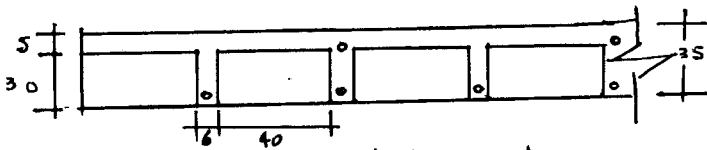
∴ En ambos sentidos el esfuerzo cortante — lo absorbe el concreto, y únicamente se usarán estribos para amarrar las varillas.

Usar varillas #2 @ 30 cm (donde se necesiten).

9º paso. Armado de la losa.



corte en el claro largo



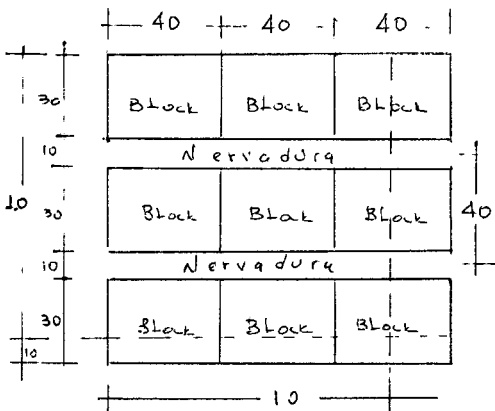
corte en el claro corto

fig. 4-4.

Ejemplo. Diseñese una losa nervurada para cubrir un area de 6.0 X 20.0 m. usando blocks de concreto aligerado de 30 X 40 X 20 - cm (peso de cada block 20 kg), lleva una acabado de piso que pesa 50 kg/m<sup>2</sup>, plafond aplanado 50 kg/m<sup>2</sup>, soporta una carga viva de 200 kg/m<sup>2</sup>, se dispone de acero TOR-40 ( $f_s = 2000 \text{ kg/cm}^2$ ) y se puede lograr un concreto de resistencia 200 kg/cm<sup>2</sup>, las condiciones de borde son totalmente continuas.

SOLUCION.

1er. Paso. Cálculo de la carga de diseño.



Análisis por m<sup>2</sup>.

longitud de Nervadura = 2.0 m  
 Peralte = 20 cm  
 ancho = 10 cm

$\Delta_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$

Peso nervadura =  $0.10 \times 0.20 \times 2 \times 2400$   
 = 96 kg/m<sup>2</sup>

Suma de cargas:

carga viva = 200	kg/m <sup>2</sup>	
acabado = 50		✓
plafond = 50		✓
block = 140		✓
nervadura = 96		
TOTAL = 536		≈ 550 kg/m <sup>2</sup>



Como el claro largo excede en dos veces el claro corto la losa se arma en un solo sentido y las nervaduras se consideran como varias vigas " T " colocadas una a continuación de la otra.

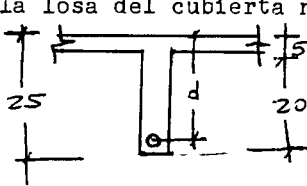
Entonces cada nervadura carga:  $550 \times 0.40 = 220 \text{ Kg/ml}$ . que viene a ser propiamente la carga de diseño, para todas las vigas " T "

2.- Paso. Cálculo del Momento flexionante máximo. ( claro corto )

como hay continuidad en los apoyos,  $M = \frac{wl^2}{12}$

$$M = \frac{220 \times 6^2}{12} = \frac{220 \times 36 \times 100}{12} = 66,000 \text{ kg-cm.}$$

3.- Paso. Cálculo del peralte de la viga. En el primer paso se supusieron 20 cm para el peralte del bloque, sumandole 5 cm para la losa del cubierta nos da 25 cm.



suponiendo varillas #3 ;  $\phi = 0.95 \text{ cm}$ .

$$h = 20 + 5 = 25 \text{ cm.}$$

$$\phi/2 = 0.5$$

$$r = 1.5$$

$$d = h - (\phi/2 + r) = 25 - (0.5 + 1.5) = 25 - 2 = 23 \text{ cm.}$$

4.- Paso. Cálculo del acero de refuerzo.

$$A_s = \frac{M}{f_y j d}$$

para vigas " T " ;  $j d = d - \frac{\phi}{2} = 23 - \frac{\phi}{2} = 23 - 2.5 = 20.5 \text{ cm}$ .

$$A_s = \frac{66000}{2000 \times 20.5} = 1.609 \text{ cm}^2 \text{ (refuerzo positivo)}$$

proponiendo varillas #3 ;  $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$  y #4 ;  $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$

Usar 1 #3 y 1 #4 ( $A_s = 0.71 + 1.27 = 1.98 > 1.609 \text{ OK}$ ).

Para el refuerzo negativo o sea en los apoyos, se refuerza  $\frac{1}{4}$  del claro. De la Tabla 1-1 para el acero Top-do y un concreto de  $200 \text{ kg/cm}^2$ :  $R = 11.75$ ,  $j = 0.904$

$$A_s = \frac{66000}{2000 \times 0.904 \times 23} = 3.17 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas #5,  $a_s = 1.97 \text{ cm}^2$

$$N \# 5 = \frac{A_s}{a_s} = \frac{3.17}{1.97} = 1.6$$

Usar 2 varillas #5 en los apoyos.

5.- Paso. Cálculo del esfuerzo cortante.

