



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**“PROYECTO ESTRUCTURAL DE UNA CASA HABITACIÓN
UNIFAMILIAR”**

TESINA

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

MIGUEL ANGEL FRANCISCO MARTÍNEZ

ASESORA:

M. I. ALMA ROSA SÁNCHEZ IBARRA

MORELIA, MICHOACÁN SEPTIEMBRE DEL 2008.



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

OBJETIVO

CAPÍTULO I Descripción arquitectónica y estructural del proyecto

- 1.1 Descripción arquitectónica del proyecto
- 1.2 Estructuración del proyecto

CAPÍTULO II Análisis y diseño estructural de losas

- II.1 Análisis de cargas
- II.2 Análisis y diseño estructural de losa de azotea
- II.3 Análisis y diseño estructural de losa de entrepiso

CAPÍTULO III Análisis y diseño estructural de trabes

- III.1 Diseño de trabes planta alta
- III.2 Diseño de trabes planta baja

CAPÍTULO IV Revisión de muros

- IV.1 Revisión de muros por cargas verticales
- IV.2 Revisión de muros ante cargas laterales
- IV.3 Diseño de dadas y castillos tipo

CAPÍTULO V Análisis y diseño estructural de la cimentación

- V.1 Transmisión de cargas para la zapata de lindero
- V.2 Diseño de zapata corrida de lindero
- V.3 Transmisión de cargas para la zapata de centro
- V.4 Diseño de zapata corrida de centro

CAPÍTULO VI Planos estructurales

CONCLUSIÓN

GLOSARIO

BIBLIOGRAFÍA



INTRODUCCIÓN

Una estructura puede concebirse como un sistema o conjunto de elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir con determinada función.

Para lograr una estructura segura, debe invertirse en un buen análisis y diseño estructural.

Los ingenieros civiles debemos concebir el diseño estructural como un conjunto de actividades que nos permitan determinar las características físicas de una estructura, para que de esta manera garantice un buen funcionamiento ante las cargas a las que va a estar sujeta en las diferentes etapas de su vida útil.

El objetivo principal del diseño estructural es garantizar que las estructuras puedan resistir las fuerzas a las que van estar sometidos, sin colapso o mal comportamiento y lograr que se conjugue la seguridad, la economía y el buen funcionamiento.

El Ingeniero debe de analizar el proyecto de manera adecuada para que pueda dar una solución correcta al diseño y lograr así una estructura que de seguridad y confort a su propietario.

El diseño estructural consta de diversas etapas, estructuración, análisis y dimensionamiento; en las cuales, se debe determinar las dimensiones, formas y características de la estructura.

La fase final del diseño consiste en comunicar los resultados del proceso descrito a las personas que van a ejecutar la obra. La comunicación de los datos necesarios para la realización del diseño es mediante planos y especificaciones. Este aspecto final no debe descuidarse, puesto que el disponer de los planos claros y sencillos, y de especificaciones concretas, evita errores y confusiones a los constructores.

Por lo anterior, es conveniente invertir en un buen diseño estructural de una casa-habitación, aunque en realidad en pocas ocasiones se realiza para evitar el gasto que implica.

La presente tesina comprende el Análisis y Diseño Estructural de la casa-habitación unifamiliar, ubicada en la ciudad de La Piedad, Michoacán. Para llevar a cabo el diseño se utilizó el RCDF y sus NTC, así como el MOC-CFE y el RCEM.



OBJETIVO

El objetivo de esta tesina es realizar el diseño estructural de una casa habitación de 2 niveles, con la finalidad de obtener una solución adecuada y confiable del proyecto, obteniendo las dimensiones optimas de todos los elementos estructurales que la componen de tal forma que estos soporten las cargas permanentes y para que la estructura presente, ante fenómenos sísmicos, un comportamiento satisfactorio; teniendo como base de apoyo las Normas Técnicas Complementarias (NTC) y el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF).



DESCRIPCIÓN ARQUITECTONICA Y ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO

CAPÍTULO

I

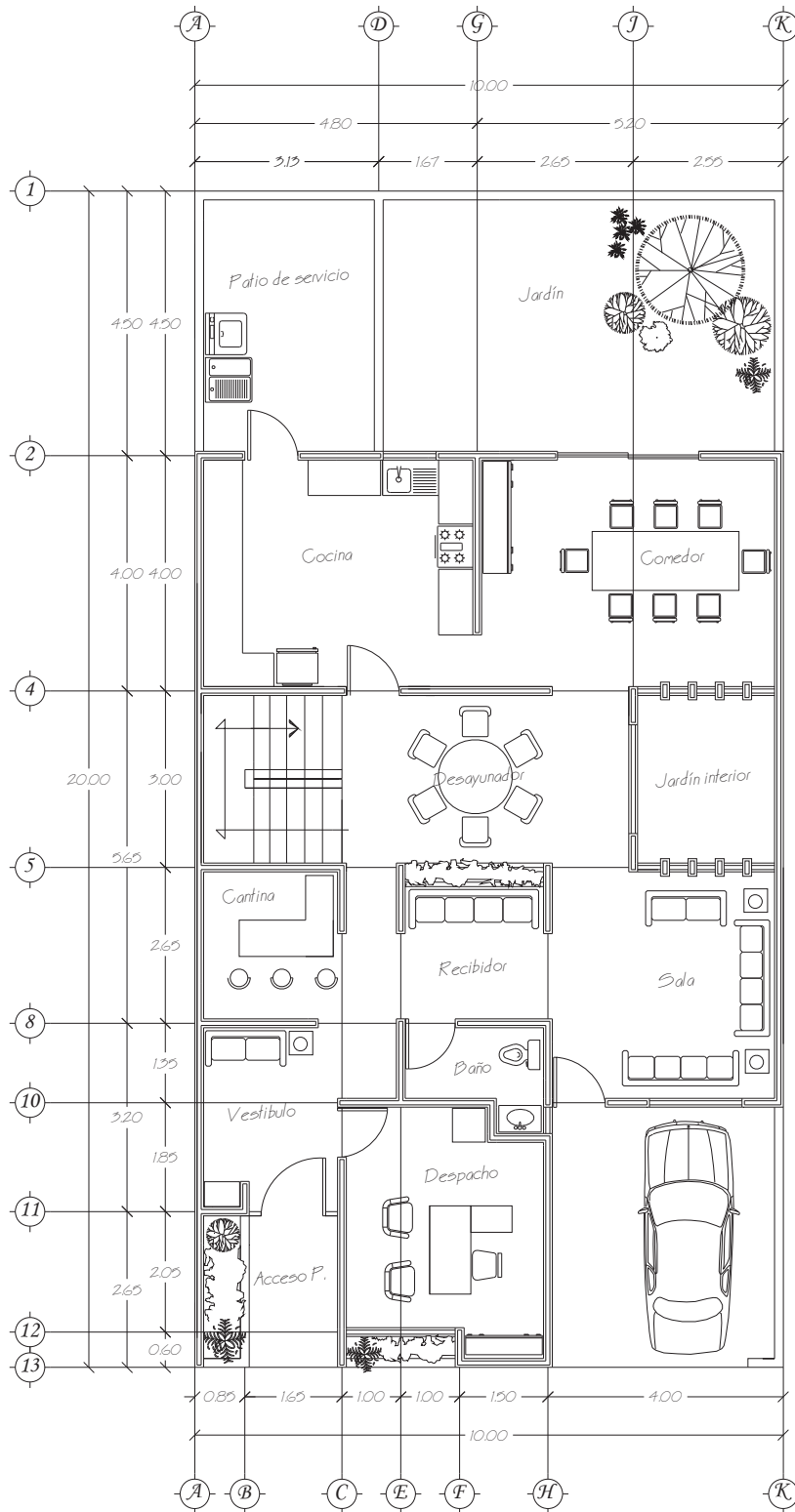
1.1 DESCRIPCIÓN ARQUITECTONICA

Se desea construir una casa habitación en un terreno con dimensiones de 10 m de frente por 20 m de fondo, ubicado en la calle Leona Vicario, colonia Lázaro Cárdenas No. 245 en la ciudad de La Piedad, Michoacán.

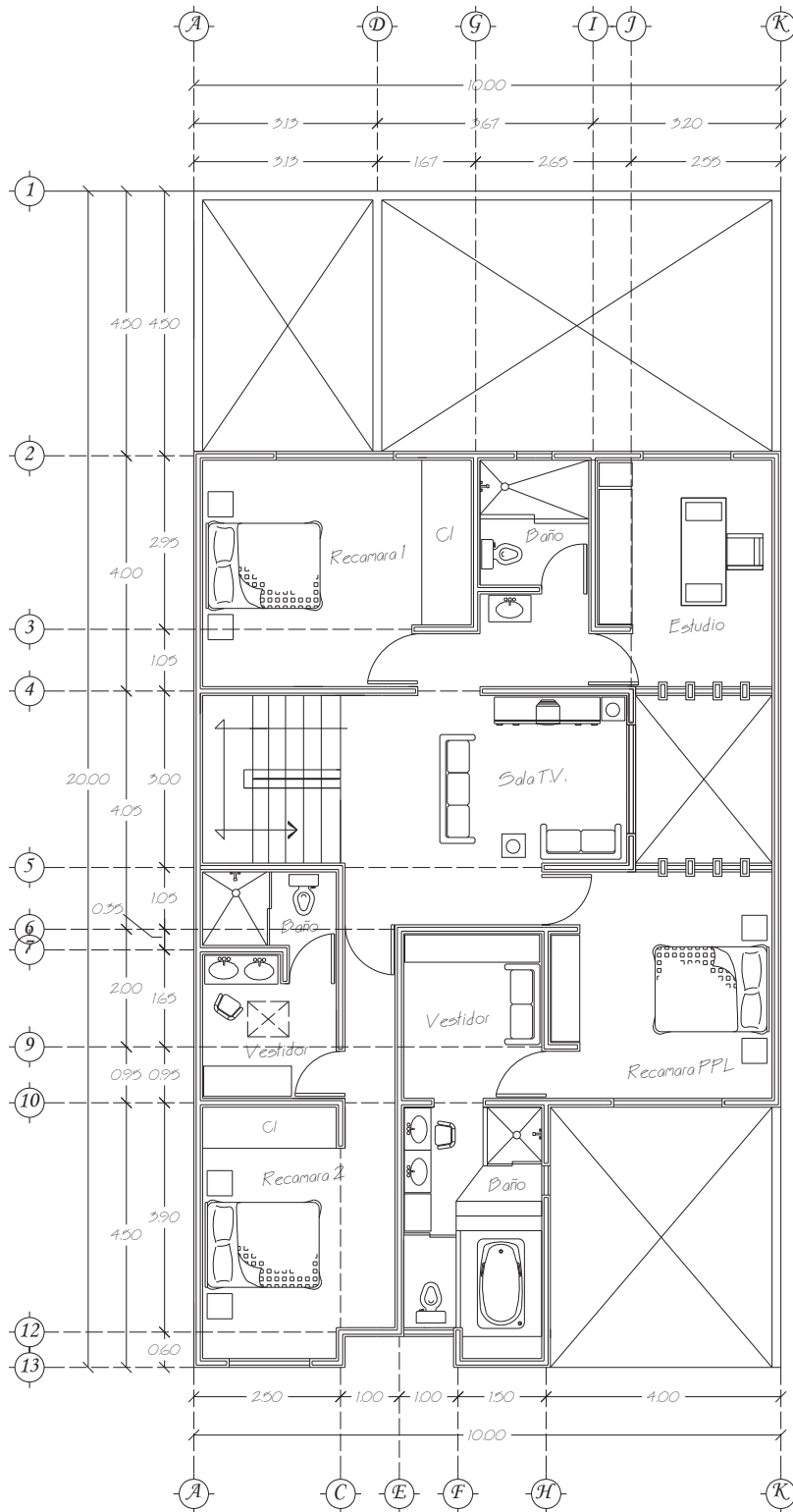
La planta baja se conforma de: cochera para un automóvil, despacho, ½ baño, recibidor, bar, sala, desayunador, comedor, cocina, área verde, patio de servicio.

A la planta alta se accede por una escalera ubicada en el interior de la construcción esta planta cuenta con las siguientes áreas: sala de TV., estudio, tres baños completos y tres recamaras.

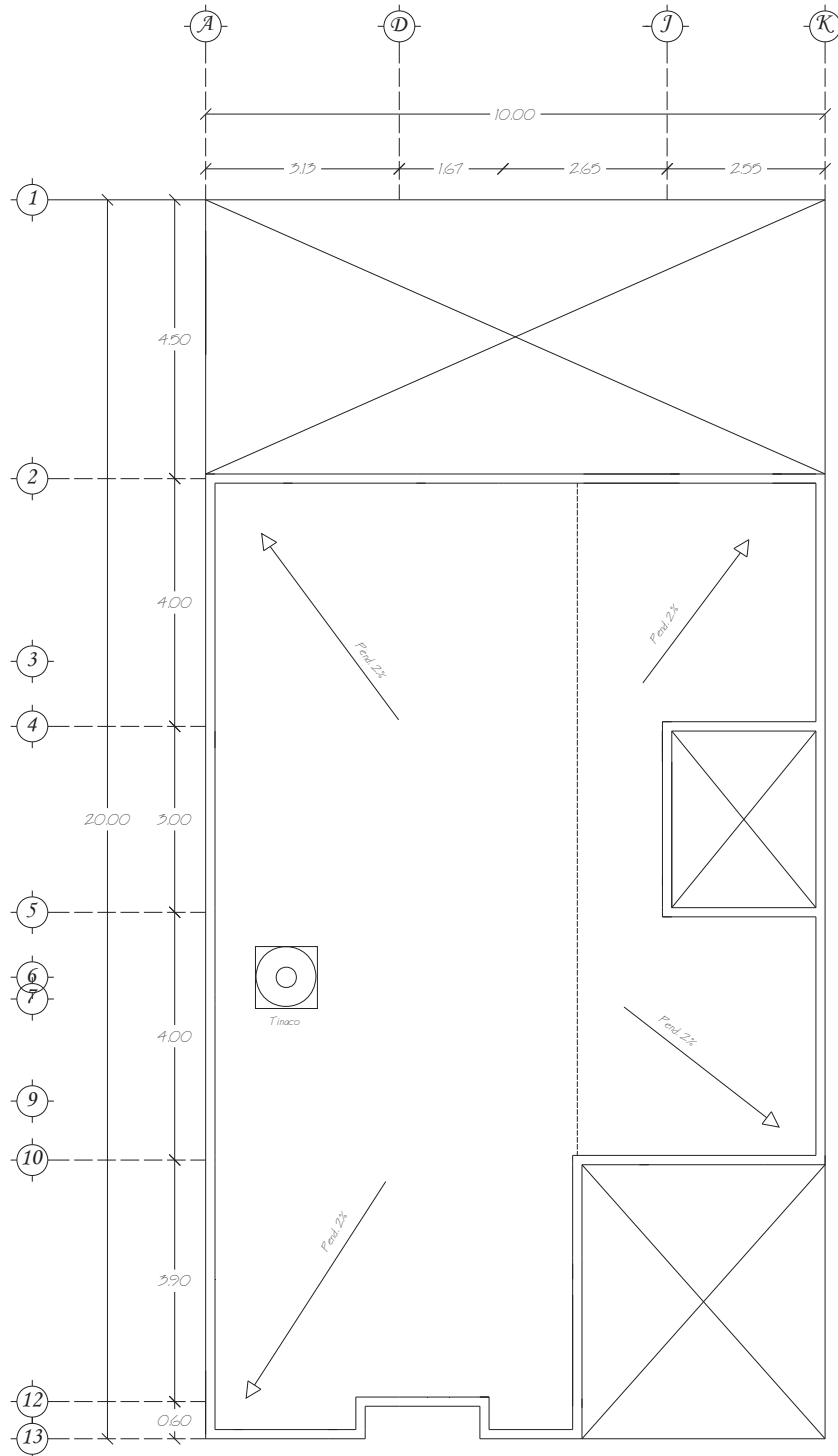
En la planta de azotea se tienen pendientes de 2% para desalojar el agua pluvial



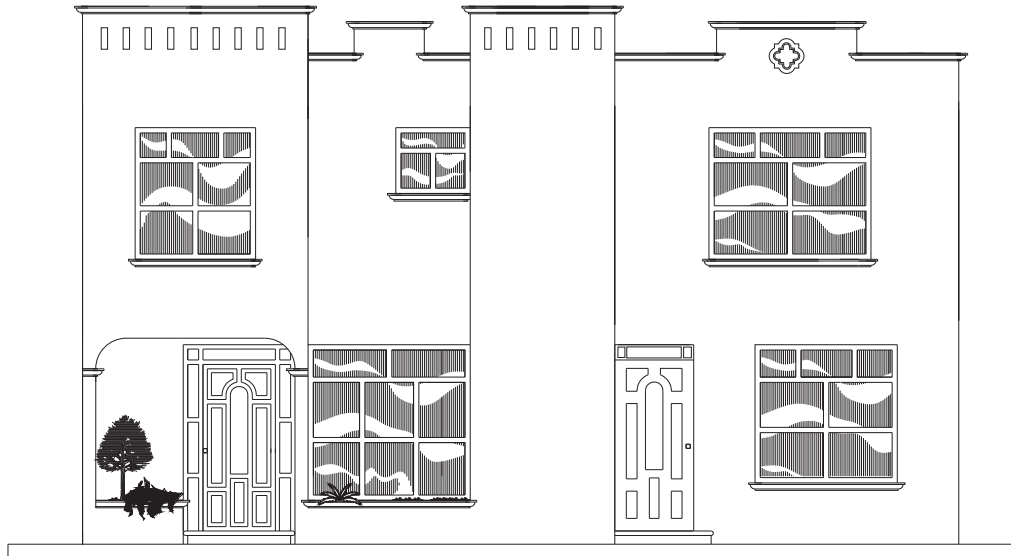
PLANTA BAJA



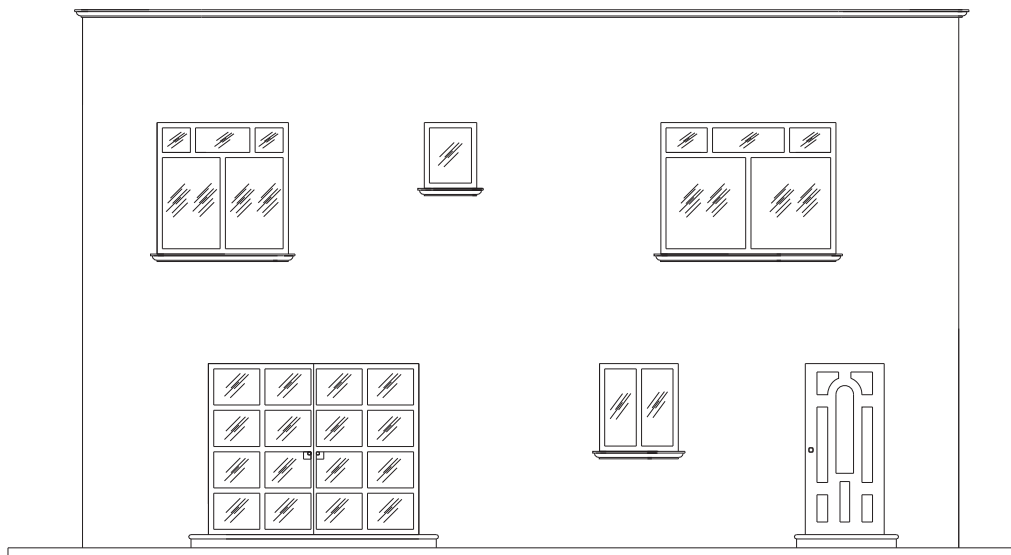
PLANTA ALTA



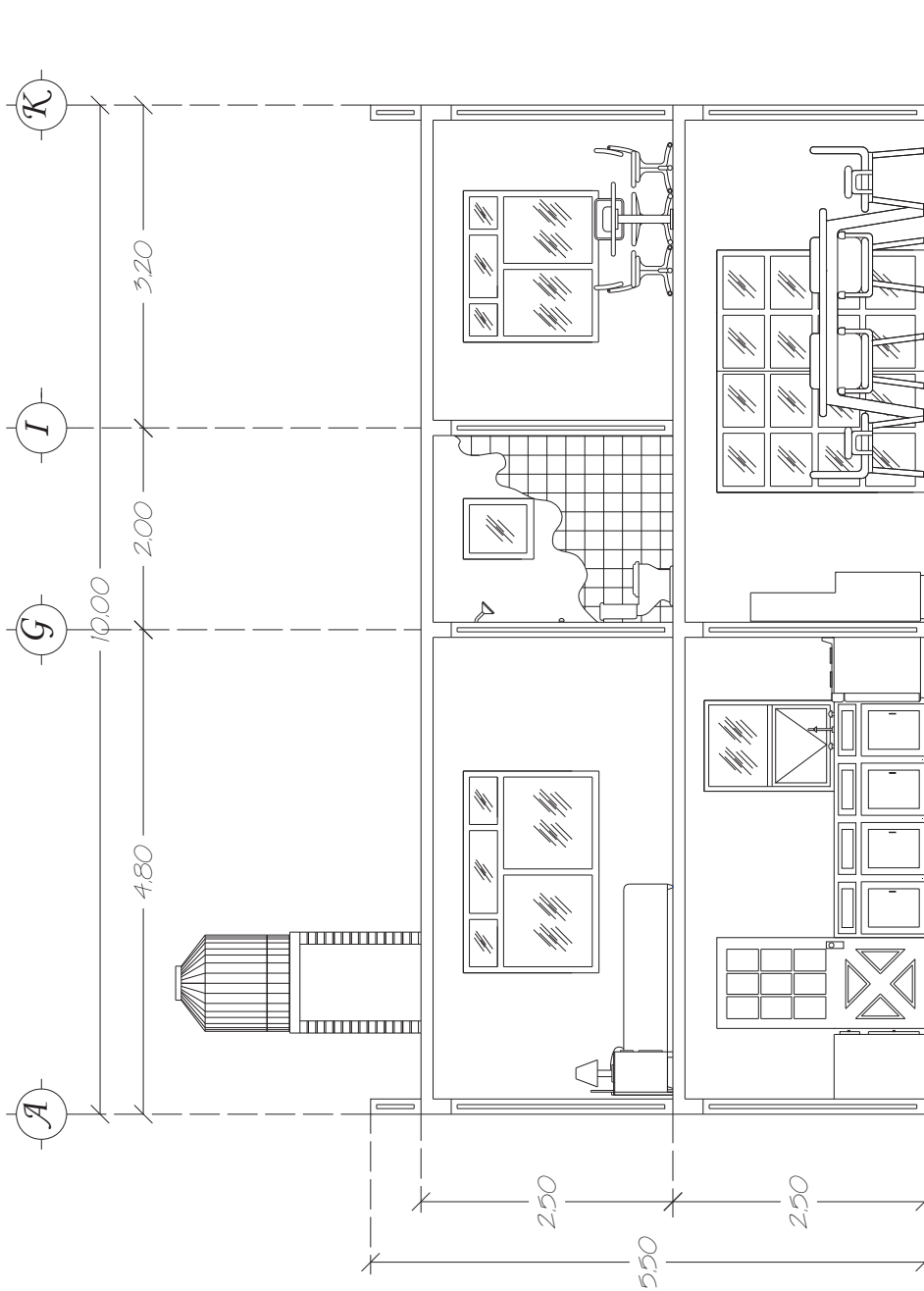
PLANTA DE AZOTEA



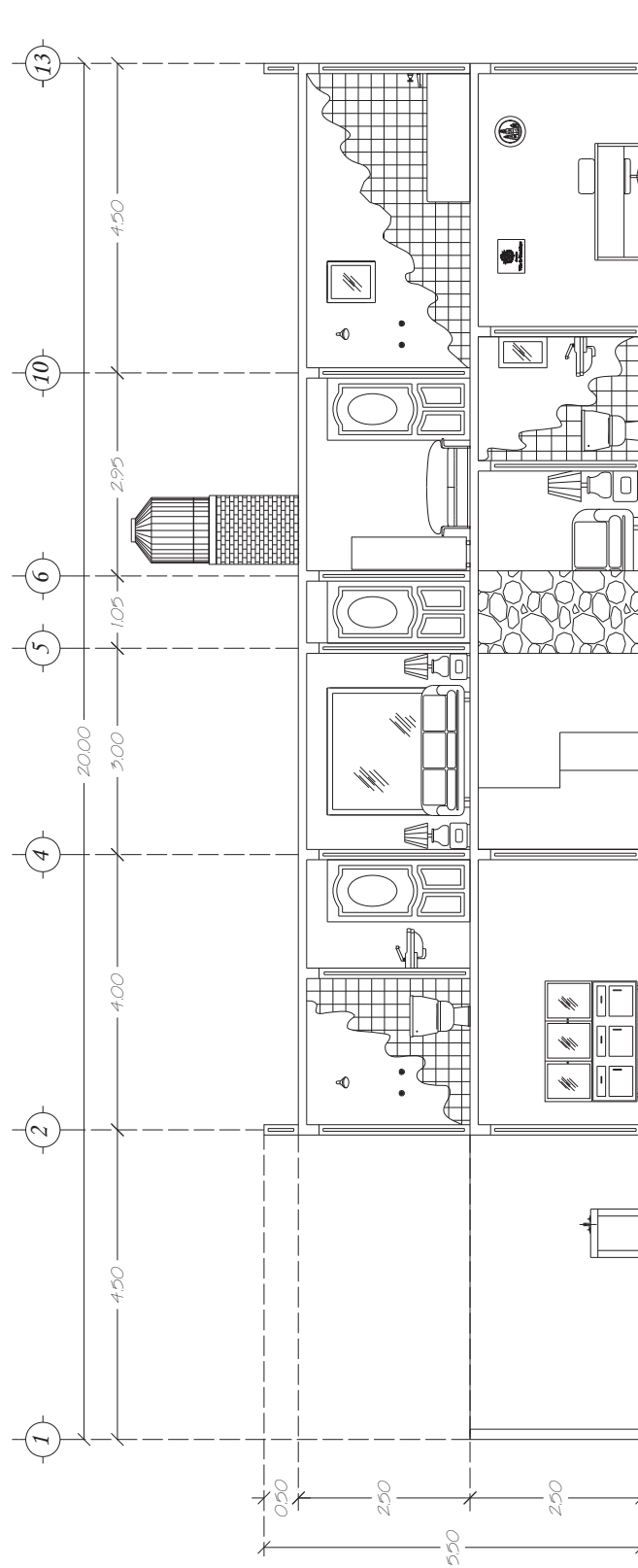
FACHADA PRINCIPAL



FACHADA POSTERIOR



CORTE TRANSVERSAL A-A'



CORTE LONGITUDINAL B-B'



1.2 ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO

Podemos decir que la estructuración es la parte fundamental para llevar a cabo, de una forma satisfactoria, el proceso constructivo; ya que, de una buena estructuración del proyecto, depende de manera directa que al final se obtengan resultados óptimos.

