



UNIVERSIDAD MICHUACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**TESINA: PROYECTO ESTRUCTURAL DE UNA CASA HABITACIÓN UBICADA EN
EL MUNICIPIO DE CUITZEO, MICH**



TESINA

PRESENTA

P.I.C. ARTURO TOSKY JUÁREZ

MORELIA MICHUACÁN, AGOSTO DE 2007.



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
OBJETIVO	2
CAPÍTULO I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	3
1.1.- MEMORIA DESCRIPTIVA.....	8
1.1.1.- LOSA DE AZOTEA.....	8
1.1.2.- LOSA DE ENTREPISO.....	11
1.1.3.- LOSA DE ESCALERA.....	12
1.1.4.- DISEÑO DE TRABES.....	14
1.1.5.- DISEÑO DE MUROS DE CARGA.....	19
1.1.6.- DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....	21
CAPÍTULO II. ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO.....	22
CAPÍTULO III. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS.....	23
3.1.- ANALISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DE ESCALERA.....	23
3.2.- ANALISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DE AZOTEA.....	27
3.3.- ANALISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DE ENTREPISO.....	35
CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE TRABES.....	44
CAPÍTULO V. REVISIÓN DE MUROS	104
5.1.- REVISIÓN DE MUROS ANTE CARGAS VERTICALES.....	106
5.2.- REVISIÓN DE MUROS ANTE CARGAS LATERALES (SISMO)...	111



CAPÍTULO VI. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN.	115
CAPÍTULO VII. PLANOS ESTRUCTURALES.....	129
CONCLUSIONES.....	135
BIBLIOGRAFÍA.....	136



INTRODUCCIÓN.

Una estructura es identificada como algo que constituye el interior de un objeto que soporta peso, es decir, recibe y transmite cargas, las cuales es fundamental determinar su magnitud para llevar a cabo un buen diseño estructural.

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

Todas las estructuras tienden a deformarse, a sufrir agrietamientos, a tener algún tipo de asentamiento, pero debe existir un criterio adecuado para establecer los márgenes de seguridad necesarios que nos llevarán a un buen diseño, estos márgenes de seguridad están determinados por los reglamentos de construcción del lugar donde se va a construir la estructura, los cuales facilitan el cálculo y el diseño de los elementos que conforman la construcción.

El objetivo principal del diseño estructural es lograr estructuras en las que se conjuguen la seguridad, la economía y el buen funcionamiento durante su vida útil, estos tres factores son primordiales en toda construcción.



OBJETIVO.

Conocer los fundamentos teóricos para el análisis y diseño estructural de casas habitación que permitan diseñar y calcular con efectividad los elementos estructurales, tomando en cuenta las propiedades mecánicas de los materiales a emplear en la construcción y así garantizar la absorción de las cargas a las que va a estar sujeta en las diferentes etapas de su vida útil sin sufrir daño alguno; es decir, la función adecuada de una estructura en condiciones de servicio.



CAPÍTULO 1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Arquitectónico.

El proyecto arquitectónico consta de lo siguiente:

En planta baja, el proyecto tiene los siguientes locales arquitectónicos: sala, cocina, comedor, medio baño, vestíbulo y cochera para dos automóviles. En planta alta se cuenta con tres recámaras, una sala de TV y dos baños.

Especificaciones Generales.

1.- El concreto tendrá una calidad $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y un agregado máximo de $\frac{3}{4}$ ", así como un peso volumétrico de 2400 kg/cm^3 .

2.- El acero de refuerzo tendrá un límite de fluencia de 4200 kg/cm^2 , con excepción de la varilla de $\frac{1}{4}$ ", cuyo límite de fluencia de 5000 kg/cm^2 y malla electrosoldada con límite de fluencia de 5000 kg/cm^2 .

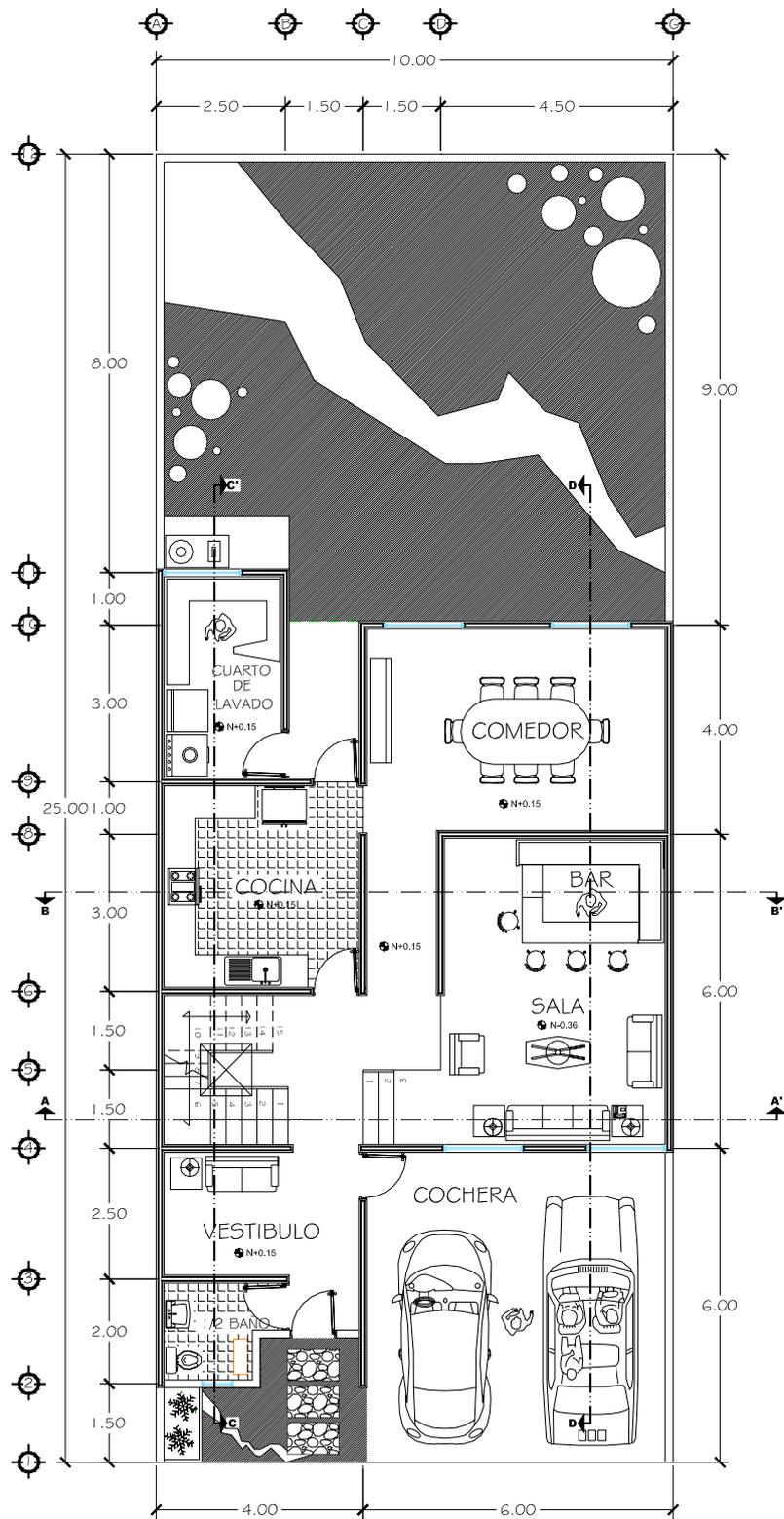
3.- El recubrimiento medido a partir de la superficie externa de las varillas, será de 1.5 veces su diámetro, pero nunca menor que 2 cm. Cuando se utilicen paquetes de varillas, se usará el diámetro de la varilla más grande para el cálculo anterior.

4.- Los castillos deberán cumplir con los siguientes requisitos:

- ❖ Colocarse en todos los extremos de muros.
- ❖ No separarse más de 3 m.
- ❖ Colocarlos en todo perímetro de huecos cuya dimensión sea superior a la cuarta parte de la longitud del muro considerada.
- ❖ Colocarlos en toda intersección de muros.

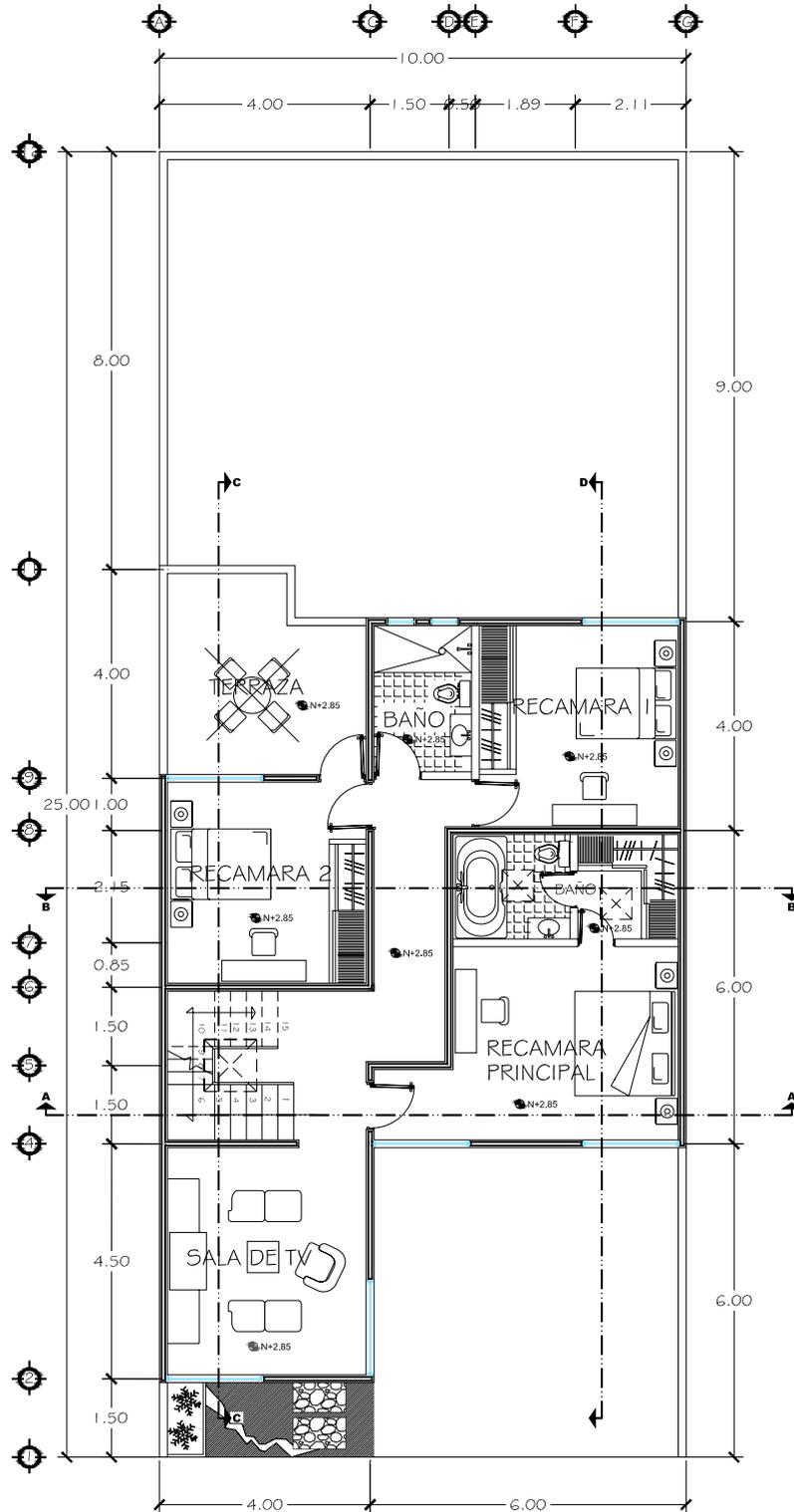
5.- La cimentación esta diseñada para una capacidad de carga de acuerdo a lo indicado en el estudio de Mecánica de Suelos.

6.- Se aplicaran los reglamentos del Estado de Michoacán y el Distrito Federal.



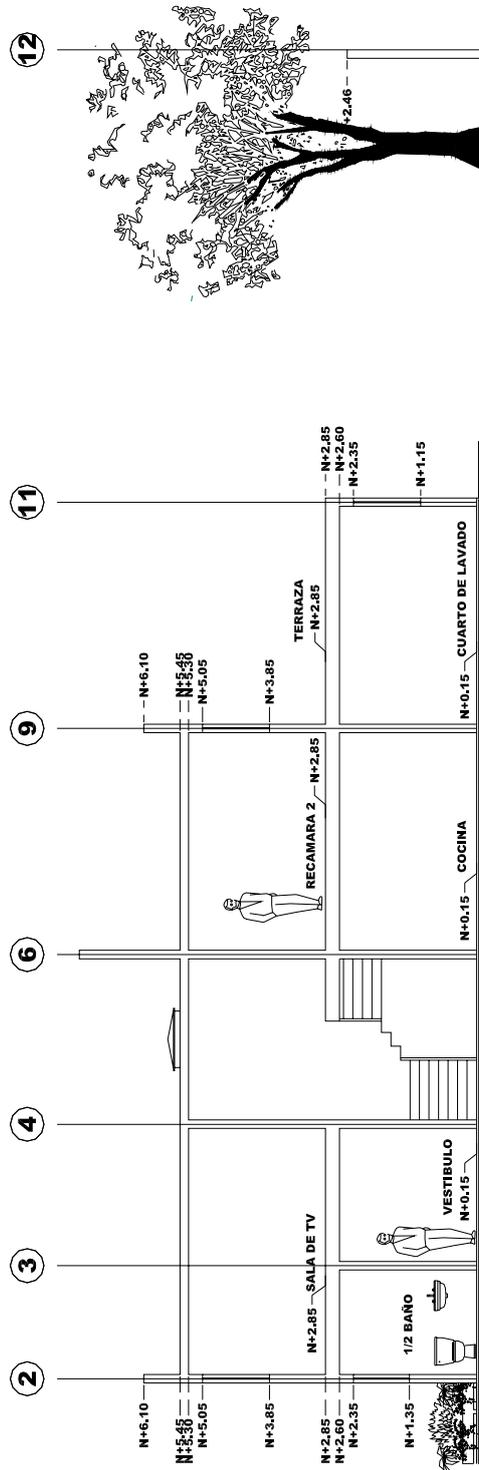
PLANTA BAJA

TODAS LAS ACOTACIONES ESTAN INDICADAS EN MTS.)



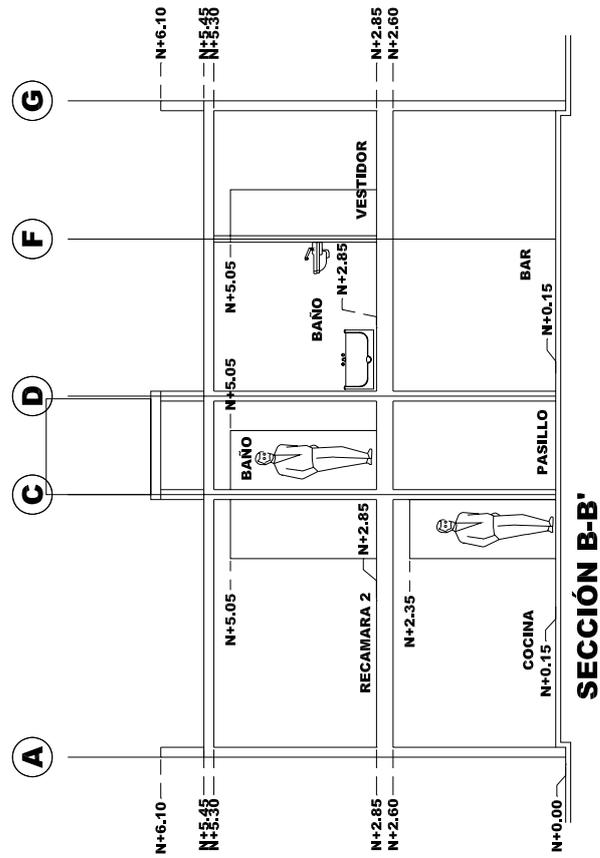
PLANTA ALTA

(TODAS LAS ACOTACIONES ESTAN INDICADAS EN MTS.)



CORTE LONGITUDINAL

(TODAS LAS ACOTACIONES ESTAN INDICADAS EN MTS.)



(TODAS LAS ACOTACIONES ESTAN INDICADAS EN MTS.)

**1.1.- MEMORIA DESCRIPTIVA.****Canalización de cargas y diseño de elementos estructurales.****1.1.1.- Losa de azotea.**

Para el cálculo de la losa de azotea se realizó el análisis de cargas, considerando primero los materiales a emplear en ella. También se consideró una carga adicional y una carga viva, que se obtienen del Reglamento de Construcción del Distrito Federal. La carga viva depende del uso de la construcción y también del elemento que se vaya a diseñar, para este caso utilizaremos:

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

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS, EN Kg/m²

Destino de piso o cubierta	w	wa	wrn	Observaciones
g) Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100	(7)

Observaciones:

7. Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

[\(RCDF. Título sexto, Seguridad Estructural de las Construcciones, capítulo V, Cargas Vivas, artículo 199. Pág. 73\).](#)

Como se mencionó anteriormente las cargas vivas especificadas no incluyen el peso del tinaco, por lo tanto, se considera este peso solamente en el tablero en el que se apoya. Para esto tomamos en cuenta la capacidad del tinaco y sus dimensiones para el diseño del tablero.

- Diseño estructural.

Una vez obtenidas las cargas para realizar el diseño de la losa, se procede a calcular el espesor de la misma, para ello emplearemos las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC- 2004. Concreto).

Primero propondremos un peralte mínimo y se procederá a su revisión.

A) Revisión del peralte mínimo.

