

# UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO



**Facultad de Ingeniería Civil**



**Tesina:**

Análisis y diseño estructural de una casa habitación de tipo medio residencial, ubicada en Puruándiro, Mich.

Que presenta:

**LUIS MIGUEL CISNEROS GUDIÑO**

Como requisito para la obtención del título profesional de:

**INGENIERO CIVIL**

**Asesor:**

**ING. JAIME CAMACHO MORENO**

Morelia, Mich., a Febrero del 2009



## **AGRADECIMIENTOS**

### **A MIS PADRES: JOSE SALUD Y GLORIA**

Por su apoyo incondicional para concluir una etapa más en mi vida ya que sin ellos no hubiera sido posible esto para ellos todo mi amor, mis éxitos y satisfacciones.

### **A MIS HERMANOS**

Por entenderme y apoyarme siempre incondicionalmente ya que sin ellos no hubiera sido posible este logro.

### **A MIS AMIGOS**

Por todo el apoyo brindado y por estar conmigo en las buenas y en las malas gracias

### **A LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y A LA U.M.S.N.H.**

Agradezco a la universidad y el personal docente de la Facultad, por haberme formado como **INGENIERO CIVIL**.

### **A MI ASESOR**

Por transmitirme sus conocimientos y su valiosa colaboración para la culminación de este proyecto, gracias por su disponibilidad y por aclarar todas mis dudas

## INDICE

<b>AGRADECIMIENTOS.....</b>	
<b>INTRODUCCION.....</b>	
<b>OBJETIVO.....</b>	
<b>CAPITULO I</b> Descripción arquitectónica y estructural del Proyecto.....	
<b>CAPITULO II</b> Análisis de cargas.....	
<b>CAPITULO III</b> Análisis y diseño estructural de losas.....	
<b>CAPITULO IV</b> Análisis y diseño estructural de trabes.....	
<b>CAPITULO V</b> Revisión de muros por cargas verticales y por cargas laterales.....	
<b>CAPITULO VI</b> Análisis y diseño estructural de la cimentación.....	
<b>CAPITULO VII</b> Planos estructurales.....	
<b>CONCLUSIONES.....</b>	
<b>GLOSARIO.....</b>	
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	

---

---

## INTRODUCCION

Un dicho muy popular en la ingeniería estructural es el siguiente: “Una casa habitación de hasta dos niveles no se calcula, se receta” esta información parte de dos premisas: la primera indica que el costo de una casa no vale un buen cálculo y la segunda que las cargas aplicadas en una construcción de este tipo no pueden conducir a fallas catastróficas. Brevemente podemos demostrar que las premisas anteriores son falsas y, en consecuencia, que el dicho en cuestión es una falacia.

Si nos referimos al aspecto económico, un buen cálculo puede conducir al contratista de una construcción de este tipo a ahorros sustanciales en la obra. Al aplicar procedimientos de diseño estructural racionales y al tener como apoyo fundamental el reglamento o código local de construcciones, es posible reducir la cantidad de material y, por lo tanto los recursos económicos a ser empleados. En términos éticos, esta es una de las cosas que el cliente en particular y la sociedad en general esperan de los ingenieros.

Si hablamos de la denominada **falla** y la definimos como un derrumbe observado, las fallas serían relativamente pocas; pero si consideramos como falla toda discrepancia entre los resultados esperados de un proyecto y los que en realidad se obtienen, y además nos tomamos el trabajo de medir cuidadosamente la posición, forma y condiciones de las estructuras terminadas, entonces la cantidad de fallas es muy grande. Con frecuencia ciertos desplazamientos indeseables, agrietamientos antiestéticos y algunas deformaciones inexplicables aparecen en las obras. En estos casos nos preguntamos si se trata de verdaderas fallas o de un comportamiento normal pero inesperado de la estructura.

Por lo general, la gente no piensa en el tipo de estructura sobre la cual desarrolla sus actividades; sin embargo, cuando ocurre un accidente, es decir, cuando una estructura se colapsa, entonces reflexiona y se cuestiona para tratar de entender que pasó. Es importante comentar que, con su trabajo, el ingeniero especialista en estructuras participa en todas las construcciones en donde el ser humano, en esta época moderna, desarrolla sus actividades, ya que vivimos y trabajamos en casas, edificios, fábricas; realizamos actividades de diversión como ir al teatro, a centros deportivos o religiosos; cuando viajamos, lo hacemos en caminos y autopistas, cruzamos puentes, abordamos un barco en un muelle o un avión sobre una pista de despegue; el agua que bebemos nos llega a través de acueductos, etc. En todos los ejemplos mencionados aparecen obras que requieren de estructuras para soportar las cargas para las que son solicitadas. Desde luego, estas estructuras deben estar debidamente diseñadas para que las actividades se puedan realizar adecuadamente.

Una estructura la podemos identificar como algo que constituye el interior de un objeto o ser viviente pero que soporta peso, es decir, recibe y transmite cargas, las cuales tienen una naturaleza especial; en ese sentido nos encontramos con estructuras naturales, como lo son el tronco y las ramas de los árboles, el cascarón de un huevo, el esqueleto humano etc.

El hombre ha aprendido desde hace muchos años a construir estructuras que abarcan un amplio rango de aplicaciones, tales como recipientes para contener líquidos, viviendas, caminos, mercados, edificios, estadios etc., y que sirven para atender la necesidad de brindar adaptabilidad, además de realizar su función con seguridad, comodidad, buena apariencia y utilidad.

Un buen diseño estructural requiere entender la manera en que se sostiene la estructura, así como la forma en la que absorbe y transmite las fuerzas, además es necesario conocer la resistencia y demás propiedades de los materiales con los cuales construiremos la estructura.

Todas las estructuras tienden a deformarse, a sufrir agrietamientos, a tener algún tipo de asentamiento, pero debe existir un criterio ingenieril adecuado para establecer los márgenes de seguridad necesarios que nos llevaran a un buen diseño.

## **OBJETIVO**

El objetivo de la presente tesina es establecer los criterios más comunes para el cálculo y diseño de estructuras, fundamentalmente a base de muros de carga y sistema de losas de concreto reforzado. Así como hacer conciencia de un correcto análisis estructural puede favorecer la economía del constructor.

**CAPITULO 1**  
**DESCRIPCION ARQUITECTONICA Y**  
**ESTRUCTURAL DEL PROYECTO**



## **Descripción Arquitectónica**

Para la elaboración del proyecto arquitectónico se tomaron en cuenta las necesidades del cliente y dimensiones del terreno observando que es un terreno muy amplio de (30 x 35) y la superficie es de 1050 m<sup>2</sup>.

La casa se construirá en medio del terreno, la planta baja tendrá una superficie de 216.23 m<sup>2</sup>, la planta alta tendrá una superficie de 236.08 m<sup>2</sup> y la planta de azotea tendrá una superficie de 251.27 m<sup>2</sup> las variaciones de estas superficies es por que la planta alta tendrá balcones en todas las recamaras y en la azotea se manejaran techos inclinados, también en las cuatro recámaras esto se podrá apreciar en los planos arquitectónicos. A continuación se describen cada una de las plantas.

### **Planta Baja:**

- Cochera
- Sala
- Estudio
- Comedor
- Bar
- ½ baño
- Cuarto de Servicio
- Cocina
- Escalera principal de planta baja a planta alta
- Escalera de servicio de planta baja a planta alta

### **Planta Alta:**

- 3 recamaras
- Recamara principal con baño completo
- Baño completo
- Sala de televisión
- Escalera de servicio de planta alta a azotea

Análisis y Diseño Estructural de una Casa-Habitación de Tipo medio Residencial ubicada en  
Puruándiro Mich.  
U.M.S.N.H.  
Facultad de Ingeniería Civil

---

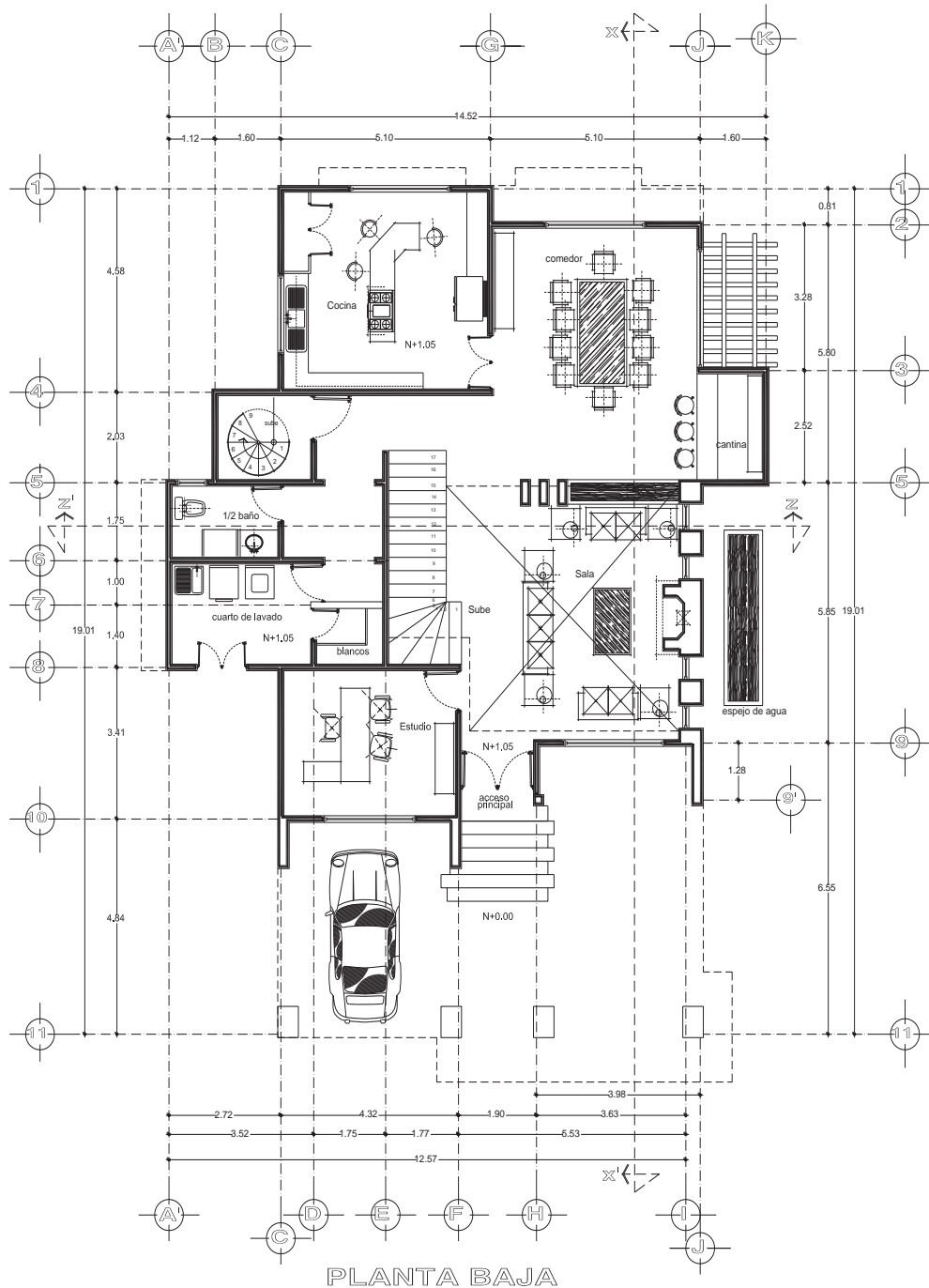
---

## **PLANOS ARQUITECTONICOS**

Análisis y Diseño Estructural de una Casa-Habitación de Tipo medio Residencial ubicada en Puruándiro Mich.

U.M.S.N.H.

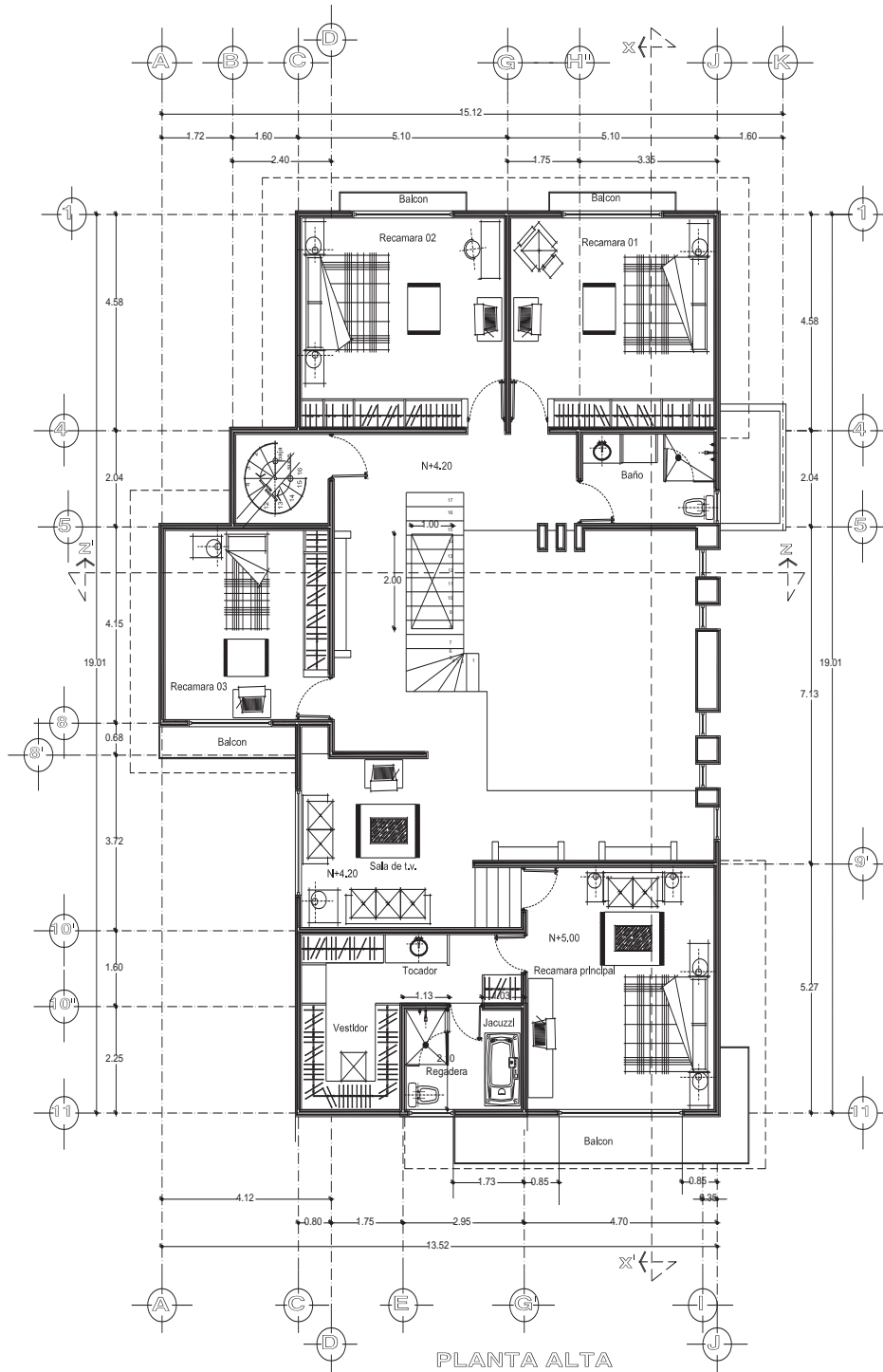
Facultad de Ingeniería Civil



Análisis y Diseño Estructural de una Casa-Habitación de Tipo medio Residencial ubicada en Puruándiro Mich.

U.M.S.N.H.

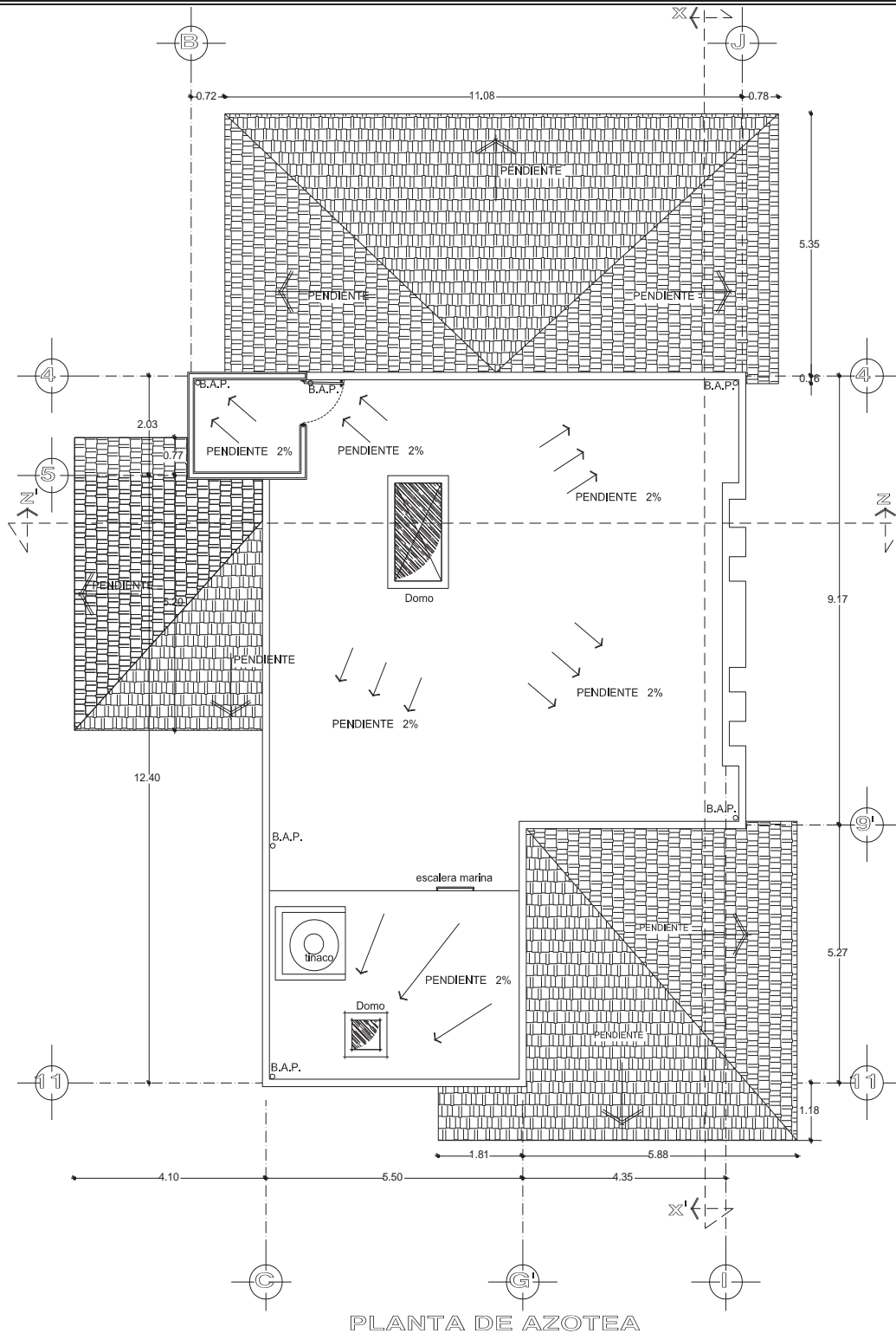
Facultad de Ingeniería Civil

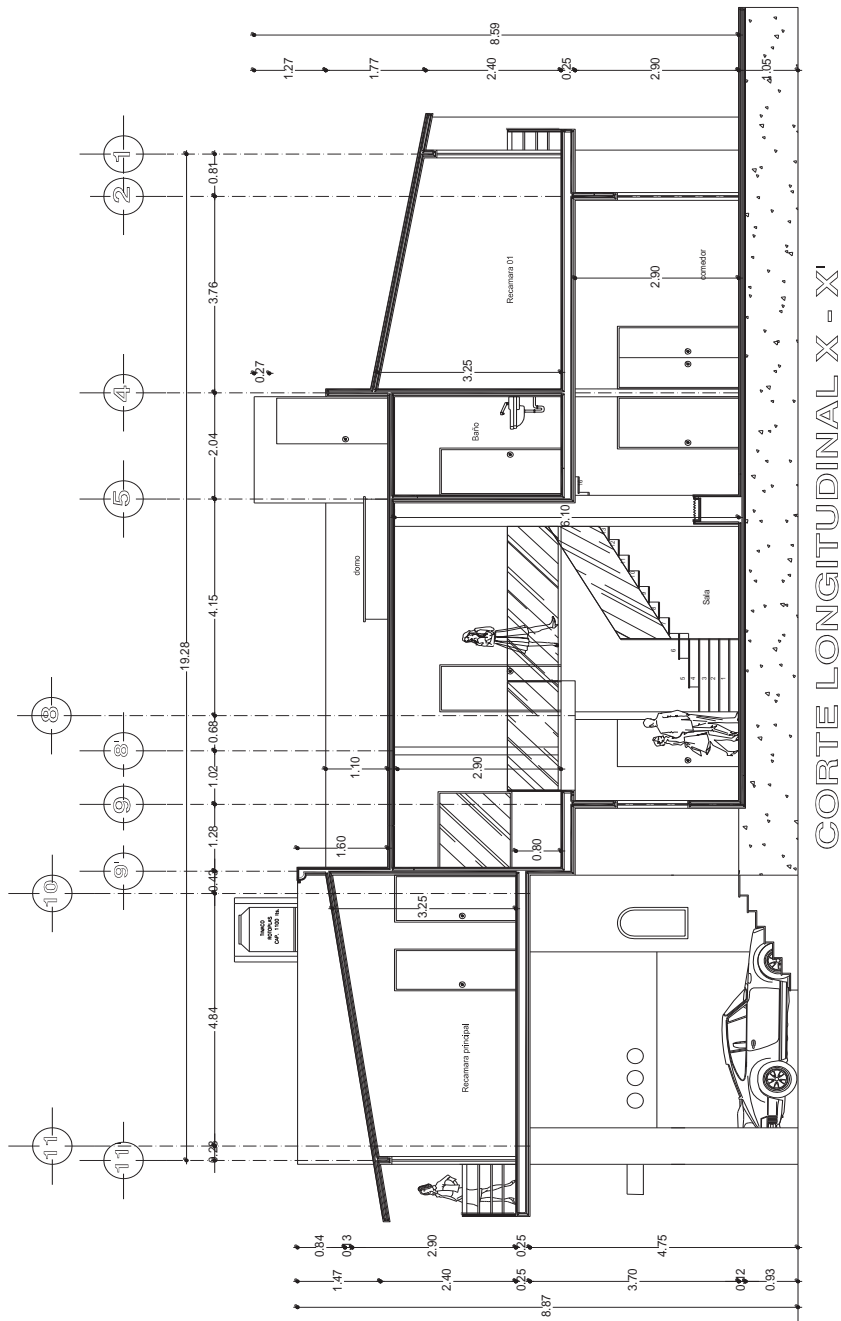


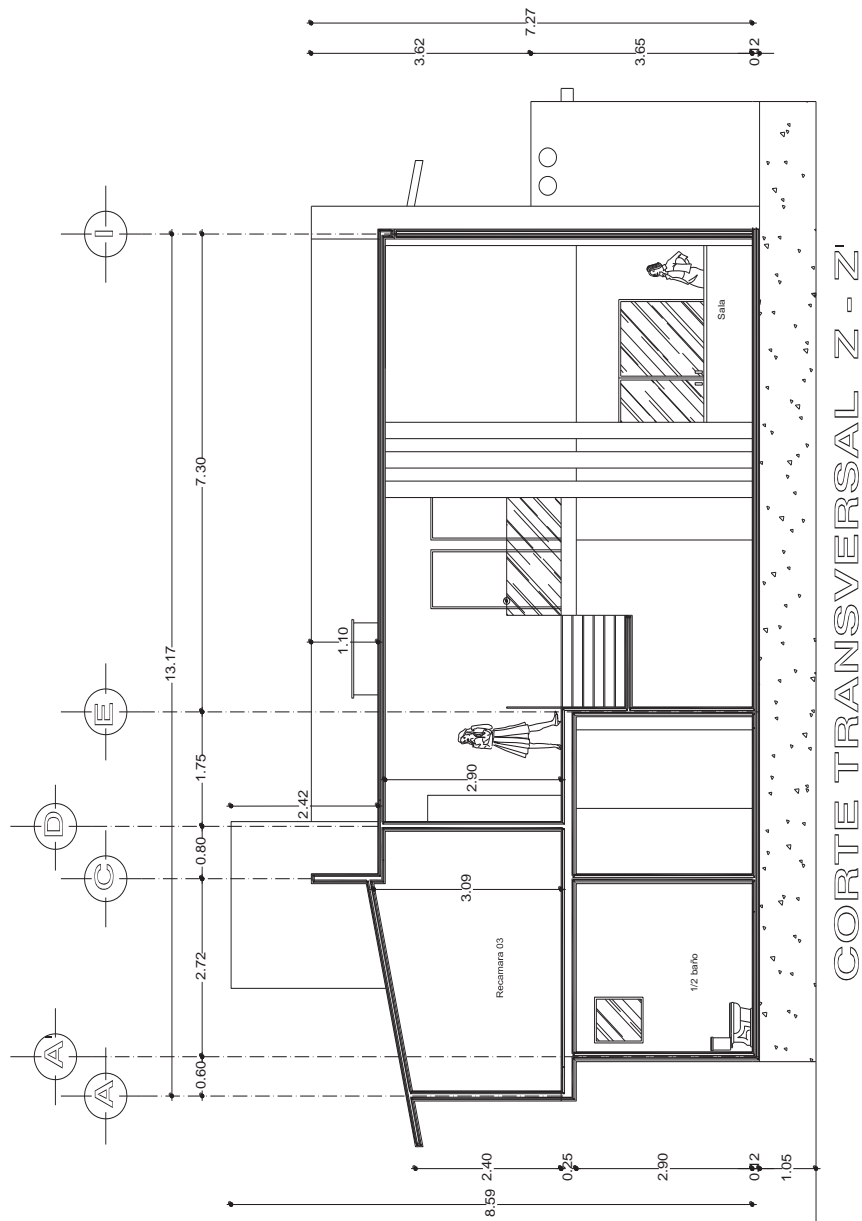
Análisis y Diseño Estructural de una Casa-Habitación de Tipo medio Residencial ubicada en Puruándiro Mich.

U.M.S.N.H.

Facultad de Ingeniería Civil







### FACHADA FRONTAL IZQUIERDA



### FACHADA FRONTAL DERECHA





## Descripción Estructural

De acuerdo a los aspectos ya mencionados en la descripción arquitectónica, llegamos a la conclusión de que la estructuración de la Casa-habitación será a base de muros de carga de tabique de barro rojo recocido, losas macizas y aligeradas de concreto reforzado.

Conforme a las características del sistema estructural se decidió que la cimentación fuera a base de zapatas corridas de concreto reforzado y zapatas aisladas. Para el diseño de estas se tomó la capacidad de carga estipulada por el reglamento de construcciones de acuerdo al tipo de material existente en el terreno, debido a la falta de un estudio de mecánica de suelos.

### • Losas

Las losa de azotea será maciza, en las habitaciones esta será inclinada y en el resto de la azotea será horizontal presentando una pendiente mínima del 2% para el correcto desagüe de las aguas pluviales, para alcanzar dicha pendiente se utilizará relleno con material de banco (tepetate), la calidad del concreto para estas será de  $f'c = 250 \text{ Kg./cm}^2$  y su acero de refuerzo será a base de varillas corrugadas del No. 3 o 3/8" con un límite de fluencia  $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ; el agregado pétreo tendrá un tamaño máximo de 3/4".

### • Muros de carga

Se elaborarán a base de tabique de barro rojo recocido de 7 x 14 x 28 cm, junteados con mortero clase 1, su acabado final variará de acuerdo a su posición dentro del proyecto pudiendo ser azulejo, mortero o tirol de yeso.

### • Cimentación

Esta se elaborará con concreto  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  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) de 10 x 14 x 28 cm junteado con mortero clase II.

### • Trabes

Se elaborarán con concreto  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ , acero de refuerzo con un límite de fluencia de  $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , y el agregado pétreo tendrá un máximo de 3/4"

### • Dalas

Se deberá colocar una dala en todo extremo horizontal de muro y en huecos cuya dimensión exceda la cuarta parte de la dimensión del muro en la dirección considerada, tendrán una dimensión mínima igual al espesor del muro. Se elaborarán con concreto de resistencia no menor a  $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$  acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de  $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , y el agregado pétreo tendrá un tamaño máximo de 3/4".

### • Castillos

Deberán colocarse en los extremos e intersecciones de los muros y a una distancia no mayor a 3 m entre cada uno, así como en todo el perímetro de huecos cuya dimensión sea superior a la cuarta parte de la longitud del muro en la dirección considerada, tendrán una dimensión mínima igual al espesor del muro.

Se elaborarán con concreto de resistencia no menor a  $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$ , acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia de  $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , y el agregado pétreo tendrá un tamaño máximo de 3/4".

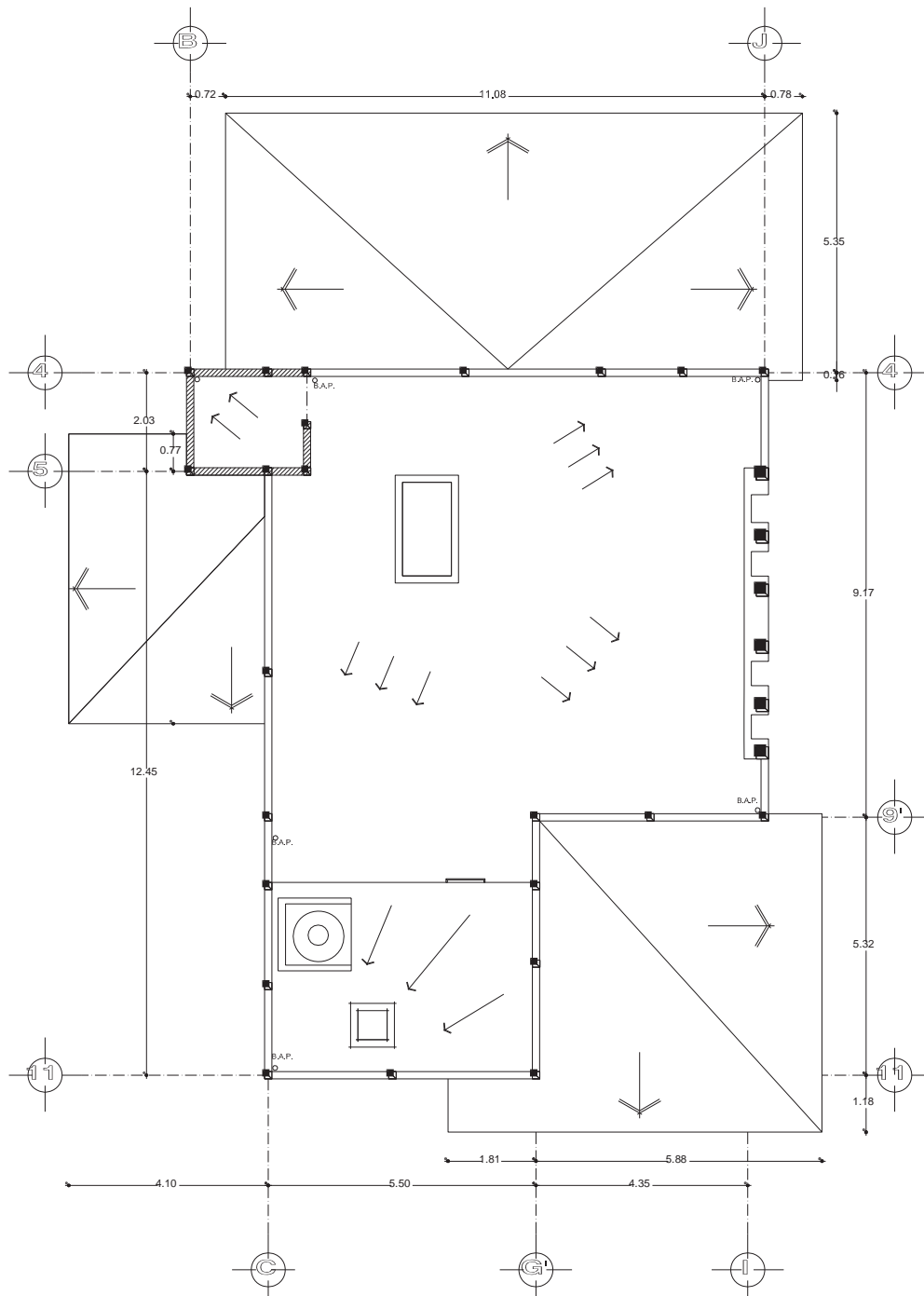
- El mortero para la unión de tabiques y tabicones deberá cumplir con lo siguiente:
  1. Una relación volumétrica entre la arena y los cementantes entre 2.25 y 3.
  2. Por cada parte de cemento se usará la mitad de cemento de albañilería o bien la cuarta Parte de cal.
  3. Se empleara la cantidad mínima de agua de un mortero trabajable.
  
- El recubrimiento medido a partir de la superficie externa de la varilla, será de 1.5 veces su diámetro, pero nunca menor que 2 cm. Cuando se utilicen paquetes de varillas, se usará el diámetro de la varilla más grande para el cálculo anterior.
  
- Rematar todos los estribos con un gancho de 10 cm de longitud, doblado con un ángulo exterior mínimo de 135°.

## **ESTRUCTURACION**

Análisis y Diseño Estructural de una Casa-Habitación de Tipo medio Residencial ubicada en Puruándiro Mich.

U.M.S.N.H.

Facultad de Ingeniería Civil



LOZA DE AZOTEA

SIMBOLOGIA

MURO DE CARGA

MURO DIVISORIO

VENTANA

CASTILLO QUE CONTINUA EN PRETIL DE AZOTEA

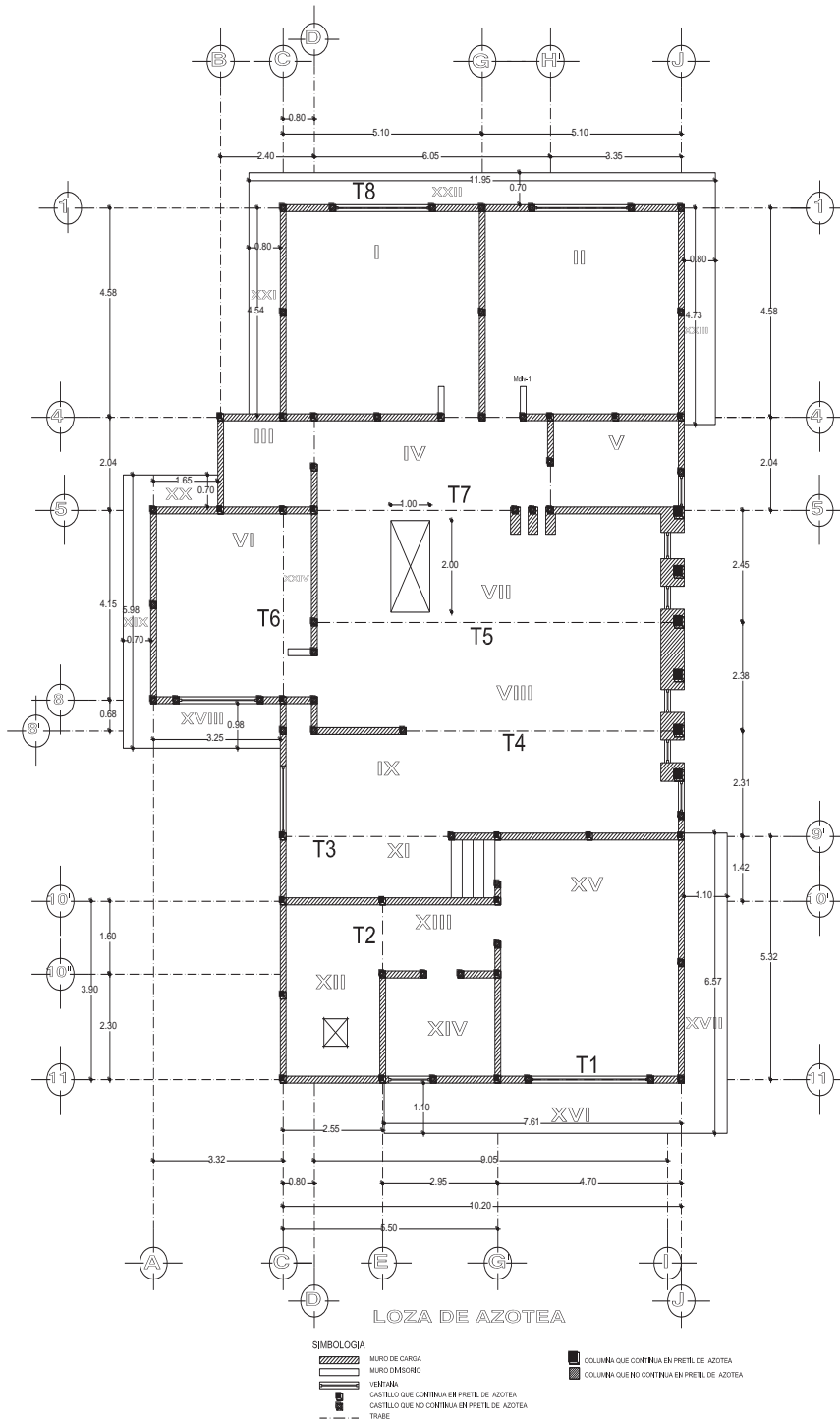
TRABE

COLUMNA QUE CONTINUA EN PRETIL DE AZOTEA

Análisis y Diseño Estructural de una Casa-Habitación de Tipo medio Residencial ubicada en Puruándiro Mich.