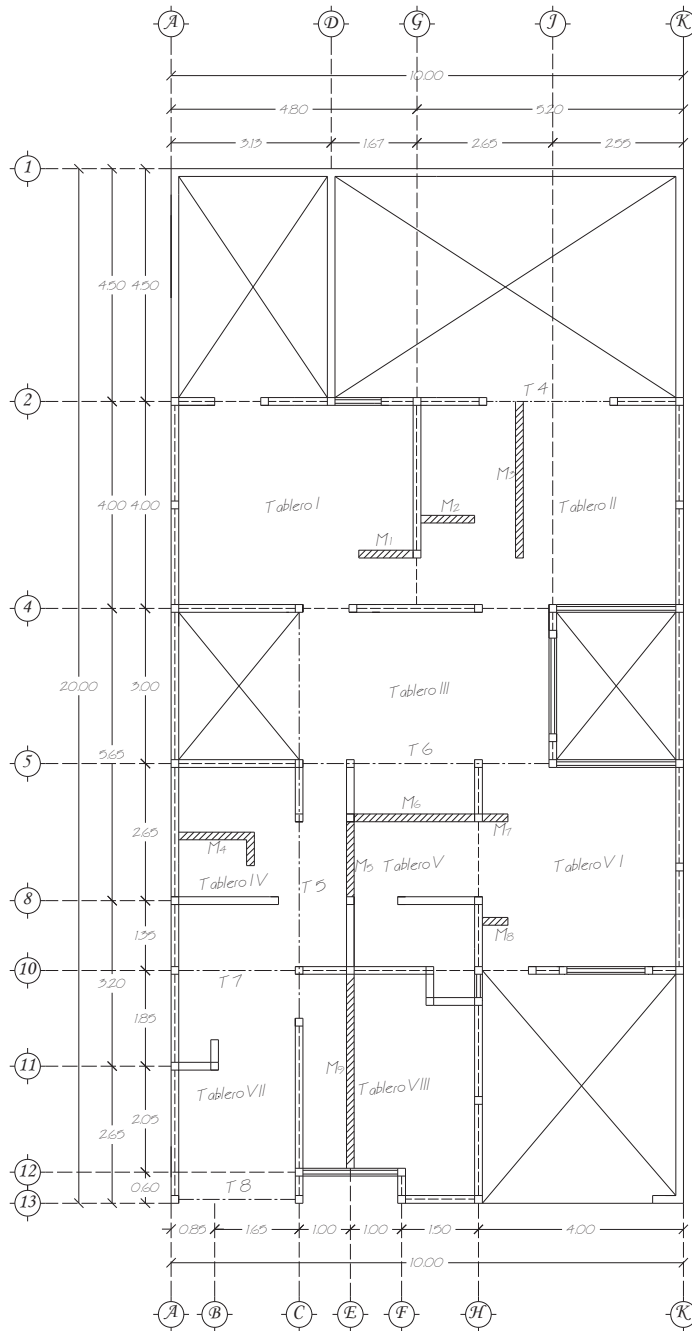
Los sistemas de techo y entrepiso se proponen a base de losa aligerada con un espesor de 15 cm y nervaduras de 10 cm de ancho, con espacios de 40x40x10 cm ocupados por casetones de poliestireno para aligerar el peso. La cual está soportada por trabes de concreto armado y muros de carga de tabique de barro recocido.

Los materiales de recubrimiento de los pisos se consideraron de mosaico en toda la casa, excepto en los baños y cocina, donde se colocó cerámica antiderrapante.







Se tendrán muros en sus dos plantas a base de tabique de barro rojo recocido, con espesores de 12 cm y 24 cm, confinados con dalas y castillos que cumplan con las especificaciones de reglamento.

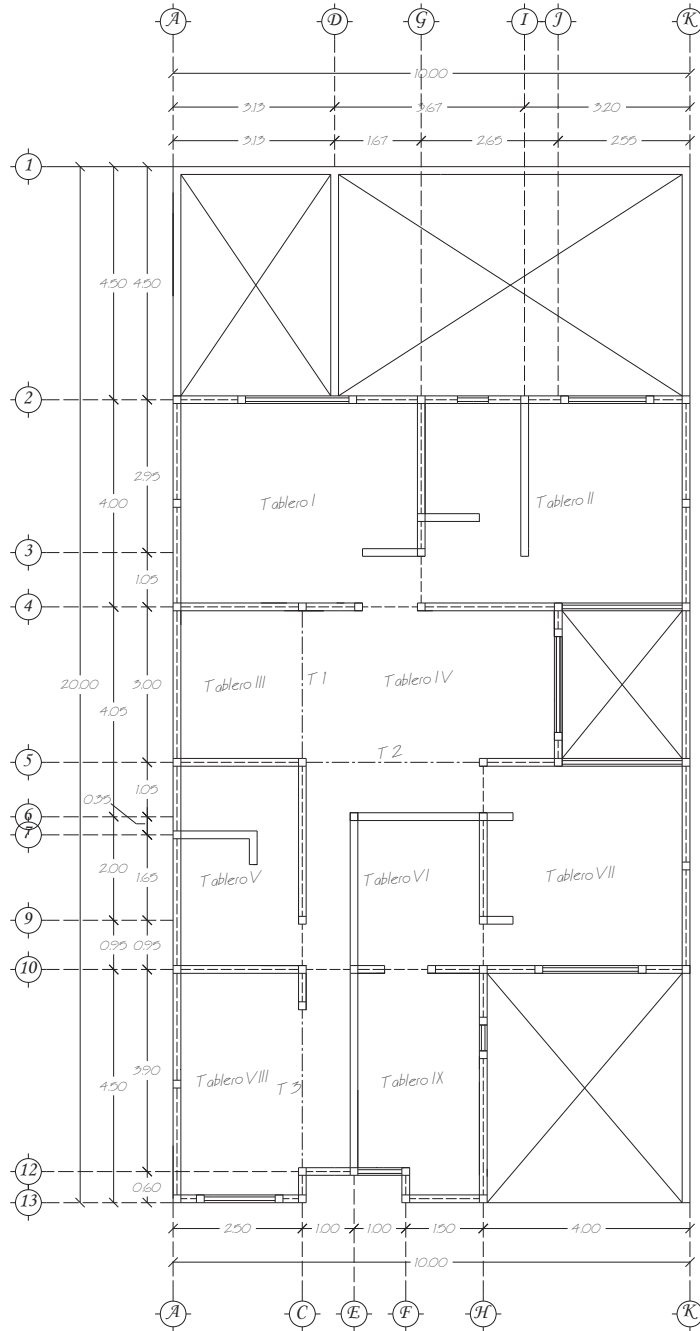
Se colocó una escalera formada por una rampa de concreto reforzado de 1 m de ancho y 10 cm de espesor con escalones de 17 cm de peralte y 30 cm de huella formados de tabique de barro rojo recocido.

En nuestro caso decidimos emplear zapatas corridas de concreto bajo muro ya que la mayoría de las cargas se transmiten a través de los muros y este tipo de cimentación es la más adecuada para cimentar los muros.



LOSA DE ENTREPISO

-  Muro divisorio
-  Muro de carga
-  Muro de planta alta que descansa sobre la losa
-  Ventana
-  Trabe
-  Castillos



LOSA DE AZOTEA

- ==== Muro de carga
- Muro divisorio
- ==== Ventana
- - - - Trabe
- Castillos



ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS LOSAS

CAPÍTULO

II

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte. Las acciones principales sobre las losas son cargas normales a su plano, ya que se usan para disponer de superficies útiles horizontales como los pisos de edificios.

TIPOS DE LOSAS

De acuerdo al tipo de material que compone la losa, éstas se pueden clasificar como: *Losa maciza* y *losa aligerada*.

Según la geometría de la losa y el tipo de apoyo éstas pueden ser:

Losas en una dirección. Son aquellas que están apoyadas sobre vigas y muros paralelos en dos de sus lados quedando libres en los otros dos, se conocen con el nombre de losas en una dirección porque, trabajan únicamente en la dirección perpendicular a los apoyos.

Losas apoyadas perimetralmente. Son aquellas que están apoyadas sobre vigas o muros en sus cuatro lados, y por lo tanto trabajan en dos direcciones.

Losas apoyadas sobre columnas o losas planas. Estas están apoyadas directamente sobre las columnas. En su forma tradicional no son adecuadas para zonas de alto riesgo sísmico, pues no disponen de capacidad resistente suficiente para desarrollar gran ductilidad. Pueden utilizarse capiteles y ábacos para mejorar la integración de las losas planas con las columnas.



MÉTODOS DE ANÁLISIS

Para analizar losas generalmente se usan métodos de la teoría de la elasticidad ó métodos aproximados.

Estos métodos tienen la limitación de ser aplicables únicamente a ciertas formas sencillas de placas y de condiciones de apoyo, a continuación se mencionan algunos de ellos:

- Método de los coeficientes (NTC)
- Método de las líneas de fluencia.
- Método de las franjas ó de igualación de flechas (método de las rigideces relativas).
- Método directo (ACI).
- Método de la estructura equivalente (ACI).

II.1 ANÁLISIS DE CARGAS

Esta etapa consiste en obtener las cargas que actúan en los elementos por las solicitaciones a que están sujetos.

Para determinar las cargas y las acciones de diseño se cuenta con el reglamento de construcciones en donde se especifican de manera general las cargas a considerar en el análisis.

El Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF) clasifica dichas cargas de la siguiente manera:

- a).- *Acciones permanentes (cargas muertas)*: Son aquellas que actúan en la estructura en forma continua y cuya intensidad se puede considerar no variante con respecto al tiempo. Son debidas al peso propio de la estructura u otros elementos que tengan un carácter permanente.
- b).- *Acciones variables (cargas vivas)*.- Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable con respecto al tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante periodos grandes. Se deben a la carga que representan las personas y todos aquellos objetos de carácter mobiliario.
- c).- *Acciones accidentales*.- Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la estructura, pero que se alcanzan valores muy significativos sólo durante breves periodos en la vida útil de la estructura. En esta clasificación se tiene el sismo, viento, oleaje, explosiones etc.



Se consideran dos combinaciones de acciones en una estructura:

- a) Las que incluyen acciones permanentes y acciones variables
- b) Las que incluyen acciones permanentes, variables y accidentales

El RCDF en su capítulo V, art. 199, maneja tres valores de la carga viva, que definimos a continuación.

La carga viva máxima (W_m).- Se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;

La carga instantánea (W_a).- Esta se deberá usar para diseño sísmico, por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;

La carga media (W).- Esta se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

En el RCDF, en su capítulo IV, Art. 197 establece que:

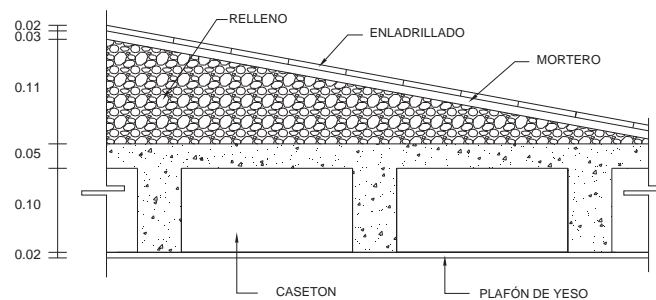
El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 kg/m^2 , debido a las imperfecciones del colado. Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 kg/m^2 , de manera que el incremento total será de 40 kg/m^2 . Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.



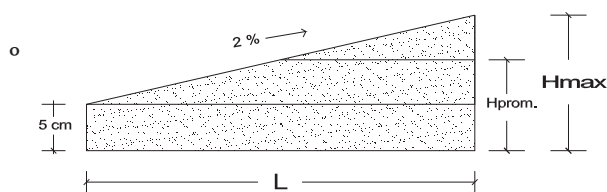
➤ LOSA RETICULAR DE AZOTEA

Este tipo de sistema constructivo es empleado usualmente cuando los claros de los tableros que conforman la losa tienen dimensiones tales que el peralte necesario para evitar deflexiones excesivas es exagerado.

La losa reticular de azotea tendrá un espesor de 15 cm, con espacios de 40x40x10 cm ocupados por casetones de poliestireno para aligerar el peso, y entre cada uno de ellos se tienen nervaduras de 10 cm armadas con varillas y estribos en ambos sentidos y una capa de compresión de 5 cm armada con malla electrosoldada. Se colocará un relleno con tepetate liviano de 11 cm de espesor promedio, y un recubrimiento con enladrillado juntado con mortero-arena 3 cm, así como un aplanado interior con yeso de 2 cm de espesor.



El relleno promedio se obtiene considerando una pendiente del 2% desde el punto más alejado a la bajada de aguas pluviales (B.A.P.) indicada en la planta de azotea; dicha distancia es de 6.0 m.



$$H = 5 + L (0.02)$$

$$H = 5 + (600)(0.02) = 17\text{cm}$$

$$H = \frac{H + 5}{2}$$

$$H = \frac{17 + 5}{2} = 11\text{ cm}$$

PERALTE EQUIVALENTE

$$d_{equiv} = C + 4ND - 4N^2D$$

$$d_{equiv} = 0.05 + 4(0.10 * 0.10) - 4((0.10)^2 (0.10)) = 0.086\text{ m}$$



<i>MATERIAL</i>	<i>ESPESOR (m)</i>	<i>P. VOL. (Ton/m³)</i>	<i>W (Ton/m²)</i>
Enladrillado	0.02	1.500	0.030
Mortero	0.03	2.100	0.063
Relleno	0.11	1.200	0.132
Losa	0.086	2.400	0.206
Plafón de yeso	0.02	1.500	0.030
		Wm	0.461

CARGAS DE SERVICIO

a) POR CARGAS PERMANENTES

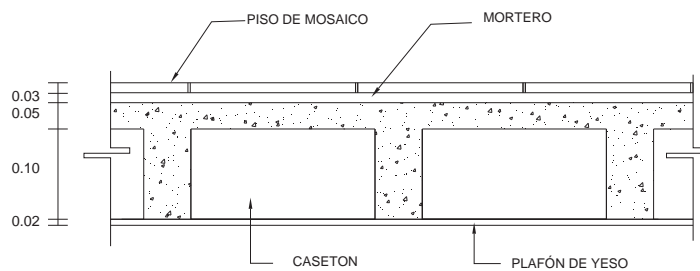
b) POR CARGAS PERM. + ACC.

$$\begin{aligned}C. M. &= 0.461 \text{ Ton/m}^2 \\C. ADIC. &= 0.040 \text{ Ton/m}^2 \\C. V. &= 0.100 \text{ Ton/m}^2 \\CARGA SERV. &= \underline{0.601 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C. M. &= 0.461 \text{ Ton/m}^2 \\C. ADIC. &= 0.040 \text{ Ton/m}^2 \\C. V. &= 0.070 \text{ Ton/m}^2 \\CARGA SERV. &= \underline{0.571 \text{ Ton/m}^2}\end{aligned}$$

➤ LOSA RETICULAR DE ENTREPISO

Se considera una losa reticular de las mismas características que la losa de azotea



<i>MATERIAL</i>	<i>ESPESOR (m)</i>	<i>P. VOL. (Ton/m³)</i>	<i>W (Ton/m²)</i>
Mosaico	-	-	0.035
Mortero	0.03	2.100	0.063
Losa	0.086	2.400	0.206
Plafón de yeso	0.02	1.500	0.030
		Wm	0.334



CARGAS DE SERVICIO

a) POR CARGAS PERMANENTES

$$\begin{aligned} C. M. &= 0.344 \text{ Ton/m}^2 \\ C. ADIC. &= 0.040 \text{ Ton/m}^2 \\ C. V. &= 0.170 \text{ Ton/m}^2 \\ \text{CARGA SERV.} &= \underline{0.544 \text{ Ton/m}^2} \end{aligned}$$

b) POR CARGAS PERM. + ACC.

$$\begin{aligned} C. M. &= 0.344 \text{ Ton/m}^2 \\ C. ADIC. &= 0.040 \text{ Ton/m}^2 \\ C. V. &= 0.090 \text{ Ton/m}^2 \\ \text{CARGA SERV.} &= \underline{0.464 \text{ Ton/m}^2} \end{aligned}$$

➤ **PESO DEL TINACO (TABLERO V)**

Se considera un tinaco rotoplas de 750 litros, apoyado en una losa de concreto y a su vez la losa esta apoyada en dos muros de tabique macizo con peso $w = 240 \text{ kg/m}^2$.

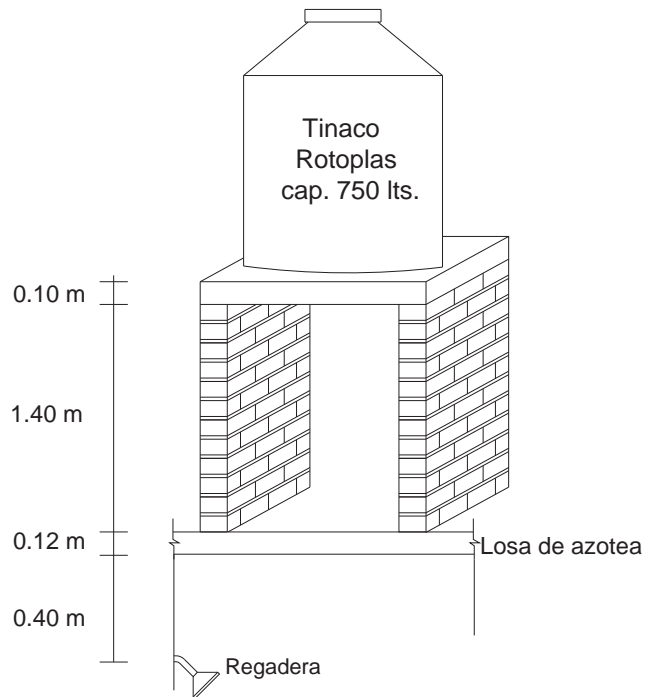
$$\begin{aligned} \text{Peso propio} &= 0.017 \text{ ton} \\ \text{Peso losa} &= 0.240 \text{ ton} \\ \text{Peso agua} &= 0.750 \text{ ton} \\ \text{Peso muros} &= \underline{0.672 \text{ ton}} \\ \mathbf{W \text{ total} = 1.679 \text{ ton}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Losa} &= 1.0 * 1.0 * 0.1 * 2.4 = 0.240 \text{ ton} \\ \text{Muros} &= 1.4 * 1.0 * 0.24 * 2.0 = 0.672 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Área del Tablero V} = 2.5 * 4.0 = 10 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso del tinaco por m}^2 = \frac{1.679}{10} = 0.170 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{W total del tablero (V)} = 0.601 + 0.170 = \mathbf{0.771 \text{ Ton/m}^2}$$





➤ **PESO DE LA ESCALERA**

Se propone una losa de 10 cm de espesor con plafón de yeso.
Para una altura de 2.5 m y escalones con peralte de $P = 17$ cm

$$\text{No de escalones} = \frac{250}{17} = 14.71 \approx 15 \text{ escalones}$$

Cálculo de la huella.

$$2p + H = 64 \quad (\text{Fórmula empírica})$$

$$H = 64 - 2p = 64 - (2)(17) = 30 \text{ cm}$$

Peso del escalón por m^2

$$WE = (P/2) * \text{Peso vol.}$$

Espesor del escalón

$$P / 2 = 17 / 2 = 8.5 \text{ cm}$$

<i>MATERIAL</i>	<i>ESPESOR (m)</i>	<i>P. VOL. (Ton/m²)</i>	<i>W (Ton/m²)</i>
Mozaico	-	-	0.035
Escalon	0.085	1.5	0.128
Losa de concreto	0.100	2.4	0.240
Recubrimiento de yeso	0.020	1.5	0.030
C.M. =			0.433

a) POR CARGAS PERMANENTES

$$\begin{aligned} \text{C. M.} &= 0.433 \text{ Ton/m}^2 \\ \text{C. ADIC.} &= 0.040 \text{ Ton/m}^2 \\ \text{C. V.} &= 0.350 \text{ Ton/m}^2 \\ \text{CARGA SERV.} &= \underline{0.823 \text{ Ton/m}^2} \end{aligned}$$

b) POR CARGAS PERM. + ACC.

$$\begin{aligned} \text{C. M.} &= 0.433 \text{ Ton/m}^2 \\ \text{C. ADIC.} &= 0.040 \text{ Ton/m}^2 \\ \text{C. V.} &= 0.150 \text{ Ton/m}^2 \\ \text{CARGA SERV.} &= \underline{0.623 \text{ Ton/m}^2} \end{aligned}$$



II.2 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DE AZOTEA

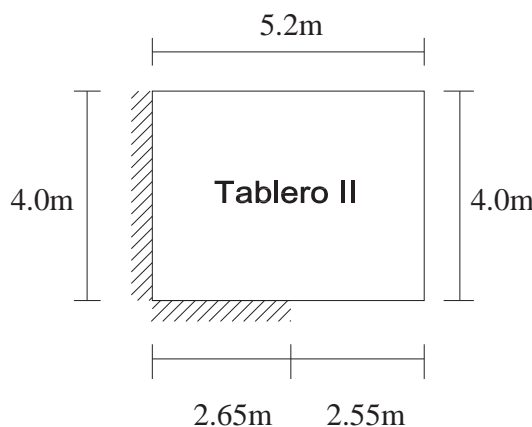
1) REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO

Se revisa el tablero más desfavorable que es en este caso el tablero II.