Podrá omitirse el cálculo de deflexiones si el peralte efectivo no es menor que el perímetro del tablero entre 250 para concreto clase I y entre 170 para concreto clase II. En este cálculo, la longitud de los lados discontinuos se incrementará 50% si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25% cuando lo sean.

$$d_{\min} = \frac{\text{perímetro}}{250} \text{ para concreto clase 1.}$$

$$d_{\min} = \frac{\text{perímetro}}{170} \text{ para concreto clase 2.}$$



La limitación que dispone el párrafo anterior es aplicable a losas en que

$$f_s \leq 2520 \text{ kg / cm}^2 \quad w \leq 380 \text{ kg / m}^2$$

Para otras combinaciones de f_s y w , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por

$$0.032 \sqrt[4]{f_s w}$$

(NTC-04. Secc. 6.3.3.5. Peralte Mínimo. Pág. 143.)

Se considera para la revisión, el tablero más desfavorable en cuanto a sus dimensiones, condiciones de apoyo y carga.

La ecuación para calcular el peralte mínimo resultó ser la siguiente para este caso.

$$d_{\min} = \frac{\text{perímetro}}{250} (0.032 \sqrt[4]{f_s w})$$

En caso de que se obtuviera un peralte menor que el d_{\min} , se tomaría el d_{\min} como el peralte de la losa, en caso contrario de que resultara mayor se propondría, otro peralte, cambiar las condiciones de apoyo de la losa, los materiales a emplear en ella o sus dimensiones, según sea el caso.

B) Cálculo de los momentos de diseño.

Una vez obtenido el peralte se procede a calcular los momentos de diseño de cada tablero, para ello se emplearon las NTC-04, utilizando los coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares. Sin embargo hay que cumplir con las condiciones establecidas para emplear el método:

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

(NTC-04. Secc. 6.3.3. Losas apoyadas en su perímetro. Pág. 141.)

Se recomienda para llevar acabo el cálculo, hacer una tabla para facilitar el proceso, la cual contiene las condiciones de apoyo del tablero, sus dimensiones y carga que actúa en él. Hay que tomar en cuenta si éste está colado monolíticamente con sus apoyos o no; esto es muy importante para seleccionar los coeficientes con los cuales obtendremos los momentos flexionantes.

C) Ajuste de momentos en tableros adyacentes.

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 éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento si no lo son. Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es proporcional a d^3 / a_1 .

(NTC-04. Secc. 6.3.3.3. Distribución de momentos flexionantes entre tableros adyacentes. Pág. 141)

Tomamos el momento flexionante máximo generado para realizar el diseño por flexión.

D) Diseño por flexión.

La siguiente expresión para obtener el área de acero surge de considerar el momento resistente igual al momento último (M_u).

$$M_R = M_u$$
$$\frac{M_u}{F_R f' c b d^2} = q (1 - 0.5q)$$



Resultando una ecuación de segundo grado se resuelve como tal y obtenemos la ecuación para obtener el área de acero requerido para el diseño de la losa.

$$q^2 - 2q + \frac{2Mu}{F_R b d^2 f''c} = 0$$

$$q = 1 - \sqrt{1 + \frac{2Mu}{F_R b d^2 f''c}}$$

$$A_s = \delta b d \quad \delta = q \frac{f''c}{f_y}$$

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

Tomamos el momento máximo obtenido con el método de los coeficientes, comparamos el área de acero requerido con el mínimo establecido en las NTC-04.

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$A_{s_t} = \frac{660(x_1)}{f_y(100 + x_1)} b$$

(NTC-04.- Secc. 5.7. Refuerzo por cambios volumétricos. Pág. 133.)

Después de cumplir con lo establecido en las NTC-04 se calcula la separación que debe llevar el acero de refuerzo para realizar el armado de la losa.

$$s = \frac{100a_o}{A_s}$$

(González Cuevas. Secc. 16.2.3. Acero de Refuerzo, Pág. 550.)

La separación que lleva el armado debe cumplir con lo establecido en las NTC-04.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de $3.5x_1$.

(NTC-04. Secc. 5.7. Refuerzo por cambios volumétricos. Pág. 133.)

Al establecer ya una separación para el armado de la losa, ésta se revisa por cortante.

E) Revisión por cortante.

Se revisa el tablero más desfavorable en la franja corta, la más rígida y en consecuencia, la franja que toma mayor cantidad de efectos.

Se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño del apoyo. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calculará con la expresión

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

a menos que se haga un análisis más preciso. Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, se incrementará en 15%. La resistencia de la losa a fuerza cortante, se supondrá igual a

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

NTC-04. Secc. 6.3.3.6. Revisión de la resistencia a fuerza cortante, Pág. 143



Se verifica que $V_{CR} \geq V_U$.

Una vez obtenidos los valores de cortante último y cortante resistente de la losa se verifica que V_{CR} sea mayor o igual que V_U , en caso contrario de que la sección de concreto no pueda resistir la fuerza cortante, debe de aumentarse dicha sección, ya que por razones constructivas no es posible usar refuerzo por cortante en estas losas.

(Aspectos Fundamentales del Concreto. González Cuevas. Secc. 16.2.4. Revisión por cortante. Pág. 552).

En caso de que el peralte de la losa resultara considerable (mayor que 15 cm) se propondría cambiar el sistema de losa maciza a un sistema más conveniente y económico. Podría ser uno de ellos, el de losa aligerada o el de vigueta y bovedilla, según sea el mejor caso.

Ya establecido el sistema constructivo y después de haber cumplido con lo indicado en los reglamentos, procedemos a hacer el análisis de cargas.

1.1.2.- Losa de entrepiso.

Para el cálculo, análisis y diseño de la losa de entrepiso, el procedimiento es muy similar al de la losa de azotea, la característica que las diferencia consiste en la carga que actúa. En la losa de entrepiso la carga viva.

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS, EN Kg/m²

Destino de piso o cubierta	w	wa	wm	Observaciones
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170	

(RCDF. Título sexto, Seguridad Estructural de las Construcciones, capítulo V, Cargas Vivas, artículo 199. Pág. 73).

La carga muerta depende de los materiales a emplear en ella, en comparación con la losa de azotea, los materiales son menos y por lo tanto es menos pesada.

A) Muros que descargan en losa de entrepiso (cargas lineales).

En la losa de entrepiso hay muros que descargan directamente en ella, estas cargas se adicionan al peso del tablero. Esta carga puede variar dependiendo del tipo de muro que descarga, puede ser un muro divisorio o un muro de carga. En caso de ser un muro divisorio sólo se considera su peso propio y en un muro de carga, además de considerar su peso propio, también hay que tomar en cuenta el área tributaria de losa que está soportando, incluyendo las dimensiones del muro en ambos casos.

Como en el proyecto se tiene muros en planta alta que no tienen continuidad en planta baja y que se apoyan directamente sobre la losa, se repartirá su peso en la losa.

Los efectos de cargas lineales obtenidas a muros que apoyan sobre una losa pueden tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas.

Al dimensionar una losa perimetralmente apoyada, la carga uniforme equivalente en un tablero que soporta un muro paralelo a uno de sus lados, se obtiene dividiendo el peso del muro entre el área del tablero y multiplicando el resultado por el factor correspondiente. La carga equivalente así obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en ese tablero.

(NTC-04. Secc. 6.3.4. Cargas lineales. Pág. 143.)



Para el cálculo de las cargas lineales y convertirlas a cargas uniformemente equivalentes se toma la siguiente expresión.

$$W_m = \frac{W_m}{A_{\text{tablero}}} F_M$$

Donde: (F_M) Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes de acuerdo a la tabla 6.2. de las NCT-04. Concreto.

$$W_{\text{TOTAL}} = W_{\text{LOSA}} + W_M$$

Después de obtener las cargas adicionales que actúan en los tableros, el diseño por flexión y la revisión por cortante es igual a la que se realizó para la losa de azotea.

B) Reducción del armado.

Si el armado resulta demasiado denso es importante recordar que los momentos de análisis correspondiente a la zona central en cada dirección, por lo que es posible reducirlo 60% en las franjas extremas.

Las franjas se definen dividiendo cada uno de los 2 lados en 4 partes. Así, las franjas centrales ocupan los 2/4 laterales en cada dirección. Para relaciones "m" menores a 0.5, la franja central corta tendrá un ancho igual a ($a_2 - a_1$).

1.1.3.- Losa de escalera.

Para el análisis de cargas que actúan en la escalera, consideramos los materiales a emplear en ella. También se considero una carga adicional y una carga viva, que se obtienen del Reglamento de Construcción del Distrito Federal, la carga viva para este caso es la siguiente.

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS, EN Kg/m²

Destino de piso o cubierta	w	wa	wm	Observaciones
c) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350	

(RCDF. Título sexto, Seguridad Estructural de las Construcciones, capítulo V, Cargas Vivas, artículo 199. Pág. 73).

Una vez establecidas estas cargas, se propone un peralte para la losa, para así obtener la carga muerta de la rampa y obtener las cargas de servicio que actúan en ella.

Peralte permisible de acuerdo al ACI 318-02.

El Reglamento del ACI 318-02 permite prescindir del cálculo de deflexiones de vigas y de losas que trabajan en una dirección siempre que se satisfagan los peraltes mínimos dados en la tabla 11.4.

Peraltes mínimos de vigas y losas que trabajan en una dirección cuando no se calculan las deflexiones.				
Elemento	Peralte total h mínimo			
	Libremente apoyada	Un extremo continuo	Ambos extremos cont.	Voladizo
Losas macizas	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas y losas nervaduras	L/16	L/18.5	L/21	L/8

(Aspectos Fundamentales del Concreto. González Cuevas. 11.4.1. Control de deflexiones según el Reglamento ACI 318-02. Pág. 351.)

Ya establecido el peralte de la losa procedemos a su diseño.



- Diseño estructural.

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

Obtenemos las reacciones que actúan en la losa y procedemos a su diseño.

A) Diseño por Flexión.

Tomamos el momento máximo generado, que resulta en este caso en el centro del claro obtenemos el área de acero requerida con la ecuación que resulta de igualar el M_R con el M_U .

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

Comparamos el área de acero requerida con el área de acero mínimo por flexión y temperatura establecido por las NTC-04.

- **Diseño por flexión.**

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

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

(NTC-04. Secc. 2.2.1. Refuerzo mínimo. Pág. 106)

- **Diseño por temperatura.**

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m, el área de refuerzo que se suministre no será menor que:

$$A_{s_t} = \frac{660(x_1)}{f_y (100 + x_1)} b$$

(NTC-04.- Secc. 5.7. Refuerzo por cambios volumétricos. Pág. 133.)

Si el área de acero requerida resulta mayor que las reglamentarias, será la que se utilice para el diseño, en caso contrario se tomará la mayor de las reglamentarias.

Una vez establecida el área de acero, se procede a calcular la separación que llevará, esto se logra con la fórmula mostrada.

$$s = \frac{100a_o}{A_s}$$

Se propone el número de varilla a utilizar y se calcula la separación. Esta separación se compara con lo establecido por las NTC-04.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de $3.5x_1$.

(NTC-04. Secc. 5.7. Refuerzo por cambios volumétricos. Pág. 133.)

En el sentido transversal se colocará acero por temperatura, como lo calculamos anteriormente para comparar el acero mínimo, ahora sólo calcularemos la separación y la compararemos con la separación mínima y máxima establecida por las NTC-04.

Al establecer las separaciones permisibles, realizamos la revisión por cortante.



B) Revisión por cortante.

En elementos anchos como losas, zapatas y muros, en los que el ancho, b , no sea menor que 4 veces el peralte efectivo, d , el espesor no sea mayor de 60 cm y la relación M/Vd no exceda de 2, la fuerza resistente, V_{CR} puede tomarse igual a

$$V_{CR} = 0.5F_Rbd\sqrt{f^*c}$$

(NTC-04. Secc. 2.5.1.2. Elementos anchos. Pág. 110)

Por último se revisa la deflexión permisible de acuerdo a lo establecido en el RCDF.

En las edificaciones comunes, la revisión del estado límite de desplazamientos se cumplirá si se verifica que no exceden los siguientes valores:

I. Un desplazamiento vertical en el centro de traveses en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240 más 0.5 cm; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, los cuales no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales igual al claro de la trabe entre 480 más 0.3 cm.

$$\delta_{permisible} = \frac{l}{240} + 0.5$$

La deflexión máxima de una viga libremente apoyada con carga uniformemente distribuida, es:

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{5wl^4}{384EI}$$

(Reglamento del Distrito Federal. Capítulo III. Criterios de Diseño Estructural. Art.- 184. Pág. 67.)

Si la deflexión máxima resultara mayor a la permisible, se procede a cambiar algunas características de la escalera, como podría ser los materiales a emplear en ella, sección, etc., según sea el caso.

1.1.4.- Diseño de traveses.

Primeramente se analizan las cargas que van a actuar en la trabe para realizar su análisis estructural y después proseguir con su diseño. Las cargas que residen en ella suelen ser, el peso de la losa, muros de carga o muros divisorios y la propiamente de la trabe.

Las traveses se pueden diseñar de diferentes maneras, subreforzadas, sobrerreforzadas o balanceadas, lo que define el tipo de sección es la cantidad relativa de acero respecto a la cantidad balanceada, obtenida con:

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 \left(\frac{f^*c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} bd \right)$$

(NTC-04. Secc. 2.2.2. Refuerzo máximo. Pág. 106)

La sección sobrerreforzada tiene un área de acero mayor que la balanceada y la subreforzada un área de acero menor.

Se define el tipo de sección y materiales a utilizar para así obtener el peso de la trabe, cabe hacer notar que proponer una cuantía muy baja resulta en secciones que arquitectónicamente podrían resultar muy voluminosas, mientras que proponer una cuantía muy alta da como resultado secciones muy deformables y poco rígidas.



Ya definida la sección a utilizar, se analizan las cargas que actúan, para obtener los diagramas de momento y fuerza cortante última, para realizar el diseño por flexión y la revisión por cortante respectiva.

Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

(NTC-04. Secc. 6.1.1. Requisitos generales. Pág. 134)

El diseño puede ser de una trabe simplemente armada o doblemente armada.

A) Trabe simplemente armada.

a.1) Diseño estructural.

Para el primer caso de una trabe simplemente armada, (simplemente apoyada o empotrada, continua o no, según sea el caso) ya obtenidos los diagramas de cortante y momento flexionante tomamos el de momento y utilizamos los valores máximo de momento positivo y negativo generado para obtener el porcentaje de acero requerido con la expresión que resulto de igualar el M_u con el M_R .

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

Ya obtenido el porcentaje requerido lo comparamos con el porcentaje mínimo y máximo reglamentario establecido.

El porcentaje de refuerzo mínimo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión.

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

(NTC-04. Secc. 2.2.1. Refuerzo mínimo. Pág. 106)

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero a tensión será 75% de la correspondiente a falla balanceada

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

(NTC-04. Secc. 2.2.2. Refuerzo máximo. Pág. 106)

Si la sección calculada está dentro de estos valores, la sección se considera subreforzada y simplemente armada por no sobrepasar la cuantía de acero máximo establecida.

Se cumple la condición:

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}, \text{ se tomará el } \rho_{requerido} \text{ obtenido con el momento último}$$

a.2) Cálculo del área de acero y el número de varillas a utilizar.

Calculamos el área de acero con la expresión.

$$A_s = \rho b d$$



Se propone un diámetro y se calcula el número de varillas a utilizar en la sección.

$$n = \frac{A_s}{a_o}$$

Como la sección es simplemente armada, sólo se calculó el acero de tensión por no haber necesidad de requerir acero en la zona de compresión, pero las NTC-04 indican lo siguiente.

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior. En cada lecho, el área de refuerzo no será menor que el ρ_{min} calculado con las NTC-04 Secc. 2.2.1. Refuerzo mínimo, constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm de diámetro (No.4).

(NTC-04. Secc. 6.1.1 Requisitos generales. Pág. 134.)

Ya establecido el armado de la sección se procede a la revisión por cortante de dicha trabe.

a.3) Revisión por cortante.

Se toma como $V_{m\acute{a}x}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama de cortante. (Sección crítica)

Este valor se multiplica por un factor de carga para cortante que es de 1.4 y se compara con lo establecido por las NTC-04.

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:

$$2.5F_Rbd\sqrt{f^*c}$$

(NTC-04. Secc. 2.5.2.4. Limitación para V_u . Inciso a) Pág. 112.)

Al cumplir con lo anterior se calcula la fuerza cortante que toma el concreto (V_{CR}) con lo establecido en las NTC-04.

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

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_Rbd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f^*c} \quad \text{caso I.}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_Rbd\sqrt{f^*c} \quad \text{caso II.}$$

(NTC-04. Secc. 2.5.1.1. Vigas sin presfuerzo. Pág. 109.)

Se manejará el área de acero con que está trabajando la sección ($A_{s\text{ real}}$) y se obtendrá el porcentaje real de la misma, este porcentaje se compara si es mayor que 0.015 o menor, para así determinar el caso del que se trata.

Una vez establecido el V_{CR} lo comparamos con el V_u para ver si hay necesidad de colocar refuerzo por tensión diagonal; en caso de que no se requiera refuerzo por tensión diagonal se tendría que tomar la mínima reglamentaria de acuerdo a las NTC-04.

En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que el cortante que resiste el concreto, V_{CR} . El área de refuerzo mínima para vigas será la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{v\text{ min}} = 0.30\sqrt{f^*c} \frac{bs}{f_y}$$

Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (número 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo, $d/2$.

(NTC-04. Secc. 2.5.2.2. Refuerzo mínimo. Pág. 111.)



En caso de que se requiera refuerzo por tensión diagonal se calcularía la fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal con la siguiente expresión.

$$V_{sR} = Vu - V_{cR}$$

Se proponen los estribos a manejar y se calcula el área transversal del refuerzo por tensión diagonal (A_v) comprendido en una distancia "s", y se compara con el mínimo reglamentario.

$$A_{v_{mín}} = 0.30 \sqrt{f * c} \frac{bs}{f_y}$$

(NTC-04. Secc. 2.5.2.2. Refuerzo mínimo. Pág. 111.)

Una vez cumplido con lo reglamentario por ultimo se procede a calcular la separación que llevara el refuerzo.

Cuando V_u sea mayor que V_{cR} , la separación, s, del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{sR}}$$

(NTC-04. Secc. 2.5.2.3. Separación del refuerzo transversal. Inciso a) Pág. 111.)