U.M.S.N.H.

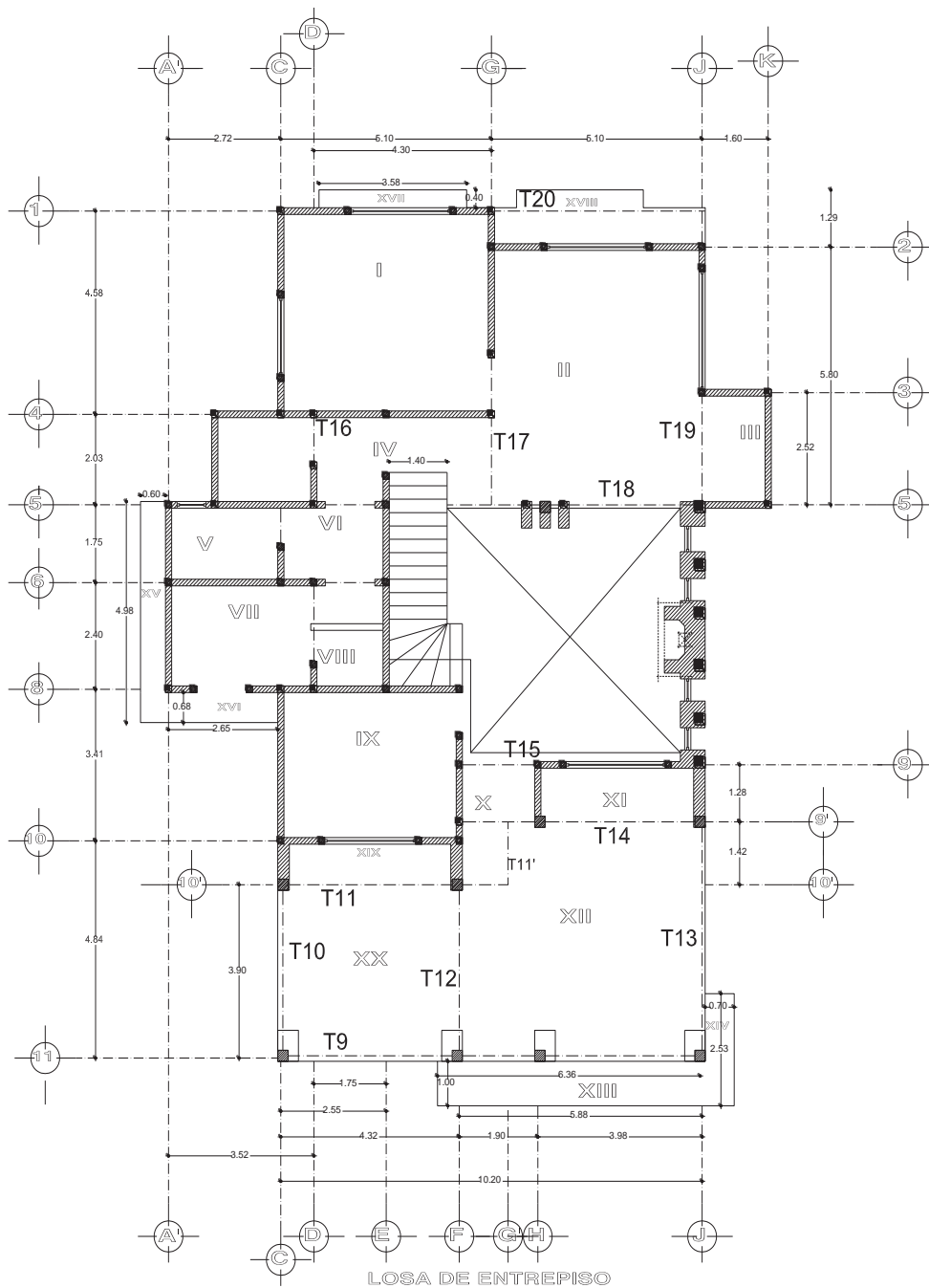
Facultad de Ingeniería Civil



Análisis y Diseño Estructural de una Casa-Habitación de Tipo medio Residencial ubicada en Puruándiro Mich.

U.M.S.N.H.

Facultad de Ingeniería Civil



SIMBOLOGIA

- |  |  |  |  |
|--|--|--|--|
|  | MURO DE CARGA                                |  | COLUMNA QUE CONTINUA EN PLANTA ALTA    |
|  | MURO EXTERIOR                                |  | COLUMNA QUE NO CONTINUA EN PLANTA ALTA |
|  | VENTANA                                      |  |  |
|  | CASTILLO QUE CONTINUA EN PRETEL DE AZOTEA    |  |  |
|  | CASTILLO QUE NO CONTINUA EN PRETEL DE AZOTEA |  |  |
|  | TRABE  |  |  |

**CAPITULO II**  
**ANALISIS DE CARGAS**

## **CARGAS ESTRUCTURALES**

Debe entenderse como una carga estructural aquella que debe ser incluida en el cálculo de los elementos mecánicos (fuerzas, momentos, deformaciones, desplazamientos) de la estructura como sistema y/o de los elementos que la componen (losas, trabes, columnas, cimientos, etc.)

Las cargas estructurales son generalmente clasificadas como: cargas muertas, vivas y accidentales (viento y sismo).

### **• Cargas muertas**

Son aquellas que se mantienen en constante magnitud y con una posición fija durante la vida útil de la estructura; generalmente la mayor parte de las cargas muertas se deben al peso propio de la estructura. Estas cargas pueden calcularse con buena aproximación a partir de la configuración de diseño, de las dimensiones de la estructura y de la densidad del material. Para casas habitación, por lo general se toman como cargas muertas, rellenos, acabados de entepiso y cielos rasos, y se deja un margen para tener en cuenta cargas suspendidas como conductos, aparatos y accesorios de iluminación, etc. Consisten en los pesos de los diversos miembros estructurales y en los pesos de cualesquiera objetos que estén permanentemente unidos a la estructura, entre otros:

- Columnas
- Vigas
- Trabes
- Losas
- Muros
- Ventanas
- Plomería
- Instalaciones eléctricas y sanitarias

### **• Cargas vivas**

Las cargas vivas son cargas no permanentes producidas por materiales o artículos, e inclusive gente en permanente movimiento. Divisiones móviles y personas que entran y salen de una edificación pueden ser consideradas como cargas vivas. Las cargas vivas son producidas por el uso y ocupación de la edificación y no deben incluir cargas ambientales tales como viento, sismo, ni la carga muerta. Constan principalmente de cargas de ocupación en la estructura, estas pueden ser aplicadas total o parcialmente o no estar presentes y también es posible cambiarlas de ubicación. Su magnitud y distribución son inciertas en determinado momento, y además sus máximas intensidades a lo largo de la vida útil de la estructura no se conocen con precisión. Son cargas variables en magnitud y posición debidas al funcionamiento propio de la estructura. Pueden ser causadas por los pesos de los objetos colocados temporalmente sobre una estructura, por ejemplo:

- Personal
- Mobiliario
- Equipo
- Cambios de temperatura



• **Cargas accidentales**

Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la estructura, pero que toman valores muy significativos solo durante breves periodos en la vida útil de la construcción. En esta clasificación se tienen los eventos naturales (sismo, viento) y las explosiones entre otras.

○ **Viento:**

Son cargas dinámicas pero son aproximadas usando cargas estáticas equivalentes. La mayor parte de los edificios y puentes pueden utilizar este procedimiento cuasi-estático y solo en casos especiales se requiere un análisis modal o dinámico.

La presión ocasionada por el viento es proporcional al cuadro de la velocidad y debe ser calculada, principalmente, en las superficies expuestas de una estructura. Debido a la rugosidad de la tierra, la velocidad del viento es variable y presenta turbulencias. Sin embargo, se asume que la edificación asume una posición deformada debido a una velocidad constante y que vibra a partir de esta posición debido a la turbulencia. Las cargas dinámicas dependen de la ubicación de la estructura, de su altura, del área expuesta y de la posición. Las cargas de viento se manifiestan como presiones y succiones. En la NTC-viento del RCDF se especifica el cálculo de estas presiones de acuerdo a las características de la estructura. En general ni se especifican normas de diseño para el efecto de los huracanes o tornados, debido a que se considera incosteable el diseño para estos efectos; sin embargo, se sabe que el detallado cuidadoso del refuerzo, y la unión de refuerzos en los sistemas de piso con muros mejora notablemente su comportamiento. Cuando las estructuras impiden el flujo del viento, la energía cinética de este reconvierte en energía potencial de presión, lo que causa la carga de viento. El efecto del viento sobre una estructura depende de la densidad y velocidad del aire, del ángulo de la incidencia del viento, de la forma, de la rigidez de la estructura y de la rugosidad de la superficie.

○ **Sismo:**

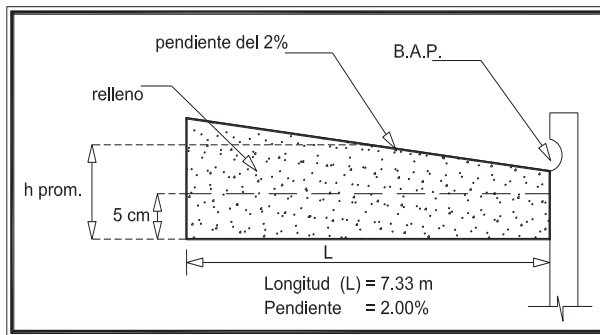
Las cargas sísmicas son cargas inerciales causadas por movimientos sísmicos, estas pueden ser calculadas teniendo en cuenta las características dinámicas del terreno, de la estructura (amortiguando masa y rigidez), y las aceleraciones esperadas. Son cargas dinámicas que también pueden ser aproximadas a cargas estáticas equivalentes. Los edificios pueden utilizar este procedimiento cuasi-estático, pero también se puede utilizar un análisis modal o dinámico. Los sismos producen cargas sobre una estructura por medio de la interacción del movimiento del suelo y las características de respuesta de la estructura.

Esas cargas resultan de la distorsión en la estructura causada por el movimiento del suelo y la resistencia lateral de esta. Sus magnitudes dependen de la velocidad y tipo de aceleraciones del suelo, así como de la masa y rigidez de la estructura.

## ANÁLISIS DE CARGAS

### **CÁLCULO DEL ESPESOR PROMEDIO DE RELLENO PARA AZOTEA EN LOS TABLEROS IV, V, VII, VIII, IX, XI y XXIV.**

Para la obtención del espesor promedio de relleno ( $h_{prom}$ ), se mide la distancia de la B.A.P. al punto más lejano del escurrimiento, considerando una pendiente del 2% para el correcto desagüe de las aguas pluviales y tomando en consideración que es espesor mínimo será de 5 cm de acuerdo a lo establecido en el Art. 157 del RCDF.



De acuerdo a la figura anterior podemos deducir la fórmula para la obtención del espesor promedio calculando primero la  $H_{max}$ :

$$1) H_{max} = 5 + 2\%(L)$$

$$2) h_{prom} = \frac{H_{max} + 5\text{cm}}{2}$$

Sustituyendo en las expresiones anteriores tenemos que:

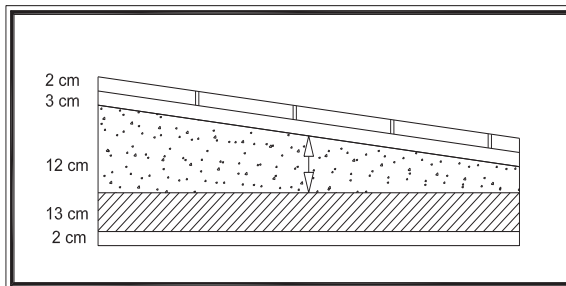
$$1) H_{max} = 19.66$$

$$2) h_{prom.} = 12.33 \text{ cm}$$

**Para cuestiones prácticas tomaremos un espesor promedio de relleno de 12 cm**

Ya teniendo el espesor promedio empezamos a determinar las cargas muertas, cargas permanentes y cargas permanentes más accidentales de los tableros correspondientes.

### **LOSA DE AZOTEA EN LOS TABLEROS IV, V, VII, VIII, IX, XI y XXIV**

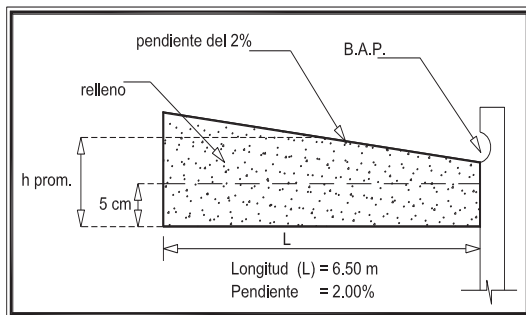


MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (t/m3)	PESO TOTAL (t/m2)
Enladrillado	0.02	1.5	0.030
Mortero	0.03	2.1	0.063
Relleno	0.12	1.6	0.197
Losa	0.13	2.4	0.312
Yeso	0.02	1.5	0.030
		$\Sigma =$	0.632

CARGAS PERMANENTES		
CM=	0.632	t/m <sup>2</sup>
Cadic.=	0.040	t/m <sup>2</sup>
CV=	0.100	t/m <sup>2</sup>
W=	0.772	t/m <sup>2</sup>

CARGAS PERMANENTES + ACCIDÉNTALES		
CM=	0.632	t/m <sup>2</sup>
Cadic.=	0.040	t/m <sup>2</sup>
CV=	0.070	t/m <sup>2</sup>
W=	0.742	t/m <sup>2</sup>

**CÁLCULO DEL ESPESOR PROMEDIO DE RELENO PARA AZOTEA EN LOS TABLEROS XII, XIII, XIV.**



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

2)  $h_{prom} = \frac{H_{max} + 5cm}{2}$

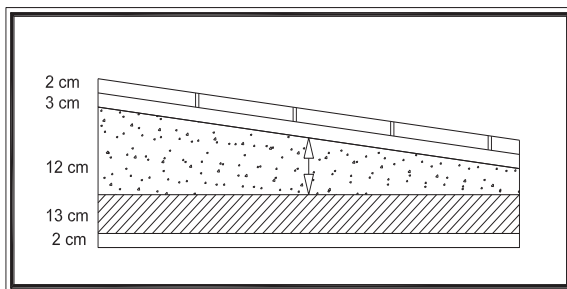
Sustituyendo en las expresiones anteriores tenemos que:

1)  $H_{max} = 18.00$

2)  $h_{prom.} = 11.50 \text{ cm}$

Para cuestiones prácticas tomaremos un espesor promedio de relleno de 12 cm

**LOSA DE AZOTEA EN LOS TABLEROS XII, XIII, XIV**



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (t/m <sup>3</sup> )	PESO TOTAL (t/m <sup>2</sup> )
Enladrillado	0.02	1.5	0.030
Mortero	0.03	2.1	0.063
Relleno	0.12	1.6	0.184
Losa	0.13	2.4	0.312
Yeso	0.02	1.5	0.030
		Σ=	0.619

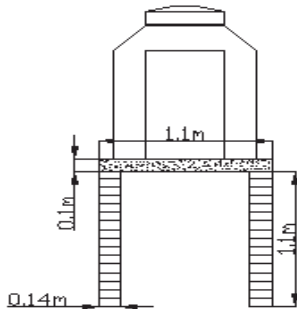
CARGAS PERMANENTES		
CM=	0.619	t/m <sup>2</sup>
Cadic.=	0.040	t/m <sup>2</sup>
CV=	0.100	t/m <sup>2</sup>
W=	0.759	t/m <sup>2</sup>

CARGAS PERMANENTES + ACCIDÉNTALES		
CM=	0.619	t/m <sup>2</sup>
Cadic.=	0.040	t/m <sup>2</sup>
CV=	0.070	t/m <sup>2</sup>
W=	0.729	t/m <sup>2</sup>

En el tablero **XII** se tiene un tinaco rotoplas con capacidad de 1100 lts. El cual esta montado sobre una losa de 1.10 x 1.10 m la cual a su vez descansa sobre dos muros de tabique de 1.00 x 1.10 m este peso que se genera se distribuirá en todo el tablero.

MUROS	L	t	h	P.Vol.	PESO TOTAL
No	(m)	(m)	(m)	(t/m <sup>3</sup> )	(ton)
2	1	0.14	1.1	1.5	0.462
LOSA	b	d	L	P.Vol.	PESO TOTAL
No	(m)	(m)	(m)	(t/m <sup>3</sup> )	(ton)
1	1.1	0.1	1.1	2.4	0.290
TINACO	W propio	W liquido			PESO TOTAL
Tipo	(kg)	(kg)			(ton)
1100 L	27	1100			1.127
				Σ=	1.879

$$\text{Peso Distribuido} = \frac{\text{Peso Total del Tinaco}}{\text{Área del tablero}}$$



PESO DISTRIBUIDO		
TABLERO	Área	U
XII	9.945	m <sup>2</sup>

P.Dis.=	0.189	ton/m <sup>2</sup>
Wm =	0.948	ton/m <sup>2</sup>

### CÁLCULO DEL ESPESOR PROMEDIO DE RELENO PARA AZOTEA EN EL TABLERO III

Este tablero tiene la bajada a una distancia de **L = 2.90**

$$1) H_{max} = 5 + 2\% (L)$$

$$2) h_{prom} = \frac{H_{max} + 5\text{cm}}{2}$$

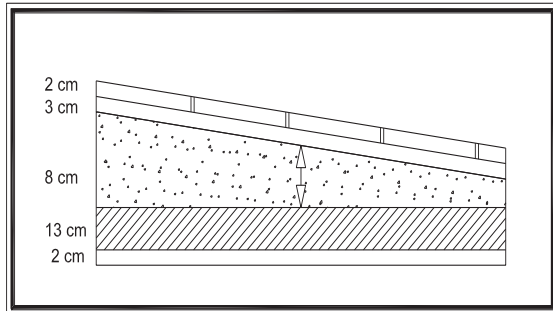
Sustituyendo en las expresiones anteriores tenemos que:

$$1) H_{max} = 10.80$$

$$2) h_{prom.} = 7.90 \text{ cm}$$

Para cuestiones prácticas tomaremos un espesor promedio de relleno de **8.00 cm**

### LOSA DE AZOTEA EN EL TABLERO III

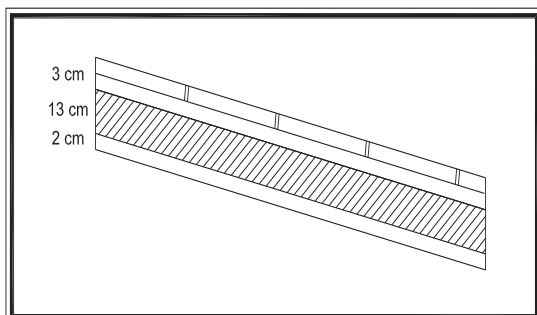


MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (t/m <sup>3</sup> )	PESO TOTAL (t/m <sup>2</sup> )
Enladrillado	0.02	1.5	0.030
Mortero	0.03	2.1	0.063
Relleno	0.08	1.6	0.126
Losa	0.13	2.4	0.312
Yeso	0.02	1.5	0.030
		CM Σ=	0.561

CARGAS PERMANENTES		
CM=	0.561	t/m <sup>2</sup>
Cadic.=	0.040	t/m <sup>2</sup>
CV=	0.100	t/m <sup>2</sup>
W=	0.701	t/m <sup>2</sup>

CARGAS PERMANENTES + ACCIDÉNTALES		
CM=	0.561	t/m <sup>2</sup>
Cadic.=	0.040	t/m <sup>2</sup>
CV=	0.070	t/m <sup>2</sup>
W=	0.671	t/m <sup>2</sup>

### LOSA DE AZOTEA INCLINADA EN LOS TABLEROS I, II, XXI, XXII, XXIII, VI, XVIII, XIX, XX, XV, XVI, XVII



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (t/m <sup>3</sup> )	PESO TOTAL (t/m <sup>2</sup> )
Teja	0.02	1.5	0.030
Mortero	0.03	2.1	0.063
Losa	0.13	2.4	0.312
Yeso	0.02	1.5	0.030
		Σ=	0.435

CARGAS PERMANENTES		
CM=	0.435	t/m <sup>2</sup>
Cadic.=	0.040	t/m <sup>2</sup>
CV=	0.040	t/m <sup>2</sup>
W=	0.515	t/m <sup>2</sup>

CARGAS PERMANENTES + ACCIDÉNTALES		
CM=	0.435	t/m <sup>2</sup>
Cadic.=	0.040	t/m <sup>2</sup>
CV=	0.020	t/m <sup>2</sup>
W=	0.495	t/m <sup>2</sup>

### LOSA DE ENTREPISO

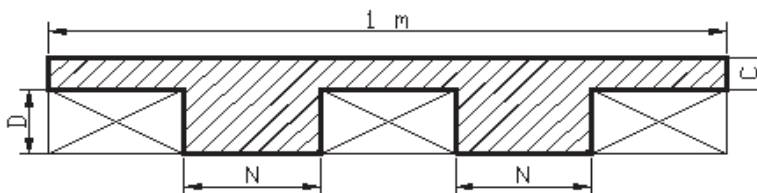
La losa de entrepiso será aligerada, para obtener la carga muerta proponemos un peralte de la losa que es de 20 cm. + 5 cm. de capa de compresión para así poder calcular  $d_{equivalente}$  que será nuestro espesor de losa neto.

$$d_{eq} = c + 4ND - 4N^2D$$

C = Capa de compresión  
N = Es la base de la nervadura  
D = Altura del casetón

<b>C =</b>	0.05	m
<b>N =</b>	0.10	m
<b>D =</b>	0.20	m
<b>dequivalente =</b>	0.12	m

SECCIÓN REAL



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (t/m3)	PESO TOTAL (t/m2)
Mosaico			0.025
MORTERO	0.03	2.10	0.063
*LOSA	0.12	2.40	0.293
YESO	0.02	1.50	0.03
		Σ=	0.411

CARGAS PERMANENTES		
<b>CM =</b>	0.411	ton/m <sup>2</sup>
<b>Cadic. =</b>	0.04	ton/m <sup>2</sup>
<b>CV =</b>	0.17	ton/m <sup>2</sup>
<b>Wm =</b>	0.621	ton/m <sup>2</sup>

CARGAS PERMANENTES + ACCIDENTALES		
<b>CM =</b>	0.411	ton/m <sup>2</sup>
<b>Cadic. =</b>	0.04	ton/m <sup>2</sup>
<b>CV =</b>	0.09	ton/m <sup>2</sup>
<b>Wa =</b>	0.541	ton/m <sup>2</sup>

**CAPITULO III**  
**ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS**

### **Análisis y diseño estructural de losas.**

Las losas son elementos estructurales, en los que la tercera dimensión (peralte) es pequeña comparada con las otras dos dimensiones básicas. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente perpendiculares al plano principal de las mismas, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

Se consideran como uno de los elementos más delicados en la construcción de vivienda, ya que una colocación incorrecta del acero de refuerzo puede llevarla al colapso sin necesidad que sobrevenga un sismo. Es por esto que de la buena construcción y el terminado de la losa, dependen la seguridad de la vivienda y el bienestar de aquellas personas que la van a habitar.

#### **Funciones de las losas:**

**Función arquitectónica:** separa unos espacios verticales formando los diferentes pisos de una construcción; para que esta función se cumpla de una manera adecuada, la losa debe garantizar el aislamiento del ruido, del calor y de visión directa, es decir, que no deje ver las cosas de un lado a otro.

**Función estructural:** las losas deben ser capaces de sostener las cargas de servicio como el mobiliario y las personas, lo mismo que su propio peso y el de los acabados como son los pisos. Además forman un diafragma rígido intermedio, para atender la función sísmica del conjunto.

#### **Tipos de losas:**

1) en función de su manera de apoyo: perimetralmente apoyadas y planas.

Las losas apoyadas perimetralmente son aquellas que están apoyadas sobre vigas o muros en sus cuatro lados y que por tanto trabajan en dos direcciones, estructuralmente solo se apoyan en dos extremos. Las losas planas, son aquellas que se apoyan directamente sobre las columnas, sin existir ninguna trabe entre columna y columna.

2) de acuerdo al tipo de material del que están elaboradas: macizas y aligeradas.

Cuando el concreto ocupa todo el espesor de la losa se denomina losa maciza, y cuando parte del volumen de la losa es ocupado por materiales más ligeros o espacios vacíos se denomina losa aligerada.

3) según la dirección de carga: **unidireccionales y bidireccionales.**

Unidireccionales: son aquellas en la carga se transmite en una dirección hacia los muros de carga; son generalmente losas rectangulares en las que en un lado mide por lo menos dos veces más que el otro.



Bidireccionales: cuando se dispone de muros de carga o vigas en los cuatro costados de la losa y la relación entre la dimensión mayor y la menor del lado de la losa es de dos o menos se utilizan losas reforzadas en dos direcciones.

De acuerdo a la clasificación anterior y en base al sistema estructural que tenemos en nuestro proyecto la losas, serán macizas del tipo bidireccional, en la losa de azotea y aligeradas en la losa de entre piso, las cuales se diseñarán mediante el método de los coeficientes, el cual contempla losas coladas monolíticamente con los apoyos y losas no coladas monolíticamente con los apoyos.

Los momentos flexionantes de diseño se calculan haciendo uso de tablas, bajo 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 en el apoyo común de dos tableros difieren entre sí en una cantidad no mayor del 50% del menor de ellos
- 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 otras circunstancias.

A continuación se describe paso a paso la manera en como se efectuó el cálculo de las losas por el método mencionado anteriormente.

**1. Analizar y determinar el tablero más desfavorable en cada nivel, en base a sus dimensiones, sus lados discontinuos y las cargas que actúan sobre el.**

**2. Revisión peralte mínimo.**

Se recomienda iniciar el diseño fijando un peralte que garantice que no se presentaran deflexiones excesivas para lo cual las NTC proponen utilizar la siguiente expresión para concreto clase I que es el que utilizaremos en nuestro caso:

$$d_{\min} = \frac{\text{perimetro}}{250} \left( 0.0324 \sqrt{f_s * W} \right)$$

En este cálculo, la longitud de los lados discontinuos se incrementara 50% si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25% cuando lo sean.

**3. Obtención de los coeficientes.**

Los coeficientes se obtienen de la tabla 6.1 de las NTC-2001, para lo cual se requiere conocer:

- La relación entre los lados del tablero  $m = a_1/a_2 = \text{lado corto} / \text{lado largo}$ .
  - La forma del apoyo del tablero: caso I = monolítico, caso II = no monolítico. Para nuestro cálculo tomaremos el caso II ya que la losa no fue colada conjuntamente con sus apoyos si no de manera independiente.
  - Condiciones de continuidad de los borde.
- 
-

Para obtener el coeficiente se entra a la tabla con el valor de **m**, estableciendo el tipo de apoyo y las condiciones de continuidad. En caso de que el valor de m no se encuentre de manera directa en la tabla se deberá realizar una interpolación.

**Tabla 6.1** Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales<sup>3</sup>

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I <sup>2</sup>	II <sup>2</sup>	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
<i>Interior</i> Todas las bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corta	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	Positivo	corta	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
<i>De borde</i> Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corta	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Neg. en bordes dis.	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		Positivo	corta	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133
<i>De borde</i> Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corta	1060	1143	583	624	514	458	453	481	397	420	346	364	297	311
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
	Neg. en bordes dis.	corta	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
		Positivo	corta	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129
<i>De esquina</i> Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corta	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Neg. en borde discontinuos	corta	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
<i>Extremo</i> Tres bordes discontinuos un lado lar- go continuo	Neg. en borde cont.	corta	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710
		largo	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0
	Neg. en borde disc.	corta	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
		largo	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540
<i>Extremo</i> Tres bordes discontinuos un lado cor- to continuo	Neg. en borde cont.	corta	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710
		largo	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0
	Neg. en borde disc.	corta	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
		largo	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
<i>Aislado</i> Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corta	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	Positivo	corta	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

#### 4. Cálculo de los momentos últimos.

Con los coeficientes obtenidos se calcula el valor del momento por unidad de ancho en la franja central del tablero, de la siguiente manera:

$$Mu = Fc * Coef \times 10^{-4} * W * a_1^2$$

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento de desequilibrio entre los dos tableros si estos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son.

Para distribución se supondrá que la rigidez del tablero es:  $K = \frac{d^3}{a_1}$

El factor de distribución se obtiene como  $f_d = \frac{ki}{\sum Ki}$

### 5. Diseño por flexión.

Con el momento último obtenido en este método se calcula el área de acero y la separación de las varillas.

El refuerzo obtenido deberá ser mayor que el mínimo por temperatura.

$$A_{st} = \frac{660x_1}{f_y + 100} b$$

Para calcular la separación de las varillas se puede aplicar:  $S = \frac{100a_0}{A_s}$

La separación no deberá exceder de 50 cm ni de  $3.5x_1$

### 6. Revisión del peralte por cortante.

Debe revisarse que el cortante resistente (VCR) sea mayor o igual al cortante último (Vu).

$$V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f^*c} \geq V_u = 1.15 \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W_u$$

### 7. Dibujar el detalle del armado de la losa.

## ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOSAS DE AZOTEA

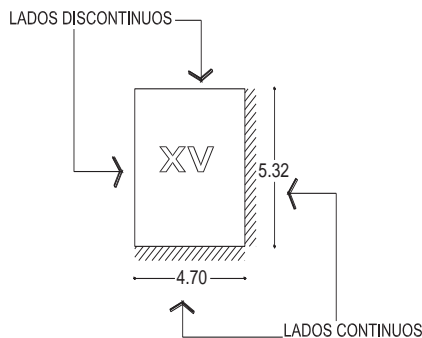
Se revisará el tablero más desfavorable que en nuestro caso es el **XV**

DATOS DE DISEÑO:

W=	0.515	t/m <sup>2</sup>
f <sub>y</sub> acero=	4200	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>s</sub> =0,6*f <sub>y</sub>	2520	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>c</sub> =	250	kg/cm <sup>2</sup>

REVISION DEL PERALTE MINIMO:  $d_{\min} = \frac{\text{perímetro}}{250} (0.032 * \text{raíz } 4^{\text{a}} (f_s * w))$

En el perímetro los lados discontinuos se multiplicaran por 1.5 y los continuos se quedaran igual.




d <sub>mín</sub> =	10.82	(cm)
--------------------	-------	------

d <sub>mín</sub> +el recubrimiento		
Recub.=	2	(cm)
h total=	12.82	(cm)

Por cuestión practica se toma d<sub>mín</sub> = **11.00 cm**  
∴ H total = **13.00 cm**

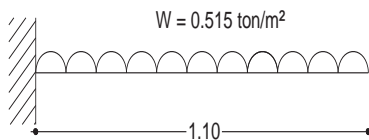
## CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO EN TABLEROS XV, XVI, Y XVII

					(+)	(-)
	<b>TABLERO</b>	<b>ESQUINA</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>CLARO</b>	<b>COEF.</b>	<b>Mu(ton-m)</b>
	No=	XV	NEG. BO. INT.	Corto	422.4	0.673
	a1(m)=	4.7		Largo	419.4	0.668
	a2(m)=	5.32	NEG. BO. DIS.	Corto	0	0.000
	m(m)=	0.88		Largo	0	0.000
	W(t/m <sup>2</sup> )=	0.515	POSITIVO	Corto	208.6	0.332
			Largo	154.4	0.246	
	<b>TABLERO</b>	<b>VOLADO</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>CLARO</b>	<b>COEF.</b>	<b>Mu(ton-m)</b>
	No=	XVI	NEG. BO. INT.	Corto		0.436
	a1(m)=	1.1		Largo		0.000
	a2(m)=	7.61	NEG. BO. DIS.	Corto		0.000
	m(m)=	0.14		Largo		0.000
	W(t/m <sup>2</sup> )=	0.515	POSITIVO	Corto		0.000
			Largo		0.000	

	<b>TABLERO</b>	<b>VOLADO</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>CLARO</b>	<b>COEF.</b>	<b>Mu(ton-m)</b>	<b>MuAjus(ton-m)</b>
	No=	XVII	NEG.BO.INT.	Corto		0.436	0.628
	a1(m)=	1.1		Largo		0.000	0.000
	a2(m)=	6.57	NEG.BO.DIS.	Corto		0.000	
	m(m)=	0.17		Largo		0.000	
	W(t/m2)=	0.515	POSITIVO	Corto		0.000	
			Largo		0.000		

Para la obtención del momento último (Mu) del tablero **XVI** y **XVII**, se tomó una franja central ya que como es un volado se considera que solo trabaja en una sola dirección y por lo tanto se analizara como viga empotrada de un extremo y libre en el otro.