Primeramente revisamos si la losa trabaja en una o dos direcciones:

$$\frac{a_2}{a_1} = \frac{\text{claro largo}}{\text{claro corto}} = \frac{5.2}{4} = 1.3 < 2$$

Por lo tanto, trabaja en dos direcciones.



$$f_s = 0.6 f_y = (0.6) (4200) = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$w_s = 601 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto:
$$d_{\min} = \left(\frac{\text{Perímetro}}{250} \right) \left[0.032 \left(\sqrt[4]{f_s (w_s)} \right) \right] \text{ (NTC-concreto, sección 6.3.3.5)}$$

Para calcular el perímetro, el RCDF establece que la longitud de lados discontinuos se incrementa 25% si la losa esta colada monolíticamente con sus apoyos y 50% para losa no colada monolítica con sus apoyos. En este caso se propone una losa no colada monolíticamente

$$\text{Perímetro} = 400 + 265 + (1.50 (520 + 400 + 255)) = 2382.5 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = \left(\frac{2382.5}{250} \right) \left[0.032 \left(\sqrt[4]{2520(601)} \right) \right] = 10.70 \text{ cm}$$

$$H = d_{\min} + \text{rec} = 10.70 + 2 = 12.70 \text{ cm}$$

H = 13 cm Por lo tanto, el espesor propuesto es adecuado




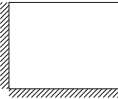
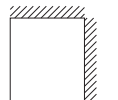
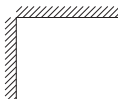
2) CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO EMPLEANDO EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES

Limitaciones del método:

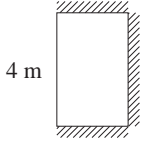
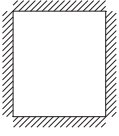
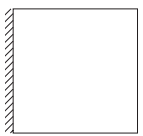
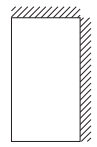
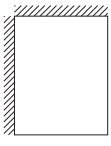
- Los tableros son aproximadamente rectangulares.
- La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.
- Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50% del menor de ellos.
- La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

De la tabla 6.1 en la sección 6.3.3.1 de las N.T.C. de Concreto, obtenemos los coeficientes y los momentos últimos de diseño se calculan con ayuda de la siguiente tabla:

$$M_u = F.C. * COEF. * 0.0001 * a_1^2 * W$$

TABLEROS	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu	Mu AJ.	
I.- 4.8 m  m = 0.83 w = 0.601	Neg. En bordes int.	Corto	448.4	0.604	0.516	
		Largo	442.9	0.596	0.616	
	Neg. En bordes disc.	Corto	0.000	0.000		
		Largo	0.000	0.000		
	Positivo	Corto	232.6	0.313		
		Largo	155.4	0.209		
II.- 5.2 m  m = 0.77 w = 0.601	Neg. En bordes int.	Corto	480.8	0.647	0.541	
		Largo	471.7	0.635	0.616	
	Neg. En bordes disc.	Corto	0.000	0.000		
		Largo	0.000	0.000		
	Positivo	Corto	262.3	0.353		
		Largo	156.6	0.211		
III.- 2.5 m  m = 0.83 w = 0.601	Neg. En bordes int.	Corto	403.2	0.212	0.265	
		Largo	413.4	0.217	0.455	
	Neg. En bordes disc.	Corto	0.000	0.000		
		Largo	-	-		
	Positivo	Corto	205.1	0.108		
		Largo	145.7	0.077		
IV.- 4.95 m  m = 0.61 w = 0.601	Neg. En bordes int.	Corto	527.5	0.399	0.541	
		Largo	410.0	0.310	0.265	
	Neg. b. disc.	Largo	0.000	0.000		
	Positivo	Corto	301.5	0.228		
		Largo	142.7	0.108		



TABLEROS	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu	Mu. AJ	
V- 2.5 m  4 m m = 0.63 w = 0.771	Neg. En bordes int.	Corto	464.9	0.314	0.340	
		Largo	500.1	0.337	0.313	
	Neg. En bordes disc.	Corto	0.000	0.000		
		Largo	-	-		
	Positivo	Corto	297.3	0.201		
		Largo	151.8	0.102		
VI.- 3.5 m  4 m m = 0.88 w = 0.601	Neg. En bordes int.	Corto	347.8	0.358	0.677	
		Largo	336.2	0.347	0.414	
	Neg. En bordes disc.	Corto	-	-		
		Largo	-	-		
	Positivo	Corto	171.0	0.176		
		Largo	131.4	0.135		
VII.- 4 m  4 m m = 1 w = 0.601	Neg. En bordes cont.	Corto	710	0.956	0.677	
		Largo	0.00	0.000		
	Neg. En bordes disc.	Corto	0.00	0.000		
		Largo	0.00	0.000		
	Positivo	Corto	540	0.727		
		Largo	520	0.700		
VIII.- 2.5 m  4.5 m m = 0.56 w = 0.601	Neg. En bordes int.	Corto	610.4	0.321	0.420	
		Largo	550.2	0.289	0.313	
	Neg. En bordes disc.	Corto	0.000	0.000		
		Largo	0.000	0.000		
	Positivo	Corto	378.8	0.199		
		Largo	165.0	0.087		
IX.- 3.5 m  4.5 m m = 0.78 w = 0.601	Neg. En bordes int.	Corto	475.2	0.490	0.420	
		Largo	466.8	0.481	0.414	
	Neg. En bordes disc.	Corto	0.000	0.000		
		Largo	0.000	0.000		
	Positivo	Corto	257.2	0.265		
		Largo	156.4	0.161		



3) AJUSTE DE MOMENTOS EN TABLEROS ADYACENTES

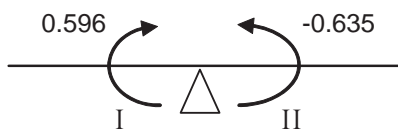
Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán de acuerdo a la sección 6.3.3.3 de las NTC

$$k = \frac{d^3}{a_1}$$

Cálculo de la rigidez en los tableros

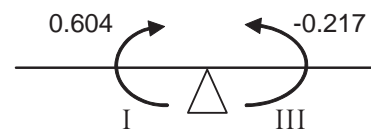
TABLERO	d (cm)	a1 (cm)	k (Ton/m ²)
I	11	400	3.327
II	11	400	3.327
III	11	250	5.324
IV	11	300	4.436
V	11	250	5.324
VI	11	350	3.802
VII	11	400	3.327
VIII	11	250	5.324
IX	11	350	3.802

Tablero I con II



k	3.327	3.327
fd	-0.500	-0.500
Me	0.596	-0.635
Md	-0.039	
Mdist.	0.020	0.020
M aj.	0.616	-0.616

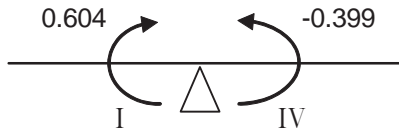
Tablero I con III



k	3.327	5.324
fd	-0.385	-0.615
Me	0.604	-0.217
Md	0.387	
Mdist.	-0.149	-0.238
M aj.	0.455	-0.455

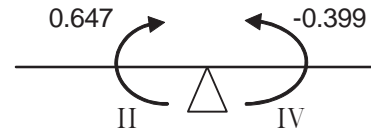


Tablero I con IV



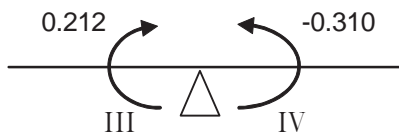
k	3.327	4.436
fd	-0.429	-0.571
Me	0.604	-0.399
Md	0.205	
Mdist.	-0.088	-0.117
M aj.	0.516	-0.516

Tablero II con IV



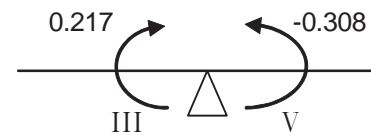
k	3.327	4.436
fd	-0.429	-0.571
Me	0.647	-0.399
Md	0.248	
Mdist.	-0.106	-0.142
M aj.	0.541	-0.541

Tablero III con IV



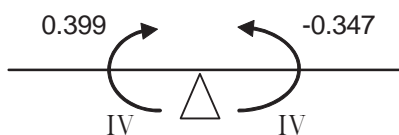
k	5.324	4.436
fd	-0.545	-0.455
Me	0.212	-0.310
Md	-0.098	
Mdist.	0.053	0.045
M aj.	0.265	-0.265

Tablero III con V



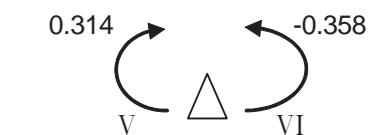
k	5.324	5.324
fd	-0.500	-0.500
Me	0.217	-0.308
Md	-0.091	
Mdist.	0.046	0.046
M aj.	0.263	-0.263

Tablero IV con VI



k	4.436	3.802
fd	-0.538	-0.462
Me	0.399	-0.347
Md	0.052	
Mdist.	-0.028	-0.024
M aj.	0.371	-0.371

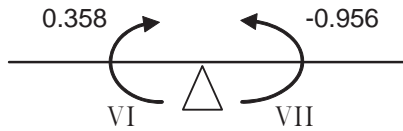
Tablero V con VI



k	5.324	3.802
fd	-0.583	-0.417
Me	0.314	-0.358
Md	-0.044	
Mdist.	0.026	0.018
M aj.	0.340	-0.340

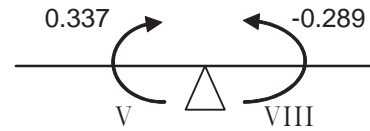


Tablero VI con VII



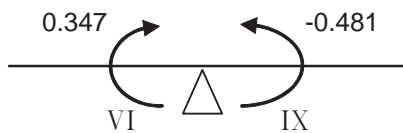
k	3.802	3.327
fd	-0.533	-0.467
Me	0.358	-0.956
Md	-0.598	
Mdist.	0.319	0.279
M aj.	0.677	-0.677

Tablero V con VIII



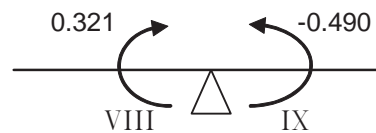
k	5.324	5.324
fd	-0.500	-0.500
Me	0.337	-0.289
Md	0.048	
Mdist.	-0.024	-0.024
M aj.	0.313	-0.313

Tablero VI con IX



k	3.802	3.802
fd	-0.500	-0.500
Me	0.347	-0.481
Md	-0.134	
Mdist.	0.067	0.067
M aj.	0.414	-0.414

Tablero VIII con IX

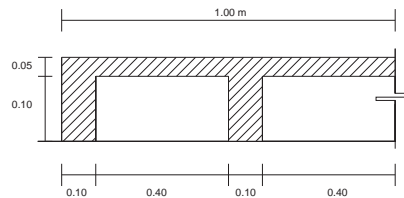


k	5.324	3.802
fd	-0.583	-0.417
Me	0.321	-0.490
Md	-0.169	
Mdist.	0.099	0.070
M aj.	0.420	-0.420

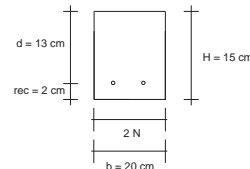


4) DISEÑO POR FLEXIÓN

Las losas se diseñan por flexión tomando una franja unitaria de 1 m de ancho.



SECCIÓN REAL



SECCIÓN PRÁCTICA

Para momento negativo

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al tablero VII

$$Mu (-) = 0.677 \text{ ton-m}$$

➤ Área de acero requerida

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f'_c}} \right]$$

En donde:

f'_c = es la resistencia a la compresión del concreto la cual esta dada en kg/cm²

$f^*c = 0.80 f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

$f'c = 0.85 f^*c = 170 \text{ kg/cm}^2$

F_R = es un factor de reducción, el cual toma los valores de acuerdo al RCDF.

b = ancho del elemento

d = peralte efectivo del elemento, el cual es igual a la altura total menos el recubrimiento.

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.677 \times 10^5)}{0.9(20)(13^2)170}} \right] = 0.0057$$

Por reglamento comparación con ρ_{\min} y ρ_{\max} .

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.00264$$



$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{f''}{f_y} * \frac{6000 \beta_1}{6000 + f_y} \right)$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{170}{4200} * \frac{6000 * 0.85}{6000 + 4200} \right) = 0.015$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad \text{Por lo tanto se acepta } \rho = 0.0057$$

$$As = \rho b d$$

$$As = 0.0057 * 20 * 13 = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Repartiendo entre las dos nervaduras } \frac{As}{n} = \frac{1.48}{2} = 0.74 \text{ cm}^2$$

∴ se usarán 2 varillas del # 3

Para momento positivo

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al tablero VII

$$Mu (+) = 0.727 \text{ ton-m}$$

➤ Área de acero requerida

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.727 \times 10^5)}{0.9(20)(13^2)170}} \right] = 0.00616$$

Comparación con

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} = 0.00264$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{170}{4200} * \frac{6000 * 0.85}{6000 + 4200} \right) = 0.015$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad \text{Por lo tanto se acepta } \rho = 0.00616$$

$$As = \rho b d$$

$$As = 0.00616 * 20 * 13 = 1.60 \text{ cm}^2$$



Repartiendo entre las dos nervaduras $\frac{A_s}{n} = \frac{1.60}{2} = 0.80 \text{ cm}^2$

\therefore se usarán 2 varillas del # 3

Por lo tanto se usarán dos varillas del # 3 en la parte inferior y dos varillas del # 3 en la parte superior.

5) DISEÑO POR CORTANTE

De acuerdo a la sec. 6.3.3.6 de N.T.C de concreto se tomará la sección crítica a cortante a un peralte efectivo del paño de apoyo.

Se revisará el Tablero II por ser el más desfavorable

$$V_{cR} = F_R b d (20\rho + 0.2) \sqrt{f_c^*} = (0.8)(20)(13)((20 * 0.0054) + 0.2) \sqrt{200} = 906.00 \text{ kg}$$

$$\rho_{real} = \frac{A_s \text{ real}}{b d}$$

$$\rho = \frac{1.42}{(20 * 13)} = 0.0054$$

$$V_u = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w$$

$$V_u = \left(\frac{4}{2} - 0.13 \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{4}{5.2} \right) 601 = 635.42 \text{ kg}$$

Por lo tanto el cortante último

$$V_u = 1.4 (635.42) = 889.58 \text{ kg}$$

Cuando existen bordes continuos y discontinuos se debe incrementar un 15 %

$$V_u = (889.58)(1.15) = 1,023.02 \text{ kg}$$

Como $V_u > V_{cR}$ \therefore Se debe colocar refuerzo por cortante.

$$V_{sR} = V_u - V_{cR} = 1,023.02 - 906.0 = 117.02 \text{ kg}$$



Colocando estribos del # 2 (en dos ramas)

$$A_v = 2 * 0.32 = 0.64 \text{ cm}^2 \quad f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{FR A_v f_y d}{V_{sR}} = \frac{0.8 (0.64) (2530) (13)}{117.02} = 143.90 \text{ cm}$$

Separación mínima

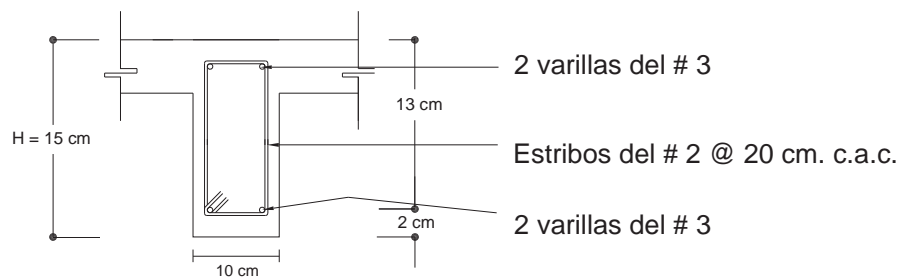
$$S_{\min} \geq 6 \text{ cm}$$

Separación máxima

En nervaduras la $S_{\max} = 20 \text{ cm}$

Por lo tanto usar estribos del # 2 @ 20 cm. c.a.c

NERVADURA:



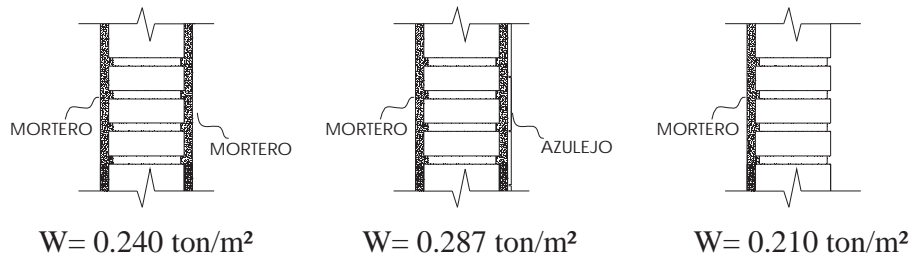


II.3 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DE ENTREPISO

1) PESO DE MUROS DIVISORIOS SOBRE LA LOSA DE ENTREPISO

El peso de los muros de la planta alta que descargan en la losa de entrepiso y no tienen continuidad en planta baja deben incrementarse en el tablero correspondiente de acuerdo con la sección 6.3.4 de las N.T.C.

Análisis de carga de los muros con diversos recubrimientos.



a) Tablero I

En el tablero I descarga el muro *MI*
Área del tablero = 19.20 m²

Muro *MI*

Se trata de un muro divisorio, por lo que la descarga total será sólo el peso propio del muro.

Longitud del muro = 1.14 m

Altura del muro = 2.5 m

Peso para un muro Mortero – Mortero = 0.240 ton/m²

Peso propio del *MI* = $b \cdot h \cdot w = 1.14 \cdot 2.5 \cdot 0.240 = \underline{0.684}$ ton

W total = 0.684 ton

Factores correspondientes a cada muro:

Relación de lados

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{4.0}{4.8} \approx 0.83$$



De acuerdo a la tabla 6.2 de las NTC-Concreto, se calcula el factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes

Factor para el muro paralelo a lado Largo = 1.69

Peso del muro por metro cuadrado

$$W_M = (\text{Peso del muro} / \text{Área del tablero}) * \text{Factor}$$

$$W_{M1} = (0.684 / 19.20) * 1.69 = 0.060 \text{ ton/m}^2$$

Esta carga se agrega a la carga de la losa del Tablero I = 0.544 + 0.060 = **0.604 ton/m²**

b) Tablero II

En el tablero II descargan los muros M2 y M3
Área del tablero = 20.8 m²

Muro M2

Se trata de un muro divisorio, por lo que la descarga total será sólo el peso propio del muro.

Longitud del muro = 1.13 m

Altura del muro = 2.5 m

Peso para un muro Azulejo – Mortero = 0.287 ton/m²

Peso propio del M2 = b*h*w = 1.13*2.5*0.287 = 0.811 ton

W total = 0.811 ton

Muro M3

Se trata de un muro divisorio, por lo que la descarga total será sólo el peso propio del muro.

Longitud del muro = 2.95 m

Altura del muro = 2.5 m

Peso para un muro Azulejo – Mortero = 0.287 ton/m²

Peso propio del M3 = b*h*w = 2.95*2.5*0.287 = 2.116 ton

W total = 2.116 ton

Factores correspondientes a cada muro:

$$\frac{a_1}{a_2} = \frac{4.00}{5.20} \approx 0.77$$

Factor para el muro paralelo a lado Corto = 1.48

Factor para el muro paralelo a lado largo = 1.71



Peso del muro por metro cuadrado

$$W_M = (\text{Peso del muro} / \text{Área del tablero}) * \text{Factor}$$

$$W_{M2} = (0.811 / 20.8) * 1.71 = 0.067 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{M3} = (2.116 / 20.8) * 1.48 = \underline{0.151} \text{ ton/m}^2$$

$$W \text{ total} = 0.218 \text{ ton/m}^2$$

Esta carga se agrega a la carga de la losa del Tablero II = $0.544 + 0.218 = \mathbf{0.762 \text{ ton/m}^2}$

c) Tablero IV

En el tablero IV descarga el muro *M4*

Área del tablero = 10.0 m²

Muro M4

Se trata de un muro divisorio, por lo que la descarga total será sólo el peso propio del muro.

➤ Tramo paralelo al lado corto

Longitud del muro = 1.55 m

Altura del muro = 2.5 m

Peso para un muro Azulejo – Mortero = 0.287 ton/m²

Peso propio del *M4a* = $b * h * w = 1.55 * 2.5 * 0.287 = \underline{1.112}$ ton

W total = 1.112 ton

➤ Tramo paralelo al lado largo

Longitud del muro = 0.50 m

Altura del muro = 2.5 m

Peso para un muro Mortero – Mortero = 0.240 ton/m²

Peso propio del *M4b* = $b * h * w = 0.50 * 2.5 * 0.240 = \underline{0.300}$ ton

W total = 0.300 ton

Factores correspondientes a cada muro:

$$\frac{a_1}{a_2} = \frac{2.5}{4.0} \approx 0.63$$



Factor para el muro paralelo a lado Corto = 1.39
Factor para el muro paralelo a lado largo = 1.76

Peso del muro por metro cuadrado

$$W_w = (\text{Peso del muro} / \text{Área del tablero}) * \text{Factor}$$

$$W_{M4a} = (1.112 / 10) * 1.39 = 0.155 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{M4b} = (0.300 / 10) * 1.76 = \underline{0.053} \text{ ton/m}^2$$

$$W \text{ total} = 0.208 \text{ ton/m}^2$$

Esta carga se agrega a la carga de la losa del Tablero IV = $0.544 + 0.208 = \mathbf{0.752 \text{ ton/m}^2}$

d) Tablero V

En el tablero II descargan los muros M5 y M6
Área del tablero = 20.8 m²

Muro M5

Se trata de un muro divisorio, por lo que la descarga total será sólo el peso propio del muro.

$$\text{Longitud del muro} = 1.60 \text{ m}$$

$$\text{Altura del muro} = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Peso para un muro Mortero - Mortero} = 0.240 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peso propio del } M5 = b * h * w = 1.60 * 2.5 * 0.240 = \underline{0.960} \text{ ton}$$

$$W \text{ total} = 0.960 \text{ ton}$$

Muro M6

Se trata de un muro divisorio, por lo que la descarga total será sólo el peso propio del muro.

$$\text{Longitud del muro} = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Altura del muro} = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Peso propio del } M6 = b * h * w = 2.5 * 2.5 * 0.240 = \underline{1.500} \text{ ton}$$

$$W \text{ total} = 1.500 \text{ ton}$$



Factores correspondientes a cada muro:

$$\frac{a_1}{a_2} = \frac{3.50}{4.0} \approx 0.88$$

Factor para el muro paralelo a lado Corto = 1.54

Factor para el muro paralelo a lado largo = 1.66

Peso del muro por metro cuadrado

$$W / losa = (\text{Peso del muro} / \text{Área del tablero}) * \text{Factor}$$

$$W_{M5} = (0.960 / 14) * 1.66 = 0.114 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{M6} = (1.500 / 14) * 1.54 = \underline{0.165} \text{ ton/m}^2$$

$$W \text{ total} = 0.279 \text{ ton/m}^2$$

Esta carga se agrega a la carga de la losa del Tablero V = $0.544 + 0.279 = \mathbf{0.823 \text{ ton/m}^2}$

e) Tablero VI

En el tablero II descargan los muros M7 y M8

Área del tablero = 16.0 m²

Muro M7 y M8

Se trata de muros divisorios, por lo que la descarga total será sólo el peso propio de los muros.