Se compara la separación obtenida con $S_{mín}$ y $S_{máx}$ establecidas por las NTC-04.

$$S_{mín} = 6.00 \text{ cm}$$

NTC-04. Secc. 2.5.2.3. Separación del refuerzo transversal. Inciso a) Pág. 111.

Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que

$$Vu < 1.5F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{caso I}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

NTC-04. Secc. 2.5.2.3. Separación del refuerzo transversal. Inciso b) Pág. 112

Si V_u es mayor que

$$Vu > 1.5F_R b d \sqrt{f * c} \quad \text{caso II}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25d$.

NTC-04. Secc. 2.5.2.3. Separación del refuerzo transversal. Inciso c) Pág. 112.

B) Trabe doblemente armada.

Si en el segundo caso, al calcular el área de acero, dicha área resulta mayor que la máxima reglamentaria conduciéndonos a una trabe sobrerreforzada. Generalmente estos casos se presentan cuando por razones arquitectónicas, las dimensiones de la sección de la trabe están limitadas a ciertos valores.

Estos casos, se resuelven proponiendo áreas adicionales de acero tanto en la zona de tensión como en la zona de compresión; de esta manera, estas vigas quedan *doblemente armadas*. Este tipo de vigas no es muy recomendable porque éstas son usualmente muy deformables debido a las limitaciones en el peralte. Debe recordarse que el peralte de la sección es el que le proporciona rigidez y limita las flechas y vibraciones excesivas. Por otro lado, el proponer un ancho excesivo a la sección no es una solución práctica, puesto que no incrementa sustancialmente la rigidez mencionada.



El acero por compresión se calcula de la siguiente manera.

Si se cumple la condición.

$$\rho > \rho_{\text{máx}}, \text{ se requiere acero de compresión}$$

b.1) Cálculo del acero de compresión.

Primeramente se calcula el momento resistente con el $\rho_{\text{máx}}$ para obtener M_{R1} con la siguiente expresión.

$$M_{R1} = F_R b d^2 f'' c q (1 - 0.5q)$$

Para obtener el índice de acero manejamos la siguiente expresión:

$$q = \delta \left(\frac{f_y}{f'' c} \right)$$

Una vez obtenido M_{R1} igualamos el M_u con el M_R total.

$$M_R = M_u = \underbrace{F_R (A_s - A'_s) f_y \left(d - \left(\frac{a}{2} \right) \right)}_{M_{R1}} + \underbrace{F_R A'_s f_y (d - d')}_{M_{R2}}$$

Despejamos M_{R2} ya que es el momento que desconocemos y necesitamos para calcular el acero de compresión.

$$M_{R2} = M_u - M_{R1}$$

Cálculo de A'_s (acero de compresión).

$$A'_s = \frac{M_{R2}}{F_R f_y (d - d')}$$

Con esto se obtiene el área necesaria para la zona de compresión, ahora calculamos el acero necesario para la zona de tensión.

b.2) Cálculo del acero de tensión.

$$A_{s_{\text{máx}}} = \delta_{\text{máx}} b d$$

$$A_{s_{\text{máx}}} = \delta_{\text{máx}} b d + A'_s$$

Ya establecido el armado de la sección tanto en el lecho inferior como en el superior, se revisa si la sección es subreforzada (fluye el acero – falla dúctil) o sobrerreforzada (no fluye el acero – falla frágil)

b.3) Revisión de la ductilidad.

Para verificar que la sección sea subreforzada se debe revisar que el acero fluye.

El acero de compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si

$$\delta - \delta' \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f'' c}{f_y}$$

[NTC-04. Secc.2.2.4. Fórmulas para calcular resistencias. Pág. 107.](#)

Ya establecida la sección y el tipo de sección se procede a realizar la revisión por cortante del elemento, si se requiere refuerzo por tensión diagonal o no, y la separación que llevara este, el procedimiento para realizar la revisión por cortante es el mismo que para traves simplemente armadas.



Una vez diseñadas y definidas las traveses a emplear se procede a calcular la deflexión máxima que se genera debido a las cargas que actúan en el elemento estructural.

Cálculo de deflexiones.

Para el cálculo de deflexiones en vigas implica calcular las deflexiones máximas del elemento analizado bajo cierta combinación de carga, y comparar estos valores con un valor máximo permisible que toma en cuenta los efectos que la deflexión pueda tener sobre elementos estructurales o no estructurales.

Esto se lleva a cabo de la siguiente manera, calculamos la deflexión inmediata, es decir, las que se presentan justo después de aplicar las cargas, tomando para ello la carga de servicio que presenta el RCDF y el momento de inercia de la sección transformada agrietada.

La sección transformada es aquella en la cual el área de acero se sustituye por un área equivalente de concreto numéricamente igual al área de la sección transversal de las barras multiplicada por la relación n de módulos de elasticidad de acero y concreto:

Sección transformada = nA_s .

Donde:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

E_s = módulo de elasticidad del acero.

E_c = módulo de elasticidad del concreto.

Si la viga es de sección constante se permite tomar como momento de inercia, I_e , el correspondiente al centro del claro en vigas simplemente apoyadas y vigas continuas, y el del apoyo para voladizos. Una vez determinado el valor de I_e , procedemos a sustituir valores para obtener el valor de la deflexión inmediata máxima generada.

En seguida se calcula la deflexión diferida, esta toma en cuenta los efectos en que la deflexión ya no varía con el tiempo mediante un factor que toma en cuenta el período.

$$\frac{2}{1 + 50\rho'}$$

Donde:

ρ = cuantía en la zona de compresión en el centro del claro para viga simplemente apoyadas y en el empotramiento para voladizos. En vigas continuas se consigue utilizando un valor promedio.

Una vez obtenidos los dos tipos de deflexiones se suman para obtener la deflexión máxima del elemento y la comparamos con la máxima permisible establecida por el RCDF.

1.- Deformación vertical admisible para miembros que no afectan elementos no estructurales:

$$\delta_{permisible} = \frac{L}{240} + 0.5cm$$

2.- Deformación vertical admisible para miembros que afectan elementos estructurales:

$$\delta_{permisible} = \frac{L}{480} + 0.3cm$$

Para el caso de voladizos, los límites anteriores se duplicarán.

1.1.5.- Diseño de muros de carga.

1.1.5.1.- Diseño de muros ante cargas verticales.

NTC-04. Mampostería. Sección 5.3.1 Resistencia a compresión de muros confinados.

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

$$P_R = F_R F_E (f_m^* + 4) A_T > P_U$$



Donde:

Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f_m^* , para algunos tipos de piezas sobre área bruta.

$$f_m^* = 15.00 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{NTC-04. Mampostería. Secc. 2.8.1.3 Valores indicativos. Pág. 14.}$$

Factores de resistencia.

$$F_R = 0.60 \text{ (muros confinados) } \quad \text{NTC-04. Mampostería. Secc. 3.1.4 Factores de resistencia. Pág. 17.}$$

$$F_R = 0.30 \text{ (muros no confinados) }$$

Factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez

$$F_E = 0.70 \text{ para muros interiores } \quad \text{NTC-04. Mampostería. Secc. 3.2.2.3 Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez. Pág. 19.}$$

$$F_E = 0.60 \text{ para muros extremos}$$

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

- 1) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidos por el sistema de piso, por dadas o por otros elementos.
- 2) La excentricidad en la carga axial aplicada es menor que $t/6$ y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro.
- 3) La relación altura libre a espesor del muro, H/t , no excede de 20.

Si no se cumplen las condiciones anteriores, el F_E se determinará como el menor entre el que se menciona antes y el que se obtiene con la ecuación siguiente.

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

Donde:

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

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

$k = 0.80$ para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

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

Para garantizar la seguridad de los muros ante la acción de cargas verticales, bastará con comparar la carga última actuante (P_u) con la carga resistente. En caso de que resultara la carga actuante mayor que la que resiste el muro se rediseñaran los muros que no satisfagan la condición establecida ya sea cambiando el espesor del muro, mejorando el tipo del material o reforzando interiormente.

1.1.5.2.- Diseño de muros ante cargas laterales.

La revisión de muros ante cargas verticales consiste en verificar que el cortante último obtenido del peso total de la estructura y afectado por un coeficiente sísmico y un factor de carga no sea mayor al cortante resistente obtenido mediante el método simplificado.

Método simplificado de análisis sísmico.

NTC-04. Mampostería. Secc. 3.2.3.3. Método simplificado.

Se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso.



⇒ Revisión de los requisitos para poder aplicar el método.

- 1.- En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso.
- 2.- La relación entre longitud y ancho de la planta no excederá de 2.0
- 3.- La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor de 13 m.

Una vez cumplido con los requisitos anteriores para poder aplicar el método simplificado podemos utilizar el siguiente procedimiento para la revisión sísmica.

- 1.- verificar que el local a revisión cumpla con los requisitos de regularidad establecidos por el reglamento.
- 2.- determinar la clasificación de la construcción de acuerdo con el criterio reglamentario.
- 3.- Localizar la zona sísmica a la que pertenece la construcción.
- 4.- Calcular el peso P de la construcción considerando las cargas muertas y cargas vivas accidentales.
- 5.- Seleccionar el coeficiente sísmico correspondiente a partir de la tabla de coeficientes, considerando el grupo, tipo de piezas de mampostería, altura de la construcción y tipo de terreno.
- 6.- Obtener el cortante sísmico en la base de la estructura mediante la aplicación de:

$$V_s = C_s P$$

- 7.- Obtener el cortante último:

$$V_u = 1.1 V_s$$

- 8.- Obtener el cortante resistente de los muros en las dos direcciones ortogonales principales mediante las expresiones siguientes:

$$V_{mRx} = F_R (0.5 * v^*_{mt} \sum L_x + 0.3 P_x) \leq 1.5 F_R v^*_{mt} \sum L_x$$

$$V_{mRy} = F_R (0.5 * v^*_{mt} \sum L_y + 0.3 P_y) \leq 1.5 F_R v^*_{mt} \sum L_y$$

Donde:

V_{Rx} , V_{Ry} = fuerzas cortantes en las dos direcciones ortogonales principales.

$\sum L_x$, $\sum L_y$ = longitudes de muros de planta baja en direcciones xx e yy .

P_x , P_y = fuerzas verticales soportadas por los muros xx e yy , respectivamente.

- 9.- Se compara el cortante último con el cortante resistente en cada dirección. Las siguientes expresiones, correspondientes a la revisión en cada dirección, deben cumplirse;

$$V_{mRx} \geq V_u$$

$$V_{mRy} \geq V_u$$

1.1.6.-Diseño de la cimentación.

Para el diseño de la cimentación, para este caso, se presenta en la memoria de cálculo con mayor detalle.



CAPÍTULO 2. ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO.

Estructural.

En la planta de azotea se tiene una pendiente del 2%. La losa de azotea y entrepiso se estructuró a base de losas macizas, las cuales están soportadas por traveses de concreto armado y muros de carga de tabique de barro recocado.

La estructuración en muros se dispuso a base de tabique de barro recocado, esto tanto como muros de carga como para muros divisorios.

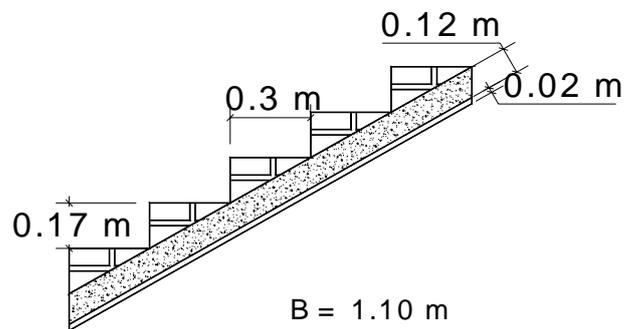
La escalera se proyectó a base de rampas inclinadas de concreto reforzado y escalones forjados de tabique de barro recocado.

Se supusieron castillos en los muros de barro recocado y se localizaron en los extremos de todos ellos al igual que en las intersecciones y en los lugares que determina el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF).

Se colocaron dadas de repartición en la base de todos los muros de la planta baja. Los armados de dadas y castillos son de cuatro varillas del # 3 corridas en los lechos inferiores y superiores, con estribos del # 2 a cada 25 cm. en toda su longitud.

**CAPÍTULO III. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS.****3.1.- ANALISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DE ESCALERA.****- CÁLCULO DEL PESO DE LA ESCALERA.**

Nota.- Se propone una losa de 12 cm. de espesor con plafón de yeso y escalones de tabique.



MATERIAL	ESPESOR (mts)	PESO VOL. (ton / m ³)	PESO TOTAL (ton / m ²)
MOSAICO	0.02	-	0.035
LOSA	0.12	2.4	0.288
YESO	0.02	1.5	0.030
ESCALÓN	0.085	1.5	0.128

$$TOTAL = 0.481 \text{ ton/m}^2$$

CARGAS DE SERVICIO.

CARGAS PERMANENTES.			CARGAS PERMANENTES + ACCIDENTALES.		
C.M.	0.481	ton / m ²	C.M.	0.481	ton / m ²
Cadic.	0.040	ton / m ²	Cadic.	0.040	ton / m ²
C.V.	0.350	ton / m ²	C.V.	0.150	ton / m ²
W =	<u>0.871</u>	ton / m ²	W =	<u>0.671</u>	ton / m ²

**- DISEÑO DE LA LOSA DE ESCALERA****A) Peralte de la losa.**

Utilizando la tabla 11.4 del ACI 318-02 obtenemos como peralte mínimo $l / 24$.

longitud del claro = 2.80 cm.

h_{mín} = 12.00 cm.

B) Cálculo del momento de diseño.**Datos:**

$$w = 0.871 \text{ ton/m}^2$$

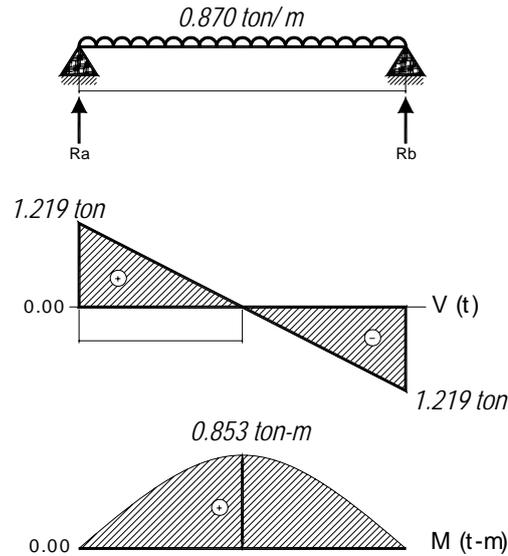
$$l = 2.80 \text{ m}$$

$$R_a = 1.219 \text{ ton}$$

$$R_b = 1.219 \text{ ton}$$

$$M_{\text{máx}} = 0.853 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 1.194 \text{ ton-m}$$

**C) Diseño por flexión.****Datos de Diseño.**

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$F.C. = 1.4$$

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

$$h = 12.00 \text{ cm}$$

$$\text{recubrimiento} = 2 \text{ cm}$$

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

$$F_R (\text{flexión}) = 0.9$$

$$F_R (\text{cortante}) = 0.8$$

(NTC-04. Secc. 9.2.3. Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto. Pág. 127)

Para momento Positivo.

$$A_s = \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c}} \right] b d$$

$$A_s = 3.29 \text{ cm}^2$$

D) Comparación del área de acero requerida (A_s), con el $A_{s\text{mín}}$.**Diseño por flexión.**

$$A_{s\text{mín}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c}}{f_y} b d$$

$$A_{s\text{mín}} = 2.64 \text{ cm}^2$$

Diseño por temperatura.

$$A_{s_t} = \frac{660(x_1)}{f_y (100 + x_1)} b$$

$$A_{s_t} = 1.43 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se usara $A_s = 3.30 \text{ cm}^2$



E) Separación de barras.

Usando Barras del No. 3

$$s = 21.59 \text{ cm} \quad s = \frac{100a_o}{A_s}$$

Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$

$$\begin{aligned} S_{mín} &= 6 \text{ cm} \\ S_{máx} &= \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \end{cases} \quad s = 21.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Nota.- Se usaran varillas del No. 3 @ 20 cm. c.a.c.

En sentido Transversal se colocara A_{st} .

Usando Barras del No. 3

$$s = 49.88 \text{ cm}$$

Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$

$$\begin{aligned} S_{mín} &= 6 \text{ cm} \\ S_{máx} &= \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \end{cases} \quad s = 35.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

Nota.- Se usaran varillas del No. 3 @ 35 cm c.a.c.

D) Revisión por Cortante.

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

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

Condiciones.

$$\begin{aligned} b > 4d & \quad \text{Si cumple} \\ b < 60 \text{ cm} & \quad \text{Si cumple} \\ M / Vd < 2 & \quad \text{Si cumple} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{CR} &= 5656.854 \text{ ton} \\ V_u &= 1706.18 \text{ ton} \end{aligned}$$

 $V_{CR} > V_u$ Por lo tanto se acepta el peralte.

En caso de que la sección de concreto no pueda resistir la fuerza cortante, debe aumentarse dicha sección, ya que por razones constructivas no es posible usar refuerzo por cortante en estas losas.

E) Revisión de la deflexión permisible.

$$d_{max} \leq d_{permisible}$$

$$\delta_{permisible} = \frac{l}{240} + 0.5$$



La deflexión máxima de una viga libremente apoyada con carga uniformemente distribuida, es:

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{5wl^4}{384EI}$$

Datos:

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

$$Inercia = 14400 \text{ cm}^4$$

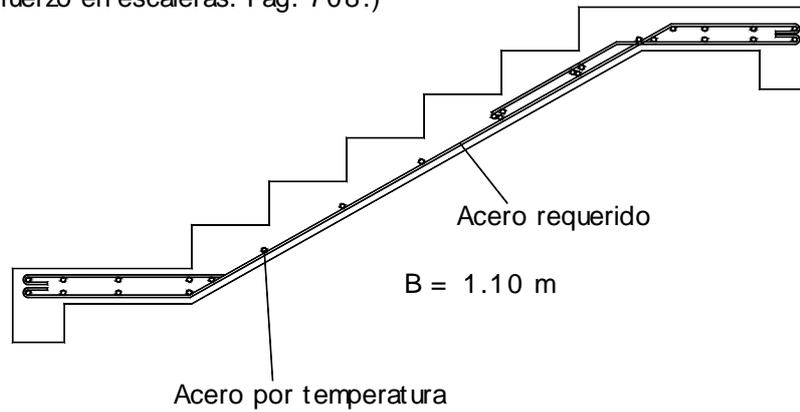
$$d_{\text{máx}} = 0.306 \text{ cm}$$

$$d_{\text{permisible}} = 1.667 \text{ cm}$$

$d_{\text{máx}} < d_{\text{perm}} el peralte es adecuado$

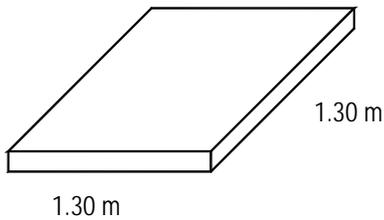
ARMADO

(González Cuevas. Aspectos Fundamentales del Concreto.- Capítulo 20.- Aspectos particulares del detallado del refuerzo. Fig.- 20.2. Detalles de refuerzo en escaleras. Pag. 708.)



