



UNIVERSIDAD MICHUACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

TRABAJO DE TESINA:

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA VIVIENDA
DE DOS PLANTAS UNIFAMILIAR”**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

YURI TRUJILLO RODRÍGUEZ

ASESOR:

M.I. ENRIQUE OMAR NAVARRO CABALLERO



Morelia, Michoacán a noviembre de 2012



ÍNDICE

	Página
1. INTRODUCCIÓN	2
2. OBJETIVO	3
3. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL PROYECTO	4
4. ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO	11
5. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS	14
5.1 Análisis de cargas.	15
5.2 Diseño de la losa de azotea inclinada.	19
5.3 Diseño de la losa de azotea horizontal.	24
5.4 Diseño de la losa de entrepiso.	30
5.5 Diseño de la losa (aislada).	49
5.6 Diseño de la losa de la escalera.	18
6. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE TRABES	44
7. REVISIÓN DE MUROS	53
7.1 Muros.	53
7.2 Revisión de muros por cargas verticales.	54
7.3 Revisión de muros por cargas laterales.	62
8. DISEÑO DE CASTILLOS Y DALAS.	67
8.1 Diseño de los castillos.	68
8.2 Diseño de dalas.	71
9. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN	73
9.1 Cálculo de la zapata de lindero.	74
9.2 Cálculo de la zapata de centro.	77
9.3 Cálculo de la zapata de muro a tizón.	80
10. PLANOS ESTRUCTURALES	83
11. CONCLUSIONES	94
12. GLOSARIO	95
13. BIBLIOGRAFÍA	96



INTRODUCCIÓN

La vivienda, que popularmente se le denomina como casa, se entiende como una estructura de material preparada para alojar a las personas o familias de manera permanente o durante largos periodos de tiempo.

Constituye el escenario donde se desarrolla la vida de sus ocupantes; se trata de un espacio condicionado de las formas de organización social y de vida de una pequeña célula de la sociedad y, consecuentemente al de un barrio o colonia y que en muchos casos de una comunidad entera.

En esta definición, en que se trata de albergar y dar comodidad a la vida de las personas en casas habitación, se abre un escenario en términos constructivos para darle seguridad a las viviendas de acuerdo a las normas que nos rigen, ya que existen factores naturales que hacen que nuestras estructuras sufran severos daños como la ocurrencia de un sismo.

Los sismos que, históricamente, en la mayoría de los casos han hecho daño a nuestras estructuras, nos hacen recurrir a los reglamentos, fuentes del conocimiento que se han adquirido para poder diseñar viviendas de acuerdo a las zonas de alta peligrosidad que se han y se siguen estudiando. Es factible tomar en cuenta que muchas estructuras hoy en día, no tienen ese rasgo de haber sido analizadas y diseñadas de acuerdo a los reglamentos de cada región, por lo que es posible que en un próximo sismo sufran severos daños, a tal grado que el costo de vidas humanas pueda ser muy alto como ha ocurrido ya en otros lugares del mundo.

Por lo anterior, las estructuras definidas a través del cálculo estructural están más seguras, son muy eficientes y resisten las embestidas de la propia naturaleza.

El presente trabajo, presenta el procedimiento de la aplicación de estos estatutos para el diseño de los elementos estructurales, desde la azotea, hasta la cimentación, para obtener resultados óptimos y poder dar una solución final y segura al análisis y diseño del proyecto.



OBJETIVO

El objetivo del presente trabajo es determinar a través del análisis y diseño estructural las características físicas y mecánicas de una casa habitación, de tal manera que sea segura, confiable y económica. Se aplicará lo estipulado en el reglamento de construcciones del distrito federal (RCDF) y sus normas técnicas complementarias (NTC).



DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL PROYECTO

La casa habitación que se va a construir está ubicada en la calle Ignacio López Rayón de la colonia Emilio Carranza en Acámbaro Guanajuato.

El terreno tiene 320 m² de superficie y su forma geométrica es rectangular que va de acuerdo a la construcción que se pretende realizar.

La estructura tiene la siguiente distribución:

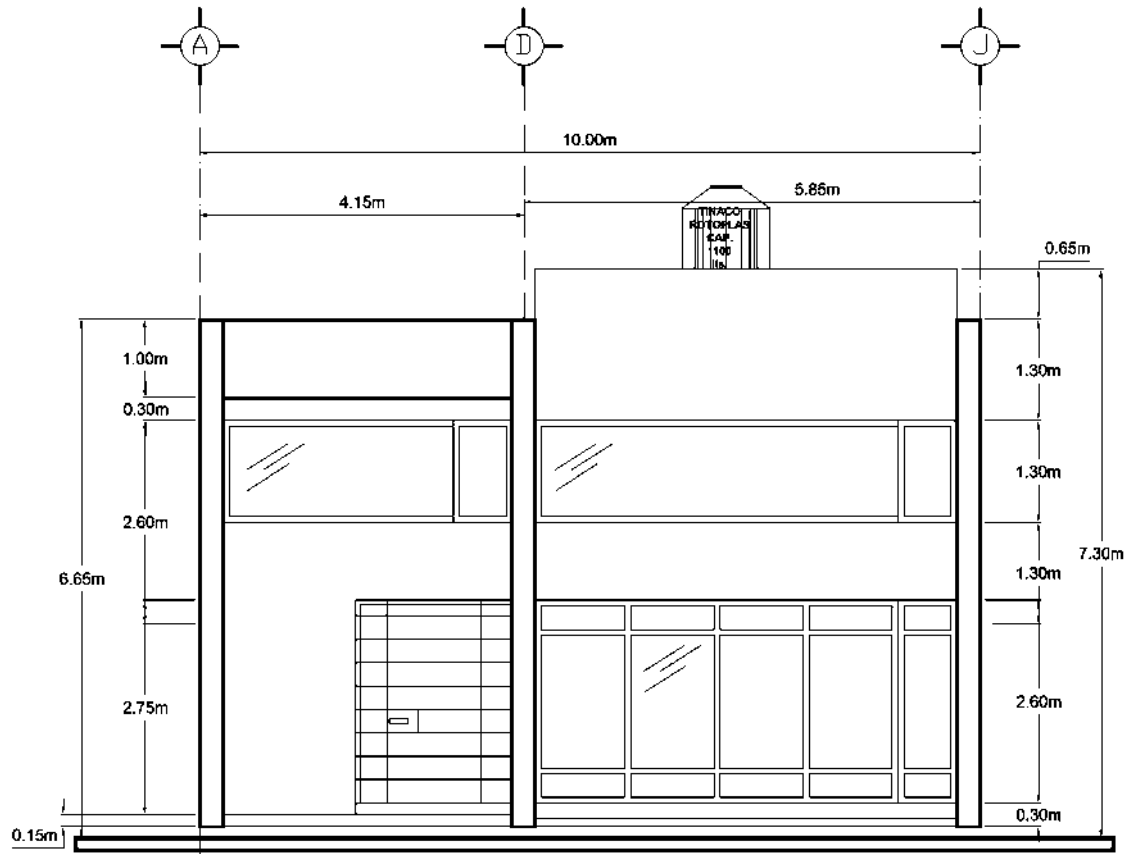
PLANTA ALTA

- 3 recámaras y 1 recámara principal.
- Cada recámara cuenta con baño completo, vestidor y closet incluido.
- Los baños que no cuentan con ventanilla de ventilación, tienen aberturas en la parte superior de 1.20 X 0.40 m cada una.
- El pasillo, cuenta con 2 aberturas en la parte superior para luz natural y ventilación al mismo tiempo.

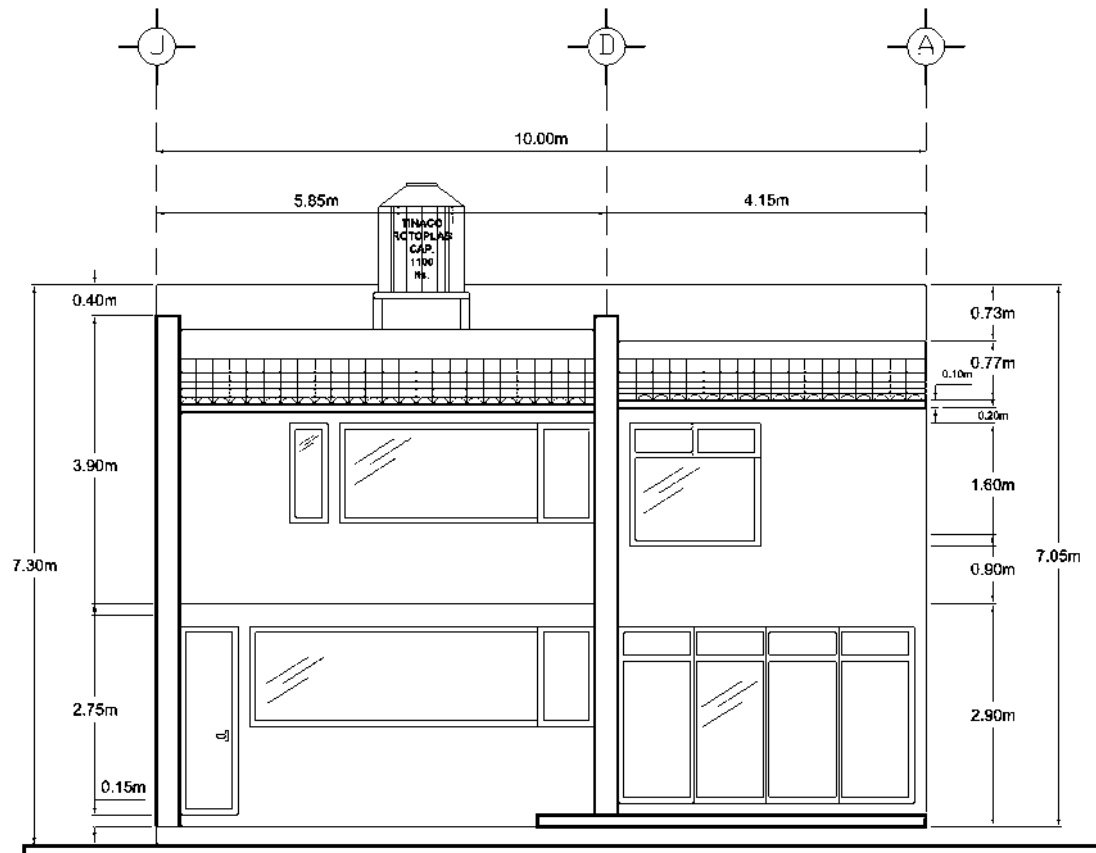
PLANTA BAJA

- La planta baja cuenta con cochera para tres autos.
- un jardín en la parte posterior de la casa y un jardín medio en la parte de la cochera.
- Cocina con comedor.
- Comedor.
- Alacena.
- Sala.
- Estudio.
- Recibidor.
- Patio de servicio.
- 1 cuarto de servicio con baño completo.
- 1 medio baño.

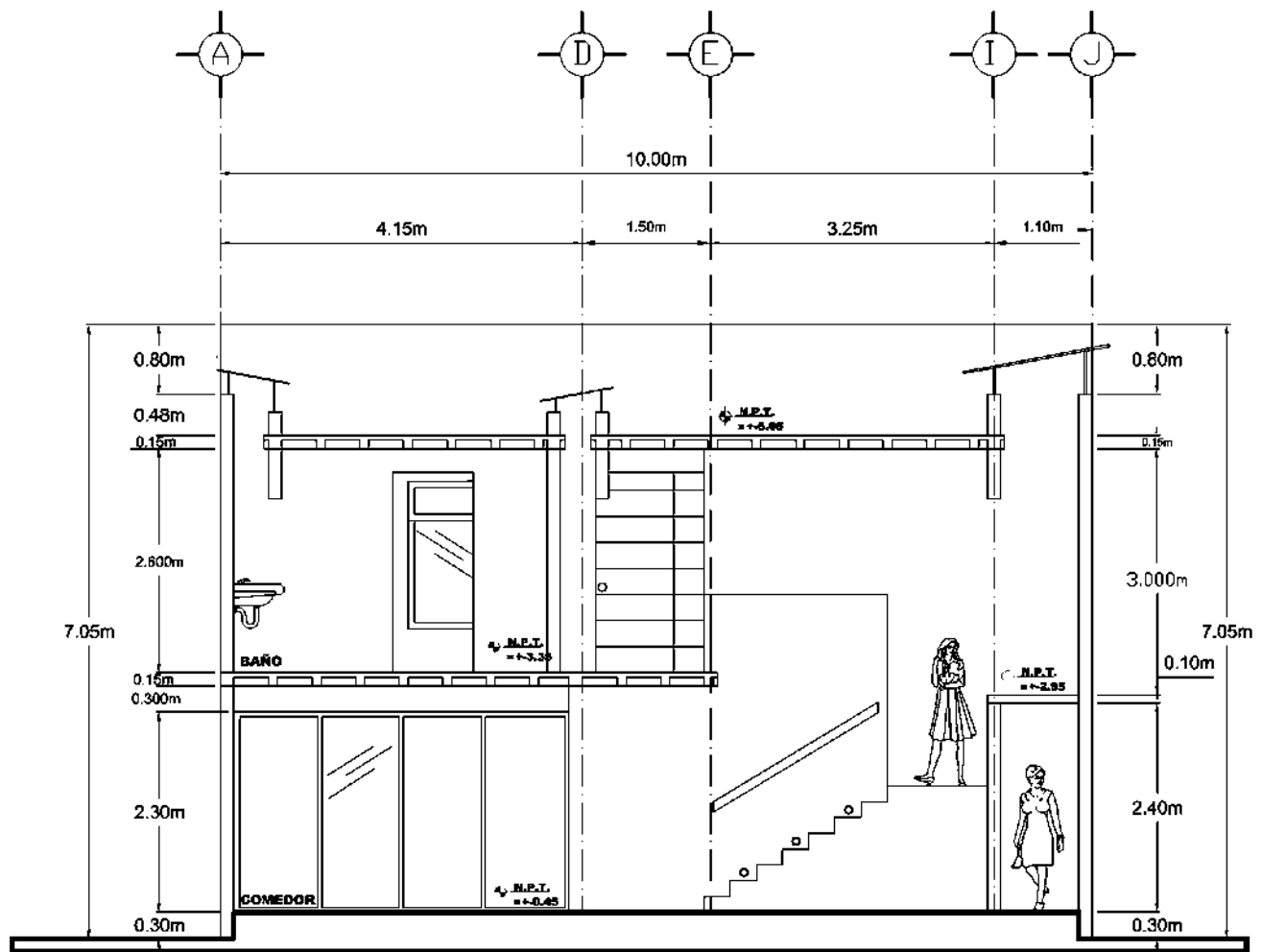
A continuación se muestran los planos arquitectónicos.



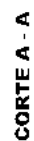
FACHADA PRINCIPAL

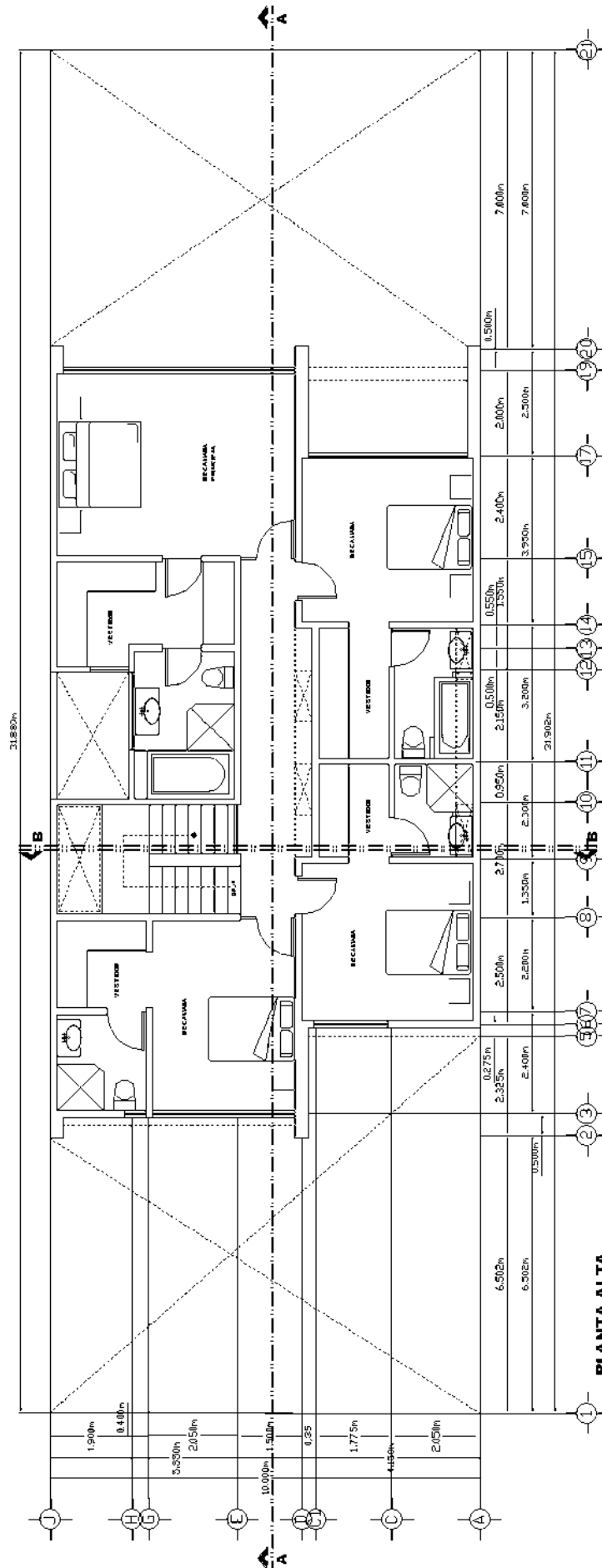


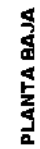
FACHADA POSTERIOR

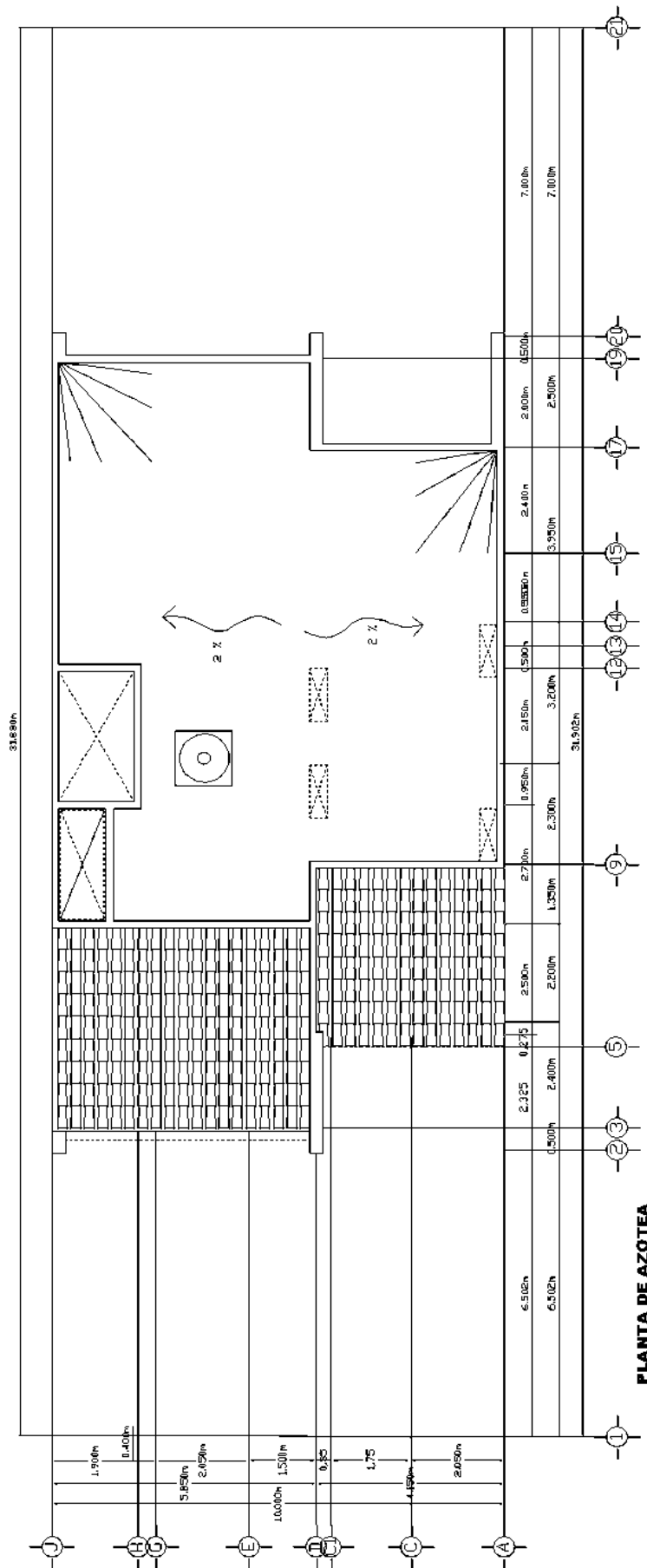


CORTE B - B











ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO

La estructuración se planteó de la siguiente manera.

-Losa de azotea horizontal: Se propone una losa de concreto de 15 cm de espesor aligerada con casetones de poliestireno de 40X40X10 cm, reforzada con varillas de acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y una malla electrosoldada con $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$.

-Losa de azotea inclinada: Se propone una losa maciza de concreto de 10 cm de espesor reforzada con varillas de acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

-Losa de entrepiso: Se propone una losa de concreto de 20 cm de espesor aligerada con casetones de poliestireno de 40X40X10 cm, reforzada con varillas de acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y una malla electrosoldada con $f_y = 5000 \text{ kg/cm}^2$.

-Escaleras: Se construirán a base de rampas inclinadas de concreto reforzado formadas con escalones de tabique, se cubrirán las huellas con mozaico.

-Trabes: Se elaborarán con concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, acero de refuerzo con límite de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

-Muros de carga: Se tendrán muros de tabique rojo recocido de 12 cm y 24 cm de espesor en ambas plantas, confinados con dalas y castillos.

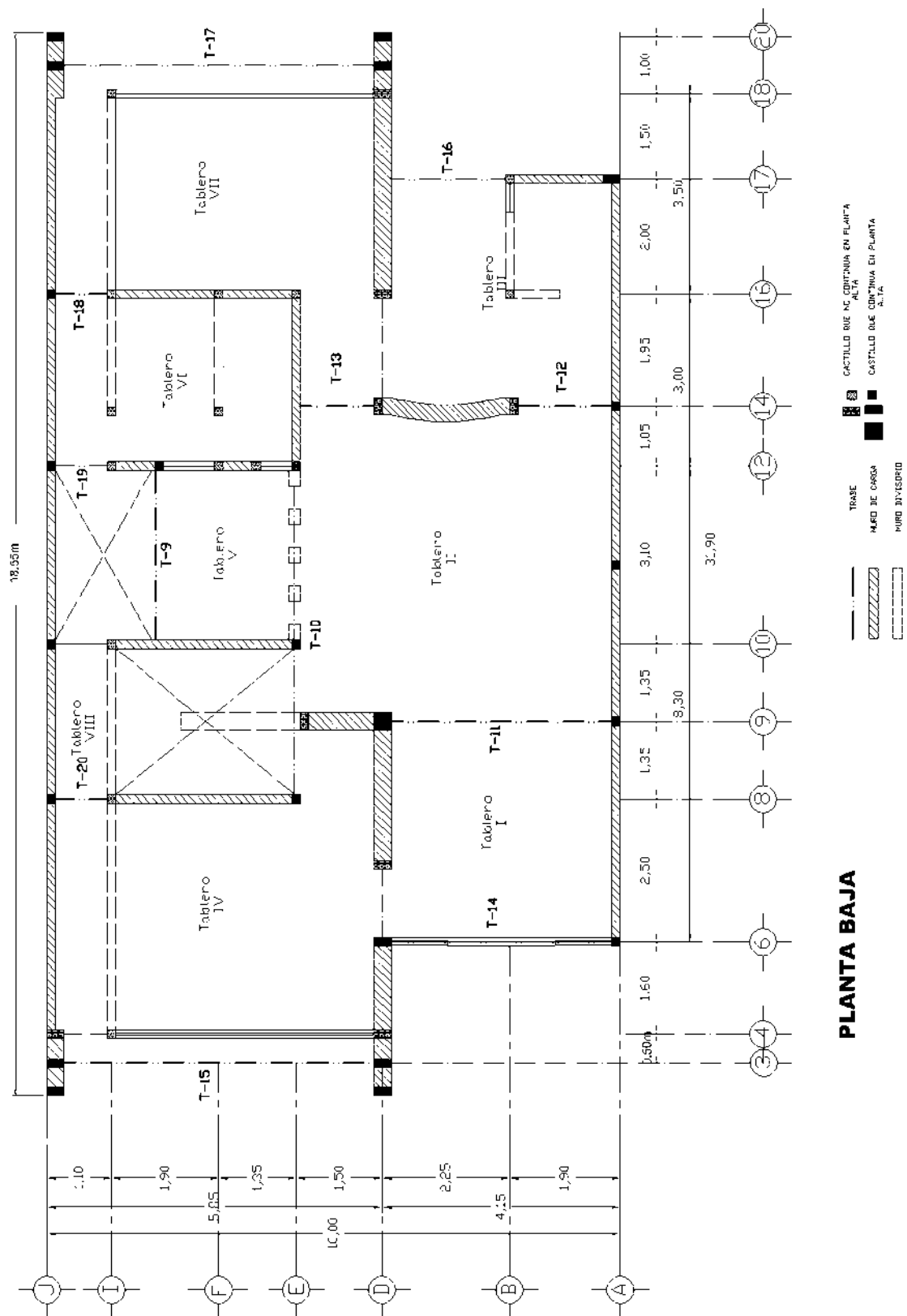
Los materiales para recubrimiento de pisos, serán de mozaico en toda la casa con excepción de los baños que serán recubiertos con azulejo.