$v = \frac{V}{b j d}$ , como el esfuerzo cortante es máximo en los apoyos se usará  $j = 0.904$ .

$$\text{entonces } V = \frac{w l}{2} = \frac{220 \times 6}{2} = 660 \text{ kg}$$

$$v = \frac{660}{10 \times 0.904 \times 23} = 3.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.03 f'_c = 0.03 \times 200 = 6 \text{ kg/cm}^2$$

2. El concreto absorbe los esfuerzos cortantes y solamente se usarán estribos para el amarre de las varillas.

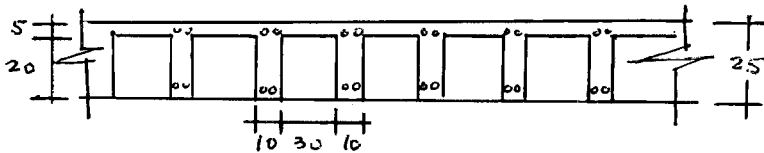
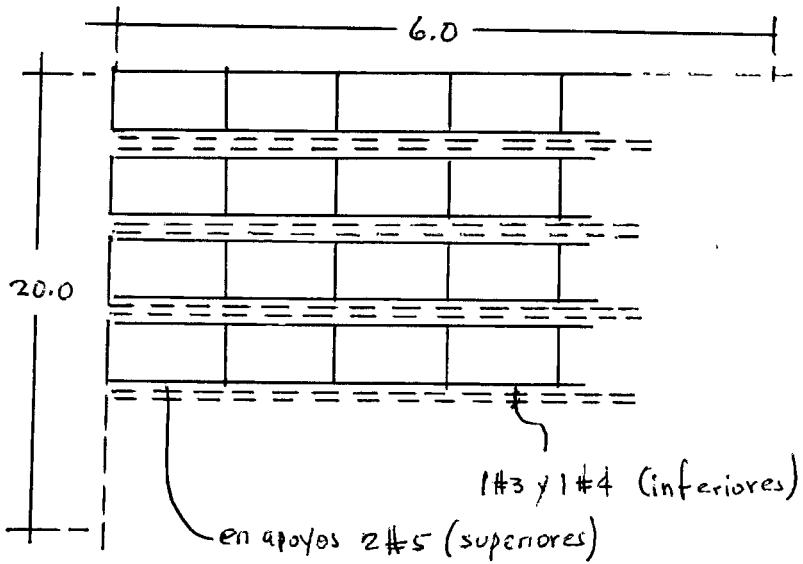
Usar varillas #2 @ 20 cm.

6.- Revisión por adherencia.

$$u = \frac{V}{\sum o j d} = \frac{660}{(3+4)20.5} = \frac{660}{7 \times 20.5} = 4.59 \text{ kg/cm}^2$$

es el esfuerzo unitario de adherencia, el cual queda dentro de los esfuerzos permisibles indicados en la tabla 1-3.

7º paso. Armado de la losa:



corte en el claro largo

fig. 4-5

Hace aproximadamente 10 años, el sueño de los estructuristas se vió colmado cuando la fibra de vidrio les permitió en EE.U.U., Europa y Canadá, prescindir del uso de los blocks de concreto, sistema que tiene cada vez, exitos y aplicaciones mayores.

Actualmente se sustituye el block de concreto aligerado por cajetones de fibra de vidrio con resina poliester que elimina los inconvenientes del block y recibe el nombre de "vitro-cimbra".

La vitro cimbra no solo elimina el block, si no que también sustituye la tarima de madera, como se indica en la siguiente fig.

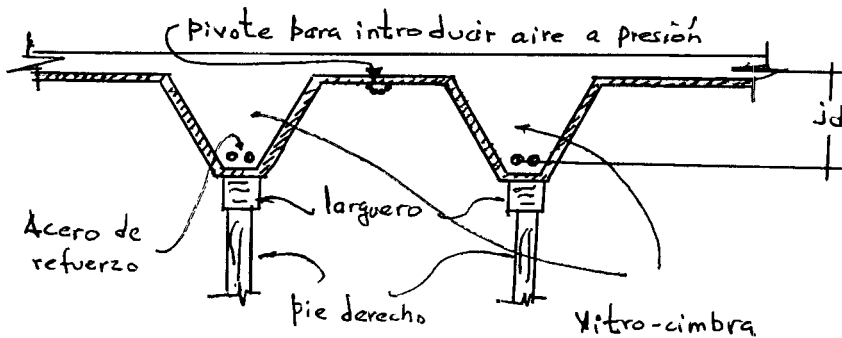


fig. 4-6.

Las dimensiones de la vitro-cimbra se colocan sobre largueros espaciados. Los largueros se colocan sobre piés derechos contraventados debidamente.

La vitro-cimbra es tan ligera como el plástico y tan resistente que el metal que soporta facilmente por si sola el peso de los hombres que trabajan sobre ella habilitando el acero de refuerzo.

Después de colada la losa y quitados los pies derechos, por el pivote, se inyecta aire de un compresor y la vitrocimbra se desprende con toda facilidad que se puede descimbrar a razón de  $1 \text{ m}^2/\text{minuto}$ .

Se llevan los pies derechos y los largueros al piso superior y se colocan las vitro-cimbra en su nueva posición y así sucesivamente según sea el número de pisos por colar.

Cada vitro-cimbra tiene un peso promedio de 6 kg, por lo que un hombre puede trasladar al piso superior el equivalente a 3 m de cimbra con toda facilidad.

Mencionaremos en seguida algunos cajetones de diferentes dimensiones por relacionar algunas características:

Medidas interiores en cm.	Peso en kg.	Volumen desalojado en $\text{M}^3$
63.5 x 63.5 x 20	5	0.077
63.5 x 63.5 x 25	5	0.096
63.5 x 63.5 x 30	7	0.115
63.5 x 63.5 x 35	7	0.134
63.5 x 63.5 x 40	8	0.154

En el capítulo VI mencionaremos sus ventajas principales.

## CAPITULO V

## SISTEMA DE LOSAS PLANAS O PISOS SIN TRABES

Un piso de este tipo consiste de una losa rectangular relativamente grande, soportada directamente sobre columnas; sin vigas ni trabes; la losa se refuerza generalmente con varillas en dos direcciones y puede ser de espesor uniforme, o bien engrosar un area simétrica mas o menos cuadrada, directamente encima de la columna, como se indica en la fig. 5-1. Esta area de espesor aumentado se llama "abaco".