**3.2.- ANALISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DE AZOTEA.****- CARGA EN EL TABLERO DEL TINACO.**

Nota.- Se tiene un tinaco rotoplas de 1100 lts.

**LOSA**

$$\begin{aligned} \text{Área} &= L * L && = 1.69 \text{ m}^2 \\ W_{\text{losa}} &= \text{espesor} * P.V. && = 0.24 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Peso de la losa} &= A * W && = 0.406 \text{ kg} \end{aligned}$$

MUROS

Tipo de muro: aparente - aparente

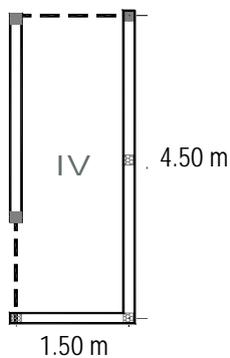
$$\begin{aligned} \text{Área} &= L * H && = 1.69 \text{ m}^2 \\ W_{\text{muro}} &= 0.18 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Peso del muro} &= A * W && = 0.304 \text{ ton} \\ 2 \text{ Muros} &= 0.608 \text{ ton} \end{aligned}$$

PESO DEL TINACO.

$$\begin{aligned} \text{Peso propio} &= 0.027 \text{ ton} \\ \text{Peso agua} &= 1.10 \text{ ton} \\ \text{Peso del tinaco} &= 1.127 \text{ ton} \end{aligned}$$

PESO TOTAL CONSIDERANDO MUROS Y LOSA.

$$\begin{aligned} \text{Peso losa} &= 0.406 \text{ ton} \\ \text{Peso muros} &= 0.608 \text{ ton} \\ \text{Peso tinaco} &= 1.127 \text{ ton} \\ \text{Peso total} &= 2.141 \text{ ton} \end{aligned}$$

- DISTRIBUCIÓN DEL PESO TOTAL EN EL TABLERO IV.

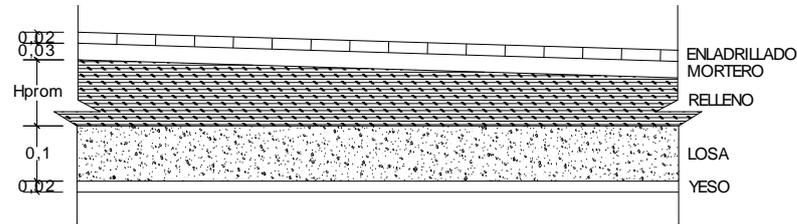
$$\begin{aligned} W_{\text{tinaco}} &= \text{peso total del tinaco} / \text{área del tablero} \\ W_{\text{tinaco}} &= 0.317 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Carga total del tablero IV.

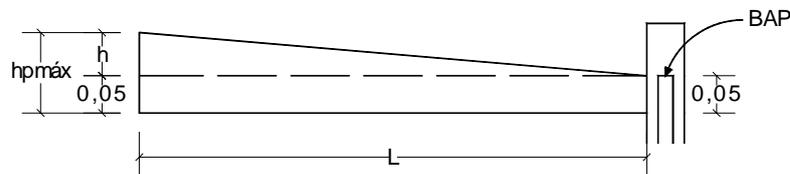
$$W_{IV} = 1.092 \text{ ton/m}^2$$



LOSA DE AZOTEA.



CALCULO DEL ESPESOR PROMEDIO.



$$h_{prom} = \left(\left(\frac{L}{2} \right) * 2\% \right) + 5$$

Sustituyendo " L "

$$h_{prom} = 12.5 \text{ cm.}$$

MATERIAL	ESPEJOR (mts.)	PESO VOL. (ton / m ³)	PESO TOTAL (ton / m ²)
ENLADRILLADO	0.02	1.5	0.030
MORTERO	0.03	2.1	0.063
RELLENO (TEPETATE)	0.13	1.6	0.200
LOSA	0.13	2.4	0.312
YESO	0.02	1.5	0.030
Carga Muerta			= 0.635 ton / m²

CARGAS DE SERVICIO

CARGAS PERMANENTES.			CARGAS PERMANENTES + ACCIDENTALES.		
C.M.	0.635	ton / m ²	C.M.	0.635	ton / m ²
Cadic.	0.040	ton / m ²	Cadic.	0.040	ton / m ²
C.V.	0.100	ton / m ²	C.V.	0.070	ton / m ²
W =	0.775	ton / m²	W =	0.745	ton / m²



DISEÑO DE LA LOSA DE AZOTEA.

A) Revisión del peralte mínimo.

Datos de diseño:

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

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

$$rec. = 2 \text{ cm}$$

(NTC-04. Secc. 9.2.3. Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto. Pág. 127)

Condiciones:

$$W = 775 \text{ kg/m}^2$$

Se multiplicara por el factor correspondiente.

$$fs = 2520 \text{ kg/m}^2$$

Por lo tanto la ecuación para calcular el peralte mínimo será la siguiente.

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

Se propuso $h = 13 \text{ cm.}$, por lo tanto $d = 11 \text{ cm.}$ y debe ser mayor o igual al d_{\min} , en este cálculo manejaremos concreto clase I.

Se tomara el tablero IX que es el más desfavorable en cuanto a las condiciones de apoyo ya que solo una parte de la losa es continua en todo su perímetro y además de que el claro que se presenta en este tablero es de dimensiones considerables.

$$\text{perímetro} = 2350.00 \text{ cm}$$

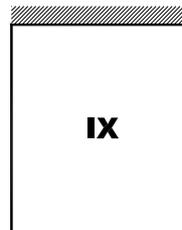
$$d_{\min} = 11.24 \text{ cm}$$

$$H = 13.24 \text{ cm}$$

Dimensiones definitivas.

$$d_{\min} = 11.00 \text{ cm}$$

$$H = 13.00 \text{ cm}$$



Nota.- El d propuesto es igual al d_{\min} , por lo tanto se acepta el peralte.



- CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO.

	<i>TABLERO</i>	<i>MOMENTO</i>	<i>CLARO</i>	<i>COEFICIENTE</i>	<i>Mu (t-m)</i>	<i>Mu ajustado (t-m)</i>
<p>I</p>		Negativo en bordes interiores	Corto	653.00	0.283	0.509
			Largo	564.00	0.245	0.209
	$a1 (m) = 2.00$	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
	$a2 (m) = 4.00$		Largo	0.00	0.000	
	$m = 0.50$		Corto	416.00	0.181	
<p>II</p>	$w (ton/m^2) = 0.775$	Positivo	Largo	168.00	0.073	
		Negativo en bordes interiores	Corto	372.40	0.624	0.509
			Largo	372.05	0.623	0.511
	$a1 (m) = 3.93$	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
	$a2 (m) = 4.00$		Largo	0.00	0.000	
<p>III</p>	$m = 0.98$	Positivo	Corto	161.05	0.270	
	$w (ton/m^2) = 0.775$		Largo	153.18	0.257	
		Negativo en bordes interiores	Corto	372.40	0.624	0.520
			Largo	372.05	0.623	0.543
	$a1 (m) = 3.93$	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
<p>IV</p>	$a2 (m) = 4.00$		Largo	0.00	0.000	
	$m = 0.98$	Positivo	Corto	161.05	0.270	
	$w (ton/m^2) = 0.775$		Largo	153.18	0.257	
		Negativo en bordes interiores	Corto	716.00	0.246	0.577
			Largo	468.67	0.161	0.209
<p>V</p>	$a1 (m) = 1.50$	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
	$a2 (m) = 4.50$		Largo	0.00	0.000	
	$m = 0.33$	Positivo	Corto	437.33	0.150	
	$w (ton/m^2) = 1.092$		Largo	156.33	0.054	
		Negativo en bordes interiores	Corto	606.44	0.304	0.551
<p>V</p>			Largo	434.32	0.218	0.230
	$a1 (m) = 2.15$	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
	$a2 (m) = 4.43$		Largo	0.00	0.000	
	$m = 0.49$	Positivo	Corto	365.16	0.183	
	$w (ton/m^2) = 0.775$		Largo	150.12	0.075	



<p style="text-align: center;">VI</p>	<p>VI</p> <p>$a1$ (m) = 3.85</p> <p>$a2$ (m) = 4.43</p> <p>m = 0.87</p> <p>w (ton/m²) = 0.775</p>	Negativo en bordes interiores	Corto	428.08	0.688	0.551
			Largo	424.53	0.683	0.577
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
			Largo	0.00	0.000	
		Positivo	Corto	213.84	0.344	
			Largo	154.62	0.249	
<p style="text-align: center;">VII</p>	<p>VII</p> <p>$a1$ (m) = 1.50</p> <p>$a2$ (m) = 1.50</p> <p>m = 1.00</p> <p>w (ton/m²) = 0.775</p>	Negativo en bordes interiores	Corto	346.00	0.084	0.515
			Largo	311.00	0.076	0.119
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
			Largo	0.00	0.000	
		Positivo	Corto	144.00	0.035	
			Largo	135.00	0.033	
<p style="text-align: center;">VIII</p>	<p>VIII</p> <p>$a1$ (m) = 3.00</p> <p>$a2$ (m) = 3.93</p> <p>M = 0.76</p> <p>w (ton/m²) = 0.775</p>	Negativo en bordes interiores	Corto	448.22	0.438	0.864
			Largo	377.43	0.369	0.328
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
			Largo	0.00	0.000	
		Positivo	Corto	234.39	0.229	
			Largo	138.10	0.135	
<p style="text-align: center;">IX</p>	<p>IX</p> <p>$a1$ (m) = 3.93</p> <p>$a2$ (m) = 4.50</p> <p>M = 0.87</p> <p>w (ton/m²) = 0.775</p>	Negativo en bordes interiores	Corto	0.00	0.000	0.000
			Largo	710.00	1.190	0.864
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
			Largo	0.00	0.000	
		Positivo	Corto	681.33	1.142	
			Largo	540.00	0.905	

**- DISEÑO POR FLEXIÓN.**

Datos de diseño:

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 F.C. &= 1.4 \\
 b &= 100 \text{ cm} \\
 h &= 13.00 \text{ cm} \\
 \text{recubrimiento} &= 2 \text{ cm} \\
 d &= 11.00 \text{ cm} \\
 F_R (\text{flexión}) &= 0.9
 \end{aligned}$$

(NTC-04. Secc.9.2.3. Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto. Pág. 127)

Para momento negativo.

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

$$M_u = 0.864 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{FRbd^2 f'_c}} \right] bd$$

$$A_s = 2.13 \text{ cm}^2$$

D) Comparación del área de acero requerida (A_s), con el $A_{s_{min}}$.

$$A_{s_t} = \frac{660(x_1)}{f_y (100 + x_1)} b$$

$$A_{s_t} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se usara $A_s = 2.13 \text{ cm}^2$

E) Separación de barras.

Usando Barras del No. 3

$$s = 33.46 \text{ cm} \quad s = \frac{100\alpha_o}{A_s}$$

Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$

$$\begin{aligned}
 S_{mín} &= 6 \text{ cm} \\
 S_{máx} &= \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 38.5 \text{ cm} \end{cases} \quad s = 33.00 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Nota.- Se usaran varillas del No. 3 @ 30 cm. c.a.c.

Para momento positivo.

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

$$M_u = 1.142 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{FRbd^2 f'_c}} \right] bd$$



$$A_s = 2.84 \text{ cm}^2$$

D) Comparación del área de acero requerida (A_s), con el $A_{s\text{mín}}$.

$$A_{s_t} = \frac{660(x_1)}{f_y(100 + x_1)} b$$
$$A_{s_t} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se usara $A_s = 2.84 \text{ cm}^2$

E) Separación de barras.

Usando Barras del No. 3

$$s = \frac{100\alpha_o}{A_s}$$
$$s = 25.12 \text{ cm}$$

Comparando con $S_{\text{mín}}$ y $S_{\text{máx}}$

$$S_{\text{mín}} = 6 \text{ cm}$$
$$S_{\text{máx}} = \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 38.5 \text{ cm} \end{cases}$$
$$s = 25.00 \text{ cm}$$

Nota.- Se usaran varillas del No. 3 @ 25 cm. c.a.c.

**- REVISIÓN POR CORTANTE**

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

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

Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, se incrementará en 15%. La resistencia de la losa a fuerza cortante, se supondrá igual a

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

Se revisará el tablero IX por ser el más desfavorable.

$$a_1 = 3.93 \text{ m}$$

$$a_2 = 4.50 \text{ m}$$

$$w = 0.775 \text{ ton/m}^2$$

$$F.C. = 1.4$$

$$F_R (\text{cortante}) = 0.8$$

$$V = 0.738 \text{ ton}$$

$$V_u = 1.033 \text{ ton}$$

El V_u se incrementará 15% por tener bordes continuos y discontinuos.

$$V_u = 1188.149 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 6222.540 \text{ kg}$$

$V_{CR} > V_u$ por lo tanto se acepta el peralte

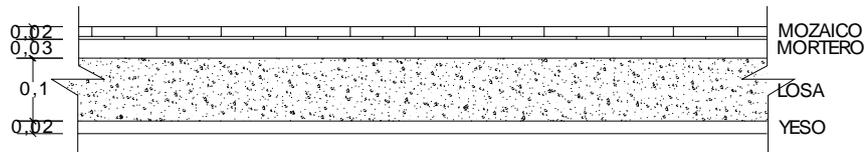
NOTA.- En caso de que la sección de concreto no pueda resistir la fuerza cortante, debe aumentarse dicha sección, ya que por razones constructivas no es posible usar refuerzo por cortante en estas losas.



3.3.- ANALISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DE ENTREPISO.

- ANÁLISIS DE CARGAS.

LOSA DE ENTREPISO.



MATERIAL	ESPELOR (mts.)	PESO VOL. (ton / m ³)	PESO TOTAL (ton / m ²)
MOZAICO	0.02	-	0.035
MORTERO	0.03	2.1	0.063
LOSA	0.12	2.4	0.288
YESO	0.02	1.5	0.030

$$\text{Carga Muerta} = 0.416 \text{ ton / m}^2$$

CARGAS DE SERVICIO.

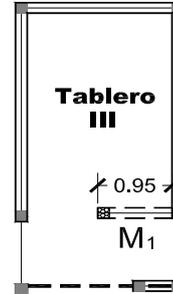
CARGAS PERMANENTES.			CARGAS PERMANENTES + ACCIDENTALES.		
C.M.	0.416	ton / m ²	C.M.	0.416	ton / m ²
Cadic.	0.040	ton / m ²	Cadic.	0.040	ton / m ²
C.V.	0.170	ton / m ²	C.V.	0.090	ton / m ²
W =	0.626	ton / m ²	W =	0.546	ton / m ²

**- DISEÑO DE LA LOSA DE ENTREPISO.****PESO ADICIONAL DE MUROS QUE DESCARGAN EN LA LOSA DE ENTREPISO**

⇨ Tablero III

En el tablero III descarga el muro M_1 .

Área del tablero = 8.00 m²

Muro M_1 

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

Datos:

$$b = 0.95 \text{ m}$$

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

Peso para un muro con acabado Azulejo-Mortero = 0.287 ton / m²

$$\text{Peso propio del muro} = (b * h * \text{nm}) = 0.655 \text{ ton}$$

$$W_{total} = 0.655 \text{ ton}$$

Peso de un muro por metro cuadrado (de acuerdo al reglamento)

$$w_M = \frac{W_M}{A_{tablero}} F_M$$

Factores correspondientes a cada muro

$$a1 = 2.00 \text{ m}$$

$$a2 = 4.00 \text{ m}$$

Muro paralelo al lado corto

$FM3 = 1.300$ (factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes, de acuerdo a la tabla 6.2 de las NTC-Concreto)

$$W_{M1} = 0.106 \text{ t/m}^2$$

Por lo tanto la carga total en el tablero IX será

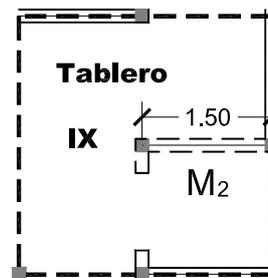
$$W_{III} = W_{losa} + W_{M1}$$

$$W_{III} = 0.732 \text{ t/m}^2$$

⇨ Tablero IX

En el tablero IX descarga el muro M_2 .

Área del tablero = 9.00 m²



**Muro M_1**

Se trata de un muro de carga por lo que la descarga total será la carga que le corresponde de la losa de azotea más el peso propio del muro.