-Dalas: Se deberá colocar una dala en todo extremo horizontal de muro a una separación no mayor de 3 metros y en huecos cuya dimensión exceda la cuarta parte de la longitud del muro en la dirección considerada. Además, tendrán una dimensión mínima igual al espesor del muro, t . Se elaborará con concreto de resistencia $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, el acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

-Castillos: Deberán colocarse a los extremos de los muros e intersecciones con otros muros y en puntos intermedios del muro a una distancia no mayor de $1.5H$ ni 4 m, así como en todo perímetro de huecos cuya dimensión sea superior a la cuarta parte de la longitud del muro en la dirección considerada. Además tendrá una dimensión mínima igual al espesor del muro, t . Se elaborará con concreto de una resistencia no menor de $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, el acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

-Cimentación: La cimentación se hizo de acuerdo a la transmisión de cargas y se eligió hacerla con zapatas corridas de concreto, ya que, en nuestro caso; es la más adecuada para soportar los muros que es donde se transmiten la mayoría de las cargas. Se elaborará con concreto $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo con un límite de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, los muros de enrase serán elaborados mediante bloques de concreto sólido (tabicón), juntados con mortero clase I.





PLANTA BAJA



ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS

Las losas se definen como elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son grandes en relación a su peralte. Las acciones principales que tienen estos elementos son actuar como pisos, cubierta o bien como losas de cimentación. En la mayoría de los casos son horizontales.

Existen tres tipos de losas:

-Losas unidireccionales: éstas losas se comportan básicamente como vigas anchas, por lo que se suelen diseñar como tales, tomando una franja de ancho unitario.

-Losas bidireccionales: Se flexionan en dos direcciones, para su análisis las NTC proponen usar el método de los coeficientes, siempre y cuando se satisfagan las siguientes limitaciones:

- a) Los tableros son aproximadamente rectangulares;
- b) La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero;
- c) Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor de 50 por ciento del menor de ellos; y
- d) 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.

-Losas planas: éstas se apoyan únicamente sobre columnas sin el uso de trabes.

En este caso, el sistema de losas a utilizar será reticular, que son losas formadas por nervaduras y bloques de material ligero formados por moldes removibles. Este tipo de losas es utilizado para salvar grandes claros, o para soportar cargas lineales o concentradas sobre ella.

En una porción de la estructura la losa inclinada será maciza, que esta ubicada en la parte posterior de la casa habitación.

Los datos de diseño para estos tipos de losa que se utilizó son:

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

ESPECIFICACIONES GENERALES DE LAS NERVADURAS

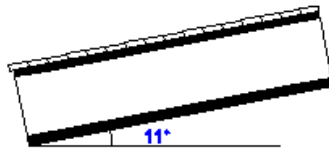
- a) La distancia entre nervaduras será de 50 cm.
- b) El ancho de las nervaduras será de 10 cm.
- c) El firme de compresión tendrá un espesor mínimo de 5 cm.
- d) El peralte de las nervaduras no será mayor de 3 veces el ancho.



ANÁLISIS DE CARGA

LOSA DE AZOTEA INCLINADA

Se propone losa maciza de 10 cm de espesor.



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m³)	PESO TOTAL (ton/m²)
teja	0.03	1.5	0.045
Mortero	0.03	2.1	0.063
Losa de concreto	0.1	2.4	0.24
Plafón yeso	0.02	1.5	0.03
$\Sigma CM =$			0.378 ton/m²

Cargas permanentes

CM=	0.378 ton/m²
Cad=	0.040 ton/m²
CV=	0.040 ton/m²
CT=	0.458 ton/m²

Cargas permanentes +
accidentales

CM=	0.378 ton/m²
Cad=	0.040 ton/m²
CV=	0.020 ton/m²
CT=	0.438 ton/m²

LOSA DE AZOTEA HORIZONTAL

Se propone un espesor de losa de 15 cm aligerada con casetones de poliestireno de 40X40X10 cm y nervaduras de 10 cm. Se desprecia el peso del casetón.

Espesor del relleno

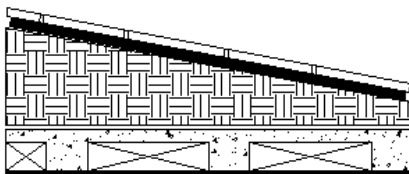
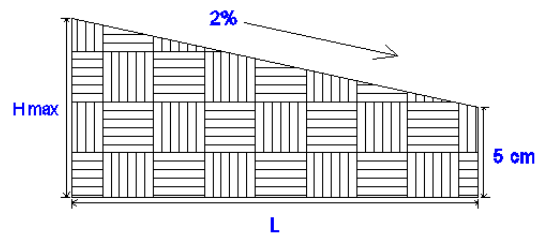
$H_{Max} = 5 + L (2\%)$

$L = 500 \text{ cm}$

$H_{Máx} = 15 \text{ cm}$

$H_{promedio} = (H_{Máx} + 5)/2$

$H_{promedio} = 10 \text{ cm}$



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m³)	PESO TOTAL (ton/m²)
Enladrillado	0.02	1.5	0.03
Mortero	0.03	2.1	0.063
Relleno tepetate	0.1	1.3	0.13
Losa de concreto	0.086	2.4	0.2064
Plafón yeso	0.02	1.5	0.03
$\Sigma CM =$			0.459 ton/m²

Cargas permanentes

CM=	0.459 ton/m²
Cad=	0.040 ton/m²
CV=	0.100 ton/m²
CT=	0.599 ton/m²

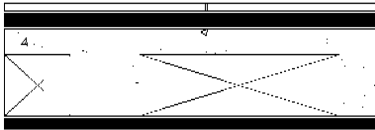
Cargas permanentes
+ accidentales

CM=	0.459 ton/m²
Cad=	0.040 ton/m²
CV=	0.070 ton/m²
CT=	0.569 ton/m²



LOSA DE ENTREPISO

Se propone un espesor de losa de 15 cm aligerada con casetones de poliestireno de 40X40X10 cm y nervaduras de 10 cm. Se desprecia el peso del casetón.



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (kg/cm ³)	PESO TOTAL (kg/cm ²)
Mosaico	—	—	0.035
Mortero	0.03	2.1	0.063
Losa de concreto	0.086	2.4	0.2064
Plafón yeso	0.02	1.5	0.03
$\Sigma CM =$			0.334 ton/m ²

Cargas permanentes

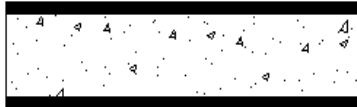
CM=	0.334 ton/m ²
Cad=	0.020 ton/m ²
CV=	0.170 ton/m ²
CT=	0.524 ton/m ²

Cargas permanentes + accidentales

CM=	0.334 ton/m ²
Cad=	0.040 ton/m ²
CV=	0.090 ton/m ²
CT=	0.464 ton/m ²

LOSA DEL TABLERO VIII (aislada)

Se propone losa maciza de 10 cm de espesor.



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (kg/cm ³)	PESO TOTAL (kg/cm ²)
Mortero	0.03	2.1	0.063
Losa de concreto	0.1	2.4	0.24
Plafón yeso	0.02	1.5	0.03
$\Sigma CM =$			0.333 ton/m ²

Cargas permanentes

CM=	0.333 ton/m ²
Cad=	0.040 ton/m ²
CV=	0.040 ton/m ²
CT=	0.413 ton/m ²

Cargas permanentes + accidentales

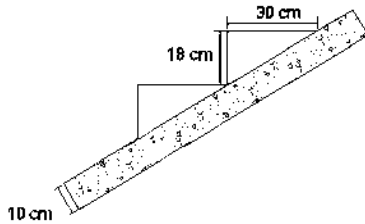
CM=	0.333 ton/m ²
Cad=	0.040 ton/m ²
CV=	0.020 ton/m ²
CT=	0.393 ton/m ²



PESO DE LA ESCALERA

Se propone losa maciza de 10 cm de espesor

$$We = \left(\frac{h}{2}\right) * \text{Peso vol.} = \frac{18.1}{2} = 9.050 \text{ cm}$$



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m³)	PESO TOTAL (ton/m²)
Escalón	0.0905	1.5	0.13575
Losa de concreto	0.1	2.4	0.24
Recubrimiento de yeso	0.02	1.5	0.03
Piso (Azulejo)	0.02	1.5	0.03
ΣCM=			0.436 ton/m²

Cargas permanentes

CM=	0.436 ton/m²
Cad=	0.040 ton/m²
CV=	0.350 ton/m²
CT=	0.826 ton/m²

Cargas permanentes +
accidentales

CM=	0.436 ton/m²
Cad=	0.020 ton/m²
CV=	0.150 ton/m²
CT=	0.606 ton/m²

DESCARGA EN EL TABLERO DEL TINACO (tablero IV)

Peso de la losa

$$\text{Área} = 1.25 * 1.25 = 1.56 \text{ m}^2$$

$$\text{Espesor} = 0.08 \text{ m}$$

$$\text{Peso vol.} = 2.40 \text{ ton/m}^3$$

$$PT = 1.56 * 0.08 * 2.4 = 0.30 \text{ ton}$$

Peso de los muros

$$\text{Área} = (1.22 * 1.25) * 2 = 3.05 \text{ m}^2$$

$$\text{Espesor} = 0.12 \text{ m}$$

$$\text{Peso vol.} = 1.80 \text{ ton/m}^3$$

$$PT = (3.05 * 0.12 * 1.8) * 2 = 1.318 \text{ ton}$$

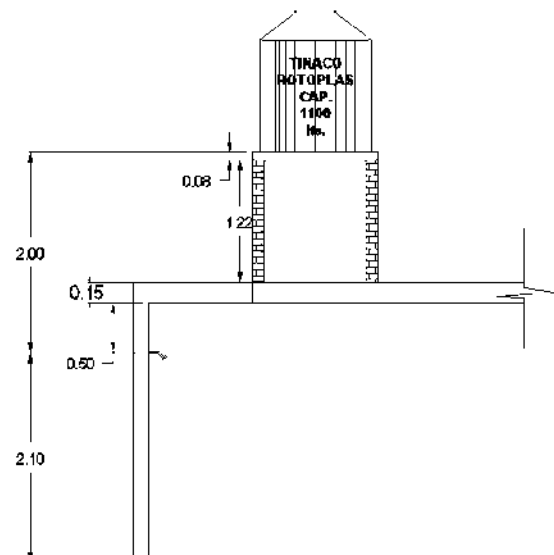
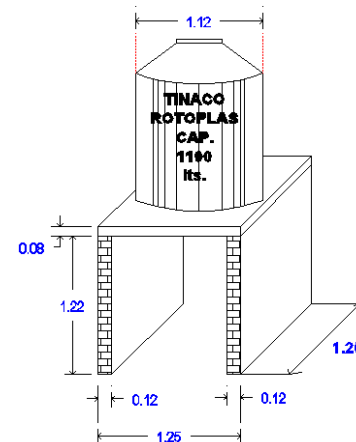
Peso del tinaco

$$\text{Peso propio} = 0.050 \text{ ton}$$

$$\text{Peso del agua} = 1.100 \text{ ton}$$

$$PT = 1.150 \text{ ton}$$

$$\text{Peso total} = 0.30 + 1.318 + 1.150 = 2.768 \text{ ton}$$



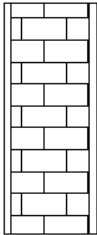


ANÁLISIS DE CARGAS DE MUROS

Se tienen 3 tipos de muros que no tienen continuidad en planta baja.

Interior

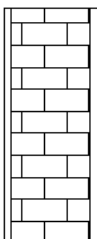
Acabado yeso - yeso



MATERIAL	ESPEJOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOTAL (ton/m ²)
Yeso	0.02	1.5	0.03
Mampostería	0.12	1.3	0.156
Yeso	0.02	1.5	0.03
$\Sigma CM =$			0.216 ton/m ²

Interior baños

Acabado yeso – yeso - azulejo

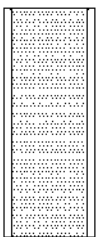


MATERIAL	ESPEJOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOTAL (ton/m ²)
Yeso	0.02	1.5	0.03
Mampostería	0.12	1.3	0.156
Yeso	0.02	1.5	0.03
Azulejo	0.01	1.5	0.015
$\Sigma CM =$			0.231 ton/m ²

Muro tipo covintec

Interior baños

Acabado yeso – yeso - azulejo



MATERIAL	ESPEJOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOTAL (ton/m ²)
Yeso	0.025	1.5	0.0375
poliestireno	0	0	0
Yeso	0.025	1.5	0.0375
Azulejo	0.01	1.5	0.015
$\Sigma CM =$			0.090 ton/m ²



DISEÑO DE LA LOSA DE AZOTEA INCLINADA

1.- Revisión del peralte mínimo

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

$$\text{Perímetro} = 2 * 4.6 + (1.5 (2 * 3.48)) = 19.64 \text{ cm}$$

$$f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = 458 \text{ kg}$$

$$\text{Concreto clase 1} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{\min} = \frac{\text{Perímetro}}{250} [0.032 \sqrt[4]{f_s * W}]$$

$$d_{\min} = \frac{19.64}{250} (0.032) \sqrt[4]{(2520)(458)} = 8.234 \text{ cm}$$

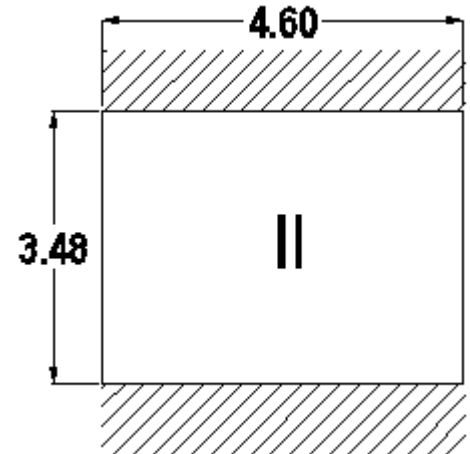
$$d_{\min} = 8.234 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = 8.234 + 2 = 10.234 \text{ cm} \approx h_{\text{prop.}} = 10 \text{ cm}$$

Por lo tanto se acepta:

$$d = 8 \text{ cm}$$

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



2.- Cálculo de los momentos de diseño

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (ton-m)	Mu ajustado (ton-m)
 I $a_y = 2.23 \text{ m}$ $a_x = 4.60 \text{ m}$ $m = 0.48 \text{ m}$ $w = 0.458 \text{ ton/m}^2$	negativo en bordes interiores	corto	694.16	0.221	0.456
		largo	576.516	0.184	
	negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
		largo	0	0.000	
	positivo	corto	457.664	0.146	
		largo	153.71	0.049	
 II $a_y = 3.48 \text{ m}$ $a_x = 4.60 \text{ m}$ $m = 0.76 \text{ m}$ $w = 0.458 \text{ ton/m}^2$	negativo en bordes interiores	corto		0.607	0.642
		largo		0.000	
	negativo en bordes discontinuos	corto		0.000	
		largo		0.000	
	positivo	corto		0.303	
		largo		0.102	
 III $a_y = 3.85 \text{ m}$ $a_x = 4.15 \text{ m}$ $m = 0.93 \text{ m}$ $w = 0.458 \text{ ton/m}^2$	negativo en bordes interiores	corto		0.000	
		largo	710	0.675	0.642
	negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
		largo	0	0.000	
	positivo	corto	620.8	0.590	
		largo	540	0.513	



Ajuste de momentos en tableros adyacentes

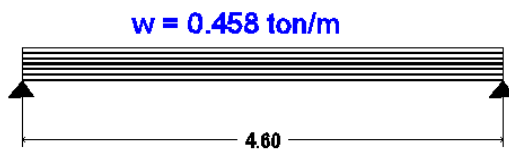
Rigidez: $k = \frac{d^3}{a_1}$

Factor de distribución: $f_a = \frac{ki}{\sum ki}$

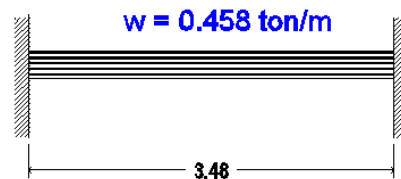
Cálculo de la rigidez en los tableros:

TABLERO	d (cm)	a1 (cm)	k (kg/cm)
I	8	223	2.295
II	8	347.5	1.473
III	8	385	1.329

Para calcular los momentos del tablero II se aplicó el método de igualación de flechas por que no está en la tabla de coeficientes del reglamento.



$$M_{\text{máx}} = \frac{WL^2}{8}$$



$$M_1 = M_2 = \frac{WL^2}{12}$$

$$M_x = \frac{WL^2}{24}$$

Se multiplican las cargas por el factor de distribución obtenidas de la tabla 3 del reglamento.

$$W = 0.06 * 0.458 = 0.0275 \text{ t/m}^2$$

$$L = 4.6 \text{ m}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{0.0275 (4.6)^2}{8} = 0.073 \text{ t-m}$$

$$Mu (+) = 1.4 * 0.073 = 0.102 \text{ t-m}$$

$$W = 0.94 * 0.458 = 0.4305 \text{ t/m}^2$$

$$L = 3.475 \text{ m}$$

$$M_{\text{máx.}} = \frac{0.4305 ((3.48)^2)}{24} = 0.217 \text{ t-m}$$

$$Mu (+) = 1.4 * 0.217 = 0.303 \text{ t-m}$$

$$M_{\text{máx.}} = \frac{0.4305 ((3.48)^2)}{12} = 0.434 \text{ t-m}$$

$$Mu (-) = 1.4 * 0.434 = 0.607 \text{ t-m}$$



Tablero I con II



k	2.296	1.473
fd	0.609	0.391
Me	-0.221	0.607
Md	0.385	
Mdist	-0.235	-0.151
Maj	-0.456	0.456

Tablero II con III



k	1.473	1.330
fd	0.526	0.474
Me	-0.607	0.675
Md	0.068	
Mdist	-0.036	-0.032
Maj	-0.642	0.642

3.- Diseño por flexión.

Para momento negativo

Se toma el momento mayor de los ajustados que en este caso corresponde al que se presenta en el claro corto del tablero II.

$$M_u = 0.642 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 64240.941 \text{ kg-cm}$$

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

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

$$f''_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f_r = 0.9$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 64240.941}{0.9 * 100 * 8^2 * 170}} \right] 100 * 8 = 2.199 \text{ cm}^2$$

Comparación con A_s mín y A_s máx.

$$A_s \text{ máx} = 0.75 \left[\frac{f'_c}{f_y} \frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} b d \right] = 0.75 \left[\frac{170}{4200} \frac{6000 * 0.85}{4200 + 6000} 8 * 100 \right] = 12.143 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = \frac{600x_1}{f_y(100x_1)} = \frac{600 * 10}{4200(100 * 10)} = 1.429 \text{ cm}^2$$

Tenemos que: $A_s \text{ mín} < A_s < A_s \text{ máx}$

Separación del acero

Usando varillas del # 3

$$a_1 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{100 * 0.71}{2.199} = 32.29 \approx 30 \text{ cm}$$



Comparación con S mín y S máx

$$S \text{ mín} = 6 \text{ cm}$$

$$S \text{ máx} = \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 3.5 * x_1 = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Como $s < s \text{ máx}$

Usar varillas del # 3 @ 30 cm de c.a.c

Para momento positivo

Se toma el momento mayor que en este caso corresponde al que se presenta en el claro corto del tablero II.

$$M_u = 0.304 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 30326.322 \text{ kg-cm}$$

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 30326.322}{0.9 * 100 * 8^2 * 170}} \right] 100 * 8 = 1.019 \text{ cm}^2$$

Tenemos que: $A_s < A_{s \text{ mín}}$

Se tomará $A_{s \text{ mín}}$

Usando varillas del # 3

$$a_1 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{100 * 0.71}{1.429} = 49.70 \text{ cm}$$

Comparación con S mín y S máx

$$S \text{ mín} = 6 \text{ cm}$$

$$S \text{ máx} = \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 3.5 * x_1 = 3.5 * 10 = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Como $s < s \text{ máx}$

Usar varillas del # 3 @ 35 cm de c.a.c

4.- Revisión por cortante.

Revisamos el tablero III que es el mas desfavorable.

$$V_{CR} \geq V_u$$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$



$$Fr = 0.8$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

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

$$V_{CR} = 0.5 * 0.8 * 100 * 0.8 * \sqrt{200} = 4525 \text{ kg}$$

$$V = \left[\frac{a_1}{2} - d \right] \left[0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right] w \quad a_1 = 3.85 \text{ m}$$

$$a_2 = 4.15 \text{ m}$$

$$w = 458 \text{ kg/m}^2$$

$$V = 410.797 \text{ kg}$$

$$Vu = 1.4 * 410.797 = 575.12 \text{ kg}$$

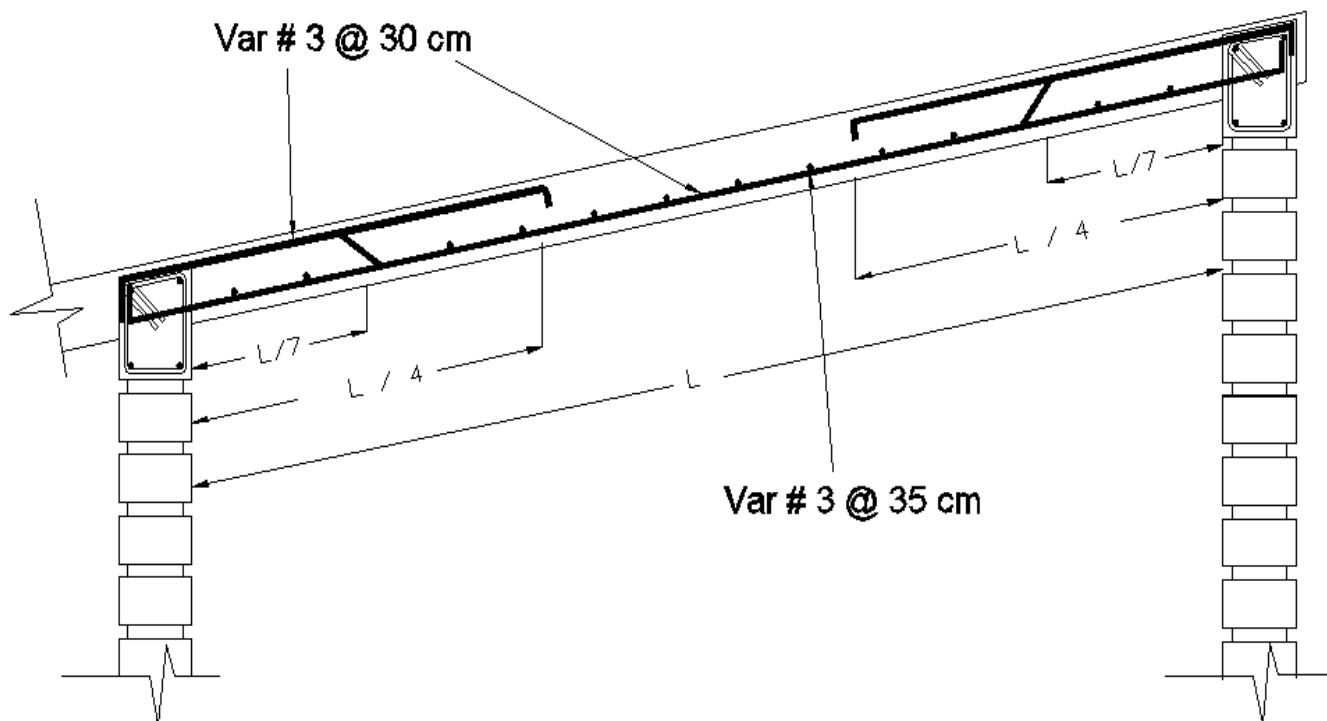
Incrementamos 15% por que tiene bordes continuos y discontinuos

$$Vu = 1.15 * 575.12 = 661.383 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 4525 \text{ kg} > Vu = 661.383 \text{ kg}$$

Por lo tanto si resiste.

5.- Croquis de armado.





DISEÑO DE LOSA DE AZOTEA HORIZONTAL

1.- Revisión del peralte mínimo.

Se revisa el tablero mas desfavorable. En este caso es el tablero VI

$$\text{Perímetro} = 5.7 + 2.4 + ((2 + 5.7 + 4.4) * 1.5) = 26.25 \text{ m} \approx 2625 \text{ cm}$$

$$f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$W = 599.4 \text{ kg}$$

$$\text{Concreto clase 1 } f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_{\min} = \frac{\text{Perímetro}}{250} [0.032 \sqrt[4]{f_s * W}]$$

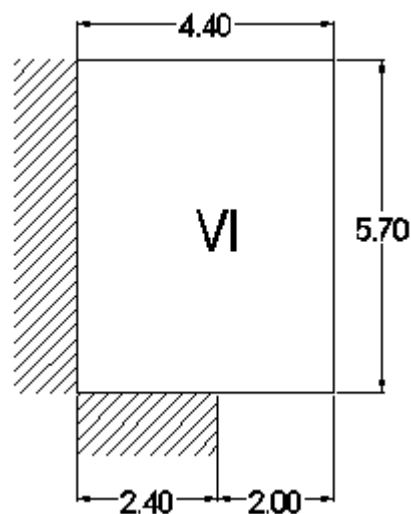
$$d_{\min} = \frac{2625}{250} (0.032) \sqrt[4]{(2520)(599.4)} = 11.78 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = 11.78 + 2 = 13.78 \text{ cm} < h_{\text{prop.}} = 15 \text{ cm}$$

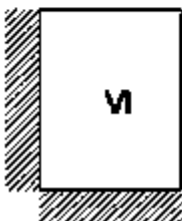
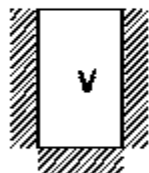
Por lo tanto se acepta:

$$d_{\min} = 13 \text{ cm}$$

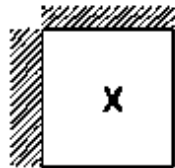
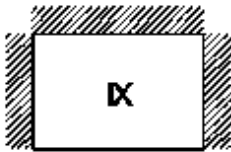
$$h_{\min} = 15 \text{ cm}$$



2.- Cálculo de los momentos de diseño.



TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (ton-m)	Mu ajustado (ton-m)
IV a ₁ = 2.45 m a ₂ = 3.10 m m= 0.79 m w= 0.964 ton/m²	negativo en bordes interiores	corto	426.1	0.345	0.245
		largo	430.4	0.349	0.324
	negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
		largo	0	0.000	
	positivo	corto	222.5	0.180	
		largo	146.3	0.118	
V a ₁ = 2.60 m a ₂ = 4.28 m m= 0.61 m w= 0.599 ton/m²	negativo en bordes interiores	corto	528.6	0.300	0.601
		largo	410.4	0.233	0.176
	negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
		largo	0	0.000	
	positivo	corto	302.4	0.172	
		largo	142.76	0.081	
VI a ₁ = 4.40 m a ₂ = 5.70 m m= 0.77 m w= 0.599 ton/m²	negativo en bordes interiores	corto	479.68	0.779	0.605
		largo	470.72	0.765	0.642
	negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
		largo	0	0.000	
	positivo	corto	261.28	0.424	
		largo	156.56	0.254	



VI a₁= a₂= m= w=	VII 1.43 m 8.40 m 0.17 m 0.599 ton/m²	negativo en bordes interiores	corto	424.23	0.072	0.442
			largo	380.71	0.065	0.605
		negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
			largo	0	0.000	
		positivo	corto	226.01	0.039	
			largo	134.46	0.023	
VIII a₁= a₂= m= w=	VIII 2.70 m 3.15 m 0.86 m 0.599 ton/m²	negativo en bordes interiores	corto	406.49	0.249	0.283
			largo	353.04	0.216	0.166
		negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
			largo	0	0.000	
		positivo	corto	197.34	0.121	
			largo	136.43	0.083	
IX a₁= a₂= m= w=	IX 3.75 m 5.50 m 0.68 m 0.599 ton/m²	negativo en bordes interiores	corto	493.06	0.582	0.442
			largo	477.74	0.564	0.535
		negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
			largo	0	0.000	
		positivo	corto	271.82	0.321	
			largo	149.72	0.177	
X a₁= a₂= m= w=	X 3.95 m 4.15 m 0.95 m 0.599 ton/m²	negativo en bordes interiores	corto	387.04	0.507	0.535
			largo	386.08	0.505	0.642
		negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
			largo	0	0.000	
		positivo	corto	175.08	0.229	
			largo	153.48	0.201	

El porcentaje de acero mínimo a utilizar en el cálculo de las losas aligeradas serán:

Porcentaje de acero mínimo:

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} = \mathbf{0.00264}$$

Porcentaje de acero máximo:

$$\rho_{\max} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_b = \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} = \frac{170}{4200} \frac{6000 (0.85)}{4200 + 6000} = 0.020$$

$$\rho_{\max} = 0.75 * 0.020 = \mathbf{0.015}$$



Ajuste de momentos en tableros adyacentes

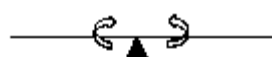
TABLERO	d (cm)	a ₁ (cm)	k (kg/cm)
IV	13	245	8.967
V	13	260	8.450
VI	13	440	4.993
VII	13	142.5	15.418
VIII	13	270	8.137
IX	13	375	5.859
X	13	395	5.562

Tablero VIII con IV



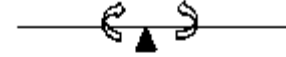
k	8.137	15.418
fd	0.345	0.655
Me	-0.249	0.349
Md	0.100	
Mdist	-0.035	-0.065
Maj	-0.283	0.283

Tablero IV con V



k	8.967	8.450
fd	0.515	0.485
Me	-0.349	0.300
Md	-0.049	
Mdist	0.025	0.024
Maj	-0.324	0.324

Tablero VIII con VII



k	8.137	15.418
fd	0.345	0.655
Me	-0.216	0.072
Md	-0.144	
Mdist	0.050	0.094
Maj	-0.166	0.166

Tablero IV con VII



k	8.967	15.418
fd	0.368	0.632
Me	-0.345	0.072
Md	-0.273	
Mdist	0.100	0.172
Maj	-0.245	0.245

Tablero V con VII



k	8.450	15.418
fd	0.354	0.646
Me	-0.233	0.072
Md	-0.161	
Mdist	0.057	0.104
Maj	-0.176	0.176

Tablero IX con VII



k	5.859	15.418
fd	0.275	0.725
Me	-0.582	0.072
Md	-0.510	
Mdist	0.140	0.369
Maj	-0.442	0.442

Tablero V con VI



k	8.450	4.993
fd	0.629	0.371
Me	-0.300	0.779
Md	0.479	
Mdist	-0.301	-0.178
Maj	-0.601	0.601

Tablero VII con VI



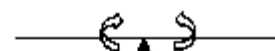
k	15.418	4.993
fd	0.755	0.245
Me	-0.065	0.779
Md	0.714	
Mdist	-0.540	-0.175
Maj	-0.605	0.605

Tablero IX con X



k	5.859	5.562
fd	0.513	0.487
Me	-0.564	0.507
Md	-0.057	
Mdist	0.029	0.028
Maj	-0.535	0.535

Tablero VI con X



k	4.993	5.562
fd	0.473	0.527
Me	-0.765	0.505
Md	-0.259	
Mdist	0.123	0.137
Maj	-0.642	0.642



3.- Diseño por flexión.

Para momento negativo

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

$$M_u = 0.642 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 64210.186 \text{ kg-cm}$$

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

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

$$f''_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$FR = 0.9$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 (64210.186)}{0.9 \cdot 20 \cdot 13^2 \cdot 170}} \right] = 0.00538$$

Se cumple que : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

* Cálculo de A_s

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00538 \cdot 13 \cdot 20 = 1.40 \text{ cm}^2$$

* A_s por nervadura

$$A_s = \frac{1.40}{2} = 0.70 \text{ cm}^2$$

Usar 1 var # 3

Para momento positivo

Se toma el momento mayor en el lado corto del tablero VI.

$$M_u = 0.424 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 42447.908 \text{ kg-cm}$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 (42447.908)}{0.9 \cdot 20 \cdot 13^2 \cdot 170}} \right] = 0.00347$$

Se cumple que : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

* Cálculo de A_s

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00347 \cdot 13 \cdot 20 = 0.903 \text{ cm}^2$$

* A_s por nervadura

$$A_s = \frac{0.903}{2} = 0.451 \text{ cm}^2$$

Usar 1 var # 3



4.- Revisión por cortante.

Revisamos el tablero VI que en el plano es el más desfavorable.

$$V_{CR} \geq V_u$$

$$FR = 0.8$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$f^*c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_1 = 4.40 \text{ m}$$

$$a_2 = 5.70 \text{ m}$$

$$w = 599.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = \left[\frac{4.40}{2} - 20 \right] \left[0.95 - 0.5 \frac{4.40}{5.70} \right] 599.4 = 699.831 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.4 * 699.831 = 979.763 \text{ kg}$$

Incrementamos 15 % por que tiene bordes continuos y discontinuos.

$$V_u (15\%) = 1.15 * 979.763 = 1126.728 \text{ kg}$$

A cada nervadura le toca una cortante de:

$$V_u = 563.364 \text{ kg}$$

* Cálculo de V_{CR}

área de acero real

$$A_s \text{ real} = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$\rho \text{ real} = \frac{0.71}{10 * 13} = 0.005461$$

$$V_{CR} = FR b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0.8 * 10 * 13 * (0.2 + 20 (0.005461)) \sqrt{160} = 407 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 407 \text{ kg} < V_u = 563.364 \text{ kg}$$

Como $V_{CR} < V_u$

Se deberá colocar refuerzo por cortante.



*Separación de estribos

$$S = \frac{F_r A_v f_y d}{V_{sr}} (\sin \theta + \cos \theta)$$

S min = 6 cm

S máx = 20 cm Separación de estribos en nervaduras

Como el cortante último es mayor que el cortante resistente se requiere refuerzo por tensión diagonal a cada 90°.

$$V_{SR} = V_U - V_{CR}$$

$$V_{SR} = 563.364 - 407 = 156.569 \text{ kg}$$

Estribos cerrados # 2 en dos ramas

$$a_o = \text{estribo} = 0.32 \text{ cm}^2$$

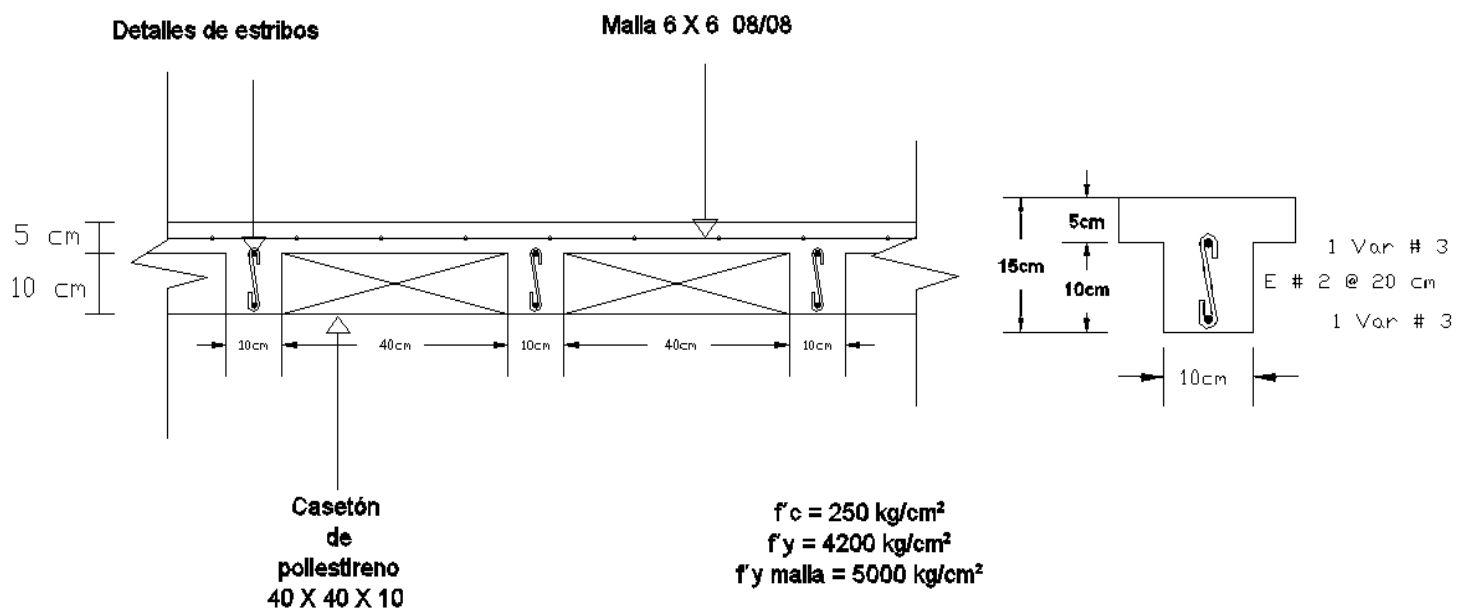
$$A_v = 0.32 * 2 = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{0.8 * 0.64 * 4200 * 13}{156.569} = 178.549 \text{ cm}$$

$$S > S_{\text{máx}}$$

Se usarán estribos del # 2 @ 20 cm

5.- Croquis de armado.





DISEÑO DE LA LOSA DE ENTREPISO

1.- Descarga de muros de planta alta.

Se tienen 11 muros de planta alta que no tienen continuidad en la planta baja y descargan en la losa de entrepiso. Su carga se incrementará de acuerdo al Art. 6.3.4. de la NTC.

El factor correspondiente al muro para cargas distribuidas equivalentes se obtiene de la tabla 6.2

TABLERO IV

Área total del tablero IV

$$AT = 28.63 \text{ m}^2$$

M1 (divisorio)

Se trata de un muro con acabado yeso – yeso - azulejo

Peso propio del muro

$$W_{\text{propio}} = w (H \cdot L)$$

$$W_{\text{propio}} = 0.231 \cdot (2.6 \cdot 1.175) = 0.706 \text{ ton}$$

$$W_{m1} = 0.706 \text{ ton}$$

Factor correspondiente al muro

$$FM_1 = 1.73$$

$$w_{M1} = \frac{W_{m1}}{AT} FM_1 = \frac{0.706}{28.63} 1.73 = 0.048 \text{ ton/m}^2$$

M2 (de carga)

Muro con acabado yeso-yeso-azulejo

W azotea = A trib * carga de servicio

$$W_{\text{azotea}} = 2.935 \text{ ton}$$

Peso propio del muro

$$W_{\text{propio}} = w (H \cdot L)$$

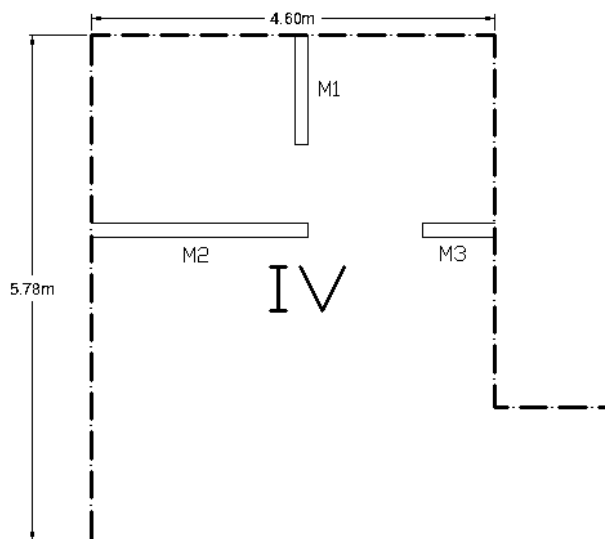
$$W_{\text{propio}} = 0.231 \cdot (2.4 \cdot 2.6) = 1.442$$

$$W_{m2} = 2.935 + 1.442 = 4.377 \text{ ton}$$

Factor correspondiente al muro

$$FM_2 = 1.45$$

$$w_{M2} = \frac{W_{m2}}{AT} FM_2 = \frac{4.377}{28.63} 1.45 = 0.239 \text{ ton/m}^2$$





M3 (de carga)

Se trata de un muro con acabado yeso-yeso

$$W_{\text{azotea}} = 0.458 \cdot (0.963 + 1.0287) = 0.912 \text{ ton}$$

$$W_{\text{propio}} = 0.216 \cdot (2.6 \cdot 0.75) = 0.421 \text{ ton}$$

$$W_{m3} = 0.912 + 0.421 = 1.333 \text{ ton}$$

Factor correspondiente al muro

$$FM_3 = 1.45$$

$$w_{M3} = \frac{W_{m3}}{AT} FM_3 = \frac{1.333}{28.63} 1.45 = 0.0727 \text{ ton/m}^2$$

TABLERO VI

Área total del tablero VI

$$AT = 12.75 \text{ m}^2$$

M4 (divisorio)

Muro covintec con acabado yeso-yeso-azulejo

$$W_{\text{propio}} = 0.090 \cdot (2.6 \cdot 0.5) = 0.117 \text{ ton}$$

$$W_{m4} = 0.117 \text{ ton}$$

Factor correspondiente al muro

$$FM_4 = 1.43$$

$$w_{M4} = \frac{W_{m4}}{AT} FM_4 = \frac{0.117}{12.75} 1.43 = 0.013 \text{ ton/m}^2$$

M5 (divisorio)

Se trata de un muro covintec con acabado yeso-yeso-azulejo

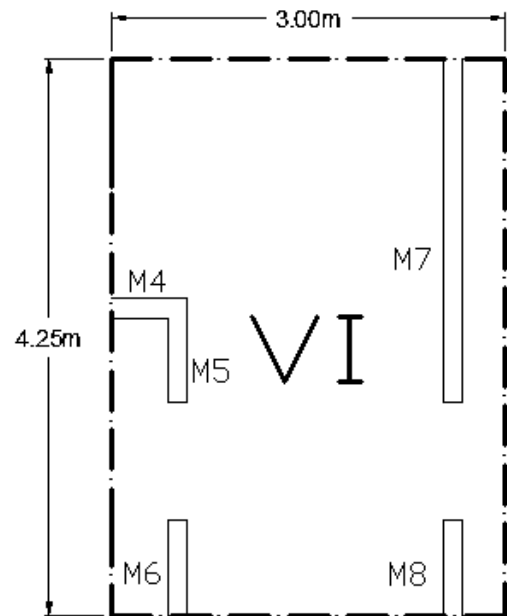
$$W_{\text{propio}} = 0.090 \cdot (2.6 \cdot 0.65) = 0.152$$

$$W_{m5} = 0.152 \text{ ton}$$

Factor correspondiente al muro

$$FM_5 = 1.73$$

$$w_{M5} = \frac{W_{m5}}{AT} FM_5 = \frac{0.152}{12.75} 1.73 = 0.021 \text{ ton/m}^2$$





M6 (divisorio)

Muro covintec con acabado yeso-yeso-azulejo

Peso propio del muro

$$W_{\text{propio}} = w (H \cdot L)$$

$$W_{\text{propio}} = 0.090 \cdot (2.6 \cdot 0.75) = 0.175$$

$$W_{m6} = 0.176 \text{ ton}$$

Factor correspondiente al muro

$$FM_6 = 1.73$$

$$w_{M6} = \frac{W_{m6}}{AT} FM_6 = \frac{0.176}{12.75} 1.73 = 0.024 \text{ ton/m}^2$$

M7 (de carga)

Muro con acabado yeso-yeso

W azotea = Atrib * carga de servicio

$$W_{\text{azotea}} = 6.8579 \cdot 0.599 = 4.111 \text{ ton}$$

Peso propio del muro

$$W_{\text{propio}} = w (H \cdot L)$$

$$W_{\text{propio}} = 0.216 \cdot (2.6 \cdot 2.475) = 1.389 \text{ ton}$$

$$W_{m7} = 5.501 \text{ ton}$$

Factor correspondiente al muro

$$FM_7 = 1.73$$

$$w_{M7} = \frac{W_{m7}}{AT} FM_7 = \frac{5.501}{12.75} 1.73 = 0.747 \text{ ton/m}^2$$

M8 (de carga).

Muro con acabado yeso-yeso

W azotea = Atrib * carga de servicio

$$W_{\text{azotea}} = 0.599 \cdot (0.7537 + 2.9477) = 2.219 \text{ ton}$$

Peso propio del muro

$$W_{\text{propio}} = w (H \cdot L)$$

$$W_{\text{propio}} = 0.216 \cdot (2.6 \cdot 0.75) = 0.421$$

$$W_{m8} = 2.219 + 0.421 = 2.640 \text{ ton}$$

Factor correspondiente al muro (carga distribuida equivalente)

$$FM_8 = 1.73$$

$$w_{M8} = \frac{W_{m8}}{AT} FM_8 = \frac{2.640}{12.75} 1.73 = 0.358 \text{ ton/m}^2$$



TABLERO II

Área total del tablero II

$$AT = 30.80 \text{ m}^2$$

M9 (divisorio)

Muro divisorio tipo covintec con acabado yeso- yeso-azulejo

Peso propio del muro

$$W \text{ propio} = w (H*L)$$

$$W \text{ propio} = 0.090*(2.6*3.6) = 0.8424 \text{ ton}$$

$$W_{m9} = 0.842 \text{ ton}$$

Factor correspondiente al muro

$$FM_9 = 1.59$$

$$w_{M9} = \frac{W_{m9}}{AT} FM_9 = \frac{0.842}{30.80} 1.59 = 0.043 \text{ ton/m}^2$$

M10 (divisorio)

Muro tipo covintec acabado yeso-yeso-azulejo

Peso propio del muro

$$W \text{ propio} = w (H*L)$$

$$W \text{ propio} = 0.090*(2.6*3.55) = 0.8307 \text{ ton}$$

$$W_{m10} = 0.831 \text{ ton}$$

Factor correspondiente al muro

$$FM_{10} = 1.591$$

$$w_{M10} = \frac{W_{m10}}{AT} FM_{10} = \frac{0.831}{30.80} 1.591 = 0.043 \text{ ton/m}^2$$

M11 (de carga)

Muro de carga con acabado yeso - yeso

W azotea = Atrib * carga de servicio

$$W \text{ azotea} = 0.599*9.9042 = 5.937 \text{ ton}$$

Peso propio del muro

$$W \text{ propio} = w (H*L)$$

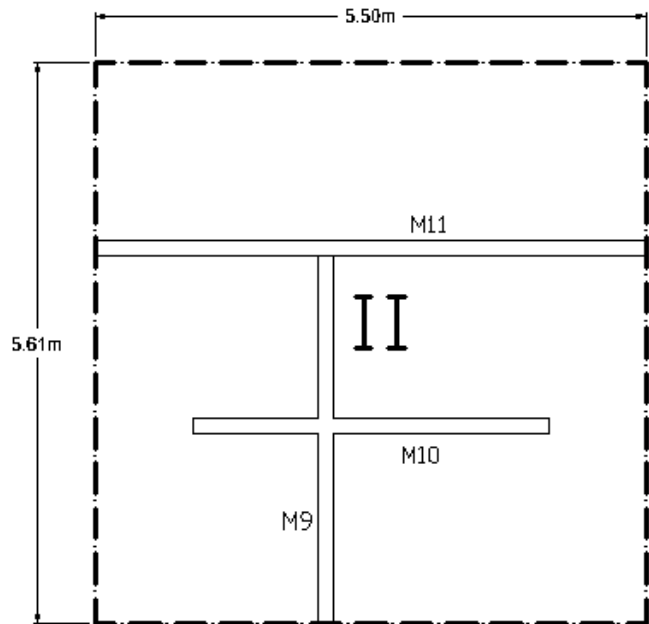
$$W \text{ propio} = 0.216*(2.6*5.35) = 3.005 \text{ ton}$$

$$W_{m11} = 5.937 + 3.005 = 8.941 \text{ ton}$$

Factor correspondiente al muro

$$FM_{11} = 1.591$$

$$w_{M11} = \frac{W_{m11}}{AT} FM_{11} = \frac{8.941}{30.80} 1.591 = 0.462 \text{ ton/m}^2$$





2.- Revisión del peralte mínimo.

Se revisa el tablero mas desfavorable. En este caso es el tablero II.

Concreto clase 1 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

$$P = 5.5 + 5.61 + 5.61 + (5.5 \times 1.5) = 24.97 \text{ m} \approx 2497 \text{ cm}$$

$$f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{\text{total}} = 0.524 + 0.462 + 0.043 + 0.043 = 1.073 \text{ ton/m}^2 \approx 1073 \text{ kg}$$

$$d_{\text{min}} = \frac{\text{Perímetro}}{250} [0.032 \sqrt[4]{f_s \cdot W}]$$

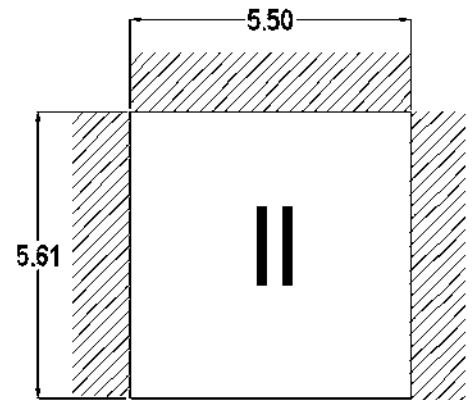
$$d_{\text{min}} = \frac{2497}{250} (0.032) \sqrt[4]{(2520)(1072)} = 12.56 \text{ cm}$$

$$h_{\text{min}} = 12.96 + 2 = 14.96 \text{ cm} \approx h_{\text{prop.}} = 15 \text{ cm}$$

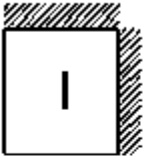
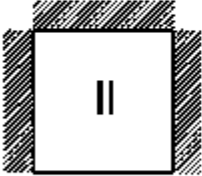
Por lo tanto se acepta:

$$d_{\text{min}} = 13 \text{ cm}$$

$$h_{\text{min}} = 15 \text{ cm}$$



3.- Cálculo de los momentos de diseño.

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (ton-m)	Mu ajustado (ton-m)
 I $a_1 = 3.85 \text{ m}$ $a_2 = 4.08 \text{ m}$ $m = 0.94 \text{ m}$ $w = 0.524 \text{ ton/m}^2$	negativo en bordes interiores	corto	390.506	0.425	1.121
		largo	389.401	0.424	0.811
	negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
		largo	0	0.000	
	positivo	corto	178.401	0.194	
		largo	153.552	0.167	
 II $a_1 = 5.50 \text{ m}$ $a_2 = 5.61 \text{ m}$ $m = 0.98 \text{ m}$ $w = 1.073 \text{ ton/m}^2$	negativo en bordes interiores	corto	353.854	1.607	1.117
		largo	316.61	1.438	1.062
	negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
		largo	0	0.000	
	positivo	corto	150.919	0.686	
		largo	135.187	0.614	
 III $a_1 = 3.95 \text{ m}$ $a_2 = 4.08 \text{ m}$ $m = 0.97 \text{ m}$ $w = 0.524 \text{ ton/m}^2$	negativo en bordes interiores	corto	378.88	0.434	1.117
		largo	378.26	0.433	0.426
	negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
		largo	0	0.000	
	positivo	corto	167.26	0.192	
		largo	153.31	0.176	



	IV $a_1= 4.60 \text{ m}$ $a_2= 5.78 \text{ m}$ $m= 0.80 \text{ m}$ $w= 0.836 \text{ ton/m}^2$	negativo en bordes interiores	corto	465.96	1.154	0.709
			largo	458.715	1.136	0.426
		negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
			largo	0	0.000	
		positivo	corto	248.785	0.616	
			largo	156.07	0.386	
	V $a_1= 2.35 \text{ m}$ $a_2= 3.10 \text{ m}$ $m= 0.76 \text{ m}$ $w= 0.524 \text{ ton/m}^2$	negativo en bordes interiores	corto	446.596	0.180	1.062
			largo	445.184	0.180	0.646
		negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
			largo	0	0.000	
		positivo	corto	237.62	0.096	
			largo	147.308	0.059	
	VI $a_1= 3.00 \text{ m}$ $a_2= 4.25 \text{ m}$ $m= 0.71 \text{ m}$ $w= 1.687 \text{ ton/m}^2$	negativo en bordes interiores	corto	475.236	1.010	0.709
			largo	390.648	0.831	0.595
		negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
			largo	0	0.000	
		positivo	corto	150.75	0.321	
			largo	130.610	0.278	
	VII $a_1= 4.00 \text{ m}$ $a_2= 4.73 \text{ m}$ $m= 0.85 \text{ m}$ $w= 0.524 \text{ ton/m}^2$	negativo en bordes interiores	corto	410.981	0.483	0.709
			largo	355.964	0.418	0.426
		negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
			largo	0	0.000	
		positivo	corto	201.308	0.236	
			largo	136.534	0.160	

Ajuste de momentos en tableros adyacentes

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

Factor de distribución: $f_a = \frac{ki}{\sum ki}$

Cálculo de la rigidez en los tableros:

TABLERO	d cm	a ₁ cm	k (kg/cm)
I	13	385	5.706
II	13	550	3.995
III	13	395	5.562
IV	13	460	4.776
V	13	234.5	9.369
VI	13	300	7.323
VII	13	400	5.493



Tablero I con II



k	5.706	3.995
fd	0.588	0.412
Me	-0.425	1.607
Mdes	1.183	
Mdist	-0.696	-0.487
Majust	-1.121	1.121

Tablero I con IV



k	5.706	4.776
fd	0.544	0.456
Me	-0.424	1.136
Mdes	0.712	
Mdist	-0.388	-0.324
Majust	-0.811	0.811

Tablero II con III



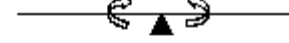
k	3.995	5.562
fd	0.418	0.582
Me	-1.607	0.434
Mdes	-1.173	
Mdist	0.490	0.683
Majust	-1.117	1.117

Tablero II con V



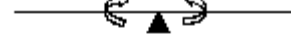
k	3.995	9.369
fd	0.299	0.701
Me	-1.438	0.180
Mdes	-1.258	
Mdist	0.376	0.882
Majust	-1.062	1.062

Tablero III con VII



k	5.562	5.493
fd	0.503	0.497
Me	-0.433	0.418
Mdes	-0.015	
Mdist	0.008	0.008
Majust	-0.426	0.426

Tablero VII con VI



k	5.493	7.323
fd	0.429	0.571
Me	-0.483	1.010
Mdes	0.528	
Mdist	-0.226	-0.302
Majust	-0.709	0.709

Tablero V con VI



k	9.369	7.323
fd	0.561	0.439
Me	-0.180	1.010
Mdes	0.831	
Mdist	-0.466	-0.364
Majust	-0.646	0.646

Tablero VI con VII



k	7.323	5.493
fd	0.571	0.429
Me	-0.831	0.418
Mdes	-0.412	
Mdist	0.236	0.177
Majust	-0.595	0.595

4.- Diseño por flexión.