Longitud del muro = 0.58 m

Altura del muro = 2.5 m

Peso para un muro Mortero – Mortero = 0.240 ton/m²

Peso propio del M7 = M8 = $b * h * w = 0.58 * 2.5 * 0.240 * 2 = \underline{0.696}$ ton

W total = 0.696ton

Factores correspondientes a cada muro:

$$\frac{a_1}{a_2} = \frac{4.0}{4.0} \approx 1.0$$

Factor para el muro paralelo a lado Corto = 1.60

Factor para el muro paralelo a lado largo = 1.60



Peso del muro por metro cuadrado

$$W_w = (\text{Peso del muro} / \text{Área del tablero}) * \text{Factor}$$

$$W_{M7yM8} = (0.696 / 16) * 1.60 = \underline{0.070} \text{ ton/m}^2$$

$$W \text{ total} = 0.070 \text{ ton/m}^2$$

Esta carga se agrega a la carga de la losa del Tablero V = 0.544 + 0.070 = **0.614 ton/m²**

f) Tablero VIII

En el tablero II descarga el muro *M9*
Área del tablero = 15.75 m²

Muro M9

Se trata de un muro divisorio, por lo que la descarga total será sólo el peso propio del muro.

$$\text{Longitud del muro} = 3.9 \text{ m}$$

$$\text{Altura del muro} = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{Peso para un muro Azulejo – Mortero} = 0.287 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Peso propio del } M9 = b * h * w = 3.9 * 2.5 * 0.287 = \underline{2.798} \text{ ton}$$

$$W \text{ total} = 2.798 \text{ ton}$$

Factores correspondientes a cada muro:

$$\frac{a_1}{a_2} = \frac{3.5}{4.5} \approx 0.78$$

$$\text{Factor para el muro paralelo a lado Largo} = 1.71$$

Peso del muro por metro cuadrado

$$W_w = (\text{Peso del muro} / \text{Área del tablero}) * \text{Factor}$$

$$W_{M9} = (2.798 / 15.75) * 1.71 = \underline{0.304} \text{ ton/m}^2$$

$$W \text{ total} = 0.304 \text{ ton/m}^2$$

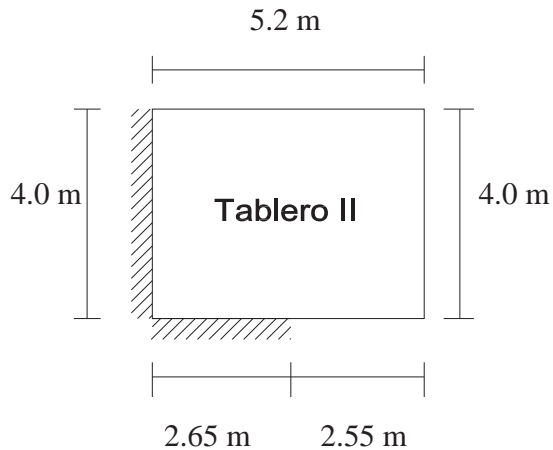
Esta carga se agrega a la carga de la losa del Tablero VIII = 0.544 + 0.304 = **0.848 ton/m²**



2) PERALTE MÍNIMO DE LA LOSA DE ENTREPISO

$$d_{\min} = \left(\frac{\text{Perímetro}}{250} \right) \left[0.032 \left(\sqrt[4]{f_s (w_s)} \right) \right] \quad \text{Concreto } f'c = 250 \text{ kg/m}^2$$

Se tomará el tablero más desfavorable, en este caso fue el tablero II



$$f_s = 0.6 f_y = (0.6) (4200) = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$w_s = 762 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Perímetro} = 400 + 265 + (1.50 (520 + 400 + 255)) = 2382.5 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = \left(\frac{2382.5}{250} \right) \left[0.032 \left(\sqrt[4]{2520(762)} \right) \right] = 11.35 \text{ cm}$$

$$H = d_{\min} + \text{rec} = 11.35 + 2 = 13.35 \text{ cm}$$

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




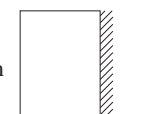
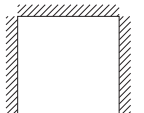
$$\mathbf{H = 14 \text{ cm}}$$

Por lo tanto, el espesor propuesto es adecuado

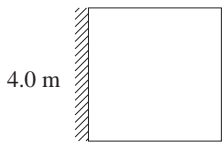
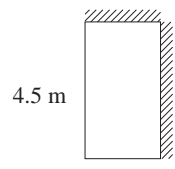
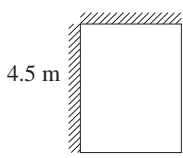


3) DISEÑO DE LA LOSA DE ENTREPISO EMPLEANDO EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES

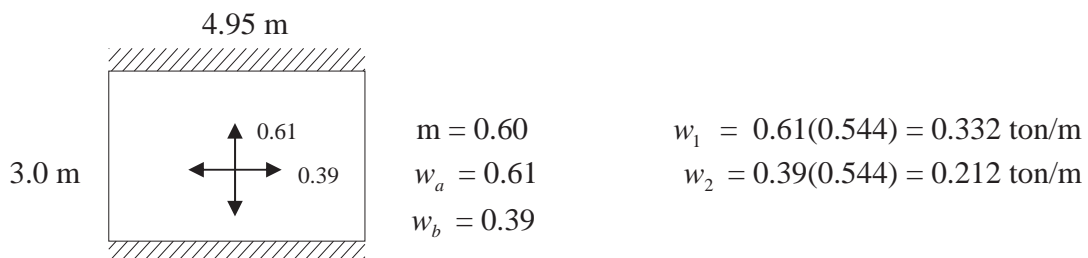
$$M_u = F.C. * COEF. * 0.0001 * a_1^2 * W$$

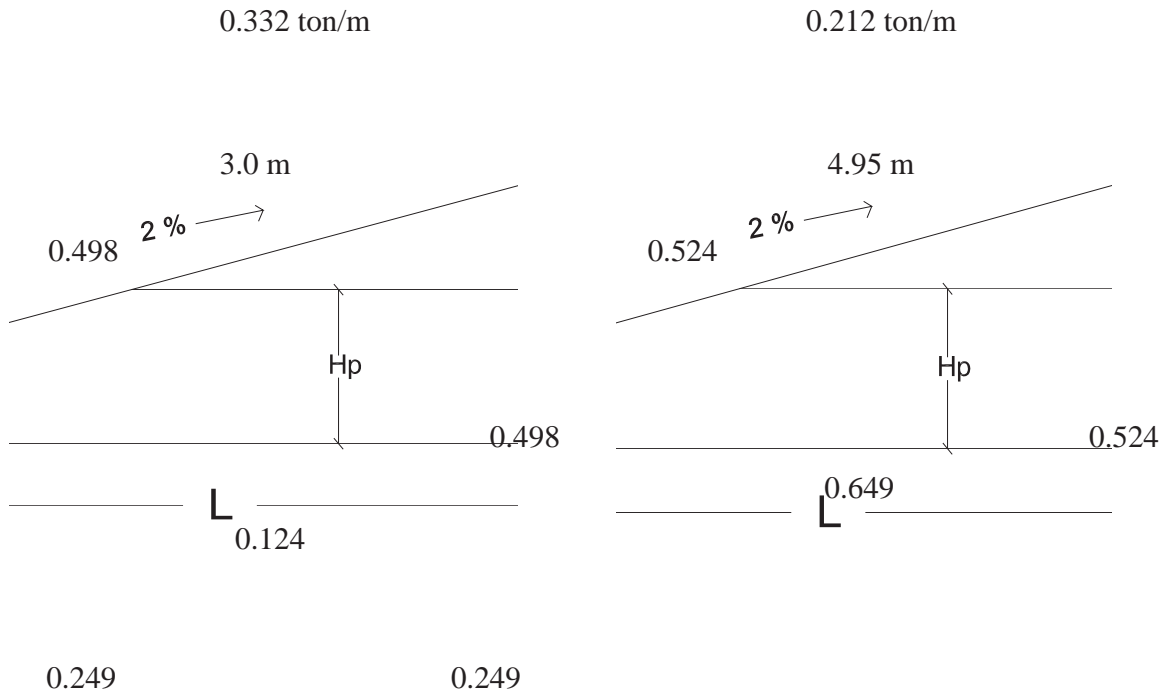
TABLEROS	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu	Mu AJ.
I.- 4.8 m  4.0 m m = 0.83 w = 0.604	Neg. En bordes int.	Corto	-	-	-
		Largo	710	0.961	0.883
	Neg. En bordes disc.	Corto	0.000	0.000	
		Largo	0.000	0.000	
	Positivo	Corto	716	0.969	
		Largo	540	0.731	
II.- 5.2 m  4.0 m m = 0.77 w = 0.762	Neg. En bordes int.	Corto	480.8	0.821	0.576
		Largo	471.7	0.805	0.883
	Neg. En bordes disc.	Corto	0.000	0.000	
		Largo	0.000	0.000	
	Positivo	Corto	262.3	0.448	
		Largo	156.6	0.267	
III.- 4.95 m  3.0 m m = 0.61 w = 0.544	Neg. En bordes int.	Corto	-	0.249	0.576
		Largo	-	-	
	Neg. En bordes disc.	Corto	-	-	
		Largo	-	-	
	Positivo	Corto	-	0.124	
		Largo	-	0.649	
IV.- 2.5 m  4.0 m m = 0.63 w = 0.752	Neg. En bordes int.	Corto	563.4	0.371	0.441
		Largo	530.5	0.349	0.306
	Neg. b. disc.	Corto	0.000	0.000	
		Largo	0.000	0.000	
	Positivo	Corto	337.2	0.222	
		Largo	161.5	0.106	
V.- 3.5 m  4.0 m m = 0.88 w = 0.823	Neg. En bordes int.	Corto	347.8	0.491	0.750
		Largo	336.2	0.475	0.581
	Neg. En bordes disc.	Corto	-	-	
		Largo	-	-	
	Positivo	Corto	171.0	0.241	
		Largo	131.4	0.185	



TABLEROS	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu	Mu. AJ.
VI.- 4.0 m  4.0 m m = 1.0 w = 0.614	Neg. En bordes. cont.	Corto	710	0.977	0.750
		Largo	-	-	
	Neg. En bordes disc.	Corto	0.00	0.000	
		Largo	0.00	0.000	
	Positivo	Corto	540	0.743	
		Largo	520	0.715	
VII.- 2.5 m  4.5 m m = 0.56 w = 0.544	Neg. En bordes int.	Corto	610.4	0.291	0.524
		Largo	550.2	0.262	0.306
	Neg. En bordes disc.	Corto	0.000	0.000	
		Largo	0.000	0.000	
	Positivo	Corto	378.8	0.180	
		Largo	165.0	0.079	
VIII.- 3.5 m  4.5 m m = 0.78 w = 0.848	Neg. En bordes int.	Corto	475.2	0.691	0.524
		Largo	472.4	0.687	0.581
	Neg. En bordes disc.	Corto	0.000	0.000	
		Largo	0.000	0.000	
	Positivo	Corto	257.2	0.374	
		Largo	156.4	0.227	

EL TABLERO III. Los momentos últimos se calcularon por el método de igualación de Fléchas.





4) AJUSTE DE MOMENTOS EN TABLEROS ADYACENTES

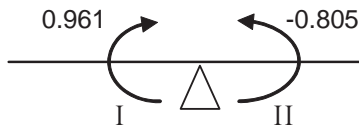
$$k = \frac{d^3}{a_1}$$

Cálculo de la rigidez en los tableros

TABLERO	d (cm)	a1 (cm)	k (Ton/m ²)
I	12	400	4.320
II	12	400	4.320
III	12	300	5.760
IV	12	250	6.912
V	12	350	4.937
VI	12	400	4.320
VII	12	250	6.912
VIII	12	350	4.937

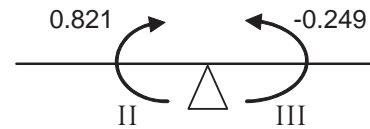


Tablero I con II



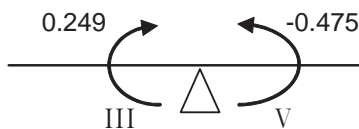
k	4.320	4.320
fd	-0.500	-0.500
Me	0.961	-0.805
Md	0.156	
Mdist.	-0.078	-0.078
M aj.	0.883	-0.883

Tablero II con III



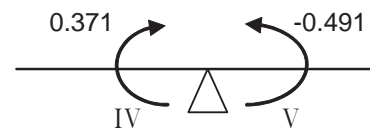
k	4.320	5.760
fd	-0.429	-0.571
Me	0.821	-0.249
Md	0.572	
Mdist.	-0.245	-0.327
M aj.	0.576	-0.576

Tablero III con V



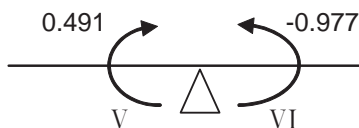
k	5.760	4.937
fd	-0.538	-0.462
Me	0.249	-0.475
Md	-0.226	
Mdist.	0.122	0.104
M aj.	0.371	-0.371

Tablero IV con V



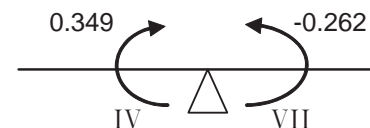
k	6.912	4.937
fd	-0.583	-0.417
Me	0.371	-0.491
Md	-0.120	
Mdist.	0.070	0.050
M aj.	0.441	-0.441

Tablero V con VI



k	4.937	4.320
fd	-0.533	-0.467
Me	0.491	-0.977
Md	-0.486	
Mdist.	0.259	0.227
M aj.	0.750	-0.750

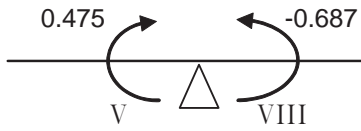
Tablero IV con VII



k	6.912	6.912
fd	-0.500	-0.500
Me	0.349	-0.262
Md	0.087	
Mdist.	-0.044	-0.044
M aj.	0.306	-0.306

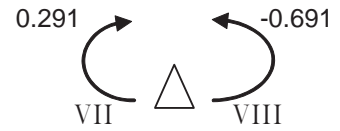


Tablero V con VIII



k	4.937	4.937
fd	-0.500	-0.500
Me	0.475	-0.687
Md	-0.212	
Mdist.	0.106	0.106
M aj.	0.581	-0.581

Tablero VII con VIII



k	6.912	4.937
fd	-0.583	-0.417
Me	0.291	-0.691
Md	-0.400	
Mdist.	0.233	0.167
M aj.	0.524	-0.524



5) DISEÑO POR FLEXIÓN

Para momento negativo

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al tablero I.

$$Mu = 0.883 \text{ ton-m}$$

➤ Área de acero requerida

$$\rho = \frac{f''c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R bd^2 f''c}} \right]$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.883 \times 10^5)}{0.9(20)(13^2)170}} \right] = 0.0076$$

Comparación con ρ_{\min} Y ρ_{\max}

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.00264$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{170}{4200} * \frac{6000 * 0.85}{6000 + 4200} \right) = 0.015$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ Por lo tanto se acepta $\rho = 0.0076$

$$As = \rho bd$$

$$As = 0.0076 * 20 * 13 = 1.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Repartiendo entre las dos nervaduras } \frac{As}{n} = \frac{1.97}{2} = 0.98 \text{ cm}^2$$

∴ se usarán 2 varillas del # 3

**Para momento positivo**

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al tablero I.

$$\mathbf{Mu = 0.969 \text{ ton-m}}$$

➤ Área de acero requerida

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.969 \times 10^5)}{0.9(20)(13^2)170}} \right] = 0.0084$$

Comparación con

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.00264$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{170}{4200} * \frac{6000 * 0.85}{6000 + 4200} \right) = 0.015$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max} \quad \text{Por lo tanto se acepta } \rho = 0.0084$$

$$As = \rho bd$$

$$As = 0.0084 * 20 * 13 = 2.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Repartiendo entre las dos nervaduras } \frac{As}{n} = \frac{2.18}{2} = 1.09 \text{ cm}^2$$

∴ se usarán **2 varillas del # 3**

Por lo tanto se usarán dos varillas del # 3 en la parte inferior y dos varillas del # 3 en la parte superior.



6) DISEÑO POR CORTANTE

Se revisará el Tablero II por ser el más desfavorable

$$V_{cR} = F_R b d (20\rho + 0.2) \sqrt{f_c^*} = (0.8)(20)(13)((20 * 0.0054) + 0.2) \sqrt{200} = 906.0 \text{ kg}$$

$$V_u = \left(\frac{4}{2} - 0.13 \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{4}{5.2} \right) 762 = 805.63 \text{ kg}$$

Por lo tanto el cortante último

$$Vu = 1.4 (805.63) = 1127.88 \text{ kg.}$$

Por tener bordes continuos y discontinuos se debe incrementar un 15 %

$$Vu = (1127.88)(1.15) = 1297.06 \text{ kg}$$

Como $Vu > V_{cR}$ \therefore Se debe colocar refuerzo por cortante

$$V_{sR} = Vu - V_{cR} = 1127.88 - 906.0 = 221.88 \text{ kg}$$

Se proponen estribos del # 2 (en 2 ramas)

$$Av = 0.64 \text{ cm}^2 \quad fy = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{FR Av fy d}{Vu - V_{sR}} = \frac{0.8 (0.32) (2530) (13)}{221.88} = 75.89 \text{ cm.}$$

Separación mínima

$$S_{\min} \geq 6 \text{ cm}$$

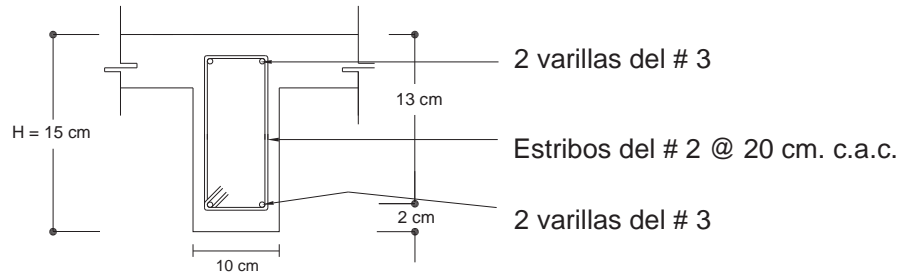
Separación máxima

$$\text{En nervaduras la } S_{\max} = 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto usar estribos del # 2 @ 20 cm. c.a.c.



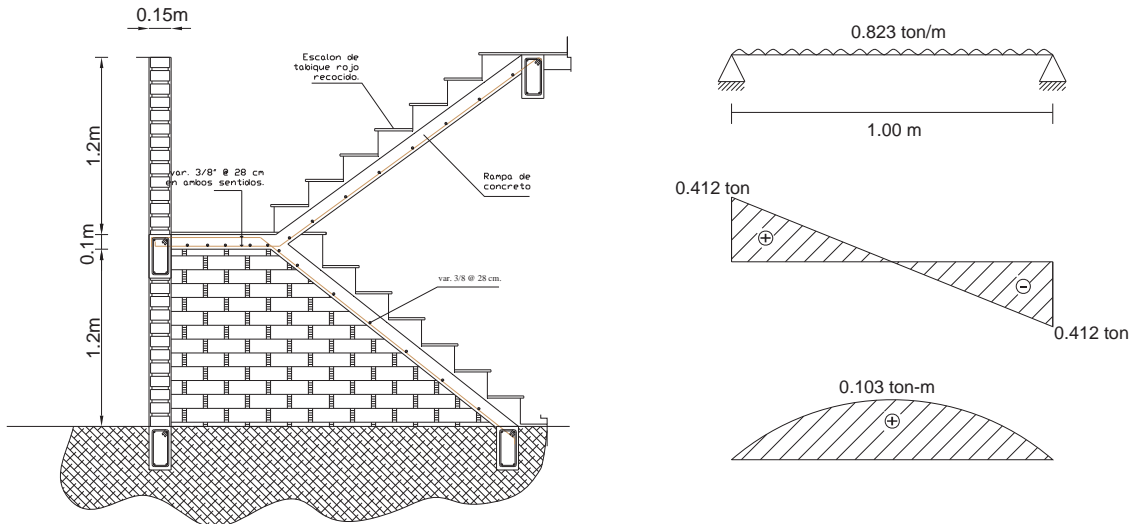
NERVADURA:





➤ **DISEÑO DE LA LOSA DE ESCALERA**

La escalera es una losa unidireccional que se comporta como una viga ancha, por lo que se diseñara como tal, tomando una franja de ancho unitario.



$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 ; \quad fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Para momento positivo

$$Mu (+) = Fc M_{\text{m}\acute{a}\text{x}} = 1.4(0.103) = 0.144 \text{ t-m}$$

$$As = \frac{f''c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{FRbd^2 f''c}} \right] (b * d)$$

$$As = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.144 \times 10^5)}{(0.9)(100)(8^2)(170)}} \right] (100)(8) = 0.480 \text{ cm}^2$$

$$As = \quad \mathbf{0.480 \text{ cm}^2}$$

Comparación con el área de acero por temperatura

$$Ast = \left(\frac{660x_1}{fy(x_1 + 100)} \right) 100 = \left[\frac{660(8)}{(4200)(8 + 100)} \right] 100 = 1.164 \text{ cm}^2$$



Donde:

A_{st} = área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza.

X_1 = dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo.

$$A_s < A_{st} \quad \therefore A_s = 1.164 \text{ cm}^2$$

Separación

$$S = \frac{100(a_o)}{A_s}$$

Se propone usar varilla del # 3

$$S = \frac{100(0.71)}{1.164} = 60.997 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 3.5(X_1) = 28 \text{ cm}$$

$$S > S_{max}$$

Por lo tanto: **Usar var. del #3 @ 28 cm en ambas direcciones**

Para momento negativo

Debido a que no se presenta momento negativo, se usará el A_{smin} .

$$A_s = \rho \min b d = (0.00264 * 100 * 8) = 2.112 \text{ cm}^2$$

Se propone usar varilla del # 3

$$S = \frac{100(0.71)}{2.112} = 33.617 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 3.5(X_1) = 28 \text{ cm}$$

$$S > S_{max}$$

Por lo tanto: **Usar var. del #3 @ 28 cm en ambas direcciones**

**REVISIÓN POR CORTANTE**

Se verifica que $V_{CR} \geq V_u$

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 0.5 (0.8)(100)(8) \sqrt{200} = 4525.48 \text{ kg}$$

$$V = \left(\frac{a_1}{2} - d \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w$$

$$V = \left(\frac{1}{2} - 0.08 \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{1}{2.5} \right) 0.823 = 0.259 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.4 (0.259) = 0.362$$

Como $V_u < V_{cR} \quad \therefore$ La losa no tiene problemas por cortante



ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE TRABES

CAPÍTULO

III

Las traves o vigas son elementos estructurales que por lo general trabajan a flexión acompañada de fuerza cortante. Puede recibir cargas de forma uniforme, puntual o irregular y la transmiten a los elementos verticales. Las traves pueden tener uno o varios tramos y por este motivo son llamadas traves de un claro o traves continuas.

Cuando a una viga de concreto reforzado se le aplica la carga máxima, la falla se puede presentar de diferentes maneras, de acuerdo con la cantidad de acero longitudinal que tenga, presentándose tres casos:

- a) *Vigas subreforzadas*. La cantidad de acero longitudinal es pequeña y por lo tanto fluye. Se producen deflexiones considerables antes de alcanzar el colapso, apareciendo grietas importantes en la zona de tensión. El comportamiento del miembro es dúctil.
- b) *Vigas sobrerreforzadas*. La cantidad de acero de tensión es grande y en consecuencia no fluye, la zona de aplastamiento del concreto a compresión es mayor que en el caso anterior y las grietas en la zona de tensión son menores. El elemento falla por aplastamiento del concreto y se presenta una falla frágil.
- c) *Sección balanceada*. El acero y el concreto alcanzan la fluencia al mismo tiempo, por lo que presenta una falla dúctil.

Cabe mencionar que se debe de buscar un comportamiento dúctil en las estructuras, lo cual se logra limitando los porcentajes de refuerzo por flexión para que se tengan vigas subreforzadas, cuidando los detalles en los armados tanto en longitudinal como transversal.



Al diseñar las traveses se busca la sencillez y rapidez constructiva tratando, en lo posible, de tener estandarización tanto en el acero de refuerzo como en las secciones de concreto.

III.1 DISEÑO DE TRABES PLANTA ALTA

La trabe T-1 se ubica en el eje C, y entre los ejes 4-5, en la segunda planta. Está soportando el peso de la losa de azotea, y su peso propio:

- Losa de azotea
Área tributaria de la losa = 6.170 m^2
Peso de la losa (w losa) = 0.601 ton/m^2
 W azotea = $A_t * w$ losa = 3.708 ton

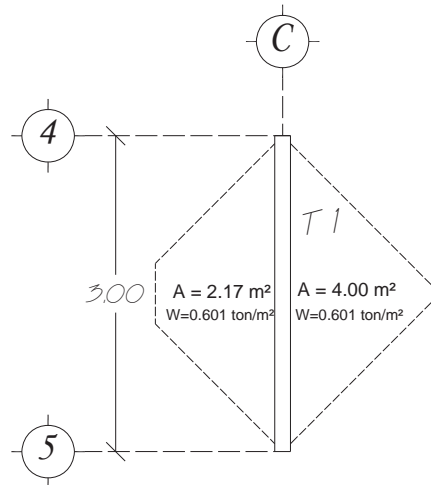
$$\text{Longitud del tramo} = 3.00 \text{ m}$$

- Peso propio de la trabe

Proponiendo una trabe de 15×30

$$W \text{ trabe} = b * h * 2.4$$

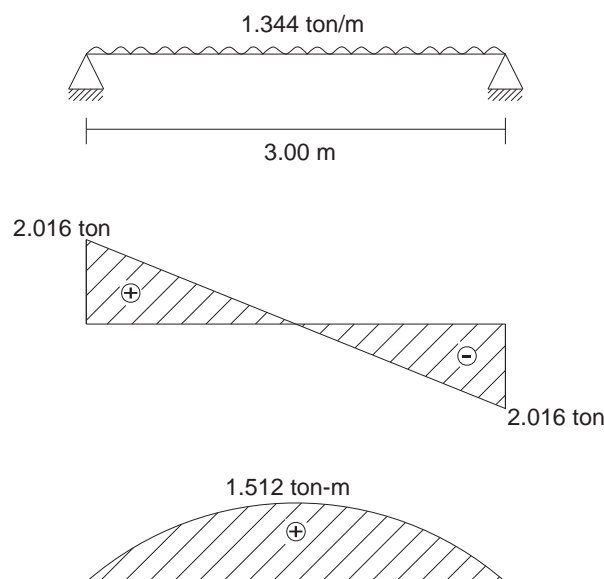
$$W \text{ trabe} = (0.15 * 0.30 * 2.4) = \underline{0.108} \text{ ton/m}$$



Descarga total sobre la trabe

$$W = \underline{3.708} + 0.108 = 1.344 \text{ ton/m}$$

$$3.00$$



**Diseño estructural de la trabe**

$$\begin{aligned}b &= 15 \text{ cm} \\H &= 30 \text{ cm} \\d &= 26 \text{ cm} \\f'c &= 250 \text{ kg/cm} \\f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{recubrimiento} &= 4 \text{ cm}\end{aligned}$$

Para momento positivo

$$M = 1.512 \text{ t-m}$$

$$M_u (+) = 1.4(1.512 * 10^5) = 211680.0 \text{ kg-cm}$$

$$\rho = \frac{f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'c}} \right]$$
$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(211680)}{(0.9)(15)(26)^2(170)}} \right]$$

$$\rho_{cal} = 0.00596$$

$$\rho_{min} = \frac{0.70 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.70 \sqrt{250}}{4200} = 0.00264$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left(\frac{f'c}{f_y} * \frac{6000 * \beta_1}{f_y + 6000} \right) = 0.75 \left(\frac{170}{4200} * \frac{6000 * 0.85}{4200 + 6000} \right) = 0.01517$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$$

por lo tanto se toma $\rho = 0.00596$

Calcular el área de acero que se requiere

$$A_s = (0.00596)(15)(26)$$

$$A_{s \text{ req}} = 2.33 \text{ cm}^2$$

Se propone usar varrilla del # 4

$$No. = \frac{A_s}{A_{\text{var.}}} = \frac{2.33}{1.27} = 1.83 = 2 \text{ varillas del \# 4}$$

$$A_s = 2.54 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{2.54}{(15 * 26)} = 0.0065$$

**Para momento negativo**

Debido a que no se presenta momento negativo, se colocará el Asmin.

$$A_s = \rho \min b d = (0.00264 * 15 * 26) = 1.030$$

Se usarán 2 varillas de ½”

Por lo tanto se usarán 2 varillas del # 4 en la parte inferior y 2 varillas del # 4 en la parte superior

DISEÑO POR CORTANTE

- Se diseña el cortante a un peralte a partir del paño del apoyo

$$X = \frac{b}{2} + d = \frac{12}{2} + 26 = 32 \text{ cm}$$

$$V_d = 2.016 - (1.344 * 0.32) = 1.585 \text{ ton}$$

$$V_u = (1.4 * 1585) = 2219 \text{ kg}$$

- Cortante resistente del concreto. De la sec. 2.5.1.1 de las N.T.C de concreto, la fuerza cortante que toma el concreto es:

$$\text{Si } \rho < 0.015 \rightarrow V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f * c}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \rightarrow V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f * c}$$

$$V_{CR} = (0.8 * 15 * 26) (0.2 + (20 * 0.0065)) \sqrt{200} = 1457.21 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 1457.21 \text{ kg}$$

$V_u > V_{cr} \therefore$ se debe colocar refuerzo por tensión diagonal

De la sección 2.5.2.3 de las N.T.C. de Concreto, para obtener la separación del refuerzo transversal.