Datos:

$$\text{Área tributaria del muro } M_2 = 1.68$$

$$b = 1.5 \text{ m}$$

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

Peso para un muro con acabado Mortero-Mortero (t / m^2) = 0.240

$$W_{\text{losa de azotea}} = (w * AT) = 1.302 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio del muro} = (b * h * nm) = 0.864 \text{ ton}$$

$$W_{\text{total}} = 2.166 \text{ ton}$$

Peso de un muro por metro cuadrado (de acuerdo al reglamento)

$$w_M = \frac{W_M}{A_{\text{tablero}}} F_M$$

Factores correspondientes a cada muro

$$a1 = 3.00 \text{ m}$$

$$a2 = 3.00 \text{ m}$$

Muro paralelo al lado corto

$FM3 = 1.600$ (factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes, de acuerdo a la tabla 6.2 de las NTC-Concreto)

$$W_{M2} = 0.385 \text{ ton} / m^2$$

Por lo tanto la carga total en el tablero IX será

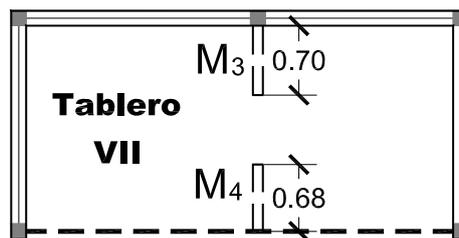
$$W_{IX} = W_{\text{losa}} + W_{M2}$$

$$W_{IX} = 1.011 \text{ ton} / m^2$$

⇒ Tablero VII

En el tablero VII descarga el muro M_3 y M_4 .

$$\text{Área del tablero} = 9.68 \text{ m}^2$$

Muro M_1 

Se trata de muros divisorios por lo que la descarga total será solo el peso propio del muro

Datos:

$$b = 1.38 \text{ m}$$

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

Peso para un muro con acabado Azulejo-Mortero = 0.287 ton / m²

$$\text{Peso propio del muro} = (b * h * nm) = 0.952 \text{ ton}$$



$$W_{total} = 0.952 \text{ ton}$$

Peso de un muro por metro cuadrado (de acuerdo al reglamento)

$$w_M = \frac{W_M}{A_{tablero}} F_M$$

Factores correspondientes a cada muro

$$a1 = 2.15 \text{ m}$$

$$a2 = 4.50 \text{ m}$$

Muro paralelo al lado corto

$FM3 = 1.300$ (factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes, de acuerdo a la tabla 6.2 de las NTC-Concreto)

$$W_{M3, M4} = 0.128 \text{ ton /m}^2$$

Por lo tanto la carga total en el tablero IX será

$$W_{VIII} = W_{losa} + W_{M3} + W_{M4}$$

$$W_{VII} = 0.754 \text{ ton /m}^2$$

A) REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO.

Datos de diseño:

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

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

$$rec. = 2 \text{ cm}$$

(NTC-04. Secc.9.2.3. Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto. Pág. 127)

Condiciones:

$$W = 626 \text{ kg/m}^2$$

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

Se multiplicara por lo mencionado anteriormente

Si cumple con la condición

Por lo tanto la ecuación para calcular el peralte mínimo será la siguiente.

$$d_{min} = \frac{\text{perímetro}}{250} (0.032 \sqrt[4]{f_s w})$$

Se propuso $h = 12 \text{ cm.}$, por lo tanto $d = 10 \text{ cm.}$ y debe ser mayor o igual al d_{min} , en este cálculo manejaremos concreto clase I.

Se tomara el tablero VIII que es el más desfavorable.

$$\text{perímetro} = 2087.50 \text{ cm}$$

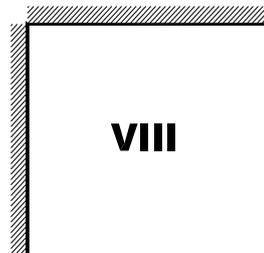
$$d_{min} = 9.47 \text{ cm}$$

$$H = 11.47 \text{ cm}$$

Dimensiones definitivas.

$$d_{min} = 10.00 \text{ cm}$$

$$H = 12.00 \text{ cm}$$





Nota.-El d propuesto es igual al $d_{mín}$, por lo tanto se acepta el peralte

- CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO

	TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	M_u (t-m)	M_u ajustado (t-m)
	I $a1$ (m) = 2.43 $a2$ (m) = 4.00 m = 0.61 w (ton/m ²) = 0.626	Negativo en Corto	577.35	0.299	0.229	
		bordes interiores Largo	538.38	0.279		0.418
		Negativo en Corto	0.00	0.000		
		bordes discontinuos Largo	0.00	0.000		
		Positivo Corto	349.80	0.181		
Positivo Largo	162.63	0.084				
	II $a1$ (m) = 1.50 $a2$ (m) = 3.00 m = 0.50 w (ton/m ²) = 0.626	Negativo en Corto	594.00	0.117	0.229	
		bordes interiores Largo	431.00	0.085		0.388
		Negativo en Corto	0.00	0.000		
		bordes discontinuos Largo	0.00	0.000		
		Positivo Corto	356.00	0.070		
Positivo Largo	149.00	0.029				
	III $a1$ (m) = 2.00 $a2$ (m) = 4.00 m = 0.50 w (ton/m ²) = 0.732	Negativo en Corto	594.00	0.244	0.416	
		bordes interiores Largo	431.00	0.177		0.137
		Negativo en Corto	0.00	0.000		
		bordes discontinuos Largo	0.00	0.000		
		Positivo Corto	356.00	0.146		
Positivo Largo	149.00	0.061				
	IV $a1$ (m) = 3.93 $a2$ (m) = 4.00 m = 0.98 w (ton/m ²) = 0.626	Negativo en Corto	372.40	0.504	0.416	
		bordes interiores Largo	372.05	0.504		0.430
		Negativo en Corto	0.00	0.000		
		bordes discontinuos Largo	0.00	0.000		
		Positivo Corto	161.05	0.218		
Positivo Largo	153.18	0.207				
	V $a1$ (m) = 3.93 $a2$ (m) = 4.00 m = 0.98 w (ton/m ²) = 0.626	Negativo en Corto	372.40	0.504	0.416	
		bordes interiores Largo	372.05	0.504		0.486
		Negativo en Corto	0.00	0.000		
		bordes discontinuos Largo	0.00	0.000		
		Positivo Corto	161.05	0.218		
Positivo Largo	153.18	0.207				



<p style="text-align: center;">VI</p>	<p>VI</p> <p>$a1 (m) = 1.50$</p> <p>$a2 (m) = 3.00$</p> <p>$m = 0.50$</p> <p>$w (ton/m^2) = 0.626$</p>	Negativo en bordes interiores	Corto	565.00	0.111	0.396
			Largo	431.00	0.085	0.337
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
			Largo	0.00	0.000	
		Positivo	Corto	322.00	0.063	
			Largo	144.00	0.028	
<p style="text-align: center;">VII</p>	<p>VII</p> <p>$a1 (m) = 2.15$</p> <p>$a2 (m) = 4.43$</p> <p>$m = 0.49$</p> <p>$w (ton/m^2) = 0.754$</p>	Negativo en bordes interiores	Corto	606.44	0.296	0.463
			Largo	434.32	0.212	0.171
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
			Largo	0.00	0.000	
		Positivo	Corto	365.16	0.178	
			Largo	150.12	0.073	
<p style="text-align: center;">VIII</p>	<p>VIII</p> <p>$a1 (m) = 3.85$</p> <p>$a2 (m) = 4.43$</p> <p>$m = 0.87$</p> <p>$w (ton/m^2) = 0.626$</p>	Negativo en bordes interiores	Corto	428.08	0.556	0.463
			Largo	424.53	0.551	0.513
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
			Largo	0.00	0.000	
		Positivo	Corto	213.84	0.278	
			Largo	154.62	0.201	
<p style="text-align: center;">IX</p>	<p>IX</p> <p>$a1 (m) = 3.00$</p> <p>$a2 (m) = 3.00$</p> <p>$m = 1.00$</p> <p>$w (ton/m^2) = 1.011$</p>	Negativo en bordes interiores	Corto	364.00	0.464	0.513
			Largo	364.00	0.464	0.498
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
			Largo	0.00	0.000	
		Positivo	Corto	153.00	0.195	
			Largo	153.00	0.195	
<p style="text-align: center;">X</p>	<p>X</p> <p>$a1 (m) = 2.50$</p> <p>$a2 (m) = 3.93$</p> <p>$m = 0.64$</p> <p>$w (ton/m^2) = 0.626$</p>	Negativo en bordes interiores	Corto	984.71	0.539	0.498
			Largo	0.00	0.000	0.000
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
			Largo	0.00	0.000	
		Positivo	Corto	741.93	0.406	
			Largo	520.00	0.285	
<p style="text-align: center;">XI</p>	<p>XI</p> <p>$a1 (m) = 2.00$</p> <p>$a2 (m) = 3.93$</p> <p>$m = 0.51$</p> <p>$w (ton/m^2) = 0.626$</p>	Negativo en bordes interiores	Corto	1064.66	0.373	0.300
			Largo	0.00	0.000	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	0.00	0.000	
			Largo	0.00	0.000	
		Positivo	Corto	796.44	0.279	
			Largo	520.00	0.182	

**- DISEÑO POR FLEXIÓN.**

Datos de diseño:

$$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$F.C. = 1.4$$

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

$$h = 12.00 \text{ cm}$$

recubrimiento = 2 cm

$$d = 10.00 \text{ cm}$$

$$F_R (\text{flexión}) = 0.9$$

(NTC-04. Secc.9.2.3. Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto. Pág. 127)

Para momento negativo.

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

$$M_u = 0.513 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{FRbd^2 f_c}} \right] bd$$

$$A_s = 1.38 \text{ cm}^2$$

B) Comparación del área de acero requerida (A_s), con el $A_{s_{min}}$.

$$A_{s_t} = \frac{660(x_1)}{f_y (100 + x_1)} b$$

$$A_{s_t} = 1.43 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se usara $A_s = 1.43 \text{ cm}^2$

C) Separación de barras.

Usando Barras del No. 3

$$s = 49.88 \text{ cm} \quad s = \frac{100a_o}{A_s}$$

Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$

$$S_{mín} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{máx} = \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s = 49.00 \text{ cm}$$

Nota.- Se usaran varillas del No. 3 @ 35 cm c.a.c.

Para momento positivo.

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

$$M_u = 0.406 \text{ ton-m}$$

$$A_s = \frac{f_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{FRbd^2 f_c}} \right] bd$$



$$A_s = 1.09 \text{ cm}^2$$

D) Comparación del área de acero requerida (A_s), con el $A_{s_{min}}$.

$$A_{s_t} = \frac{660(x_1)}{f_y(100 + x_1)} b$$
$$A_{s_t} = 1.43 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se usara $A_s = 1.43 \text{ cm}^2$

E) Separación de barras.

Usando Barras del No. 3

$$s = 49.88 \text{ cm} \quad s = \frac{100\alpha_o}{A_s}$$

Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$

$$S_{mín} = 6 \text{ cm}$$
$$S_{máx} = \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 35 \text{ cm} \end{cases} \quad s = 49.00 \text{ cm}$$

Nota.- Se usaran varillas del No. 3 @ 35 cm c.a.c.

**- REVISIÓN POR CORTANTE**

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

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

a menos que se haga un análisis más preciso. Cuando haya bordes continuos y bordes discontinuos, se incrementará en 15%. La resistencia de la losa a fuerza cortante, se supondrá igual a

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

Se revisará el tablero VIII por ser el más desfavorable.

$$a_1 = 3.85 \text{ m}$$

$$a_2 = 4.43 \text{ m}$$

$$w = 0.626 \text{ t/m}^2$$

$$F.C. = 1.4$$

$$F_R (\text{cortante}) = 0.8$$

$$V = 0.589 \text{ ton}$$

$$V_u = 0.824 \text{ ton}$$

El V_u se incrementará 15% por tener bordes continuos y discontinuos

$$V_u = 948.114 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 5656.854 \text{ kg}$$

$V_{CR} > V_u$ por lo tanto se acepta el peralte

(Aspectos Fundamentales del Concreto. González Cuevas. Secc. 16.2.4. Revisión por cortante. Pág. 552)

NOTA.- En caso de que la sección de concreto no pueda resistir la fuerza cortante, debe aumentarse dicha sección, ya que por razones constructivas no es posible usar refuerzo por cortante en estas losas.



CAPÍTULO IV. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE TRABES.

TRABE T₁

⇒ Cálculo de descargas en la trabe T₁.

Las cargas que actúan sobre la trabe T₁ son:

*Peso de la losa de azotea.
Peso propio de la trabe.*

Losa de azotea.

Tramo D-G.

Área tributaria de la losa = 8.41 m²

W losa_azotea = 0.719 t/m²

WT losa_azotea = 6.047 ton

Longitud del tramo = 4.42 m

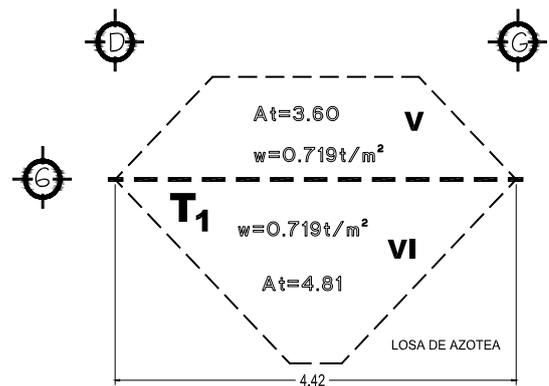
Descarga por metro lineal = 1.368 t/m

W trabe = 0.216 t/m

Descarga total sobre la trabe.

Tramo D-G = 1.584 t/m

Proponiendo una trabe de las siguientes características.



Proponiendo un



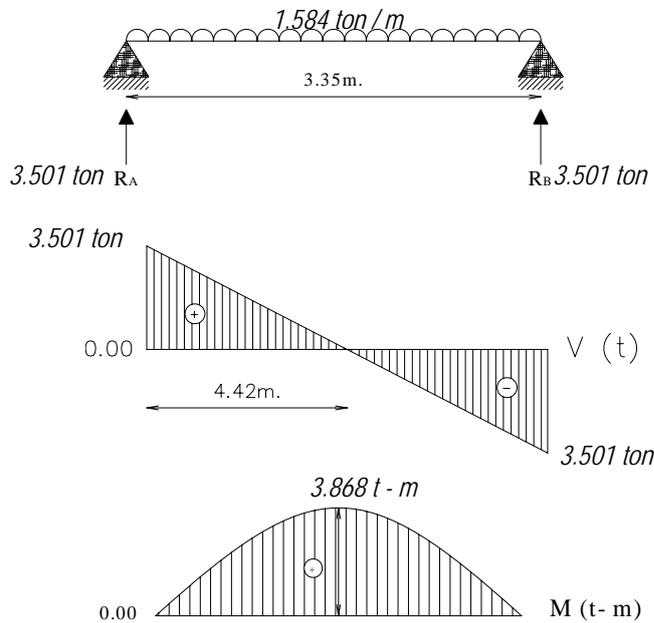
- DISEÑO POR FLEXIÓN.

Datos de diseño.

- $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $F_R (\text{flexión}) = 0.9$
- $b = 20 \text{ cm}$
- $h = 45 \text{ cm}$
- $rec = 3 \text{ cm}$
- $d = 42 \text{ cm}$
- $B_1 = 0.85$
- $F_R (\text{cortante}) = 0.8$
- $fs = 2530 \text{ kg/cm}^2$

(NTC-04. Secc.9.2.3. Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto. Pág. 127)

(NTC-04. Secc.2.1. Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión. Inciso e) Pág. 105)



Porcentaje de acero requerido por momento positivo.

$M_u (+) = 541566.80 \text{ kg-cm}$

$$\rho = 0.00429 = \frac{f''c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{FRbd^2 f''c}} \right]$$

Comparando con ρ_{\min} y con ρ_{\max} .

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

$\rho_{\min} = 0.002635$

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



$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.015179$$

$\rho_{min} < \rho < \rho_{m\acute{a}x}$, se tomará el $\rho_{requerido}$ obtenido con el momento último.

$$\rho_{dise\tilde{n}o} = 0.004288$$
$$As = 3.60 \text{ cm}^2$$

Se propone usar varillas del No. 6.

No = 2 varillas del No. 6

Se propusieron poner 3 varillas del No. 6 para poder cumplir con la deflexión permisible para este caso, pero sin rebasar el porcentaje de acero máximo permisible.

$$\rho \text{ de acero generado} = 0.0102$$

En el lecho superior se colocara $As_{min.}$ por armado.

Se propone usar varillas del No. 4.

No = 2 varillas de 1/2 pulg.

Se usarán 3 varillas del No. 6 en la parte inferior y 2 varillas de 1/2 pulg. en la parte superior.

**- DISEÑO POR CORTANTE**

Se toma como $V_{m\acute{a}x}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$V_d = 2716.65 \text{ kg}$$

$$V_u = 3803.31 \text{ kg}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:

$$2.5 F_R b d \sqrt{f^*_c}$$

$$V_u < 23758 \text{ kg}$$

Se cumple con lo establecido en el reglamento

La fuerza cortante que tomara el concreto V_{CR} , se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^*_c} \quad \text{caso I.}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^*_c} \quad \text{caso II.}$$

Se maneja el área de acero con que esta trabajando la sección.

$$A_s \text{ real} = 8.55 \text{ m}^2$$

$$\rho \text{ real} = 0.0102 < 0.015, \text{ por lo tanto, se esta en el caso I}$$

$$V_{CR} = 3835.50 \text{ kg}$$

En este caso el concreto es capaz de resistir el cortante que esta actuando en la trabe, sin embargo se colocara refuerzo mínimo por tensión diagonal a una separación máxima permisible.

Para este caso el cortante que reciben los estribos, teóricamente es nulo.

$$V_{SR} = 0.00 \text{ kg}$$

Se proponen estribos del No. 2.5 (en 2 ramas)

$$A_v = 0.99 \text{ cm}^2$$

Se compara con el A_v mín.

$$A_{v\text{mín}} = 0.70 \text{ cm}^2$$

Se cumple con lo establecido en el reglamento $A_v > A_{v\text{mín}}$

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{SR}}$$

La separación que se tomara para este caso, será la máxima permisible.

Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$.

$$S_{mín} = 6.00 \text{ cm}$$

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que

$$V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f^*_c}$$



caso I

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que

$$V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso II}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25d$.

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 14255.27 \text{ kg} > V_u \quad \text{y} \quad > V_{cr}$$

Se esta en el caso I, por lo tanto se toma como separación máxima $0.5d$.

$$S_{m\acute{a}x} = 21.00 \text{ cm}$$

$$S > S_{m\acute{a}x}$$

Se colocarán estribos del No. 2.5 @ 21 cm c.a.c.

**- CÁLCULO DE DEFLEXIONES**

Las deflexiones se calcularon con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas.