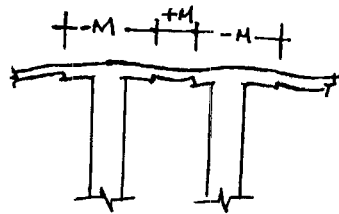
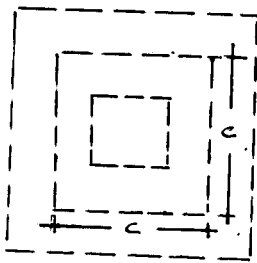
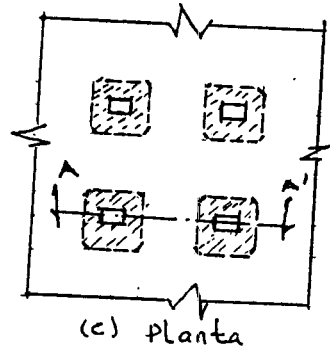
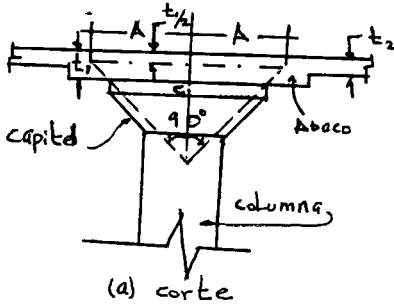


fig. 5-1

En pisos de este tipo se acostumbra utilizar columnas con cabezas acampanadas o con capiteles: dichas columnas son cuadras o circulares.

En ocasiones se usan columnas sin capiteles, para lograr una losa completamente plana, este tipo de piso se llama "placa plana".

En capitel es la aplicación del extremo de la columna, di señada y construida para que actúe como una unidad integral con la columna y la losa plana. No se considerará para propósitos estructurales ninguna porción del capitel de la columna que caiga fuera del mayor como circular con un ángulo de 90° que puede ser incluido dentro de los bordes del capitel de la columna. -- Cuando no se use capitel, la cara de la columna será considerada como el borde del capitel.

#### DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LOSAS PLANAS.

Es muy difícil determinar con exactitud la distribución y la magnitud de los esfuerzos en una losa plana; estos pisos se diseñan mediante reglas empíricas dictadas por los reglamentos de construcción. Estas reglas pueden usarse cuando se cumplen una ciertas limitaciones, que son las siguientes.

- 1.- La construcción consistirá cuando menos de tres tableros - continuos en cada dirección.
- 2.- La relación de longitud al ancho de los tableros no excederá de 1.33 .
- 3.- La configuración estará formada por tableros aproximadamente cuadrados, Los claros sucesivos en cada dirección no diferirán en mas de 20 % del claro largo.

4.- Los momentos calculados, ocasionados por fuerzas laterales- de viento o sismo, podrán combinarse con los momentos críticos determinados mediante el método empírico y los momentos debidos a fuerzas laterales se distribuirán entre las fajas de columna y las fajas centrales en la misma proporción especificada para los momentos negativos en estructuras no ma yores de 38 metros de altura y con altura de entre pisos no mayores de 3.80 metros.

Además de la notación utilizada en el diseño de vigas, existen otros términos que se aplican en particular a las - losas planas:

- A = distancia de la sección crítica por flexión al centro de la columna, según se indica en la fig. 5-1a, en metros.
- C = Tamaño efectivo del apoyo, o sea el diámetro del cono circular mas grande, con ángulo de  $90^\circ$  en el vértice, que pueda - incluirse en el capitel de la columna, medido sobre la parte inferior de la losa o el ábaco, en metros. Cuando la columna no tiene capitel, la dimensión C se tomará igual a la de la columna en la dirección considerada (fig. 5-1a).
- L = Longitud del claro de un tablero de la losa plana, centro a centro de apoyos, en metros: en tableros rectangulares se - toma L como el claro mayor.
- M<sub>0</sub> = Suma numérica de los momentos negativos y positivos promedio supuestos en las secciones críticas de diseño.
- t<sub>1</sub> = Espesor en centímetros de la losa sin ábaco , o a travez del ábaco, si existe (ver fig. 5-1a).
- t<sub>2</sub> = Espesor en centímetros de la losa con ábaco, en puntos situ dos fuera del ábaco (ver fig. 5-1a).



$W'$  = Carga unitaria, muerta mas viva, uniformemente distribuida en  $\text{kg/m}^2$ .

$W$  = Carga total, muerta mas viva, sobre el tablero, en  $\text{kg/m}^2$ .

los espesores  $t_1$  y  $t_2$  no deberan ser menores que los siguientes.

$t_1 = 1/36$ , o bien 13 cm, o bien  $0.106 L \left(1 - \frac{2c}{3L}\right) \sqrt{\frac{W'}{f_c/140}} + 4 \text{ cm.}$   
cualesquiera que sea el mayor.

$t_2 = \frac{L}{40}$ , o bien 10 cm, o bien  $0.091 L \left(1 - \frac{2c}{3L}\right) \sqrt{\frac{W'}{f_c/140}} + 2.5 \text{ cm.}$   
cualesquiera que sea mayor.

El diámetro o el lado del ábaco, si existe, deberá ser cuando menos 0.33 veces el claro en la dirección paralela.

El espesor total máximo del ábaco que se use para el cálculo del refuerzo sobre la columna será  $1.5 t_2$ .

La dimensión  $c$  del capitel de la columna se toma por lo general entre 0.20 y 0.25 L.

En la fig. 5-1c se indica parte del area de un piso de losa plana y los cuadrados representan las columnas; si se considera que la carga está uniformemente distribuida sobre el piso, entonces una cierta area por encima de cada columna está sometida a esfuerzos de tensión en la parte superior de la losa, o sea se tiene un momento negativo, lo cual está indicando por las areas sombreadas.

En la fig. 5-1d se indica como entre columna y columna la losa tiende a flexionarse con concavidad hacia arriba, fuera de las areas sombreadas, con los esfuerzos de tensión en la parte inferior de la losa, o sea momento flexionante positivo.