Cálculo del momento máximo que actúa en el empotramiento (claro corto)



$$M \text{ máx.} = w l^2 / 2$$

Sustituyendo en la expresión anterior tenemos que:

$$M \text{ máx.} = 0.312 \text{ ton} - \text{m}$$

Para ajustar el momento obtenido anteriormente con el tablero adyacente tenemos que calcular el momento último (Mu) mediante la siguiente expresión:

$$Mu = Fc * M \text{ max} = 1.4 M \text{ max}$$

$$Mu = 0.436 \text{ ton} - \text{m}$$

### AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES

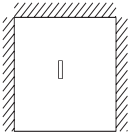
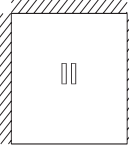



Cálculo de la rigidez en los tableros

TABLERO	d <sub>1</sub> (cm)	a <sub>1</sub> (cm)	k (kg/cm <sup>2</sup> )
XV	11	470	2.832
XVI	11	110	12.100
XVII	11	110	12.100

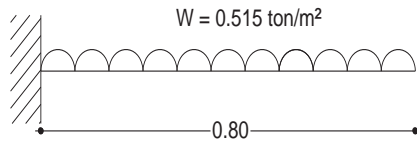
TABLERO	XV	XVI
<b>k</b>	2.832	12.100
<b>fd</b>	0.190	0.810
<b>Me</b>	0.668	-0.436
<b>Mdes</b>	0.232	0.232
<b>Mdist</b>	-0.044	-0.188
<b>Maj</b>	0.624	-0.624

TABLERO	XV	XVII
<b>k</b>	2.832	12.100
<b>fd</b>	0.190	0.810
<b>Me</b>	0.673	-0.436
<b>Mdes</b>	0.237	0.237
<b>Mdist</b>	-0.045	-0.192
<b>Maj</b>	0.628	-0.628

**CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO EN TABLEROS I, II, XXI, XXII Y XXIII**

					(+)	(-)
TABLERO	BORDE LARGO DISCONTINUO	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
	No=	I	NEG.BO.INT.	Corto	364.00	0.551
	a1(m)=	4.58		Largo	384.00	0.581
	a2(m)=	5.10	NEG.BO.DIS.	Corto	0.00	0.000
	m(m)=	0.90		Largo	0.00	0.000
	W(t/m2)=	0.515	POSITIVO	Corto	175.00	0.265
				Largo	145.00	0.219
	No=	II	NEG.BO.INT.	Corto	364.00	0.551
	a1(m)=	4.58		Largo	384.00	0.581
	a2(m)=	5.10	NEG.BO.DIS.	Corto	0.00	0.000
	m(m)=	0.90		Largo	0.00	0.000
	W(t/m2)=	0.515	POSITIVO	Corto	175.00	0.265
				Largo	145.00	0.219
	No=	XXI	NEG.BO.INT.	Corto		0.231
	a1(m)=	0.80		Largo		0.000
	a2(m)=	4.54	NEG.BO.DIS.	Corto		0.000
	m(m)=	0.18		Largo		0.000
	W(t/m2)=	0.515	POSITIVO	Corto		0.000
				Largo		0.000
	No=	XXII	NEG.BO.INT.	Corto		0.231
	a1(m)=	0.80		Largo		0.000
	a2(m)=	11.95	NEG.BO.DIS.	Corto		0.000
	m(m)=	0.07		Largo		0.000
	W(t/m2)=	0.515	POSITIVO	Corto		0.000
				Largo		0.000
	No=	XXIII	NEG.BO.INT.	Corto		0.231
	a1(m)=	0.80		Largo		0.000
	a2(m)=	4.73	NEG.BO.DIS.	Corto		0.000
	m(m)=	0.17		Largo		0.000
	W(t/m2)=	0.515	POSITIVO	Corto		0.000
				Largo		0.000

Para la obtención del momento último (Mu) del tablero **XXI**, **XXII** y **XXIII** se tomó una franja central ya que como es un volado se considera que solo trabaja en una sola dirección y por lo tanto se analizará como viga empotrada de un extremo y libre en el otro



Cálculo del momento máximo que actúa en el empotramiento (claro corto)

$$M \text{ máx.} = w l^2 / 2$$

Sustituyendo en la expresión anterior tenemos que:

$$M \text{ máx.} = 0.165 \text{ ton} - \text{m}$$

Para ajustar el momento obtenido anteriormente con el tablero adyacente tenemos que calcular el momento último ( $M_u$ ) mediante la siguiente expresión:

$$M_u = F_c * M \text{ max} = 1.4 M \text{ max}$$

$$M_u = 0.231 \text{ ton} - \text{m}$$

### AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES

Cálculo de la rigidez en los tableros

TABLERO	$d_1$ (cm)	$a_1$ (cm)	$k$ (kg/cm <sup>2</sup> )
I	11	458	2.906
II	11	458	2.906
XXI	11	80	16.638
XXII	11	80	16.638
XXIII	11	80.000	16.638

TABLERO	I	II
<b>k</b>	2.906	2.906
<b>fd</b>	0.500	0.500
<b>Me</b>	0.581	-0.581
<b>Mdes</b>	0.00	0.000
<b>Mdist</b>	0.000	0.000
<b>Maj</b>	0.581	-0.581

TABLERO	I	XXI
<b>k</b>	2.906	16.638
<b>fd</b>	0.149	0.851
<b>Me</b>	0.581	-0.231
<b>Mdes</b>	0.350	0.350
<b>Mdist</b>	-0.052	-0.298
<b>Maj</b>	0.529	-0.529

TABLERO	I	XXII
<b>k</b>	2.906	16.638
<b>fd</b>	0.149	0.851
<b>Me</b>	0.551	-0.231
<b>Mdes</b>	0.320	0.320
<b>Mdist</b>	-0.048	-0.272
<b>Maj</b>	0.503	-0.503

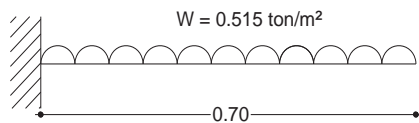
TABLERO	II	XXII
<b>k</b>	2.906	16.638
<b>fd</b>	0.149	0.851
<b>Me</b>	0.551	-0.231
<b>Mdes</b>	0.320	0.320
<b>Mdist</b>	-0.048	-0.272
<b>Maj</b>	0.503	-0.503

TABLERO	II	XXIII
<b>k</b>	2.906	16.638
<b>fd</b>	0.149	0.851
<b>Me</b>	0.581	-0.231
<b>Mdes</b>	0.350	0.350
<b>Mdist</b>	-0.052	-0.298
<b>Maj</b>	0.529	-0.529

**CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO EN TABLEROS VI, XVIII, XIX Y XX**

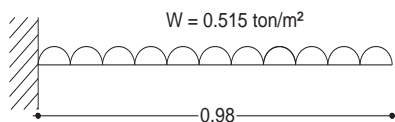
					(+)	(-)
TABLERO	BORDE LARGO DISCONTINUO	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
VI	No=	VI	NEG.BO.INT.	Corto	432.2	0.329
	a1(m)=	3.25		Largo	434.8	0.331
	a2(m)=	4.15	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000
	m(m)=	0.78		Largo	0	0.000
	W(t/m2)=	0.515	POSITIVO	Corto	227	0.173
				Largo	146.6	0.112
XIX	No=	XIX	NEG.BO.INT.	Corto		0.177
	a1(m)=	0.70		Largo		0.000
	a2(m)=	5.98	NEG.BO.DIS.	Corto		0.000
	m(m)=	0.12		Largo		0.000
	W(t/m2)=	0.515	POSITIVO	Corto		0.000
				Largo		0.000
XVIII	No=	XVIII	NEG.BO.INT.	Corto		0.346
	a1(m)=	0.98		Largo		0.000
	a2(m)=	3.25	NEG.BO.DIS.	Corto		0.000
	m(m)=	0.30		Largo		0.000
	W(t/m2)=	0.515	POSITIVO	Corto		0.000
				Largo		0.000
XX	No=	XX	NEG.BO.INT.	Corto		0.177
	a1(m)=	0.70		Largo		0.000
	a2(m)=	1.65	NEG.BO.DIS.	Corto		0.000
	m(m)=	0.42		Largo		0.000
	W(t/m2)=	0.515	POSITIVO	Corto		0.000
				Largo		0.000

Para la obtención del momento último (Mu) del tablero XVIII, XIX, XX se tomó una franja central ya que como es un volado se considera que solo trabaja en una sola dirección y por lo tanto se analizara como viga empotrada de un extremo y libre en el otro



Cálculo del momento máximo que actúa en el empotramiento (claro corto)

$$M \text{ máx.} = w l^2 / 2$$



Sustituyendo en la expresión anterior tenemos que:

$$M \text{ máx.} = 0.126 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M \text{ máx.} = 0.247 \text{ ton} - \text{m}$$



Para ajustar el momento obtenido anteriormente con el tablero adyacente tenemos que calcular el momento último ( $M_u$ ) mediante la siguiente expresión:

$$M_u = F_c * M_{\max} = 1.4 M_{\max}$$

$$M_u = 0.177 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_u = 0.346 \text{ ton} - \text{m}$$

### AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES

Cálculo de la rigidez en los tableros

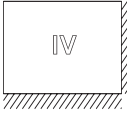


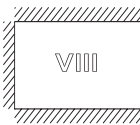
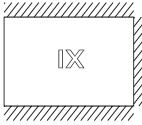
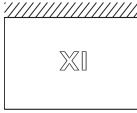

TABLERO	$d_1$ (cm)	$a_1$ (cm)	$k$ (kg/cm <sup>2</sup> )
VI	11.000	325.00	4.10
XVIII	11.000	70.00	19.01
XIX	11.000	98.00	13.58
XX	11.000	70.00	19.01

TABLERO	VI	XVIII
<b>k</b>	4.095	19.014
<b>fd</b>	0.177	0.823
<b>Me</b>	0.331	-0.346
<b>Mdes</b>	-0.015	-0.015
<b>Mdist</b>	0.003	0.012
<b>Maj</b>	0.334	-0.334

TABLERO	VI	XIX
<b>k</b>	4.095	13.582
<b>fd</b>	0.232	0.768
<b>Me</b>	0.329	-0.177
<b>Mdes</b>	0.152	0.152
<b>Mdist</b>	-0.035	-0.117
<b>Maj</b>	0.294	-0.294

TABLERO	VI	XX
<b>k</b>	4.095	19.014
<b>fd</b>	0.177	0.823
<b>Me</b>	0.331	-0.177
<b>Mdes</b>	0.154	0.154
<b>Mdist</b>	-0.027	-0.127
<b>Maj</b>	0.304	-0.304

**CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO EN TABLEROS IV, V, VII, VIII, IX, XI Y XXIV.**

	<b>TABLERO</b>	<b>DE ESQUINA</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>CLARO</b>	<b>COEF.</b>	<b>Mu(ton-m)</b>	<b>MuAjus(ton-m)</b>
	No=	IV	NEG.BO.INT.	Corto	809.8	0.364	0.445
	a1(m)=	2.04		Largo	611.7	0.275	0.259
	a2(m)=	6.05	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.34		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	0.772	POSITIVO	Corto	574.72	0.259	
			Largo	182.1	0.082		
	<b>TABLERO</b>	<b>DE ESQUINA</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>CLARO</b>	<b>COEF.</b>	<b>Mu(ton-m)</b>	<b>MuAjus(ton-m)</b>
	No=	V	NEG.BO.INT.	Corto	575.8	0.259	0.397
	a1(m)=	2.04		Largo	537.5	0.242	0.259
	a2(m)=	3.35	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.61		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	0.772	POSITIVO	Corto	348.4	0.157	
			Largo	162.5	0.073		
	<b>TABLERO</b>	<b>BORDE LARGO DISCONTINUO</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>CLARO</b>	<b>COEF.</b>	<b>Mu(ton-m)</b>	<b>MuAjus(ton-m)</b>
	No=	VII	NEG.BO.INT.	Corto	789.04	0.512	0.500
	a1(m)=	2.45		Largo	483	0.313	0.253
	a2(m)=	9.05	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.27		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	0.772	POSITIVO	Corto	500	0.324	
			Largo	166.5	0.108		
	<b>TABLERO</b>	<b>BORDE CORTO DISCONTINUO</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>CLARO</b>	<b>COEF.</b>	<b>Mu(ton-m)</b>	<b>MuAjus(ton-m)</b>
	No=	VIII	NEG.BO.INT.	Corto	797.52	0.488	0.482
	a1(m)=	2.38		Largo	485.24	0.297	0.239
	a2(m)=	9.05	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.26		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	0.772	POSITIVO	Corto	505.8	0.310	
			Largo	167.24	0.102		
	<b>TABLERO</b>	<b>LADO CORTO DISCONTINUO</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>CLARO</b>	<b>COEF.</b>	<b>Mu(ton-m)</b>	<b>MuAjus(ton-m)</b>
	No=	IX	NEG.BO.INT.	Corto	822.96	0.475	0.482
	a1(m)=	2.31		Largo	492	0.284	0.284
	a2(m)=	10.2	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.23		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	0.772	POSITIVO	Corto	524.5	0.303	
			Largo	169.52	0.098		
	<b>TABLERO</b>	<b>EXTREMO LADO CORTO</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>CLARO</b>	<b>COEF.</b>	<b>Mu(ton-m)</b>	<b>MuAjus(ton-m)</b>
	No=	XI	NEG.BO.INT.	Corto	1105.04	0.241	0.386
	a1(m)=	1.42		Largo	0	0.000	0
	a2(m)=	5.5	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.26		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	0.772	POSITIVO	Corto	853.8	0.186	
			Largo	366.4	0.080		
	<b>TABLERO</b>	<b>ESQUINA</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>CLARO</b>	<b>COEF.</b>	<b>Mu(ton-m)</b>	<b>MuAjus(ton-m)</b>
	No=	XXIV	NEG.BO.INT.	Corto	956.8	0.066	0.253
	a1(m)=	0.8		Largo	656.4	0.045	0.364
	a2(m)=	4.15	NEG.BO.DIS.	Corto	0		
	m(m)=	0.19		Largo	0		
	W(t/m2)=	0.772	POSITIVO	Corto	723.6	0.050	
			Largo	195.3	0.014		

### AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES

Cálculo de la rigidez en los tableros

TABLERO	$d_1$ (cm)	$a_1$ (cm)	$k$ (kg/cm <sup>2</sup> )
IV	11	204	6.52
V	11	204	6.52
VII	11	245	5.43
VIII	11	238	5.59
IX	11	231	5.76
XI	11	142	9.37
XXIV	11	80	16.64

TABLERO	IV	V
<b>k</b>	6.525	6.525
<b>fd</b>	0.500	0.500
<b>Me</b>	0.275	-0.242
<b>Mdes</b>	0.033	0.033
<b>Mdist</b>	-0.017	-0.017
<b>Maj</b>	0.259	-0.259

TABLERO	IV	VII
<b>k</b>	6.525	5.433
<b>fd</b>	0.546	0.454
<b>Me</b>	0.364	-0.512
<b>Mdes</b>	-0.148	-0.148
<b>Mdist</b>	0.081	0.067
<b>Maj</b>	0.445	-0.445

TABLERO	V	VII
<b>k</b>	6.525	5.433
<b>fd</b>	0.546	0.454
<b>Me</b>	0.259	-0.512
<b>Mdes</b>	-0.253	-0.253
<b>Mdist</b>	0.138	0.115
<b>Maj</b>	0.397	-0.397

TABLERO	VII	XXIV
<b>k</b>	5.433	16.638
<b>fd</b>	0.246	0.754
<b>Me</b>	0.313	-0.066
<b>Mdes</b>	0.247	0.247
<b>Mdist</b>	-0.061	-0.186
<b>Maj</b>	0.253	-0.253

TABLERO	VII	VIII
<b>k</b>	5.433	5.592
<b>fd</b>	0.493	0.507
<b>Me</b>	0.512	-0.488
<b>Mdes</b>	0.024	0.024
<b>Mdist</b>	-0.012	-0.012
<b>Maj</b>	0.500	-0.500

TABLERO	VIII	IX
<b>k</b>	5.592	5.762
<b>fd</b>	0.493	0.507
<b>Me</b>	0.488	-0.475
<b>Mdes</b>	0.014	0.014
<b>Mdist</b>	-0.007	-0.007
<b>Maj</b>	0.482	-0.482


TABLERO	VIII	XXIV
<b>k</b>	5.592	16.638
<b>fd</b>	0.252	0.748
<b>Me</b>	0.297	-0.066
<b>Mdes</b>	0.231	0.231
<b>Mdist</b>	-0.058	-0.173
<b>Maj</b>	0.239	-0.239

TABLERO	IX	XXIV
<b>k</b>	5.762	16.638
<b>fd</b>	0.257	0.743
<b>Me</b>	0.475	-0.045
<b>Mdes</b>	0.429	0.429
<b>Mdist</b>	-0.110	-0.319
<b>Maj</b>	0.364	-0.364


TABLERO	IX	XI
<b>k</b>	5.762	9.373
<b>fd</b>	0.381	0.619
<b>Me</b>	0.475	-0.241
<b>Mdes</b>	0.234	0.234
<b>Mdist</b>	-0.089	-0.145
<b>Maj</b>	0.386	-0.386

### CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO EN TABLEROS XII, XIII, XIV.

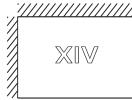
TABLERO	EXTREMO LADO LARGO	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
No=	XII	NEG.BO.INT	Corto	975	0.841	0.567
a1(m)=	2.55		Largo	0	0.000	0.000
a2(m)=	3.9	NEG.BO.DIS	Corto	0	0.000	
m(m)=	0.65		Largo	0	0.000	
W(t/m2)=	0.948	POSITIVO	Corto	735	0.634	
			Largo	520	0.449	



TABLERO	ESQUINA	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
No=	XIII	NEG.BO.INT	Corto	624.6	0.170	0.227
a1(m)=	1.6		Largo	554.8	0.151	0.575
a2(m)=	2.95	NEG.BO.DIS	Corto	0	0.000	
m(m)=	0.54		Largo	0	0.000	
W(t/m2)=	0.759	POSITIVO	Corto	391.2	0.106	
			Largo	166	0.045	



TABLERO	ESQUINA	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
No=	XIV	NEG.BO.INT	Corto	475.2	0.267	0.227
a1(m)=	2.3		Largo	466.8	0.262	0.567
a2(m)=	2.95	NEG.BO.DIS	Corto	0	0.000	
m(m)=	0.78		Largo	0	0.000	
W(t/m2)=	0.759	POSITIVO	Corto	257.2	0.145	
			Largo	156.4	0.088	



### AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES

Cálculo de la rigidez en los tableros

TABLERO	d <sub>1</sub> (cm)	a <sub>1</sub> (cm)	k (cm)
XII	11.00	255	5.220
XIII	11.00	160	8.319
XIV	11.00	230	5.787

TABLERO	XII	XIII
<b>k</b>	5.220	8.319
<b>fd</b>	0.386	0.614
<b>Me</b>	0.841	-0.151
<b>Mdes</b>	0.690	0.690
<b>Mdist</b>	-0.266	-0.424
<b>Maj</b>	0.575	-0.575

TABLERO	XII	XIV
<b>k</b>	5.220	5.787
<b>fd</b>	0.474	0.526
<b>Me</b>	0.841	-0.262
<b>Mdes</b>	0.579	0.579
<b>Mdist</b>	-0.275	-0.304
<b>Maj</b>	0.567	-0.567

TABLERO	XIII	XIV
<b>k</b>	8.319	5.787
<b>fd</b>	0.590	0.410
<b>Me</b>	0.170	-0.267
<b>Mdes</b>	-0.097	-0.097
<b>Mdist</b>	0.057	0.040
<b>Maj</b>	0.227	-0.227

### CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO EN TABLEROS III.

TABLERO	AISLADO	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjust(ton-m)
No=	III	NEG.BO.INT.	Corto	0	0.000	0.000
a1(m)=	2.04		Largo	0	0.000	0.000
a2(m)=	2.40	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
m(m)=	0.85		Largo	0	0.000	
W(t/m2)=	0.701	POSITIVO	Corto	1289.4	0.527	
			Largo	830	0.339	

### DISEÑO POR FLEXION

Para Momento negativo (M -)

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

$$\mathbf{Mu (-) = 0.628 \text{ ton-m}}$$

DATOS DE DISEÑO:

f'c=	250	kg/cm2
f'c=	200	kg/cm2
f'c=	170	kg/cm2
fy=	4200	kg/cm2
b=	100	cm
defectivo=	11.000	cm

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

Sustituyendo los valores en la fórmula anterior tenemos que:

$$\mathbf{As = 1.537 \text{ cm}^2}$$

Comparamos con el área de acero mínima por temperatura:

$$a_{s1} = \frac{660 X_1}{fy (100 + X_1)} \quad Ast = a_{s1} b$$

$$\mathbf{Ast = 1.808 \text{ cm}^2}$$

$As < Ast$  por lo tanto se usará  $Ast$

Separación; proponemos varilla del #3  $a_o = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 a_o}{As} \quad \mathbf{S = 39.27}$$

Comparación con  $S_{min}$  y  $S_{max}$

$$S_{min} = 6.00 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 3.5 X_1 \quad \mathbf{S_{max} = 45.50 \text{ cm}}$$

Como  $S < S_{max}$ :

**Se usaran varillas del #3 @ 35.00 cm c.a.c.**

Para este caso como el  $M(+)$  es menor que el momento negativo se usará el mismo armado

**Se usaran varillas del #3 @ 35.00 cm c.a.c.**

### REVISION POR CORTANTE

Se revisará el tablero XV por ser el más desfavorable, por normas el  $V$  (cortante) se incrementa un 15% por tener bordes continuos y discontinuos, después se multiplica por un factor de seguridad de 1.4 (concreto-NTC)

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

$$V_{cr} = 6222.54 \text{ kg}$$

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

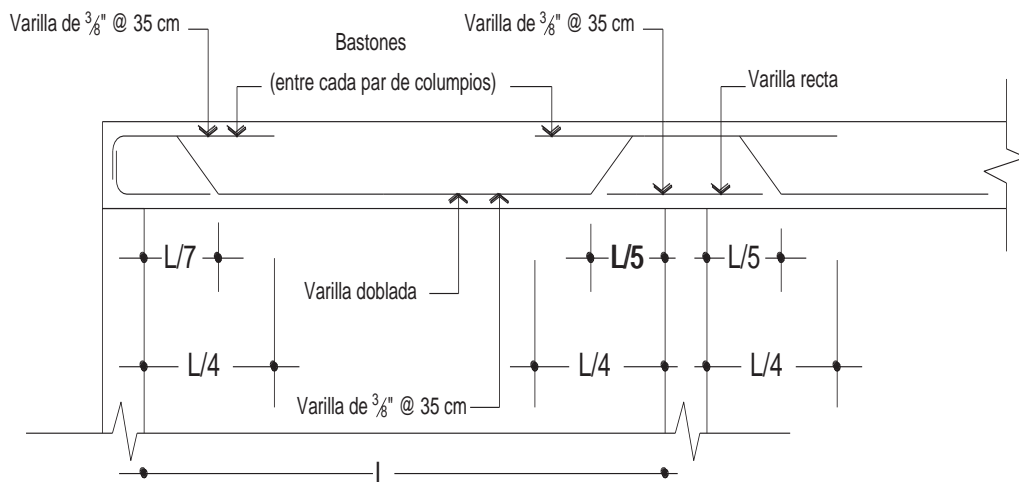
$$V = 586.34 \text{ kg}$$

$$V_u = f_c V$$

$$V_u = 674.29 \text{ Kg}$$

$V_{cr} > V_u \quad \therefore \quad \mathbf{\text{Se acepta el peralte ya que es el adecuado para resistir el cortante último.}}$

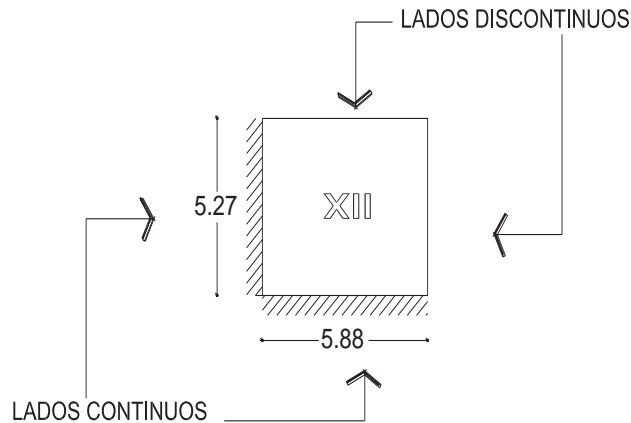
### CROQUIS DE ARMADO



### ANALISIS Y DISEÑO DE LOSAS DE ENTREPISO

Como ya se había mencionado la losa de entrepiso será aligerada con casetones de 40 x 40 x 20 cm y el cálculo se hará con el mismo procedimiento con el que se hizo la losa de azotea, a diferencia que los muros que no coincidan con los muros de planta baja se calculará su peso y se distribuirá en el peso total del tablero el que se elija como el más desfavorable.

Se tomará el tablero XII de entrepiso que es el más desfavorable en este grupo de tableros.



Este tablero recibe muros de planta alta que no continúan en planta baja por lo que el peso que habíamos obtenido en el análisis de cargas será incrementado de la siguiente manera.

Recibe los muros:

G' 10'-11	pretil de azotea	MORTERO-MORTERO
G' 10'-11	Muro de carga	AZULEJO-MORTERO/YESO
10'' E-G'	Muro de carga	AZULEJO-MORTERO/YESO

Una vez ubicando los muros que descargan sobre el tablero se procede a obtener su respectivo peso según la altura y el acabado que estos vayan a tener así como el área tributaria de losa que estos carguen

Muro	L	H	$W_{\text{Muro}}$	$A_T$	$W_{\text{losa}}$	PESO TOTAL
	m	m	t/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t
G' 10'-11	3.9	0.84	0.27			0.88
G' 10'-11	2.95	2.9	0.34	7.036	0.515	6.53
10'' E-G'	0.95	2.9	0.34	1.798	0.948	2.64
$\Sigma=$						10.06

El peso total obtenido se distribuirá en el área total del tablero mediante un factor (F) que considera las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes (NTC-CONCRETO)

<b>a<sub>1</sub> =</b>	5.27	m
<b>a<sub>2</sub> =</b>	5.88	m

Muro	m	F	WMuro
			t/m <sup>2</sup>
<b>G´ 10´-11</b>	0.9	1.55	0.044
<b>G´ 10´-11</b>	0.9	1.55	0.327
<b>10´´ E-G´</b>	0.9	1.65	0.141

$$m = a_1/a_2$$

Una vez distribuidos las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes se procede a la suma de estas obteniendo así el peso con el que se revisará la losa de entrepiso

<b>G´ 10´-11</b>	0.044	t/m <sup>2</sup>
<b>G´ 10´-11</b>	0.327	t/m <sup>2</sup>
<b>10´´ E-G´</b>	0.141	t/m <sup>2</sup>
<b>Wm =</b>	0.621	t/m <sup>2</sup>
<b>Σ=</b>	1.132	t/m <sup>2</sup>

#### REVISION DEL PERALTE MINIMO

<b>Wm =</b>	1.132	ton/m <sup>2</sup>
<b>Perimetro =</b>	24.325	m
<b>fy =</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>fs =</b>	2520	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Rec. =</b>	2	cm

$$f_s = 0.6f_y$$

Proponiendo  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  por lo que tomaremos el valor de 170 en la operación

<b>d<sub>min</sub> =</b>	18.819	cm
<b>d<sub>min</sub> + rec.</b>	20.819	cm

$$d_{min} = \frac{\text{Perimetro}}{250 \text{ ó } 170} (0.032 \sqrt{f_s w})$$

Se tomará el dmin de acuerdo al criterio del diseñador en este caso se toma.

<b>dtotal =</b>	20.819	cm	≈	25	cm
-----------------	--------	----	---	----	----



**CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO EN TABLEROS XII, XIII, XIV Y XX.**

**NOTA:** los tableros que no reciben muros de carga o muros divisorios su peso será solamente el peso propio de la losa de entrepiso.

TABLERO	DE ESQUINA	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
No=	XII	NEG.BO.INT.	Corto	412.00	1.814	1.538
a1(m)=	5.27		Largo	410.00	1.805	1.748
a2(m)=	5.88	NEG.BO.DIS.	Corto	0.00	0.000	
m(m)=	0.90		Largo	0.00	0.000	
W(t/m2)=	1.132	POSITIVO	Corto	199.00	0.876	
			Largo	154.00	0.678	
TABLERO	DE ESQUINA	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
No=	XIII	NEG.BO.INT.	Corto	986.20	0.086	1.748
a1(m)=	1		Largo	665.32	0.058	0.015
a2(m)=	6.23	NEG.BO.DIS.	Corto	0.00	0.000	
m(m)=	0.16		Largo	0.00	0.000	
W(t/m2)=	0.621	POSITIVO	Corto	753.28	0.065	
			Largo	197.92	0.017	
TABLERO	EXTREMO	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
No=	XIV	NEG.BO.INT.	Corto	1102.12	0.047	1.599
a1(m)=	0.7		Largo	0.00	0.000	0.000
a2(m)=	2.53	NEG.BO.DIS.	Corto	0.00	0.000	
m(m)=	0.28		Largo	0.00	0.000	
W(t/m2)=	0.621	POSITIVO	Corto	849.28	0.036	
			Largo	379.20	0.016	
TABLERO	EXTREMO	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
No=	XX	NEG.BO.INT.	Corto	0.00	0.000	0.000
a1(m)=	3.85		Largo	710.00	1.668	1.748
a2(m)=	4.32	NEG.BO.DIS.	Corto	0.00	0.000	
m(m)=	0.89		Largo	0.00	0.000	
W(t/m2)=	1.132	POSITIVO	Corto	660.00	1.551	
			Largo	540.00	1.269	

**AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES**

Cálculo de la rigidez en los tableros

TABLERO	d <sub>1</sub> (cm)	a <sub>1</sub> (cm)	k (kg/cm <sup>2</sup> )
XII	23	527	23.09
XIII	23	100	121.67
XIV	23	70	173.81
XX	23	385	31.60

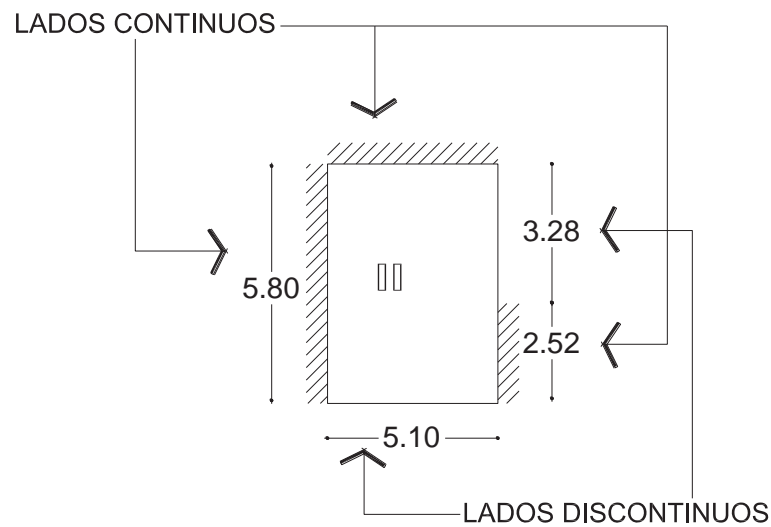
TABLERO	XII	XX
k	23.087	31.603
fd	0.422	0.578
Me	1.805	-1.668
Mdes	0.137	0.137
Mdist	-0.058	-0.079
Maj	1.748	-1.748

TABLERO	XII	XIII
k	23.087	121.670
fd	0.159	0.841
Me	1.814	-0.086
Mdes	1.728	1.728
Mdist	-0.276	-1.453
Maj	1.538	-1.538

TABLERO	XII	XIV
k	23.087	173.814
fd	0.117	0.883
Me	1.805	-0.047
Mdes	1.758	1.758
Mdist	-0.206	-1.552
Maj	1.599	-1.599

TABLERO	XIII	XIV
k	121.670	173.814
fd	0.412	0.588
Me	0.058	0.047
Mdes	0.105	0.105
Mdist	-0.043	-0.062
Maj	0.015	-0.015

Se tomará el tablero II de entpiso que es el más desfavorable en este grupo de tableros



Este tablero recibe muros de planta alta que no continúan en planta baja por lo que el peso que habíamos obtenido en el análisis de cargas será incrementado de la siguiente manera.

Recibe los muros:

Mdiv-1	Muro divisorio	YESO/MORTERO-MORTERO/YESO
4 G-J	Pretil azotea	MORTERO-MORTERO
4 G-J	Muro de carga	AZULEJO-MORTERO/YESO
H' 4-5	Muro de carga	AZULEJO-MORTERO/YESO

El peso total obtenido se distribuirá en el área total del tablero mediante un factor (F) que considera las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes (NTC-CONCRETO)

$a_1 =$	5.1	m
$a_2 =$	5.8	m

Muro	m	F	WMuro
			t/m <sup>2</sup>
<b>Mdiv-1</b>	0.9	1.65	0.034
<b>4 G-J</b>	0.9	1.55	0.079
<b>4 G-J</b>	0.9	1.55	0.591
<b>H' 4-5</b>	0.9	1.65	0.132

Una vez distribuidos las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes se procede a la suma de estas obteniendo así el peso con el que se revisará la losa de entrepiso.

<b>Mdiv-1</b>	0.034	t/m <sup>2</sup>
<b>4 G-J</b>	0.079	t/m <sup>2</sup>
<b>4 G-J</b>	0.591	t/m <sup>2</sup>
<b>H' 4-5</b>	0.132	t/m <sup>2</sup>
<b>Wm =</b>	0.621	t/m <sup>2</sup>
<b>Σ =</b>	1.456	t/m <sup>2</sup>

#### REVISION DEL PERALTE MINIMO

<b>Wm =</b>	1.456	ton/m <sup>2</sup>
<b>Perimetro =</b>	25.99	m
<b>fy =</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>fs =</b>	2520	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Rec. =</b>	2	cm

$$f_s = 0.6f_y$$

Proponiendo  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  por lo que tomaremos el valor de 170 en la operación

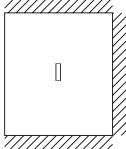
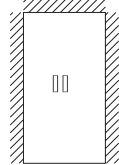



<b>d<sub>min</sub> =</b>	21.413	cm
<b>d<sub>min</sub> + rec.</b>	23.413	cm

$$d_{\min} = \frac{\text{Perimetro}}{250 \text{ ó } 170} (0.032^4 \sqrt{f_s w})$$

<b>d<sub>total</sub> =</b>	23.413	cm	≈	25	cm
----------------------------	--------	----	---	----	----

**CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO EN TABLEROS I, II, III, IV, V, VI, VII, VIII, IX, X, XI, XV, XVI, XVII, XVIII, XIX.**

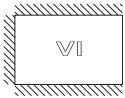



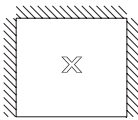


NOTA: los tableros que no reciben muros de carga o muros divisorios su carga será solamente el peso propio de la losa de entrepiso.

	<b>TABLERO</b>	<b>BORDE CORTO DISCONTINUO</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>CLARO</b>	<b>COEF.</b>	<b>Mu(ton-m)</b>	<b>MuAjus(ton-m)</b>
	No=	I	NEG.BO.INT.	Corto	388	0.707	0.655
	a1(m)=	4.58		Largo	341	0.622	1.378
	a2(m)=	5.1	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.90		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	0.621	POSITIVO	Corto	181	0.330	
			Largo	136	0.248		
	<b>TABLERO</b>	<b>BORDE CORTO DISCONTINUO</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>CLARO</b>	<b>COEF.</b>	<b>Mu(ton-m)</b>	<b>MuAjus(ton-m)</b>
	No=	II	NEG.BO.INT.	Corto	388	2.058	1.378
	a1(m)=	5.1		Largo	341	1.808	1.548
	a2(m)=	5.8	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.88		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	1.456	POSITIVO	Corto	181	0.960	
			Largo	136	0.721		
	<b>TABLERO</b>	<b>EXTREMO</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>CLARO</b>	<b>COEF.</b>	<b>Mu(ton-m)</b>	<b>MuAjus(ton-m)</b>
	No=	III	NEG.BO.INT.	Corto	989	0.220	1.619
	a1(m)=	1.6		Largo	0	0.000	0.000
	a2(m)=	2.52	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.63		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	0.621	POSITIVO	Corto	745	0.166	
			Largo	520	0.116		
	<b>TABLERO</b>	<b>BORDE CORTO DISCONTINUO</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>CLARO</b>	<b>COEF.</b>	<b>Mu(ton-m)</b>	<b>MuAjus(ton-m)</b>
	No=	IV	NEG.BO.INT.	Corto	619.5	0.222	0.558
	a1(m)=	2.03		Largo	437.8	0.157	1.516
	a2(m)=	4.3	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.47		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	0.621	POSITIVO	Corto	374.72	0.134	
			Largo	151.3	0.054		
	<b>TABLERO</b>	<b>INTERIOR</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>CLARO</b>	<b>COEF.</b>	<b>Mu(ton-m)</b>	<b>MuAjus(ton-m)</b>
	No=	V	NEG.BO.INT.	Corto	486	0.129	0.181
	a1(m)=	1.75		Largo	407.2	0.108	0.109
	a2(m)=	2.72	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.64		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	0.621	POSITIVO	Corto	268	0.071	
			Largo	138.2	0.037		

Análisis y Diseño Estructural de una Casa-Habitación de Tipo medio Residencial ubicada en  
Puruándiro Mich.

U.M.S.N.H.