⇒ Deflexión inmediata (empleando el momento de inercia de la sección transformada agrietada)

Datos:

$$L = 442 \text{ cm}$$

$$W = 15.84 \text{ kg/cm}$$

$$E_{\text{concreto}} = 221359 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{\text{acero}} = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.035$$

$$n = \frac{E_{\text{acero}}}{E_{\text{concreto}}}$$

$$A_s = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$nA_s = 77.26$$

$$A'_s = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$nA'_s = 22.89$$

$$\rho' = 0.00302$$

Profundidad del eje neutro.

$$b c \left(\frac{c}{2} \right) = n A_s (d - c)$$

$$\frac{bc^2}{2} + nAsc - nAsd = 0$$

$$c = 14.56 \text{ cm}$$

Momento de Inercia (con respecto al eje neutro)

$$I_{ag} = \frac{b c^3}{3} + n A_s (d - c)^2$$

$$I_{ag} = 78747.81 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = \frac{5 w l^4}{384 E I}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = 0.451 \text{ cm}$$

⇒ Deflexión diferida

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

Cambiando la carga de servicio para poder calcular la deflexión diferida.

TRAMO D-G.

Carga de servicio de la losa de azotea.

$$CM \text{ de losa de azotea} = 0.579 \text{ t/m}^2$$

$$Cadic = 0.040 \text{ t/m}^2$$

$$CV \text{ para calculo de flechas diferidas} = 0.015 \text{ t/m}^2$$

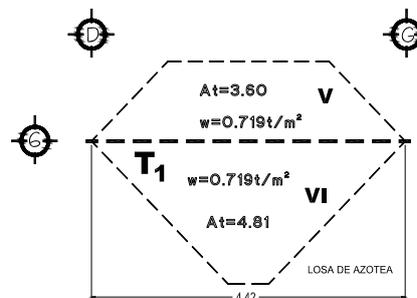
$$Carga \text{ de servicio} = 0.634 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Área tributaria} = 8.41 \text{ m}^2$$

$$\text{Descarga por metro lineal} = 1.206 \text{ t/m}$$

$$\text{Peso propio de la trabe} = 0.216 \text{ t/m}$$

$$1.206 + 0.216 = 1.422 \text{ t/m}$$





$$w_{total} = 1.422 \text{ t/m}$$

Cálculo del factor que toma en cuenta el periodo en que la deflexión ya no varía con el tiempo.

$$\left(\frac{2}{1+50\rho'} \right) = 1.738$$

⇒ Deflexión diferida.

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

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

$$\delta_{inn} = 0.405 \text{ cm}$$

$$\delta_{diferida} = 0.705 \text{ cm}$$

$$\delta_{total} = \delta_{inn} + \delta_{diferida}$$

$$\delta_{total} = 0.451 + 0.705 = 1.156 \text{ cm}$$

⇒ Deflexión permisible

$$\delta_{permisible} = \frac{claro}{480} + 0.3 \text{ cm}$$

$$\delta_{permisible} = 1.221 \text{ cm} > \delta_{total} = 1.156 \text{ cm}$$

Se acepta la sección de la viga ya que la deflexión que se genera es menor que la permisible.

**TRABE T₂****⇒ Cálculo de descargas en la trabe T₂.**

Las cargas que actúan sobre la trabe T₂ son:

*Peso de la losa de azotea.
Peso propio de la trabe.*

Losa de azotea.

Tramo 4-5.

*Área tributaria de la losa = 2.39 m²
W losa_azotea = 0.719 t/m²
WT losa_azotea = 1.718 ton*

*Longitud del tramo = 1.50 m
Descarga por metro lineal = 1.146 t/m*

Tramo 5-6, tablero VIII.

*Área tributaria de la losa = 1.130 m²
W losa_azotea = 0.719 t/m²
WT losa_azotea = 0.812 ton*

*Longitud del tramo = 1.50 m
Descarga por metro lineal = 0.542 t/m*

Tramo 5-6, tablero IV.

*Área tributaria de la losa = 0.850 m²
W losa_azotea = 1.036 t/m²
WT losa_azotea = 0.881 ton*

*Longitud del tramo = 1.50 m
Descarga por metro lineal = 0.587 t/m*

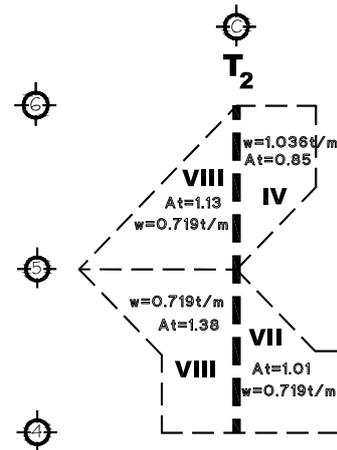
*Proponiendo una trabe de (15 cm por 30 cm)
W trabe = 0.108 t/m*

Descarga total sobre la trabe.

Tramo 4-5 = 1.254 t/m

Tramo 5-6 = 1.237 t/m

Proponiendo una trabe de las siguientes características.



**- DISEÑO POR FLEXIÓN.**

Datos de diseño.

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

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

$$F_R (\text{flexión}) = 0.9$$

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

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$rec = 2 \text{ cm}$$

$$d = 28 \text{ cm}$$

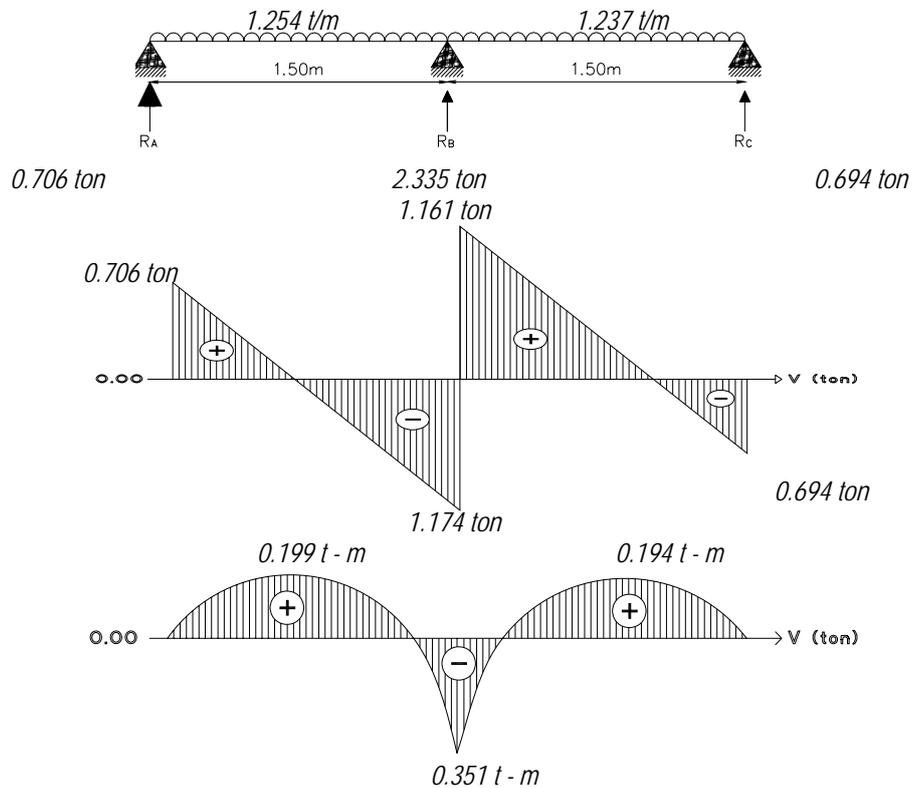
$$B_1 = 0.85$$

$$F_R (\text{cortante}) = 0.8$$

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

(NTC-04. Secc.9.2.3. Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto. Pág. 127)

(NTC-04. Secc.2.1.Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión. Inciso e) Pág. 105)



Área de acero requerido por momento positivo.

$$M_u (+) = 27832.11 \text{ kg-cm}$$

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{FRbd^2 f'_c}} \right]$$

$$\rho = 0.00063$$



Comparando con ρ_{\min} y con ρ_{\max} .

$$\rho_{\min} = 0.002635$$
$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{\max} = 0.015179$$
$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{f'c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} \right)$$

$\rho < \rho_{\min}$, se tomará el ρ_{\min} para este caso

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002635$$
$$A_s = 1.11 \text{ cm}^2$$

Se propone usar varillas del No. 4.

No = 2 varillas de 1/2 pulg.

Área de acero requerido por momento negativo.

$$M_u (-) = 49183.05 \text{ kg-cm}$$

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

$$\rho = 0.00112$$

Comparando con ρ_{\min} y con ρ_{\max} .

$$\rho_{\min} = 0.002635$$
$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{\max} = 0.015179$$
$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{f'c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} \right)$$

$$\rho_{\max} = 0.015179$$

$\rho < \rho_{\min}$, se tomará el ρ_{\min} para este caso

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002635$$

$$A_s = 1.11 \text{ cm}^2$$

Se propone usar varillas del No. 4.

No = 2 varillas de 1/2 pulg.

Se usarán 2 varillas de 1/2 pulg. en la parte inferior y 2 varillas de 1/2 pulg. en la parte superior.



- DISEÑO POR CORTANTE

Se toma como $V_{m\acute{a}x}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$V_d = 729.38 \text{ kg}$$
$$V_u = 1021.13 \text{ kg}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:

$$2.5 F_R b d \sqrt{f^*_c}$$
$$V_u < 11879.39 \text{ kg}$$

Se cumple con lo establecido en el reglamento

La fuerza cortante que tomara el concreto V_{CR} , se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^*_c} \quad \text{caso I.}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f^*_c} \quad \text{caso II.}$$

Se maneja el área de acero con que esta trabajando la sección.

$$A_{s \text{ real}} = 2.53 \text{ m}^2$$
$$\rho_{\text{real}} = 0.0060 < 0.015, \text{ por lo tanto, se esta en el caso I}$$
$$V_{CR} = 1523.63 \text{ kg}$$

En este caso el concreto es capaz de resistir el cortante que esta actuando en la trabe, sin embargo se colocara refuerzo mínimo por tensión diagonal a una separación máxima permisible.

Para este caso el cortante que reciben los estribos, teóricamente es nulo.

$$V_{sR} = 0.00 \text{ kg}$$

Se proponen estribos del No. 2.5 (en 2 ramas)

$$A_v = 0.99 \text{ cm}$$

Se compara con el $A_{v \text{ mín}}$.

$$A_{v \text{ mín}} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Se cumple con lo establecido en el reglamento $A_v > A_{v \text{ mín}}$

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{sR}}$$



La separación que se tomará para este caso, será la máxima permisible.

Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$.

$$S_{mín} = 6.00 \text{ cm}$$

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que

$$V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \text{ caso I}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que

$$V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \text{ caso II}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25d$.

$$1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} = 7127.64 \text{ kg} > V_u \text{ y } > V_{CR}$$

Se esta en el caso I, por lo tanto se toma como separación máxima $0.5d$.

$$S_{máx} = 14.00 \text{ cm}$$

$$S > S_{máx}$$

Se colocarán estribos del No. 2.5 @ 14.00 cm c.a.c.

**- CÁLCULO DE DEFLEXIONES**

Las deflexiones se calcularon con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas.

⇒ Deflexión inmediata (empleando el momento de inercia de la sección transformada agrietada).

Datos:

$$L = 150 \text{ cm}$$

$$E_{\text{concreto}} = 221359 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{\text{acero}} = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.035$$

$$n = \frac{E_{\text{acero}}}{E_{\text{concreto}}}$$

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$nA_s = 22.89$$

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$nA_s = 22.89$$

$$\rho' = 0.00603$$

Profundidad del eje neutro.

$$b c \left(\frac{c}{2} \right) = n A_s (d - c)$$

$$\frac{bc^2}{2} + nA_sc - nA_sd = 0$$

$$c = 7.84 \text{ cm}$$

Momento de Inercia (con respecto al eje neutro)

$$I_{ag} = \frac{b c^3}{3} + n A_s (d - c)^2$$

$$I_{ag} = 11712.82 \text{ cm}^4$$

La deflexión para esta trabe se obtuvo mediante el método de la doble integración, obteniendo a 0.64 y a 2.33 m el punto donde se encuentra la deflexión máxima, resultando para este caso la siguiente expresión:

$$\delta_{m\acute{a}x} = 0.013 \text{ cm} \quad \delta_{imm} = \frac{0.034}{EI}$$

⇒ Deflexión diferida

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

Cambiando la carga de servicio para poder calcular la deflexión diferida.

Carga de servicio de la losa de azotea.

$$CM \text{ de losa de azotea} = 0.579 \text{ t/m}^2$$

$$Cadic = 0.040 \text{ t/m}^2$$

$$CV \text{ para calculo de flechas diferidas} = 0.015 \text{ t/m}^2$$

$$Carga \text{ de servicio} = 0.634 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ÁREA TRIBUTARIA TRAMO 4-5} = 2.39 \text{ m}^2$$

$$\text{Descarga por metro lineal} = 1.010 \text{ t/m}$$

$$\text{ÁREA TRIBUTARIA TRAMO 5-6, TABLERO VIII} = 1.13 \text{ m}^2$$

$$\text{Descarga por metro lineal} = 0.478 \text{ t/m}$$



TRAMO 5-6, TABLERO IV.

Carga de servicio en la losa de azotea

$$CS = 1.036 \text{ t/m}^2$$

Restando de la carga de servicio la CV
y sumando al mismo tiempo la CV para el
cálculo de flechas diferidas.

Cargade servicio para el cálculo = 0.951 t/m²

$$\text{ÁREA TRIBUTARIA} = 0.85 \text{ m}^2$$

$$\text{Descarga por metro lineal} = 0.539 \text{ t/m}$$

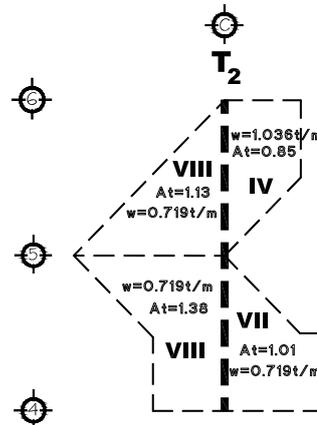
$$\text{Peso propio de la trabe} = 0.108 \text{ t/m}$$

$$1.010 + 0.108 = 1.118 \text{ t/m}$$

$$\text{TRAMO 4-5 } w_{\text{total}} = 1.118 \text{ t/m}$$

$$0.478 + 0.539 + 0.108 = 1.125 \text{ t/m}$$

$$\text{TRAMO 5-6 } w_{\text{total}} = 1.125 \text{ t/m}$$



Cálculo del factor que toma en cuenta el periodo en que la deflexión ya no varía con el tiempo.

$$\left(\frac{2}{1 + 50\rho'} \right) = 1.537$$

La deflexión para esta trabe se obtuvo mediante el método de la doble integración, obteniendo a 0.63 y a 2.36 m el punto donde se encuentra la deflexión máxima, resultando para este caso la siguiente expresión:

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

$$\delta_{\text{inm}} = \frac{0.031}{EI}$$

$$\delta_{\text{inm}} = 0.012 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{diferida}} = 0.018 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{\text{inm}} + \delta_{\text{diferida}}$$

$$\delta_{\text{total}} = 0.018 + 0.013 = 0.031 \text{ cm}$$

⇒ Deflexión permisible

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

$$\delta_{\text{permisible}} = 1.125 \text{ cm} > \delta_{\text{total}} = 0.031 \text{ cm}$$

Se acepta la sección de la viga ya que la deflexión que se genera es menor que la permisible.

**TRABE T₃**

⇒ Cálculo de descargas en la trabe T₃.

Las cargas que actúan sobre la trabe T₃ son:

*Peso de la losa de azotea.
Peso propio de la trabe.*

Losa de azotea.

Tramo 9 - 10.

*Área tributaria de la losa = 6.84 m²
W losa_azotea = 0.719 t/m²
WT losa_azotea = 4.918 ton*

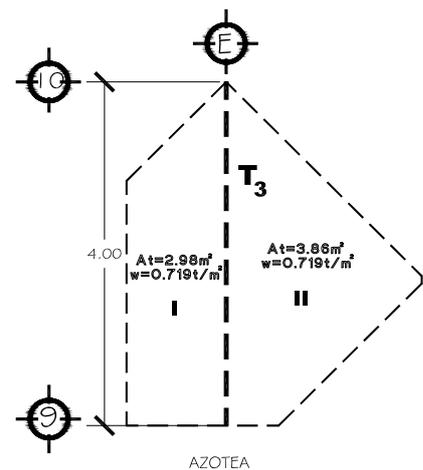
*Longitud del tramo = 4.00 m
Descarga por metro lineal = 1.229 t/m*

*Proponiendo una trabe de (20 cm por 45 cm)
W trabe = 0.216 t/m*

Descarga total sobre la trabe.

Tramo 9 - 10 = 1.445 t/m

Proponiendo una trabe de las siguientes características.



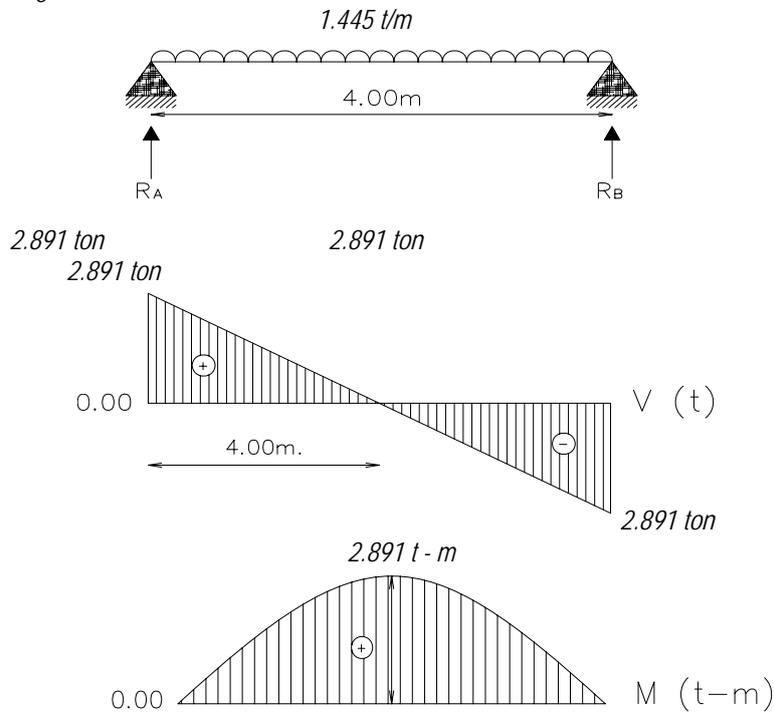


- DISEÑO POR FLEXIÓN.