Aunque el análisis exacto de los momentos y esfuerzos en la losa es bastante complicado, en los reglamentos de construcción se presentan métodos arbitrarios basados tanto en la teoría como en experimentos prácticos, por medio de los cuales puede realizarse un diseño satisfactorio.

**MOMENTOS FLEXIONANTES EN LOSAS PLANAS.**— Un tablero de una losa plana consta de "Franjas centrales" y "Franjas de Columnas", que tienen las dimensiones mostradas en la fig. 5-2; al considerar los momentos en la dirección opuesta se divide el tablero en franjas similares, colocadas perpendicularmente a los que se muestran.

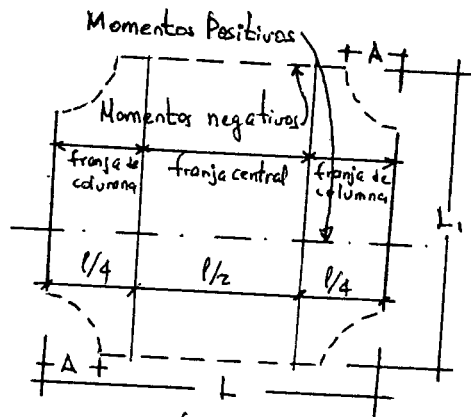


fig 5-2

La "Suma numérica de los momentos flexionantes positivos y negativos" en la dirección de cualquiera de los lados de un tablero rectangular no deberá suponerse menor que.

$$M_0 = 0.9 WFL \left(1 - \frac{2c}{3L}\right)^2$$

En donde  $F = 1.15 - \frac{c}{L}$  pero no menor que la unidad.

Las secciones para momentos negativos se toman a lo largo de los bordes del tablero y sobre las líneas que unen los centros de las columnas, excepto alrededor de éstas, en donde siguen un círculo con radio  $\frac{a}{2}$  en vez de pasar a travez de ellas, como se muestra en la fig 5-2. En el cálculo de los esfuerzos de compresión causados por la flexión, el ancho de la sección se toma igual a tres cuartas partes del ancho de la franja de columna, excepto en el caso de una sección a travez del ábaco, en donde deberá usarse un ancho de tres cuartas partes del ancho del ábaco. Las secciones para momentos positivos se toman sobre los centros del tablero (fig. 5-2-). La fórmula anterior nos da la "suma" de los momentos positivos y negativos, la distribución de éstos se muestra en la siguiente tabla.

TABLA 5-1. MOMENTOS PARA USARSE EN EL DISEÑO DE UN PANEL INTERIOR DE UNA LOSA PLANA.

SISTEMA EN DOS DIRECCIONES, CON ÁBACO.	
Franja de columna, momento negativo	0.50 $M_0$
Franja de columna, momento positivo	0.20 $M_0$
Franja central, momento negativo	0.15 $M_0$
Franja central, momento positivo	0.15 $M_0$
SISTEMA EN DOS DIRECCIONES, SIN ÁBACO.	
Franja de columna, momento negativo	0.46 $M_0$
Franja de columna, momento positivo	0.22 $M_0$
Franja central, momento negativo	0.16 $M_0$
Franja central, momento positivo	0.16 $M_0$

Las varillas de refuerzo deben espaciarse aproximadamente-uniforme a lo largo de cada tablero, exepcto que:

- a).- Cuando menos un 25 % del refuerzo negativo requerido en la franja de columna debe cruzar el perímetro situado a una distancia  $\underline{d}$  de la columna o su capitel.
- b).- Cuando menos un 50% del refuerzo negativo requerido en la franja de columna debe cruzar el ábaco, si es que existe.
- c).- El espaciamiento para el resto de la franja de columna puede variar uniformemente desde el requerido para (a) o (b) hasta el requerido para la franja central.

ESFUERZO CORTANTE EN LOSAS PLANAS.- El esfuerzo cortante se revisa en dos secciones, una en la losa y la otra en el ábaco.

El esfuerzo cortante unitario, calculado mediante la fórmula  $v=V/bd$ , en las secciones verticales que siguen un perímetro  $\underline{b}$  a una distancia  $d/2$  por fuerza de los bordes de la columna o de su capitel y concéntrica a ellos, no debe exceder los siguientes valores:

- a).-  $0.53 \sqrt{f'_c}$  a no ser que se proporcione refuerzo de acuerdo con (b) en cuyo caso  $\underline{v}$  no excederá de  $0.80 \sqrt{f'_c}$ .
- b).- Cuando  $\underline{v}$  sea mayor que  $0.53 \sqrt{f'_c}$  se proporcionará refuerzo por cortante de acuerdo con los requisitos referentes al esfuerzo cortante de vigas, exepcto que el esfuerzo permisible para el refuerzo mencionado será el 50 % del prescrito para el tipo de acero utilizado por esfuerzos de tensión: el refuerzo por cortante que consista de varillas o alambre no se considerará efectivo - en miembros cuyo peralte total se menor de 25 cm.

**ARREGLO DEL REFUERZO EN LA LOSA.**- El espaciamiento de las varillas en las secciones críticas no excederá dos veces el espesor de las losas, excepto para aquellas porciones del area de la losa que puedan ser de construcción celular o nervada. En la losa situada sobre los espacios celulares, el refuerzo cumplirá con los requisitos de refuerzo por temperatura.

En tableros exteriores, excepto para varillas de techo inferior adecuadamente ancladas al ábaco, todo el refuerzo positivo perpendicular al borde discontinuo se extenderá hasta el borde de la losa y tendrá anclaje, recto o con ganchos, de por lo menos 15 cm. en vigas de borde, muros o columnas. Todo el refuerzo negativo perpendicular al borde discontinuo estará doblado o anclado en vigas de borde, muros o columnas.

El area de refuerzo se determinará de los momentos flexionantes en las secciones críticas, pero no será menor que lo especificado para refuerzo de temperatura.

Se pueden hacer traslapes en las varillas cuando sea conveniente, pero preferiblemente lejos de los puntos de refuerzo máximo. La longitud de traslape será como mínimo 40 veces el diámetro de la varilla.