Facultad de Ingeniería Civil

	TABLERO	BORDE CORTO DISCONTINUO	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
	No=	VI	NEG.BO.INT.	Corto	478	0.298	0.257
	a1(m)=	1.75		Largo	392	0.245	0.176
	a2(m)=	2.55	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.69		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	1.456	POSITIVO	Corto	261	0.163	
			Largo	140	0.087		
	TABLERO	INTERIOR	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
	No=	VII	NEG.BO.INT.	Corto	438	0.219	0.249
	a1(m)=	2.4		Largo	388	0.194	0.178
	a2(m)=	3.52	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.68		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	0.621	POSITIVO	Corto	236	0.118	
			Largo	135	0.068		
	TABLERO	BORDE LARGO DISCONTINUO	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
	No=	VIII	NEG.BO.INT.	Corto	463	0.123	0.164
	a1(m)=	1.75		Largo	457	0.122	0.717
	a2(m)=	2.4	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.73		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	0.621	POSITIVO	Corto	249.5	0.066	
			Largo	148.1	0.039		
	TABLERO	BORDE CORTO DISCONTINUO	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
	No=	IX	NEG.BO.INT.	Corto	431	1.022	0.758
	a1(m)=	3.41		Largo	369	0.875	0.092
	a2(m)=	4.32	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.79		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	1.456	POSITIVO	Corto	219	0.519	
			Largo	137	0.325		
	TABLERO	BORDE LARGO DISCONTINUO	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
	No=	X	NEG.BO.INT.	Corto	474.1	0.068	0.098
	a1(m)=	1.28		Largo	482.9	0.069	0.085
	a2(m)=	1.9	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.67		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	0.621	POSITIVO	Corto	277.7	0.040	
			Largo	150.2	0.021		
	TABLERO	EXTREMO	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
	No=	XI	NEG.BO.INT.	Corto	0	0.000	0.000
	a1(m)=	1.28		Largo	710	0.101	0.085
	a2(m)=	3.98	NEG.BO.DIS.	Corto	0	0.000	
	m(m)=	0.32		Largo	0	0.000	
	W(t/m2)=	0.621	POSITIVO	Corto	1279.6	0.182	
			Largo	435.6	0.062		
	TABLERO	VOLADO	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
	No=	XV	NEG.BO.INT.	Corto		0.112	0.178
	a1(m)=	0.6		Largo		0.000	0.000
	a2(m)=	4.98	NEG.BO.DIS.	Corto		0.000	
	m(m)=	0.12		Largo		0.000	
	W(t/m2)=	0.621	POSITIVO	Corto		0.000	
			Largo		0.000		

TABLERO	VOLADO	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)
No=	XVI	NEG.BO.INT.	Corto		0.144	0.249
a1(m)=	0.68		Largo		0.000	0.000
a2(m)=	2.65	NEG.BO.DIS.	Corto		0.000	
m(m)=	0.26		Largo		0.000	
W(t/m2)=	0.621	POSITIVO	Corto		0.000	
			Largo		0.000	
TABLERO	VOLADO	MOMENTO	CLARO	COEF.	Mu(ton-m)	MuAjus(ton-m)



### AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES

Cálculo de la rigidez en los tableros

TABLERO	$d_1$ (cm)	$a_1$ (cm)	$k$ (kf/cm <sup>2</sup> )
I	23	458	26.57
II	23	510	23.86
III	23	160	76.04
IV	23	203	59.94
V	23	175	69.53
VI	23	175	69.53
VII	23	240	50.70
VIII	23	175	69.53
IX	23	341	35.68
X	23	128	95.05
XI	23	128	95.05
XV	23	60	202.78
XVI	23	68	178.93
XVII	23	40	304.18
XVIII	23	129	94.32
XIX	23	142	85.68

TABLERO	I	II
<b>k</b>	26.566	23.857
<b>fd</b>	0.527	0.473
<b>Me</b>	0.622	-2.058
<b>Mdes</b>	-1.436	-1.436
<b>Mdist</b>	0.757	0.679
<b>Maj</b>	1.378	-1.378

TABLERO	I	IV
<b>k</b>	26.566	59.936
<b>fd</b>	0.307	0.693
<b>Me</b>	0.707	-0.222
<b>Mdes</b>	0.485	0.485
<b>Mdist</b>	-0.149	-0.336
<b>Maj</b>	0.558	-0.558

TABLERO	II	IV
<b>k</b>	23.857	59.936
<b>fd</b>	0.285	0.715
<b>Me</b>	2.058	-0.157
<b>Mdes</b>	1.901	1.901
<b>Mdist</b>	-0.541	-1.360
<b>Maj</b>	1.516	1.516

el Cis

TABLERO	II	III
<b>k</b>	23.857	76.044
<b>fd</b>	0.239	0.761
<b>Me</b>	2.058	-0.220
<b>Mdes</b>	1.838	1.838
<b>Mdist</b>	-0.439	-1.399
<b>Maj</b>	1.610	1.610

Análisis y Diseño Estructural de una Casa-Habitación de Tipo medio Residencial ubicada en  
Puruándiro Mich.  
U.M.S.N.H.  
Facultad de Ingeniería Civil

TABLERO	I	XVII
<b>k</b>	26.566	304.175
<b>fd</b>	0.080	0.920
<b>Me</b>	0.707	-0.050
<b>Mdes</b>	0.658	0.658
<b>Mdist</b>	-0.053	-0.605
<b>Maj</b>	0.655	-0.655

TABLERO	II	XVIII
<b>k</b>	23.857	94.318
<b>fd</b>	0.202	0.798
<b>Me</b>	1.808	-0.517
<b>Mdes</b>	1.292	1.292
<b>Mdist</b>	-0.261	-1.031
<b>Maj</b>	1.548	-1.548

TABLERO	IV	VI
<b>k</b>	59.936	69.526
<b>fd</b>	0.463	0.537
<b>Me</b>	0.222	-0.298
<b>Mdes</b>	-0.077	-0.077
<b>Mdist</b>	0.035	0.041
<b>Maj</b>	0.257	-0.257

TABLERO	VI	V
<b>k</b>	69.526	69.526
<b>fd</b>	0.500	0.500
<b>Me</b>	0.245	-0.108
<b>Mdes</b>	0.136	0.136
<b>Mdist</b>	-0.068	-0.068
<b>Maj</b>	0.177	-0.177

TABLERO	VI	VIII
<b>k</b>	69.526	69.526
<b>fd</b>	0.500	0.500
<b>Me</b>	0.298	-0.122
<b>Mdes</b>	0.177	0.177
<b>Mdist</b>	-0.088	-0.088
<b>Maj</b>	0.210	-0.210

TABLERO	VI	VII
<b>k</b>	69.526	50.696
<b>fd</b>	0.578	0.422
<b>Me</b>	0.298	-0.219
<b>Mdes</b>	0.079	0.079
<b>Mdist</b>	-0.046	-0.033
<b>Maj</b>	0.253	-0.253

TABLERO	V	XV
<b>k</b>	69.526	202.783
<b>fd</b>	0.255	0.745
<b>Me</b>	0.108	-0.112
<b>Mdes</b>	-0.003	-0.003
<b>Mdist</b>	0.001	0.003
<b>Maj</b>	0.109	-0.109

TABLERO	VII	XV
<b>k</b>	50.696	202.783
<b>fd</b>	0.200	0.800
<b>Me</b>	0.194	-0.112
<b>Mdes</b>	0.082	0.082
<b>Mdist</b>	-0.016	-0.066
<b>Maj</b>	0.178	-0.178

TABLERO	VII	XVI
<b>k</b>	50.696	-178.926
<b>fd</b>	-0.395	1.395
<b>Me</b>	0.219	-0.144
<b>Mdes</b>	0.076	0.076
<b>Mdist</b>	0.030	-0.106
<b>Maj</b>	0.249	-0.249

TABLERO	VII	IX
<b>k</b>	50.696	35.680
<b>fd</b>	0.587	0.413
<b>Me</b>	0.219	-1.022
<b>Mdes</b>	-0.803	-0.803
<b>Mdist</b>	0.471	0.332
<b>Maj</b>	0.690	-0.690

TABLERO	VIII	IX
<b>k</b>	69.526	35.680
<b>fd</b>	0.661	0.339
<b>Me</b>	0.123	-1.022
<b>Mdes</b>	-0.899	-0.899
<b>Mdist</b>	0.594	0.305
<b>Mai</b>	0.717	-0.717

Cisneros

TABLERO	IX	X
<b>k</b>	35.680	95.055
<b>fd</b>	0.273	0.727
<b>Me</b>	0.101	-0.069
<b>Mdes</b>	0.032	0.032
<b>Mdist</b>	-0.009	-0.024
<b>Mai</b>	0.092	-0.092

54

TABLERO	IX	XIX
<b>k</b>	35.680	85.683
<b>fd</b>	0.294	0.706
<b>Me</b>	1.022	-0.126
<b>Mdes</b>	0.896	0.896
<b>Mdist</b>	-0.263	-0.632
<b>Maj</b>	0.758	-0.758

TABLERO	X	XI
<b>k</b>	95.055	95.055
<b>fd</b>	0.500	0.500
<b>Me</b>	0.069	-0.101
<b>Mdes</b>	-0.032	-0.032
<b>Mdist</b>	0.016	0.016
<b>Maj</b>	0.085	-0.085

TABLERO	V	VII
<b>k</b>	69.526	50.696
<b>fd</b>	0.578	0.422
<b>Me</b>	0.129	-0.219
<b>Mdes</b>	-0.090	-0.090
<b>Mdist</b>	0.052	0.038
<b>Maj</b>	0.181	-0.181

TABLERO	VII	VIII
<b>k</b>	50.696	69.526
<b>fd</b>	0.422	0.578
<b>Me</b>	0.194	-0.123
<b>Mdes</b>	0.071	0.071
<b>Mdist</b>	-0.030	-0.041
<b>Maj</b>	0.164	-0.164

TABLERO	X	XIX
<b>k</b>	95.055	85.683
<b>fd</b>	0.526	0.474
<b>Me</b>	0.068	-0.126
<b>Mdes</b>	-0.059	-0.059
<b>Mdist</b>	0.031	0.028
<b>Maj</b>	0.098	-0.098

## DISEÑO POR FLEXION

Para Momento negativo (M -)

Se toma el momento mayor, que en este caso corresponde al que se presenta en el lado largo del tablero XII.

$$\underline{\mathbf{Mu (-) = 1.748 \text{ ton-m}}}$$

**DATOS DE DISEÑO:**

---



Se analizarán las nervaduras, de una sección de losa de 1 m. uniendo las nervaduras que se encuentran dentro de la sección de la losa

<b>f<sub>y</sub> =</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'c =</b>	200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f*c =</b>	160	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f''c =</b>	136	kg/cm <sup>2</sup>
<b>FR=</b>	0.9	
<b>b =</b>	20	cm
<b>d =</b>	23	cm

$$f^*c = 0.8f'c$$

$$f''c = 0.85f^*c$$

Para diseño por flexión FR, se tomará igual a 0.9 de acuerdo a las NTC-CONCRETO

<b>ρ =</b>	0.0047
------------	--------

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

<b>ρ<sub>min</sub> =</b>	0.0024
<b>ρ<sub>max</sub> =</b>	0.0121

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

$$\rho_{max} = 0.75 \left[ \left( \frac{f''c}{f_y} \right) \left( \frac{6000 B_1}{6000 + f_y} \right) \right]$$

Como ρ<sub>cal</sub> se encuentra dentro de ρ<sub>min</sub> y ρ<sub>max</sub>, por lo tanto emplearemos ρ<sub>cal</sub>, si ρ<sub>cal</sub> es menor que ρ<sub>min</sub> se empleara ρ<sub>min</sub> si ρ<sub>cal</sub> es mayor que ρ<sub>max</sub> se cambiaran las propiedades como d, b o f<sub>y</sub>

Emplearemos:

<b>ρ =</b>	0.0047
------------	--------

Cálculo del área de acero (A<sub>s</sub>)

<b>A<sub>s</sub> =</b>	2.168	cm <sup>2</sup>
------------------------	-------	-----------------

$$A_s = \rho d b$$

Repartimos el (A<sub>s</sub>) entre las dos nervaduras

<b>A<sub>s</sub>=</b>	1.084	cm <sup>2</sup>
-----------------------	-------	-----------------

Esta área nos servirá para seleccionar el tipo de varilla que usaremos en las nervaduras, y de esta forma podemos ver cual varilla se ajusta al área, en este caso proponemos varilla del #3 según el área que esta tenga y comparándola con el área de acero que necesitamos podemos ver cuantas varillas se ocupan para cubrir el área de acero que se requiere.

Varilla	Área	U
#3	0.71	cm <sup>2</sup>
No Varillas =	1.527	pzas

∴ Usaremos 2 varillas de 3/8"

#### Para Momento positivo (M +)

Como el momento positivo  $M_u(+)$ , es menor que el  $M_u(-)$  el área de acero  $A_s$  resultara menor a la calculada anteriormente, por lo tanto emplearemos el mismo armado del  $M_u(-)$

∴ Usaremos 2 varillas de 3/8"

#### DISEÑO POR CORTANTE

Para diseño por cortante,  $F_R$  se tomará igual a 0.8 de acuerdo a las NTC-CONCRETO, y para su cálculo se tomará el W del grupo de tableros y el tablero más desfavorable que en este caso es el tablero II

Por normas el V (cortante) se incrementa un 15% por tener bordes continuos y discontinuos, después se multiplica por un factor de seguridad ( $f_c$ ) de 1.4 (concreto-NTC)

Tablero	II	
a1=	5.10	m
a2=	5.80	m
d=	0.23	m
b=	100.00	cm
W=	1456.00	kg/cm2
V=	1723.90	kg
V increm=	1982.49	kg
Vu=	2775.49	kg

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

$$V_{increm} = V * 1.15$$

Vu =	2.775	t
FR =	0.8	

$$Vu = f_c V$$

#### CÁLCULO DEL CORTANTE RESISTENTE ( $V_{cr}$ )

$\rho_{real} =$	0.003	
$V_{CR} =$	1.218	t

$$\rho_{real} = \frac{A_{s_{real}}}{bd}$$

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

∴ Como  $V_u > V_{cr}$  se colocará refuerzo por cortante

Clocaremos estribos del #2 en dos ramas

Varilla	Área	U
#2	0.32	cm <sup>2</sup>
fy =	2530	kg/cm <sup>2</sup>
No Ramas =	2	U
Av =	0.64	cm <sup>2</sup>

$$Av = (\text{No de ramas})(A \text{ de la grapa})$$

Calculamos la separación de las grapas

S =	19	cm
-----	----	----

$$S = \frac{F_R Av fy d}{V_u - V_{CR}}$$

Comparamos con Smin y Smax

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

$$S_{\max} = \begin{cases} a) \text{ Si } V_{CR} < V_u < 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} \rightarrow S_{\max} \leq 0.5d \\ b) \text{ Si } V_u > 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} \rightarrow S_{\max} \leq 0.25d \end{cases}$$

1,5FRbd√f*c=	6.982	ton
--------------	-------	-----

Como:

V <sub>CR</sub>	<	V <sub>u</sub>	<	1,5FRbd√f*c	
1.218	t	2.775	t	6.982	t

Tomaremos el primer caso Smax = 0.5d

S <sub>min</sub> =	6	cm	
a) S <sub>máx</sub> =	11.5	cm	←
b) S <sub>máx</sub> =	5.75	cm	

NOTA: colocaremos los estribos @ 20 cm por que el concreto absorbe el cortante último (Vu)

### SELECCIÓN DE LA MALLA ELECROSOLDADA.

La malla electrosoldada esta fabricada con alambres longitudinales de igual calibre y soldados

X <sub>1</sub> =	5	cm
a <sub>s1</sub> =	0.007	
A <sub>st</sub> =	0.748	cm <sup>2</sup>

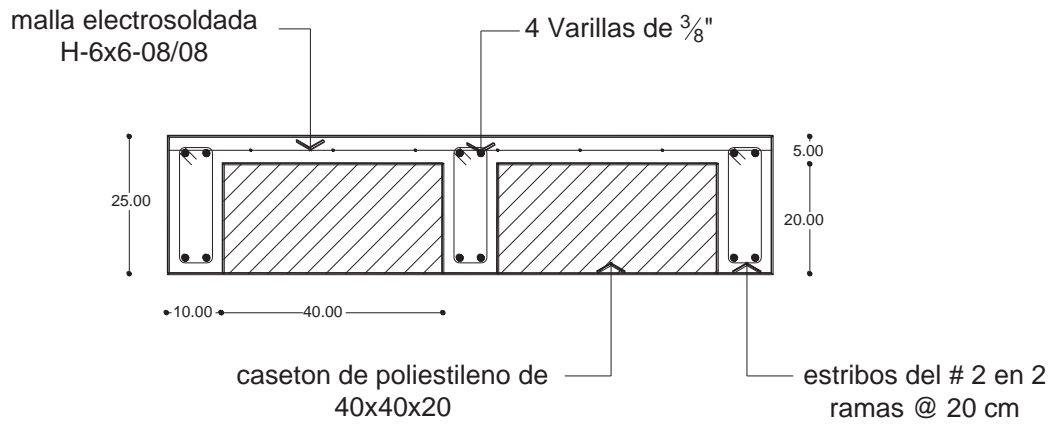
h calibres 10, 8, 6, 4, 3 y 2

$$a_{s1} = \frac{660X_1}{fy(100 + X_1)}$$

$$A_{st} = a_{s1} b$$

Una vez calculada el Ast se buscara una malla que cubra esa cantidad de acero por lo cual usaremos malla electrosoldada **H-6X6-08/08**

### CROQUIS DE ARMADO



**CAPITULO IV**  
**ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE TRABES**

### Análisis y diseño estructural de Trabes

Una trabe es un miembro estructural donde las cargas aplicadas son principalmente perpendiculares al eje, por lo que el diseño predominante es a flexión y corte; si las cargas no son perpendiculares se produce algo de fuerza axial, pero esta no es determinante en el diseño.

El esfuerzo de flexión provoca tensiones y compresiones, produciéndose las máximas en el lecho inferior y en el lecho superior respectivamente, las cuales se calculan relacionando el momento flexionante y el segundo momento de inercia. En las zonas cercanas a los apoyos se producen esfuerzos cortantes. También pueden producirse tensiones por torsión, sobre todo en las trabes que forman el perímetro exterior de una estructura.

Para el análisis de las trabes de nuestro sistema estructural seguiremos el siguiente procedimiento:

1. Analizar las cargas que actúan sobre la trabe en estudio (muros de carga o muros divisorios, losas así como el peso propio de la misma) en base a las áreas tributarias.
2. Proponer una sección (peralte y ancho).
3. Conocidas las cargas que actúan se procede a calcular los diagramas de cortante (V) y de momento (M), para de esta manera conocer el cortante máximo (V máx.) y los momentos máximos (positivo y negativo) que se genera en la trabe, los cuales serán nuestros parámetros de diseño. En nuestro caso nos apoyamos en un programa de cómputo para el cálculo de estos.
4. Diseñar por flexión para los momentos obtenidos:

\* Calcular el  $\rho$  de la sección propuesta:

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

\* Obtención de  $\rho$  de diseño comparando con  $\rho$  mínimo y  $\rho$  máximo:

Si  $\rho$  calculado <  $\rho$  mínimo; se tomará el  $\rho$  mínimo.

Si  $\rho$  mínimo <  $\rho$  calculado <  $\rho$  máximo; se tomará el  $\rho$  calculado.

Si  $\rho$  calculado >  $\rho$  máximo; la sección no se acepta y tendrá que rediseñarse.

\* Conocido el  $\rho$  de diseño obtenemos el área de acero requerida para la sección:

As requerida =  $\rho bd$

\* En base al área requerida se propone el número de varilla para cubrir dicha área, en función del área de la varilla elegida ( $a_0$ ), tanto para el lecho inferior (M+) como para el lecho superior (M-).

5. Diseñar por cortante mediante el valor del cortante máximo (V máx.):

\* Se calcula la fuerza cortante que soporta el concreto.

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{cr} = F_R b d \left( 0.20 + 20 \sqrt{f^* c} \right)$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{cr} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$$

Estas ecuaciones son aplicables siempre y cuando el peralte total de la trabe no sea mayor de 70 cm en caso contrario el  $V_{cr}$  obtenido deberá afectarse por un factor obtenido con la siguiente expresión:

$$1 - 0.0004 (h - 700)$$

Este factor no deberá tomarse mayor que 1.0 ni menor que 0.8; además la dimensión h estará en mm.

6. Se compara el cortante último ( $V_u$ ) con el ( $V_{cr}$ ) para de esta manera determinar el refuerzo por tensión diagonal.

$$\text{Si } V_u \leq V_{cr} \quad \text{Se coloca el refuerzo mínimo} \quad A_v \min = 0.25 \sqrt{f^* c} \frac{b s}{f_y}$$

Si  $V_u \geq V_{cr}$  Se colocará el refuerzo a una separación calculada con la siguiente expresión:

$$S = \frac{F_R A_v F_y d}{V_{sR}} \left( \sin \theta + \cos \theta \right)$$

Donde:

$A_v$  = área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia S.

$\theta$  = Ángulo que dicho refuerzo toma con el eje de la pieza, para nuestro caso  $\theta = 90^\circ$ , por lo tanto la operación  $\sin \theta + \cos \theta = 1$

$V_{sR}$  = fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal ( $V_{sR} = V_u - V_{cR}$ ).

\* Limitantes:

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

$$S_{\max} = \left\{ \begin{array}{l} \text{a) Si } V_{cR} < V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \rightarrow S_{\max} \leq 0.5 d \\ \text{b) Si } V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f^* c} \rightarrow S_{\max} \leq 0.25 d \end{array} \right\}$$

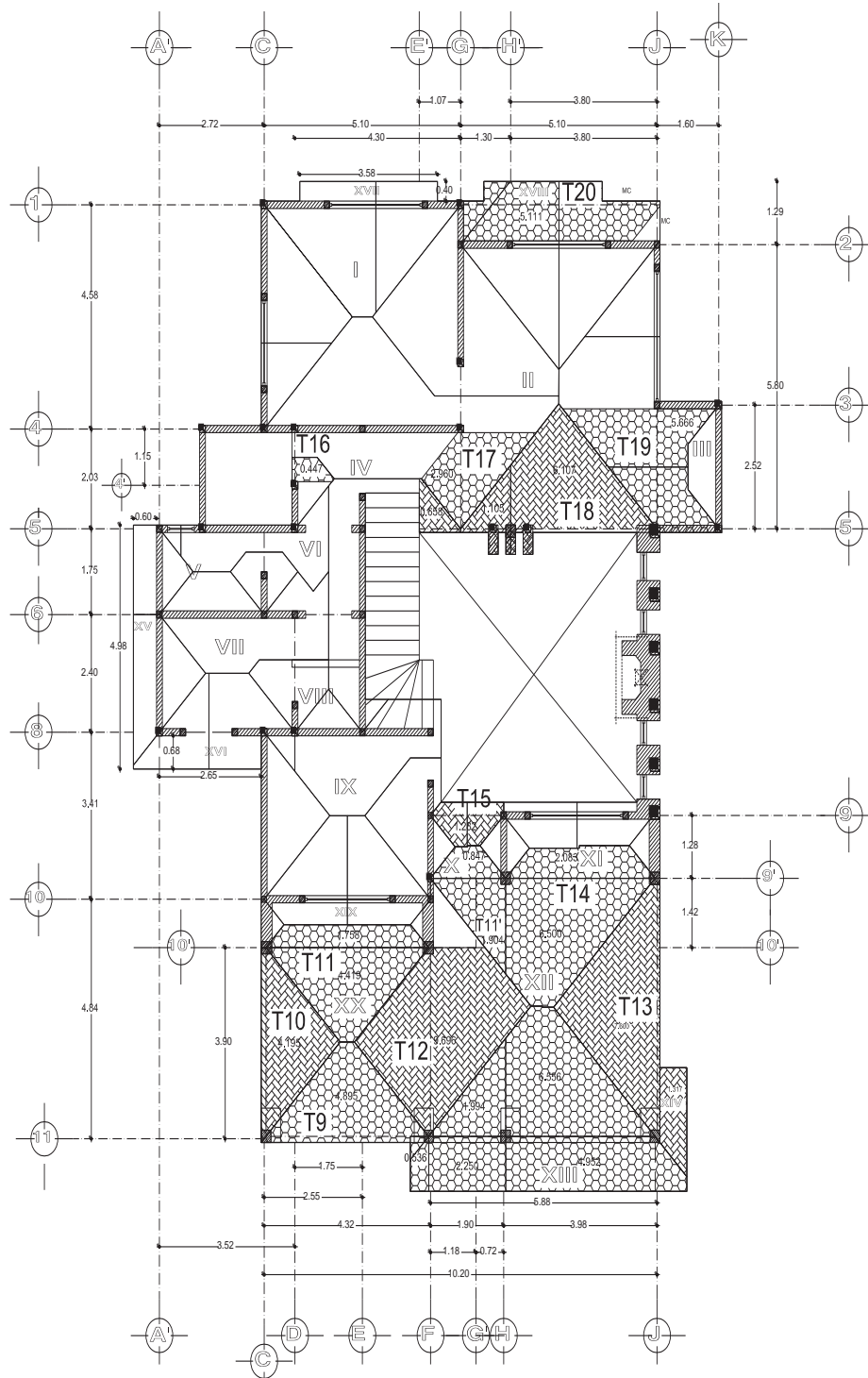




Análisis y Diseño Estructural de una Casa-Habitación de Tipo medio Residencial ubicada en Puruándiro Mich.

U.M.S.N.H.

Facultad de Ingeniería Civil

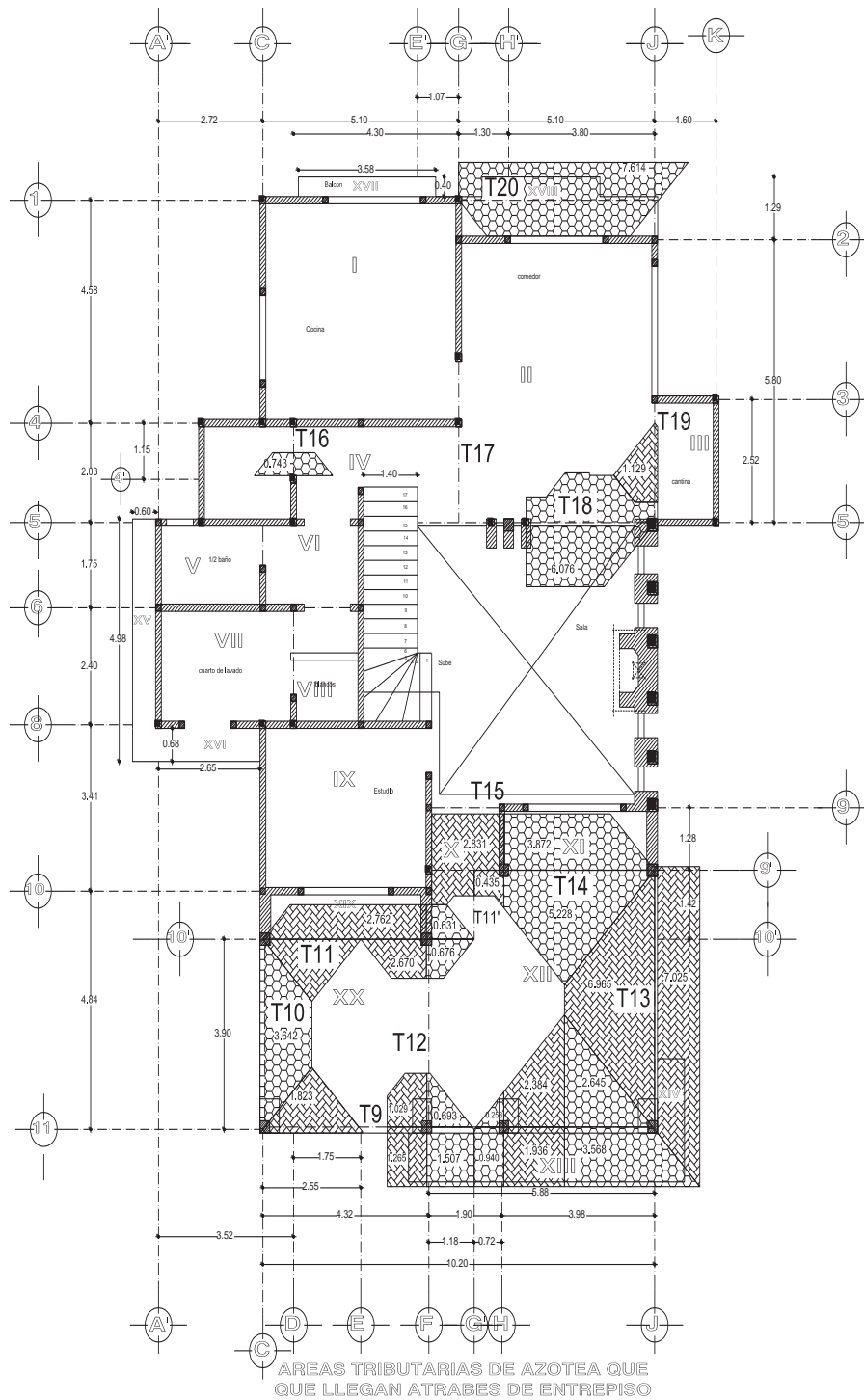


AREAS TRIBUTARIAS PARA TRABES DE ENTREPISO

Análisis y Diseño Estructural de una Casa-Habitación de Tipo medio Residencial ubicada en Puruándiro Mich.

U.M.S.N.H.

Facultad de Ingeniería Civil



**ANALISIS Y DISEÑO DE TRABES**

**TRABE-T5**

Cargas que actúan sobre la trabe: - Peso de la losa de azotea  
- Peso propio de la trabe

Análisis de la carga de losa de azotea

<b><math>W_{losa}Azotea</math></b>		
<b><math>A_T</math></b>	<b><math>W_{losa}</math></b>	<b><math>W_{losa}Azotea</math></b>
$m^2$	$t/m^2$	ton
19.04	0.772	14.70

Para el peso propio de la trabe nos basaremos en la siguiente fórmula para obtener su peralte.

$$h \cong \frac{L}{10 \text{ ó } 12}$$

Y así obtenemos las dimensiones de nuestra trabe para poder obtener su peso propio con su respectiva longitud.

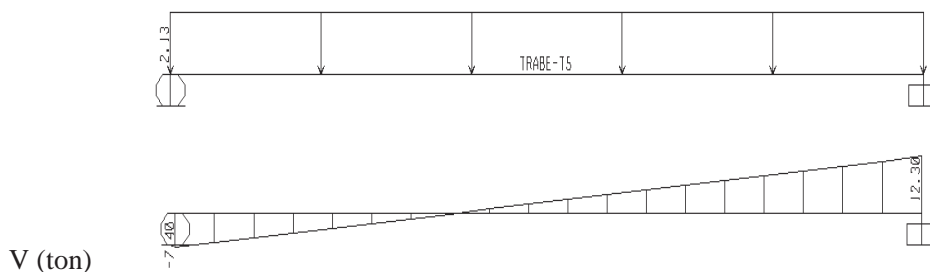
<b><math>W_{trabe}</math></b>				
<b>b</b>	<b>h</b>	<b>L</b>	<b>P.VOL.</b>	<b>Wtrabe</b>
m	m	m	ton/m <sup>3</sup>	ton
0.3	0.75	9.25	2.4	5.00

Una vez teniendo bien definidas las cargas que actúan sobre la trabe obtenemos su peso distribuido sumando el total del peso entre su longitud.

<b>Carga distribuida sobre la trabe</b>		
<b><math>W_{dit} =</math></b>	<b>2.13</b>	<b>t/m</b>

$$W_{Distribuido} = \frac{\text{Peso Total}}{L}$$

**MOMENTOS Y CORTES DE DISEÑO**





Para la obtención de  $M_u$  y  $V_u$  se multiplicará el  $M_{max}$  y  $V_{max}$  por un factor de carga NTC-CRITERIOS, 3.4

<b>F<sub>c</sub> =</b>	1.4	
<b>M<sub>u</sub> (+) =</b>	17.99	t-m
<b>M<sub>u</sub> (-) =</b>	31.74	t-m
<b>V<sub>u</sub> =</b>	17.22	t

$$M_u = F_c M_{m\acute{a}x}$$

$$V_u = F_c V_{m\acute{a}x}$$

### DISEÑO POR FLEXIÓN

Datos de diseño:

<b>f<sub>y</sub> =</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'c =</b>	250	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f*c =</b>	200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f''c =</b>	170	kg/cm <sup>2</sup>
<b>FR =</b>	0.9	
<b>b =</b>	30	cm
<b>d =</b>	72.50	cm
<b>Rec =</b>	2.5	cm

$$f^*c = 0.8f'c$$

$$f''c = 0.85f^*c$$

FR se tomará igual a 0.9 de acuerdo a las NTC-CONCRETO, una vez teniendo los momentos y cortantes últimos calculamos el área de acero necesaria.

Para momento positivo  $M_u(+)$

<b>M<sub>u</sub> (+) =</b>	17.99	t-m
<b>ρ =</b>	0.0031	

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

Comparación con el porcentaje de acero  $\rho_{min}$  y  $\rho_{max}$

<b>ρ<sub>min</sub> =</b>	0.0026
<b>ρ<sub>máx</sub> =</b>	0.0152

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

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 \left[ \left( \frac{f''c}{f_y} \right) \left( \frac{6000 B_1}{6000 + f_y} \right) \right]$$

Como  $\rho_{cal}$  se encuentra dentro de  $\rho_{min}$  y  $\rho_{max}$ , por lo tanto emplearemos  $\rho_{cal}$ , si  $\rho_{cal}$  es menor que  $\rho_{min}$  se empleara  $\rho_{min}$  si  $\rho_{cal}$  es mayor que  $\rho_{max}$  se cambiaran las propiedades como d, b, fy o f'c.

Emplearemos: 

$\rho =$	0.0031
----------	--------

Cálculo del área de acero ( $A_s$ )

$A_s =$	6.829	cm <sup>2</sup>
---------	-------	-----------------

 $A_s = \rho db$

Armado de la trabe

Varilla	Área	U
#5(5/8")	1.98	cm <sup>2</sup>
No Varillas =	3.449	pzas

∴ Usaremos 3 varillas de 5/8" y 1 varilla de 1/2"

Para momento negativo Mu(-)

Para obtener su área de acero se utiliza el mismo procedimiento que se utilizo para el M(+)

$A_{s_{min}} =$	12.12	cm <sup>2</sup>
-----------------	-------	-----------------

 $A_s = \rho db$

Armado de la trabe

Varilla #5 =	1.98	cm <sup>2</sup>
NoVarillas=	6.12	pzas

∴ Usaremos 6 varillas de 5/8" y 1 varilla de 3/8"

## DISEÑO POR CORTANTE

Para el diseño por cortante, FR se tomará igual a 0.8 de acuerdo a las NTC-CONCRETO

$V_u =$	17.22	t
$FR =$	0.8	

$\rho_{real} =$	0.003
-----------------	-------

 $\rho_{real} = \frac{A_{s_{real}}}{bd}$

$$V_{CR} = \begin{cases} \text{Si } \rho \leq 0.015 & V_{CR} = F_R bd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f^*c} \\ \text{Si } \rho \geq 0.015 & V_{CR} = F_R bd\sqrt{f^*c} \end{cases}$$

Por lo tanto caemos en la primera opción.