- Cortante que resistirán los estribos

$$V_{sR} = V_u - V_{cr} = 2219 - 1457.21 = 761.79 \text{ kg}$$



- Se proponen estribos del # 2.5 (en 2 ramas)

$$A_v = 2 * 0.49 = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{FR A_v f_y d}{V_{sR}} = \frac{0.8 (0.98) (4200) (26)}{761.79} = 122.38 \text{ cm}$$

Separación mínima

$$S_{\min} \geq 6 \text{ cm}$$

Separación máxima

$$\text{Si } V_u < 1.5 FR b d \sqrt{f_c^*} \longrightarrow S_{\max} = 0.5 d$$

$$\text{Si } V_u > 1.5 FR b d \sqrt{f_c^*} \longrightarrow S_{\max} = 0.25 d$$

$$(1.5) (0.8) (15) (26) \sqrt{200} = 6618.52 \text{ kg}$$

$$\text{Como } V_u < 6618.52 \text{ kg}$$

$$S_{\max} = 0.5 d = 0.5 (26) = 13 \text{ cm}$$

Por lo tanto usar estribos del # 2.5 @ 13 cm. c.a.c

CÁLCULO DE DEFLEXIONES

- Deflexión inmediata:

$$E = 10000 \sqrt{250} = 158113.88 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$I = \frac{15 * 30^3}{12} = 33750 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{\max} = \frac{5 w l^4}{384 E I}$$

$$\delta_{\max} = \frac{(5 * 13.44 * 300^4)}{384 * 158113.88 * 33750} = 0.265 \text{ cm}$$



➤ Deflexión diferida:

De la sección 2.5.1.2 de las N.T.C. de Concreto, nos indica como obtener las deflexiones diferidas.

$$\delta_{diferida} = \delta_{imm} \times \left(\frac{2}{1 + 50\rho'} \right)$$

$$\rho' = \frac{As'}{bd} \quad \rho' = \frac{2.54}{(15 * 26)} = 0.00651$$

donde:

As' = área de acero de refuerzo longitudinal en compresión.

ρ' = Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a compresión.

$$\delta_{diferida} = 0.265 \times \left(\frac{2}{1 + (50 \times 0.00651)} \right) = 0.399 \text{ cm}$$

➤ Deflexión total:

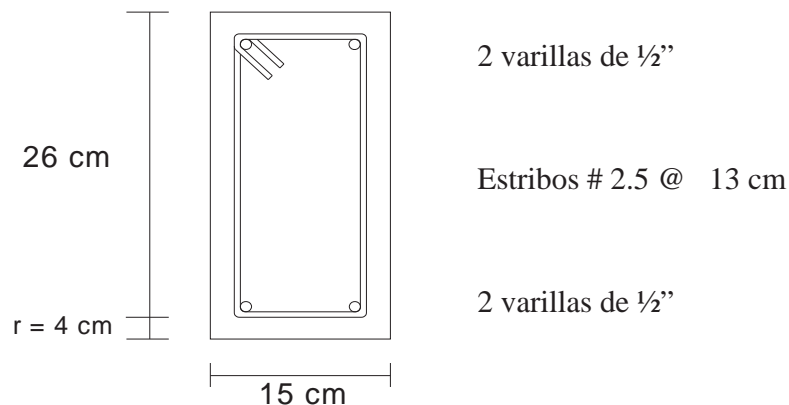
$$\delta_{total} = 0.265 + 0.399 = 0.664 \text{ cm}$$

➤ Deflexión permisible

$$\delta_{perm.} = \frac{claro}{240} + 0.5 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm.} = \frac{300}{240} + 0.5 = 1.75 \text{ cm}$$

$$\delta_{total} < \delta_{perm.} \quad \therefore \text{ Se aceptan las dimensiones}$$



**RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS TRABES DE PLANTA ALTA**

Resultados de la trabe T-2 ubicada en el eje 5 y C-H, de la planta alta

SECCIÓN	MOMENTOS (kg-cm)	PORCENTAJE DE ACERO (ρ)	ACERO REQUERIDO $As = \rho b d$	No.DE VARILLAS	ANILLOS
15 x 30	Mu(+) 342020.00	0.0102	3.98	3 var # 4	E # 2.5 @13 cm. c.a.c.
	Mu (-) 0.0	0.00264	1.03	2 var # 4	

Resultados de la trabe T-3 ubicada en el eje C y 10-12 de la planta alta

SECCIÓN	MOMENTOS (kg-cm)	PORCENTAJE DE ACERO (ρ)	ACERO REQUERIDO $As = \rho b d$	No.DE VARILLAS	ANILLOS
15 x 30	Mu(+) 255780.00	0.0073	2.86	3 var # 4	E # 2.5 @13 cm. c.a.c.
	Mu(-) 0.0	0.00264	1.03	2 var # 4	



III.2 DISEÑO DE TRABES PLANTA BAJA

Trabe T-5

Las cargas que actúan sobre la trabe T-5 son:

Peso de la losa de azotea

$$W_1 \text{ azotea} = (3.27 \cdot 0.771) + (3.83 \cdot 0.601) = 4.823 \text{ ton}$$

$$W_2 \text{ azotea} = (0.25 + 0.35)(0.601) = 0.360 \text{ ton}$$

Peso de los muros

$$\text{Peso Muro azulejo-mortero} = 287 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Peso Muro mortero-mortero} = 240 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Área muro} = 7.75 \text{ m}^2$$

$$\text{Área muro} = 1.75 \text{ m}^2$$

$$W_1 \text{ muro} = (0.287 \cdot 7.75) = 2.224 \text{ ton}$$

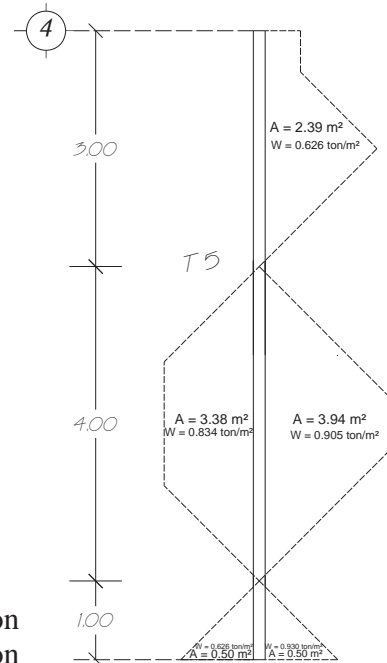
$$W_2 \text{ muro} = (0.240 \cdot 1.75) = 0.420 \text{ ton}$$

Peso de la losa de entrepiso

$$W_1 \text{ entrepiso} = (2.39 \cdot 0.544) = 1.300 \text{ ton}$$

$$W_2 \text{ entrepiso} = (3.38 \cdot 0.752) + (3.94 \cdot 0.823) = 5.784 \text{ ton}$$

$$W_3 \text{ entrepiso} = (0.50 \cdot 0.544) + (0.50 \cdot 0.848) = 0.696 \text{ ton}$$



Proponiendo una trabe de 25 x 35

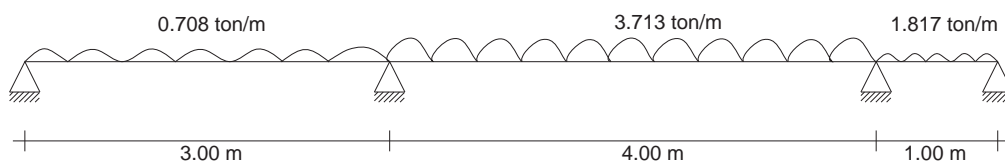
$$W \text{ trabe} = (0.20 \cdot 0.35 \cdot 2.4) = \underline{0.210 \text{ ton/m}}$$

Descarga total sobre la trabe

$$W_1 = \left(\frac{1.300}{3.00} \right) + 0.168 = 0.708 \text{ ton/m}$$

$$W_2 = \left(\frac{4.823 + 2.224 + 5.784}{4.00} \right) + 0.168 = 3.713 \text{ ton/m}$$

$$W_3 = \left(\frac{0.360 + 0.420 + 0.696}{1.00} \right) + 0.168 = 1.817 \text{ ton/m}$$





La viga se soluciono por medio de un programa que resuelve estructuras, empleando el método de las rigideces, enseguida se muestran los resultados del programa.

ARCHIVO DE DATOS: viga05.txt
TIPO DE ESTRUCTURA: Marco Plano

Numero de barras..... 3
Numero de nudos..... 4
Numero de apoyos..... 4
Numero de propiedades..... 1
Nudos cargados..... 0
Cargas concentradas..... 0
Cargas distribuidas..... 3

COORDENADAS DE LOS NUDOS

Nudo	X	Y	Z
1	.0000	.0000	---
2	300.0000	.0000	---
3	700.0000	.0000	---
4	800.0000	.0000	---

PROPIEDADES DE LAS BARRAS

BARRA	Nudo Inicial	Nudo Final	A	E	I
1	1	2	700.0000	158113.88	89322.91
2	2	3	700.0000	158113.88	89322.91
3	3	4	700.0000	158113.88	89322.91

APOYOS

Nudo	Desplazamiento X	Desplazamiento Y	Giro Z
1.	restringido	restringido	libre
2.	restringido	restringido	libre
3.	restringido	restringido	libre
4.	restringido	restringido	libre



CARGAS DISTRIBUIDAS EN BARRAS

Barra	a	b	W
1	.0000	.0000	-7.0800
2	.0000	.0000	-37.1300
3	.0000	.0000	-18.1700

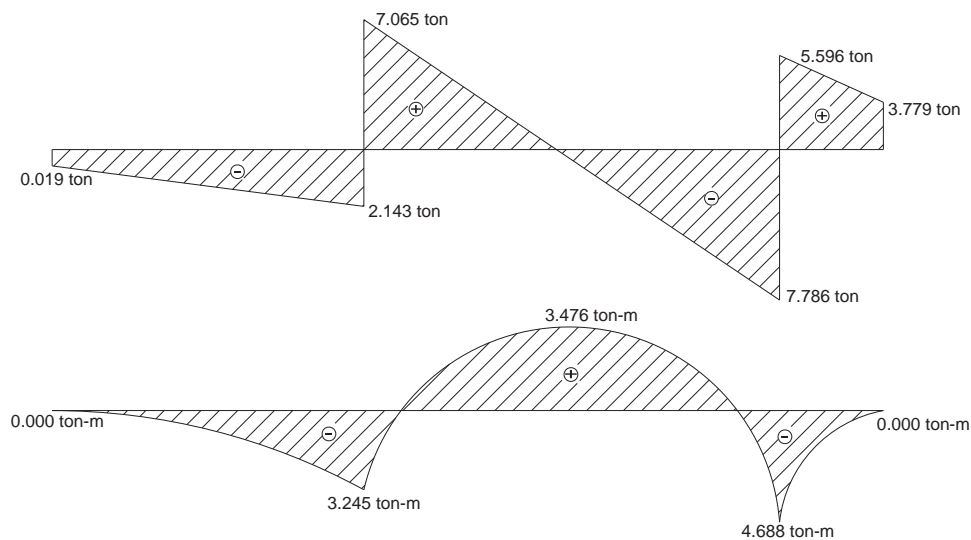
DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS

Nudo	X	Y	Giro(rad)
1	.0000000000	.0000000000	.0005849707
2	.0000000000	.0000000000	-.0017339074
3	.0000000000	.0000000000	.0010528705
4	.0000000000	.0000000000	-.0004996324

FUERZAS ACTUANTES EN LAS BARRAS (b/m)

BARRA	NUDO	AXIAL	CORTANTE	MOMENTO
1	1	.0000	-19.7769	.0000
	2	.0000	2143.7769	-324533.0645
2	2	.0000	7065.3095	324533.0645
	3	.0000	7786.6905	-468809.2742
3	3	.0000	5596.5927	468809.2742
	4	.0000	-3779.5927	.0000

DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE Y MOMENTO FLEXIONANTE



**Diseño estructural de la trabe**

$$\begin{aligned}f'c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{recubrimiento} &= 4 \text{ cm}\end{aligned}$$

Momento positivo

$$Mu (+) = 1.4(3.476 \cdot 10^5) = 486640.0 \text{ kg-cm}$$

$$\rho = \frac{f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f'c}} \right]$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(486640)}{(0.9)(25)(31^2)(170)}} \right]$$

$$\rho_{cal} = 0.00577$$

$$\rho_{min} = 0.00264$$

$$\rho_{max} = 0.01517$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max},$$

$$\text{por lo tanto se toma } = 0.00577$$

Calcular el área de acero que se requiere

$$As = \rho b d$$

$$As_{req} = 4.47 \text{ cm}^2$$

Se propone usar 2 varillas del # 4 y una varilla del # 5

$$As \text{ de varillas del \# 4} = (1.27 \cdot 2) = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$As \text{ de varillas del \# 5} = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$As = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{4.52}{(25 \cdot 31)} = 0.00583$$

Momento negativo

$$Mu (-) = 1.4(4.688 \cdot 10^5) = 656320.0 \text{ kg-cm}$$

$$\rho_{cal} = 0.0080$$



$$\rho_{\min} = 0.00264$$

$$\rho_{\max} = 0.01517$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max},$$

por lo tanto se toma = 0.0080

Calcular el área de acero que se requiere

$$A_s = \rho b d$$

$$A_{s \text{ req}} = 6.22 \text{ cm}^2$$

Se propone usar una varilla del # 4 y 2 varillas del # 6

$$A_s \text{ de varillas del \# 4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ de varillas del \# 6} = (2 * 2.85) = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.97 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{6.97}{(25 * 31)} = 0.0089$$

Por lo tanto se usaran 2 varillas del # 4 y una varilla del # 5 en la parte inferior y una varilla del # 4 y dos varillas del # 6 en la parte superior

DISEÑO POR CORTANTE

- Se diseña el cortante a un peralte a partir del paño del apoyo

$$X = \frac{b}{2} + d = \frac{12}{2} + 31 = 37 \text{ cm}$$

$$V_d = 7.065 - (3.375 * 0.37) = 5.691 \text{ ton}$$

$$V_u = (1.4 * 5691) = 7967.4 \text{ kg}$$

- Cortante resistente del concreto

$$\rho < 0.015$$

$$V_{CR} = (0.8 * 25 * 31)(0.2 + (20 * 0.00729))\sqrt{200} = 3032.01 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 3032.01 \text{ kg}$$

$$V_u > V_{cr} \quad \therefore \text{se debe colocar refuerzo por tensión diagonal}$$



- Cortante que resistirán los estribos

$$V_{sR} = Vu - V_{cR} = 7967.4 - 3032.01 = 4935.39 \text{ kg}$$

- Se proponen estribos del # 2.5 (en 2 ramas)

$$A_v = 2 * 0.49 = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{FR A_v f_y d}{V_{sR}} = \frac{0.8 (0.98) (4200) (31)}{4935.39} = 20.68 \text{ cm.}$$

Separación mínima

$$S_{\min} \geq 6 \text{ cm}$$

Separación máxima

$$1.5 FR b d \sqrt{f_c^*} = (1.5) (0.8) (25) (31) \sqrt{200} = 13152.18 \text{ kg}$$

Como $Vu < 13152.18 \text{ kg}$

$$S_{\max} = 0.5 d = 0.5 (31) = 15.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto usar estribos del # 2.5 @ 15 cm. c.a.c.

CÁLCULO DE DEFLEXIONES

- Deflexión inmediata:

$$\delta_{\max} = \frac{5 w l^4}{384 E I}$$
$$\delta_{\max} = \frac{(5 * 37.13 * 400^4)}{384 * 158113.88 * 89322.91} = 0.876 \text{ cm}$$

- Deflexión diferida:

$$\delta_{\text{diferida}} = \delta_{\text{imm}} \times \left(\frac{2}{1 + 50\rho'} \right)$$
$$\delta_{\text{diferida}} = 0.876 \times \left(\frac{2}{1 + (50 \times 0.0089)} \right) = 1.20 \text{ cm}$$



➤ Deflexión total:

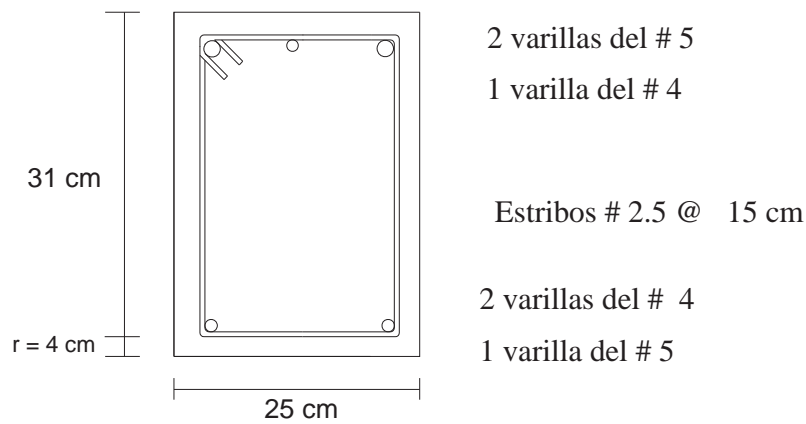
$$\delta_{total} = 0.876 + 1.20 = 2.08 \text{ cm}$$

➤ Deflexión permisible

$$\delta_{perm.} = \frac{claro}{240} + 0.5 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm.} = \frac{400}{240} + 0.5 = 2.166 \text{ cm}$$

$\delta_{total} < \delta_{perm.}$ \therefore Se aceptan las dimensiones



**RESUMEN DE RESULTADOS DE LAS TRABES DE LA AZOTEA**

Resultados de la trabe T-4 ubicada en el eje 2 y H'-K', de la planta baja.

SECCIÓN	MOMENTOS (kg-cm)	PORCENTAJE DE ACERO (ρ)	ACERO REQUERIDO $A_s = \rho b d$	No.DE VARILLAS	ANILLOS
20 x 30	Mu(+) 359800.00	0.00779	4.05	2 var # 4 1 var # 5	E # 2.5 @ 13 cm. c.a.c.
	Mu(-) 0.00	0.00264	1.03	2 var # 4	

Resultados de la trabe T-6 ubicada en el eje 5 y C-J, de la planta baja.

SECCIÓN	MOMENTOS (kg-cm)	PORCENTAJE DE ACERO (ρ)	ACERO REQUERIDO $A_s = \rho b d$	No.DE VARILLAS	ANILLOS
15 x 30	Mu(+) 81200.00	0.0026	1.03	2 var # 4	E # 2.5 @ 13 cm. c.a.c.
	Mu(-) 122220.00	0.0033	1.3	2 var # 4	



Resultados de la trabe T-7 ubicada en el eje 10 y A-C, de la planta baja.

SECCIÓN	MOMENTOS (kg-cm)	PORCENTAJE DE ACERO (ρ)	ACERO REQUERIDO $A_s = \rho b d$	No.DE VARILLAS	ANILLOS
15 x 30	Mu(+) 260680.00	0.0075	2.92	3 var # 4	E # 2.5 @ 13 cm. c.a.c.
	Mu(-) 0.0	0.0026	1.03	2 var # 4	

Resultados de la trabe T-8 ubicada en el eje 13 y A-C, de la planta baja.

SECCIÓN	MOMENTOS (kg-cm)	PORCENTAJE DE ACERO (ρ)	ACERO REQUERIDO $A_s = \rho b d$	No.DE VARILLAS	ANILLOS
15 x 30	Mu(+) 150920.00	0.0042	1.62	2 var # 4	E # 2.5 @ 13 cm. c.a.c.
	Mu(-) 0.0	0.0026	1.03	2 var # 4	



REVISIÓN DE MUROS

CAPÍTULO

IV

MUROS

Los muros de mampostería son elementos verticales cuya función es la de soportar tanto las cargas verticales debidas a los entresijos, azoteas, y alguna otra carga que se transmita a través de ellos, como las cargas laterales por sismo.

De acuerdo al funcionamiento podemos tener muros de carga, muros de contención y muros divisorios.

- a) *Muros diafragma*: Son aquellos que se encuentran rodeados en su perímetro por vigas y columnas, proporcionándole a los marcos una mayor rigidez contra la acción de las cargas horizontales. Pueden ser de mampostería confinada, reforzada interiormente o no reforzada.
- b) *Muros confinados*: Estos muros son aquellos que se encuentran rodeados por elementos llamados castillos y dadas y cuya función es ligar al muro proporcionándole un confinamiento que le permita un mejor comportamiento
- c) *Muros de mampostería reforzados*: son aquellos que se encuentran constituidos por piezas huecas y se les coloca varillas de refuerzo tanto vertical como horizontalmente.

Las piezas más comunes que empleamos en la construcción de muros de mampostería, para casas habitación son:

- 1.- Tabique de barro recocido
- 2.- Tabique de barro con huecos
- 3.- Bloque de concreto
- 4.- Tabique de concreto (tabicón)



El diseño de muros de mampostería consiste en revisar si la densidad y espesor de muros es adecuada para resistir las cargas axiales, momentos flexionantes y cortantes actuantes. De no ser así, se deben incrementar los espesores de los muros o colocar el refuerzo transversal necesario, ya sea mediante varillas verticales y horizontales o utilizando malla de acero electrosoldada.