Las varillas estarán uniformemente espaciadas a lo ancho de cada franja, excepto que:

- a).- Por lo menos 25 % del refuerzo negativo requerido en la franja de columnas cruzará la periferia situada a una distancia  $d$  de la columna o capitel.
- b).- Por lo menos 50 % del refuerzo negativo requerido en la franja de columnas cruzará el ábaco, si existe.

c).- El espaciamiento para el refuerzo restante en la franja de -  
columnas podrá variar uniformemente del requerido por a o b -  
al requerido para la franja central.

DISEÑO DE UN PISO DE LOSA PLANA.- El diseño se lleva acabo-  
apegándose estrictamente a las fórmulas y los requisitos especifi-  
cados en los reglamentos de construcción, los cuales están muy le-  
jos de ser uniformes y se módifican frecuentemente.

EJEMPLO. Diseñese un tablero interior de un piso de losa pla-  
na, con columnas espaciadas a cada 6.00 m entre centros, en am-  
bas direcciones; la losa será un sistema en dos direcciones, con-  
ábacos y la carga viva es  $975 \text{ kg/m}^2$

DATOS:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ ✓}$$

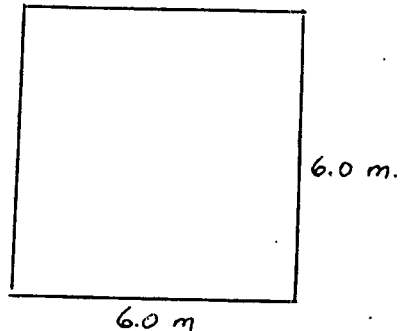
$$f_c = 95 \text{ ✓}$$

$$v = \text{limitado a } 7.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$R = 15.94$$

$$k = 0.385$$

$$j = 0.872$$



SOLUCION. 1er paso. Determinación de las dimensiones de la losa-  
y del ábaco. Es necesario hacer primero ciertas suposiciones; como  
el tablero es cuadrado  $L = L_x = 6.00 \text{ m}$ . La longitud del capitel se-  
supondrá igual a  $0.25 L = 0.25 \times 6.00 = 1.50 \text{ m}$  por lado; la longi-  
tud mínima del ábaco es  $0.33 L = 0.33 \times 6.00 = 2.00 \text{ m}$  por lado.

El espesor mínimo de la losa es  $t_2 = \frac{L}{40} = \frac{6 \times 100}{40} = 15 \text{ cm.}$

Este valor es mayor que 10 cm, el mínimo permisible, por lo que se acepta provisionalmente  $t_2 = 15 \text{ cm.}$

Conviene utilizar el mayor espesor de ábaco para reducir así los esfuerzos en el concreto y las áreas de acero encima de los apoyos, entonces  $t_1 = 1.5 t_2 = 1.5 \times 15 = 22.5 \text{ m,}$  se acepta provisionalmente  $t_1 = 23 \text{ cm.}$

En seguida se calculará  $W'$  de acuerdo con las espesores supuestos  $t_1$  y  $t_2$ .

$$\begin{aligned} \text{Carga viva} &= 975 \text{ kg/m}^2 \\ \text{losa } (0.15 \times 2400) &= \frac{360}{\text{---}} \\ \text{TOTAL} &= 1,335 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

A este valor se le debe agregar el peso del ábaco, el cual se distribuye sobre toda el área del tablero, o sea  $6.00 \times 6.00$   $36 \text{ m}^2$ .

$$\text{Peso del ábaco} = (0.23 - 0.15) 2.0^2 \times 2400 \times \frac{1}{36} = 21.3 \approx 25 \text{ kg/m}^2$$

Entonces  $W' = 1,335 + 25 = 1,360 \text{ kg/m}^2$ ; conocido  $W'$  se puede revisar  $t_2$  mediante :

$$t_2 = 0.091 L \left(1 - \frac{2c}{3L}\right) \sqrt{\frac{W'}{f'_c/140}} + 2.5 \text{ cm}$$

$$\text{o sea } t_2 = 0.091 \times 6.0 \left(1 - \frac{2 \times 5.0}{3 \times 6.0}\right) \sqrt{\frac{1360}{210/140}} + 2.5 = 16.2 \text{ cm.}$$

Este peralte es mayor que los 15 cm supuestos, por lo que se deben repetir los cálculos usados ahora  $t_2 = 16.5 \text{ cm;}$   $t_1$  será  $1.5 \times 16.5 = 24.75 \text{ cm,}$  probemos con  $t_1 = 24 \text{ cm.}$

$$\text{Carga viva} = 975 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{losa } (0.165 \times 2400) = 395 \text{ -}$$

$$\text{Total} = 1370 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{ábaco} = (0.24 - 0.165) \times 2.0^2 \times 2400 \times \frac{1}{36} = 22 \text{ kg/m}^2.$$

$$\text{por lo que } w' = 1370 + 22 = 1392 \text{ kg/m}^2$$

$$t_2 \text{ mínimo} = 0.091 \times 60 \left(1 - \frac{2 \times 1.50}{3 \times 6.0}\right) \sqrt{\frac{1392}{210/140}} + 2.5 = 16.4 \text{ cm.}$$

Se aceptan los 16.5 cm.

Para revisar  $t_1$ , se hace por medio de

$$t_1 = 0.106 L \left(1 - \frac{2c}{3L}\right) \sqrt{\frac{w'}{f/140}} + 4$$

$$\text{o sea } t_1 \text{ mínimo} = 0.106 \times 6.0 \left(1 - \frac{2 \times 1.50}{3 \times 6.0}\right) \sqrt{\frac{1392}{210/140}} + 4 = 20.2 \text{ cm.}$$

Se aceptan los 20 cm calculados anteriormente

20. Paso. Cálculo de los esfuerzos cortantes. En losas planas - se revisan los esfuerzos cortantes en dos secciones, una en la losa y la otra en el ábaco; como los espesores de éstos se presentan por medio de  $t_2$  y  $t_1$ , es conveniente presentar sus peraltes efectivos como  $d_2$  y  $d_1$  y sus respectivos cortantes y esfuerzos cortantes  $V_2$ ,  $v_2$ ,  $V_1$  y  $v_1$ . Se debe revisar el cortante en el ábaco a una distancia  $\frac{d_2}{2}$  del borde del capitel y en la losa a una distancia  $\frac{d_1}{2}$  del borde del ábaco, como se ve en la fig. 5-3.