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en el claro corto del tablero I.

Para momento negativo

$$M_u = 1.121 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 112054.36 \text{ kg-cm}$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(112054.36)}{0.9 * 20 * 13^2 * 170}} \right] = 0.010$$

Se cumple que : $\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$

* Cálculo de As

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.010 * 13 * 20 = 2.602 \text{ cm}^2$$

* As por nervadura

$$A_s = \frac{2.602}{2} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Usar 2 var # 3



Para momento positivo

Se toma el momento mayor que en este caso corresponde al que se presenta en el claro corto del tablero II.

$$M_u = 0.686 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 68558.20 \text{ kg-cm}$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 (68558.20)}{0.9 * 20 * 13^2 * 170}} \right] = 0.00578$$

Se cumple que : $\rho_{\text{mín}} < \rho < \rho_{\text{máx}}$

* Cálculo de A_s

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00578 * 13 * 20 = 1.502 \text{ cm}^2$$

* A_s por nervadura

$$A_s = \frac{1.502}{2} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Usar 2 var # 3

5.- Revisión por cortante.

Revisamos el tablero II que en el plano es el más desfavorable.

$$V_{CR} \geq V_u$$

$$FR = 0.8$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

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

$$a_1 = 5.5 \text{ m}$$

$$a_2 = 5.61 \text{ m}$$

$$w = 1073 \text{ kg/cm}^2$$

$$V = \left[\frac{5.50}{2} - 20 \right] \left[0.95 - 0.5 \frac{5.50}{5.61} \right] 1073 = 1290.99 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.4 * 1290.99 = 1807.386 \text{ kg}$$

Incrementamos 15 % por que tiene bordes continuos y discontinuos

$$V_u (15\%) = 1.15 * 1807.386 = 2078.494 \text{ kg}$$

Para cada nervadura le toca una cortante de:

$$V_u = \frac{2078.494}{2} = 1039.25 \text{ kg}$$

* Cálculo de V_{CR}

área de acero

$$a_1 = 1.43 \text{ cm}^2$$



$$\rho_{\text{real}} = \frac{1.43}{10 \times 13} = 0.011$$

$$V_{CR} = FR b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 10 \times 13 \times (0.2 + 20(0.011)) \sqrt{200} = 618 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 618 \text{ kg} < V_u = 1039.25 \text{ kg}$$

Como $V_{CR} < V_u$

Se deberá colocar refuerzo por cortante.

*Separación de estribos

$$S = \frac{F_r A_v f_{yd}}{V_{sr}} (\sin \theta + \cos \theta)$$

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

$$S_{\text{máx}} = 20 \text{ cm} \text{ (Separación de estribos en nervaduras)}$$

Como el cortante último es mayor que el cortante resistente se requiere refuerzo por tensión diagonal a cada 90° .

$$V_{SR} = V_u - V_{CR} = 1039.25 - 618 = 421.518 \text{ kg}$$

Estribos cerrados # 2 en dos ramas

$$a_o \text{ estribo} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 0.32 \times 2 = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{0.8 \times 0.64 \times 4200 \times 13}{421.518} = 66.32 \text{ cm}$$

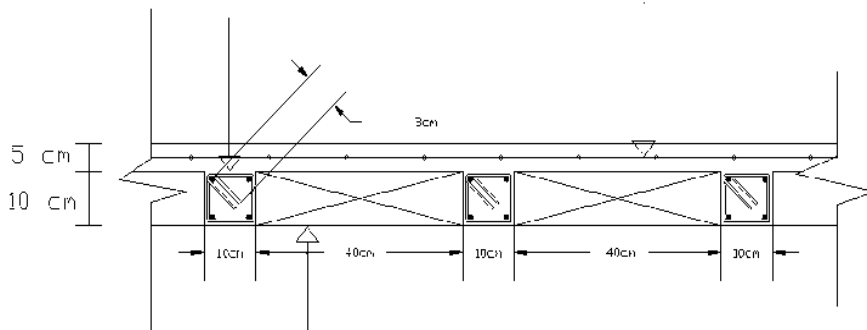
$$S > S_{\text{máx}}$$

Usar estribos del # 2 @ 20 cm

6.- Croquis de armado.

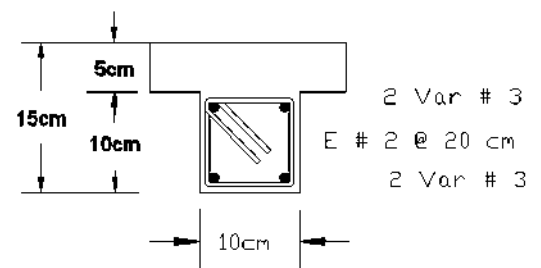
Detalles de estribos

Malla 6 X 6 08/08



Casetón
de
poliestireno
40 X 40 X 10

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$
$$f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$
$$f'_y \text{ malla} = 5000 \text{ kg/cm}^2$$





DISEÑO DE LOSA AISLADA (TABLERO VIII)

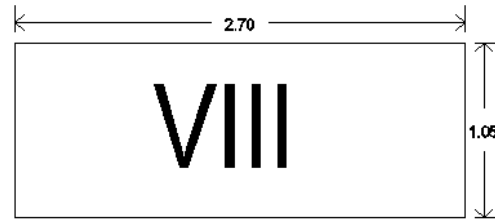
1.- Revisión del peralte mínimo.

Concreto clase 1 $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$

Perímetro = 750 cm

$f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$

$W = 413 \text{ kg}$



$$d_{\min} = \frac{\text{Perímetro}}{250} [0.032 \sqrt[4]{f_s * W}]$$

$$d_{\min} = \frac{750}{250} (0.032) \sqrt[4]{(2520)(413)} = 3.066 \text{ cm}$$

$$h_{\min} = 3.066 + 2 = 5.066 \text{ cm}$$

$$h_{\text{propuesto}} > h_{\min}$$

Por reglamento tomaremos estas dimensiones:

$$\text{Se toma : } \begin{cases} d_{\min} = 8 \text{ cm} \\ h_{\min} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

2.- Cálculo de los momentos de diseño.

	$a_1 =$	VIII	negativo en bordes interiores	corto	0	0.000	
		1.05 m		largo	0	0.000	
	$a_2 =$	2.70 m	negativo en bordes discontinuos	corto	0	0.000	
		0.39 m		largo	0	0.000	
	$w =$	0.413 ton/m ²	positivo	corto	1583	0.101	
				largo	424	0.027	

3.- Diseño por flexión.

Para momento negativo.

$$M_u = 0.000 \text{ ton-m}$$

Como el momento es cero se utiliza el A_s mín

Comparación con A_s mín y A_s máx

$$A_s \text{ máx} = 12.143 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 1.429 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} > A_s$$



Separación del acero

$$a_1 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{100 \cdot 0.71}{1.429} = 49.68 \text{ cm}$$

Comparación con S mín y S máx

$$S \text{ mín} = 6 \text{ cm}$$

$$S \text{ máx} = \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 3.5 \cdot x_1 = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Como $s < s \text{ máx}$

Usar varillas del # 3 @ 35 cm de c.a.c

Para momento positivo

$$M_u = 0.101 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 10091.079 \text{ kg-cm}$$

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 10091.079}{0.9 \cdot 100 \cdot 8^2 \cdot 170}} \right] 100 \cdot 8 = 0.335 \text{ cm}^2$$

Tenemos que:

$$A_s \text{ mín} > A_s < A_s \text{ máx}$$

Tomamos el A_s mínimo

Separación del acero

$$a_1 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{100 \cdot 0.71}{1.429} = 49.70 \text{ cm}$$

Comparación con S mín y S máx

$$S \text{ mín} = 6 \text{ cm}$$

$$S \text{ máx} = \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 3.5 \cdot x_1 = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Como $s < s \text{ máx}$

Usar varillas del # 3 @ 35 cm de c.a.c



4.- Revisión por cortante.

$$V_{CR} \geq V_u$$

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$F_r = 0.8$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

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

$$V_{CR} = 0.5 * 0.8 * 100 * 0.8 * \sqrt{200} = 4525 \text{ kg}$$

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

$$a_1 = 1.05 \text{ m}$$

$$a_2 = 2.70 \text{ m}$$

$$w = 413 \text{ kg/m}^2$$

$$V = 138.860 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.4 * 138.860 = 159.689 \text{ kg}$$

Incrementamos 15 %

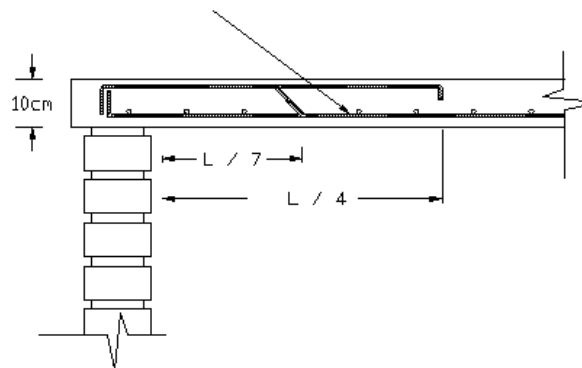
$$V_u = 1.15 * 159.689 = 223.564 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 4525 \text{ kg} > V_u = 223.564 \text{ kg}$$

Por lo tanto si resiste.

5.- Croquis de armado.

Varillas del # 3 @ 35 cm
ambos sentidos





DISEÑO DE LA LOSA DE ESCALERA

DISEÑO POR FLEXIÓN

$$M = 1.202 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_u = 1.4 * 1.202 = 1.683 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 168280 \text{ kg-cm}$$

$$FR = 0.9$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 168280}{0.9 * 100 * 8^2 * 170}} \right] 100 * 8$$

$$A_s = 6.149 \text{ cm}^2$$

Comparación con A_s mín y A_s máx

$$A_s \text{ máx} = 12.143 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ mín} = 1.429 \text{ cm}^2$$

se cumple que:

$$A_s \text{ mín} < A_s < A_s \text{ máx}$$

Separación del acero

Se propone utilizar varilla del # 4

$$a_1 = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{100 * 1.27}{6.149} = 20.66 \approx 20 \text{ cm}$$

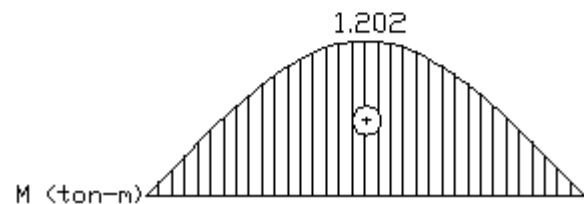
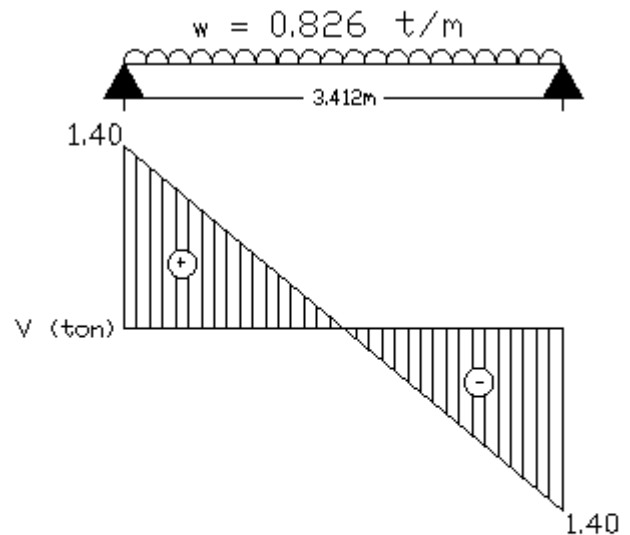
Comparación con S mín y S máx

$$S \text{ mín} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 3.5 * x_1 = 3.5 * 10 = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Como $s < s \text{ máx}$

Usar varillas del # 4 @ 20 cm de c.a.c





En sentido transversal se usará el A_s min.

$$A_s \text{ min} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{100 \cdot 0.71}{1.43} = 49.7 \text{ cm}$$

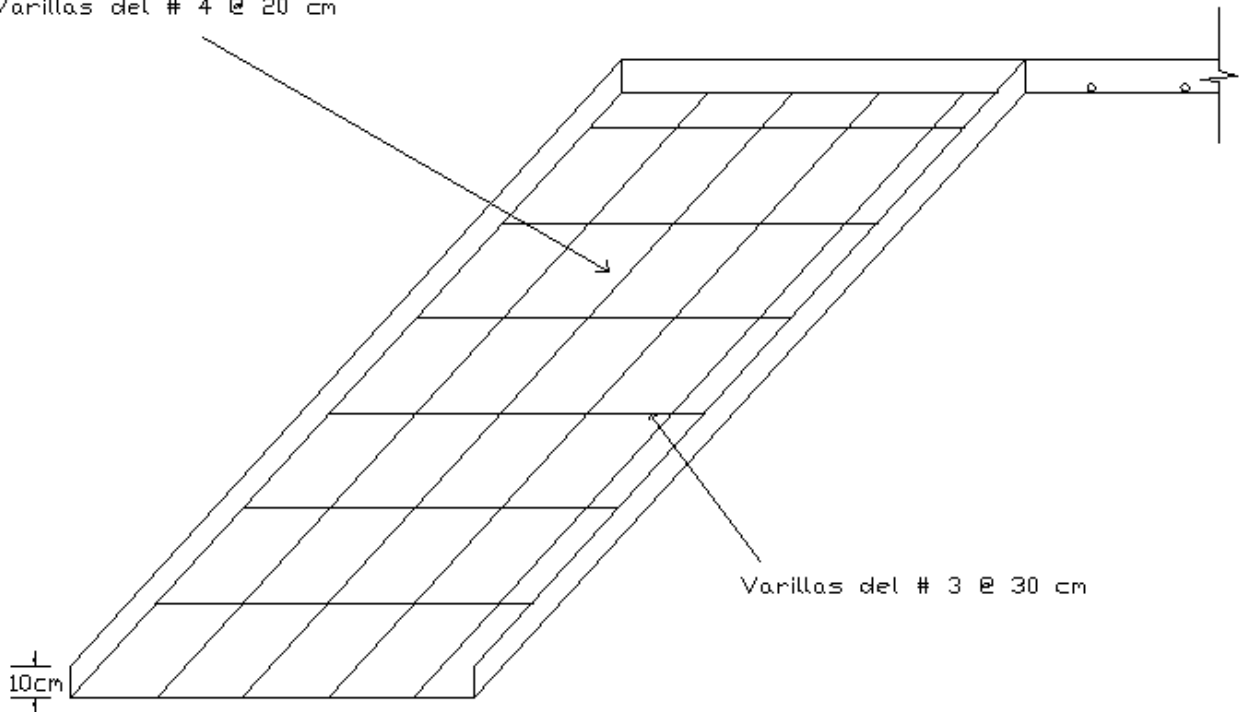
Comparación con S mín y S máx

$$S \text{ mín} = 6 \text{ cm}$$

$$S \text{ máx} = \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 3.5 \cdot x_1 = 3.5 \cdot 10 = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

Usar varillas del # 3 @ 30 cm de c.a.c

Varillas del # 4 @ 20 cm





ANÁLISIS Y DISEÑO DE TRABES

Las trabes son elementos estructurales que se diseñan para soportar cargas o esfuerzos a flexión acompañada de fuerza cortante. Además, en ocasiones también estarán diseñadas para resistir los momentos torsionantes.

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

- 1) Viga subreforzada: 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 útil.
- 2) 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.
- 3) Sección balanceada: El acero y el concreto alcanzan la fluencia al mismo tiempo, por lo que presenta una falla dúctil.

Las trabes se analizarán como simplemente apoyadas.

Los datos de diseño son los siguientes:

$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ para la resistencia del concreto.

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ para el armado longitudinal.

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

$f^*c = 0.8 f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$

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

Porcentaje de acero mínimo

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.00264$$

Porcentaje de acero máximo

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 * \rho_b$$

$$\rho_b = \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} = \frac{170}{4200} \frac{6000 * 0.85}{4200 + 6000} = 0.0162$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 * 0.0162 = 0.0152$$



CÁLCULO DE TRABES

TRABE T-1

P.Vol. = 2.40 ton/m³

Para concreto clase 1

Se tiene una trabe de dos tramos

*Descarga sobre la trabe

Tramo D-G

W losa = 1.657 ton

Proponemos dimensiones de trabe

b = 15 cm

h = 25 cm

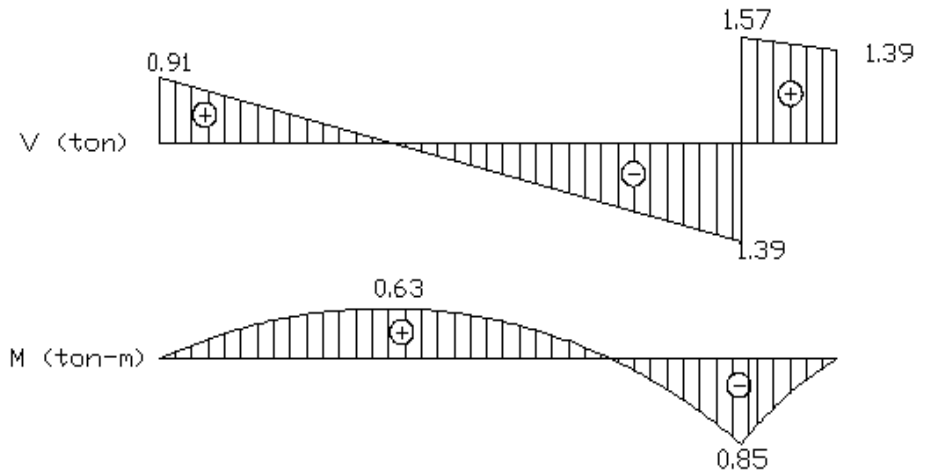
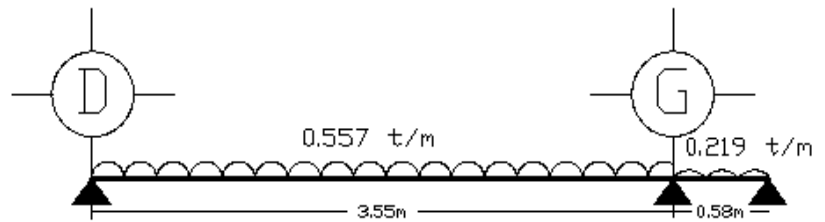
r = 4 cm

d = 21 cm

L = 355 cm

W propio = 0.320 ton

W trabe = 0.557 ton/m



Tramo G - H'

W losa = 0.075 ton

L = 58 cm

W propio = 0.052 ton

W trabe = 0.219 ton/m

La viga se calculó con el programa Sap 2000 V14.

*Análisis de la trabe

M máx (+) = 0.630 ton-m

M máx (-) = 0.850 ton-m

R = V = 1.570 ton

Multiplicar por Fc = 1.4

Mu (+) = 1.4*0.630 = 0.882 ton-m

Mu (-) = 1.4*0.850 = 1.190 ton-m

Vu = 1.4*1.570 = 2.198 ton

DISEÑO POR FLEXIÓN

Momento positivo

Mu = 0.882 ton-m

Mu = 88200 kg-cm

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(88200)}{0.9 \cdot 13 \cdot 21^2 \cdot 170}} \right] = 0.0043$$

Se cumple que :

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



* Cálculo de As

$$As = \rho b d$$

$$As = 0.0043 * 13 * 21 = 1.173 \text{ cm}^2$$

.

Se colocará el armado mínimo indicado por reglamento:

Usar 2 Var # 4

Momento negativo

$$Mu = 1.190 \text{ ton-m}$$

$$Mu = 119000 \text{ kg-cm}$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 (119000)}{0.9 * 13 * 21^2 * 170}} \right] = 0.00592$$

Se cumple que : $\rho_{\text{mín}} < \rho < \rho_{\text{máx}}$

* Cálculo de As

$$As = \rho b d$$

$$As = 0.00592 * 13 * 21 = 1.618 \text{ cm}^2$$

Se colocará el armado mínimo indicado por reglamento:

Usar 2 Var # 4

***Diseño por cortante**

$$V_{CR} = FR b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^*c}$$

$$As_{\text{real}} = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{2.53}{13 * 21} = 0.0093 < \rho_{\text{máx}} = 0.0152$$

$$V_{CR} = 0.8 * 13 * 21 * (0.2 + (20 * 0.0093)) \sqrt{200} = 1192.465 \text{ kg}$$

$$Vu = 2184 \text{ kg}$$

$$V_{CR} < Vu$$

Se requiere refuerzo por tensión diagonal

*Separación de estribos

$$S = \frac{FrAvfyd}{Vsr} (\sin \theta + \cos \theta)$$

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

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{2} = \frac{21}{2} = 10.5 \text{ cm}$$



Como el cortante ultimo es mayor que el cortante resistente, se requiere refuerzo por tensión diagonal a cada 90°.

$$V_{SR} = V_U - V_{CR}$$

$$V_{SR} = 2184 - 1192.465 = 1005.535 \text{ kg}$$

Estribos cerrados # 2.5 en dos ramas

$$a_o \text{ estribo} = 0.49 \text{ cm}^2$$

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

$$s = \frac{0.8 * 0.98 * 4200 * 21}{1005.535} = 68.768 \text{ cm}$$

$$S > S_{\text{máx}}$$

Usar $S_{\text{máx}}$ como separación

***Revisión de la deflexión permisible.**

Se revisa el tramo más desfavorable.