$V_{CR} =$	6.55	t
------------	------	---

Por lo tanto como  $V_u > V_{CR}$  se requiere de refuerzo por tensión diagonal por lo que colocaremos estribos del #2

<b>NoRamas</b>	2	U
<b>a0 =</b>	0.32	cm <sup>2</sup>
<b>Av =</b>	0.64	cm <sup>2</sup>

$$Av = No \text{ de ramas}(\rho_o)$$

<b>Separación del refuerzo transversal</b>		
<b>S =</b>	11.18	cm

$$S = \frac{F_R Av f_y d}{V_u - V_{CR}}$$

$$S_{\min} = 6 \text{ cm} \quad S_{\max} = \begin{cases} (a) \text{ Si } V_{CR} < V_u < 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} \rightarrow S_{\max} \leq 0.5d \\ (b) \text{ Si } V_u > 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} \rightarrow S_{\max} \leq 0.25d \end{cases}$$

<b><math>1.5F_R b d \sqrt{f^*c}</math></b>	36.911	ton
--	--------	-----

Como:

$V_{CR}$	<	$V_u$	<	<b><math>1.5F_R b d \sqrt{f^*c}</math></b>
6.553	t	17.22	t	36.911 t

Tomaremos el primer caso  $S_{\max} = 0.5d$

<b><math>S_{\min} =</math></b>	6	cm
<b>a) <math>S_{\max} =</math></b>	<b>36.25</b>	<b>cm</b>
<b>b) <math>S_{\max} =</math></b>	18.125	cm

Por lo tanto usaremos  $S_{cal} = 10 \text{ cm}$

#### REVISION DE LAS DEFLEXIONES

<b><math>\delta_{\max} =</math></b>	4.354	cm
-------------------------------------	-------	----

$$\delta_{\max} = \frac{L}{240} + 0.5$$

#### Deformación elástica inmediata

<b>E =</b>	158113.883	kg/cm <sup>2</sup>
<b>I =</b>	1054687.5	cm <sup>4</sup>
<b>δviga =</b>	1.217	cm

$$E = 10000\sqrt{f'c}$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\delta_{viga} = \frac{5WL^4}{384EI}$$

### Deformación plástica

<b>ρ' =</b>	0.0058	
<b>δplastica =</b>	1.888	cm

$$\rho' = \frac{As'}{bd}$$

$$\delta_{plastica} = \delta_{elastica} \left( \frac{2}{1 + 50\rho'} \right)$$

### Deformación elástica + deformación plástica

<b>δtotal =</b>	3.105	cm
-----------------	-------	----

En caso de no cumplir que  $\delta_{total} < \delta_{max}$  aumentar E, I o el  $f'c$  de la sección.

Recubrimiento y separación del refuerzo para la colocación del concreto

<b>a) =</b>	2.5	cm
<b>b) =</b>	1.59	cm
<b>c) =</b>	2.39	cm

$$S' \geq \begin{cases} a) 1.25TNA \\ b) d_b \\ c) 1.5d_b \end{cases}$$

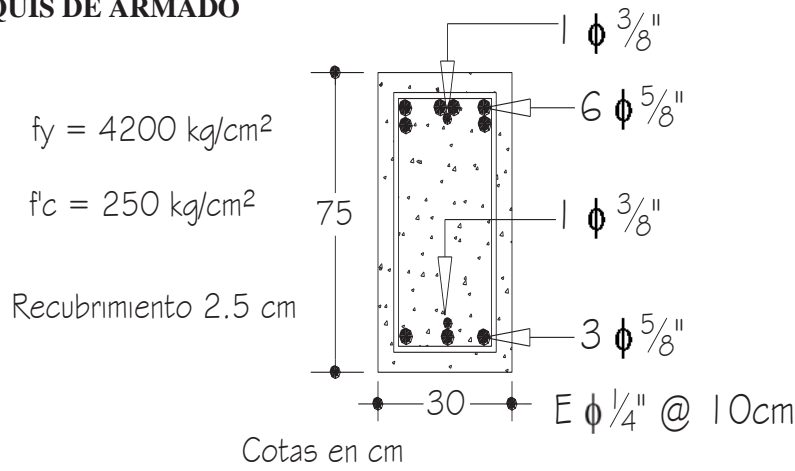
**Nota:** tomamos el valor ( $d_b$  es el diámetro de varilla mayor del paquete)

<b>b =</b>	30	cm
<b>Rec.Lateral=</b>	2.5	cm
<b>V # 5 =</b>	1.59	cm
<b>Est. # 2=</b>	0.64	cm
<b>Scal =</b>	7.09	cm

<b>S'</b>	<	<b>S<sub>cal</sub></b>	
2.50	cm	7.09	cm

Por lo tanto cumple con la separación

### CROQUIS DE ARMADO



### TRABE-T9

#### BARRA 1

Cargas que actúan sobre la trabe:

- Peso del pretil
- Peso de losa de segundo nivel (azotea)
- Peso del muro de entrepiso
- Peso de losa de entrepiso
- Peso propio de la trabe

#### Peso del pretil

11 C-F	Pretil		MORTERO-MORTERO			
Muro	L	H	$W_{\text{Muro}}$	$A_T$	$W_{\text{losa}}$	PESO TOTAL
No	m	m	t/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t
11 C-F	4.32	0.84	0.27	0	0	0.98
					$\Sigma =$	0.98

#### Peso de losa de azotea + peso del muro de entrepiso

11 C-F	Muro de carga		AZULEJO-MORTERO			
Muro	L	H	$W_{\text{Muro}}$	$A_T$	$W_{\text{losaAZOTEA}}$	PESO TOTAL
No	m	m	t/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t
11 C-F	4.32	2.9	0.317	2.852	0.948	6.68
				1.265	0.515	0.65
					$\Sigma =$	7.33



**Peso losa de entrepiso**

<b>W<sub>losa</sub> ENTREPISO</b>		
<b>A<sub>T</sub></b>	<b>W<sub>losa</sub></b>	<b>W<sub>losa</sub> Azotea</b>
<b>m<sup>2</sup></b>	<b>t/m<sup>2</sup></b>	<b>ton</b>
4.895	1.132	5.54
0.536	0.621	0.33
	<b>Σ=</b>	<b>5.87</b>

Para el peso propio de la trabe nos basaremos en la siguiente fórmula para obtener su peralte.

<b>b =</b>	25	cm	$h \geq \frac{L}{10 \text{ ó } 12}$
<b>h =</b>	40	cm	

Y así obtenemos las dimensiones de nuestra trabe para poder obtener su peso propio con su respectiva longitud.

<b>W<sub>trabe</sub></b>				
<b>b</b>	<b>h</b>	<b>L</b>	<b>P.VOL.</b>	<b>W<sub>trabe</sub></b>
<b>m</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>ton/m<sup>3</sup></b>	<b>ton</b>
0.25	0.40	4.32	2.4	<b>1.04</b>

Una vez teniendo bien definidas las cargas que actúan sobre la trabe obtener su peso distribuido sumando el total del peso entre su longitud.

<b>Carga distribuida sobre la trabe</b>		
<b>W<sub>dit</sub> =</b>	<b>3.52</b>	<b>t/m</b>

**BARRA 2**

- Cargas que actúan sobre la trabe:
- Peso del pretil
  - Peso de losa de segundo nivel (azotea)
  - Peso del muro de entrepiso
  - Peso de losa de entrepiso
  - Peso propio de la trabe

**Peso del pretil**

<b>11 F-H</b>	Pretil		MORTERO-MORTERO			
<b>Muro</b>	<b>L</b>	<b>H</b>	<b>W<sub>Muro</sub></b>	<b>A<sub>T</sub></b>	<b>W<sub>losa</sub></b>	<b>PESO TOTAL</b>
<b>No</b>	<b>m</b>	<b>m</b>	<b>t/m<sup>2</sup></b>	<b>m<sup>2</sup></b>	<b>t/m<sup>2</sup></b>	<b>t</b>
<b>11 F-H</b>	1.18	0.97	0.27	0	0	0.31
					<b>Σ=</b>	<b>0.31</b>

**Peso de la losa + Peso del muro de entrepiso**

11 F-H	Muro de carga		AZULEJO-MORTERO			
Muro	L	H	$W_{Muro}$	$A_T$	$W_{losaAZOTEA}$	PESO TOTAL
No	m	m	t/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t
11 F-H	1.9	2.9	0.317	0.693	0.948	2.40
				2.705	0.515	1.39
					<b>Σ=</b>	<b>3.80</b>

**Peso losa de entrepiso**

$A_T$	$W_{losa}$	$W_{losa}Azotea$
m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	ton
1.994	1.132	2.26
2.25	0.621	1.40
	<b>Σ=</b>	<b>3.65</b>

Para el peso propio de la trabe nos basaremos en la siguiente fórmula para obtener su peralte.

<b>b =</b>	25	cm
<b>h =</b>	40	cm

$$h \geq \frac{L}{10 \text{ ó } 12}$$

Y así obtenemos las dimensiones de nuestra trabe para poder obtener su peso propio con su respectiva longitud.

$W_{trabe}$				
b	h	L	P.VOL.	Wtrabe
m	m	m	ton/m <sup>3</sup>	ton
0.25	0.40	1.9	2.4	<b>0.46</b>

Una vez teniendo bien definidas las cargas que actúan sobre la trabe obtener su peso distribuido sumando el total del peso entre su longitud.

<b>Carga distribuida sobre la trabe</b>		
<b><math>W_{dit} =</math></b>	<b>4.32</b>	t/m

$$W_{Distribuido} = \frac{Peso\ Total}{L}$$

**BARRA 3**

Cargas que actúan sobre la trabe:

- Peso de losa de segundo nivel (azotea)
- Peso del muro de entrepiso
- Peso de losa de entrepiso
- Peso propio de la trabe

**Peso de la losa de azotea + Peso muro de entrepiso**

11 H-J	MURO DE CARGA		MORTERO-MORTERO			
Muro	L	H	$W_{Muro}$	$A_T$	$W_{losaAZOTEA}$	PESO TOTAL
No	m	m	t/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t
11 H-J	3.98	2.4	0.27	10.532	0.515	6.22
					<b>Σ=</b>	<b>6.22</b>

**Peso losa de entrepiso**

$W_{losa}$ ENTREPISO		
$A_T$	$W_{losa}$	$W_{losaEntrepiso}$
m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	ton
6.556	1.132	7.42
4.952	0.621	3.08
	<b>Σ=</b>	<b>10.50</b>

Para el peso propio de la trabe nos basaremos en la siguiente fórmula para obtener su peralte.

<b>b =</b>	25	cm	$h \geq \frac{L}{10 \text{ ó } 12}$
<b>h =</b>	40	cm	

Y así obtenemos las dimensiones de nuestra trabe para poder obtener su peso propio con su respectiva longitud.

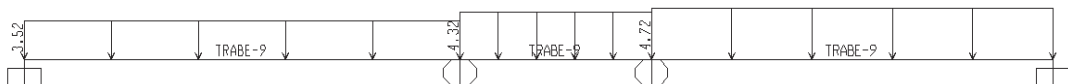
$W_{trabe}$				
b	h	L	P.VOL.	Wtrabe
m	m	m	ton/m <sup>3</sup>	ton
0.25	0.40	3.73	2.4	<b>0.90</b>

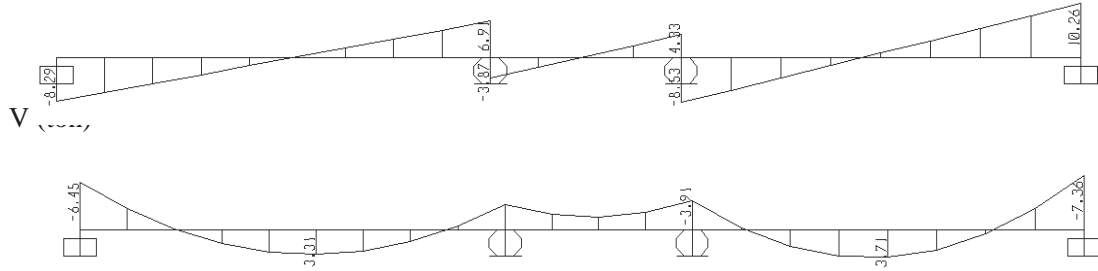
Una vez teniendo bien definidas las cargas que actúan sobre la trabe obtenemos su peso distribuido sumando el total del peso entre su longitud.

Carga distribuida sobre la trabe		
$W_{dit} =$	4.72	t/m

$$W_{Distribuido} = \frac{Peso\ Total}{L}$$

**MOMENTOS Y CORTES DE DISEÑO**





M (ton-m)

Para la obtener el  $M_u$  y  $V_u$  se multiplicara el  $M_{max}$  y  $V_{max}$  por un factor de carga NTC-CRITERIOS, 3.4

<b>F<sub>c</sub> =</b>	1.4		$M_u = F_c M_{m\acute{a}x}$
<b>M<sub>u</sub> (+) =</b>	5.47	t-m	
<b>M<sub>u</sub> (-) =</b>	10.30	t-m	$V_u = F_c V_{m\acute{a}x}$
<b>V<sub>u</sub> =</b>	14.36	t	

### DISEÑO POR FLEXION

Datos de diseño:

<b>f<sub>y</sub> =</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>	$f^*c = 0.8f'c$ $f''c = 0.85f^*c$
<b>f'c =</b>	250	kg/cm <sup>2</sup>	
<b>f*c =</b>	200	kg/cm <sup>2</sup>	
<b>f''c =</b>	170	kg/cm <sup>2</sup>	
<b>FR=</b>	0.9		
<b>b =</b>	25	cm	
<b>d =</b>	37.5	cm	
<b>Rec =</b>	2.5	cm	

FR se tomará igual a 0.9 de acuerdo a las NTC-CONCRETO, una vez teniendo los momentos y cortantes últimos calculamos el área de acero necesaria.

Para momento positivo  $M_u(+)$

<b>M<sub>u</sub> (+) =</b>	5.47	t-m	$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f''c}} \right]$
<b>ρ =</b>	0.0044		

Comparación con el porcentaje de acero  $\rho_{min}$  y  $\rho_{max}$

<b>ρ<sub>min</sub> =</b>	0.0026	$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y}$	$\rho_{max} = 0.75 \left[ \left( \frac{f''c}{f_y} \right) \left( \frac{6000 B_1}{6000 + f_y} \right) \right]$
<b>ρ<sub>max</sub> =</b>	0.0152		

Como  $\rho_{cal}$  se encuentra dentro de  $\rho_{min}$  y  $\rho_{max}$ , por lo tanto emplearemos  $\rho_{cal}$ , si  $\rho_{cal}$  es menor que  $\rho_{min}$  se empleara  $\rho_{min}$  si  $\rho_{cal}$  es mayor que  $\rho_{max}$  se cambiaran las propiedades como d, b,  $f_y$  o  $f'_c$ .

Emplearemos: 

$\rho =$	0.0044
----------	--------

Cálculo del área de acero ( $A_s$ )

$A_s =$	4.081	$cm^2$
---------	-------	--------

 $A_s = \rho db$ 

Armado de la trabe

Varilla	Área	U
#5(5/8")	1.98	$cm^2$
<b>No Varillas =</b>	2.061	pzas

∴ Usaremos 2 varillas de 5/8"

Para momento negativo  $M_u(-)$

Para obtener su área de acero se utiliza el mismo procedimiento que se utilizo para el  $M(+)$

$A_s =$	8.143	$cm^2$
---------	-------	--------

 $A_s = \rho db$ 

Armado de la trabe

Varilla	Área	U
#5(5/8")	1.98	$cm^2$
<b>No Varillas =</b>	4.113	pzas

∴ Usaremos 4 varillas de 5/8" y 1 varilla de 3/8"

#### DISEÑO POR CORTANTE

Para el diseño por cortante,  $FR$  se tomará igual a 0.8 de acuerdo a las NTC-CONCRETO

$V_u =$	14.36	t
$FR =$	0.8	

$\rho_{real} =$	0.004	
-----------------	-------	--

 $\rho_{real} = \frac{A_{s_{real}}}{bd}$

$$V_{CR} = \begin{cases} \text{Si } \rho \leq 0.015 & V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^* c} \\ \text{Si } \rho \geq 0.015 & V_{CR} = F_R b d \sqrt{f^* c} \end{cases}$$

Por lo tanto caemos en la primera opción.

$V_{CR} =$	3.02	t
------------	------	---

Por lo tanto como  $V_u > V_{CR}$  se requiere de refuerzo por tensión diagonal por lo que colocaremos estribos del #2

<b>NoRamas</b>	2	U
<b>a0 =</b>	0.32	cm <sup>2</sup>
<b>Av =</b>	0.64	cm <sup>2</sup>

$$Av = \text{No de ramas}(\rho_o)$$

<b>Separación del refuerzo transversal</b>		
<b>S =</b>	7.11	cm

$$S = \frac{F_R Av f_y d}{V_u - V_{CR}}$$

$$S_{\min} = 6 \text{ cm} \quad S_{\max} = \begin{cases} \text{a) Si } V_{CR} < V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f^* c} & \rightarrow S_{\max} \leq 0.5d \\ \text{b) Si } V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f^* c} & \rightarrow S_{\max} \leq 0.25d \end{cases}$$

$1.5 F_R b d \sqrt{f^* c} =$	15.910	ton
------------------------------	--------	-----

Como:

$V_{CR}$	<	$V_u$	<	$1.5 F_R b d \sqrt{f^* c}$
3.017	t	14.36	t	15.910

Tomaremos el primer caso  $S_{\max} = 0.5d$

<b>S<sub>min</sub> =</b>	6	cm
<b>a) S<sub>max</sub> =</b>	<b>18.75</b>	<b>cm</b>
<b>b) S<sub>max</sub> =</b>	9.375	cm

Por lo tanto usaremos  $S_{cal} = 7 \text{ cm}$

#### REVISION DE LAS DEFLEXIONES

<b><math>\delta_{\max}</math> =</b>	2.300	cm
-------------------------------------	-------	----

$$\delta_{\max} = \frac{L}{240} + 0.5$$

#### Deformación elástica inmediata

<b>E =</b>	158113.883	kg/cm <sup>2</sup>
<b>I =</b>	133333.333	cm <sup>4</sup>
<b>δviga =</b>	0.758	cm

$$E = 10000\sqrt{f'c}$$

$$\delta_{viga} = \frac{5WL^4}{384EI}$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

#### Deformación plástica

<b>ρ' =</b>	0.0092	
<b>δplastica =</b>	1.038	cm

$$\rho' = \frac{As'}{bd}$$

$$\delta_{plastica} = \delta_{elastica} \left( \frac{2}{1 + 50\rho'} \right)$$

#### Deformación elástica + deformación plástica

<b>δtotal =</b>	1.796	cm
-----------------	-------	----

En caso de no cumplir que  $\delta_{total} < \delta_{max}$  aumentar E, I o el f'c de la sección.

#### Recubrimiento y separación del refuerzo para la colocación del concreto

<b>a) =</b>	<b>2.5</b>	cm
<b>b) =</b>	1.59	cm
<b>c) =</b>	2.39	cm

$$S' \geq \left\{ \begin{array}{l} a) 1.25TNA \\ b) d_b \\ c) 1.5d_b \end{array} \right\}$$

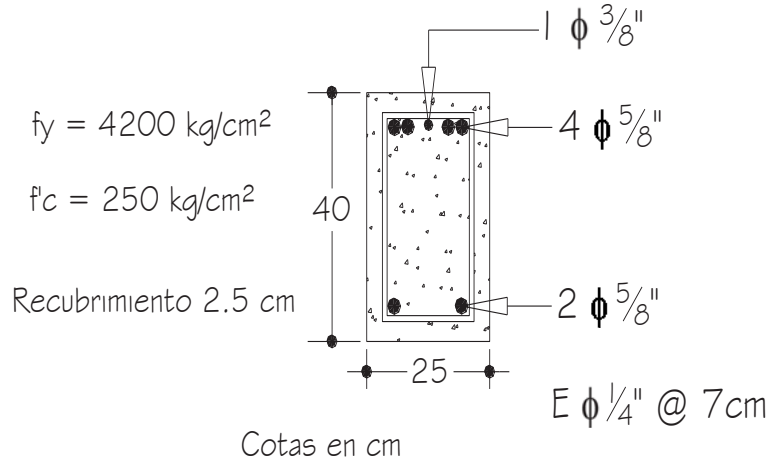
Nota: tomamos el valor (db es el diámetro de varilla mayor del paquete)

<b>b =</b>	25	cm
<b>Rec.Lateral =</b>	2.5	cm
<b>V # 5 =</b>	1.59	cm
<b>V # 3 =</b>	0.95	cm
<b>Est. # 2 =</b>	0.64	cm
<b>Scal =</b>	<b>5.71</b>	cm

<b>S'</b>	<	<b>S<sub>cal</sub></b>	
2.50	cm	5.71	cm

Por lo tanto cumple con la separación

#### CROQUIS DE ARMADO



### TRABE-T18

#### BARRA 1

Cargas que actúan sobre la trabe:

- Peso losa de entrepiso
- Peso propio de la trabe
- Carga puntual

#### Peso losa de entrepiso

$W_{\text{losa}}$ ENTREPISO		
$A_T$	$W_{\text{losa}}$	$W_{\text{losa}}$ Azotea
$\text{m}^2$	$\text{t/m}^2$	ton
1.763	1.456	2.57
	$\Sigma =$	2.57

#### Carga puntual provocada por la trabe T-17

$\Sigma =$	1.145	ton
------------	-------	-----

Para el peso propio de la trabe nos basaremos en la siguiente fórmula para obtener su peralte.

$b =$	25	cm
$h =$	35	cm

$$h \geq \frac{L}{10 \text{ ó } 12}$$

Y así obtenemos las dimensiones de nuestra trabe para poder obtener su peso propio con su respectiva longitud.



$W_{trabe}$				
b	h	L	P.VOL.	Wtrabe
m	m	m	ton/m <sup>3</sup>	ton
0.25	0.35	2.37	2.4	<b>0.498</b>

Una vez teniendo bien definidas las cargas que actúan sobre la trabe obtenemos su peso distribuido sumando el total del peso entre su longitud.

Carga distribuida sobre la trabe		
$W_{dit} =$	<b>1.29</b>	t/m

$$W_{Distribuido} = \frac{Peso\ Total}{L}$$

## BARRA 2

Cargas que actúan sobre la trabe:

- Peso de la losa de azotea
- Peso muro de entrepiso
- Peso losa de entrepiso
- Peso propio de la trabe

**Peso de la losa de azotea + Peso de muro de entrepiso**

5 H"-J	Muro de carga		AZULEJO/MORTERO-YESO			
Muro	L	H	$W_{Muro}$	$A_T$	$W_{losaAZOTEA}$	PESO TOTAL
No	m	m	t/m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	t
5 H"-J	3.35	2.9	0.31	6.076	0.772	7.70
					<b><math>\Sigma =</math></b>	<b>7.70</b>

**Peso de losa de entrepiso**

$W_{losa}$ ENTREPISO		
$A_T$	$W_{losa}$	$W_{losa}Azotea$
m <sup>2</sup>	t/m <sup>2</sup>	ton
6.107	1.456	8.89
	<b><math>\Sigma =</math></b>	<b>8.89</b>

Para el peso propio de la trabe nos basaremos en la siguiente fórmula para obtener su peralte.

<b>b =</b>	25	cm
<b>h =</b>	35	cm

$$h \geq \frac{L}{10 \text{ ó } 12}$$

Y así obtenemos las dimensiones de nuestra trabe para poder obtener su peso propio con su respectiva longitud.

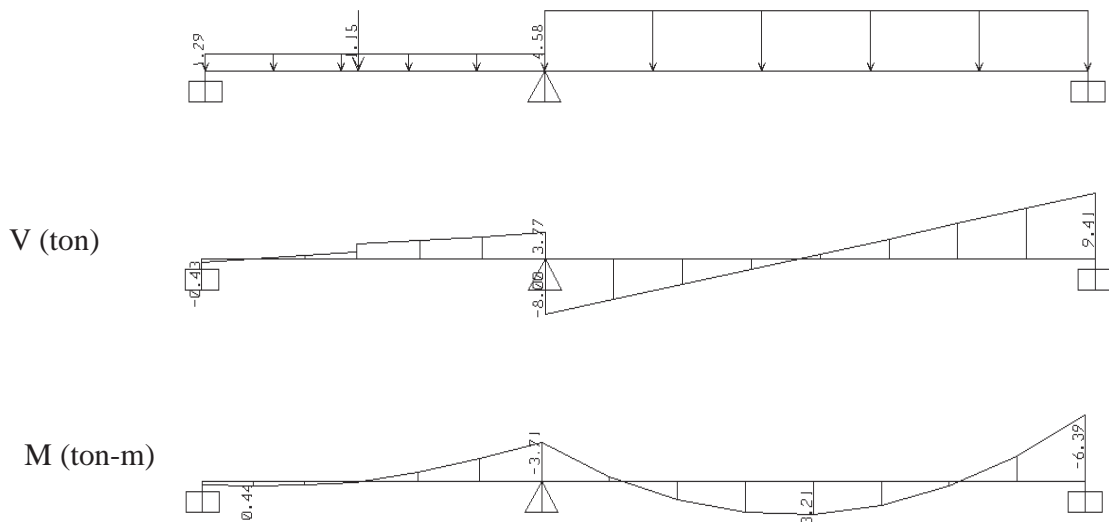
$W_{trabe}$				
b	h	L	P.VOL.	Wtrabe
m	m	m	ton/m <sup>3</sup>	ton
0.25	0.35	3.8	2.4	<b>0.80</b>

Una vez teniendo bien definidas las cargas que actúan sobre la trabe obtener su peso distribuido sumando el total del peso entre su longitud.

Carga distribuida sobre la trabe		
$W_{dit} =$	<b>4.58</b>	t/m

$$W_{Distribuido} = \frac{Peso\ Total}{L}$$

### MOMENTOS Y CORTES DE DISEÑO



Para la obtener el  $M_u$  y  $V_u$  se multiplicara el  $M_{max}$  y  $V_{max}$  por un factor de carga NTC-CRITERIOS, 3.4

<b><math>F_c =</math></b>	1.4	
<b><math>M_u (+) =</math></b>	4.49	t-m
<b><math>M_u (-) =</math></b>	8.95	t-m
<b><math>V_u =</math></b>	13.25	t

$$M_{u+} = F_c M_{máx}$$

$$V_{u+} = F_c V_{máx}$$

### DISEÑO POR FLEXION

Datos de diseño:

<b>fy =</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'c =</b>	250	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f*c =</b>	200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f''c =</b>	170	kg/cm <sup>2</sup>
<b>FR=</b>	0.9	
<b>b =</b>	25	cm
<b>d =</b>	32.5	cm
<b>Rec =</b>	2.5	cm

$$f^*c = 0.8f'c$$

$$f''c = 0.85f^*c$$

FR se tomará igual a 0.9 de acuerdo a las NTC-CONCRETO, una vez teniendo los momentos y cortantes últimos calculamos el área de acero necesaria.

Para momento positivo Mu(+)

<b>Mu (+) =</b>	4.49	t-m
<b>ρ =</b>	0.0048	

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

Comparación con el porcentaje de acero ρmin y ρmax

<b>ρmin =</b>	0.0026
<b>ρmax =</b>	0.0152

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy}$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[ \left( \frac{f''c}{fy} \right) \left( \frac{6000B_1}{6000 + fy} \right) \right]$$

Como ρcal se encuentra dentro de ρmin y ρmax, por lo tanto emplearemos ρcal, si ρcal es menor que ρmin se empleara ρmin si ρcal es mayor que ρmax se cambiaran las propiedades como d, b, fy o f'c.

Emplearemos:

<b>ρ =</b>	0.0048
------------	--------

Cálculo del área de acero (As)

<b>As =</b>	3.888	cm <sup>2</sup>
-------------	-------	-----------------

Armado de la trabe

Varilla	Área	U
#5(5/8")	1.98	cm <sup>2</sup>
<b>No Varillas =</b>	1.964	pzas

∴ Usaremos 2 varillas de 5/8"

Para momento negativo Mu(-)

Para obtener su área de acero se utiliza el mismo procedimiento que se utilizó para el M(+)

<b>As =</b>	8.339	cm <sup>2</sup>	<b>As = ρdb</b>
-------------	-------	-----------------	-----------------

Armado de la trabe

Varilla	Área	U
#5(5/8")	1.98	cm <sup>2</sup>
<b>No Varillas =</b>	4.212	pzas

∴ Usaremos 4 varillas de 5/8" y 1 varilla de 3/8"

### DISEÑO POR CORTANTE

Para el diseño por cortante, FR se tomará igual a 0.8 de acuerdo a las NTC-CONCRETO

<b>Vu =</b>	13.25	t
<b>FR =</b>	0.8	

<b>ρ<sub>real</sub> =</b>	0.005	
---------------------------	-------	--

$$\rho_{real} = \frac{A_{s_{real}}}{bd}$$

$$V_{CR} = \left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \rho \leq 0.015 \quad V_{CR} = F_R bd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f^*c} \\ \text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = F_R bd\sqrt{f^*c} \end{array} \right\}$$

Por lo tanto caemos en la primera opción.

<b>V<sub>CR</sub> =</b>	2.73	t
-------------------------	------	---

Por lo tanto como Vu > VCR se requiere de refuerzo por tensión diagonal por lo que colocaremos estribos del #2

<b>NoRamas</b>	2	U
<b>a0 =</b>	0.32	cm <sup>2</sup>
<b>Av =</b>	0.64	cm <sup>2</sup>

Separación del refuerzo transversal		
<b>S =</b>	6.65	cm

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}}$$

$$S_{\min} = 6 \text{ cm} \quad S_{\max} = \begin{cases} \text{a) Si } V_{CR} < V_u < 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} \rightarrow S_{\max} \leq 0.5d \\ \text{b) Si } V_u > 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} \rightarrow S_{\max} \leq 0.25d \end{cases}$$

<b>1,5FRbd√f*c=</b>	13.789	ton
---------------------	--------	-----

Como:

$V_{CR}$	<	$V_u$	<	<b>1,5FRbd√f*c</b>	
2.735	t	13.25	t	13.789	t

Tomaremos el primer caso  $S_{\max} = 0.5d$

<b>S<sub>min</sub> =</b>	6	cm
<b>a) S<sub>máx</sub> =</b>	<b>16.25</b>	cm
<b>b) S<sub>máx</sub> =</b>	8.125	cm

Por lo tanto usaremos  $S_{cal} = 7 \text{ cm}$

#### REVISION DE LAS DEFLEXIONES

<b>δ<sub>máx</sub> =</b>	1.488	cm
--------------------------	-------	----

$$\delta_{\max} = \frac{L}{240} + 0.5$$

#### Deformación elástica inmediata

<b>E =</b>	158113.883	kg/cm <sup>2</sup>
<b>I =</b>	89322.9167	cm <sup>4</sup>
<b>δ<sub>viga</sub> =</b>	0.038	cm

$$E = 10000 \sqrt{f^*c}$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\delta_{viga} = \frac{5WL^4}{384EI}$$

#### Deformación plástica

<b>ρ' =</b>	0.0106	
<b>δ<sub>plastica</sub> =</b>	0.049	cm

$$\rho' = \frac{As'}{bd}$$

$$\delta_{plastica} = \delta_{elastica} \left( \frac{2}{1 + 50\rho'} \right)$$

Deformación elástica + deformación plástica

$\delta_{total} =$	0.087	cm
--------------------	-------	----

En caso de no cumplir que  $\delta_{total} < \delta_{max}$  aumentar E, I o el  $f'c$  de la sección.

Recubrimiento y separación del refuerzo para la colocación del concreto

a) =	2.5	cm
b) =	1.59	cm
c) =	2.39	cm

$$S' \geq \begin{cases} a) 1.25TNA \\ b) d_b \\ c) 1.5d_b \end{cases}$$

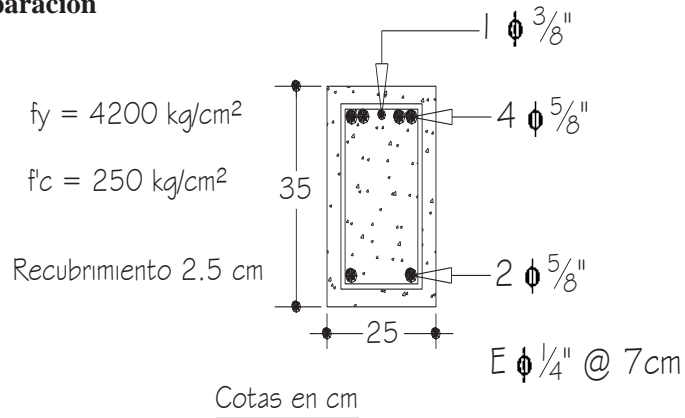
**Nota:** tomamos el valor ( $d_b$  es el diámetro de varilla mayor del paquete)

b =	25	cm
Rec.Lateral =	2.5	cm
V # 5 =	1.59	cm
V # 3 =	0.95	cm
Est. # 2 =	0.64	cm
Scal =	5.71	cm

S'	<	S <sub>cal</sub>	
2.50	cm	5.71	cm

Por lo tanto cumple con la separacion

**CROQUIS DE ARMADO**



**CAPITULO V**  
**REVISION DE MUROS POR CARGAS VERTICALES**  
**Y POR CARGAS LATERALES (SISMO)**

## **Revisión de los muros.**

El muro es un elemento corrido cuya función principal consiste en organizar un espacio interior o exterior. En su construcción se utilizaran materiales que soporten bien los esfuerzos de compresión y aplastamiento: la piedra, el concreto armado y el tabique son los más recomendables.

Los muros se pueden clasificar de acuerdo a su funcionamiento en:

1. muros de carga.
2. muros de contención o retención.
3. muros divisorios.

Muros de carga. Se encuentran sometidos básicamente a esfuerzos de compresión: por tanto, para su construcción se requieren materiales resistentes, macizos, duros, capaces de evitar el aplastamiento del muro. Los materiales ideales serán la piedra, el tabique recocado y el concreto armado.

Muros divisorios. Son muros destinados a separar o aislar los espacios: por lo tanto, los materiales que pueden emplearse para su construcción son muy variados. Además, pueden cumplir con otros requisitos, como ser incombustibles, contar con aislamiento térmico o acústico, ser resistentes a los golpes o impermeables.

Muros de contención o retención. Por lo general se encuentran sometidos a esfuerzos horizontales de flexión. Se les destina principalmente para contener empujes de sólidos (tierra), de líquidos (agua) o de aire. Los materiales más recomendados para construirlos son el concreto armado, la piedra y para los que se someten a empujes de aire, las estructuras metálicas.

El Reglamento de Construcciones para el D.F. señala una serie de disposiciones aplicables al diseño y la construcción de muros formados con piedras naturales o artificiales, macizas o huecas, unidas con un mortero aglutinante. En esas disposiciones se incluyen los muros previamente reforzados con armados, refuerzos verticales (castillos) y horizontales (cadenas o dalas), y los muros con contrafuertes.

También se pueden clasificar de acuerdo a la manera en que trabajan en:

1. muros diafragma
2. muros de mampostería confinados
3. muros de mampostería reforzados

Muros diafragma. Están confinados en todo su perímetro por vigas y columnas los cuales le dan a este una mayor capacidad de soportar cargas laterales.

Muros de mampostería confinados. Están confinados por dalas y castillos los cuales lo comprimen y hacen que tenga un mejor comportamiento y evitan que se presenten grietas en el muro.



Muros de mampostería reforzados. Estos muros están contruidos por piezas huecas reforzadas con acero tanto vertical como horizontal, este se coloca en las celdas de los bloques y se rellenan con mortero. La combinación de estos materiales hace que el muro tenga un mejor comportamiento.

### Revisión por cargas verticales.

La revisión por cargas verticales consiste en verificar que todos los muros de la estructura resistirán las cargas verticales que reciben además de su propio peso. Dichas cargas se deben a las losas, trabes y quizás a otras paredes estructurales, además de otras cargas complementarias que los citados elementos pueden soportar. Es decir:

$$P_R \geq P_U$$

Para la revisión se elaboro una tabla, para la cual necesitamos conocer los siguientes datos:

$f_m^*$  = resistencia de diseño a compresión de la mampostería ( $15 \text{ kg/cm}^2$ ), obtenida del artículo 2.7.1.3 de las NTC para mampostería.

$F_c$  = factor gravitacional 1.4

$F_R$  = factor de resistencia, para nuestro cálculo será de 0.6 de acuerdo al artículo 3.1.4 de las NTC para mampostería.

$W$  losa = peso de la losa en función del nivel en revisión.

$W$  muro = peso de los muros

$H$  = altura libre del nivel en revisión.

Además de la longitud, espesor y área tributaria de cada muro.

- Para el cálculo de la carga total de la losa se utilizo la siguiente expresión:

$$\text{Carga total de la losa} = \text{área tributaria} * W \text{ losa del nivel en revisión}$$

- Para el cálculo del peso propio del muro se utilizo la siguiente expresión:

$$\text{Peso propio del muro} = \text{longitud del muro} * W \text{ del muro}$$

- Para el cálculo del peso del nivel se utilizo la siguiente expresión:

$$\text{Peso del nivel} = (\Sigma P \text{ del nivel anterior} / \Sigma \text{areas tributarias del nivel en revisión}) * \text{área tributaria}$$

- Para el cálculo de la carga vertical actuante se utilizo la siguiente expresión:

$$P = \text{carga total de la losa} + \text{peso propio del muro} + \text{peso del nivel (solo para los niveles intermedios)}$$

- Para el cálculo de la carga axial vertical actuante última se utilizo la siguiente expresión:

$$P_u = F.C. (\text{factor gravitacional 1.4}) * P$$

- Para el cálculo de la excentricidad se utilizo la siguiente expresión:

$$e' = e_c + e_a$$

Donde:

$e_c$  = excentricidad de la carga vertical

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

- Para el cálculo de la reducción de esbeltez (FE) se utilizó lo descrito en los 3.2.2.3 y 3.2.2.4:

Se podrán tomar en cuenta mediante los valores aproximados del factor de reducción FE.