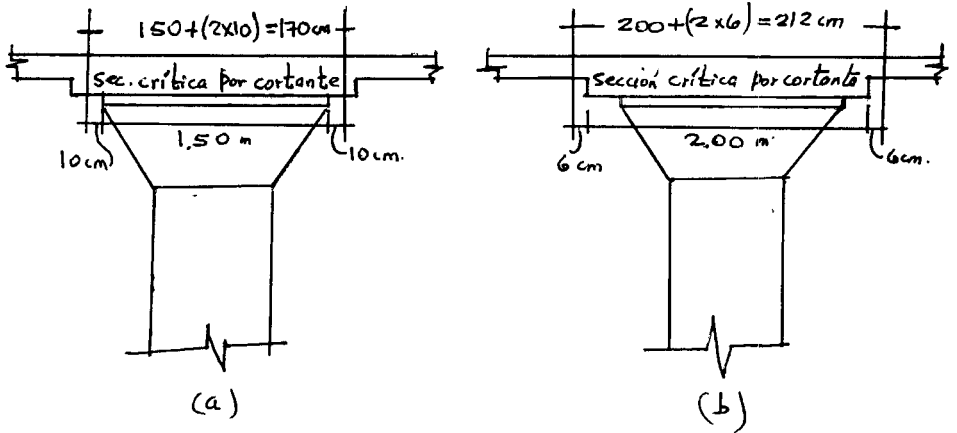


fig. 5-3

Par calcular los peraltes efectivos se utilizará la fórmula  $h = d + 1/2 \phi + r$ , considerando 2 cm de cubrimiento y teniendo en cuenta que por encima de las columnas habrá dos capas de varillas cruzándose entre sí perpendicularmente; dichas varillas se pueden considerar del # 6, entonces.  $\phi = 1.99$  cm.  $d = h - r - \phi/2$  donde  $h = t$

$$d_2 = 16.5 - 2 - 2 = 12.5 \approx 12 \text{ cm.}$$

$$d_1 = 24 - 2 - 2 = 20 \text{ cm.}$$

El cortante crítico  $V_1$ , a una distancia  $\frac{d_1}{2}$  del borde del capitel es

$$V_1 = 1392 (6.0^2 - 1.70^2) = 46,090 \text{ kg} \quad (\text{fig 5-3a}).$$

$$\text{entonces } v_1 = \frac{V_1}{b_1 d_1} = \frac{46090}{4 \times 1.70 \times 20} = 3.39 \text{ kg/cm}^2 < 7.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ ok.}$$

Como es menor que el permisible, el espesor del ábaco de 24 cm es aceptable.

Ahora, el cortante crítico  $V_2$  a una distancia  $\frac{d_2}{2}$  del borde de del ábaco es  $V_2 = 1392(6.0 - 2.12) = 43,850 \text{ kg}$  (fig 5-3b)

$$\text{entonces } v_2 = \frac{V_2}{b_2 d_2} = \frac{43,850}{4 \times 212 \times 12} = 4.31 \text{ kg/cm}^2 < 7.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ ok}$$

También es aceptable el espesor de la losa de 16.5 cm, y los espesores son entonces  $t_1 = 24 \text{ cm}$  y  $t_2 = 16.5 \text{ cm}$ .

3er Paso. Cálculo de  $M_o$ , el momento flexionante, se efectúa por medio de la fórmula:  $M_o = 0.09 W F L \left(1 - \frac{2c}{3L}\right)^2$

Donde:  $W =$  peso total de la losa en kg.

$$F = 1.15 - \frac{c}{L} \geq 1$$

$c =$  Longitud del capitel

$L =$  Longitud del claro

Entonces

$$W = 1392 \times 6 \times 6 = 50,100 \text{ kg}$$

$$F = 1.15 - \frac{1.50}{6.0} = 0.90 \therefore F = 1$$

$$M = 0.09 \times 50,100 \times 1 \times 6 \left(1 - \frac{2 \times 1.50}{3 \times 6}\right)^2 = 19,140 \text{ kg-m}$$

Debe recordarse que esta cantidad es la suma numérica de los momentos positivos y negativos en cualquier dirección de los lados del tablero.

4o Paso. Cálculo de los momentos flexionantes críticos. Por medio de la tabla 5-1 se calculan los momentos flexionantes que -- deben usarse en una losa plana con sistema en dos direcciones y-

con ábaco, entonces:

Franja de columna, momento negativo =  $0.50 M_0 = 0.50 \times 1914000 = 957,000 \text{ kg-cm}$ .

Franja de columna, momento positivo =  $0.20 M_0 = 0.20 \times 1914000 = 382,800 \text{ kg-cm}$ .

Franja central, momento negativo =  $0.15 M_0 = 0.15 \times 1914000 = 287,100 \text{ kg-cm}$ .

Franja central, momento positivo =  $0.15 M_0 = 0.15 \times 1914000 = 287,100 \text{ kg-cm}$ .

50. PASO. Cálculo de las áreas de acero de refuerzo. Para calcular las áreas de acero de refuerzo requeridas en las distintas secciones se utilizará la fórmula  $A_s = \frac{M}{f_c s d}$  Para lo cual se calcularán primero los peraltes efectivos.

Supongamos que utilizamos varillas # 6 en la franja de columna para el momento negativo y varillas # 5 para el resto del refuerzo; como son dos capas de varillas en ángulo recto, una por encima de otra, los peraltes efectivos necesarios para resistir el momento negativo encima de la columna se calcula como sigue, suponiendo un recubrimiento de 2 cm:

Para la franja de columna, momento negativo.