IV.1 REVISIÓN DE MUROS POR CARGAS VERTICALES

La revisión de muros ante cargas verticales consiste en verificar que la carga última no sea mayor a la carga vertical aplicada sobre el muro.

$$P_U < P_R$$

Según la sección 5.3.1 de la N.T.C.M para resistencia a la compresión de muros confinados, la carga resistente P_R se podrá calcular con la siguiente expresión:

$$P_R = F_R F_E (f m^* + 4) A_T$$

donde:

$$F_R = 0.6 \text{ (muros confinados)}$$

$$A_T = \text{área de la sección transversal del muro}$$

De la sección. 3.2.2.3 de las N.T.C.M de concreto el factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez, se podrá tomar en cuenta mediante los valores aproximados de F_E .

$$F_E = 0.7 \text{ para muros interiores.}$$

$$F_E = 0.6 \text{ para muros extremos.}$$

Para ambos casos, se deberá cumplir simultáneamente los siguientes puntos:

- 1) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidos por el sistema de piso, por dadas o por otros elementos.
- 2) La excentricidad en la carga axial aplicada es menor que $t / 12$ y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro.
- 3) La relación altura libre a espesor del muro, H / t , no excede de 20.

$$\frac{250}{12} = 20.83$$

$$\frac{H}{t} > 20 \quad \therefore \text{no cumple con esta condición}$$



Cuando no se cumplan las condiciones anteriores, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará con la ecuación siguiente:

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right]$$

Donde:

H = altura libre de un muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral.

e' = excentricidad calculada para la carga vertical más una excentricidad accidental que se tomará igual a $t/24$

k = factor de altura efectiva del muro que se determinará según el criterio siguiente:

k = 1 para muros extremos en que se apoyan losas.

k = 0.8 para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

$$e' = e_c + e_a$$

donde:

ea = Excentricidad accidental

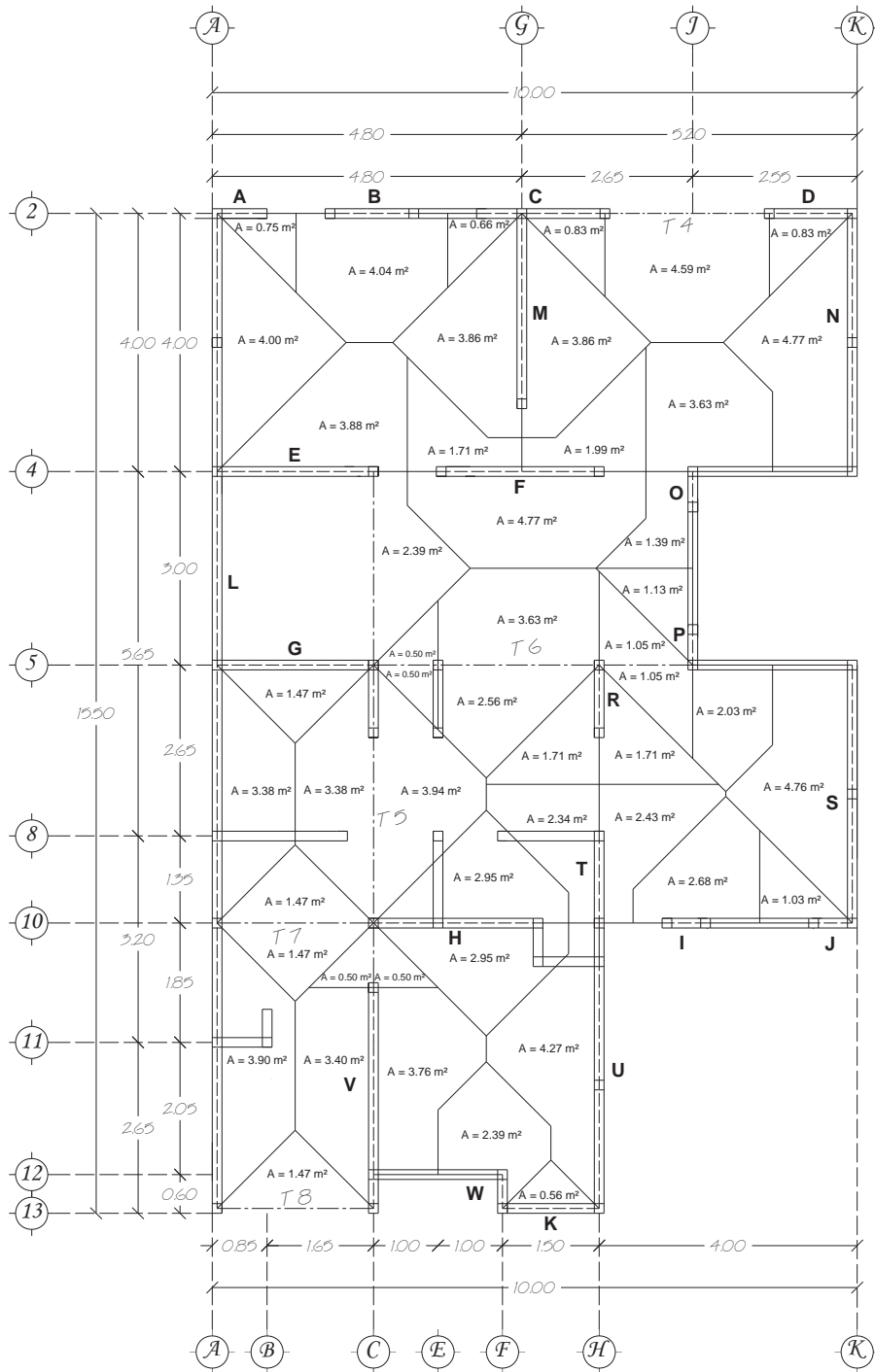
ec = Excentricidad calculada para la carga vertical



REVISIÓN DE MUROS DE PLANTA ALTA

MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	ÁREA TRIBUTARIA (m ²)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (kg)	PESO PROPIO DEL MURO (kg)	CARGA VERTICAL		FE	CARGA VERTICAL RESISTENTE (kg)
						P (kg)	Pu (kg)		
A	140	12	2.65	1592.65	840.00	2432.65	3405.71	0.362	6925.60
B	210	12	3.3	1983.30	1507.80	3491.10	4887.54	0.377	10817.73
C	155	12	4.59	2758.59	1112.90	3871.49	5420.09	0.352	7455.95
D	85	12	1.16	697.16	510.00	1207.16	1690.02	0.375	4359.70
E	367	12	8.16	4904.16	2202.00	7106.16	9948.62	0.475	23832.75
F	273	12	7.52	4519.52	1638.00	6157.52	8620.53	0.465	17351.00
G	250	12	2.94	2016.84	1795.00	3811.84	5336.58	0.512	17503.99
H	145	12	2.24	1346.24	870.00	2216.24	3102.74	0.494	9794.18
I	250	12	3.29	2101.65	1500.00	3601.65	5042.31	0.499	17075.04
J	70	12	3.66	2199.66	502.60	2702.26	3783.16	0.446	4272.38
K	223	12	4.59	2758.59	1601.14	4359.73	6103.62	0.365	11147.07
L	100	12	1.71	1027.71	600.00	1627.71	2278.79	0.366	5001.90
M	60	12	0.74	444.74	360.00	804.74	1126.64	0.379	3112.67
N	60	12	0.74	444.74	360.00	804.74	1126.64	0.379	3112.67
O	100	12	1.13	679.13	600.00	1279.13	1790.78	0.383	5239.06
P	150	12	0.56	336.56	1077.00	1413.56	1978.98	0.434	8895.64
Q	1550	12	13.45	8658.05	9300.00	17958.05	25141.27	0.391	82991.36
R	310	12	7.73	4645.73	1860.00	6505.73	9108.02	0.469	19896.94
S	400	12	4.00	2404.00	2400.00	4804.00	6725.60	0.388	21244.40
T	65	12	1.13	679.13	390.00	1069.13	1496.78	0.365	3245.35
U	65	12	1.13	679.13	390.00	1069.13	1496.78	0.365	3245.35
V	313	12	7.10	4823.00	2247.34	7070.34	9898.48	0.477	20404.79
W	215	12	7.44	4471.44	1290.00	5761.44	8066.02	0.455	13379.26
X	400	12	4.00	2404.00	2400.00	4804.00	6725.60	0.388	21244.40
Y	70	12	0.60	360.60	420.00	780.60	1092.84	0.527	5049.30
Z	110	12	0.87	522.87	789.80	1312.67	1837.74	0.406	6107.34
AA	290	12	3.28	1971.28	2082.20	4053.48	5674.87	0.391	15498.72
AB	60	12	0.14	84.14	360.00	444.14	621.80	0.442	3627.17
AC	60	12	1.77	1063.77	430.80	1494.57	2092.40	0.352	2887.29

La revisión de muros por cargas verticales se acepta ya que las cargas verticales resistentes para cada muro son mayores que la carga última, por lo tanto el espesor de los muros es adecuado.



MUROS DE PLANTA BAJA



REVISIÓN DE MUROS DE PLANTA BAJA

MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	ÁREA tributaria (m ²)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (kg)	PESO PROPIO DEL MURO (kg)	PESO DEL NIVEL 2	CARGA VERTICAL		F _E	CARGA VERTICAL RESISTENTE (kg)
							P (kg)	P _u (kg)		
A	85	12	0.75	453.00	510.00	719.53	1682.53	2355.54	0.428	4978.36
B	145	12	4.04	2440.16	870.00	3875.86	7186.02	10060.42	0.707	14016.25
C	206	12	1.49	1031.10	1236.00	1429.46	3696.56	5175.19	0.426	12018.04
D	144	12	0.83	632.46	864.00	796.28	2292.74	3209.83	0.427	8411.44
E	250	12	3.88	2343.52	1500.00	3722.36	7565.88	10592.23	0.421	14403.13
F	260	24	8.47	5144.10	1560.00	8125.87	14829.97	20761.96	0.739	52586.14
G	250	12	1.47	1105.44	1500.00	1410.27	4015.71	5622.00	0.427	14606.59
H	263	12	6.03	5039.69	1887.03	5785.00	12711.72	17796.41	0.542	19513.95
I	75	12	2.68	1645.52	450.00	2571.11	4666.63	6533.29	0.703	7210.55
J	75	12	1.03	632.42	450.00	988.15	2070.57	2898.80	0.422	4328.58
K	150	12	0.56	474.88	900.00	537.25	1912.13	2676.98	0.432	8859.31
L	1550	12	11.28	7079.36	9300.00	10821.70	27201.06	38081.48	0.430	91110.41
M	310	12	7.72	5272.76	1860.00	7406.34	14539.10	20354.74	0.550	23331.56
N	400	12	4.00	3048.00	2400.00	3837.48	9285.48	12999.68	0.418	22870.25
O	70	12	1.39	756.16	420.00	1333.53	2509.69	3513.56	0.423	4046.84
P	70	12	1.39	756.16	420.00	1333.53	2509.69	3513.56	0.423	4046.84
R	113	12	3.68	2457.27	678.00	3530.48	6665.75	9332.06	0.733	11323.86
S	400	12	4.00	2456.00	2400.00	3837.48	8693.48	12170.88	0.426	23302.24
T	143	12	4.77	3417.84	1026.03	4576.20	9020.06	12628.09	0.729	14268.36
U	397	12	4.27	3620.96	2382.00	4096.51	10099.47	14139.26	0.413	22414.96
V	350	12	7.91	5561.60	2100.00	7588.62	15250.22	21350.31	0.550	26319.69
W	60	24	2.39	2026.72	360.00	2292.90	4679.62	6551.46	0.679	11149.59

En la revisión de muros por cargas verticales no se aceptaron los muros F y W ya que las cargas verticales resistentes para cada muro son menores que la carga última, por lo tanto se incremento el espesor de los muros a 24 cm.



IV. 2 REVISIÓN DE MUROS POR CARGAS LATERALES (SISMO)

Para hacer la revisión por sismo se puede utilizar cualquiera de los métodos señalados en el RCDF, como el método simplificado, método de análisis dinámico y estático.

Para poder utilizar el método simplificado deberán satisfacerse los requisitos enunciados en el apartado 3.2.3.3. de las N:T.C.M que indica:

Análisis sísmico por el método simplificado

➤ Revisión de los requisitos para poder aplicar el método.

1.- En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre si mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso.

Se cumple este requisito ya que todas las cargas están soportadas por muros de carga o trabes que a su vez están soportadas por los muros.

2.- La relación entre longitud y ancho de la planta no excederá de 2.0

$$\frac{L}{B} = \frac{15.50}{10} = 1.55 \leq 2.00 \rightarrow \text{se cumple}$$

3.- La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

$$\frac{H}{B} = \frac{5.9}{10} = 0.59 < 1.5 \quad H \leq 13 \text{ m} \quad 5.9 \text{ m} < 13 \text{ m}$$

Se cumple con todos los requisitos, por lo tanto se utiliza el método simplificado

La revisión consiste en verificar que el cortante último no sea mayor al cortante resistente de los muros.

$$V_R > V_u$$



➤ **Cálculo de Vu**

Cálculo del peso total de la estructura

$$W_{\text{muro_pretil}} = (210 \text{ kg/m}^2) * (41.60 \text{ m}) * (0.40 \text{ m}) = 3494.4 \text{ kg}$$

$$W_{\text{muro_fachada}} = (210 \text{ kg/m}^2) * (13.05 \text{ m}^2) = 2740.50 \text{ kg}$$

$$W_{\text{tinaco}} = 1679 \text{ kg}$$

$$W_{\text{losa_azotea}} = (601 \text{ kg/m}^2 * 128.30 \text{ m}^2) = 77108.30 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total_losa_azotea}} = 3494.40 + 2740.50 + 1679 + 77108.3 = \mathbf{85022.2 \text{ kg}}$$

Peso de muros de planta alta

$$W_{\text{azulejo_mortero}} = (0.0287 \text{ kg/cm}^2) * (250 \text{ cm}) * (1831 \text{ cm}) = 13137.43 \text{ kg}$$

$$W_{\text{mortero_mortero}} = (0.0240 \text{ kg/cm}^2) * (250 \text{ cm}) * (2365 \text{ cm}) = 14190.00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{mortero_aparente}} = (0.0210 \text{ kg/cm}^2) * (250 \text{ cm}) * (2350 \text{ cm}) = \underline{12337.50 \text{ kg}}$$

$$W_{\text{total de muros}} = \mathbf{39664.93 \text{ kg}}$$

$$W_{\text{losa_entrepiso}} = (544 \text{ kg/m}^2 * 121 \text{ m}^2) = \mathbf{65824 \text{ kg}}$$

Peso de muros de planta baja

$$W_{\text{azulejo_mortero}} = (0.0287 \text{ kg/cm}^2) * (250 \text{ cm}) * (549 \text{ cm}) = 2913.05 \text{ kg}$$

$$W_{\text{mortero_mortero}} = (0.0240 \text{ kg/cm}^2) * (250 \text{ cm}) * (2793 \text{ cm}) = 16758.00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{mortero_aparente}} = (0.0210 \text{ kg/cm}^2) * (250 \text{ cm}) * (2464 \text{ cm}) = 12936.00 \text{ kg}$$

$$W_{\text{mortero_mortero (24cm)}} = (0.0420 \text{ kg/cm}^2) * (250 \text{ cm}) * (60 \text{ cm}) = \underline{630.00 \text{ kg}}$$

$$W_{\text{total de muros}} = \mathbf{33237.05 \text{ kg}}$$

$$W_{\text{TOTAL}} = W_{\text{total_losa_azotea}} + W_{\text{muros de planta alta}} + W_{\text{losa_entrepiso}} + W_{\text{muros de planta baja}}$$

$$W_{\text{TOTAL}} = \mathbf{85022.2 + 39664.93 + 65824 + 33237.05 = 223748.18 \text{ kg}}$$

La estructura es de grupo B, el terreno es tipo II y se construirá en La Piedad Mich, por lo que la zona sísmica es B. La altura de la casa es 5.9 m. Con los datos anteriores se obtiene el coeficiente sísmico reducido $C_s = 0.15$ del Manual de Obras Civiles de la CFE.

La revisión de los muros por carga lateral se hará sólo en los muros de planta baja ya que en esta planta es donde se presenta la mayor fuerza cortante y la densidad de muros es menor.

**Cortante sísmico en la base de la estructura**

$$V_{\text{basal}} = C_s * W_{\text{TOTAL}}$$

$$V_{\text{basal}} = (0.15 * 223748.18) = 33562.22 \text{ kg}$$

Cortante último

$$V_u = F_c * V_{\text{basal}}$$

$$V_u = (1.1 * 33562.22) = 36918.44 \text{ kg}$$

➤ Cálculo de V_R **Cortante resistente de los muros**

$$V_{Rx} = F_R \left(0.5 v_m^* A_{T_{EX}} + 0.3 P_x \right) \leq 1.5 F_R v_m^* A_{T_{EX}}$$

$$V_{Ry} = F_R \left(0.5 v_m^* A_{T_{EY}} + 0.3 P_y \right) \leq 1.5 F_R v_m^* A_{T_{EY}}$$

$$F_R = 0.7 \quad (\text{muros confinados})$$

$$v_m^* = 3 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Para tabique de barro rojo recocido y tipo de Mortero Clase II}$$

El área de los muros cuya relación H/L exceda de 1.33 se reducirá multiplicándolo por el factor F_{AE} .

$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H} \right)^2 \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33$$

$$F_{AE} = 1 \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33$$



- Cálculo de áreas equivalentes en dirección x y dirección y

SENTIDO X				
MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	F _{AE}	ÁREA EQUIVALENTE
A	85	12	0.204	208.57
B	145	12	0.595	1035.40
C	206	12	1.000	2472.00
D	144	12	0.587	1014.13
E	250	12	1.000	3000.00
F	260	24	1.000	6240.00
G	250	12	1.000	3000.00
H	263	12	1.000	3156.00
I	75	12	0.139	143.28
J	75	12	0.139	143.28
K	150	12	0.637	1146.25
	1903		$\Sigma =$	21558.91

SENTIDO Y				
MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	F _{AE}	ÁREA EQUIVALENTE
L	1550	12	1.000	18600.00
M	310	12	1.000	3720.00
N	400	12	1.000	4800.00
O	70	12	0.139	116.49
P	70	12	0.139	116.49
Q	110	12	0.342	452.05
R	113	12	0.361	490.05
S	400	12	1.000	4800.00
T	143	12	0.579	993.14
U	397	12	1.000	4764.00
V	350	12	1.000	4200.00
w	60	24	0.102	146.72
	3973		$\Sigma =$	43198.95

**Cortante en la dirección x**

$$P_x = \frac{L_x}{L_T} W_{TOTAL} = \left(\frac{1903}{5876} * 223748.18 \right) = 72463.03 \text{ kg}$$

$$V_{Rx} = 0.7[(0.5 \times 3 \times 21558.91) + (0.3 \times 72463.03)] = 37854.09 \text{ kg}$$

$$V_{Rx} \leq 1.5 F_R v_m * A_{T_{EX}}$$

$$37854.09 \text{ kg} \leq 1.5 * 0.7 * 3 * 21558.91$$

$$37854.09 \text{ kg} \leq 45273.71 \text{ kg}$$

Comparación del cortante último con el cortante resistente

$$V_{Rx} \geq V_u$$

$$37854.09 \text{ kg} > 36918.44 \text{ kg} \quad \text{Se cumple}$$

Cortante en la dirección y

$$P_y = \frac{L_y}{L_T} W_{TOTAL} = \left(\frac{3973}{5876} * 223748.18 \right) = 151285.14 \text{ kg}$$

$$V_{Ry} = 0.7[(0.5 \times 3 \times 43198.95) + (0.3 \times 151285.14)] = 77128.77 \text{ kg}$$

$$V_{Ry} \leq 1.5 F_R v_m * A_{T_{EY}}$$

$$77128.77 \text{ kg} < 136076.69 \text{ kg}$$

Comparación del cortante último con el cortante resistente

$$V_{Ry} \geq V_u$$

$$77128.77 \text{ kg} > 36918.44 \text{ kg} \quad \text{Se cumple}$$

Por lo tanto la densidad de los muros en dirección x y y es adecuada para soportar las cargas laterales o producidas por sismo.



IV. 3 DISEÑO DE DALAS Y CASTILLOS TIPO

Las dalas y castillos tendrán como dimensión mínima el espesor del muro t y su función es confinar los muros.

Los castillos y dalas se colocarán de acuerdo a las indicaciones del reglamento.

- a) Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros, y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que $1.5H$.
- b) Existirá una dala en todo extremo horizontal del muro, a menos que este último este ligado a un elemento de concreto reforzado de al menos 10 cm de peralte. Además existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m y en la parte superior de parapetos o pretilas cuya altura sea superior a 50 cm.
- c) Las dalas y castillos tendrán una dimensión mínima igual al espesor del muro $t = 12$ cm.
- d) El concreto de las dalas y castillos tendrán una resistencia a la compresión, f'_c , no menor de 150 Kg/cm^2 .
- e) El refuerzo longitudinal del castillo y dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal, estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total sea al menos igual a $A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} t^2$.
- f) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.
- g) Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área al menos igual a $A_{sc} = \frac{1000 S}{f_y hc}$, donde S es la separación de los estribos.
- h) Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de toda abertura cuya dimensión horizontal exceda de $L/4$ de la longitud del muro o separación entre castillos, o de 60 cm. También se colocarán elementos verticales y horizontales de refuerzo en aberturas con altura igual a la del muro.
- i) El espesor de los muros, t , no será menor que 10 cm y la relación altura libre a espesor del muro, $\frac{H}{t} < 30$.



Proponiendo dimensiones de dalas 12 x 30 cm

Proponiendo dimensiones de castillos 12 x 12 cm

- Cálculo del refuerzo longitudinal para el castillo y dala

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} t^2 \quad f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

siendo t el espesor o ancho del castillo o dala

$$A_s = 0.2 \frac{250}{4200} (12)^2 = 1.37 \text{ cm}^2$$

Proponiendo var. de 3/8"

$$\text{No. de varillas} = \frac{A_s}{a_0} = \frac{1.37}{0.71} = 1.92 \approx 2 \text{ varillas}$$

Se colocarán dos varillas de 3/8" tanto en el lecho superior como en el inferior

- Refuerzo transversal para castillos y dalas

$$A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c}$$

donde:

A_{sc} = Refuerzo transversalmente

h_c = Es la dimensión del castillo ó dala en el plano del muro

la separación de los estribos no excederá de: *1.5 t cm ni de 20 cm*

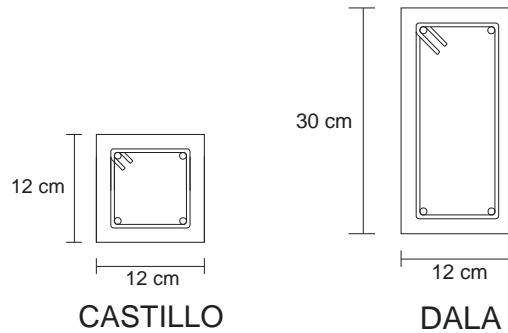
$$S = 1.5 (12) = 18 \text{ cm} \quad \text{Por lo tanto } S = 18 \text{ cm}$$

Proponiendo estribos del N° 2

$$A_{sc} = 0.32 * 2 = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{sc} \geq \frac{1000 (18)}{4200 (12)} = 0.357 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto usar estribos del # 2 @ 18 cm. c.a.c



CASTILLO

Cuando en los castillos se descarga una reacción muy grande, debe revisarse su resistencia a la compresión axial.

La ecuación para calcular la resistencia del concreto a la compresión con refuerzo longitudinal y recubrimiento es:

$$P_{ro} = Fr(f'c(Ag) + As(fy))$$

Donde: A_g = Área total de la sección
 A_s = Área de acero longitudinal
 f_y = Esfuerzo de flexión del acero
 $Fr = 0.8$

$$\begin{aligned} f'c &= 200 \text{ kg/c} \\ f''c &= 0.85 f^*c \\ f^*c &= 0.8 f'c \end{aligned}$$

Proponiendo 4 varillas del # 3,

$$\begin{aligned} A_s &= 2.84 \text{ cm}^2 \\ A_g &= 12 \times 12 = 144 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$P_{ro} = 0.8 ((136 \times 144) + (2.84 \times 4200)) = 25209.60 \text{ kg}$$

La reacción más grande se presenta en la trabe 5 y es igual a $P = 7.085 \text{ ton}$

$$P_u = 1.4 (7085) = 9919.0 \text{ kg}$$

$P_{ro} > P_u$ **Por lo tanto las dimensiones se aceptan**



ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

CAPÍTULO

V

La función de una cimentación es brindar al edificio una base rígida y lograr que las fuerzas que se presentan en la base de la estructura se transmitan adecuadamente al suelo en que ésta se apoya, sin que se produzcan fallas o deformaciones excesivas.