Datos de diseño.

- $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $F_R (\text{flexión}) = 0.9$
- $b = 20 \text{ cm}$
- $h = 45 \text{ cm}$
- $rec = 3 \text{ cm}$
- $d = 42 \text{ cm}$
- $B_1 = 0.85$
- $F_R (\text{cortante}) = 0.8$
- $f_s = 2530 \text{ kg/cm}^2$

(NTC-04. Secc.9.2.3. Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto. Pág. 127)
(NTC-04. Secc.2.1.Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión. Inciso e) Pág. 105)



Área de acero requerido por momento positivo.

$M_u (+) = 404737.20 \text{ kg-cm}$

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

$\rho = 0.00316$

Comparando con ρ_{min} y con $\rho_{máx}$.

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



$$\rho_{\min} = 0.002635$$

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

$$\rho_{\max} = 0.015179$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, se tomará el $\rho_{\text{requerido}}$ obtenido con el momento último.

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.003158$$

$$A_s = 2.65 \text{ cm}^2$$

Se propone usar varillas del No. 5.

No = 2 varillas del No. 5 pulg.

Se propusieron poner 3 varillas del No. 5. para poder cumplir con la deflexión permisible para este caso, pero sin rebasar el porcentaje de acero máximo.

$$\rho \text{ de acero generado} = 0.00707$$

En el lecho superior se colocara $A_{s_{\min}}$ por armado.

Se propone usar varillas del No. 4.

No = 2 varillas de 1/2 pulg.

Se usarán 2 varillas del No. 5 en la parte inferior y 2 varillas de 1/2 pulg. en la parte superior.

**- DISEÑO POR CORTANTE.**

Se toma como $V_{m\acute{a}x}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$V_d = 2175.46 \text{ kg}$$

$$V_u = 3045.65 \text{ kg}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:

$$2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_u < 23758.79 \text{ kg}$$

Se cumple con lo establecido en el reglamento

La fuerza cortante que tomara el concreto V_{CR} , se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso I.}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso II.}$$

Se maneja el área de acero con que esta trabajando la sección.

$$A_{sreal} = 5.94 \text{ m}^2$$

$$\rho_{real} = 0.0071 < 0.015, \text{ por lo tanto, se esta en el caso I}$$

$$V_{CR} = 3244.31 \text{ kg}$$

En este caso el concreto es capaz de resistir el cortante que esta actuando en la trabe, sin embargo se colocara refuerzo mínimo por tensión diagonal a una separación máxima permisible.

Para este caso el cortante que reciben los estribos, teóricamente es nulo.

$$V_{SR} = 0.00 \text{ kg}$$

Se proponen estribos del No. 2.5 (en 2 ramas)

$$A_v = 0.99 \text{ cm}^2$$

Se compara con el A_v mín.

$$A_{vmin} = 0.70 \text{ cm}^2$$

Se cumple con lo establecido en el reglamento $A_v > A_{vmin}$

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{sR}}$$

La separación que se tomará para este caso, será la máxima permisible.

Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$.

$$S_{mín} = 6.00 \text{ cm}$$

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que



$$V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso I}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que

$$V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso II}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25d$.

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 14255.27 \text{ kg} > V_u \quad \text{y} \quad > V_{CR}$$

Se está en el caso I, por lo tanto se toma como separación máxima $0.5d$.

$$S_{\text{máx}} = 21.00 \text{ cm}$$

$$S > S_{\text{máx}}$$

Se colocarán estribos del No. 2.5 @ 21.00 cm c.a.c.

**- CÁLCULO DE DEFLEXIONES**

Las deflexiones se calcularon con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas.

⇒ *Deflexión inmediata (empleando el momento de inercia de la sección transformada agrietada).*

Datos:

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$W = 14.45 \text{ kg/cm}$$

$$E_{\text{concreto}} = 221359 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{\text{acero}} = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.035$$

$$n = \frac{E_{\text{acero}}}{E_{\text{concreto}}}$$

$$A_s = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$nA_s = 53.65$$

$$A'_s = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$nA'_s = 22.89$$

$$\rho' = 0.00302$$

Profundidad del eje neutro.

$$b c \left(\frac{c}{2} \right) = n A_s (d - c)$$

$$\frac{bc^2}{2} + nA_sc - nA_sd = 0$$

$$c = 12.57 \text{ cm}$$

Momento de Inercia (con respecto al eje neutro)

$$I_{ag} = \frac{b c^3}{3} + n A_s (d - c)^2$$

$$I_{ag} = 59708.50 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{\text{inm max}} = \frac{5wl^4}{384EI} \quad \delta_{\text{máx}} = 0.364 \text{ cm}$$

⇒ *Deflexión diferida*

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

Cambiando la carga de servicio para poder calcular la deflexión diferida.

TRAMO DE 9 - 10.

Carga de servicio de la losa de azotea.

$$\text{Carga muerta de losa de azotea} = 0.579 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Carga adicional} = 0.040 \text{ t/m}^2$$

$$\text{CV para calculo de flechas diferidas} = 0.015 \text{ t/m}^2$$

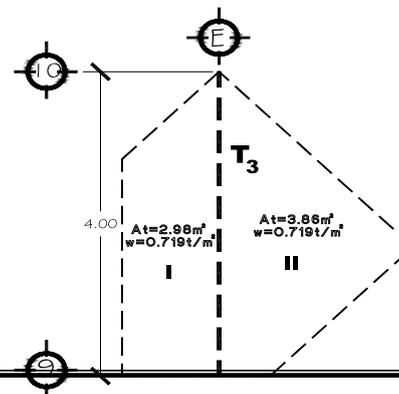
$$\text{CARGA DE SERVICIO} = 0.634 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ÁREA TRIBUTARIA TRAMO 9-10} = 6.84 \text{ m}^2$$

$$\text{Descarga por metro lineal} = 1.084 \text{ t/m}$$

$$\text{Peso propio de la trabe} = 0.216 \text{ t/m}$$

$$1.084 + 0.216 = 1.300 \text{ t/m}$$





TRAMO 9-10 $w_{total} = 1.300 \text{ t/m}$

Cálculo del factor que toma en cuenta el periodo en que la deflexión ya no varía con el tiempo.

$$\left(\frac{2}{1 + 50\rho'} \right) = 1.738$$

⇒ Deflexión diferida.

$$\delta_{diferida} = \delta_{inm} \times \left(\frac{2}{1 + 50\rho'} \right)$$
$$\delta_{inm} = \frac{5 w l^4}{384 E I}$$
$$\delta_{inm} = 0.328 \text{ cm} \qquad \delta_{diferida} = 0.570 \text{ cm}$$

$$\delta_{total} = \delta_{inm} + \delta_{diferida}$$
$$\delta_{total} = 0.570 + 0.364 = 0.934 \text{ cm}$$

⇒ Deflexión permisible

$$\delta_{perm} = \frac{claro}{480} + 0.3 \text{ cm}$$

$$\delta_{permisible} = 1.133 \text{ cm} > \delta_{total} = 0.934 \text{ cm}$$

Se acepta la sección de la viga ya que la deflexión que se genera es menor que la permisible.



TRABES. (ENTREPISO)

**TRABE T₁**

⇒ Cálculo de descargas en la trabe T₁.

Las cargas que actúan sobre la trabe T₁ son:

*Peso de la losa de entepiso.
Peso propio de la trabe.
Peso de muro divisorio.*

Losa de entepiso.

Tramo D-G, tablero VII.

*Área tributaria de la losa = 3.60 m²
W losa_entepiso = 0.754 t/m²
WT losa_entepiso = 2.714 ton*

*Longitud del tramo = 4.42 m
Descarga por metro lineal = 0.614 t/m*

Tramo D-G, tablero VIII.

*Área tributaria de la losa = 4.81 m²
W losa_entepiso = 0.626 t/m²
WT losa_entepiso = 3.011 ton*

*Longitud del tramo = 4.42 m
Descarga por metro lineal = 0.681 t/m*

*Proponiendo una trabe de (20 cm por 40 cm)
W trabe = 0.192 t/m*

h = 2.4 m

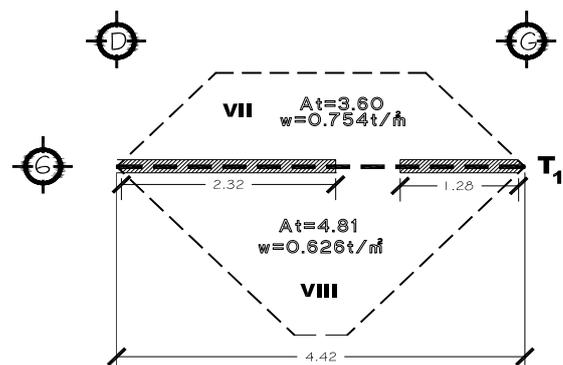
Peso para un muro con acabado azulejo-mortero = 0.287 ton /m²

W muro = 0.562 t/m

Descarga total sobre la trabe.

Tramo D-G = 2.049 t/m

Proponiendo una trabe de las siguientes características.



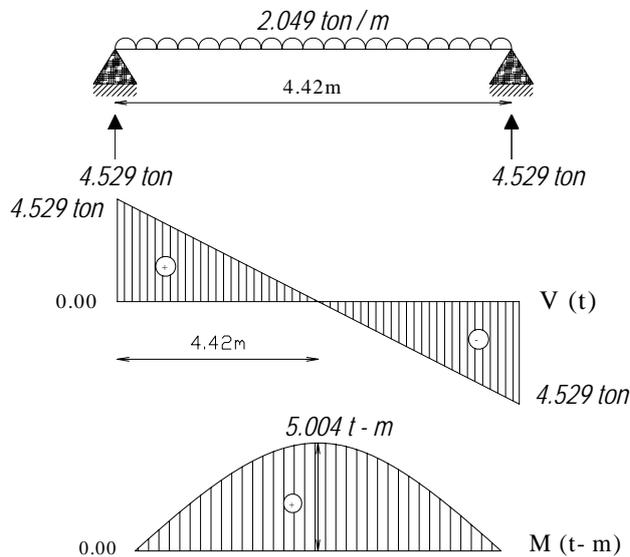


- DISEÑO POR FLEXIÓN.

Datos de diseño.

- $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $F_R (\text{flexión}) = 0.9$
- $b = 20 \text{ cm}$
- $h = 40 \text{ cm}$
- $rec = 3 \text{ cm}$
- $d = 37 \text{ cm}$
- $B_1 = 0.85$
- $F_R (\text{cortante}) = 0.8$
- $f_s = 2530 \text{ kg/cm}^2$

(NTC-04. Secc.9.2.3. Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto. Pág. 127)
(NTC-04. Secc.2.1.Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión. Inciso e) Pág. 105)



Área de acero requerido por momento positivo.

$M_u (+) = 700577.20 \text{ kg-cm}$

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

$\rho = 0.007456$

Comparando con ρ_{min} y con $\rho_{máx.}$

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

$\rho_{min} = 0.002635$

$$\rho_{máx} = 0.75 \left(\frac{f''c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{(f_y + 6000)} \right) bd$$



$$\rho_{\max} = 0.015179$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, se tomará el % requerido obtenido con el momento último.

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.007456$$

$$A_s = 5.52 \text{ cm}^2$$

Se propone usar varillas del No. 6.

No = 2 varillas del No. 6 pulg.

Se propusieron poner 3 varillas del No. 6, para poder cumplir con la deflexión permisible para este caso, pero sin rebasar el porcentaje de acero máximo.

$$\rho \text{ de acero generado} = 0.01155$$

En el lecho superior se colocara $A_{s_{\min}}$ por armado.

Se propone usar varillas del No. 4.

No = 2 varillas de 1/2 pulg.

Se usarán 2 varillas del No. 6 en la parte inferior y 2 varillas de 1/2 pulg. en la parte superior



- DISEÑO POR CORTANTE

Se toma como $V_{m\acute{a}x}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$V_d = 3616.75 \text{ kg}$$

$$V_u = 5063.45 \text{ kg}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:

$$2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_u < 20930.36 \text{ kg}$$

Se cumple con lo establecido en el reglamento.

La fuerza cortante que tomara el concreto V_{CR} , se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso I.}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso II.}$$

Se maneja el área de acero con que esta trabajando la sección.

$$A_{s_{real}} = 8.55 \text{ m}^2$$

$$\rho_{real} = 0.0116 > 0.015, \text{ por lo tanto, se esta en el caso II.}$$

$$V_{CR} = 3609.23 \text{ kg}$$

Se requiere colocar refuerzo por tensión diagonal.

Cortante que resistirán los estribos.

$$V_{sR} = V_u - V_{cR}$$

$$V_{sR} = 1454.22 \text{ kg}$$

Se proponen estribos del No. 2.5 (en 2 ramas)

$$A_v = 0.99 \text{ cm}^2$$

Se compara con el $A_v_{mín}$.

$$A_v_{mín} = 0.60 \text{ cm}^2$$

Se cumple con lo establecido en el reglamento $A_v > A_v_{mín}$

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{sR}}$$

$$s = 84.61 \text{ cm}$$

Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$.

$$S_{mín} = 6.00 \text{ cm}$$



Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que

$$V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso I}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que

$$V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso II}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25d$.

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 12558.22 \text{ kg} > V_u \quad \text{y} \quad > V_{CR}$$

Se está en el caso I, por lo tanto se toma como separación máxima $0.5d$.

$$S_{\text{máx}} = 18.50 \text{ cm}$$

$$S > S_{\text{máx}}$$

Se colocarán estribos del No. 2.5 @ 18 cm c.a.c.

**- CÁLCULO DE DEFLEXIONES**

Las deflexiones se calcularon con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas.

⇒ Deflexión inmediata (empleando el momento de inercia de la sección transformada agrietada)

Datos:

$$L = 442 \text{ cm}$$

$$W = 20.49 \text{ kg/cm}$$

$$E_{\text{concreto}} = 221359 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{\text{acero}} = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.035$$

$$n = \frac{E_{\text{acero}}}{E_{\text{concreto}}}$$

$$A_s = 8.55 \text{ cm}^2$$

$$nA_s = 77.26$$

$$A_s' = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$nA_s' = 22.89$$

$$\rho' = 0.00342$$

Profundidad del eje neutro.

$$b c \left(\frac{c}{2} \right) = n A_s (d - c)$$

$$\frac{bc^2}{2} + nA_sc - nA_sd = 0$$

$$c = 13.48 \text{ cm}$$

Momento de Inercia (con respecto al eje neutro)

$$I_{ag} = \frac{b c^3}{3} + n A_s (d - c)^2$$

$$I_{ag} = 59067.07 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{\text{inmmax}} = \frac{5wl^4}{384EI}$$

$$\delta_{\text{máx}} = 0.778 \text{ cm}$$

⇒ Deflexión diferida

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

Cambiando la carga de servicio para poder calcular la deflexión diferida.

TRAMO D-G, TABLERO VIII.

Carga de servicio de la losa de entepiso.

$$CM \text{ de losa de entepiso} = 0.416 \text{ t/m}^2$$

$$Cadic = 0.040 \text{ t/m}^2$$

$$CV \text{ para calculo de flechas diferidas} = 0.070 \text{ t/m}^2$$

$$\text{CARGA DE SERVICIO} = 0.526 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ÁREA TRIBUTARIA TRAMO 4-5} = 4.81 \text{ m}^2$$

$$\underline{\underline{\text{Descarga por metro lineal} = 0.572 \text{ t/m}}}$$

**TRAMO D-G, TABLERO VII.**

CARGA DE SERVICIO INCLUYENDO EL PESO
DE UN MURO DIVISORIO QUE DESCARGA
DIRECTAMENTE EN LA LOSA DE ENTREPISO.

$$CS = 0.754 \text{ t/m}^2$$

RESTANDO DE LA CARGA DE SERVICIO LA CV
Y SUMANDO AL MISMO TIEMPO LA CV PARA EL
CÁLCULO DE FLECHAS DIFERIDAS.

CARGA DE SERVICIO PARA EL CÁLCULO

$$CS = 0.654 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ÁREA TRIBUTARIA} = 3.60 \text{ m}^2$$

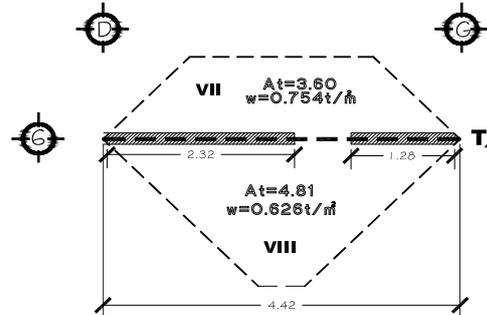
$$\text{Descarga por metro lineal} = 0.533 \text{ t/m}$$

$$\text{Peso propio de la trabe} = 0.192 \text{ t/m}$$

$$\text{W muro divisorio que descarga directamente} \\ \text{en la trabe} = 0.562 \text{ t/m}$$

$$0.572 + 0.533 + 0.192 + 0.562 = 1.859 \text{ t/m}$$

$$\text{TRAMO D-G } w_{\text{total}} = 1.859 \text{ t/m}$$



Cálculo del factor que toma en cuenta el periodo en que la deflexión ya no varía con el tiempo.

$$\left(\frac{2}{1 + 50 \rho'} \right) = 1.708$$

⇒ Deflexión diferida.

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

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

$$\delta_{\text{inm}} = 0.707 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{diferida}} = 1.207 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{\text{inm}} + \delta_{\text{diferida}}$$

$$\delta_{\text{total}} = 1.207 + 0.778 = 1.985 \text{ cm}$$

⇒ Deflexión permisible

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

$$\delta_{\text{permisible}} = 2.342 \text{ cm} > \delta_{\text{total}} = 1.985 \text{ cm}$$

Se acepta la sección de la viga ya que la deflexión que se genera es menor que la permisible.