- Para muros interiores FE = 0.7
- Para muros exteriores FE = 0.6

Siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

1. Las deformaciones en los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidos por el sistema del piso, por dadas o por otros elementos.
2. No hay excentricidades importantes ya que la losa se apoya directamente sobre los muros y la carga axial aplicada es menor que  $t/12$  y no hay fuerzas significativas que actúen en la dirección normal al muro.
3. La relación altura libre del muro  $H/t$  no debe exceder de 20.

Cuando no se cumplan alguna de los 3 puntos anteriores la excentricidad deberá calcularse con la expresión siguiente:

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

Donde:

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

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

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

k = 2 para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior.

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

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

En casos en que el muro en consideración este ligado a muros transversales, a contrafuertes, a columnas o castillos que restrinjan su deformación lateral, factor FE se calculará mediante la siguiente expresión:

$$FE = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \left[1 - \frac{H}{L'}\right] + \frac{H}{L'} \leq 0.9$$

Donde:

$L'$  = separación de los elementos rigidizantes transversales al muro

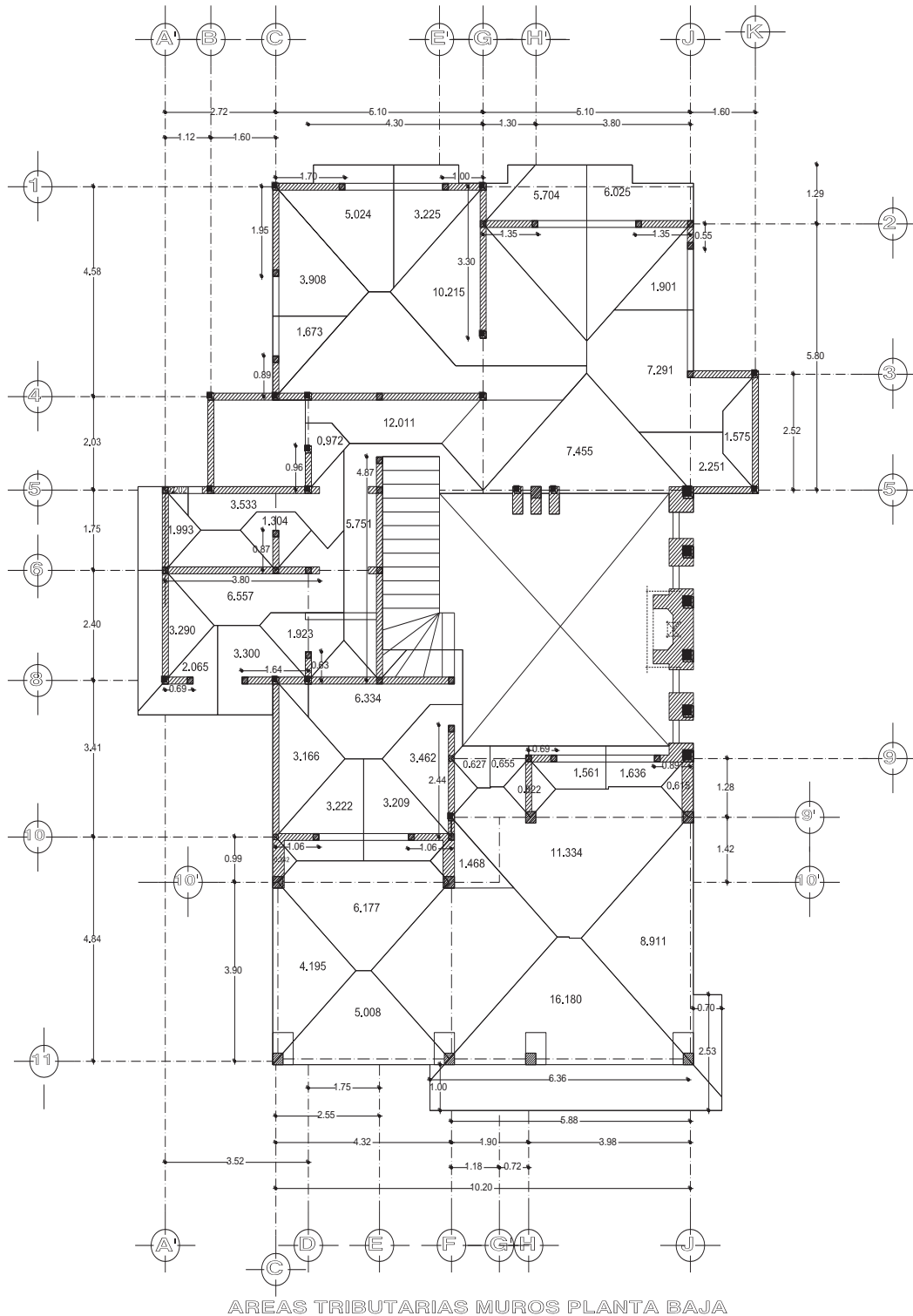
- Para el cálculo de la carga vertical resistente se utilizó la siguiente expresión:

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

Análisis y Diseño Estructural de una Casa-Habitación de Tipo medio Residencial ubicada en Puruándiro Mich.

U.M.S.N.H.

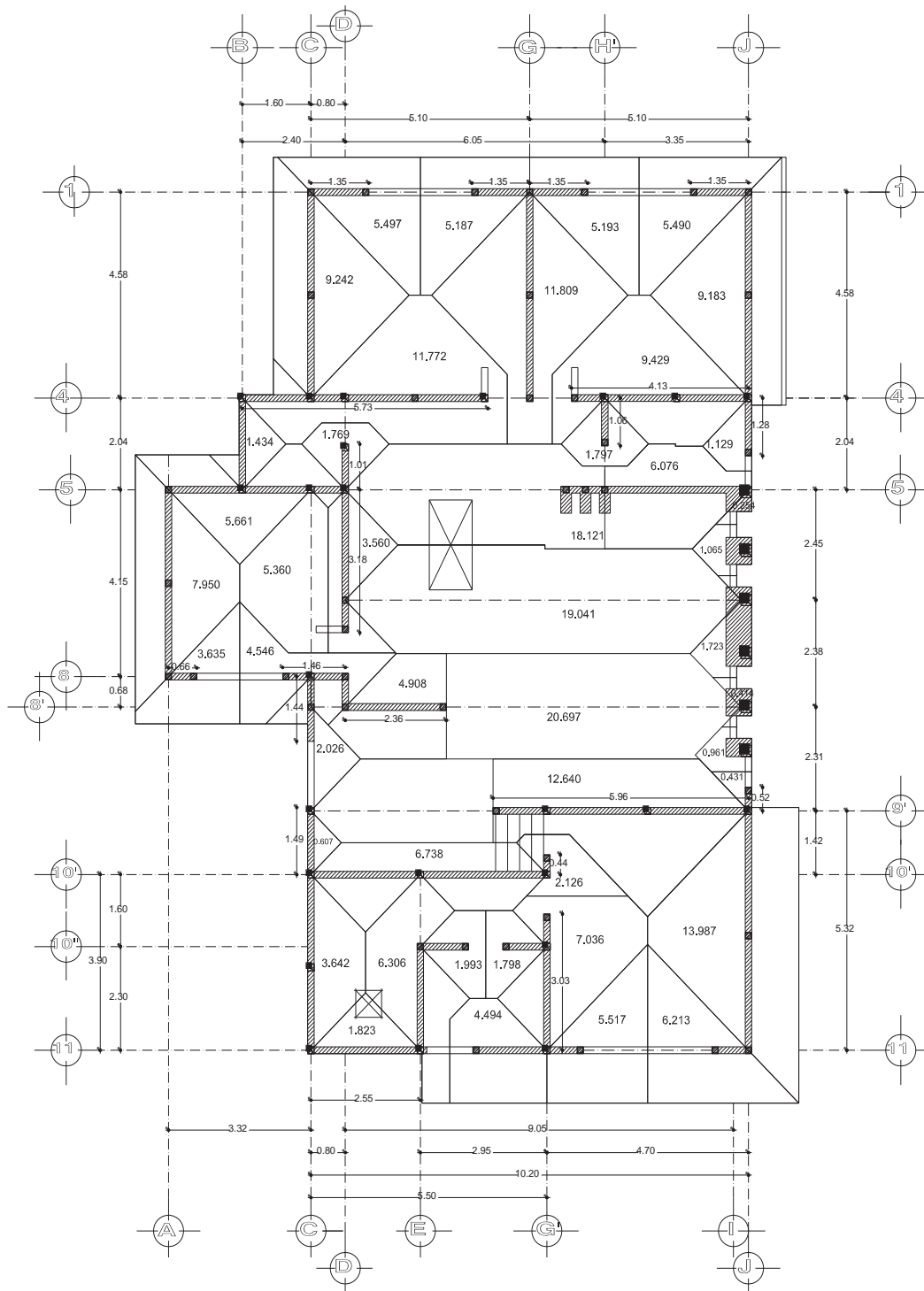
Facultad de Ingeniería Civil



Análisis y Diseño Estructural de una Casa-Habitación de Tipo medio Residencial ubicada en  
Puruándiro Mich.

U.M.S.N.H.

Facultad de Ingeniería Civil



AREAS TRIBUTARIAS MUROS PLANTA ALTA

### CONCENTRADO DEL CALCULO Y DISEÑO DE LAS TRABES

Para el cálculo de todas las traves se siguió el mismo procedimiento, por lo que solo se presento el cálculo de las traves más desfavorables de cada nivel. A continuación se presenta una tabla con los resultados del cálculo y diseño de cada una.

Trabe	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Mu (+) (ton-m)	M (-) (ton-m)	As (+) (cm <sup>2</sup> )	As (-) (cm <sup>2</sup> )	Vu (kg)	Vcr (kg)	Armado	Estribos
T-1	15.00	30.00	27.50	2.55	-	2.66	1.09	3.25	1.51	2 varillas de 1/2" lecho inferior 2 varillas de 3/8" lecho superior	Est. de 1/4" @13 cm.
T-2	15.00	25.00	22.50	0.53	-	0.89	0.89	1.34	1.08	2 varillas de 3/8" lecho inferior 2 varillas de 3/8" lecho superior	Est. de 1/4" @10 cm.
T-3	15.00	35.00	32.50	4.38	-	3.97	1.28	4.16	2.13	3 v. de 1/2", 1 v de 3/8" lecho inferior 2 varillas de 3/8" lecho superior	Est. de 1/4" @15 cm.
T-4	25.00	60.00	57.50	9.56	16.88	4.58	8.37	12.11	4.31	2 v. de 5/8", 1 v. de 3/8" lecho inferior 4 v. de 5/8", 1 v. de 3/8" lecho superior	Est. de 1/4" @15 cm.
T-5	30.00	75.00	72.50	17.99	31.74	6.83	12.12	17.22	6.55	3 v. de 5/8", 1 v. de 1/2" lecho inferior 6 v de 5/8", 1 v. de 3/8" lecho superior	Est. de 1/4" @10 cm.
T-6	15.00	35.00	32.50	2.44	-	2.09	1.28	1.70	1.68	2 varillas de 1/2" lecho inferior 2 varillas de 3/8" lecho superior	Est. de 1/4" @15 cm.
T-7	20.00	45.00	42.50	8.68	-	5.91	2.24	6.82	3.27	3 varillas de 5/8" lecho inferior 2 varillas de 1/2" lecho superior	Est. de 1/4" @20 cm.
T-8	15.00	25.00	22.50	1.50	-	1.89	0.89	2.49	1.34	2 varillas de 1/2" lecho inferior 2 varillas de 3/8" lecho superior	Est. de 1/4" @10 cm.
T-9	25.00	40.00	37.50	5.47	10.3	4.08	8.14	14.36	3.02	2 varillas de 5/8" lecho inferior 4 v. de 5/8", 1 v. de 3/8" lecho superior	Est. de 1/4" @7 cm.
T-10	25.00	40.00	37.50	2.12	4.25	2.47	4.46	9.14	2.70	2 varillas de 1/2" lecho inferior 2 v. de 5/8", 1 v. de 3/8" lecho superior	Est. de 1/4" @12 cm.
T-11	25.00	40.00	37.50	4.27	8.86	3.14	6.88	12.31	2.86	2 v. de 1/2", 1 v. de 3/8" lecho inferior 3 v. de 5/8", 1 v. de 1/2" lecho superior	Est. de 1/4" @8 cm.

Trabe	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Mu (+) (ton-m)	M (-) (ton-m)	As (+) (cm <sup>2</sup> )	As (-) (cm <sup>2</sup> )	Vu (kg)	Vcr (kg)	Armado	Estribos
T-12	25.00	40.00	37.50	2.70	5.42	2.47	4.04	8.33	2.70	2 varillas de 1/2" lecho inferior 3 v. de 1/2", 1 v. de 3/8" lecho superior	Est. de 1/4" @14 cm.
T-13	25.00	50.00	47.50	6.83	14.01	3.97	8.57	15.79	3.58	2 varillas de 5/8" lecho inferior 4 v. de 5/8", 1 v. de 3/8" lecho superior	Est. de 1/4" @8 cm.
T-14	25.00	40.00	37.50	5.19	10.39	3.86	8.22	13.25	3.02	2 varillas de 5/8" lecho inferior 4 v. de 5/8", 1 v. de 3/8" lecho superior	Est. de 1/4" @7 cm.
T-15	15.00	25.00	22.50	0.66	-	1.05	0.69	1.40	0.92	2 varillas de 3/8" lecho inferior 2 varillas de 3/8" lecho superior	Est. de 1/4" @10 cm.
T-16	15.00	25.00	22.50	0.25	-	0.89	0.89	0.99	1.08	2 varillas de 3/8" lecho inferior 2 varillas de 3/8" lecho superior	Est. de 1/4" @20 cm.
T-17	20.00	35.00	32.50	0.91	1.6	1.19	1.99	3.98	1.34	2 varillas de 3/8" lecho inferior 2 varillas de 1/2" lecho superior	Est. de 1/4" @10 cm.
T-18	25.00	35.00	32.50	4.49	8.95	3.89	8.34	13.25	2.73	2 varillas de 5/8" lecho inferior 4 v. de 5/8", 1 v. de 3/8" lecho superior	Est. de 1/4" @6 cm.
T-19	25.00	25.00	22.50	5.47	-	7.76	1.48	8.69	3.06	4 varillas de 5/8" lecho inferior 2 varillas de 1/2" lecho superior	Est. de 1/4" @8 cm.
T-20	25.00	45.00	42.50	7.36	12.99	4.86	9.04	12.80	3.59	2 v. de 5/8", 1 v. de 1/2" lecho inferior 4 v. de 5/8", 1 v. de 1/2" lecho superior	Est. de 1/4" @9 cm.

**CAPITULO V**  
**REVISION DE MUROS POR CARGAS VERTICALES**  
**Y POR CARGAS LATERALES (SISMO)**

## **Revisión de los muros.**

El muro es un elemento corrido cuya función principal consiste en organizar un espacio interior o exterior. En su construcción se utilizaran materiales que soporten bien los esfuerzos de compresión y aplastamiento: la piedra, el concreto armado y el tabique son los más recomendables.

Los muros se pueden clasificar de acuerdo a su funcionamiento en:

1. muros de carga.
2. muros de contención o retención.
3. muros divisorios.

Muros de carga. Se encuentran sometidos básicamente a esfuerzos de compresión: por tanto, para su construcción se requieren materiales resistentes, macizos, duros, capaces de evitar el aplastamiento del muro. Los materiales ideales serán la piedra, el tabique recocado y el concreto armado.

Muros divisorios. Son muros destinados a separar o aislar los espacios: por lo tanto, los materiales que pueden emplearse para su construcción son muy variados. Además, pueden cumplir con otros requisitos, como ser incombustibles, contar con aislamiento térmico o acústico, ser resistentes a los golpes o impermeables.

Muros de contención o retención. Por lo general se encuentran sometidos a esfuerzos horizontales de flexión. Se les destina principalmente para contener empujes de sólidos (tierra), de líquidos (agua) o de aire. Los materiales más recomendados para construirlos son el concreto armado, la piedra y para los que se someten a empujes de aire, las estructuras metálicas.

El Reglamento de Construcciones para el D.F. señala una serie de disposiciones aplicables al diseño y la construcción de muros formados con piedras naturales o artificiales, macizas o huecas, unidas con un mortero aglutinante. En esas disposiciones se incluyen los muros previamente reforzados con armados, refuerzos verticales (castillos) y horizontales (cadenas o dalas), y los muros con contrafuertes.

También se pueden clasificar de acuerdo a la manera en que trabajan en:

1. muros diafragma
2. muros de mampostería confinados
3. muros de mampostería reforzados

Muros diafragma. Están confinados en todo su perímetro por vigas y columnas los cuales le dan a este una mayor capacidad de soportar cargas laterales.

Muros de mampostería confinados. Están confinados por dalas y castillos los cuales lo comprimen y hacen que tenga un mejor comportamiento y evitan que se presenten grietas en el muro.



Muros de mampostería reforzados. Estos muros están contruidos por piezas huecas reforzadas con acero tanto vertical como horizontal, este se coloca en las celdas de los bloques y se rellenan con mortero. La combinación de estos materiales hace que el muro tenga un mejor comportamiento.

### Revisión por cargas verticales.

La revisión por cargas verticales consiste en verificar que todos los muros de la estructura resistirán las cargas verticales que reciben además de su propio peso. Dichas cargas se deben a las losas, traveses y quizás a otras paredes estructurales, además de otras cargas complementarias que los citados elementos pueden soportar. Es decir:

$$P_R \geq P_U$$

Para la revisión se elaboro una tabla, para la cual necesitamos conocer los siguientes datos:

$f_m^*$  = resistencia de diseño a compresión de la mampostería (15 kg/cm<sup>2</sup>), obtenida del artículo 2.7.1.3 de las NTC para mampostería.

$F_c$  = factor gravitacional 1.4

$F_R$  = factor de resistencia, para nuestro cálculo será de 0.6 de acuerdo al artículo 3.1.4 de las NTC para mampostería.

$W$  losa = peso de la losa en función del nivel en revisión.

$W$  muro = peso de los muros

$H$  = altura libre del nivel en revisión.

Además de la longitud, espesor y área tributaria de cada muro.

- Para el cálculo de la carga total de la losa se utilizo la siguiente expresión:

$$\text{Carga total de la losa} = \text{área tributaria} * W \text{ losa del nivel en revisión}$$

- Para el cálculo del peso propio del muro se utilizo la siguiente expresión:

$$\text{Peso propio del muro} = \text{longitud del muro} * W \text{ del muro}$$

- Para el cálculo del peso del nivel se utilizo la siguiente expresión:

$$\text{Peso del nivel} = (\Sigma P \text{ del nivel anterior} / \Sigma \text{areas tributarias del nivel en revisión}) * \text{área tributaria}$$

- Para el cálculo de la carga vertical actuante se utilizo la siguiente expresión:

$$P = \text{carga total de la losa} + \text{peso propio del muro} + \text{peso del nivel (solo para los niveles intermedios)}$$

- Para el cálculo de la carga axial vertical actuante última se utilizo la siguiente expresión:

$$P_u = F.C. (\text{factor gravitacional 1.4}) * P$$

- Para el cálculo de la excentricidad se utilizo la siguiente expresión:

$$e' = e_c + e_a$$

Donde:

$e_c$  = excentricidad de la carga vertical

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

- Para el cálculo de la reducción de esbeltez (FE) se utilizo lo descrito en los 3.2.2.3 y 3.2.2.4:
- 
-

Se podrán tomar en cuenta mediante los valores aproximados del factor de reducción FE.

- Para muros interiores FE = 0.7
- Para muros exteriores FE = 0.6

Siempre y cuando se cumplan los siguientes requisitos:

1. Las deformaciones en los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidos por el sistema del piso, por dadas o por otros elementos.
2. No hay excentricidades importantes ya que la losa se apoya directamente sobre los muros y la carga axial aplicada es menor que  $t/12$  y no hay fuerzas significativas que actúen en la dirección normal al muro.
3. La relación altura libre del muro  $H/t$  no debe exceder de 20.

Cuando no se cumplan alguna de los 3 puntos anteriores la excentricidad deberá calcularse con la expresión siguiente:

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

Donde:

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

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

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

k = 2 para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior.

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

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

En casos en que el muro en consideración este ligado a muros transversales, a contrafuertes, a columnas o castillos que restrinjan su deformación lateral, factor FE se calculara mediante la siguiente expresión:

$$FE = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \left[1 - \frac{H}{L'}\right] + \frac{H}{L'} \leq 0.9$$

Donde:

$L'$  = separación de los elementos rigidizantes transversales al muro

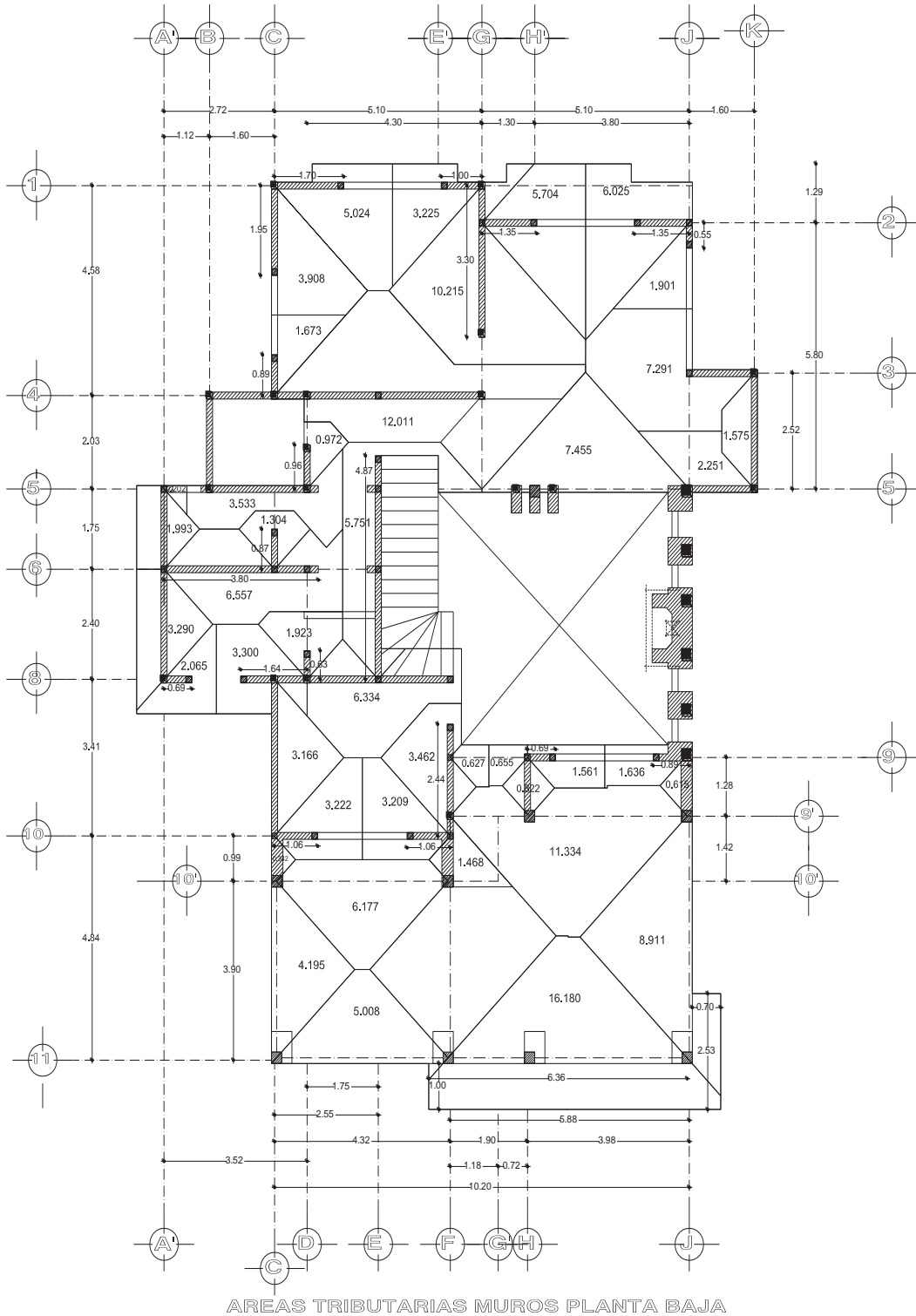
- Para el cálculo de la carga vertical resistente se utilizo la siguiente expresión:

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

Análisis y Diseño Estructural de una Casa-Habitación de Tipo medio Residencial ubicada en Puruándiro Mich.

U.M.S.N.H.

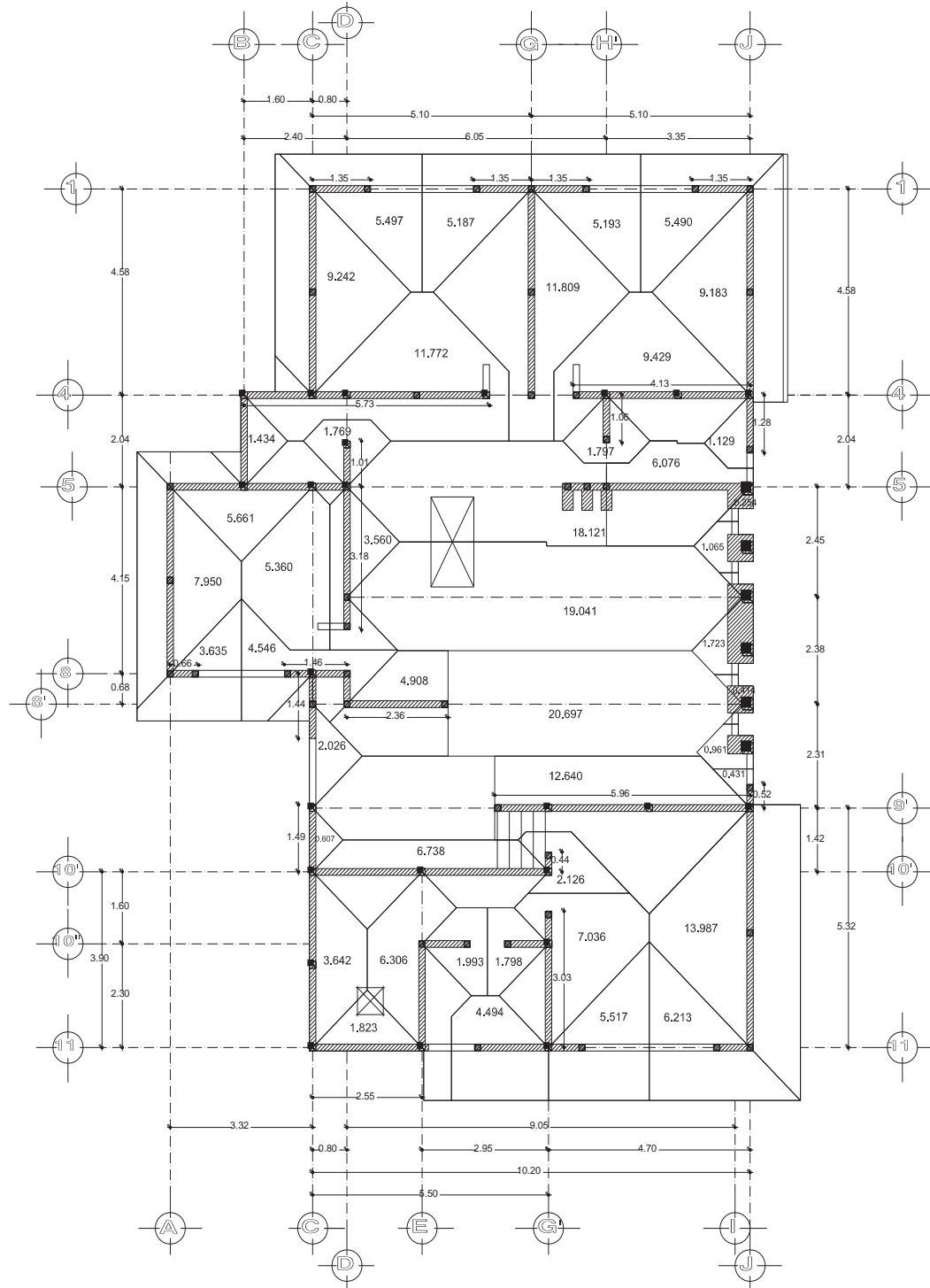
Facultad de Ingeniería Civil



Análisis y Diseño Estructural de una Casa-Habitación de Tipo medio Residencial ubicada en Puruándiro Mich.

U.M.S.N.H.

Facultad de Ingeniería Civil



SEGUNDO NIVEL (AZOTEA)											
1)	2)	3)	4)	4*)	5)	6)	7*)	7)		9)	10)
								CARGA VERTICAL ACTUANTE			
MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	ÁREA TRIBUTARIA (m <sup>2</sup> )	PESO DE LA LOSA (Kg)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (kg)	PESO PROPIO DEL MURO (kg)	PESO DEL PRETIL (kg)	P (kg)	P <sub>u</sub> (kg)		
<b>MUROS HORIZONTALES</b>											
11 C-E	255	14	1.823	948	1728	1767.41	650.4624	4146	5804	0.6	24419
11 E-G`	173	14	4.494	948	4260	1590.39	453.7176	6304	8826	0.6	16566
11 G'-J	85	14	5.517	515	2841	597.72		3439	4815	0.6	8140
11 J-G'	85	14	6.213	515	3200	597.72		3797	5316	0.6	8140
10" E-G'	113	14	1.993	948	1889	1038.81		2928	4099	0.7	12624
10" G'-E	103	14	1.798	948	1705	946.88		2651	3712	0.7	11507
10' C-G'	550	14	6.738	948	6388	4673.35		11061	15485	0.7	61446
9' G'-J	596	14	12.64	515	6510	6082.18	561.65	13153	18415	0.557	53014
8' D-E	236	14	4.908	772	3789	2149.02		5938	8313	0.7	26366
8 A-D	66	14	3.635	515	1872	464.11		2336	3271	0.6	6320
8 D-A	146	14	4.546	515	2341	1329.48		3671	5139	0.6	13981
5 A-D	412	14	5.661	515	2915	3500.76	1284.86	7701	10781	0.6	39453
5 J-H'	335	14	6.076	772	4691	3303.10		7994	11191	0.7	37426
4 B-G	573	14	11.72	515	6036	5217.74	2674.17	13928	19499	0.558	51009
4 G-J	413	14	9.429	515	4856	4072.18	1340.79	10269	14376	0.555	36587
1 C-G	135	14	5.497	515	2831	949.32		3780	5292	0.6	12928
1 G-C	135	14	5.187	515	2671	949.32		3621	5069	0.6	12928
1 G-J	135	14	5.193	515	2674	949.32		3624	5073	0.6	12928
1 J-G	135	14	5.49	515	2827	949.32		3777	5287	0.6	12928
				<b>Σ</b>	<b>66025</b>	<b>41128.12</b>	<b>6965.66</b>				



PRIMER NIVEL										
1)	2)	3)	4)	4*)	5)	6)	7)	8)	9)	10)
MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	ÁREA TRIBUTARIA (m <sup>2</sup> )	PESO DE LA LOSA (kg)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (kg)	PESO PROPIO DEL MURO (kg)	CARGA VERTICAL ACTUANTE P (kg) Pu (kg)		F <sub>E</sub>	CARGA VERT. RESISTENTE (kg)
<b>MUROS HORIZONTALES</b>										
1 C-G	170	14	5.024	621	7561	1444	9006	12608	0.6	16279.20
1 G-C	100	14	3.225	621	4854	850	5703	7985	0.6	9576.00
2 G-J	135	28	5.704	1456	13347	1147	14494	20292	0.6	25855.20
2 J-G	135	28	6.025	1456	14099	1147	15246	21344	0.6	25855.20
3 J-K	160	28	7.291	621	10973	1360	12332	17265	0.6	30643.20
4 B-C	160	14	2.420	621	3642	1360	5002	7002	0.6	15321.60
4 C-G	510	14	12.011	621	18077	4659	22735	31830	0.7	56977.20
5 A'-B	112	14	0.202	621	304	952	1256	1758	0.6	10725.12
5 B-D	240	14	3.533	1456	8267	2366	10634	14887	0.7	26812.80
5 J-K	160	14	2.251	621	3388	1360	4747	6646	0.6	15321.60
6 A'-E	380	14	6.557	1456	15343	3747	19090	26726	0.7	42453.60
8 A'-C	69	14	2.065	621	3108	586	3694	5172	0.6	6607.44
8 D-A'	164	14	3.300	621	4967	1394	6360	8904	0.6	15704.64
8 D-F	400	14	6.334	1456	14822	3654	18476	25866	0.6	38304.00
9 H-J	69	14	1.561	621	2349	586	2936	4110	0.7	7708.68
9 J-H	89	14	1.636	621	2462	756	3218	4506	0.7	9943.08
10 C-F	106	14	3.222	621	4849	901	5750	8050	0.7	11842.32
10 F-C	106	14	3.209	621	4830	901	5730	8022	0.7	11842.32

1)	2)	3)	4)	5)	6)	7)	8)	9)	10)	
MURO	LONG. (cm)	ESPEJOR (cm)	ÁREA TRIBUTARIA (m <sup>2</sup> )	PESO DE LA LOSA (kg)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (kg)	PESO PROPIO DEL MURO (kg)	CARGA VERTICAL ACTUANTE		F <sub>E</sub>	CARGA VERT. RESISTENTE (kg)
							P (kg)	Pu (kg)		
A' 5-6	175	14	1.993	621	2999	1487	4486	6281	0.6	16758
A' 6-8	240	14	3.290	621	4951	4275	9227	12918	0.6	22982
B 4-5	203	14	1.434	621	2158	1725	3883	5436	0.6	19439
C 1-4	195	14	3.908	621	5882	1657	7538	10554	0.6	18673
C 4-1	89	14	1.673	621	2518	756	3274	4584	0.6	8523
C 5-6	87	14	1.304	621	1963	858	2820	3948	0.7	9720
C 8-10	341	14	3.166	1456	7408	2897	10306	14428	0.6	32654
C 10-10'	99	14	0.342	621	515	686	1201	1681	0.6	9480
D 4-5	96	14	0.972	621	1463	947	2409	3373	0.7	10725
D 6-8	63	14	1.923	621	2894	576	3470	4857	0.7	7038
E 4-8	487	14	5.751	1456	13457	4449	17906	25069	0.7	54408
F 8-10	244	14	3.462	1456	8101	2229	10330	14462	0.7	27260
F 10-10'	99	14	1.468	1132	2959	686	3646	5104	0.7	11060
G 1-4	330	28	10.215	1456	23903	3015	26918	37685	0.7	73735
H 9-9'	128	14	0.822	621	1237	887	2124	2974	0.7	14300
J 2-3	55	28	1.901	1456	4448	467	4916	6882	0.6	10533.6
J 9-9'	128	14	0.615	621	926	887	1813	2538	0.6	12257.28
K 3-5	252	14	1.575	621	2370	1747	4117	5764	0.6	24131.52
<b>Σ =</b>	<b>6576</b>	<b>Σ =</b>	<b>121.384</b>			<b>Σ =</b>	<b>286793.52</b>			



### **Revisión por cargas laterales (sismo).**

La revisión por cargas laterales consiste en verificar que todos los muros de la estructura resistirán la fuerza cortante debida a un sismo; esta resistencia a cortante debe ser mayor o igual al cortante último aplicado sobre el. Para dicha revisión se toma un coeficiente sismo ( $C_s$ ) el cual está en función del tipo de terreno, del tipo de estructura (para casa habitación GRUPO B) y de la zona sísmica donde se va a desplantar la estructura.