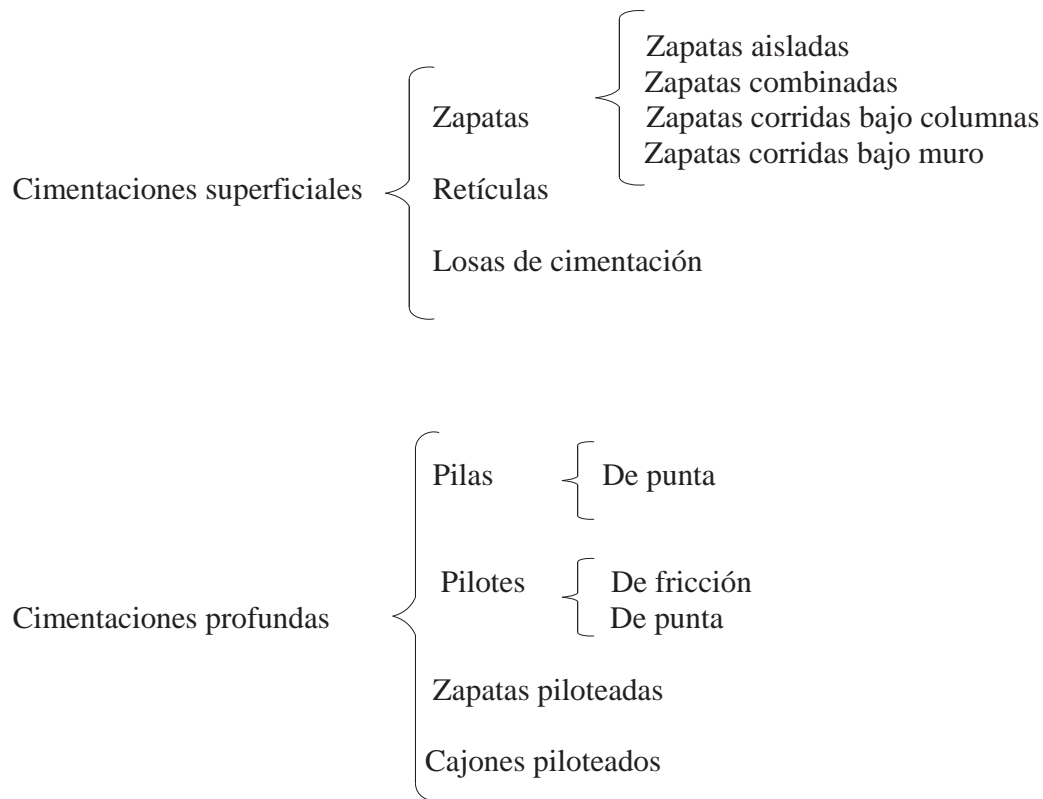
De una cimentación correcta depende el éxito de una estructura. Para el diseño de una cimentación debemos conocer la capacidad de carga del terreno, la cual se determina generalmente mediante un estudio de mecánica de suelos.

CLASIFICACIONES DE LAS CIMENTACIONES

La forma más común de clasificar las cimentaciones es en función de la profundidad de los estratos a los que se transmite la mayor parte de las cargas que proviene de la construcción. En estos términos se subdivide en someras y profundas.

Cimentaciones superficiales o someras: Son aquellas que se apoyan en estratos poco profundos que tienen suficiente capacidad para resistir las cargas de la estructura.

Cimentaciones profundas: Son aquellas que están constituidas esencialmente por pilotes que transmiten su carga por punta o por fricción y que se denominan pilas cuando su sección transversal es de gran tamaño.



Para nuestro caso, la elección del tipo de cimentación se hizo de acuerdo al costo, a los estratos de suelo que se encontraron, al procedimiento de construcción más apropiado, y por lo siguiente se optó por zapatas corridas bajo muros.

Zapatas corridas bajo muros: Son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal.

Las propiedades del suelo se obtuvieron en un previo estudio de mecánica de suelos, los resultados arrojados por dichas pruebas fueron los siguientes.

Peso volumétrico del suelo

$$\gamma_s = 1.2 \text{ ton} / \text{m}^3$$

Capacidad de la carga del terrero

$$q_r = 9.5 \text{ ton} / \text{m}^2$$



V.1 TRANSMISIÓN DE CARGAS PARA LA ZAPATA DE LINDERO

Para el diseño de la cimentación se analiza la carga por metro lineal que se presenta en los ejes ó tramos, y se diseña para el tramo que recibe la carga mayor.

En la siguiente tabla se presenta el análisis resumido para cada tramo.

EJE	TRAMO	LONG.	At	Wlosa_azotea	W Muro pretit (kg)	W Muro P.A.(kg)	Wlosa_entrepiso	W Muro P.B. (kg)	W/ml (kg/m)
A	2-4	4.00	4.00	2404	336	2400	2416	2400	2489.00
A	4-5	3.00	2.17	1304.17	288	1800	0	1800	1730.72
A	5-8	4.00	3.38	2605.98	384	2400	2541.76	2400	2582.94
A	10-13	4.43	3.90	2343.9	424.8	2655	2121.6	2655	2305.15
K	2-4	4.00	4.77	2866.77	384	2400	3634.74	2400	2921.38
K	5-10	4.00	4.76	2860.76	384	2400	2922.64	2400	2741.85
H	10-13	4.43	4.27	2494.15	424.8	3174.9375	3620.96	2655	2795.45

En este caso el tramo 2-4 del eje K resultó el más desfavorable.

V.2 DISEÑO DE ZAPATAS CORRIDAS DE LINDERO

1).- Descarga total de la cimentación

$$P_T = P + W_s \qquad B = 1.25 \left(\frac{P}{q_r} \right)$$

$$W_s = \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) B L D_f$$

Donde:

PT = Descarga total

P = Descarga de la superestructura

Ws = Peso de la cimentación

γ_s = Peso volumétrico del suelo

γ_c = Peso volumétrico del material de la zapata ($\gamma_c = 2.4 \text{ ton} / m^3$)

Df = Profundidad de desplante de la cimentación

qr = Capacidad de la carga del terrero



$$B = 1.25 \left(\frac{p}{q_r} \right) = 1.25 \left(\frac{2.921}{9.5} \right) = 0.384 \text{ m}$$

$$\therefore B = 60 \text{ cm}$$

$$W_s = \left(\frac{2.4 + 1.2}{2} \right) (0.60)(1.0)(0.90) = 0.972 \text{ ton/m}$$

$$P_T = 2.921 + 0.972 = 3.893 \text{ ton/m}$$

2).- Dimensionamiento de la zapata

$$B = \frac{P_T}{q_r} = \frac{3.893}{9.5} = 0.40 \text{ m} < B_{\min} = 0.60 \text{ m}$$

$$\therefore B = 60 \text{ cm}$$

3).- Presión de contacto

$$q = \frac{P_T}{BL} \leq q_r$$

$$q = \frac{3.893}{(0.60)(1.0)} = 6.488 \text{ ton/m}^2$$

$$q = 6.488 \text{ ton/m}^2 < q_r = 9.5 \text{ ton/m}^2$$

4).- cálculo de la presión neta última

$$q_n = \frac{P}{BL} \qquad q_{nu} = F_c q_n$$

donde:

q_n = Presión neta del terreno

q_{nu} = Presión neta último del terreno

FC = factor de carga 1.4

$$q_n = \frac{2.921}{(0.60)(1.0)} = 4.868 \text{ ton/m}^2$$



$$q_{nu} = (1.4)(4.868) = 6.815 \text{ ton/m}^2 = 0.681 \text{ kg/cm}^2$$

5).- Diseño de la losa de la zapata

a) Por cortante

$$d = \frac{q_{nu} \ell}{V_{CR} + q_{nu}} \quad V_{CR} = (0.5) F_R \sqrt{f'_c} \quad \ell = B - C$$

Donde:

d = Peralte de la losa de la zapata

ℓ = Vuelo de la zapata

C = Espesor del muro de enrase

V_{cr} = Esfuerzo cortante resistente del concreto

$$F_R = 0.8$$

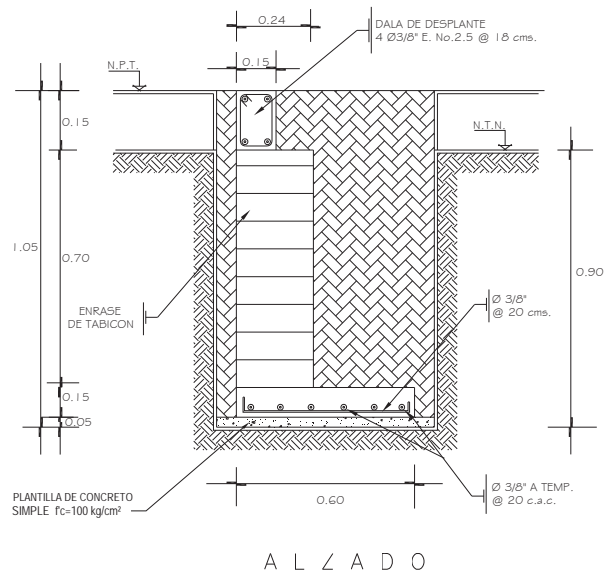
$$\ell = B - C = (0.60 - 0.24) = 0.36 \text{ m}$$

$$V_{CR} = (0.5)(0.8)\sqrt{160} = 5.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \frac{(0.681)(24)}{5.06 + 0.681} = 2.846 \text{ cm}$$

$$d = 2.846 < d_{min} = 10 \text{ cm}$$

∴ se usará d = 10 cm



➤ Espesor total

$$H = d + \text{recubrimiento} = 10 + 5 = 15 \text{ cm}$$

➤ Revisión del peso real

$$W_{\text{plantilla}} = (0.05 * 0.60 * 2.2) = 0.066 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{losa}} = (0.15 * 0.6 * 2.4) = 0.216 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{muro_enrase}} = (0.24 * 0.70 * 1.8) = 0.302 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{relleno}} = (0.70 * 0.36 * 1.3) = 0.327 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{real}} = 0.911 \text{ ton/m}$$



$$W_{real} = 0.911 \text{ ton/m} < W_s = 0.972 \text{ ton/m}$$

∴ Se aceptan las dimensiones de la zapata

B = 0.60 m	Df = 0.90 m
-------------------	--------------------

b).- Por flexión

➤ **Sentido transversal**

$$Mu = \frac{q_{nu} \ell^2}{2} \qquad \rho = \frac{f_c''}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{F_R b d^2 f_c''}} \right]$$

$$\ell = \left(0.36 + \frac{0.24}{4} \right) = 0.42$$

$$Mu = \frac{(6.814)(0.42)^2}{2} = 0.60 \text{ ton-m}$$

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{(2)(0.60 \times 10^5)}{(0.9)(100)(15)^2(136)}} \right] = 0.00071$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.00236$$

∴ Se diseñara con el P_{min}

$$As = \rho b d = (0.00236)(100)(15) = 3.54 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del # 3 $a_o = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 a_o}{As} = \frac{(100)(0.71)}{3.54} = 20.06 \text{ cm}$$

∴ **Se usarán varillas del # 3 a cada 20 cm c.a.c. ← Sentido transversal**



➤ **Sentido longitudinal**

Como la zapata sólo se flexiona en el sentido transversal, en el sentido longitudinal únicamente se colocará acero por temperatura.

$$A_{st} = \frac{660 x_1}{f_y (100 + x_1)} (1.5) (100)$$

$$A_{st} = \frac{(660) (15)}{4200 (100 + 15)} (1.5) (100) = 3.07 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{st} \quad \therefore$ Se diseñara con el A_s min

Proponiendo varillas del # 3 $a_o = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{(100)(0.71)}{3.07} = 23.12 \text{ cm}$$

\therefore Se usarán varillas del # 3 a cada 20 cm c.a.c. \Leftarrow **Sentido longitudinal**



V.3 TRANSMISIÓN DE CARGAS PARA LA ZAPATA DE CENTRO

Para el diseño de la cimentación se analiza la carga por metro lineal que se presenta en los ejes ó tramos, y se diseña para el tramo que recibe la carga mayor.

En la siguiente tabla se presenta el análisis resumido para cada tramo.

EJE	TRAMO	LONG.	At	Wlosa_azotea	W Muro P.A.(kg)	Wlosa_entrepiso	W Muro P.B. (kg)	W/ml (kg/m)
4	A-C	2.50	3.88	4050.74	1500.00	2343.52	1500.00	3757.70
4	E-H	2.50	8.47	2331.88	768.00	5144.10	1500.00	3897.59
5	A-C	2.50	1.47	2016.84	1793.75	1105.44	1500.00	2566.41
10	C-G'	2.63	5.90	2199.66	502.25	4929.45	1887.03	3619.16
C	10'-13	3.50	7.16	0.00	0.00	5561.60	2100.00	2189.03
G	2-3	3.10	7.52	4519.52	2224.25	5272.76	1860.00	4476.30
H	5-5'	1.13	3.42	2235.72	645.00	1020.27	678.00	4052.20

En este caso el tramo 2-3 del eje G resulto el más desfavorable.

V.4 DISEÑO DE ZAPATA CORRIDA DE CENTRO

1).- Descarga total de la cimentación

$$P_T = P + W_s \qquad B = 1.25 \left(\frac{P}{q_r} \right)$$

$$W_s = \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) B L D_f$$

$$B = 1.25 \left(\frac{P}{q_r} \right) = 1.25 \left(\frac{4.476}{9.5} \right) = 0.588 \text{ m}$$

$$\therefore B = 60 \text{ cm}$$

$$W_s = \left(\frac{2.4 + 1.2}{2} \right) (0.65)(1.0)(0.90) = 0.972 \text{ ton/m}$$

$$P_T = 4.476 + 0.972 = 5.448 \text{ ton/m}$$

**2).- Dimensionamiento de la zapata**

$$B = \frac{P_T}{q_r} = \frac{5.448}{9.5} = 0.573 \text{ m}$$

$$\therefore B = 60 \text{ cm}$$

3).- Presión de contacto

$$q = \frac{P_T}{BL} \leq q_r$$

$$q = \frac{5.448}{(0.60)(1.0)} = 9.08 \text{ ton/m}^2$$

$$q = 9.08 \text{ ton/m}^2 < q_r = 9.5 \text{ ton/m}^2$$

4).- Cálculo de la presión neta última

$$q_n = \frac{P}{BL} \qquad q_{nu} = F_c q_n$$

$$q_n = \frac{4.476}{(0.60)(1.0)} = 7.46 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{nu} = (1.4)(7.46) = 10.44 \text{ ton/m}^2 = 1.044 \text{ kg/cm}^2$$

5).- Diseño de la losa de la zapata**b) Por cortante**

$$d = \frac{q_{nu} \ell}{V_{CR} + q_{nu}} \qquad V_{CR} = (0.5) F_R \sqrt{f'_c} \qquad \ell = \frac{B-C}{2}$$

$$\ell = \frac{B-C}{2} = \frac{0.60-0.24}{2} = 0.18 \text{ m}$$



$$V_{CR} = (0.5)(0.8)\sqrt{160} = 5.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \frac{(1.044)(18)}{5.06 + 1.044} = 3.078 \text{ cm}$$

$$d = 3.078 < d_{min} = 10 \text{ cm}$$

∴ se usará **d = 10 cm**

➤ **Espesor total**

$$H = d + \text{recubrimiento}$$

$$H = 10 + 5 = 15 \text{ cm}$$

➤ **Revisión del peso real**

$$W_{\text{plantilla}} = (0.05 * 0.60 * 2.2) = 0.066 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{losa}} = (0.15 * 0.60 * 2.4) = 0.216 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{muro_enrase}} = (0.24 * 0.70 * 1.8) = 0.302 \text{ ton/m}$$

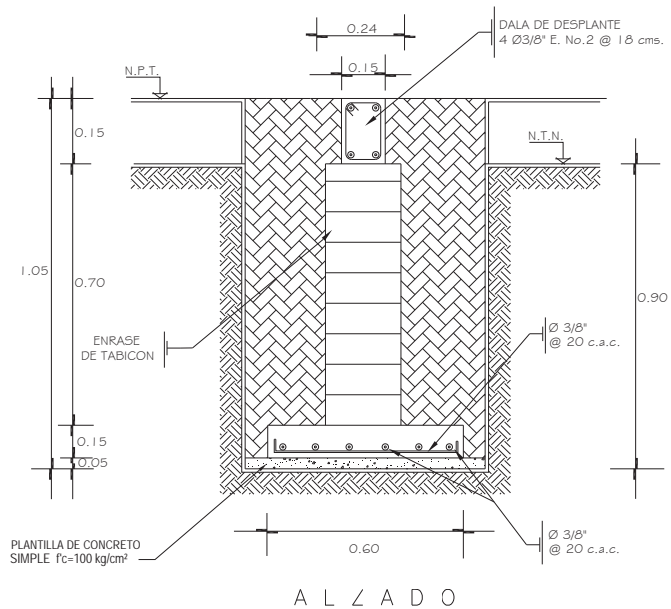
$$W_{\text{relleno}} = (0.70 * 0.36 * 1.3) = 0.327 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{real}} = 0.911 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{real}} = 0.911 \text{ ton/m} < W_s = 0.972 \text{ ton/m}$$

∴ Se aceptan las dimensiones de la zapata

B = 0.60 m	Df = 0.90 m
-------------------	--------------------



**b).- Por flexión****➤ Sentido transversal**

$$Mu = \frac{q_{nu} \ell^2}{2} \quad \rho = \frac{f_c''}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 Mu}{F_R b d^2 f_c''}} \right]$$

$$\ell = \left(0.18 + \frac{0.24}{4} \right) = 0.24$$

$$Mu = \frac{(10.44)(0.240)^2}{2} = 0.30 \text{ ton} - m$$

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{(2)(0.30 \times 10^5)}{(0.9)(100)(15)^2(136)}} \right] = 0.00035$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{200}}{4200} = 0.00236$$

∴ Se diseñara con el P_{\min}

$$As = \rho b d = (0.00236)(100)(15) = 3.54 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del # 3 $a_o = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 a_o}{As} = \frac{(100)(0.71)}{3.54} = 20.06 \text{ cm}$$

∴ Se usarán varillas del # 3 a cada 20 cm c.a.c. ⇐ **Sentido transversal**



➤ **Sentido longitudinal**

Como la zapata sólo se flexiona en el sentido transversal, en el sentido longitudinal únicamente se colocará acero por temperatura.

$$A_{st} = \frac{660 x_1}{f_y (100 + x_1)} (1.5) (100)$$

$$A_{st} = \frac{(660) (15)}{4200 (100 + 15)} (1.5) (100) = 3.07 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{st} \therefore$ Se diseñara con el A_s min

Proponiendo varillas del # 3 $a_o = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{(100)(0.71)}{3.54} = 20.06 \text{ cm}$$

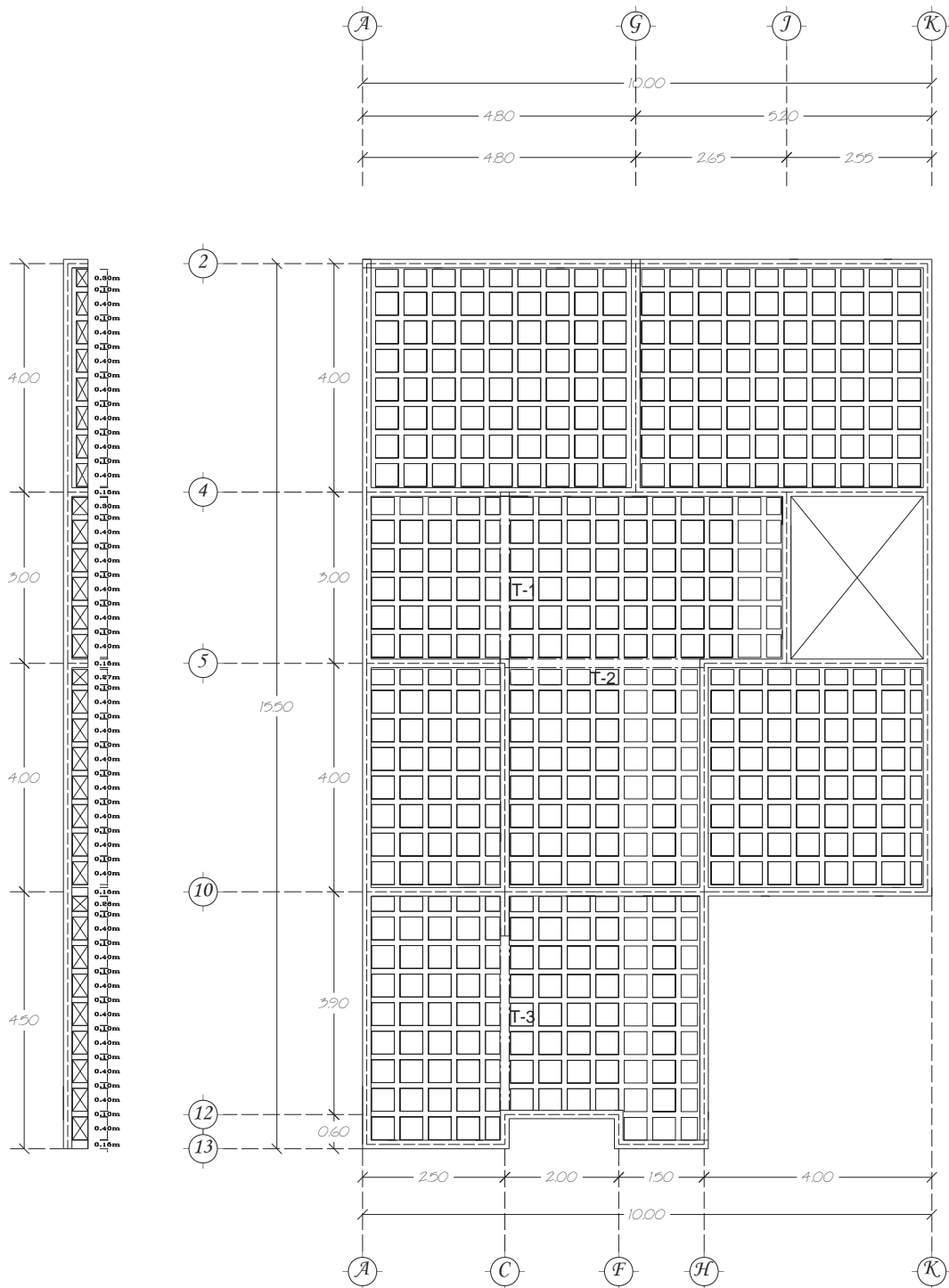
\therefore Se usarán varillas del # 3 a cada 20 cm c.a.c. \leftarrow **Sentido longitudinal**