Para tramo D – G

Si no se efectúan elementos no estructurales.

$$\delta \text{ permisible} = \frac{355}{240} + 0.5 = 1.979 \text{ cm}$$

$\delta \text{ máx}$ - NTC - concreto - sección 3.2

$$\delta \text{ máx} = \delta_{\text{inmediata}} + \delta_{\text{diferida}}$$

Del programa Sap 2000 se obtiene la deflexión inmediata:

$$\delta_{\text{inmediata}} = 0.208 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{diferida}} = \delta_{\text{inmediata}} \left[\frac{2}{1 + 50\rho'} \right]$$

$$A_s' = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$d = 21 \text{ cm}$$

$$\rho' = \frac{2.54}{15 * 21} = 0.00806$$

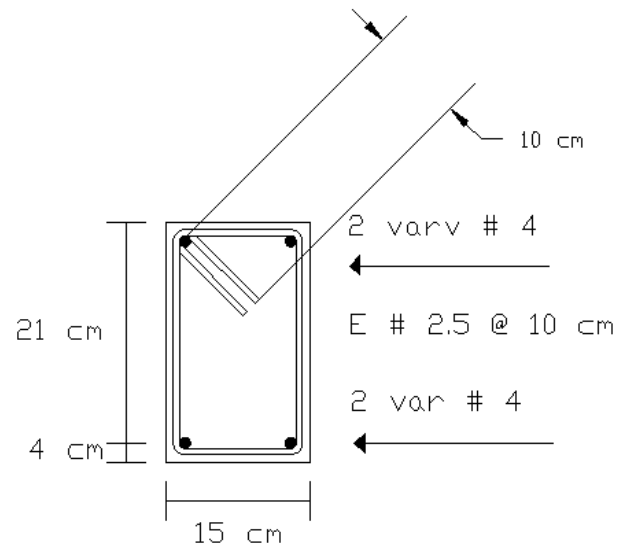
$$\delta_{\text{diferida}} = 0.208 \left[\frac{2}{1 + 50(0.00806)} \right] = 0.296 \text{ cm}$$

$$\delta \text{ máx} = 0.208 + 0.296 = 0.504 \text{ cm}$$

$$\delta \text{ máx} < \delta \text{ perm}$$



Por lo tanto se aceptan las dimensiones correspondientes





TRABE T - 3

$$P.Vol. = 2.40 \text{ ton/m}^3$$

Para concreto clase 1

*Descarga sobre la trabe

$$W \text{ trabe} = W \text{ losa} + W \text{ propio}$$

$$W \text{ losa} = w \text{ losa (Atrib)}$$

$$W \text{ propio} = b * h * l \text{ (P. Vol.)}$$

$$W \text{ losa} = 4.362 \text{ ton}$$

*Proponemos dimensiones de trabe

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

$$b = 15 \text{ cm}$$

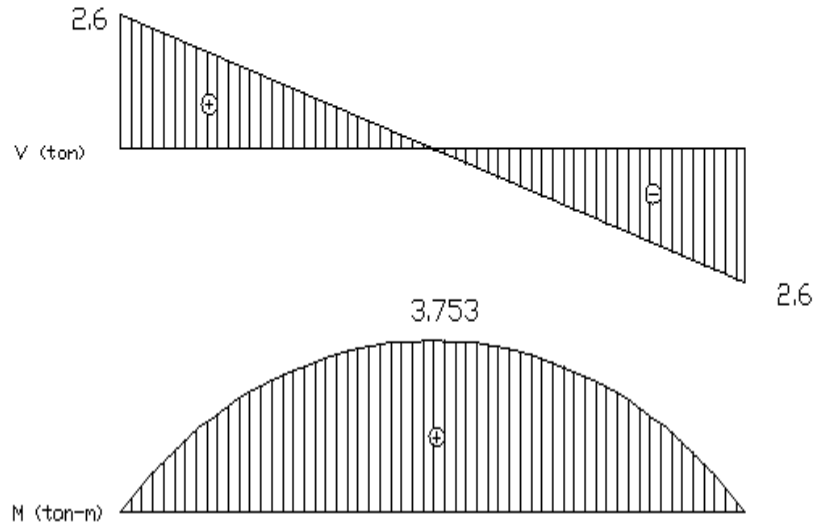
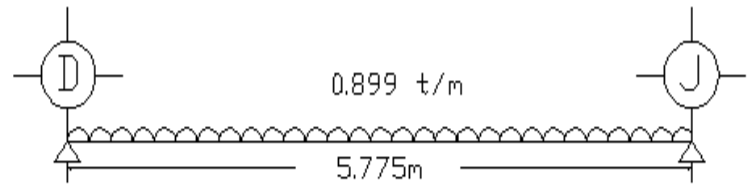
$$\text{rec} = 4 \text{ cm}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$L = 578 \text{ cm}$$

$$W \text{ propio} = 0.832 \text{ ton}$$

$$W \text{ trabe} = 0.899 \text{ ton/m}$$



*Análisis de la trabe

* Multiplicar por $F_c = 1.4$

$$V = \frac{wl}{2}$$

$$R = V = \frac{0.899 * 5.78}{2} = 2.597 \text{ ton}$$

$$Vu = 1.4 * 2.597 = 3.636 \text{ ton}$$

$$M_{\max} = \frac{wl^2}{8}$$

$$M_{\max} = \frac{(0.899 * 5.78^2)}{8} = 3.753 \text{ ton} - \text{m}$$

$$Mu = 1.4 * 3.753 = 5.255 \text{ ton-m}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

$$Mu = 5.255 \text{ ton-m}$$

$$Mu = 525455.349 \text{ kg-cm}$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(525455.349)}{0.9 * 13 * 21^2 * 170}} \right] = 0.00933$$

Se cumple que :

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

* Cálculo de A_s

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00933 * 15 * 36 = 4.364 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ real} = 5.70 \text{ cm}^2$$

Usar 2 Var # 6



*Diseño por cortante

$$V_{CR} = FR b d (0.2 + 20\rho)\sqrt{f^*c}$$

$$A_s \text{ real} = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$\rho \text{ real} = 5.70/(13 \cdot 36) = 0.01217 < \rho \text{ máx} = 0.015$$

$$V_{CR} = 0.8 \cdot 13 \cdot 36 \cdot (0.2 + (20 \cdot 0.01217))\sqrt{200} = 2348.726 \text{ kg}$$

$$V_u = 3636.369 \text{ kg}$$

$$V_{CR} < V_u$$

Se requiere refuerzo por tensión diagonal.

*Separación de estribos

$$S = \frac{F_r A_v f_y d}{V_{sr}} (\sin \theta + \cos \theta)$$

$$S \text{ min} = 6 \text{ cm}$$

$$S \text{ máx} = \frac{36}{2} = 18 \text{ cm}$$

Como el cortante ultimo es mayor que el cortante directo se requiere refuerzo por tensión diagonal a cada 90°.

$$V_{SR} = V_u - V_{CR}$$

$$V_{SR} = 3636.369 - 2348.726 = 1287.643 \text{ kg}$$

Estribos cerrados # 2.5 en dos ramas.

$$a_o \text{ estribo} = 0.49 \text{ cm}^2$$

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

$$s = \frac{0.8 \cdot 0.98 \cdot 4200 \cdot 36}{1287.643} = 92.06 \text{ cm}$$

$$S > S_{\text{máx}}$$

Usar $S_{\text{máx}}$ como separación

*Revisión de la deflexión permisible

Si no se efectúan elementos no estructurales.

$$\delta \text{ permisible} = \frac{578}{240} + 0.5 = 2.908 \text{ cm}$$

$\delta \text{ máx}$ - NTC - concreto - sección 3.2

$$\delta \text{ máx} = \delta_{\text{inmediata}} + \delta_{\text{diferida}}$$

$$\delta_{\text{inmediata}} = \frac{5 w L^4}{384 EI}$$



$$w = 8.988 \text{ kg/cm}$$

$$L = 578 \text{ cm}$$

$$E = 158113.883 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 80000 \text{ cm}^4$$

$$\delta \text{ diferida} = \delta \text{ inmediata} \left[\frac{2}{1 + 50\rho'} \right]$$

$$\delta \text{ inmediata} = \frac{5 * 8.988 * 578^4}{384 * 158113.883 * 80000} = 1.033 \text{ cm}$$

$$As' = 5.570 \text{ cm}^2$$

$$b = 15 \text{ cm}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

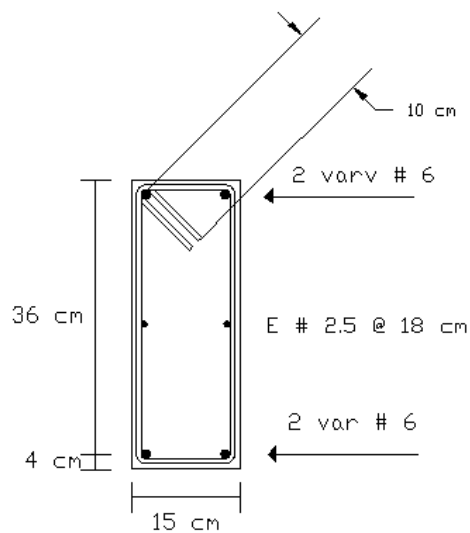
$$\rho' = \frac{5.570}{15 * 36} = 0.0105$$

$$\delta \text{ diferida} = 1.033 \left[\frac{2}{1 + 50(0.0105)} \right] = 1.332 \text{ cm}$$

$$\delta \text{ máx} = 1.033 + 1.332 = 2.364 \text{ cm}$$

$$\delta \text{ máx} < \delta \text{ perm}$$

Por lo tanto SE ACEPTA





Del mismo procedimiento de análisis se calculan las trabes restantes quedando como resultado la tabla siguiente:

RESULTADO DE TRABES

Trabe	b	h	rec	d	L	Mu (+)	Mu (-)	Vu	As requerido	Armado		Estribos	δ máx	δ perm
n	cm	cm	cm	cm	cm	ton-m	ton-m	ton	cm ²	Inferior	Superior	Armado	cm	cm
T - 1	15	25	4	21	355	0.882	1.190	2.198	2.54	2 var # 4	2 var # 4	E # 2.5 @ 10	0.5045	1.9792
T - 2	15	25	4	21	245	0.794	0.868	2.324	2.54	2 var # 4	2 var # 4	E # 2.5 @ 10	0.3896	1.5208
T - 3	15	40	4	36	578	5.255		3.636	5.7	2 var # 6	2 var # 4	E # 2.5 @ 18	2.3844	2.9083
T - 4	15	25	4	21	423	2.052		1.941	3.96	2 var # 5	2 var # 4	E # 2.5 @ 10	1.9712	2.2625
T - 5	15	25	4	21	270	1.174		1.740	2.54	2 var # 4	2 var # 4	E # 2.5 @ 10	0.5003	1.6250
T - 6	15	25	4	21	270	0.575		0.852	2.54	2 var # 4	2 var # 4	E # 2.5 @ 10	0.2450	1.6250
T - 7	15	25	4	21	180	0.317		0.705	2.54	2 var # 4	2 var # 4	E # 2.5 @ 10	0.0600	1.2500
T - 8	15	25	4	21	175	0.327		0.748	2.54	2 var # 4	2 var # 4	E # 2.5 @ 10	0.0586	1.2292
T - 9	15	25	4	21	310	2.344		3.025	3.96	2 var # 5	2 var # 4	E # 2.5 @ 10	1.2095	1.7917
T - 10	15	30	4	26	270	2.537	2.842	5.908	3.96	2 var # 5	2 var # 5	E # 2.5 @ 12	0.0778	1.6250
T - 11	20	40	4	36	415	8.553		8.244	8.55	3 var # 6	2 var # 4	E # 2.5 @ 18	1.4653	2.2292
T - 12	15	25	4	21	192.5	2.268		4.712	3.96	2 var # 5	2 var # 4	E # 2.5 @ 10	0.4511	1.3021
T - 13	15	25	4	21	150	0.349		0.932	2.54	2 var # 4	2 var # 4	E # 2.5 @ 10	0.0459	1.1250
T - 14	15	40	4	36	415	4.509		4.346	3.96	2 var # 5	2 var # 4	E # 2.5 @ 18	1.1253	2.2292
T - 15	15	40	4	36	585	6.421		4.391	6.94	2 var # 6 y 1 var # 4	2 var # 4	E # 2.5 @ 18	2.8664	2.9375
T - 16	15	25	4	21	223	0.514		0.922	2.54	2 var # 4	2 var # 4	E # 2.5 @ 10	0.1494	1.4292
T - 17	15	40	4	36	585	4.609		3.151	3.96	2 var # 5	2 var # 4	E # 2.5 @ 18	2.2854	2.9375
T - 18	15	25	4	21	105	0.095		0.362	2.54	2 var # 4	2 var # 4	E # 2.5 @ 10	0.0061	0.9375
T - 19	15	25	4	21	105	0.259		1.106	2.54	2 var # 4	2 var # 4	E # 2.5 @ 10	0.0109	0.9375
T - 20	15	25	4	21	105	0.234		0.890	2.54	2 var # 4	2 var # 4	E # 2.5 @ 10	0.0150	0.9375



REVISIÓN DE MUROS

MUROS

Se llama mampostería al sistema tradicional de construcción que consiste en erigir muros y paramentos para diversos fines, mediante la colocación manual de los elementos o los materiales que los componen. El concreto y la mampostería son los materiales clásicos para erigir muros de diversa índole.

Los muros de carga de mampostería son elementos estructurales utilizados con frecuencia en la construcción, tales como estructuras de retención, de almacenamiento, pero mayormente, son utilizados en la construcción de casas habitación y tienen la función de soportar las cargas verticales debidas a los entresijos en azoteas, o alguna otra carga que se transmita a través de ellos. La limitación de este sistema se debe a que su escasa resistencia en compresión y en tensión obliga a una alta densidad de muros con espesores considerables.

Los muros están comúnmente constituidos por piezas de mampostería unidas por un material cementante llamado mortero. Cabe mencionar que ambos materiales deben cumplir con los requisitos generales establecidos en los reglamentos.

Su clasificación de acuerdo a la forma en que trabajan son las siguientes:

Muros diafragma.- Son aquellos muros que se encuentran rodeados por trabes y columnas, al que proporcionan rigidez, ante la acción de cargas laterales.

Muros confinados.- Son muros que se encuentran contenidos entre trabes y castillos cuya función es ligar al muro proporcionándole un confinamiento que le permita un mejor comportamiento.

Muros reforzados interiormente.- Son aquellos que se encuentran constituidos por piezas huecas y se les colocan varillas de refuerzo tanto vertical como horizontalmente.

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

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



REVISIÓN DE MUROS POR CARGAS VERTICALES

Para este proyecto se proponen muros confinados hechos a base de tabique de barro rojo recocido de 12 cm de espesor con aplanado de mortero en ambas caras. La revisión se hace de acuerdo al reglamento, el cual indica que la resistencia de un muro sujeto a carga vertical debe ser mayor cuando menos igual a la carga última aplicada sobre él, es decir;

$$P_R \geq P$$

$$P_R = F_R F_E (f_m * 4) A_T \geq P_u = F_c * P$$

donde:

F_R = factor de reducción por resistencia = 0.6 para muros confinados.

F_E = factor de reducción por excentricidad y esbeltez.

* F_E = 0.6 para muros extremos o con claros que difieren en más de 50%, así como para los casos en que la relación entre cargas vivas y muertas de diseño excede de uno.

* F_E = 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50%.

f_m = Resistencia a la compresión de la mampostería de tabique de barro rojo recocido: 15 kg/cm².

A_T = área del muro en planta.

Para los dos casos de F_E se debe cumplir lo siguiente:

1.- Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas 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 actúen en dirección normal al plano del muro.

3.- La relación altura libre a espesor del muro, H/t , no excede de 20

En este caso, la relación del muro H/t , excede de 20, por lo que 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:

e' = excentricidad calculada para la carga vertical = $e_c + e_a$.

e_c = excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior.

e_a = excentricidad accidental que se tomará igual a $t/24$.

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

k = 1.0 para muros extremos en que apoyan las losas.

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

t = espesor del muro.



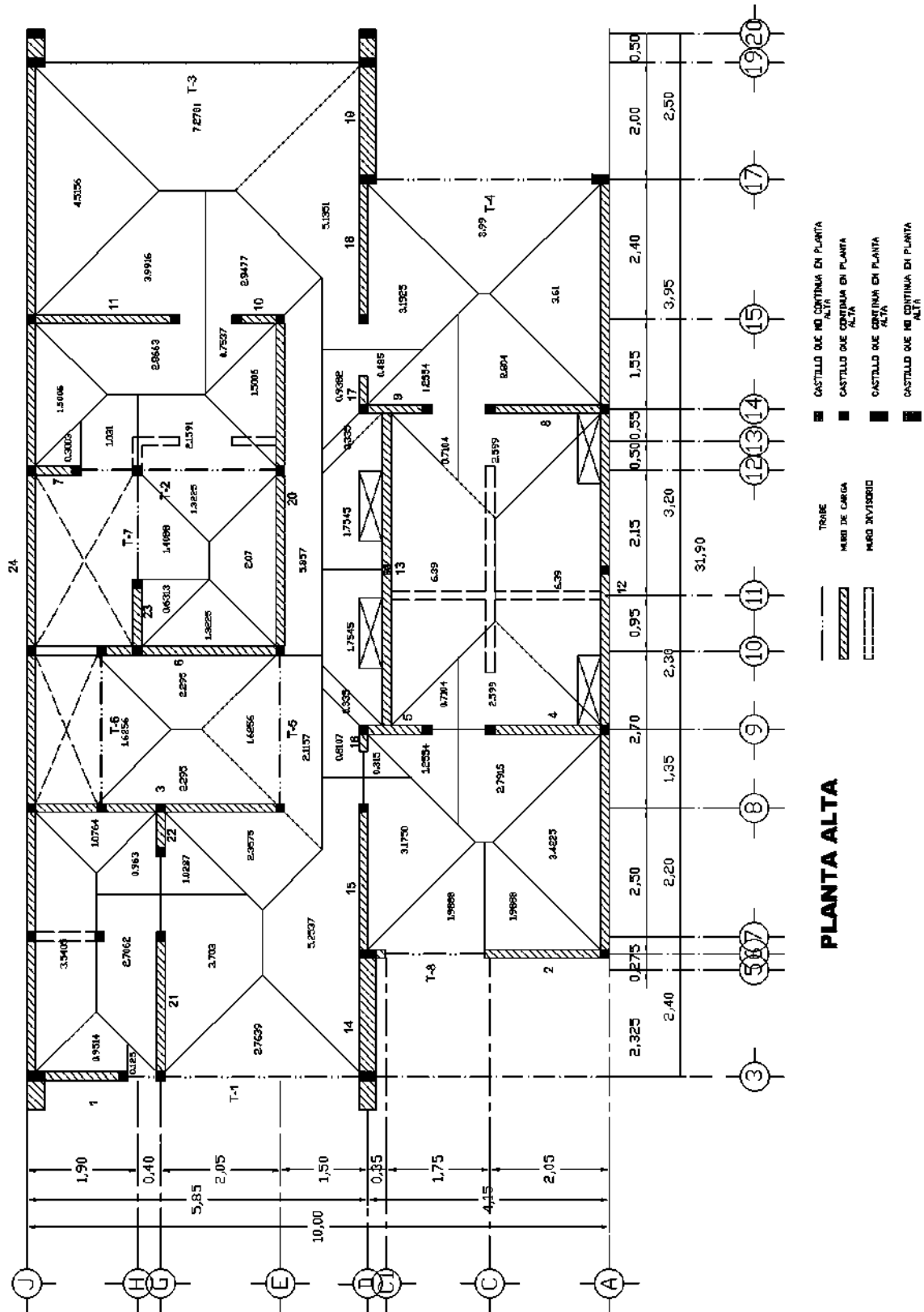
MUROS DE CARGA EN PLANTA ALTA

MUROS	W (kg/m ²)	e (cm)	L (cm)	H (cm)	W (kg)	W (ton)
exterior (muro a tizón) acabado mortero-yeso	432	24	410	260	4605.12	4.61
interior acabado yeso-yeso	216	12	3443	260	19333.08	19.33
interior (baño) acabado yeso-yeso/azulejo	231	12	395	260	2372.37	2.37
exterior-interior (baño) mortero-yeso-azulejo	243	12	258	260	1626.89	1.63
exterior-interior acabado mortero-yeso	228	12	3305	260	19592.04	19.59
					47529.495 kg	47.529 ton

MUROS DIVISORIOS EN PLANTA ALTA

MUROS	W (kg/m ²)	e (cm)	L (cm)	H (cm)	W (kg)	V (ton)
muros divisorios acabado yeso-yeso-azulejo	231	12	330	260	1981.98	1.98
muros divisorios (covintec) acabado yeso-yeso-azulejo	90	12	715	260	1673.1	1.6731
					3655.080 kg	3.655 ton

W total de muros en azotea = 51184.575 kg



MUROS DE PLANTA ALTA



EJEMPLO DE REVISIÓN DE UN MURO INDIVIDUAL

Se revisa el muro en planta alta del eje G tramo 3 – 7

*Cálculo de P_u

Datos:

$$A_T = 6.41 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{azotea}} = 599.4 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 2.4 \text{ m}$$

$$H = 2.6 \text{ m}$$

$$W_{\text{muro}} = 216 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Carga total de la losa} = A_T * W_{\text{azotea}} = 6.41 * 599.4 = 3842.154 \text{ kg}$$

$$\text{Peso propio del muro} = L * H * W_{\text{muro}} = 2.4 * 2.6 * 216 = 1347.84 \text{ kg}$$

$$P = \text{carga total de losa} + \text{peso propio del muro} = 3841.67 + 1347.84 = 5189.51 \text{ kg}$$

$$P_u = F_c * P = 1.4 * 5189.51 = 7265.32 \text{ kg}$$

*Cálculo de P_R

primero obtenemos el valor de F_E

$$F_E = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \quad P_R = F_R F_E (f_m * 4) A_T = \text{Kg} / \text{cm}^2$$

$$e' = e_c + e_a$$

$$e_c = \frac{\text{carga de losa de azotea} \left(\frac{t}{6}\right)}{\text{carga total de la losa}} = \frac{599.4 * \left(\frac{12}{6}\right)}{3842.15} = 0.312 \text{ cm}$$

$$= \frac{12}{24} = 0.5 \text{ cm}$$

$$e' = 0.312 + 0.5 = 0.812 \text{ cm}$$

$$e_a = \frac{t}{6}$$

$$k = 0.82 \text{ (cuando el muro se limita con dos losas)}$$

$$k = 1 \text{ (para muros extremos en que se apoyan las losas)}$$

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

$$F_E = \left(1 - \frac{2(0.812)}{12}\right) \left[1 - \left(\frac{0.8 * 260}{30 * 12}\right)^2\right] = 0.579$$

cálculo de P_R

$$A_t = \text{área transversal del muro} = t * L = 12 * 240 = 2880 \text{ cm}^2$$

$$f_m = 15 \text{ kg/cm}^2 \text{ (por reglamento para muro con piezas de tabique rojo recocido)}$$

$$F_R = 0.6$$

$$P_R = 0.6 * 0.579 * (15 * 4) * 2880 = 19180 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_R > P_u$$

Por lo tanto se acepta



REVISIÓN DE MUROS EN PLANTA ALTA

MURO	L (cm)	t (cm)	ÁREA TRIBUTARIA (m ²)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (kg)	PESO PROPIO DEL MURO (kg)	CARGA VERTICAL ACTUANTE		FE	CARGA VERTICAL RESISTENTE (kg)	OBSERVA- CIONES
						P (kg)	Pu (kg)			
1	142.5	12	1.05	478.70	900.32	1379.02	1930.62	0.2860	5574.5	SI PASA
2	205	12	3.32	1518.87	1215.24	2734.11	3827.75	0.3904	10949.6	SI PASA
3	427.5	12	5.54	3319.30	2400.84	5720.14	8008.19	0.5706	33367.4	SI PASA
4	197.5	12	5.39	3231.07	1186.19	4417.25	6184.15	0.5695	15385.8	SI PASA
5	110	12	1.97	1178.30	617.76	1796.06	2514.48	0.4977	7489.4	SI PASA
6	322.5	12	3.43	2053.72	1811.16	3864.88	5410.84	0.5458	24081.8	SI PASA
7	77.5	12	0.78	469.99	435.24	905.23	1267.32	0.2352	2493.1	SI PASA
8	197.5	12	5.40	3238.56	1186.19	4424.74	6194.64	0.5696	15388.4	SI PASA
9	125	12	2.30	1379.10	702.00	2081.10	2913.54	0.5141	8791.9	SI PASA
10	75	12	3.70	2218.62	421.20	2639.82	3695.75	0.5507	5649.8	SI PASA
11	247.5	12	6.56	3930.81	1389.96	5320.77	7449.07	0.5768	19529.2	SI PASA
12	1345	12	13.42	8045.45	7988.49	16033.94	22447.52	0.4266	78501.6	SI PASA
13	550	12	9.90	5936.58	3088.80	9025.38	12635.53	0.5882	44259.0	SI PASA
14	210	24	1.98	1189.57	2358.72	3548.29	4967.60	0.6855	39387.8	SI PASA
15	257.5	12	7.11	4261.85	1446.12	5707.97	7991.16	0.5868	20670.4	SI PASA
16	45	12	1.13	674.74	252.72	927.46	1298.45	0.4134	2544.9	SI PASA
17	65	12	1.42	853.07	365.04	1218.11	1705.35	0.4546	4042.6	SI PASA
18	240	12	6.47	3881.00	1347.84	5228.84	7320.37	0.5764	18923.1	SI PASA
19	200	24	1.85	1110.57	2246.40	3356.97	4699.76	0.6407	35058.3	SI PASA
20	585	12	7.46	4468.77	3285.36	7754.13	10855.78	0.5809	46486.2	SI PASA
21	240	12	6.41	3841.67	1347.84	5189.51	7265.32	0.5842	19180.0	SI PASA
22	75	12	1.99	1193.82	421.20	1615.02	2261.03	0.5255	5391.3	SI PASA
23	115	12	1.73	1038.46	726.57	1765.03	2471.04	0.3465	5450.9	SI PASA
24	1755	12	9.20	5512.50	10423.65	15936.15	22310.61	0.4212	101120.8	SI PASA
7810			109.51	65025.08	47564.84	112589.91	157625.88			



MUROS DE CARGA EN PLANTA BAJA

MUROS	W (kg/m ²)	e (cm)	L (cm)	H (cm)	W (kg)	W (ton)
exterior (muro a tizón) acabado mortero-yeso	432	24	275	260	3088.8	3.08
interior (muro a tizón) acabado yeso-yeso	420	24	1548	260	16904.16	16.9
interior acabado yeso-yeso	216	12	975	260	5475.6	5.48
interior (baño) acabado yeso-yeso-azulejo	231	12	416.5	260	2501.49	2.5
exterior-interior (baño) mortero-yeso-azulejo	243	12	185	260	1168.83	1.17
exterior-interior acabado mortero-yeso	228	12	1827.5	260	10833.42	10.83
					39972.309 kg	39.972 ton

MUROS DIVISORIOS EN PLANTA BAJA

MUROS	W (kg/m ²)	e (cm)	L (cm)	H (cm)	W (kg)	V (ton)
muros divisorios acabado yeso-yeso-azulejo	231	12	500	2.6	3003	3.003
muro divisorio a tizón acabado yeso-yeso-azulejo	420	24	210	2.6	2293.2	2.29
					5296.200 kg	5.296 ton

W total de muros en entrepiso = 45268.509 kg



Página 60



REVISIÓN DE MUROS EN PLANTA BAJA

MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	ÁREA TRIBUTARIA (m²)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (kg)	PESO PROPIO DEL MURO (kg)	PESO DEL NIVEL 2	CARGA VERTICAL ACTUANTE		FE	CARGA VERTICAL RESISTENTE (kg)	OBSERVACIONES
							P (kg)	Pu (kg)			
1	337.5	12	6.4517	3383.271	1895.4	10193.534	15472.206	21661.088	0.4138	102567.5	SI PASA
2	142.5	12	1.4217	745.539	1556.1	2246.253	4547.892	6367.049	0.4545	8859.4	SI PASA
3	337.5	12	1.2544	657.807	1895.4	1981.922	4535.130	6349.182	0.3114	14377.5	SI PASA
4	79	24	1.7301	907.264	474.474	2733.517	4115.256	5761.358	0.6636	14342.8	SI PASA
5	97.5	24	0.9311	488.269	577.98	1471.116	2537.365	3552.311	0.4858	12959.6	SI PASA
6	222.5	24	7.4416	3902.375	2429.7	11757.553	18089.628	25325.479	0.7991	48646.6	SI PASA
7	337.5	12	5.4294	2847.177	2027.025	8578.324	13452.526	18833.537	0.5698	26305.8	SI PASA
8	185	12	1.5753	826.087	1168.83	2488.937	4483.854	6277.396	0.3373	8536.4	SI PASA
9	1345	12	13.6552	7160.787	7973.16	21574.894	36708.841	51392.378	0.4269	78538.8	SI PASA
10	275	24	3.5099	1840.592	3088.8	5545.559	10474.951	14664.931	0.7145	53762.5	SI PASA
11	273	24	5.6293	2952.005	2981.16	8894.161	14827.326	20758.257	0.7859	58700.5	SI PASA
12	465	24	7.8392	4110.876	5222.88	12385.751	21719.508	30407.311	0.8012	101930.8	SI PASA
13	300	12	3.7025	1941.591	1684.8	5849.863	9476.254	13266.755	0.5507	22600.0	SI PASA
14	445	12	4.9529	2597.301	4998.24	7825.465	15421.006	21589.409	0.4063	24735.9	SI PASA
15	285	12	2.0306	1064.847	3201.12	3208.300	7474.267	10463.974	0.3600	14035.6	SI PASA
16	385	12	3.7056	1943.217	2282.28	5854.761	10080.257	14112.360	0.3955	20829.9	SI PASA

Para esta sección de planta baja los muros 4 y 5 se aumentaron de espesor para que puedan resistir las cargas laterales debido a que hay muy poca densidad de muros.

y al igual que la sección de planta alta, los muros tienen una altura de 2.6 m, por lo que los F_E se calcularon con la formula:

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



REVISIÓN DE MUROS POR CARGAS LATERALES

El objetivo de esta revisión es verificar que la estructura cumpla con los parámetros de seguridad a movimientos laterales provocadas por los sismos. El RCDF establece que la resistencia de un muro a cortante debe ser mayor o igual al cortante último aplicado sobre él, es decir:

$$V_R \geq V_u$$

donde V_u es la fuerza cortante última aplicada, la cual es resultado de la multiplicación del cortante producido por la acción del sismo por el factor de carga F_c correspondiente; y V_R es el cortante resistente del muro, que se obtiene mediante la aplicación de las expresiones establecidas en el reglamento. Según éste, basta revisar que la suma de resistencias a cortante de los muros en cada dirección sea superior a la fuerza cortante actuante.