Para la revisión existen varios métodos de análisis sísmico; método simplificado, estático y método dinámico, el tipo de método a aplicar se selecciona de acuerdo al tipo de estructura que se valla a analizar o de acuerdo a la importancia que esta tenga.

Para nuestro caso se utilizará el método simplificado que es el más común para el diseño de análisis sísmico de casas habitación.

Para poder aplicar el método el reglamento establece que la estructura que se va a analizar debe cumplir los siguientes requisitos:

- 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.
- b. Debe de existir muros perimetrales con una longitud mínima del 50% del total de la construcción en cada dirección.
- c. La relación entre la longitud y ancho de la planta del edificio no excederá de 2 a menos que, para fines de análisis sísmico se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación longitud-ancho satisfaga esta relación.

$$\frac{L}{B_T} \leq 2.0$$

- d. La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5 y la altura del edificio no es mayor de 13mts.

$$\frac{H}{B_T} \leq 1.5 \quad H_T \leq 13$$

A continuación se presenta el procedimiento seguido para la revisión por sismo mediante el método simplificado del RCDF; el cual solo aplicaremos a la planta baja, a que el cortante es mayor en este nivel.

1. Verificar que la estructura cumpla con los requisitos de regularidad establecidos en el reglamento.
2. Determinar el grupo al que pertenece la construcción y el tipo de terreno donde estará ubicada.
3. Seleccionar el coeficiente sísmico que le corresponde.

4. Calcular el peso total de la estructura **Wtotal** mediante un análisis de cargas.

5. Obtener el cortante sísmico en la base de la estructura con:

$$V_{basal} = C_s W_{total}$$

6. Obtener el cortante último:

$$V_u = F_c V_{basal}$$

7. Calcular el cortante resistente de los muros de planta baja en las dos direcciones:

$$V_{Rx} = F_R (0.5 v_m^* A_T + 0.3 P_x) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T$$

$$V_{Ry} = F_R (0.5 v_m^* A_T + 0.3 P_y) \leq 1.5 F_R v_m^* A_T$$

Donde:

$P_x$  y  $P_y$  son las cargas verticales soportadas por los muros de la planta baja en la dirección  $x$  y dirección  $y$  respectivamente, la cuales pueden obtenerse con las siguientes expresiones:

$$P_x = \frac{L_x}{L_T} W_{Total} \qquad P_y = \frac{L_y}{L_T} W_{Total}$$

Donde:

$L_x$  y  $L_y$  son las longitudes de los muros en planta baja en  $x$  y  $y$  respectivamente.

8. Comparar el cortante último con el cortante resistente en cada dirección, verificando que se cumpla que:

$$V_{Rx} \geq V_u$$

$$V_{Ry} \geq V_u$$

En caso de no cumplir con alguna de las expresiones anteriores se buscara reforzar los muros mediante las siguientes maneras:

- Aumentado su espesor.
- Cambiando su material de elaboración.
- Reforzándolo con acero: utilizando varillas verticales y horizontales o con malla electrosoldada.

## REVISION DE MUROS POR CARGAS LATERALES O SISMO.

**Datos:** Estructura del grupo **B**  
Tipo de terreno **I**  
Zona sísmica **B**  
Cs **0.07**

De acuerdo a los pesos obtenidos en la revisión de cargas verticales para los muros se obtuvo el siguiente peso total contemplando losa de azotea, losa de entrepiso, muros segundo nivel y muros primer nivel.

$$W_{\text{total}} = 392.05 \text{ ton}$$

$$V_{\text{basal}} = 27.44 \text{ ton} \quad V_{\text{basal}} = C_s W_{\text{total}}$$

$$V_u = 30.19 \text{ ton} \quad V_u = F_c V_{\text{basal}}$$

### Cálculo del área equivalente de los muros

a) muro ubicado mediante sus ejes correspondientes

b) longitud de muro

c) espesor del muro (t)

d)  $F_{AE}$  = factor de área efectiva de muros de carga

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

e) Área equivalente

$$\text{Área equivalente} = L t F_{AE}$$

a)	b)	c)	d)	e)
SENTIDO X				
MURO	LONGITUD	ESPESOR	$F_{AE}$	ÁREA EQUIV.
	( cm )	( cm )		( $\text{cm}^2$ )
1 C-G	170	14	0.608	1446.71
1 G-C	100	14	0.210	294.47
2 G-J	135	28	0.383	1448.99
2 J-G	135	28	0.383	1448.99
3 J-K	160	28	0.538	2412.27
4 B-C	160	14	0.538	1206.13
4 C-G	510	14	1.000	7140.00
5 A'-B	112	14	0.264	413.70
5 B-D	240	14	1.000	3360.00
5 J-K	160	14	0.538	1206.13
6 A'-E	380	14	1.000	5320.00
8 A'-C	69	14	0.100	96.73
8 D-A'	164	14	0.566	1298.87
8 D-F	400	14	1.000	5600.00
9 H-J	69	14	0.100	96.73
9 J-H	89	14	0.167	207.59
10 C-F	106	14	0.236	350.71
10 F-C	106	14	0.236	350.71
$\Sigma =$	3265.00		$\Sigma =$	68350.23

a)	b)	c)	d)	e)
SENTIDO Y				
MURO	LONGITUD	ESPESOR	$F_{AE}$	ÁREA EQUIV.
	( cm )	( cm )		( $\text{cm}^2$ )
A' 5-6	175	14	0.644	1578.15
A' 6-8	240	14	1.000	3360.00
B 4-5	203	14	0.867	2463.33
C 1-4	195	14	0.800	2183.43
C 4-1	89	14	0.167	207.59
C 5-6	87	14	0.159	193.91
C 8-10	341	14	1.000	4774.00
C 10-10'	99	14	0.206	285.72
D 4-5	96	14	0.194	260.52
D 6-8	63	14	0.083	73.63
E 4-8	487	14	1.000	6818.00
F 8-10	244	14	1.000	3416.00
F 10-10'	99	14	0.206	285.72
G 1-4	330	28	1.000	9240.00
H 9-9'	128	14	0.345	617.54
J 2-3	55	28	0.064	97.98
J 9-9'	128	14	0.345	617.54
K 3-5	252	14	1.000	3528.00
$\Sigma =$	3311.00		$\Sigma =$	40001.07

## CÁLCULO DE LAS CARGAS VERTICALES SOPORTADAS POR LOS MUROS

**Sentido x:**

$$P_x = \frac{L_x}{L_T} W_{Total} \quad P_x = \mathbf{194.65 \text{ ton}}$$

**Sentido y:**

$$P_y = \frac{L_y}{L_T} W_{Total} \quad P_y = \mathbf{197.40 \text{ ton}}$$

### **CÁLCULO DEL CORTANTE RESISTENTE**

**Sentido x:**

$$V_{Rx} = F_R(0.5v_m^* A_T + 0.3P_x) \leq 1.5F_R v_m^* A_T$$

$$\mathbf{112.65 \text{ ton} \leq 215.30 \text{ ton}}$$

**Sentido y:**

$$V_{Ry} = F_R(0.5v_m^* A_T + 0.3P_y) \leq 1.5F_R v_m^* A_T$$

$$\mathbf{83.45 \text{ ton} \leq 126.00 \text{ ton}}$$

### **COMPARACION DEL CORTANTE ÚLTIMO CON EL CORTANTE RESISTENTE**

$$\begin{aligned} V_{RX} &\geq V_u && \therefore \\ 112.65 &\geq 30.18 && \text{Si pasa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{RY} &\geq V_u && \therefore \\ 83.45 &\geq 30.18 && \text{Si pasa} \end{aligned}$$

---

---

### **DISEÑO DE DALA TIPO D-1**

---

---

Las dalas en nuestro proyecto tendrán las dimensiones mínimas y deberán cumplir con lo establecido en el artículo 5.1.1 de las NTC para mampostería.

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

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

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

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

Cálculo del área total de acero de refuerzo longitudinal:

$$Asc = 0.2 \frac{f'c}{Fy} t^2 \quad Asc = 2.14 \text{ cm}^2$$

De acuerdo al área obtenida se proponen 4 varillas del No. 3, por cuestiones de armado y geometría del elemento

$$a_0 = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$4 \# 3 = 2.84 \text{ cm}^2$$

Se deberá colocar refuerzo por tensión diagonal respetando los siguientes limitantes:

$$S_{\text{max}} = 22.5 \text{ cm} \quad S_{\text{max}} = 1.5t$$

$$S_{\text{min}} = 20 \text{ cm}$$

∴ Rige  $S = 20 \text{ cm}$

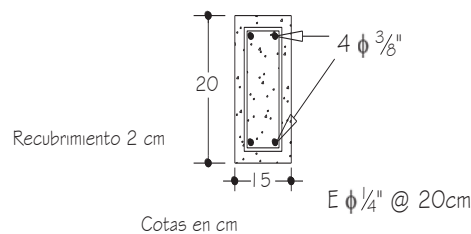
Cálculo del área de acero del refuerzo transversal.

$$Asc = \frac{1000}{fyhc} s \quad Asc = 0.24 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se proponen estribos del # 2

$$a_0 = 0.32 \text{ cm}^2$$

**Se colocaran estribos del # 2 @ 20 cm c.a.c.]**  
**Croquis de armado**  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$



## DISEÑO DE CASTILLO TIPO K-1

---

Los castillos en nuestro proyecto tendrán las dimensiones mínimas y deberán cumplir con lo establecido en el artículo 5.1.1 de las NTC para mampostería.

$$\begin{aligned}
 f'c &= 200 \text{ Kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\
 t &= 15 \text{ cm} \\
 h &= 15 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Cálculo del área total de acero de refuerzo longitudinal:

$$A_{sc} = 0.2 \frac{f'c}{F_y} t^2 \quad A_{sc} = 2.14 \text{ cm}^2$$

De acuerdo al área obtenida se proponen 4 varillas del No. 3, por cuestiones de armado y geometría del elemento

$$\begin{aligned}
 a_0 &= 0.71 \text{ cm}^2 \\
 4 \# 3 &= 2.84 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Se deberá colocar refuerzo por tensión diagonal respetando los siguientes limitantes:

$$\begin{aligned}
 S_{\max} &= 22.5 \text{ cm} & S_{\max} &= 1.5t \\
 S_{\min} &= 20 \text{ cm} \\
 \therefore \text{Rige } S &= 20 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

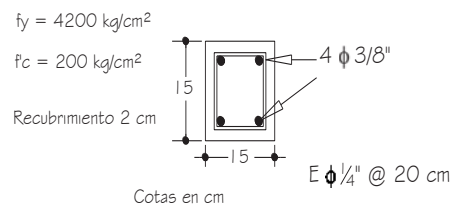
Cálculo del área de acero del refuerzo transversal.

$$A_{sc} = \frac{1000}{f_y h c} s \quad A_{sc} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se proponen estribos del # 2

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

**Se colocaran estribos del # 2 @ 20 cm c.a.c.**



Cálculo de la resistencia a compresión axial:

Datos de diseño:

Fr = 0.8  
fy = 4200 kg/cm<sup>2</sup>  
f'c = 200 kg/cm<sup>2</sup>  
f'c = 136 kg/cm<sup>2</sup>  
Ag = 169 cm<sup>2</sup>  
As = 2.84 cm<sup>2</sup>

$$Pr = Fr \left( f'c Ag + Asfy \right)$$

$$Pr = 27.93ton$$

De acuerdo a la resistencia dada en nuestro castillo es lo suficientemente resistente para colocarse en las partes señaladas de nuestro proyecto, ya que ninguno recibe una carga mayor a la calculada.

## DISEÑO DE COLUMNAS

---

---

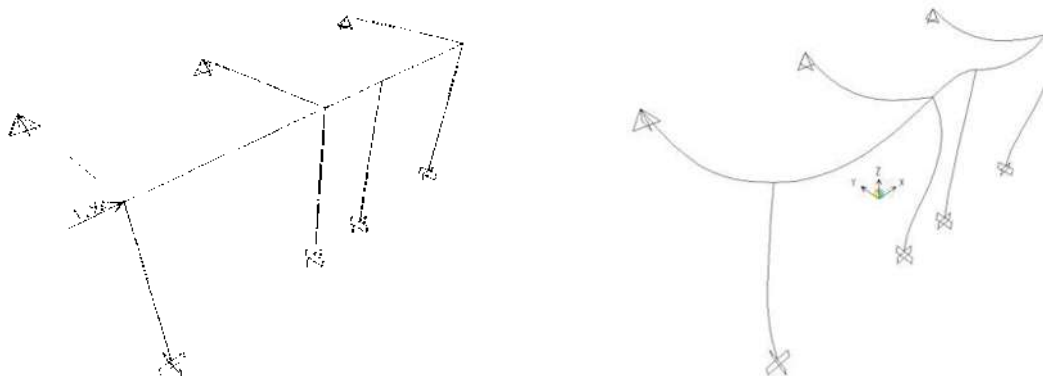
Para el diseño de las columnas se obtendrán los momentos, cortantes y cargas axiales mediante marcos se tomara el mas desfavorable como ejemplo.

**Calculo de las fuerzas horizontales**

MARCO-1	
DATOS:	
TIPO DE ZONA SISMICA	TIPO B
TIPO DE TERRENO	TERRENO I
ALTURA DE LA ESTRUCTURA	H 8.87 m
COEFICIENTE SISMICO (C <sub>s</sub> )	0.07
FACTOR DE COMPORTAMIENTO SISMICO (Q)	1.5

$$F_i = \frac{C_s}{Q} W_{total} \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

NIVEL	W <sub>i</sub>	h <sub>i</sub>	W <sub>i</sub> h <sub>i</sub>	F <sub>i</sub>
	t	m	t-m	t
2	0	0	0	0.000
1	41.05	4.75	194.99	1.92
Σ=	41.05	Σ=	194.99	



Se revisan los desplazamientos obtenidos el el nudo donde se aplica la fuerza de **1.92 t**



Joint ID 2	1	2	3
Trans	0.00175	2.854E-05	-2.731E-04
Rotn	-0.00141	0.00163	1.232E-04

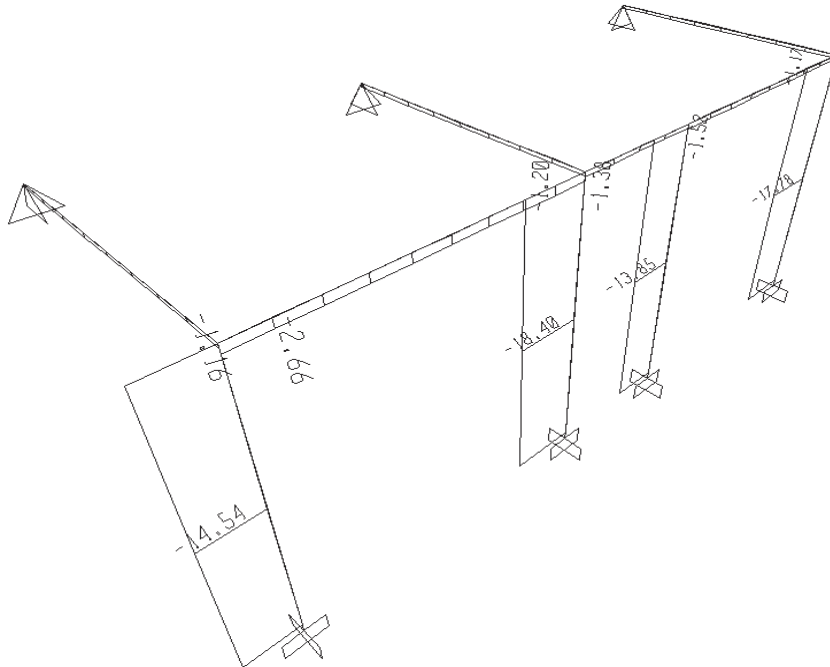
Revisamos los desplazamientos de acuerdo a las sección, 1.8 revisión de desplazamientos laterales (NTC-SISMO)

Desplazamiento en la junta donde se aplico la fuerza

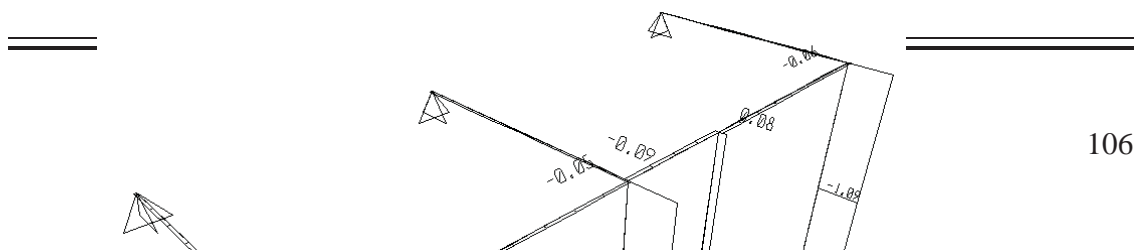
$$\frac{0.175 \times 1.5}{300} = 0.000875 \text{ cm}$$

El reglamento nos indica que  $\Delta\theta \leq 0.006$  por lo tanto esta bien

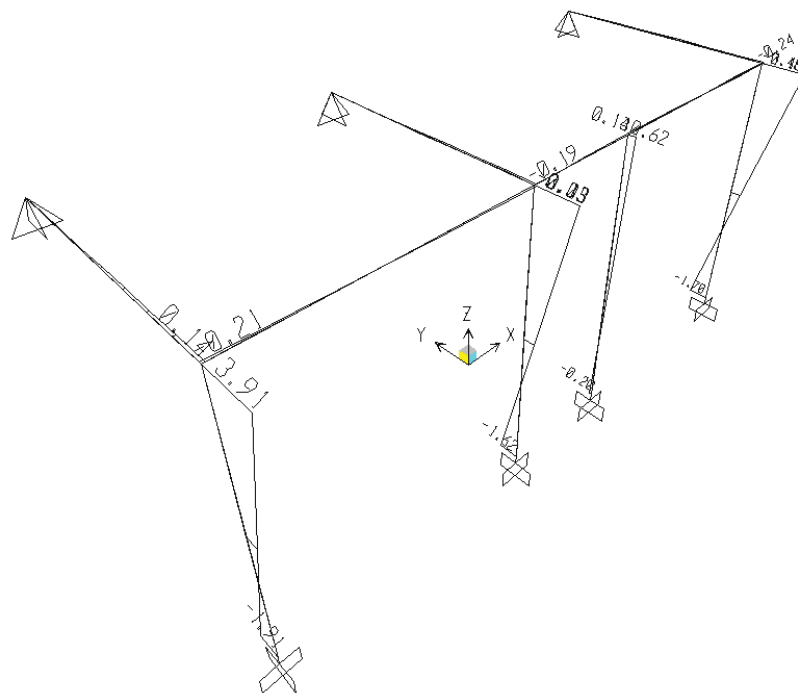
### CARGA AXIAL



### CORTANTE EN EL SENTIDO Y



**MOMENTO EN EL SENTIDO X**



**DATOS:**

$f'_c =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$P =$	18.40	ton
$V_x =$	1.46	ton
$V_y =$	1.22	ton

1) Calcular la carga axial de diseño ( $P_u$ ), momento flexionante de diseño en el sentido x ( $M_{ux}$ ) y el momento flexionante de diseño en el sentido y ( $M_{uy}$ ).

**Nota:** cuando no se presente riesgo de sismo se tomara  $F_c = 1.4$

$F_c =$	1.4	
$P_u =$	25.76	ton
$M_{ux} =$	5.47	ton-m
$M_{uy} =$	5.84	ton-m

$$P_u = F_c P$$

$$M_{ux} = F_c M_x$$

$$M_{uy} = F_c M_y$$

2) Proponemos el porcentaje de acero ( $\rho$ ).

$\rho_{pro} =$	0.005
$q =$	0.124

$$q = \frac{\rho f_y}{f''c} \quad \begin{matrix} f * c = 0.8 f'c \\ f''c = 0.85 f'c \end{matrix}$$

3) Calculo de la carga axial resistente de diseño ( $P_{RO}$ )

**Nota:**  $F_R = 0.8$  Si hay estribos o zunchos que confinen bien el núcleo y/o cuando la falla es por Tensión.

$F_R = 0.7$  Si hay estribos o zunchos que no confinen bien el núcleo y/o la falla es por Compresión.

$F_R =$	0.8	
$P_{RO} =$	243392	kg

$$P_{RO} = F_R [f''c b h (1 - \rho) + f_y b h \rho]$$

4) Calcular PRX (resistencia de la columna cuando actúa el momento en x, ex)

$$e_{accidental} = \begin{matrix} (1) 0.05 h_x \\ (2) 2 \text{ cm} \end{matrix}$$

**Nota:** tomamos el resultado mayor.

1) =	2	cm
2) =	2	cm
ex =	23.25	cm

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} + e_{accidental}$$

$$P_{Rx} = F_R K_x b h f'' c$$

Donde  $K_x$  se obtiene de los diagramas de interacción para diseño donde las varillas trabajan en dos direcciones con la grafica  $dx/hx$  a dichas graficas se entra con  $q$  y  $ex/hx$ , en este caso se tendrá que interpolar ya que el resultado que nos da no está en tablas.

$dx/hx =$	0.93
$ex/hx =$	0.58

$d/h$	$k$
0.90	0.21
0.93	0.215
0.95	0.22

$\frac{d_x}{h_x}$ ;  $f_y$ ;  $\frac{e_x}{h_x}$ ;  $q$ ; distribución del acero

$P_{Rx} =$	46784	kg
------------	-------	----

5) Calcular PRY (resistencia de la columna cuando actúa en el momento en y,ey)  
 se realiza el mismo procedimiento que se uso para sacar la resistencia de la columna en el momento en x.

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} + e_{accidental}$$

**Nota:** tomamos el resultado mayor.

1) =	2	cm
2) =	2	cm
ey =	24.66	cm

$$e_y = \frac{M_{uy}}{P_u} + e_{accidental}$$

$$P_{Ry} = F_R K_y b h f'' c$$

$dy/hy =$	0.93
$ey/hy =$	0.62

$d/h$	$k$
0.90	0.22
0.93	0.225
0.95	0.23

$\frac{d_y}{h_y}$ ;  $f_y$ ;  $\frac{e_y}{h_y}$ ;  $q$ ; *distribución del acero*

$P_{Ry} =$	47872	kg
------------	-------	----

6) Calcular a carga normal resistente de diseño (PR)

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

$P_R =$	26209	kg
$P_R/P_{RO} =$	0.11	

Esta ecuación es aplicable si  $\frac{P_R}{P_{RO}} \geq 0.1$

7) Tratar de cumplir con  $PR \approx PU$

$P_R = 26208.70 \text{ kg} > P_u = 25760.00 \text{ kg}$
---

Nota: se recomienda que la diferencia no pase del 10%

% =	1.02	2%	$\therefore$ Esta bien
-----	------	----	------------------------

( en caso de que  $PR > P_u$  proponer un  $\rho$  menor y si  $PR < P_u$  proponer un  $\rho$  mayor)

8) Comprobación del  $\rho_{min}$  y  $\rho_{max}$

$\rho_{mín} =$	0.0048
$\rho_{máx} =$	0.06

$$\rho_{mín} = \frac{20}{f_y} \quad \rho_{máx} = 0.06$$

Por lo tanto el  $\rho$  es aceptable por que se encuentra dentro del  $\rho_{min}$  y el  $\rho_{max}$

9) Calculo del área de acero longitudinal ( $A_s$ )

$A_s =$	8	$\text{cm}^2$
---------	---	---------------

$$A_s = \rho b h$$

**Nota:** el armado debe ser simétrico.

$\Phi 4 =$	1.27	cm	Área =	1.27	$\text{cm}^2$
$\Phi 3 =$	0	cm	Área =	0	$\text{cm}^2$
$A_s =$	10.16	$\text{cm}^2$	Usar 8Varillas del #4		

**REVISION POR CORTANTE**

10) Calculo de la fuerza cortante última (Vu)

$F_R =$	1.4	
$V_u =$	2.044	ton

$$V_u = F_R V$$

11) Calcular la resistencia del concreto (FR = 0.8 flexo compresión)

$Ag = bh$			
	Ag=	1600	cm <sup>2</sup>
$F_R(0.7f^*cAg + 2000As)$	=	195456	kg

12) Calculo del VCR

Nota: para calcular el ρ, que se usara en la obtención del VCR, se utilizara el área de acero de cualquiera de los lados de la columna, como es simétrico.

$\rho =$	0.0017	$\rho = \frac{As\ real}{bd}$
----------	--------	------------------------------

Para el cálculo de VCR se presentan 2 casos

a) Cuando  $P_u < FR(0.7f^*cAg + 200As)$

en este caso VCR se obtiene de la siguiente manera:

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_R bd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f^*c} \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{Ag}\right)$$

$$\text{Si } \rho > 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_R bd\sqrt{f^*c} \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{Ag}\right)$$

**Donde:**

ρ = Area de las barras de la cara mas próxima a la cara de tensión para secciones rectangulares

Ag = bh

FR = 0.8 para cortante

b) Cuando  $P_u > FR(0.7f^*cAg + 200As)$

En este caso VCR se hará variar linealmente en función de Pu, hasta cero para:

$$P_u = F_R(Agf^*c + Asfy)$$


---

Por lo tanto caemos en el primer caso

$F_R =$	0.8	
$V_{CR} =$	4365.78	kg

$V_{CR} = 4365.78 \text{ kg} > V_u = 2044.00 \text{ kg}$

Cuando  $V_u < V_{CR}$  se colocara el refuerzo mínimo  $\rightarrow E\#2.5 @ \frac{d}{2}$

Cuando  $V_u > V_{CR}$  la separación de los estribos sera  $\rightarrow S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)$

Nota: Se proponen los estribos #2.5 en delante de acuerdo al RCDF por lo tanto proponemos estribos del # 2.5 en dos ramas.

$A_v =$  (No de ramas) (Área del estribo)

$\Phi_{2,5} =$	0.79	
$A_{\text{estribo}} =$	0.49	cm <sup>2</sup>
$F_R =$	0.8	
$A_v =$	0.98	cm <sup>2</sup>
$S =$	18.50	cm

$\rightarrow E\#2.5 @ \frac{d}{2}$

La separación calculada se compara con la separación requerida, para garantizar que el núcleo este confinado.

Limitaciones:

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

1) =	24	cm
2) =	17	cm
3) =	38	cm
4) =	20	cm
$V_u <$	25116	kg
5) =	19	cm

$$S_{m\acute{a}x} \leq \left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} \\ 2) \left( \frac{850}{\sqrt{f_y}} \right) \phi \text{ de la barra} \\ 3) 48\phi \text{ del estribo} \\ 4) \frac{1}{2} (\text{La dimensión menor de la columna}) \\ 5) 0.5d \rightarrow \text{Si } V_u < 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} \\ 0.25d \rightarrow \text{Si } V_u > 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} \end{array} \right.$$

**Nota:** En la ecuación 2 se toma el diámetro de la varilla más grande y la separación que se utilizara será la que resulte menor; como  $S > S_{m\acute{a}x}$  por lo tanto se utilizara  $S_{m\acute{a}x}$

<b>Smáx=</b>	<b>17</b>	<b>cm</b>
--------------	-----------	-----------

**Nota:** de lo contrario, si fuera  $S < S_{min}$ , se tomaría el  $p_{min}$ , si  $S > S_{max}$  mayor se tendrá que cambiar las dimensiones de la columna o cambiar  $f_y$  y  $f'_c$

Para considerar que el núcleo está confinado los estribos o grapas deben cumplir con:

- 1)  $l \text{ máx.} \leq 15 \text{ cm}$
- 2) Anillos cerrados
- 3)  $\theta \leq 135^\circ$
- 4)  $X1 > 30 \text{ cm}$

**Nota:**  $l \text{ máx.} \leq 15 \text{ cm}$ , solo se aplica para las varillas que se encuentran sueltas. Y como no cumple con  $l \text{ máx.} \leq 15 \text{ cm}$ , se colocan estribos en forma de rombo o se colocan grapas.

**Longitud en la zona confinada ( $l_c$ )**

$S_2$  = separación obtenida anteriormente.

$$S_1 \leq S_2/2$$

$$l_c \geq \left\{ \begin{array}{l} \text{(1) Dimensión mayor de la columna} \\ \text{(2) } \frac{\text{Altura libre}}{6} \\ \text{(3) } 60 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

<b>1) <math>l_c =</math></b>	<b>40</b>	<b>cm</b>
<b>2) <math>l_c =</math></b>	<b>79.17</b>	<b>cm</b>
<b>3) <math>l_c =</math></b>	<b>60</b>	<b>cm</b>

<b><math>S_2 =</math></b>	<b>17</b>	<b>cm</b>
<b><math>S_1 =</math></b>	<b>9</b>	<b>cm</b>
<b><math>l_c =</math></b>	<b>79</b>	<b>cm</b>

**Nota:** tomamos el valor mayor de  $l_c$

**CAPITULO VI**  
**ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL**  
**DE LA CIMENTACION**



### **Análisis y diseño estructural de la cimentación.**

La cimentación es la parte estructural de la casa habitación, encargada de transmitir las cargas al terreno, el cual es el único elemento que no podemos elegir, por lo que la cimentación la realizaremos en función del mismo. Al mismo tiempo este no se encuentra todo a la misma profundidad por lo que eso será otro motivo que nos influye en la decisión de la elección de la

cimentación adecuada. La finalidad de la cimentación es sustentar estructuras garantizando la estabilidad y evitando daños a los materiales estructurales y no estructurales.

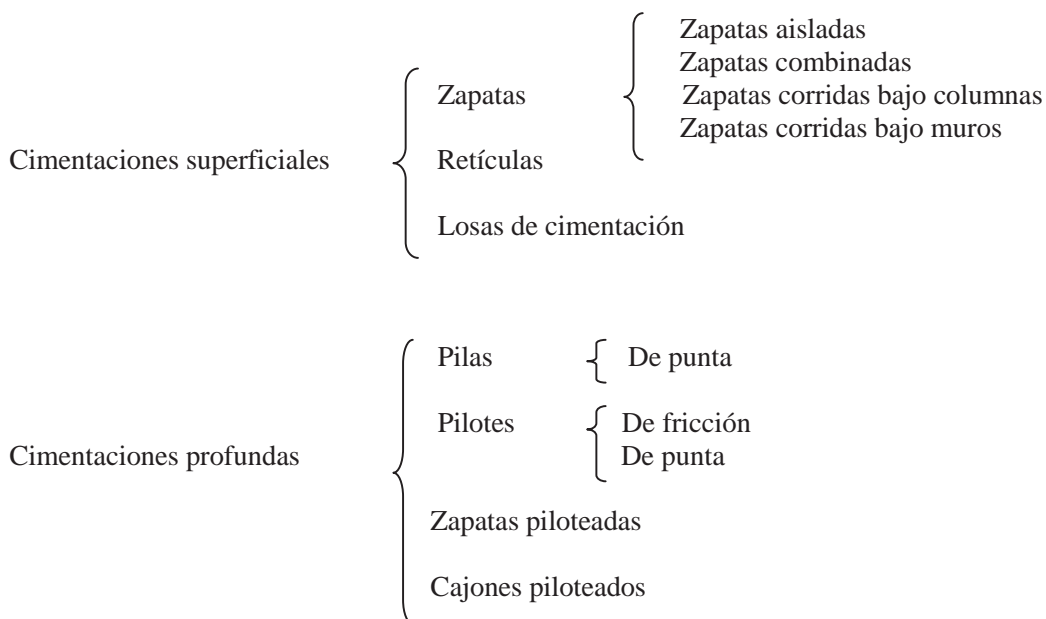
Una buena cimentación debe cumplir con lo siguiente:

- Transmitir al terreno las cargas estáticas y dinámicas.
- Buscar que los asentamientos no superen los límites admisibles.
- Prevenir los asentamientos por sobre consolidación.
- Prevenir la licuefacción del suelo en caso de sismos.
- Trabajar en conjunto, limitando los desplazamientos diferenciales, horizontales y verticales, entre los apoyos.

La manera más común de clasificar las cimentaciones está en función de los siguientes aspectos:

- Profundidad de desplante.
- Tipo de estructuración.
- Tipo de estructura.
- Tipo de terreno.

En base a estos aspectos las podemos clasificar en superficiales o profundas.



De acuerdo con la clasificación anterior y a los aspectos mencionados el tipo de cimentación que se utilizara en nuestro proyecto será a base de zapatas corridas de concreto armado y zapatas aisladas.

Debido a la falta de un estudio de mecánica de suelos la capacidad de carga para el diseño de nuestra zapatas se tomara de acuerdo en lo establecido en el art. 220 del Reglamento de Construcciones del Edo. De Michoacán.

## **DISEÑO DE ZAPATAS CORRIDAS BAJO MURO**

Se toma el tramo mas desfavorable como ejemplo en nuestro caso el tramo **2 - J - G**

Datos:

---

---

<b>P =</b>	11.29	t/m	
<b>q<sub>r</sub> =</b>	14	t/m <sup>2</sup>	
<b>Df =</b>	0.9	m	
<b>L =</b>	1	m	
<b>r<sub>s</sub> =</b>	1.73	t/m <sup>3</sup>	
<b>r<sub>c</sub> =</b>	2.4	t/m <sup>4</sup>	
<b>f'c =</b>	200	kg/cm <sup>2</sup>	$f^*c = 0.8f'c$
<b>f*c =</b>	160	kg/cm <sup>2</sup>	$f''c = 0.85f^*c$
<b>f''c =</b>	136	kg/cm <sup>2</sup>	
<b>f<sub>y</sub> =</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>	
<b>Tabicon c =</b>	25	cm	

**1) CALCULAR LA DESCARGA TOTAL DE LA CIMENTACION**

Suponemos el peso de la zapata y con la siguiente formula empírica encontramos **B**

<b>B<sub>prop</sub> =</b>	0.97	m	$B_{prop} = 1.2 \frac{P}{q_r}$
<b>W<sub>s</sub> =</b>	1.80	t/m	$W_s = \left( \frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) BLD_f$
<b>W<sub>real</sub> =</b>	1.69	t/m	
<b>P<sub>T</sub> =</b>	13.09	t/m	$P_T = P + W_s$

**2) DIMENCIONAMIENTO DE LA ZAPATA**

<b>B =</b>	0.93	m	$B = \frac{P_T}{q_r}$
<b>B<sub>min</sub> =</b>	0.60	m	

**3) CALCULO DE LA PRESIONES DE CONTACTO**

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

<b>q =</b>	14.00	t/m <sup>2</sup>	≤	<b>q<sub>r</sub> =</b>	14.00	t/m <sup>2</sup>
------------	-------	------------------	---	------------------------	-------	------------------

#### 4) CALCULO DE LA PRESION NETA ÚLTIMA

$F_c =$	1.4	
$q_{nu} =$	1.69	kg/cm <sup>2</sup>

$$q_n = \left( \frac{P}{BL} \right) \quad q_{nu} = F_c(q_n)$$

**Nota:**  $F_c$  se obtiene de las NTC-CRITERIOS 3.4 factores de carga

#### 5) DISEÑO DE LA LOSA

##### a) diseño por cortante

$\ell =$	34.2	cm
----------	------	----

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

$F_R =$	0.8	
$V_{CR} =$	5.06	kg/cm <sup>2</sup>

$$V_{CR} = 0.5F_R\sqrt{f^*c}$$

**Nota:**  $F_R$  se obtiene de las NTC-CRITERIOS 1.6 factores de resistencia para cortante

$d =$	8.58	cm
-------	------	----

$$d = \frac{q_{nu}\ell}{V_{CR} + q_{nu}}$$

$d_{min} =$	10	cm
-------------	----	----

Como  $d$  calculada es menor a la  $d_{min}$  se usara por lo tanto  $d_{min}$

##### Revisión del peso real

Nota: el peso real no debe exceder el peso propuesto

PLANTILLA		
$B =$	0.93	m
Espesor =	5	cm

$$Rec. = \left\{ \begin{array}{l} 7.5\text{cm (En contacto directo con el terreno)} \\ 5\text{cm (Cuando se tenga plantilla de cimentación)} \end{array} \right\}$$

LOSA		
Rec. =	5	cm
H =	15	cm
P.Vol =	2.4	ton/m <sup>3</sup>

W losa = B x L x Espesor x Peso volumétrico del material  
 W enrase = c x L x Altura x Peso volumétrico del material  
 W relleno = ((B x L) - (cxL)) x Altura x peso volumétrico  
 Del material

W <sub>plantilla</sub> =	0.10	ton
W <sub>losa</sub> =	0.34	ton
W <sub>enrase</sub> =	0.42	ton
W <sub>relleno</sub> =	0.829	ton
Σ =	1.69	ton

Al inicio de análisis se determino un peso supuesto de la cimentación para calcular la descarga total sobre el terreno, ahora se compara con el peso real para determinar si los datos obtenidos en base a lo propuesto son correctos o se tiene que rediseñar la zapata.