Para # 6,  $\phi = 1.90 \text{ cm}$ .  $t_1 = h = 24 \text{ cm}$ .

# 5,  $\phi = 1.58 \text{ cm}$

# 3,  $\phi = 0.95 \text{ cm}$

# 5/8,  $\phi = 0.79 \text{ cm}$ .

$$d = 24 - (0.95 + 1.90 + 2) = 19.15 \text{ cm}.$$

Para la franja de columna, momento positivo.

$$t_2 = 16.15; \quad d = 16.15 - (0.79 + 2) = 13.41 \text{ cm}.$$

Para la franja central, momento positivo

$$d = 16.5 - (0.79 + 1.58 + 2) = 12.13 \text{ cm}.$$

Para la franja central, momento negativo

$$d = 16.15 - (0.79 + 2) = 13.71 \text{ cm.}$$

Calculados los peraltes efectivos se procede al cálculo de las áreas de acero,

Para la franja de columna, momento negativo.

$$A_s = \frac{957,000}{1400 \times 0.872 \times 19.15} = 40.8 \text{ cm}^2$$

usando varillas # 6,  $a_c = 2.84 \text{ cm}^2$ ;  $N = \frac{A_s}{a_c} = \frac{40.8}{2.84} = 14.15$   
 $\therefore$  se utilizarán 15 varillas del # 6.

Para la franja de columna, momento positivo.

$$A_s = \frac{382,800}{1400 \times 0.872 \times 13.71} = 22.90 \text{ cm}^2$$

usando varillas # 5,  $a_c = 1.93 \text{ cm}^2$ ;  $N = \frac{A_s}{a_c} = \frac{22.90}{1.93} = 11.9$   
 $\therefore$  se utilizarán 12 varillas del # 5.

Para la franja central, momento positivo

$$A_s = \frac{287,100}{1400 \times 0.872 \times 12.13} = 19.42 \text{ cm}^2$$

usando varillas # 5,  $a_c = 1.93 \text{ cm}^2$ ;  $N = \frac{A_s}{a_c} = \frac{19.42}{1.93} = 10$   
 $\therefore$  se utilizarán 10 varillas del # 5

Para la franja central, momento negativo

$$A_s = \frac{287,100}{1400 \times 0.872 \times 13.71} = 17.20 \text{ cm}^2$$

Usando varillas # 5,  $a_c = 1.93 \text{ cm}^2$ ;  $N = \frac{A_s}{a_c} = \frac{17.20}{1.93} = 8.9$   
 $\therefore$  se utilizarán 9 varillas del # 5.

60. PASO. Revisión de los esfuerzos de compresión en el concreto

Si los esfuerzos de compresión en el concreto no deben ser -

mayor que  $f_c$ , en este caso  $95 \text{ kg/cm}^2$ , los momentos resistentes  $Rbd^2$  de las distintas secciones deben ser iguales o mayores que los momentos flexionantes actuantes, Como se vió en los párrafos anteriores, el ancho  $b$  debe tomarse igual a las tres cuartas partes del ancho de la franja de columna o del ábaco, entonces

Franja de columna:

$$\begin{aligned} \text{momento flexionante negativo} &= 957,000 \text{ kg-cm.} \\ \text{momento resistente} &= 15.94 \left( \frac{3}{4} \times 2.00 \times 100 \right) 19.15^2 \\ &= 881,000 \text{ kg-cm.} \\ \text{momento flexionante positivo} &= 322,800 \text{ kg-cm} \\ \text{momento resistente.} &= 15.94 \left( \frac{3}{4} \times 3.00 \times 100 \right) 13.71^2 \\ &= 675,000 \text{ kg-cm.} \end{aligned}$$

Franja central

$$\begin{aligned} \text{Momento flexionante positivo} &= 287,100 \text{ kg-cm.} \\ \text{momento resistente} &= 15.94 \left( \frac{3}{4} \times 3.00 \times 100 \right) 12.13^2 \\ &= 529,000 \text{ kg-cm.} \\ \text{momento flexionante negativo} &= 287,100 \text{ kg-cm.} \\ \text{momento resistente} &= 15.94 \left( \frac{3}{4} \times 3.00 \times 100 \right) 13.71^2 \\ &= 675,000 \text{ kg-cm.} \end{aligned}$$

Como se puede observar, en todos los casos, excepto el primero, el momento resistente es mayor que el flexionante, por lo tanto, el esfuerzo de compresión del concreto sera menor que  $95 \text{ kg/cm}^2$ , el permisible, en todas las secciones de la losa.

Lo anterior puede solucionarse considerando como refuerzo de compresión a las varillas de tensión que se prolongan a travez del ábaco.

70. PASO. Distribución de las varillas de refuerzo.

Para el momento positivo en las franjas de columna, colóquense 12 varillas # 5 en la parte inferior de la losa; para el momento negativo colóquense 15 varillas # 6 en la parte superior. La franja central tendrá 10 varillas # 5 en la parte inferior de la losa por momento positivo y 9 varillas # 5 en la parte superior por momento negativo. Todas las varillas de este ejemplo son rectas, no se dobla ninguna. En la fig. 5-4 se muestra la distribución y las longitudes de las varillas en una sola dirección, pero se requiere el mismo refuerzo en la dirección perpendicular a la mostrada.