Se pretende realizar el análisis de la estructura bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales, no simultáneas del movimiento del terreno, mediante el método simplificado de análisis. Por lo tanto y de acuerdo al reglamento se establece que la estructura analizada debe cumplir con los requisitos de las NTC-MAMPOSTERIA sección 3.2.3.3. Se hace consideración que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal.

Para aplicar el método simplificado la estructura deberá cumplir con las siguientes especificaciones:

- a) Que al menos el 75% de las cargas verticales estén soportadas por muros ligados entre si mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte.
 - Si se cumple ya que la mayoría de las cargas verticales están soportadas por muros de carga o trabes ligados al muro.
- b) Deben existir muros perimetrales con una longitud mínima del 50% del total de la construcción en cada dirección.
 - Se cumple, la longitud de los muros excede del 50%.
- c) La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excede de 2 a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación longitud y ancho satisfaga esta restricción.
 - De acuerdo a las medidas. $L = 18.55 \text{ m}$; $B = 10 \text{ m}$
- d) La relación entre altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5 y la altura del edificio no es mayor de 13 m.
 - Altura del edificio = 7.4 m

$$\frac{L}{B} = \frac{18.55}{10} = 1.855 < 2$$

$$\frac{H}{B} = \frac{7.4}{10} = 0.74 < 1.5$$

Por lo tanto se cumplen todos los requisitos para poder aplicar el método simplificado



La estructura se va a realizar en Acámbaro, Guanajuato y está ubicada en un terreno intermedio tipo I y según el reglamento de construcciones del Distrito Federal pertenece al grupo B.

1.- W total de la estructura

TIPO DE ELEMENTO	AREA (m ²)	CARGA DE SERVICIO (ton/m ²)	PESO (ton)	PESO (kg)
W azotea inclinada	39.375	0.458	18.034	18033.75
W azotea	96.9395	0.599	58.106	58105.5363
W entrepiso	119.9495	0.524	62.902	62901.5178
W tablero VIII	2.835	0.413	1.171	1170.855
W muros P. A.	-	-	51.185	51184.575
W muros P. B.	-	-	45.269	45268.509
W tinaco	-	-	2.768	2767.6
W trabes	-	-	7.476	7475.97
W escalera	8.768	0.826	7.240	7240.176
			254.148 ton	254148.489 kg

El coeficiente sísmico va de acuerdo a la región y se calculó con ayuda del programa PRODISIS. El resultado del programa al insertar los datos es:

$$C_s = 0.13$$

2.- Cortante sísmico en la base de la estructura

$$V_s = V_{\text{basal}} = C_s * W_{\text{total}}$$

$$V_s = 0.13 * 254148.489 = 33039.281 \text{ kg}$$

3.- Cortante último

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

$$V_u = 1.1 * 33039.281 = 36343.209 \text{ kg}$$

4.- La fuerza cortante resistente de diseño de muros de planta baja las obtenemos de las siguientes formulas:

Para fuerza cortante resistente en dirección x:

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

Para fuerza cortante resistente en dirección y:

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



Donde:

$$F_R = 0.7$$

$v_m^* = 3 \text{ kg/cm}^2$ (NTC mampostería, tabla 2.9 para tabique de barro recocido tipo de mortero II).

A_{Tx} = total del área equivalente en el sentido “x”.

A_{Ty} = total del área equivalente en el sentido “y”.

L_x y L_y = longitud total de muros de acuerdo a su dirección.

P_x y P_y son las cargas verticales soportadas por los muros de planta baja en la dirección “x” y dirección “y” respectivamente las cuales se obtienen de las siguientes expresiones:

$$P_x = \frac{L_x}{L_T} W_{TOTAL} \quad P_y = \frac{L_y}{L_T} W_{TOTAL}$$

Para la tabla, según sea el caso para F_{AE} las determinaremos con las siguientes expresiones:

$$F_{AE} = 1 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33$$
$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H} \right)^2 ; \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33$$



SENTIDO X				
MURO	LONGITUD (cm)	ESPESOR (cm)	FAE	AREA EQUIVALENTE (cm ²)
1	337.5	12	1.00	4050.00
2	142.5	12	0.53	908.62
3	337.5	12	1.00	4050.00
4	79	24	0.16	309.63
5	97.5	24	0.25	582.08
6	222.5	24	1.00	5340.00
7	337.5	12	1.00	4050.00
8	185	12	0.90	1988.17
Ltx =		1739	Σ =	
			21278.50	

Sentido "x"

$$A_{TX} = 21278.50 \text{ cm}^2$$

$$L_X = 1739 \text{ cm}$$

$$L_T = 5396.5 \text{ cm}$$

$$P_X = \frac{L_X}{L_T} * W_{\text{total}} \quad P_X = \frac{1739}{5396.5} * 254148.313 = 81898.252 \text{ kg}$$

$$V_{RX} = 0.7[(0.5 * 3 * 21278.5) + (0.3 * 81898.252)] \leq 1.5 * 0.7 * 3 * 21278.5$$

$$V_{RX} = 39541.0589 \text{ kg} \leq 67027.275 \text{ kg}$$

Comparando el cortante resistente con el cortante último:

$$V_{RX} = 39541.0589 \text{ kg} > 36343.209 \text{ kg}$$

Por lo tanto si pasa.

Observaciones: los muros 4 y 5 se aumentaron de espesor a 24 cm para poder cumplir con la densidad requerida en el sentido "x", ya que en el análisis sísmico se observó que con el espesor anterior de 12 cm no cumplía con las especificaciones de cortante.



SENTIDO Y				
MURO	LONGITUD (cm)	ESPESOR (cm)	FAE	ÁREA EQUIVALENTE (cm ²)
9	1345	12	1.00	16140.00
10	217.5	24	1.00	5220.00
11	272.5	24	1.00	6540.00
12	407.5	24	1.00	9780.00
13	300	12	1.00	3600.00
14	445	12	1.00	5340.00
15	285	12	1.00	3420.00
16	385	12	1.00	4620.00
Lty =		3657.5	Σ =	54660.00

Sentido “y”

$$A_{Ty} = 54660.00 \text{ cm}^2$$

$$L_y = 3657.5 \text{ cm}$$

$$L_T = 5396.5 \text{ cm}$$

$$P_y = \frac{L_y}{L_T} * W_{\text{total}} \quad P_y = \frac{3657.5}{5396.5} * 254148.313 = 172250.0612 \text{ kg}$$

$$V_{RX} = 0.7[(0.5 * 3 * 54660) + (0.3 * 172250.0612)] \leq 1.5 * 0.7 * 3 * 54660$$

$$V_{Ry} = 93565.513 \text{ kg} \leq 284412.90 \text{ kg}$$

Comparando el cortante resistente con el cortante último:

$$V_{Ry} = 93565.513 \text{ kg} > 36343.209 \text{ kg}$$

Por lo tanto si pasa.



DISEÑO DE CASTILLOS Y DALAS

Los castillos y dalas deberán cumplir con los requisitos siguientes según reglamento:

- a) Los castillos se colocan en los extremos de los muros con separación máxima entre sí de 1.5 H.

Se cumple

- b) Las dalas se colocaran en los extremos horizontales de los muros, su separación no será mayor que 3 m.

Se cumple

- c) Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor del muro y su relación altura libre al espesor del muro deberá ser menor de $30 \text{ cm} : H/t = 260/12 = 21.67 < 30$.

Se cumple

- d) El f'_c del concreto será de 150 kg/cm^2 .

Se cumple

- e) El esfuerzo longitudinal del castillo y la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales.

Se considera

- f) El armado será de mínimo 3 varillas.

Se considera

- g) Los dos elementos estarán reforzados por estribos cerrados.

Se considera

- h) Cuando la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, V_m^* , sea superior a 6 Kg/cm^2 , se suministrará refuerzo transversal, con área igual a la calculada con la ecuación 5.2 y con una separación no mayor que una hilada dentro de una longitud H_o en cada extremo de los castillos.

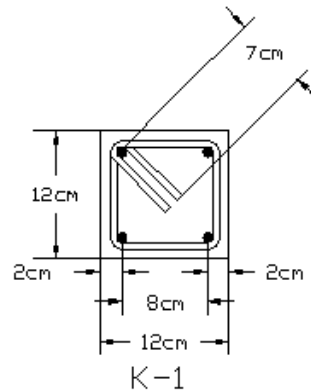
Se considera

Tomando en consideración el espesor de los muros se proponen castillos de $12 \times 12 \text{ cm}$.



DISEÑO DE LOS CASTILLOS

Castillo k - 1



Refuerzo longitudinal

Área total del acero:
$$A_s = 0.2 \frac{f_c'}{f_y} t^2$$

$t = 12 \text{ cm}$

$$A_s = 0.2 \frac{150}{4200} 12^2 = 1.029 \text{ cm}^2$$

$\text{Var } \# 3 = 0.71 \text{ cm}^2$

$1.029/0.71 = 1.45$ varillas ≈ 2 varillas, por reglamento se requieren por lo menos 3 varillas.

Se colocaran 4 varillas del # 3

Refuerzo transversal.

Área del refuerzo longitudinal:
$$A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c}$$

$h_c = 12 \text{ cm}$

$s = 1.5t = 1.5(12) = 18 \text{ cm}$

$$A_{sc} = \frac{1000 * 18}{2530 * 12} = 0.593 \text{ cm}^2$$

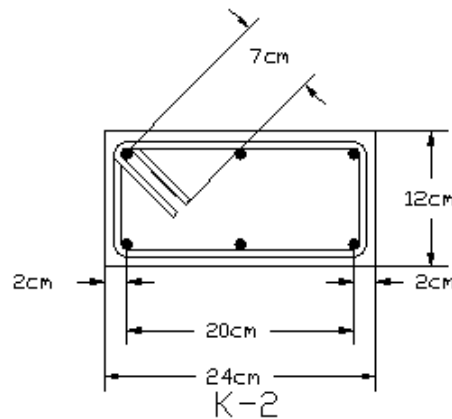
$a_o = 0.593/2 = 0.295 \text{ cm}^2$

Se colocarán estribos cerrados de alambren del numero 2 ($a_o = 0.63 \text{ cm}^2$) con separación de 18 cm.



Castillo k - 2

Se proponen las siguientes dimensiones del castillo correspondiente:



Refuerzo longitudinal

Área total del acero
$$A_s = 0.2 \frac{f_c'}{f_y} t^2$$

$t = 24 \text{ cm}$

$$A_s = 0.2 \frac{150}{4200} 24^2 = 4.114 \text{ cm}^2$$

$\text{Var } \# 3 = 0.71 \text{ cm}^2$

$4.114/0.71 = 5.79 \text{ varillas}$

se colocarán 6 varillas del # 3

Refuerzo transversal

Área de refuerzo transversal:
$$A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c}$$

$h_c = 24 \text{ cm}$

$s = 1.5t = 1.5(24) = 36 \text{ cm}$ esta separación excede el valor, por reglamento será de 20 cm.

$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

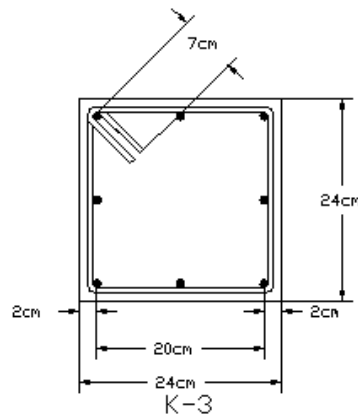
$$A_{sc} = \frac{1000 * 18}{2530 * 24} = 0.329 \text{ cm}^2$$

Se colocarán estribos cerrados de alambros del número 2 ($a_o = 0.63 \text{ cm}^2$) con separación de 18 cm.



Castillo k - 3

Se proponen las siguientes dimensiones del castillo correspondiente:



Refuerzo longitudinal

Área total del acero: $A_s = 0.2 \frac{f_c'}{f_y} t^2$

$t = 24 \text{ cm}$

$$A_s = 0.2 \frac{150}{4200} 24^2 = 4.114 \text{ cm}^2$$

Var # 3 = 0.71 cm^2

$4.114 / 0.71 = 5.79$ varillas

Se colocarán 8 varillas del # 3

Refuerzo transversal

Área de refuerzo transversal: $A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c}$

$h_c = 24 \text{ cm}$

$s = 36 \text{ cm}$ excede el valor, por reglamento será de 20 cm

$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{sc} = \frac{1000 * 18}{2530 * 24} = 0.329 \text{ cm}^2$$

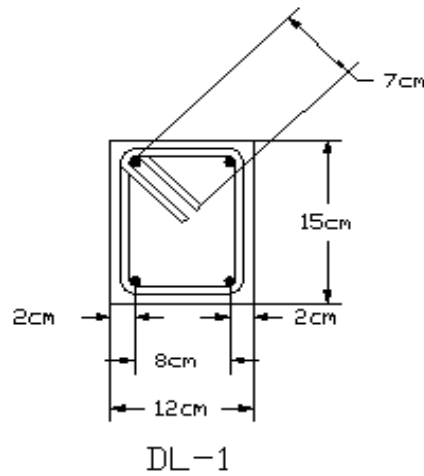
Se colocarán estribos cerrados de alambres del número 2 ($a_o = 0.63 \text{ cm}^2$) con separación de 18 cm.



DISEÑO DE DALAS

Dala DL – 1

Se proponen las siguientes dimensiones de la dala correspondiente:



Refuerzo longitudinal

Proponiendo dala 12 X 15 cm

Área total del acero $A_s = 0.2 \frac{f_c'}{f_y} t^2$

$t = 12 \text{ cm}$

$$A_s = 0.2 \frac{150}{4200} 12^2 = 1.03 \text{ cm}^2$$

Var # 3 = 0.71

$1.03/0.71 = 1.45$ varillas ≈ 2 varillas, por reglamento se requieren por lo menos 3 varillas

Se colocarán 4 varillas del # 3

Refuerzo transversal

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

$h_c = 12 \text{ cm}$

$s = 1.5t = 1.5(12) = 18 \text{ cm}$

$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

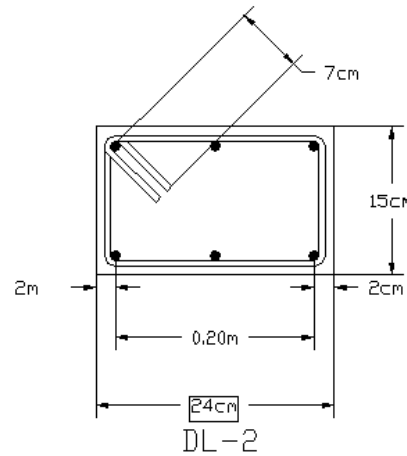
$$A_{sc} = \frac{1000 * 18}{2530 * 12} = 0.593 \text{ cm}^2$$

Se colocarán estribos cerrados de alambren del numero 2 ($a_o = 0.63 \text{ cm}^2$) con separación de 18 cm.



Dala DL - 2

Se proponen las siguientes dimensiones del castillo correspondiente:



Refuerzo longitudinal

Proponiendo dala 24 X 15 cm

Área total del acero $A_s = 0.2 \frac{f_c'}{f_y} t^2$

$t = 24 \text{ cm}$

$$A_s = 0.2 \frac{150}{4200} 24^2 = 4.11 \text{ cm}^2$$

Var # 3 = 0.71 cm²

$4.11/0.71 = 5.79$ varillas

Se colocarán 6 varillas del # 3

Refuerzo transversal

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

$h_c = 24 \text{ cm}$

$s = 36 \text{ cm}$ Excede el valor, por reglamento será de 20 cm

$f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{sc} = \frac{1000 * 18}{2530 * 24} = 0.329 \text{ cm}^2$$

Se colocarán estribos cerrados de alambren del numero 2 ($a_o = 0.63 \text{ cm}^2$) con separación de 18 cm.



ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

Se entiende por cimentación al conjunto formado por la subestructura y el suelo de la zona donde se pretende construir, y está compuesta por todos aquellos elementos de transición entre la superestructura y el suelo.

La mayoría de las obras civiles, necesitan de una base fundamental donde se acumulen las cargas verticales, y ésta debe ser construida con el mayor cuidado posible, en la cuál no debe ahorrarse ni en materiales ni en cuidados. Sería un grave error reducir por economía, las dimensiones calculadas, la calidad y las proporciones de los materiales que se van a emplear en las cimentaciones, porque sería muy costoso subsanar los defectos que se produzcan por estas deficiencias. Para lograr estos detalles es necesario conocer las características del suelo, sus diferentes capacidades de carga, asentamientos en estructuras y los posibles efectos que pueda tener al paso de un sismo.

Para este proyecto se hicieron los estudios necesarios de mecánica de suelos y para esto fué necesario complementarlo con las observaciones pertinentes del terreno en el campo, para poder construir la obra de la manera más confiable y segura.

Los datos del estudio de mecánica de suelos son las siguientes:

Capacidad de carga del suelo:
 $q_r = 8.50 \text{ ton/m}^2$

Peso volumetrico:
 $\gamma_s = 1.20 \text{ ton/m}^3$

En base a los estudios realizados se establece que el tipo de cimentación que tendrá la estructura será a base de zapatas corridas de concreto armado.

Se analizan los tramos más desfavorables de la planta baja.

TRAMO	L (cm)	t (cm)	ÁREA TRIBUTARIA (m ²)	CARGA TOTAL DE LA LOSA ENTREPISO (Kg)	PESO PROPIO DEL MURO Kg	PESO DEL NIVEL 2	PU (Kg)	W/ml
A6-9	385	12	3.2852	1722.75888	2282.28	5259.371	9264.410	2406.340
A9-14	550	12	6.76	3544.944	3260.4	10822.278	17627.622	3205.022
A14-17	395	12	3.61	1893.084	2341.56	5779.353	10013.997	2535.189
D2-6	260	24	3.5099	1840.59156	2920.32	5619.100	10380.011	3992.312
D7'-9	273	24	5.6293	2952.00492	2981.16	9012.108	14945.273	5474.459
D16-20	450	24	7.8392	4110.87648	4914	12550.000	21574.877	4794.417
E	300	12	3.7025	1941.591	1684.8	5927.438	9553.829	3184.610
J3-8	445	12	4.9529	2597.30076	2637.96	7929.240	13164.500	2958.315
J12-16	285	12	2.0306	1064.84664	3201.12	3250.846	7516.812	2637.478
J16-19	385	12	3.7056	1943.21664	4324.32	5932.401	12199.938	3168.815
8	325	12	6.5869	3454.17036	1825.2	10545.157	15824.527	4869.085
10	325	12	1.2544	657.80736	1825.2	2008.205	4491.212	1381.911
12E-F	79	24	1.7301	907.26444	443.664	2769.767	4120.695	5216.070
12F-I	98	24	0.9311	488.26884	550.368	1490.625	2529.262	2580.879
14	225	24	7.4416	3902.37504	2457	11913.471	18272.846	8121.265
16	325	12	6.1685	3234.7614	1825.2	9875.329	14935.290	4595.474
17A-B	190	12	1.5753	826.08732	112.632	2521.943	3460.662	1821.401



DISEÑO DE LA ZAPATA DE LINDERO

Para la zapata de lindero, se toma el tramo más desfavorable que es la que recibe más carga. En este caso es el tramo A 9-14.

*Profundidad de desplante

$$D_f = 1.20 \text{ m.}$$

1.- Descarga total de la cimentación (para tramo A9-14)

$$P = 3.205 \text{ ton/m}$$

Ancho mínimo de zapata:

$$B_{\text{mín}} = 0.60 \text{ m}$$

Como no sabemos el valor de B, la propondremos con base en esta fórmula empírica:

$$B = 1.25 \left[\frac{p}{q_r} \right] = 1.25 \left[\frac{3.205}{8.50} \right] = 0.47 \text{ m} < B_{\text{mín}} = 0.60 \text{ m} \therefore \text{se toma } B_{\text{mín}}$$

Se usará para el diseño un tramo de longitud unitaria.

$$L = 1.00 \text{ m}$$

Peso propio supuesto de la zapata:

$$W_s = \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) B L D_f = \frac{2.6 + 1.2}{2} 0.60 * 1.00 * 1.20 = 1.370 \text{ ton}$$

Descarga total sobre el terreno:

$$PT = 3.205 + 1.37 = 4.57 \text{ ton}$$

2.- Dimensionamiento de la zapata (B real)

$$B = \frac{P_T}{q_r} = \frac{4.57}{8.50} = 0.54 \text{ m} < B_{\text{mín}}$$

Tomamos el ancho mínimo:

$$B = 0.60 \text{ m}$$

3.- Revisión de la presión de contacto del terreno

$$q = \frac{P_T}{BL} \leq q_r = \frac{4.57}{0.60 * 1.00} = 7.622 \text{ ton/m}^2 < q_r$$

4.- Presión de diseño (presión última)

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



$$q_{nu} = 1.4 \frac{3.205}{(1.00)(0.6)} = 7.478 \text{ ton/m}^2$$

5.- Diseño de la losa

a) Por cortante

$$V_{CR} = (0.5) F_R \sqrt{f'_c}$$

$$F_R = 0.8$$

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

$$f^*_c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = 0.5 * 0.8 * \sqrt{160} = 5.060 \text{ kg/cm}^2 = 50.6 \text{ ton/m}^2$$

Utilizamos tabicón C = 26 cm

$$\ell = B - C$$

$$C = 0.26$$

$$\ell = 0.60 - 0.26 = 0.34$$

$$d = \frac{q_{nu} \ell}{V_{CR} + q_{nu}} = \frac{7.478 * 0.34}{50.60 + 7.478} = 0.044 \text{ m}$$

$$d = 4.40 \text{ cm}$$

Requiere muy poco espesor para resistir la cortante sin embargo, el reglamento especifica que el peralte mínimo será:

$$d_{\min} = 10 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$H = 15 \text{ cm}$$

Revisión del peso real

Elemento	Area (m ²)	Espesor (m)	P.Vol. (ton/m ³)	P total (ton)
Plantilla	0.6	0.05	2.4	0.072
Losa	0.6	0.15	2.4	0.216
Muro	0.26	1.00	1.8	0.468
Relleno	0.5324	1.00	1.3	0.692
$\Sigma =$				1.448

$$W_s = 1.370 \text{ ton} \approx 1.448 \text{ ton}$$

W real > Ws sin embargo no lo excede en más del 10% por lo que se acepta.

b) Por flexión

Transversal



$$\ell' = \ell + C/4 = 0.34 + (0.26/4) = 0.405 \text{ cm}$$

$$M_u = \frac{q_u \ell'^2}{2} = \frac{7.85 * 0.405^2}{2} = 0.613 \text{ t-m}$$

$$M_u = 0.613 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 61332.105 \text{ kg-cm}$$

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(61332.105)}{0.9 * 100 * 10^2 * 136}} \right] = 0.00167$$

Comparación con ρ mín y ρ máx

$$\rho \text{ mín} = 0.00236$$

$$\rho \text{ máx} = 0.012$$

$$\rho \text{ mín} > \rho$$

* Cálculo de A_s (usaremos el ρ mín)

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00236 * 100 * 10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

Se compara con A_{st}

$$X_1 = 15 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{600 x_1}{f_y (100 + x_1)} \quad b(1.5) = \frac{600 (15)}{4200 (100 + 15)} (100)(1.5) = 3.075 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto rige el A_{st}

$$\text{Var \# 3} = a_o = 0.71 \text{ cm}$$

SEPARACIÓN ENTRE VARILLAS

Sentido transversal

$$s = \frac{100 * 0.71}{3.075} = 23 \text{ cm}$$

$$\text{Var \# 3 @ 20 cm c.a.c}$$

Sentido longitudinal

En esta dirección la zapata no se flexiona por lo solo se requiere refuerzo mínimo por temperatura

$$\text{Var \# 3}$$

$$A_{st} = 3.075 \text{ cm}^2$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Var \# 3 @ 20 cm c.a.c.}$$



DISEÑO DE ZAPATA DE CENTRO

*Profundidad de desplante sugerida

$$D_f = 1.20 \text{ m}$$

1.- Descarga total de la cimentación (para muro 14)

$$P = 4.869 \text{ ton/m}^2$$

Ancho propuesto

$$B = 1.25 \left(\frac{P}{q_r} \right) = 1.25 \left(\frac{4.869}{8.50} \right) = 0.72 \text{ m por lo tanto se tomará } B = 0.80 \text{ m}$$

Se toma un tramo de longitud unitaria:

$$L = 1.00 \text{ m}$$

Peso propio supuesto de la zapata

$$W_s = \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) B L D_f = \frac{2.6 + 1.2}{2} 0.80 * 1.00 * 1.00 = 1.73 \text{ ton}$$

Descarga total sobre el terreno

$$P_T = P + W_s = 4.869 + 1.73 = 6.60 \text{ ton}$$

2.- Dimensionamiento de la zapata (B real)

$$B = \frac{P_T}{q_r} = \frac{6.60}{8.50} = 0.78 \text{ m} \approx 0.80 \text{ m}$$

3.- Revisión de la presión de contacto

$$q = \frac{P_T}{BL} \leq q_r = \frac{6.60}{0.80 * 1.00} = 8.246 \text{ ton/m}^2 < q_r$$

4.- Presión de diseño (presión última)

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

$$q_{nu} = 1.4 \frac{4.869}{(1.00)(0.8)} = 8.521 \text{ ton/m}^2$$

5.- Diseño de la losa

a) Por cortante

$$\ell = \frac{B - C}{2}$$



Utilizamos tabicón C = 26 cm

$$\ell = \frac{0.80 - 0.26}{2} = 0.27 \text{ m}$$

$$V_{CR} = (0.5) F_R \sqrt{f'_c}$$

$$F_R = 0.8$$

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

$$f^*_c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = 0.5 * 0.8 * \sqrt{160} = 5.060 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = 50.60 \text{ ton/m}^2$$

$$d = \frac{q_{mu} \ell}{V_{CR} + q_{mu}} = \frac{8.521 * 0.27}{50.6 + 8.521} = 0.039 \text{ m}$$

$$d = 3.90 \text{ cm}$$

Requiere muy poco espesor para resistir la cortante, sin embargo, el reglamento especifica un peralte mínimo de 10 cm, por lo tanto el peralte será el siguiente:

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

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$H = 15 \text{ cm}$$

Revisión del peso real

Elemento	Área (m ²)	Espesor (m)	P.Vol. (ton/m ³)	P total (ton)
Plantilla	0.80	0.05	2.4	0.096
Losa	0.80	0.15	2.4	0.288
Muro	0.26	1.00	1.8	0.468
Relleno	0.732	1.00	1.3	0.952
$\Sigma =$				1.804

$$W_s = 1.730 \text{ ton} \approx 1.804 \text{ ton}$$

El peso real es mayor que el peso supuesto sin embargo se aceptan las dimensiones ya que no excede el 10%.



b) Por flexión

Transversal

$$\ell' = \ell + C/4$$

$$\ell' = 0.27 + (0.26/4) = 0.34 \text{ cm}$$

$$Mu = \frac{q_{nu} \ell'^2}{2} = \frac{8.521 * 0.34^2}{2} = 0.478 \text{ t-m}$$

Diseño por flexión

$$Mu = 0.478 \text{ ton-m}$$

$$Mu = 47812.897 \text{ kg-cm}$$

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(47812.897)}{0.9 * 100 * 10^2 * 136}} \right] = 0.00129$$

Comparación con ρ mín y ρ máx

$$\rho \text{ mín} = 0.00236$$

$$\rho \text{ máx} = 0.012$$

$$\rho \text{ mín} > \rho$$

* Cálculo de A_s (usamos el ρ mín)

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00236 * 100 * 10 = 2.357 \text{ cm}^2$$

Se compara con A_{st}

$$x_1 = 15 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{600 x_1}{f_y (100 + x_1)} b (1.5) = \frac{600 (15)}{4200 (100 + 15)} (100)(1.5) = 3.075 \text{ cm}^2$$

$$\text{Var \# 3} = a_o = 0.71 \text{ cm}^2$$

SEPARACIÓN ENTRE VARILLAS (sentido transversal)

$$S = \frac{100 * 0.71}{3.075} = 20 \text{ cm}$$

Var # 3 @ 20 cm c.a.c.