W <sub>real</sub> =	1.69	ton	≤	W <sub>propuesto</sub> =	1.80	ton
---------------------	------	-----	---	--------------------------	------	-----

**Por lo tanto está bien**

Nota: Si el W<sub>real</sub> fuera mucho menor que W<sub>s</sub> disminuiríamos las dimensiones de la zapata por economía.

### b) Diseño por flexión

Se presentara tensión en la parte baja de la zapata y compresión en la parte superior.

El momento debe ser absorbido por el área de acero de refuerzo.

Mu =	1.39	t-m
F <sub>R</sub> =	0.9	
ρ =	0.00390	

$$Mu = \frac{Wl^2}{2} \quad Mu = \frac{q_{nu}l^2}{2}$$

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

**Nota:** FR se obtiene de las NTC-CONCRETO 1.6 factores de resistencia para flexión

**Comparación con el porcentaje de acero ρ<sub>min</sub> y ρ<sub>max</sub>.**

ρ <sub>min</sub> =	0.0024
ρ <sub>máx</sub> =	0.0121

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{fy}$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 \left[ \left( \frac{c}{fy} \right) \left( \frac{6000b_1}{6000 + fy} \right) \right]$$

Nota: Si  $\rho_{cal}$  es menor que  $\rho_{min}$  se empleara  $\rho_{min}$ , si  $\rho_{cal}$  es mayor que  $\rho_{max}$  se cambiaran las propiedades como b, d o fy por lo tanto emplearemos:

$\rho =$	0.0039
----------	--------

Calculo del área de acero ( $A_s$ )

$A_s =$	3.9	$cm^2$
---------	-----	--------

$$A_s = \rho db$$

Separación de las varillas

Varilla	Área	U
#3	0.71	$cm^2$

$S =$	18.2	cm
-------	------	----

$$S = \frac{100\theta_o}{A_s}$$

Usar varilla #3 @ 18 cm c.ac.

Obtención del acero por temperatura

$x_1 =$	10	cm
$A_{ST} =$	2.143	$cm_2$

$$A_{ST} = \frac{660x_1}{fy(x_1 + 100)} (1.5)(1.5)(100)$$

Separación de las varillas

Varilla	Área	U
#3	0.71	$cm^2$

$S =$	33.13	cm
-------	-------	----

$$S = \frac{100\theta_o}{A_s}$$

Usar varilla #3 @ 30 cm c.ac.

Si  $X1 \leq 30$  cm se coloca solo una capa de acero si  $X1 \geq 30$  cm se colocaran dos capas de acero por lo tanto no se requiere acero en la parte superior de la zapata.

**Nota:** El refuerzo calculado del momento se coloca en el sentido transversal y en el sentido longitudinal se coloca el refuerzo mínimo por temperatura.

## **DISEÑO DE ZAPATAS AISLADAS SUJETA A CARGA AXIAL Y MOMENTOS EN DOS DIRECCIONES**

Se tomara como ejemplo la columna mas desfavorable del marco que se analizo para el diseño de la zapata aislada la cual esta ubicada en el tramo **11-F**.

---

---



**Datos:**

$f'c =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
$f^*c =$	200	kg/cm <sup>2</sup>
$f''c =$	170	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$r_s =$	1.73	t/m <sup>3</sup>
$D_f =$	1	m
$C_y = C_1 =$	50	cm
$C_x = C_2 =$	50	cm

$$f^*c = 0.8f'c$$

$$f''c = 0.85f^*c$$

SISMO X		
$P_{SX} =$	18.4	ton
$M_{SX} =$	3.91	t-m

SISMO Y		
$P_{SY} =$	18.4	ton
$M_{SY} =$	4.17	t-m

$q_{rs} =$	18.62	t/m <sup>2</sup>
------------	-------	------------------

$$q_{rs} = 1.33q_r$$

**1) CALCULO DE LA DE LA DESCARGA TOTAL DE LA CIMENTACION**

En este caso además de la descarga de la superestructura y el peso propio de la zapata se tienen dos momentos, los cuales hay que transformar en unas cargas equivalentes.

**a) Cargas estáticas o permanentes (CM+CV)**

$W_S =$	4.41	ton
---------	------	-----

$$W_S = 0.25P_E$$

$P_{equiv} =$	11.42	ton
---------------	-------	-----

$$P_{equiv} = 1.5(M_{EX} + M_{EY})$$

$P_T =$	33.48	ton
---------	-------	-----

$$P_T = P_E + W_S + P_{equiv}$$

**b) Cargas estáticas mas cargas por sismo en "x" (CM+CV+SISMO X)**

$P =$	41.57	ton
-------	-------	-----

$$P = P_E + P_{SX} + 0.3P_{SY}$$

$W_S =$	8.31	ton
---------	------	-----

$$W_S = 0.2P \text{ ó } 0.3P \quad W_s = \begin{cases} 0.2P \rightarrow D_f \leq 1.5m \\ 0.3P \rightarrow D_f \geq 1.5m \end{cases}$$

$P_{equiv} =$	19.16	ton
---------------	-------	-----

$$P_{equiv} = 1.5(M_{EX} + M_{EY} + M_{SX} + 0.3M_{SY})$$

$P_T =$	69.04	ton
---------	-------	-----

$$P_T = P_E + P_{SX} + 0.3P_{SY} + W_S + P_{equiv}$$

c) Cargas estaticas mas cargas por sismo en "y" (CM+CV+SISMO Y)

$P =$	41.57	ton
-------	-------	-----

$$P = P_E + 0.3P_{SX} + P_{SY}$$

$W_S =$	8.31	ton
---------	------	-----

$$W_S = 0.2P \text{ ó } 0.3P$$

$P_{equiv} =$	19.43	ton
---------------	-------	-----

$$P_{equiv} = 1.5(M_{EX} + M_{EY} + 0.3M_{SX} + M_{SY})$$

$P_T =$	69.31	ton
---------	-------	-----

$$P_T = P_E + 0.3P_{SX} + P_{SY} + W_S + P_{equiv}$$

Rige la descarga mayor

$P_T =$	69.31	ton
---------	-------	-----

2) DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

$A_Z =$	3.72	m <sup>2</sup>
---------	------	----------------

$$A_Z = \frac{P_T}{q_r}$$

Como la condición que rige incluye acciones accidentales se tomara como esfuerzo de diseño.

$q_r =$	18.62	t/m <sup>2</sup>
---------	-------	------------------

$B =$	1.93	m
$L =$	1.93	m

$$L = \frac{A_Z}{B}$$

3) CALCULO DE LAS PRESIONES DE CONTACTO.

$M_x =$	5.073	t-m
$M_y =$	7.88	t-m

$$M_x = M_{EX} + 0.3M_{SX}$$

$$M_y = M_{EY} + M_{SY}$$

$e_x =$	0.102	m
$e_y =$	0.158	m

$$e_x = \frac{M_x}{P + W_S} \quad e_y = \frac{M_y}{P + W_S}$$

$L' =$	1.73	m
$B' =$	1.61	m

$$L' = L - 2e_x$$

$$B' = B - 2e_y$$

$q =$	17.91	t/m <sup>2</sup>
-------	-------	------------------

$$q = \frac{P + W_s}{B' L'} \leq q_r$$

#### Comparación

$q =$	17.91	t/m <sup>2</sup>	$\leq$	$q_r =$	18.6	t/m <sup>2</sup>
-------	-------	------------------	--------	---------	------	------------------

Por lo tanto está bien y de lo contrario se debe aumentar el área de contacto (las dimensiones de la sección)

#### 4) CALCULO DE LA PRESION NETA ULTIMA

$q_n =$	14.93	t/m <sup>2</sup>
$F_c =$	1.1	
$q_{nu} =$	16.42	t/m <sup>2</sup>
$q_{nu} =$	1.642	kg/cm <sup>2</sup>

$$q_n = \frac{P}{B' L'}$$

$$q_{nu} = F_c(q_n)$$

**Nota:**  $F_c$  se obtiene de la NTC-CRITERIOS, 3.4 factor de carga sismo

#### 5) CALCULO DEL PERALTE NECESARIO PARA RESISTIR CORTANTE COMO VIGA ANCHA

$F_R =$	5.66	kg/cm <sup>2</sup>
---------	------	--------------------

$$F_R = 0.4 \sqrt{f^* c}$$

a) $l =$	0.71	m
b) $l =$	0.72	m

$$l = \left\{ \begin{array}{l} a) \frac{L - C_X}{2} \\ b) \frac{B - C_Y}{2} \end{array} \right\}$$

$d =$	16.08	cm
$d =$	17.00	cm

$$d = \frac{q_{nu} l}{V_{CR} + q_{nu}}$$

#### 6) CALCULO DEL PERALTE NECESARIO PARA RESISTIR CORTANTE POR PENETRACION.

Debido a la acción del momento se complica obtener una expresión general para calcular este peralte, sin embargo existe una propuesta empírica que ha mostrado muy buenos resultados. Dicha propuesta consiste en resolver la misma ecuación cuadrática obtenida para zapatas sujetas a carga axial.

$$[q_{mu} + 4V_{CR}]d^2 + [(q_{mu} + 2V_{CR})(C_X + C_Y)]d + q_{mu}C_XC_Y - P_U = 0$$

Y una vez obtenido el peralte modificarlo de la siguiente forma:

- Peralte = d+5 cm si hay momento en un sentido y CM+CV
- Peralte = d+10 cm si hay momento en un sentido y CM+CV+CA
- Peralte = d+10 cm si hay momento en dos sentido y CM+CV
- Peralte = d+15 cm si hay momento en dos sentidos y CM+CV+CA

Para verificar que el peralte obtenido es adecuado se revisa la resistencia al corte según el reglamento, con la siguiente expresión:

$$V_U \leq V_{CR}$$

$F_c =$	1.1	
$P_U =$	45727	kg

$$P_U = F_c P$$

Rige el valor menor:

$F_R =$	0.7	
a) $V_{CR} =$	9.90	kg/cm <sup>2</sup>
b) $V_{CR} =$	14.85	kg/cm <sup>2</sup>

$$\gamma = \frac{\text{Dimensión menor del dado}}{\text{Dimensión mayor del dado}}$$

$$V_{CR} = \left\{ \begin{array}{l} a) F_R \sqrt{f^* c} \\ b) F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f^* c} \end{array} \right\}$$

**Nota:** para diseño por cortante, FR se tomara de acuerdo a las NTC-CONCRETO; FR=0.8 para CM+CV y 0.7 para CM+CV+CA

$$a = [q_{mu} + 4V_{CR}]d^2 = 41.24$$

$$b = [(q_{mu} + 2V_{CR})(C_X + C_Y)]d = 2144.10$$

$$c = q_{mu}C_XC_Y - P_U = -41622.06$$

$$d = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

d =	15.05	cm
d =	15.00	cm

aprox.

Peralte = d + 15 cm si hay momento en dos sentidos y CM+CV+CA

d =	30.00	cm
-----	-------	----

Seguirá el cálculo con el peralte mayor y se revisara que;  $VU \leq VCR$

Transmisión de momento.

$F_c =$	1.1	
$M_{ux} =$	5.5803	t-m
$M_{uy} =$	8.668	t-m

$$M_{ux} = F_c M_x$$

$$M_{uy} = F_c M_y$$

$A_f =$	6400	cm <sup>2</sup>
$V_U =$	35218.36	kg

$$A_f = [(C_x + d)(C_y + d)]$$

$$V_U = P_U - q_{mu} A_f$$

Para revisar si hay transmisión de momentos :

$M_{ux} > 0.2 V_U d$  hay transmisión de momento;  $M_{uy} > 0.2 V_U d$  hay transmisión de momento

$0.2V_U d =$	2.11	t-m
--------------	------	-----

$M_x =$	5.073	t-m	>	2.11	t-m
$M_y =$	7.88	t-m	>	2.11	t-m

Hay transmisión de momentos en x y también en y por lo tanto utilizaremos la formula si hay transmisión de momentos en dos direcciones.

$$v_U = \frac{V_U}{b_0 d} \rightarrow \text{si no hay transmisión de momento}$$

$$v_U = \frac{V_U}{b_0 d} + \frac{\alpha_x M_{LY} C_{AB}}{J_{CX}} \rightarrow \text{si sólo hay transmisión de momento en x}$$

$$v_U = \frac{V_U}{b_0 d} + \frac{\alpha_y M_{LY} C_{BD}}{J_{CY}} \rightarrow \text{si sólo hay transmisión de momento en y}$$

$$V_U = \alpha_x M_{LY} C_{AB} + \alpha_y M_{LY} C_{BD}$$

$b_o =$	320	cm
---------	-----	----

$$b_o = 2[(C_x + d) + (C_y + d)]$$

$\alpha_x =$	0.401
--------------	-------

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_x + d}{C_y + d}}}$$

$\alpha_y =$	0.401
--------------	-------

$$\alpha_y = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_y + d}{C_x + d}}}$$

$J_{C_x} =$	10600000.00	cm
-------------	-------------	----

$$J_{C_x} = \frac{d(C_x + d)^3}{6} + \frac{(C_x + d)d^3}{6} + \frac{d(C_y + d)(C_x + d)^2}{2}$$

$J_{C_y} =$	10600000.00	cm
-------------	-------------	----

$$J_{C_y} = \frac{d(C_y + d)^3}{6} + \frac{(C_y + d)d^3}{6} + \frac{d(C_x + d)(C_y + d)^2}{2}$$

$C_{AB} =$	40	cm
------------	----	----

$$C_{AB} = \frac{C_x + d}{2}$$

$C_{BD} =$	40	cm
------------	----	----

$$C_{BD} = \frac{C_y + d}{2}$$

$v_U =$	3.67	kg/cm <sup>2</sup>
---------	------	--------------------

$$v_U = \frac{V_U}{b_o d} + \frac{\alpha_x M_{LX} C_{AB}}{J_{C_x}} + \frac{\alpha_y M_{LY} C_{BD}}{J_{C_y}}$$

Comparación  $V_U \leq V_{CR}$

$v_U =$	3.67	kg/cm <sup>2</sup>	<	a) $V_{CR} =$	9.90	kg/cm <sup>2</sup>
---------	------	--------------------	---	---------------	------	--------------------

Por lo tanto esta bien

De los dos peraltes calculados en los pasos 5 y 6 se toma el mayor, y se calcula el espesor total como:

Rec =	5	cm
H =	35	cm

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

Comprobación de que el peso propio supuesto no exceda el peso real.

$W_{\text{plantilla}} =$	0.41	ton
$W_{\text{losa}} =$	3.13	ton
$W_{\text{dado}} =$	0.36	ton
$W_{\text{relleno}} =$	1.07	ton
$\Sigma =$	4.97	ton

W plantilla = B x L x Espesor x Peso volumétrico del material  
 W losa = B x L x Espesor x Peso volumétrico del material  
 W dado = C1 x C2 x Altura x Peso volumétrico del material  
 W relleno = ((B x L) - (C1xC2)) x Altura x peso volumétrico Del material

Comparación con Wreal:

$W_{\text{real}} =$	4.97	ton	$\leq$	$W_{\text{propuesto}} =$	8.31	ton
---------------------	------	-----	--------	--------------------------	------	-----

Por lo tanto esta bien

## 7) DISEÑO POR FLEXION

a) Lado largo

$M_U =$	4.20	t-m
$F_R =$	0.9	
$\rho =$	0.00125	

$$M_U = \frac{q_{\text{max}} \ell^2}{2}$$

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

FR se obtiene de las NTC-CONCRETO para diseño por cortante

COMPARACION CON EL PORCENTAJE DE ACERO  $\rho_{\text{min}}$  Y  $\rho_{\text{max}}$ .

$\rho_{\text{mín}} =$	0.00264
$\rho_{\text{máx}} =$	0.01518

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{0.7 \sqrt{f''c}}{fy}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \left[ \left( \frac{f''c}{fy} \right) \left( \frac{6000 E_1}{6000 + fy} \right) \right]$$

Como  $\rho_{\text{cal}}$  es menor que  $\rho_{\text{min}}$  emplearemos  $\rho_{\text{min}}$

$\rho =$	0.00264
----------	---------

Calculo del area de acero (As)

As =	7.91	cm <sup>2</sup>
------	------	-----------------

$$As = \rho db$$

Separacion de las varillas

Varilla	Área	U
#4	1.27	cm <sup>2</sup>

S =	16.064	cm
-----	--------	----

$$S = \frac{100\theta_o}{A_s}$$

Usar varilla #4 @ 15 cm c.ac.

a) Lado corto

Como los lados son iguales se usara también el  $\rho_{min}$  por lo tanto el armado sera el mismo

Usar varilla #4 @ 15 cm c.ac.

Como  $x_1$  tiene un peralte mayor a 30 cm se calculara el área de acero por temperatura en el lecho superior

$x_1 =$	35	cm
$A_{ST} =$	6.11	cm <sub>2</sub>

$$A_{ST} = \frac{660x_1}{fy(x_1 + 100)} (1.5)(1.5)(100)$$

Como en la parte inferior ya tenemos acero de refuerzo solo colocaremos en el lecho superior, dividiendo así el  $A_{st}$  entre 2

$A_s$ superior =	3.06	cm <sub>2</sub>
------------------	------	-----------------

Separación de la varilla

Varilla	Área	U
#4	1.27	cm <sup>2</sup>

S =	41.564	cm
-----	--------	----

$$S = \frac{100\theta_o}{A_s}$$



**Usar varilla #4 @ 40 cm c.ac. En ambos sentidos**

### **Planos Estructurales.**

Los planos estructurales son aquellos en los que se plasma el diseño estructural; especificando los detalles de cada uno de los elementos estructurales que conforman el diseño, estos detalles son: secciones, espesores, materiales y tipo de armado.

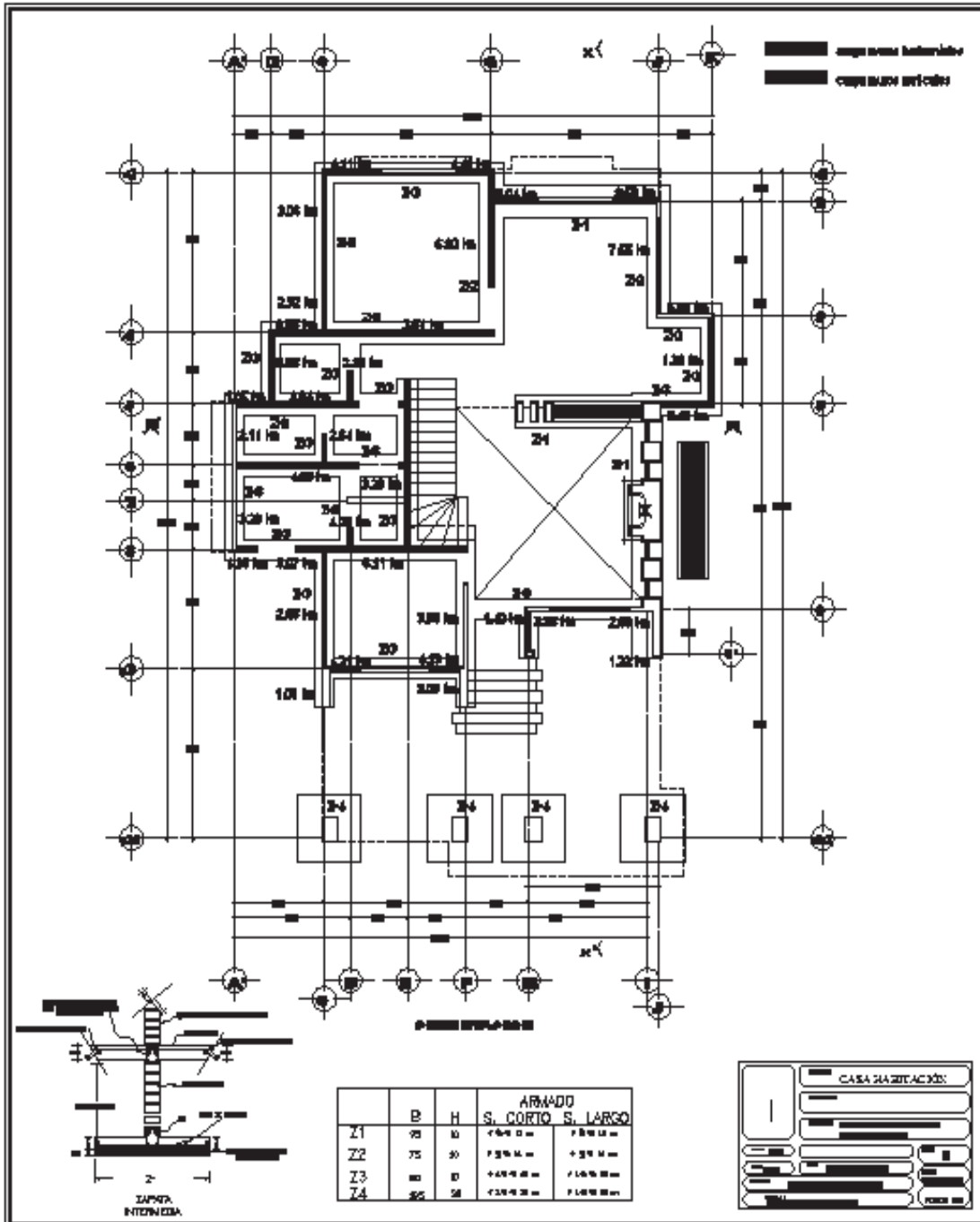
De la correcta realización de estos depende la buena ejecución y funcionabilidad de la obra, para esto deben ser claros y concisos para así minimizar posibles errores y confusiones a la hora de su ejecución.

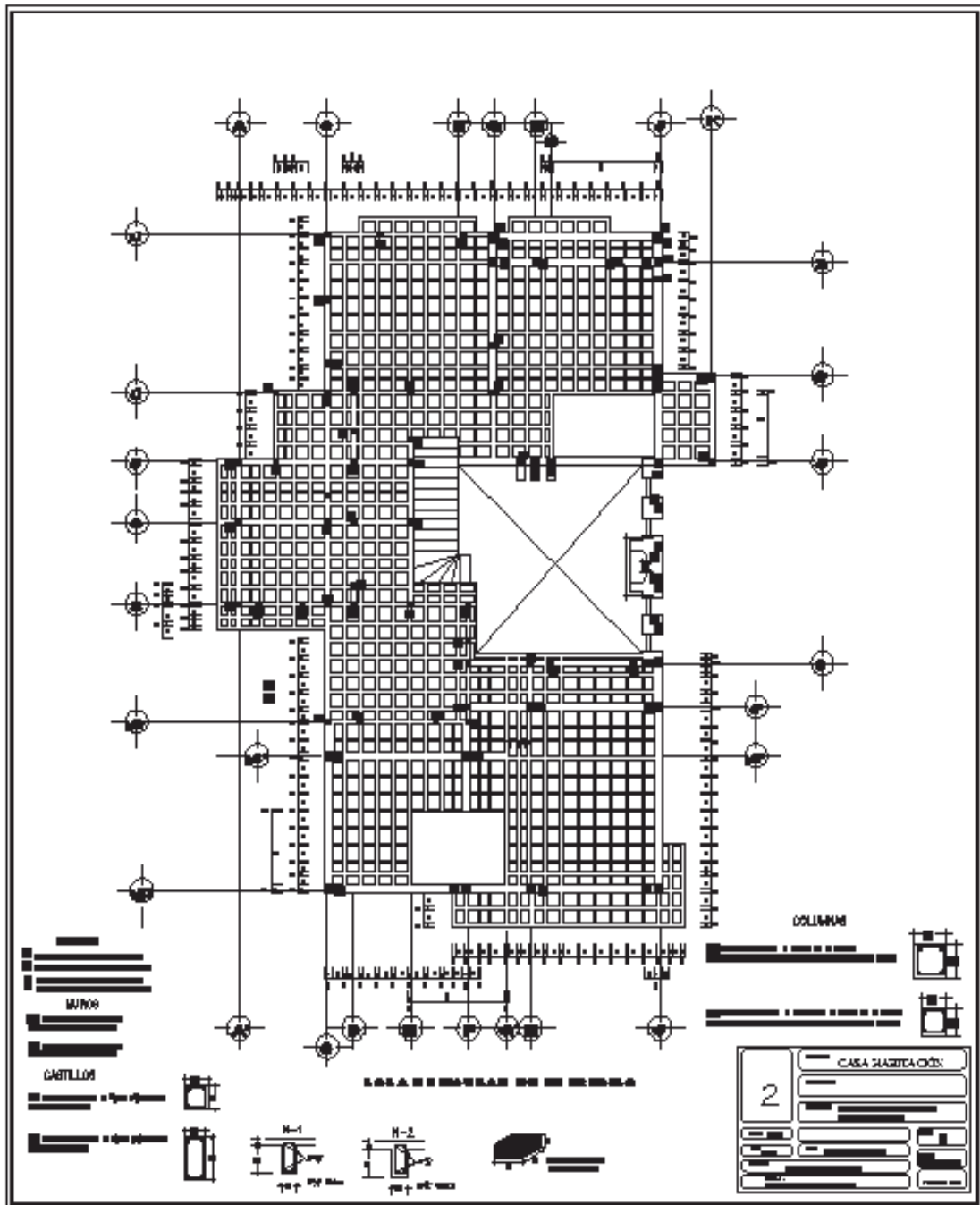
Cabe mencionar que la elaboración de estos es la fase final del cálculo y diseño y su finalidad es la de comunicar los resultados del proceso realizado a las personas que van a ejecutar la obra o en su defecto al cliente.

Es importante aclarar que cada tipo de plano tiene un aplicación particular y por lo tanto su elaboración debe estar adecuada al tipo de trabajo que se va a ejecutar con este.

A continuación se presentan los planos estructurales a los que se llegó mediante el cálculo hecho anteriormente, mediante el siguiente orden:

1. Estructural de cimentación.
2. Estructural de azotea y entrepiso
3. Estructural de entrepiso.







## CONCLUSIONES

La elaboración de la presente tesina fue de gran importancia ya que sirvió para resaltar la importancia que conlleva el hacer un buen diseño estructural en cualquier tipo de obra (casas habitación, edificios, puentes, etc.) pues del correcto diseño de una obra dependen principalmente la seguridad de las personas que la van a utilizar.

Un buen diseño nos arrija grandes beneficios en materia económica ya que se emplearon los materiales necesarios para que la obra sea segura y perdurable. En la actualidad en cuanto a obras de casa habitación la elaboración de un diseño estructural no está muy presente en las necesidades de los propietarios, ya que no es indispensable y dejan esta tarea al oficial albañil es cierto que el oficial puede tener o no tener gran experiencia y que su intuición lo haga construir en ciertos casos elementos mu sobrados en cuanto a dimensiones y proporción de los materiales.

De los anterior podemos concluir que el no hacer el diseño estructural de la obra y solo dejarlo al criterio del oficial albañil, tiene grandes repercusiones a la larga, una de ellas y la mas desalentadora es la falla de la estructura, generalmente en casas habitación es muy común el agrietamiento en muros y el pandeo de los elementos estructurales, para los cuales el propietario constantemente hace reparaciones siendo a la larga una gran pérdida económica.

Pero aun habiendo un correcto diseño estructural no nos asegura que cumpla con lo anterior, aquí es donde entra la importancia de la supervisión de la obra por parte del ingeniero calculista y de la correcta elaboración de los planos estructurales, los cuales deben ser claros y específicos para poder ser interpretados por el personal que va ejecutar la obra.

## GLOSARIO:

A.

Área de concreto a tensión dividida entre el número de barras; también, área de la sección definida por el plano crítico de cortante por fricción; también, área de la sección transversal comprendida entre la cara a tensión por flexión de la losa pos tensada y el centro de gravedad de la sección completa en,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ ).

Ag.

Área bruta de la sección trasversal,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ ).

A<sub>s</sub>.

Área de refuerzo longitudinal en tensión en acero de elementos a flexión; también, área total de refuerzo longitudinal en columnas; también, área de las barras principales en ménsulas; también, área total del acero de refuerzo longitudinal colocada en cada uno de los castillos extremos del muro en mampostería confinada; o también, área del acero de refuerzo vertical en muros de mampostería reforzada interiormente  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ ).

A<sub>s</sub>'.

Área de acero de refuerzo longitudinal en compresión en elementos a flexión,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ ).

A<sub>s,min</sub>.

Área mínima de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ ).

A<sub>sc</sub>.

Área del acero de refuerzo transversal de los castillos colocada a una separación S,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ ).

A<sub>sh</sub>.

Área del acero de refuerzo transversal por confinamiento en elementos a flexo compresión; o también, área del acero de refuerzo horizontal colocada a una separación S<sub>h</sub>,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ ).

---

---

A<sub>T</sub>.

Área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ ).

A<sub>t</sub>.

Área transversal de una rama de estribo que resiste torsión, colocado a una separación S,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ ).

A<sub>v</sub>.

Área de todas las ramas de refuerzo por tensión diagonal comprendido en la separación S; también, en vigas diafragma, área de acero de refuerzo vertical comprendida en una distancia S,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ ).

A<sub>vh</sub>.

Área de acero de refuerzo horizontal comprendida en una distancia S<sub>h</sub> en vigas diafragma,  $\text{cm}^2$  ( $\text{mm}^2$ ).

a<sub>1</sub>, a<sub>2</sub>.

Respectivamente, claros corto y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata, m.

b.

Ancho de una sección rectangular o ancho del patín a compresión en vigas T, I o L, o ancho de una viga ficticia para resistir fuerza cortante en lozas o zapatas, cm (mm).

C<sub>f</sub>.

Coefficiente de deformación axial diferida final.

C<sub>m</sub>.

Factor que toma en cuenta la forma del diafragma de momentos flexionantes.

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 (mm).

---

---

e.	$f_c^c$
Excentricidad con que actual la carga en elementos de mampostería de piedras naturales y que incluye los efectos de empujes laterales, si existen, cm (mm).	Resistencia específica del concreto en compresión, Kg/cm <sup>2</sup> .
$e_c$ .	$f^c$ .
Excentricidad con que se transmite la carga de la loza a muros extremos, cm (mm).	Magnitud del bloque equivalente de esfuerzo del concreto a compresión, kg/cm <sup>2</sup>
$E_c$ .	$f_m^*$ .
Modulo de elasticidad de el concreto de peso norma, Kg/cm <sup>2</sup> .	Resistencia del diseño a compresión de las piezas, referida al área bruta, kg/cm <sup>2</sup> .
$e_s$ .	$f_s$ .
Excentricidad torsional estática, cm (mm).	Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio.
$E_s$ .	$f_y$ .
Modulo de elasticidad de acero, Kg/cm <sup>2</sup> .	Esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo, kg/cm <sup>2</sup> .
$e^3$ .	$f_{yh}$ .
Excentricidad calculada para obtener el factor de reducción por excentricidad y esbeltez, cm (mm).	Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo transversal o, en vigas diafragma, del acero de refuerzo horizontal o esfuerzo de fluencia especificado del acero de refuerzo horizontal o malla de alambre soldado, kg/cm <sup>2</sup> .
$e_x$ .	H.
Excentricidad en la dirección x de la fuerza normal en elementos a flexo compresión, cm (mm).	Longitud libre de un miembro a flexo compresión, o altura del segmento o tablero del muro en consideración en ambos casos perpendicular a la dirección de la fuerza cortante, o altura libre del muro entre elementos capaces de darle apoyo lateral, cm (mm).
$e_y$ .	h.
Excentricidad en la dirección y de la fuerza normal en elementos a flexo compresión, cm (mm).	Peralte total de un elemento o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante; también, altura de entrepiso eje a eje, cm (mm).
$F_{AE}$ .	k.
Factor de área efectiva de los muros de carga.	Factor de altura efectiva del muro.
$F_E$ .	
Factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez.	
$F_R$ .	
Factor de resistencia.	
$f_b$ .	
Esfuerzo de aplastamiento permisible, Kg/cm <sup>2</sup> .	
	L.



Claro de un elemento, también, longitud de un muro o de un tablero de muro en la dirección de la fuerza cortante de diseño; o también, en concreto presforzado, longitud del tendón desde el extremo donde se une al gato hasta el punto X, o longitud efectiva del muro, cm (mm).	Cuantía de acero de refuerzo longitudinal a tensión: $\rho = A_s/bd$ (en vigas); $\rho = A_s/td$ (en muros); y $\rho = A_s/bd$ (en columnas)
M. Momento flexionante que actúa en una sección, kg-cm.	$\rho'$ Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a compresión: $\rho' = A_s'/bd$ (en elementos a flexión).
$M_{max}$ . Momento flexionante máximo correspondiente al nivel de carga para el cual se estima la deflexión, kg-cm.	ph. Cuantía de acero de refuerzo horizontal en el muro, calculada como $A_{sh}/S_h t$ .
$M_R$ . Momento flexionante resistente de diseño, kg-cm.	$\rho_v$ . Cuantía de acero de refuerzo vertical en el muro, calculada como $A_{sv}/S_v t$ .
$M_u$ . Momento flexionante de diseño, kg-cm.	Q. Factor de comportamiento sísmico.
m. Relación $a_1/a_2$ .	S. Separación del acero de refuerzo transversal o de conectores, cm (mm).
P. Carga axial que actúa en una sección; también, carga concentrada en losas, o carga axial total que obra sobre el muro sin multiplicar por el factor de carga, kg.	$S_h$ . Separación del acero de refuerzo horizontal en el muro o de los alambres horizontales de una malla de alambre soldado, cm (mm).
$P_R$ . Carga normal resistente de diseño, o resistencia de diseño del muro a carga vertical, kg.	t. Espesor del patín en secciones I o L, o espesor de muros, cm (mm).
$P_{RX}$ . Carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad $e_x$ , kg.	V. Fuerza cortante que actúa en una sección, kg.
$P_{RY}$ . Carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad, $e_y$ , kg.	$V_{CR}$ . Fuerza cortante de diseño que toma el concreto, kg.
$P_u$ . Fuerza o carga axial de diseño, kg.	$V_{MR}$ .
$\rho$ .	

Fuerza cortante de diseño que toma la mampostería, kg.

$V_{SR}$ .

Fuerza cortante de diseño que toma el acero de refuerzo horizontal, transversal o mallas de alambre soldado, kg.

$V_{m^*}$ .

Resistencia de diseño a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga,  $\text{kg/cm}^2$ .

$V_u$ .

Fuerza cortante de diseño.

$W_u$ .

Suma de las cargas de diseño muertas y vivas, multiplicadas por el factor de carga correspondiente, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado, kg.

$W$ .

Carga uniforme distribuida,  $\text{kg/m}^2$ .

$W_u$ .

Carga de diseño de la losa pos tensada,  $\text{kg/m}^2$ .

$X_1$ .

Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo por cambios volumétricos, cm (mm).

$\eta$ .

Factor de eficiencia del refuerzo horizontal.

$\theta$ .

Angulo que el acero de refuerzo transversal por tensión diagonal forma con el eje de la pieza; también, ángulo con respecto al eje de la viga diafragma que forma el elemento de refuerzo diagonal, grados.

## **BIBLIOGRAFIA**

- McCormac, Jack C; Nelson, James K. 2002. Análisis de Estructuras. 2 ed. En español. México, Mex, Alfaomega. 701 p.
- Diario Oficial de la Federación. 29 de Enero de 2004. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. México. Mex. Gobierno del Distrito Federal. 111p.
- Gaceta Oficial del Distrito Federal. 06 de Octubre de 2004. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. México, Mex. Gobierno del Distrito Federal. 28 p.
- Sánchez, Alma R; Navarro, Enrique O; Olmos, Bertha A. 2006. Proyecto Estructural de una Casa Habitación, Manual de apuntes. Morelia, Mich., Mex. 146 p.