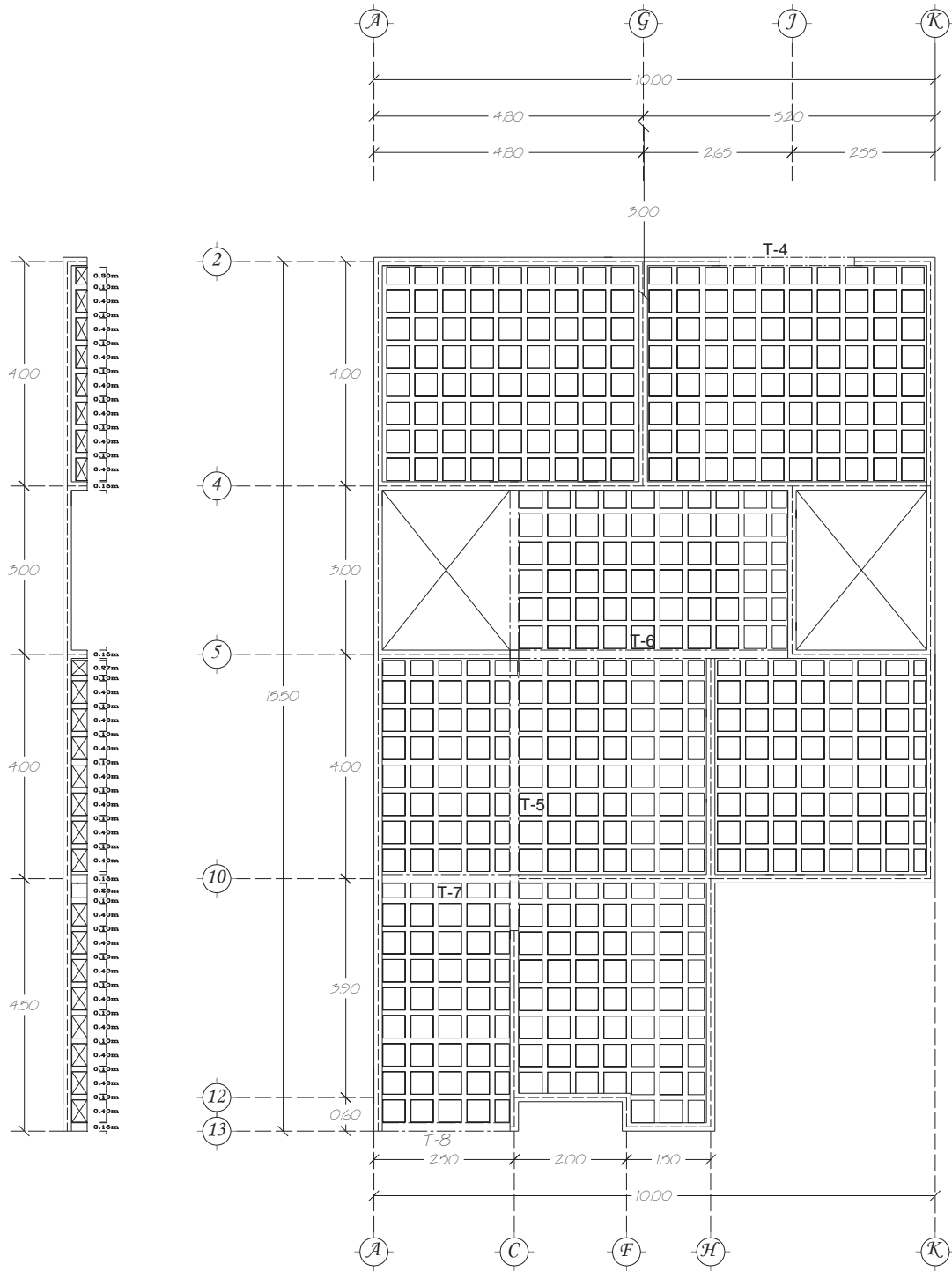
PLANOS ESTRUCTURALES

CAPÍTULO

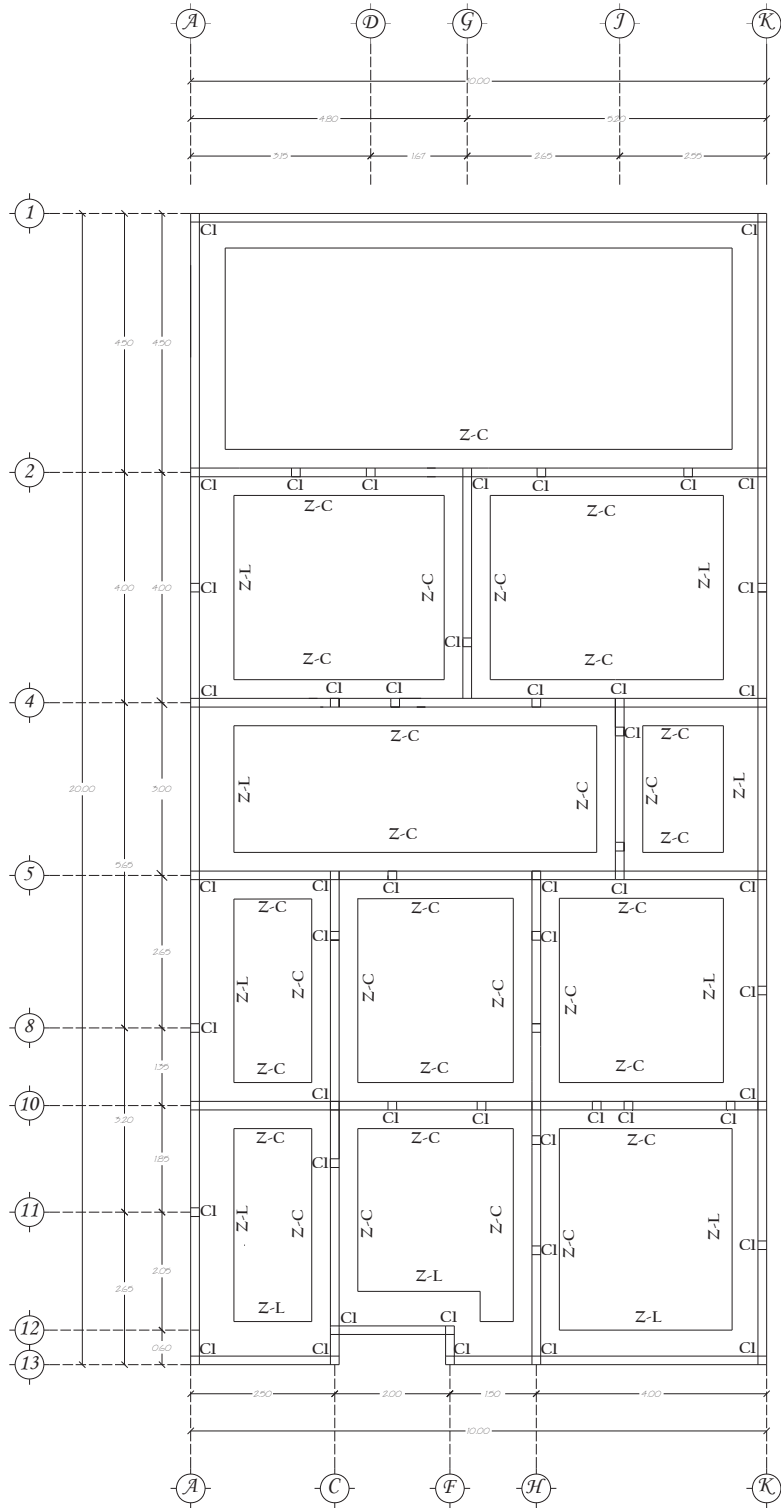
VI



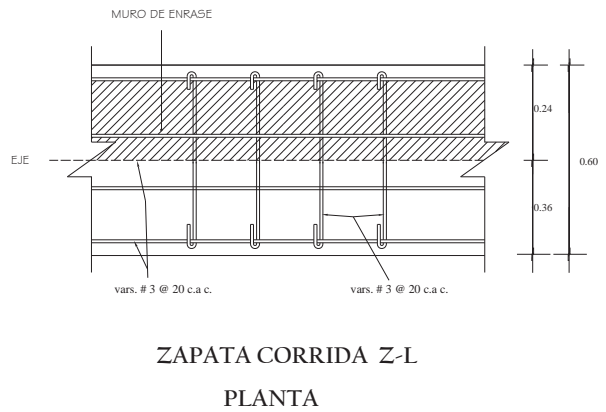
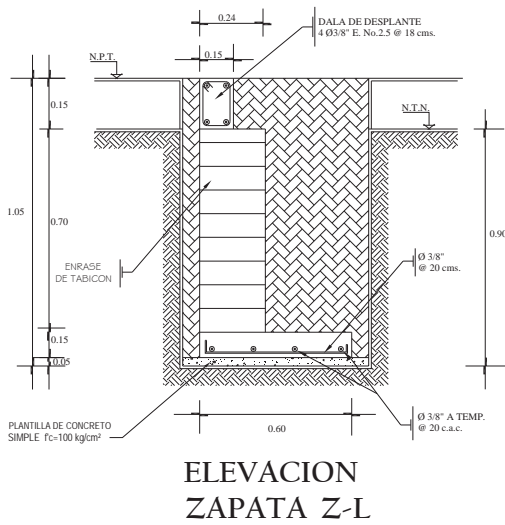
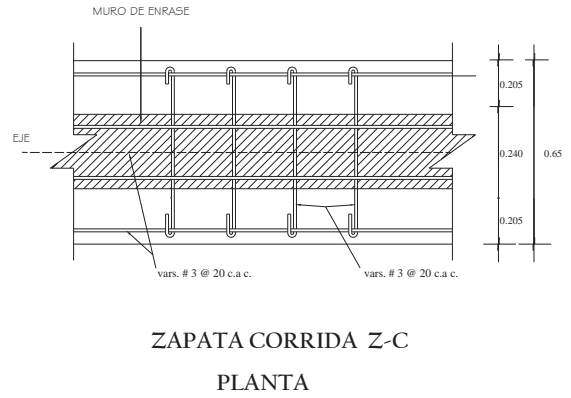
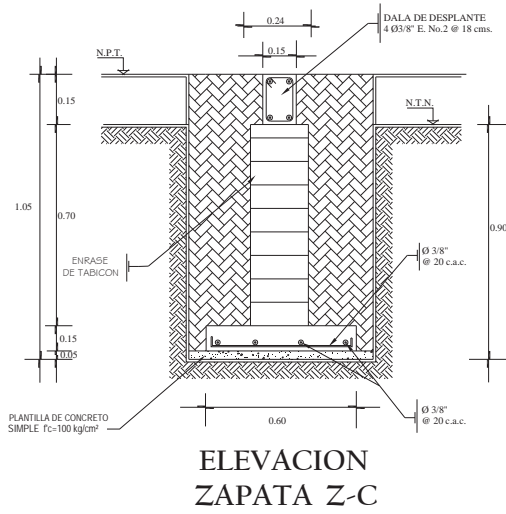
PLANO ESTRUCTURAL DE LOSAS (PLANTA ALTA)



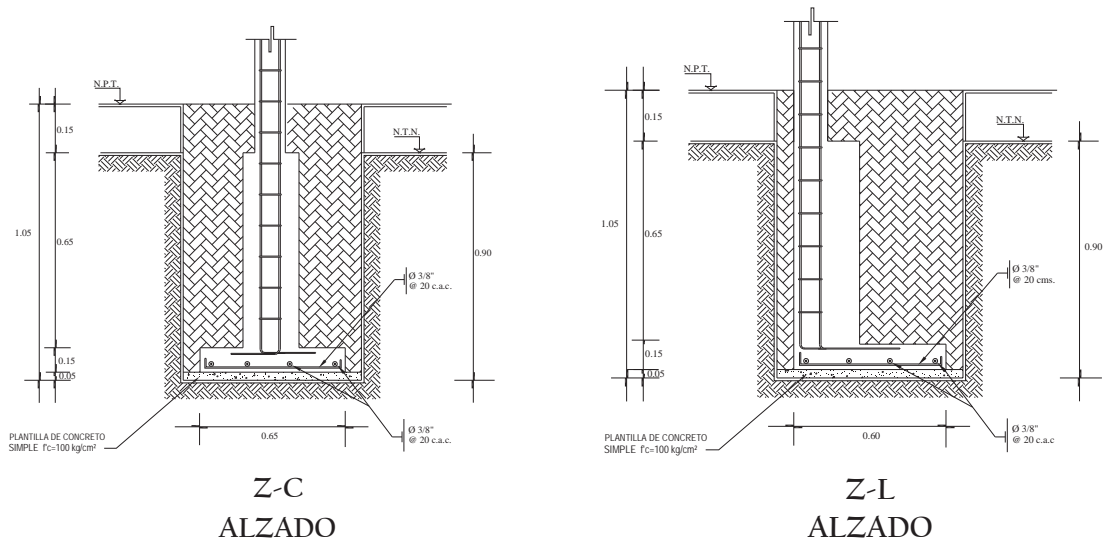
PLANO ESTRUCTURAL DE LOSAS (PLANTA BAJA)



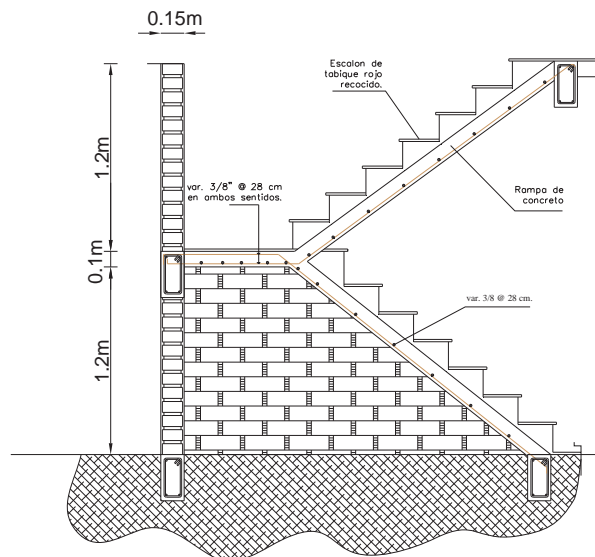
PLANTA DE CIMENTACIÓN (ZAPATAS CORRIDAS)



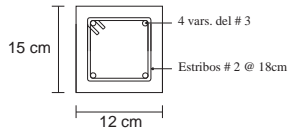
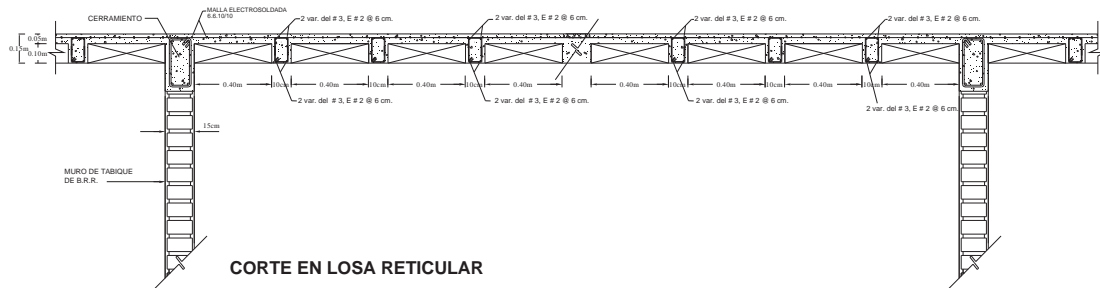
SECCIÓN TRANSVERSALES DE LOS DIFERENTES



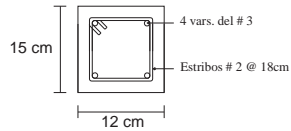
SECCIÓN TRANSVERSALES DE LOS DIFERENTES



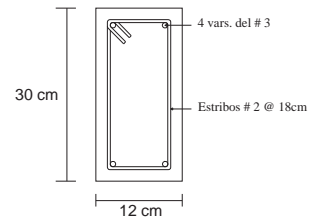
ARMADO DE LA ESCALERA



DALA DE DESPLANTE

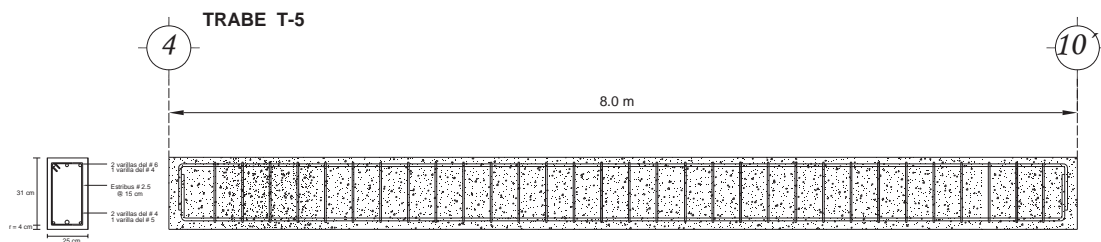
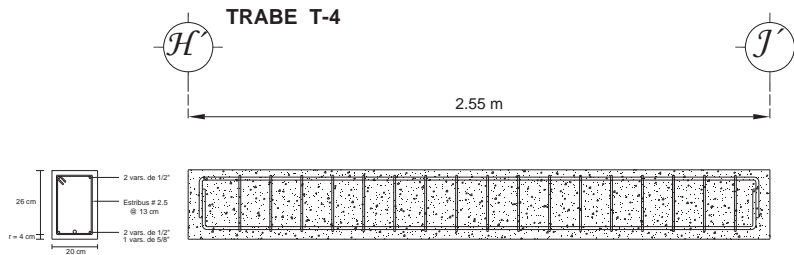
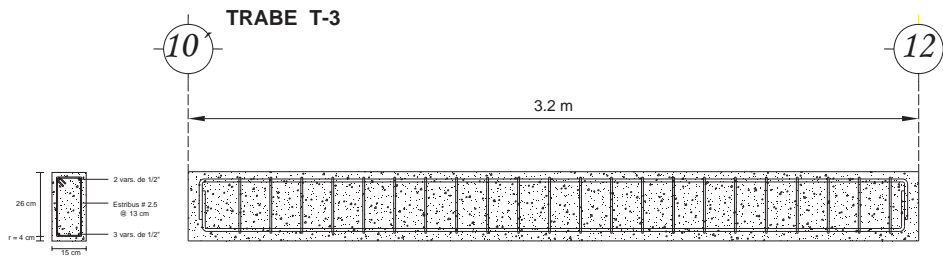
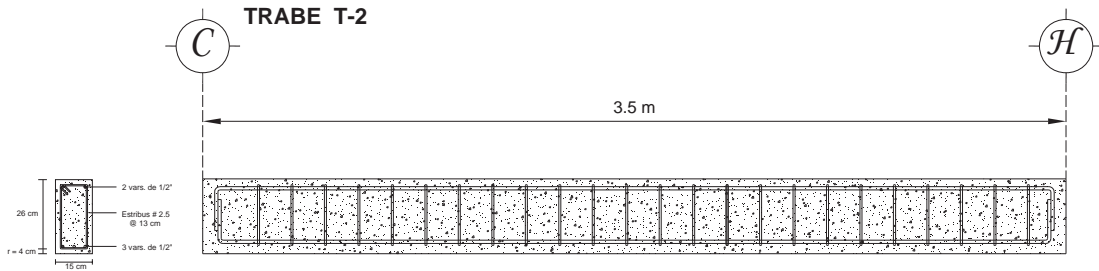
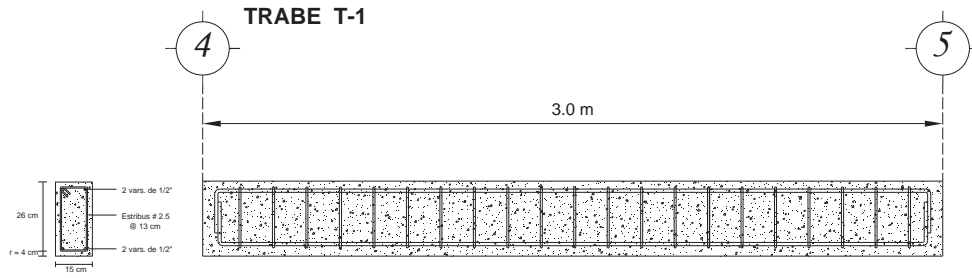


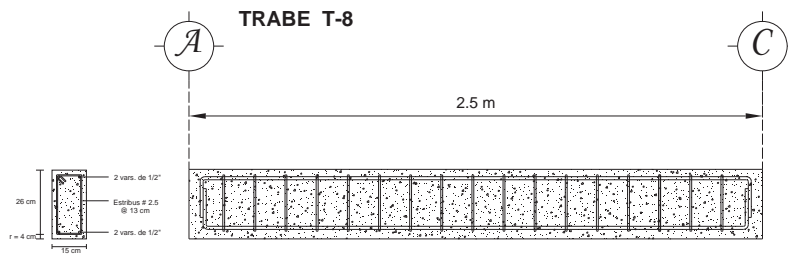
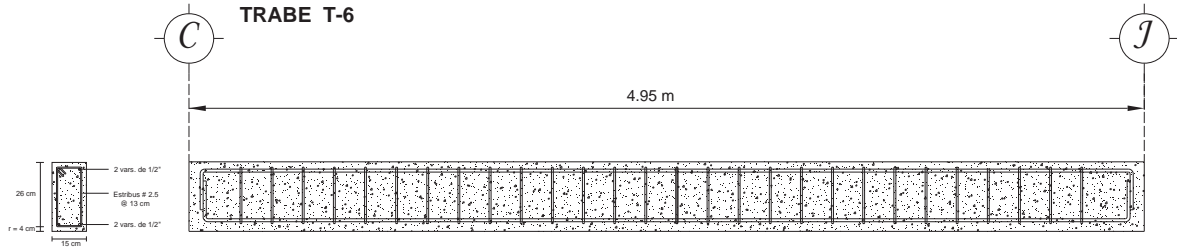
CASTILLO



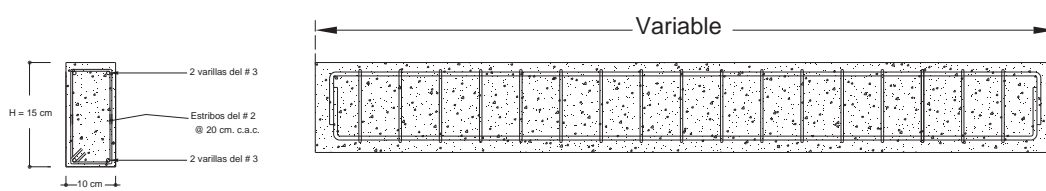
DALA DE CERRAMINETO

DETALLES ESTRUCTURALES Y TIPO DE NERVADURAS





NERVADURA



ARMADO DE LAS TRABES Y NERVADURAS



CONCLUSIONES

La realización de esta tesina tuvo la finalidad de hacer un análisis y diseño adecuado buscando la seguridad y economía, poniendo en práctica los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera y reafirmados durante el curso de actualización “Proyecto estructural de una casa habitación”. Apoyándose también en las Normas Técnicas Complementarias del RCDF, con el objetivo de solucionar un problema real y tener la confianza de que la estructura trabajará adecuadamente en condiciones normales de operación.

Para los ingenieros civiles es de gran importancia saber en qué consiste un buen diseño estructural, que nos permita ahorrar tanto materiales como costos de la mano de obra, ya que un buen criterio estructural no se basa sólo en práctica o intuición, sino que también debe de estar respaldado por conocimientos teóricos.

El proyecto estructural que se presenta en este trabajo tiene como finalidad ser un elemento confiable para la edificación que se pretende llevar a cabo. Probablemente no es la única solución posible, sin embargo se consideró que es una solución razonable a la configuración estructural propuesta.

Es importante, el concientizar a la gente, de que es necesario, cuando se decide construir, cualquiera que sea el tamaño, inclusive una casa habitación, el acudir con un profesional en el ramo para que le proyecte y haga el cálculo completo, donde incluye planos y memorias de cálculo, con lo cual se facilitara el llevar un mejor control del proceso constructivo que a la vez sea el respaldo confiable de cantidades necesarias en materiales que se requerirán, cuidando sobretodo la calidad de los mismos, que al final se traducirá en la optimización del costo de la obra, además de que se tendrá la confianza de tener una construcción económica, estable y segura.

Por último no puedo dejar de mencionar la importancia de que las escuelas o facultades que se dedican a la investigación, hagan un esfuerzo para llevar dichos conocimientos nuevos más allá de las aulas, mediante la organización de cursos de capacitación a profesionistas para estar actualizados y poder hacer bien las cosas.



BIBLIOGRAFÍA

- Diseño Estructural De Casa Habitación
Autores: Gabriel O. Ortiz, Luís I. Espino Márquez y Alfonso E. Olvera Montes
Ed. McGraw-Hill Interamericano
- Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado
Autores: Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles Fernández Villegas
Ed. Limusa
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción 2001,
“Reglamento de Construcción del Distrito federal”
- Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán, edición 1986.
- Manual de Apuntes del Curso “Proyecto Estructural de una Casa-Habitación”



GLOSARIO

- A_g área bruta de la sección transversal, cm^2 (mm^2).
- A'_s área de acero de refuerzo longitudinal en compresión en elementos a flexión, cm^2 (mm^2)
- A_s área de refuerzo longitudinal en tensión en acero de elementos a flexión; también, área total del refuerzo longitudinal en columnas, cm^2 (mm^2).
- $A_{s, \text{mín}}$ área mínima de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares, cm^2 (mm^2).
- a_1, a_2 respectivamente, claros corto y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata, m.
- a_s área transversal de una barra, cm (mm).
- a_{s1} área transversal del refuerzo por cambios volumétricos, por unidad de ancho de la pieza, cm^2/cm (mm^2/mm).
- D diámetro de una columna, cm (mm).
- d peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema a compresión, cm (mm).
- d_b diámetro nominal de una barra, cm (mm).
- E_c módulo de la elasticidad del concreto de peso normal, kg/cm^2 .
- e_x, e_y respectivamente excentricidad en la dirección X y Y de la fuerza normal en elementos a flexocompresión, cm (mm).
- F_R factor de resistencia.
- f^c resistencia especificada del concreto a compresión, kg/cm^2 .
- f_c'' magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, kg/cm^2 .
- f_c^* resistencia nominal del concreto a compresión, kg/cm^2 .
- f_s esfuerzo del acero en condiciones de servicio, kg/cm^2 .
- f_y esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo, kg/cm^2 .



- H longitud libre de un miembro a flexocompresión, o altura del segmento o tablero del muro en consideración, en ambos casos perpendicular a la dirección de la fuerza cortante, cm (mm).
- H_m altura total de un muro, cm (mm).
- h peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante; también, altura de entrepiso eje a eje, cm (mm).
- M momento flexionante que actúa en una sección, kg-cm.
- M_1 menor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión.
- M_2 mayor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión.
- M_R momento flexionante resistente de diseño, kg-cm.
- M_u momento flexionante de diseño, kg-cm.
- m relación a_1 / a_2 .
- P_R carga normal resistente de diseño, kg.
- P_{RO} carga axial resistente de diseño, kg.
- P_u fuerza axial de diseño, kg.
- ρ cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión.
- Q factor de comportamiento sísmico.
- s separación del refuerzo transversal, cm (mm).
- V fuerza cortante que actúa en una sección, kg.
- V_{cR} fuerza cortante de diseño que toma el concreto, kg.
- V_u fuerza cortante de diseño, kg.
- v_u esfuerzo cortante de diseño, kg/cm².
- w carga uniformemente distribuida, kg/m².
- x_l dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo por cambios volumétricos, cm (mm).