Sentido longitudinal

En esta dirección la zapata no se flexiona por lo solo se requiere refuerzo mínimo por temperatura.

$$A_{st} = 3.075 \text{ cm}^2$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

Var # 3 @ 20 cm c.a.c.



DISEÑO DE ZAPATA DE CENTRO MURO A TIZON

*Profundidad de desplante sugerida

$$D_f = 1.00 \text{ m}$$

1.- Descarga total de la cimentación (para muro 14)

$$P = 8.121 \text{ ton/m}$$

$$B = 1.25 \left(\frac{P}{q_r} \right) = 1.25 \left(\frac{8.121}{8.50} \right) = 1.19 \text{ m} \approx 1.25 \text{ m}$$

$$L = 1.00 \text{ m}$$

Peso propio supuesto de la zapata

$$W_s = \frac{2.6+1.2}{2} * 1.25 * 1.00 * 1.00 = 2.25 \text{ ton/m}$$

Descarga total sobre el terreno

$$PT = 8.121 + 2.25 = 10.37 \text{ ton/m}$$

2.- Dimensionamiento de la zapata (B real)

$$B = \frac{P_r}{q_r} = \frac{10.37}{8.5} = 1.22 \text{ m} \approx 1.25 \text{ m}$$

3.- Revisión de la presión de contacto

$$q = \frac{10.37}{1.25 * 1.00} = 8.297 \text{ ton/m}^2 < q_r$$

4.- Presión de diseño (presión última)

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

$$q_{nu} = 1.4 \frac{8.121}{(1.00)(1.25)} = 9.096 \text{ ton/m}^2$$

5.- Diseño de la losa

a) Por cortante

$$\ell = \frac{B - C}{2}$$

Utilizamos tabicón C = 26 cm

$$\ell = \frac{1.25 - 0.26}{2} = 0.495 \text{ m}$$

$$V_{CR} = (0.5) F_R \sqrt{f'_c}$$



$$FR = 0.8$$

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

$$f^*c = 160 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = 0.5 * 0.8 * \sqrt{160} = 5.060 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{CR} = 50.60 \text{ ton/m}^2$$

$$d = \frac{q_{mu} \ell}{V_{CR} + q_{mu}} = \frac{9.096 * 0.495}{50.6 + 9.096} = 0.075 \text{ m}$$

$$d = 7.50 \text{ cm}$$

Requiere muy poco espesor para resistir la cortante, sin embargo el reglamento especifica un peralte mínimo de 10 cm, por lo que:

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

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$H = 15 \text{ cm}$$

Revisión del peso real

Elemento	Área (m ²)	Espesor (m)	P.Vol. (ton/m ³)	P total (ton)
Plantilla	1.25	0.05	2.4	0.15
Losa	1.25	0.15	2.4	0.45
Muro	0.52	0.8	1.8	0.75
Relleno	0.946	0.8	1.3	0.984
$\Sigma =$				2.33

$$Ws = 2.25 \text{ ton} \approx 2.33 \text{ ton}$$

Se aceptan las dimensiones

b) Por flexión

Transversal

$$\ell' = \ell + C/4$$

$$\ell' = 0.495 + (0.26/4) = 0.56 \text{ cm}$$

$$Mu = \frac{q_{mu} \ell'^2}{2} = \frac{9.096 * 0.56^2}{2} = 1.43 \text{ t-m}$$

Diseño por flexión

$$Mu = 1.43 \text{ ton-m}$$

$$Mu = 142622.405 \text{ kg-cm}$$



$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(142622.405)}{0.9 \cdot 100 \cdot 10^2 \cdot 136}} \right] = 0.00402$$

Comparación con ρ mín y ρ máx

ρ mín = 0.00236

ρ máx = 0.012

$$\rho \text{ mín} < \rho < \rho \text{ máx}$$

* Cálculo de A_s

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00402 \cdot 100 \cdot 10 = 4.023 \text{ cm}^2$$

Se compara con A_{st}

$$A_{st} = \frac{600 x_1}{f_y (100 + x_1)} b d$$

$$X_1 = 15 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 3.075 \text{ cm}^2$$

$$\text{Var \# 3} = a_o = 0.71 \text{ cm}^2$$

SEPARACIÓN ENTRE VARILLAS

$$s = \frac{100 \cdot 0.71}{4.023} = 18 \text{ cm}$$

Var # 3 @ 20 cm c.a.c

Longitudinal

En esta dirección la zapata no se flexiona por lo solo se requiere refuerzo mínimo por temperatura.

Var # 3

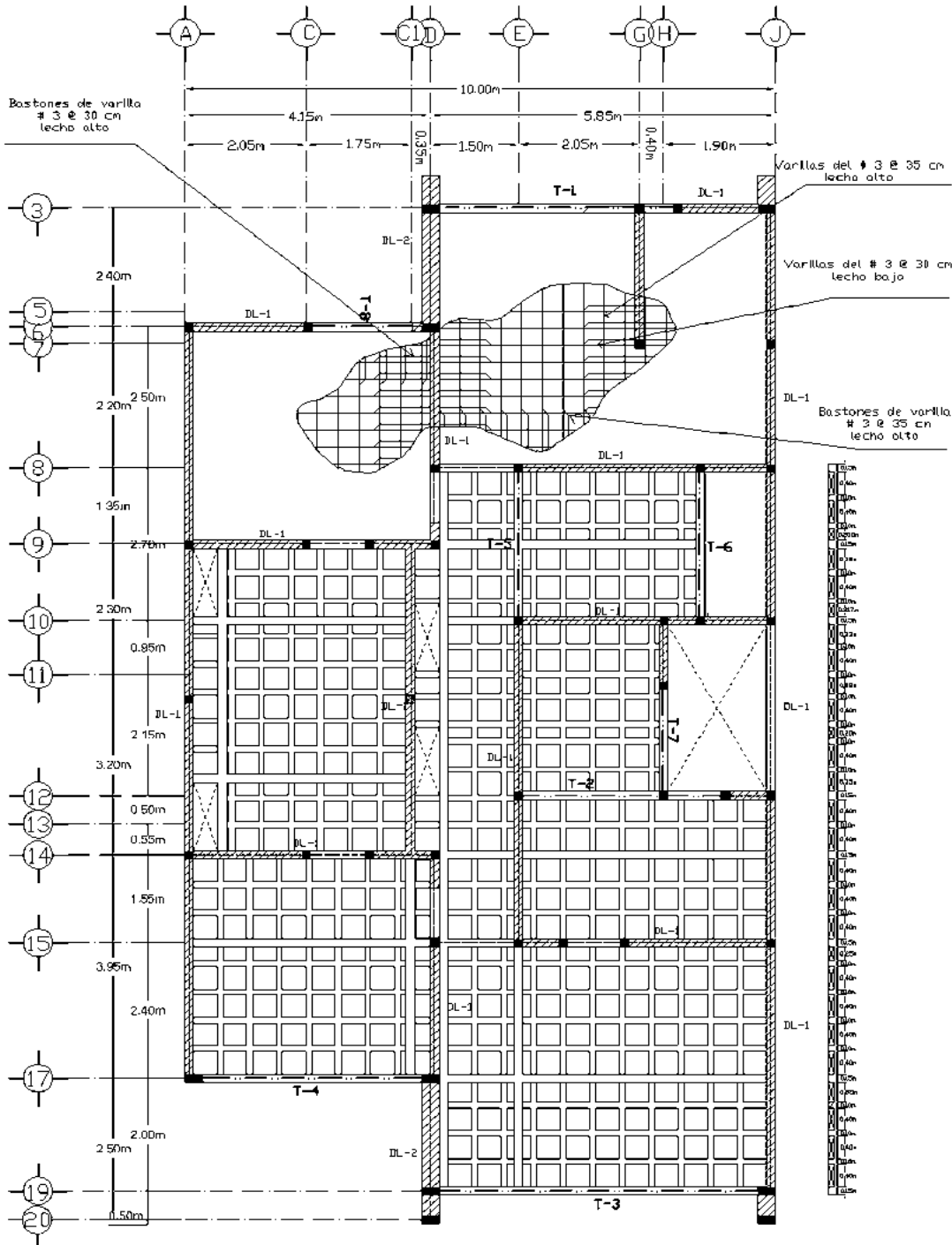
$$A_{st} = 3.075 \text{ cm}^2$$

$$S = 20 \text{ cm}$$

Var # 3 @ 20 cm c.a.c.



PLANOS ESTRUCTURALES



PLANTA ALTA



SIMBOLOGIA

- Trabe
- Muro de carga
- Dala de cerramiento
- Castillo que no continúa en planta alta
- Castillo que continúa en planta alta

DATOS DE PROYECTO

- Se usará una resistencia de $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ para firmes y plantillos.
- Se usará una resistencia de $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ para dala de desplante, cerramientos y castillos.
- Se usará una resistencia de $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ para losas, traveses y columnas.
- El peso volumétrico en estado fresco será mayor a 2.2 ton/m^3 .
- El tamaño máximo de agregado será de 2 cm .
- El revoque del concreto en estado fresco será entre 10 y 12 cm .
- El concreto debe de mantenerse en un ambiente húmedo o durante 28 días, si se usa un cemento normal.
- El recubrimiento libre de toda varilla o malla será de 2 cm en losas, castillos y traveses, de 5 cm en losas de cimentación.

ACERO DE REFUERZO

- Las varillas usadas tendrán un $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- Las mallas electrosoldadas a usar tendrán un $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$.
- Los estribos serán cerrados de una pieza y deberán de renotar a una esquina con dobleces a 135° , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 cm de largo.
- Todos las varillas llevarán ganchos, excepto los bastones del lecho superior.

CIMBRA

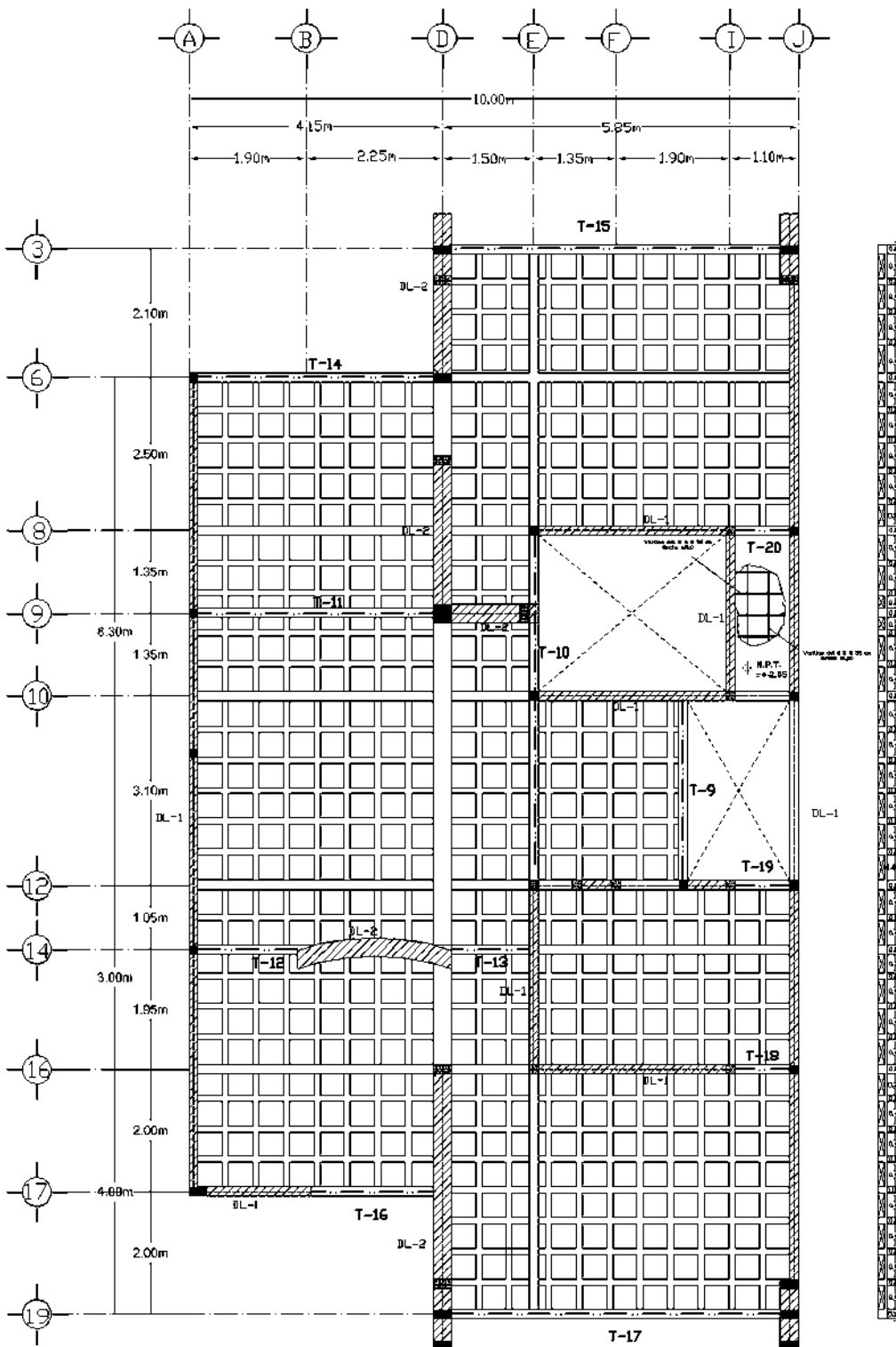
- Permanecerá limpia y húmeda durante 1 hora antes del colado.
- Se cubrirá con aceite quemado como protección para facilitar el desmoldado.
- El desmoldado de traveses y castillos, se hará por lo menos a los 7 días de efectuado el colado y de 2 días para castillos y dala.

MAHPOSTERIA

- Para los muros de enrase se usará tabicón de concreto de $10 \times 14 \times 25 \text{ cm}$ asentado con mortero tipo 1 cemento arena $1:4$.

NOTA

- Las anotaciones están en metros, excepto las dimensiones indicadas en otra unidad.
- Todas las cotas deberán verificarse con las indicadas en los planos arquitectónicos.



PLANTA BAJA



SIMBOLOGIA

- Trabe
- Muro de carga
- Dala de cerramiento
- Castillo que no continúa en planta alta
- Castillo que continúa en planta alta

DATOS DE PROYECTO

- 1.- Se usará una resistencia de $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ para fines y plantillas.
- 2.- Se usará una resistencia de $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ para dala de desplante, cerramientos y castillos.
- 3.- Se usará una resistencia de $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ para losas, traves y columnas.
- 4.- El peso volumétrico en estado fresco será mayor a 22 ton/m^3 .
- 5.- El tamaño máximo de agregado será de 2 cm (3).
- 6.- El revenimiento del concreto en estado fresco será entre 10 y 12 cm.
- 7.- El concreto debe de mantenerse en un ambiente húmedo o durante 28 días, si se usa un cemento normal.
- 8.- El recubrimiento libre de toda varilla o malla será de 2 cm en losas, castillos y traves, de 5 cm en losas de cimentación.

ACERO DE REFUERZO

- 1.- Las varillas usadas tendrán un $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- 2.- Las mallas electrosoldadas a usar tendrán un $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$.
- 3.- Los estribos serán cerrados de una pieza y deberán de tener a una esquina con dobleces a 135° , seguidos de traves rectos de no menos de 10 cm de largo.
- 4.- Todos las varillas llevarán ganchos, excepto los bastones del lecho superior.

CIMBRA

- 1.- Permanecerá limpia y húmeda durante 1 hora antes del colado.
- 2.- Se cubrirá con aceite quemado como protección para facilitar el desmoldado.
- 3.- El desmoldado de traves y castillos, se hará por lo menos a los 7 días de efectuado el colado y de 2 días para castillos y dala.

MAPOSTERIA

- 1.- Para los muros de enrase se usará talocón de concreto de $10 \times 14 \times 26 \text{ cm}$ asentado con mortero tipo 1 cemento arena 1:4.

NOTA

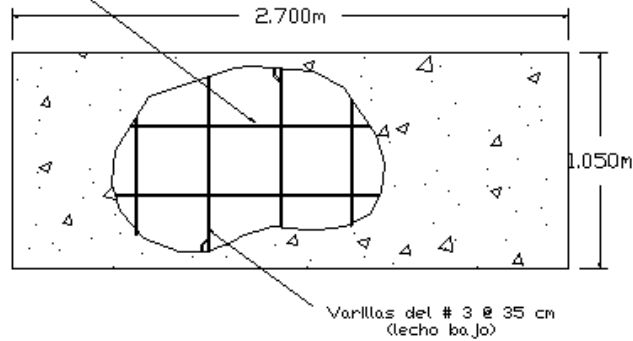
- 1.- Las cotaciones están en metros, excepto las dimensiones indicadas en otra unidad.
- 2.- Todas las cotas deberán verificarse con los indicados en los planos arquitectónicos.



ARMADO DE LOSA AISLADA

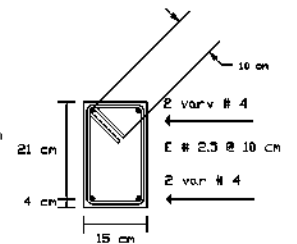
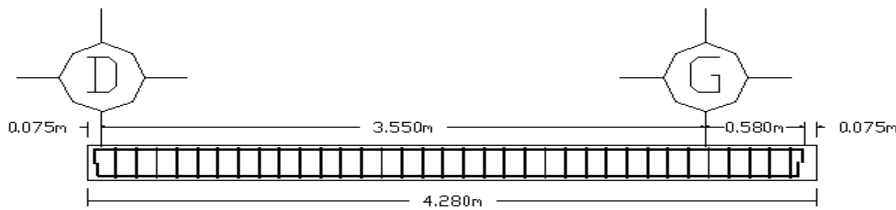
Tablero VIII

Varillas del # 3 @ 35 cm
(lecho alto)

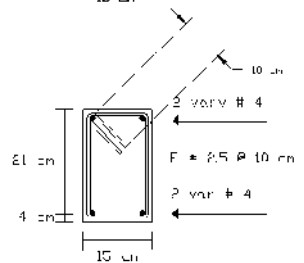
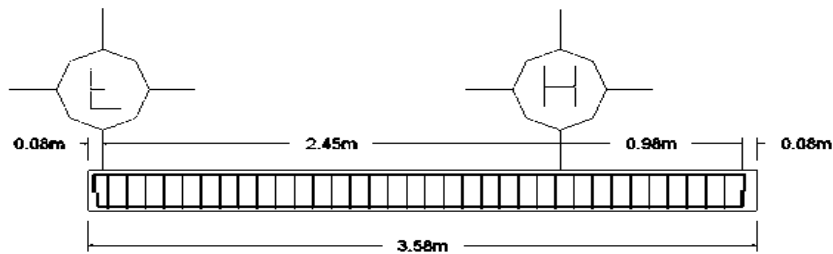


TRABES EN PLANTA ALTA

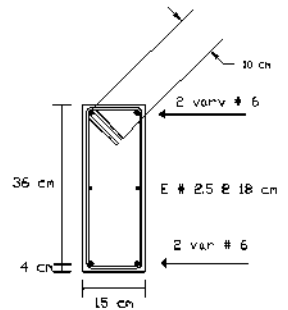
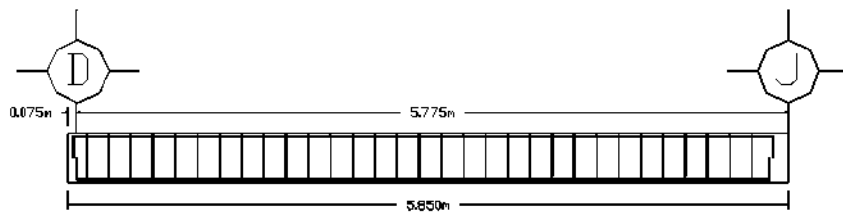
TRABE 1



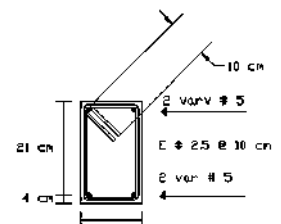
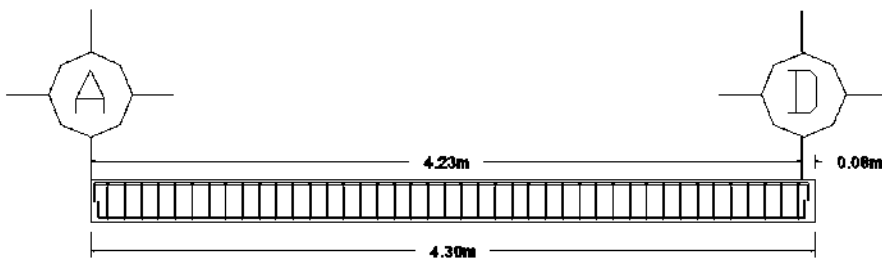
TRABE 2



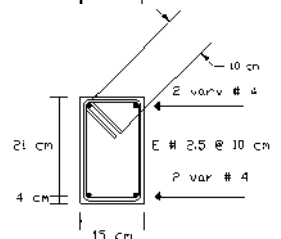
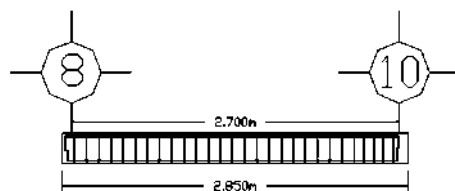
TRABE 3



TRABE 4

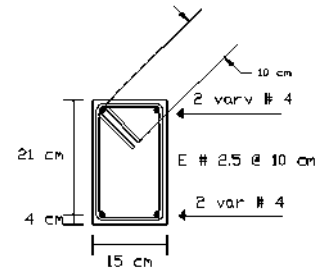
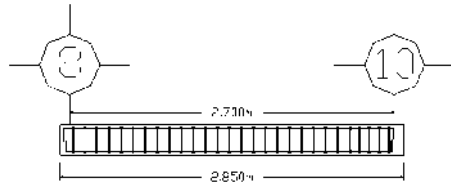


TRABE 5

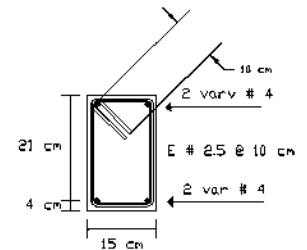
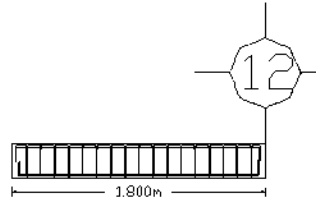




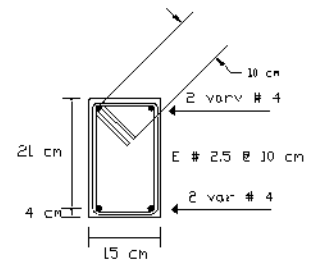
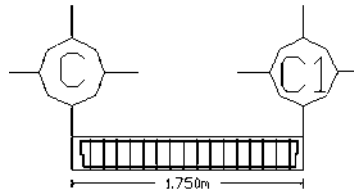
TRABE 6