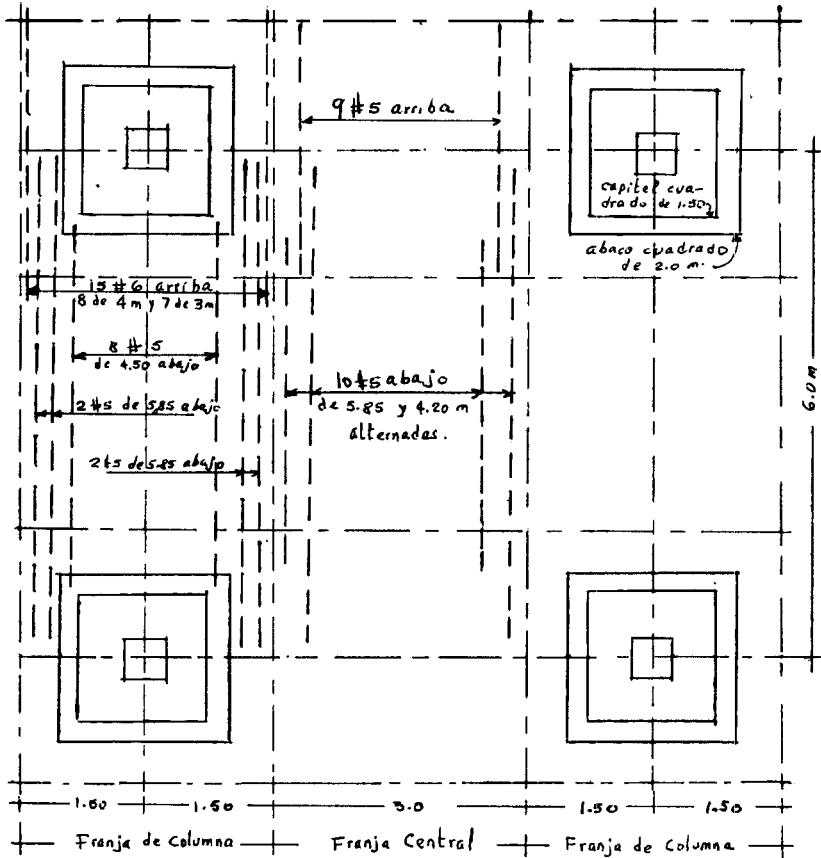


fig. 5-4.

## CAPÍTULO VI

## CONCLUSIONES

Al analizar los diferentes sistemas de piso de concreto armado anteriormente expuestos, se puede llegar a la mas apropiada selección de cualesquiera de ellos; para su utilización, se deben conocer las condiciones de carga, arquitectónicas e importancia del piso que se desee proyectar.

El Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI) define los pisos armados en un sentido y en ambos sentidos en función de la longitud de sus lados ( se considera un sistema de piso armado en un sentido cuando el claro largo es igual o mayor a dos veces el claro corto), por lo cual se puede escoger un sistema y otro dependiendo principalmente de esta especificación.

En el capítulo IV se mencionaron las ventajas para la utilización de la losa reticular, sin embargo, también tiene sus desventajas que bien pueden ser:

- a).- Mayor peso de la estructura, hasta un 30 % adicional en su peso propio.
- b).- Requerimiento de grandes espacios de almacenaje en la obra.
- c).- Izado del block hasta el nivel de colado.
- d).- Transportación del block hasta el punto de su colocación.
- e).- Refuerzos adicionales en las cimbras.
- f).- Peligros en el manejo de los blocks.
- g).- Desperdicios por fracturas.



Entonces cuando es factible que se presenten este tipo de problemas, resultaría conveniente en pensar utilizar el sistema de vitro-cimbra ya que ofrece ciertas ventajas que vendrían a -- contrarrestar las desventajas del uso del block.

Las ventajas serían:

- a).- Ahorro en el peso total del edificio.
- b).- Reducción en el acero de refuerzo.
- c).- Diseños mas esbeltos en cimentaciones.
- d).- Supresión del 80 % de cimbra y su correspondiente mano de obra.
- e).- Eliminación de los problemas de almacenamiento y maniobras de descarga, debidas al block y a la cimbra.
- f).- La vitro-cimbra solo se lleva hasta el piso superior y es ligera y facil de transportar; el block debe elevarse desde el piso y es pesado y voluminoso.
- g).- Reducción de riesgos y accidentes.
- h).- Eliminación de pérdidas por fracturas de los blocks.
- i).- Aumento en la eficiencia de trabajo.
- j).- Reducción del calendario de obra ya que se gana tiempo con la utilización de vitro-cimbra; y en consecuencia.
- k).- Mayor capitalización de las inversiones.

En igual forma para los sistemas de piso sin trabes se puede pensar en su utilización, para la cual se deben conocer sus características:

Los pisos de losa plana (sin trabes), son económicos en cuanto al uso de los materiales y suministran construcciones rígidas; son adecuados en particular para edificios industriales con ---

cargas vivas muy grandes y en aquellos edificios en donde no existe objeción en cuanto a los capiteles. Entre las ventajas que se adjudican a las losas planas están:

- a).- Mayor sencillez de la cimbra.
- b).- Mejor iluminación debido a la ausencia de vigas y trabes.
- c).- Ahorra en la altura total para alturas libres dadas.
- d).- Superficie uniforme para colgar sistemas de tuberías; y debido a la ausencia de esquinas sobresalientes una mejor resistencia al fuego.

En general todos los sistemas de piso tienen sus ventajas y desventajas y su aplicación de cualesquiera de ellos también depende del criterio del diseñador.

Este trabajo que se ha realizado, ha sido con el propósito de aplicar sin métodos matemáticos muy elevados, los diferentes sistemas de piso en nuestro medio constructivo, o sea, que tenga mas que análisis teórico, una mayor proyección práctica de los mismos.

## CAPITULO VII

## B I B L I O G R A F I A

- 1.- CONCRETO. DISEÑO PLASTICO-TEORIA ELASTICA .  
por el Ing. Marco Aurelio Torres H. .
- 2.- DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONCRETO REFORZADO  
por Harry Parker.
- 3.- TEORIA ELEMENTAL DEL CONCRETO REFORZADO  
por Phil M. Ferguson.
- 4.- REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO  
REFORZADO (ACI)
- 5.- APUNTES DE LA CLASE DE CONCRETO DE 4o. AÑO  
del Ing. Manuel Avendaño Vega.
- 6.- REVISTA DE LA UTILIZACION DE LA FIBRA DE VIDRIO  
EN MEXICO.