TRABE 7

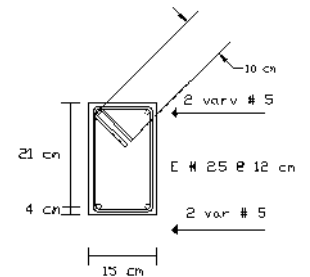
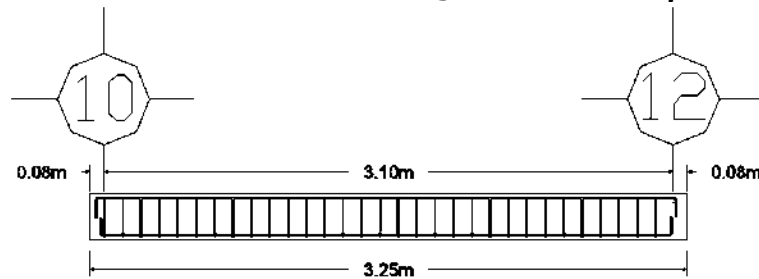


TRABE 8

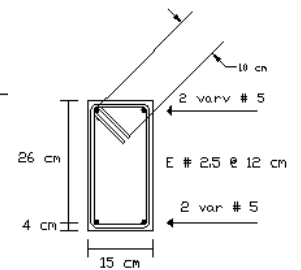
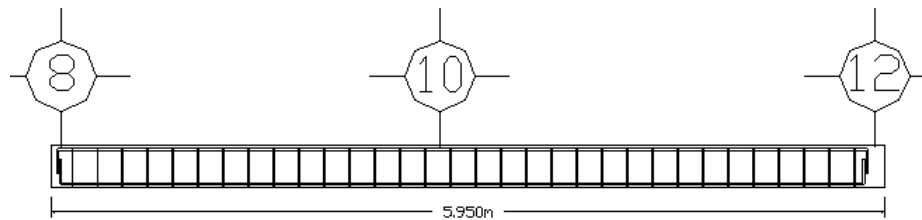


TRABES EN PLANTA BAJA

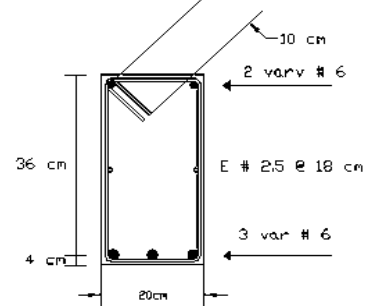
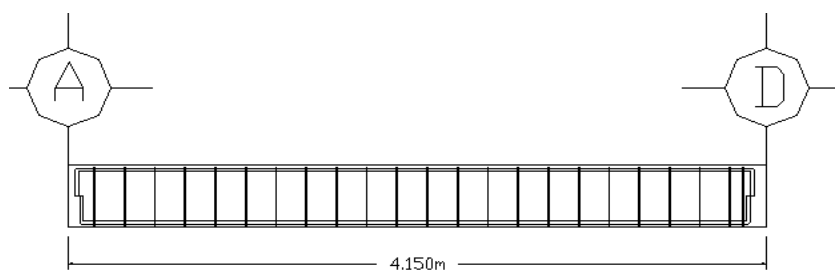
TRABE 9



TRABE 10

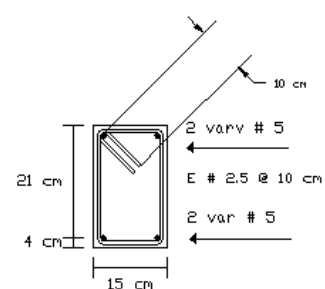
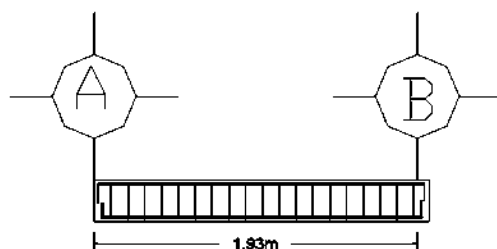


TRABE 11

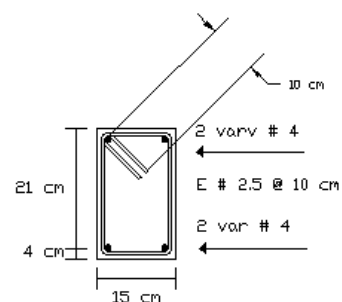
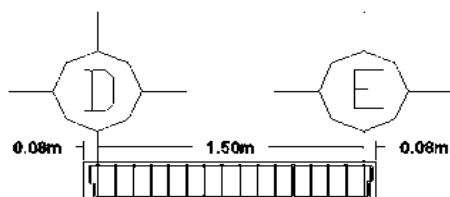




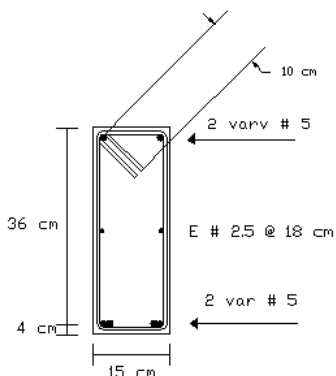
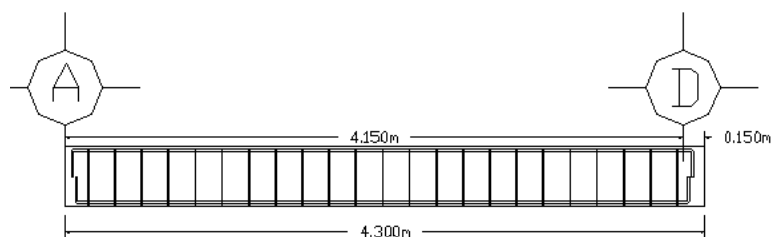
TRABE 12



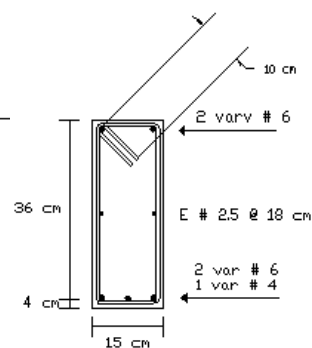
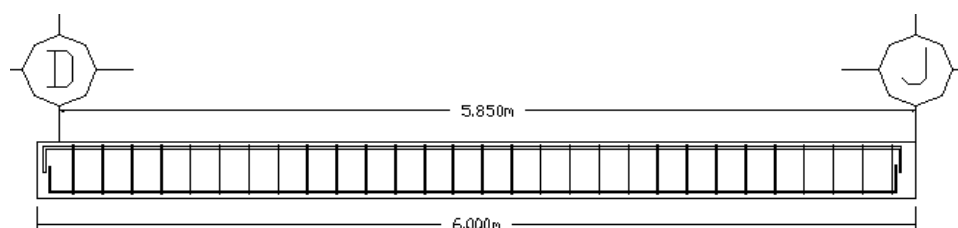
TRABE 13



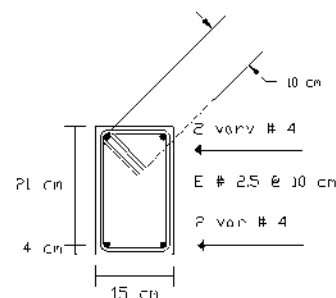
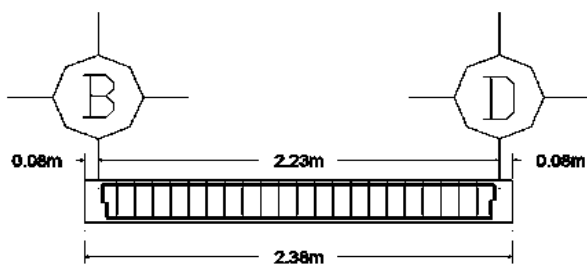
TRABE 14



TRABE 15

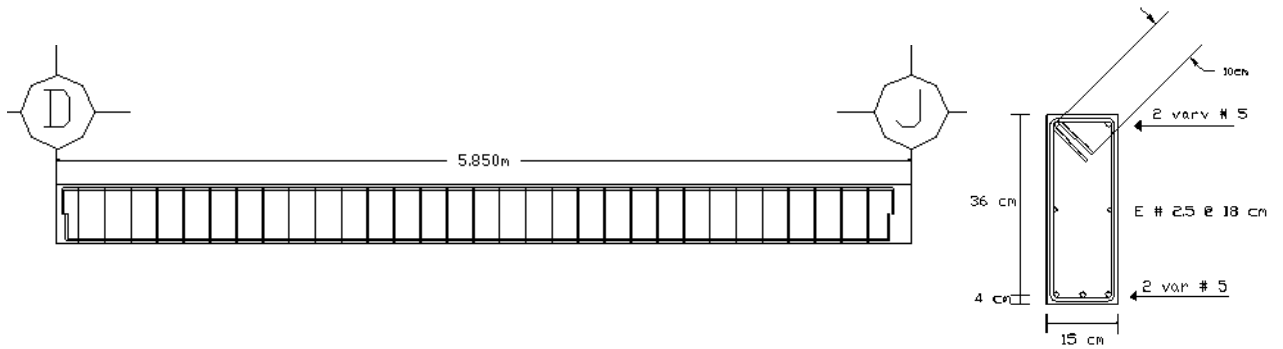


TRABE 16

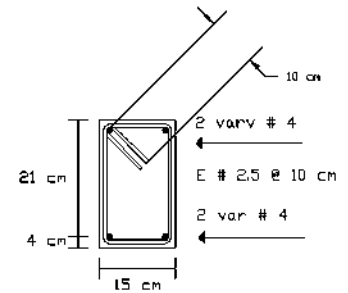
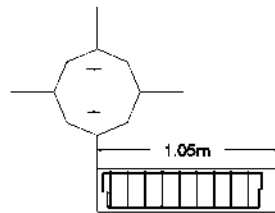




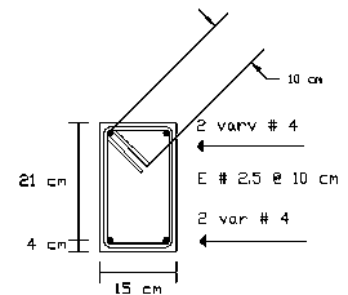
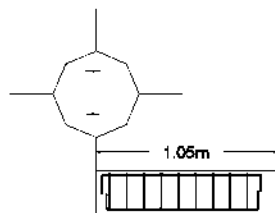
TRABE 17



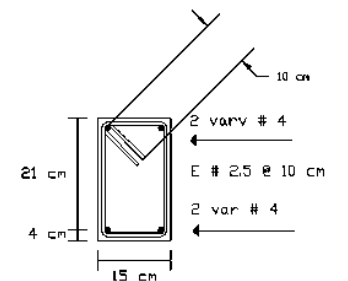
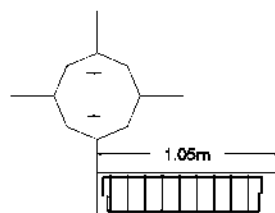
TRABE 18



TRABE 19

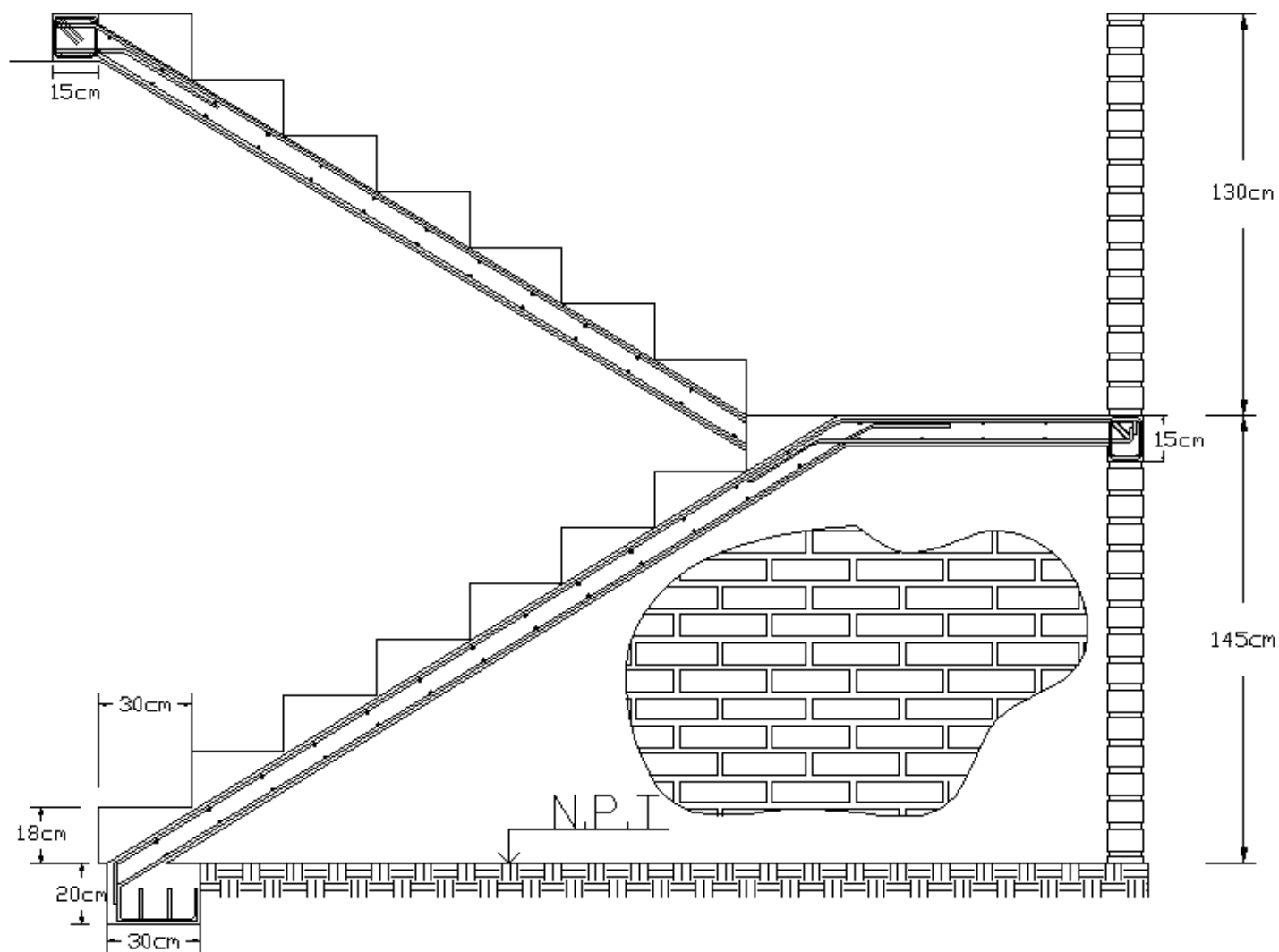


TRABE 20



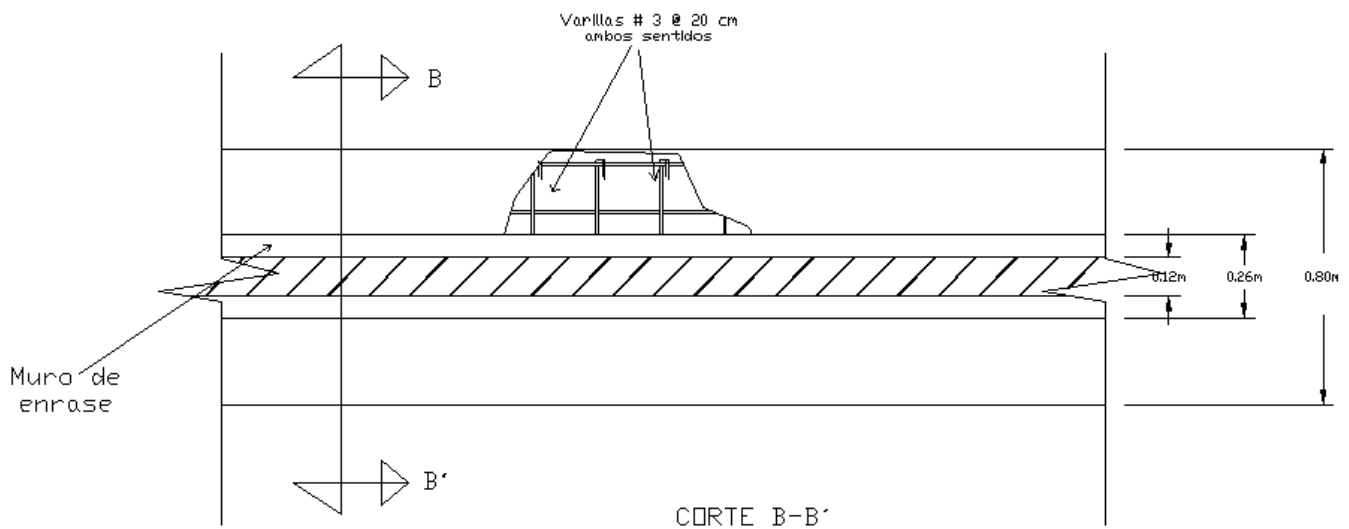
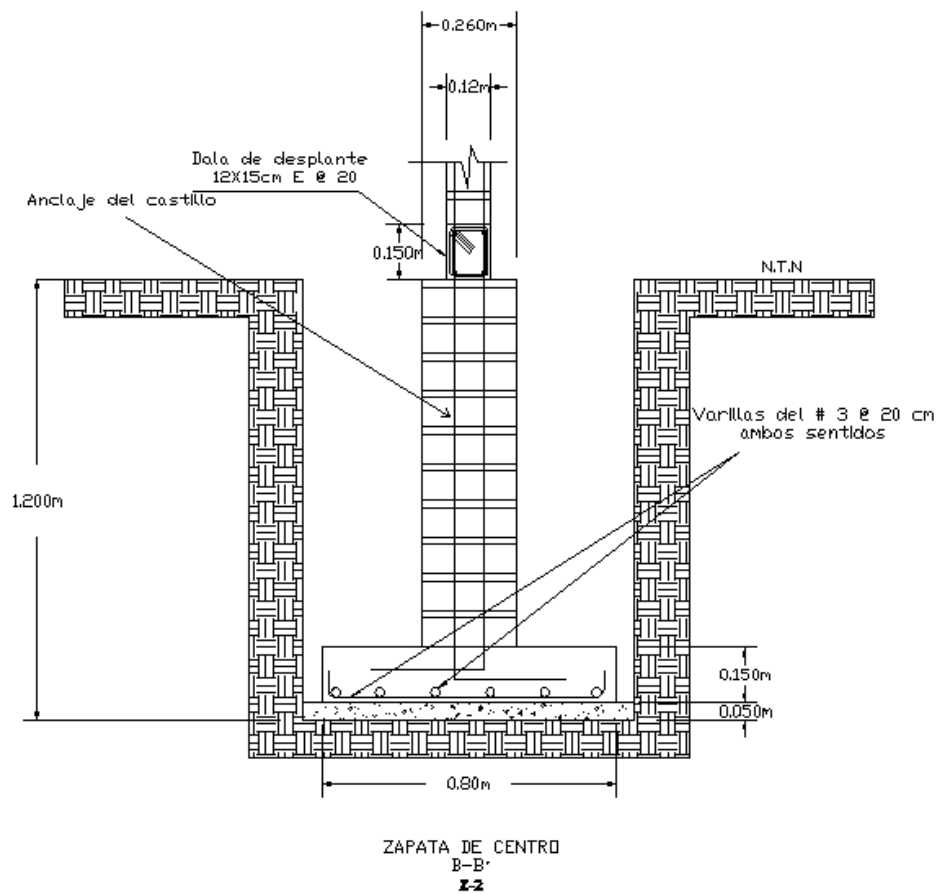


ARMADO DE LA ESCALERA





ZAPATA DE CENTRO





Technical drawing of a reinforced concrete structure, showing a cross-section of a wall and a foundation.

Dimensions:

- Wall height: 1.000m
- Wall width: 0.26m
- Foundation width: 1.25m
- Foundation height: 0.050m
- Wall thickness at top: 0.240m
- Foundation height above ground: 0.150m
- Foundation height below ground: 0.050m

Reinforcement Details:

- Varillas del # 3 @ 20 cm (Vertical bars in wall)
- Varillas del # 3 @ 20 cm ambos sentidos (Horizontal bars in wall)
- Varillas del # 3 @ 20 cm (Horizontal bars in foundation)

Other Labels:

- Anclaje del castillo (Anchorage of the wall)
- Detalle de desplante 24x15cm E @ 20 (Detail of the wall base)
- N.T.N (Natural Ground Level)

Varillas # 3 @ 20 cm onboz sentidos

Varillas # 3 @ 15 cm onboz sentidos

Muro de enrase

0.24m

0.26m

1.25m

CORTE C-C'



SIMBOLOGIA



Muro de carga



Data de desplante



Castillo que no continúa en planta alta.



■ Castillo que continúa en planta alta.

DATOS DE PROYECTO

- 1-Se usará una resistencia de $f'c = 100 \text{ Kg/cm}^2$ para firmes y plantillas.
- 2-Se usará una resistencia de $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ para dolas de desplante, ceramientos y castillos.
- 3-Se usará una resistencia de $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ para losas, trabes y columnas.
- 4.- El peso volumétrico en estado fresco será mayor a 2.2 ton/m^3 .
- 5.- El tamaño máximo de agregado será de 2 cm (ϕ).
- 6.- El revenimiento del concreto en estado fresco será entre 10 y 12 cm .
- 7.- El concreto debe de mantenerse en un ambiente húmedo o durante 28 días, si se usa cemento normal.
- 8.- El recubrimiento libre de toda varilla o malla será de 2 cm en losas, castillos y trabes, de 5 cm en losas de cimentación.

ACERO DE REFUERZO

- 1.- Las varillas usadas tendrán un $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- 2.- Las naillos electrodobles a usar tendrán un $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$.
- 3.- Los estribos serán cerrados de una pieza y deberán de rematar a una esquina con doblajes a 135° , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 cm de largo.
- 4.- Todas las varillas llevarán ganchos, excepto los bastones del lecho superior.

CIMBRA

- 1.- Permanecerá úmida y húmeda durante 1 hora antes del colado.
- 2.- Se cubrirá con aceite quemado como protección para facilitar el desmoldado.
- 3.- El desmoldado de trozos y castillos, se hará por lo menos a los 7 días de efectuado el colado y de 2 días para castillos y dals.

HAMPOSTERIA

- 1.- Para los muros de enrase se usará tabicón de concreto de 10 X 14 X 26 cm asentado con mortero tipo I cemento arena 1:4.

НПТА

- NOTA
- 1.- Las acotaciones están en metros, excepto las dimensiones indicadas en otra unidad.
- 2.- Todas las cotas deberán verificarse con las indicadas en los planos arquitectónicos.



CONCLUSIONES

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.

En el proceso se pusieron en práctica los conceptos y procedimientos vistos en el curso de actualización a mano con las normas técnicas complementarias y del reglamento de construcciones del Distrito Federal y se logró realizar el análisis y diseño de los elementos mecánicos que integran la estructura.

En algunos problemas presentados en el análisis y diseño estructural, se trataron de realizar de manera lógica los cálculos, ya que es en este ámbito constructivo donde se presentan diversos problemas en las obras donde se construyen, y es necesario saber bien lo que llevaría para su solución final y no tener problemas al llevarlo a cabo.

Fué de gran ayuda consultar diversos medios y artículos e incluso con la ayuda de la web que hoy en día es una biblioteca bastante amplia en el ámbito constructivo, pero tampoco desentimando a los libros de construcción que sirvieron como consulta.



GLOSARIO

NOTACIÓN

As	área total de acero de refuerzo longitudinal en, tensión en acero de elementos a flexión, y es una notación utilizada también para los castillos en su refuerzo longitudinal cm^2 .
Asmín	área de acero mínimo de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares, cm^2
Asmáx	área de acero máximo de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares, cm^2
At	área transversal de una rama de estribo colocado a una separación, cm^2
Av	área de todas las ramas de refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia s, también, en vigas, área de refuerzo vertical comprendido a una distancia s, cm^2
a ₁	representa el claro corto del tablero de una losa, cm
a ₂	representa el claro largo del tablero de una losa, cm
a _o	área nominal de varilla, cm^2
d	peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, cm
Df	profundidad de desplante
E	modo de elasticidad del concreto, kg/cm^2
F _{AE}	factor de área efectiva de los muros de carga
F _E	factor de reducción por efectos de excentricidad y efectos de esbeltez
F _R	factor de resistencia
f'c	resistencia 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
fm*	resistencia nominal del concreto a compresión, kg/cm^2
fy	esfuerzo 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 a consideración en ambos casos perpendicular a la fuerza cortante, cm
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
M	momento flexionante de una sección, kg-cm
M _R	momento flexionante resistente de diseño, kg.cm
M _u	momento último flexionante de diseño, kg.cm
M	relación de claros a ₁ /a ₂
P _R	carga resistente de diseño
P _{Rx}	carga resistente de diseño aplicada con una excentricidad, ex, kg
P _{Ry}	carga resistente de diseño aplicada con una excentricidad, ey, kg
Pu	fuerza axial de diseño, kg
p	cuantría del acero de refuerzo longitudinal atención
s	separación del refuerzo transversal, cm
t	espesor de muros
V	fuerza cortante que actúa en una sección, kg
V _{CR}	fuerza cortante de diseño que toma el concreto, kg
V _{SR}	fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo transversal, kg
Vu	fuerza cortante última de diseño, kg
W	carga uniformemente distribuida
Ws	peso propio supuesto de la zapata
q	presión de contacto del terreno
qr	capacidad de carga del suelo



BIBLIOGRAFÍA

- Normas Técnicas Complementarias 2004 I y II.
- Reglamento de Contrucciones para el estado Michoacán.
- Reglamento de Construcciones para el D.F.
- Manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo. CFE
- Análisis y diseño estructural de casas habitación, Alma Rosa Sánchez Ibarra, Bertha Alejandra Olmos Navarrete, Enrique Omar Navarro Caballero. Facultad de Ingeniería Civil U.M.S.N.H.
- Manual del ingeniero civil, Frederick S. Merritt, M. Kent Loftin, Jonathan T. Ricketts, Edit McGraw Hill, Tomo I. (sección VIII - 8.19).