**TRABE T₂**

⇒ Cálculo de descargas en la trabe T₂.

Las cargas que actúan sobre la trabe T₂ son:

*Peso de la losa de entrepiso.
Peso muro divisorio.
Peso propio de la trabe.*

Losa de entrepiso.

Tramo 8-10.

*Área tributaria de la losa = 3.18 m²
W losa_entrepiso = 0.732 t/m²
WT losa_entrepiso = 2.328 ton*

*Longitud del tramo = 4.00 m
Descarga por metro lineal = 0.582 t/m*

Tramo 8-10.

*Área tributaria de la losa = 3.71 m²
W losa_entrepiso = 0.626 t/m²
WT losa_entrepiso = 2.322 ton*

*Longitud del tramo = 4.00 m
Descarga por metro lineal = 0.581 t/m*

Proponiendo una trabe de (20 cm por 40 cm)

W trabe = 0.192 t/m

h = 2.4 m

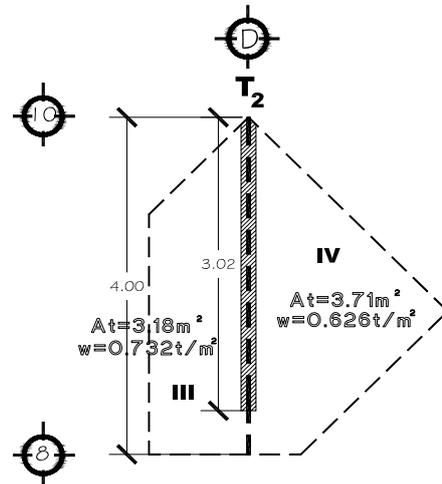
Peso para un muro con acabado azulejo-mortero = 0.287 ton/m²

W muro = 0.517 t/m

Descarga total sobre la trabe.

Tramo 8-10 = 1.872 t/m

Proponiendo una trabe de las siguientes características.



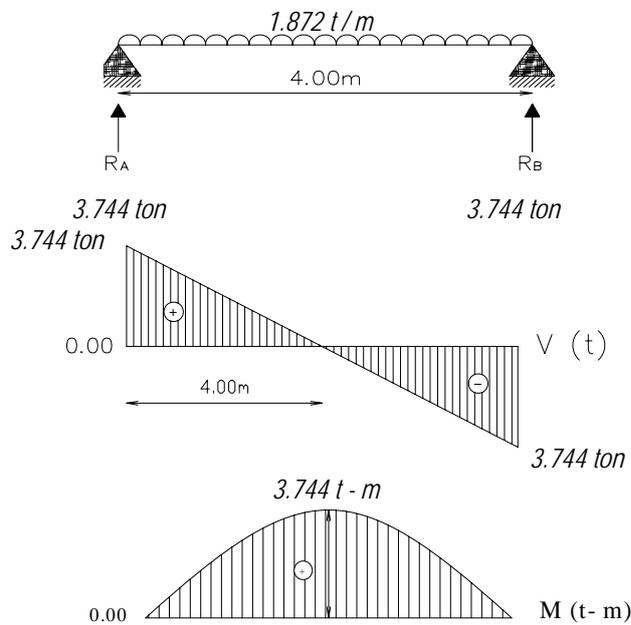


- DISEÑO POR FLEXIÓN.

Datos de diseño.

- $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $F_R (\text{flexión}) = 0.9$
- $b = 20 \text{ cm}$
- $b = 40 \text{ cm}$
- $rec = 2 \text{ cm}$
- $d = 38 \text{ cm}$
- $B_1 = 0.85$
- $F_R (\text{cortante}) = 0.8$
- $f_s = 2530 \text{ kg/cm}^2$

(NTC-04. Secc.9.2.3. Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto. Pág. 127)
 (NTC-04. Secc.2.1. Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión. Inciso e) Pág. 105)



Porcentaje de acero requerido por momento positivo.

$M_u (+) = 524125.00 \text{ kg-cm}$

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

$\rho = 0.00513$

Comparando con ρ_{min} y con $\rho_{máx}$.

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

$\rho_{min} = 0.002635$

$$\rho_{máx} = 0.75 \left(\frac{f'c}{f_y + 6000} \right) \left(\frac{6000}{f_y + 6000} \right) \left(\frac{1}{bd} \right)$$



$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.015179$$

$\rho_{m\acute{i}n} < \rho < \rho_{m\acute{a}x}$, se tomará el $\rho_{requerido}$ obtenido con el momento último.

$$A_s = 3.90 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{dise\tilde{n}o} = 0.00513$$

Se propone usar varillas del No. 5.

No = 2 varillas del No. 5

Se propusieron poner 3 varillas del **No. 5**, para poder cumplir con la deflexión permisible para este caso, pero sin rebasar el porcentaje de acero máximo.

$$\rho_{de\ acero\ generado} = 0.00781$$

En el lecho superior se colocara $A_{s_{m\acute{i}n}}$ por armado.

Se propone usar varillas del No. 4.

No = 2 varillas de ½ pulg.

Se usarán 3 varillas del No. 5 en la parte inferior y 2 varillas de ½ pulg. en la parte superior.

**- DISEÑO POR CORTANTE**

Se toma como $V_{m\acute{a}x}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$V_d = 2892.05 \text{ kg}$$

$$V_u = 4048.87 \text{ kg}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:

$$2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_u < 21496.05 \text{ kg}$$

Se cumple con lo establecido en el reglamento

La fuerza cortante que tomara el concreto V_{CR} , se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso I.}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso II.}$$

Se maneja el área de acero con que esta trabajando la sección.

$$A_{s_{real}} = 5.94 \text{ m}^2$$

$$\rho_{real} = 0.0078 < 0.015, \text{ por lo tanto, se esta en el caso I}$$

$$V_{CR} = 3063.29 \text{ kg}$$

$V_{CR} < V_u$ Se requiere colocar refuerzo por tensión diagonal.

Cortante que resistirán los estribos.

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

$$V_{sR} = 985.57 \text{ kg}$$

Se proponen estribos del No. 2.5 (en 2 ramas)

$$A_v = 0.99 \text{ cm}^2$$

Se compara con el A_v mín.

$$A_{v_{mín}} = 0.64 \text{ cm}^2$$

Se cumple con lo establecido en el reglamento $A_v > A_{v_{mín}}$

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{sR}}$$

La separación que se tomará para este caso, será la máxima permisible.

Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$.



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

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que

$$V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \quad \text{caso I}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que

$$V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \quad \text{caso II}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25d$.

$$1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} = 12897.63 \text{ kg} > V_u \text{ y } > V_{CR}$$

Se esta en el caso I, por lo tanto se toma como separación máxima $0.5d$.

$$S_{\max} = 19.00 \text{ cm}$$

$$S > S_{\max}$$

Se colocarán estribos del No. 2.5 @ 19 cm c.a.c.

**- CÁLCULO DE DEFLEXIONES**

Las deflexiones se calcularon con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas.

⇒ Deflexión inmediata (empleando el momento de inercia de la sección transformada agrietada).

Datos:

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$W = 18.72 \text{ kg/cm}$$

$$E_{\text{concreto}} = 221359 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{\text{acero}} = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.035$$

$$n = \frac{E_{\text{acero}}}{E_{\text{concreto}}}$$

$$A_s = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$nA_s = 53.65$$

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$nA_s = 22.89$$

$$\rho' = 0.00333$$

Profundidad del eje neutro.

$$b c \left(\frac{c}{2} \right) = n A_s (d - c)$$

$$\frac{bc^2}{2} + nAsc - nAsd = 0$$

$$c = 11.85 \text{ cm}$$

Momento de Inercia (con respecto al eje neutro)

$$I_{ag} = \frac{b c^3}{3} + n A_s (d - c)^2$$

$$I_{ag} = 47780.52 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{\text{inm max}} = \frac{5wl^4}{384EI}$$

$$\delta_{\text{máx}} = 0.590 \text{ cm}$$

⇒ Deflexión diferida

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

Cambiando la carga de servicio para poder calcular la deflexión diferida.

TRAMO 8-10, TABLERO IV.

Carga de servicio de la losa de entepiso.

$$CM \text{ de losa de entepiso} = 0.416 \text{ t/m}^2$$

$$Cadic = 0.040 \text{ t/m}^2$$

$$CV \text{ para calculo de flechas diferidas} = 0.070 \text{ t/m}^2$$

$$\text{CARGA DE SERVICIO} = 0.526 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ÁREA TRIBUTARIA TRAMO 4-5} = 3.71 \text{ m}^2$$

$$\text{Descarga por metro lineal} = 0.488 \text{ t/m}$$

**TRAMO 8-10, TABLERO III.**

CARGA DE SERVICIO INCLUYENDO EL PESO DE UN MURO DIVISORIO QUE DESCARGA DIRECTAMENTE EN LA LOSA DE ENTREPISO.

$$CS = 0.732 \text{ t/m}^2$$

RESTANDO DE LA CARGA DE SERVICIO LA CV Y SUMANDO AL MISMO TIEMPO LA CV PARA EL CALCULO DE FLECHAS DIFERIDAS.

CARGA DE SERVICIO PARA EL CÁLCULO

$$CS = 0.632 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ÁREA TRIBUTARIA} = 3.18 \text{ m}^2$$

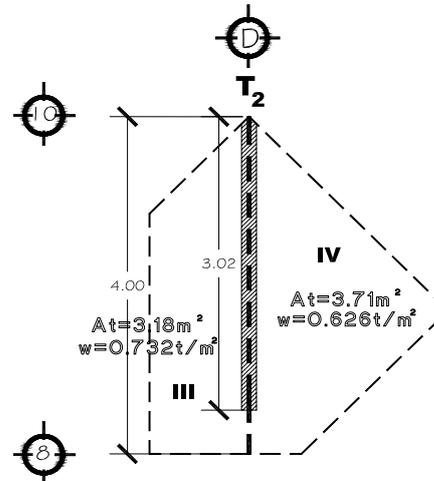
$$\text{Descarga por metro lineal} = 0.502 \text{ t/m}$$

$$\text{Peso propio de la trabe} = 0.192 \text{ t/m}$$

W muro divisorio que descarga directamente en la trabe = 0.517 t/m

$$0.488 + 0.502 + 0.192 + 0.517 = 1.700 \text{ t/m}$$

$$\text{TRAMO D-G } W_{\text{total}} = 1.700 \text{ t/m}$$



Cálculo del factor que toma en cuenta el periodo en que la deflexión ya no varía con el tiempo.

$$\left(\frac{2}{1 + 50 \rho'} \right) = 1.714$$

⇒ Deflexión diferida.

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

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

$$\delta_{\text{inm}} = 0.536 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{diferida}} = 0.918 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{\text{inm}} + \delta_{\text{diferida}}$$

$$\delta_{\text{total}} = 0.918 + 0.590 = 1.508 \text{ cm}$$

⇒ Deflexión permisible

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

$$\delta_{\text{permisible}} = 2.167 \text{ cm} > \delta_{\text{total}} = 1.508 \text{ cm}$$

Se acepta la sección de la viga ya que la deflexión que se genera es menor que la permisible.

**TRABE T₃**

⇒ Cálculo de descargas en la trabe T₃.

Las cargas que actúan sobre la trabe T₃ son:

*Peso de la losa de entrapiso.
Peso propio de la trabe.*

Losa de entrapiso.

Tramo 4-6.

*Área tributaria de la losa = 2.81 m²
W losa_entrapiso = 1.011 t/m²
WT losa_entrapiso = 2.841 ton*

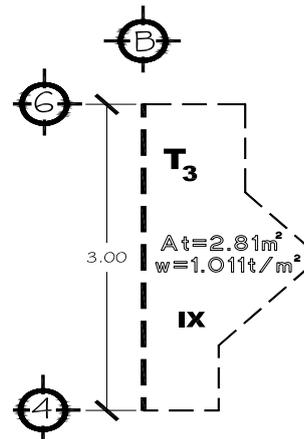
*Longitud del tramo = 3.00 m
Descarga por metro lineal = 0.947 t/m*

*Proponiendo una trabe de (15 cm por 30 cm)
W trabe = 0.108 t/m*

Descarga total sobre la trabe.

Tramo 4-6 = 1.055 t/m

Proponiendo una trabe de las siguientes características.





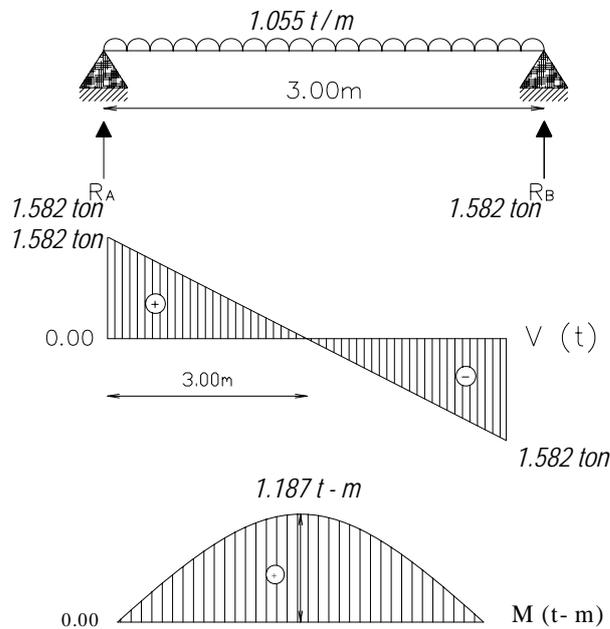
- DISEÑO POR FLEXIÓN.

Datos de diseño.

- $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $F_R (\text{flexión}) = 0.9$
- $b = 15 \text{ cm}$
- $h = 30 \text{ cm}$
- $rec = 2 \text{ cm}$
- $d = 28 \text{ cm}$
- $B_1 = 0.85$
- $F_R (\text{cortante}) = 0.8$
- $f_s = 2530 \text{ kg/cm}^2$

(NTC-04, Secc.9.2.3. Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto. Pág. 127)

(NTC-04, Secc.2.1. Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión. Inciso e) Pág. 105)



Porcentaje de acero requerido por momento positivo.

$M_u (+) = 166157.78 \text{ kg-cm}$

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

$\rho = 0.00393$

Comparando con ρ_{min} y con $\rho_{máx}$.

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

$\rho_{min} = 0.002635$

$$\rho_{máx} = 0.75 \left(\frac{f'c}{f_y + 6000} \right) \left(\frac{6000}{f_y + 6000} \right) \left(\frac{bd}{bd} \right)$$



$$\rho_{\max} = 0.015179$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, se tomará el $\rho_{\text{requerido}}$ obtenido con el momento último.

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.00393$$

$$A_s = 1.65 \text{ cm}^2$$

Se propone usar varillas del No.4.

No = 2 varillas de ½ pulg.

En el lecho superior se colocara $A_{s_{\min}}$ por armado.

Se propone usar varillas del No. 4.

No = 2 varillas de ½ pulg.

Se usarán 2 varillas de ½ pulg. en la parte inferior y 2 varillas de ½ pulg. en la parte superior.

**- DISEÑO POR CORTANTE.**

Se toma como $V_{m\acute{a}x}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$\begin{aligned}V_d &= 1207.94 \text{ kg} \\V_u &= 1691.12 \text{ kg}\end{aligned}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:

$$\begin{aligned}2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \\V_u < 11879.39 \text{ kg}\end{aligned}$$

Se cumple con lo establecido en el reglamento

La fuerza cortante que tomara el concreto V_{CR} , se calculará con el criterio siguiente:

$$\begin{aligned}\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} &= F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso I.} \\ \text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} &= 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso II.}\end{aligned}$$

Se maneja el área de acero con que esta trabajando la sección.

$$\begin{aligned}A_{sreal} &= 2.53 \text{ m}^2 \\ \rho_{real} &= 0.0060 < 0.015, \text{ por lo tanto, se esta en el caso I} \\ V_{CR} &= 1523.63 \text{ kg}\end{aligned}$$

$V_{CR} < V_u$ Se requiere colocar refuerzo por tensión diagonal.

Cortante que resistirán los estribos.

$$\begin{aligned}V_{sR} &= V_u - V_{cR} \\ V_{sR} &= 167.49 \text{ kg}\end{aligned}$$

Se proponen estribos del No. 2.5 (en 2 ramas)

$$A_v = 0.99 \text{ cm}^2$$

Se compara con el $A_v \text{ mín.}$

$$A_v \text{ mín.} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Se cumple con lo establecido en el reglamento $A_v > A_v \text{ mín.}$

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{sR}}$$

La separación que se tomará para este caso, será la máxima permisible.

Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$.



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

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que

$$V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \text{ caso I}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que

$$V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \text{ caso II}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25d$.

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} = 7127.64 \text{ kg} > V_u \text{ y } > V_{cR}$$

Se esta en el caso I, por lo tanto se toma como separación máxima $0.5d$.

$$S_{\max} = 14.00 \text{ cm}$$

$$S > S_{\max}$$

Se colocarán estribos del No. 2.5 @ 14 cm c.a.c.

**- CÁLCULO DE DEFLEXIONES**

Las deflexiones se calcularon con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas.

⇒ Deflexión inmediata (empleando el momento de inercia de la sección transformada agrietada).

Datos:

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$W = 10.55 \text{ kg/cm}$$

$$E_{\text{concreto}} = 221359 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{\text{acero}} = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.035$$

$$n = \frac{E_{\text{acero}}}{E_{\text{concreto}}}$$

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$nA_s = 22.89$$

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$nA_s = 22.89$$

$$\rho' = 0.00603$$

Profundidad del eje neutro.

$$b c \left(\frac{c}{2} \right) = n A_s (d - c)$$

$$\frac{bc^2}{2} + nA_sc - nA_sd = 0$$

$$c = 7.84 \text{ cm}$$

Momento de Inercia (con respecto al eje neutro)

$$I_{ag} = \frac{b c^3}{3} + n A_s (d - c)^2$$

$$I_{ag} = 11712.82 \text{ cm}^4$$

$$\delta_{inm\max} = \frac{5wl^4}{384EI}$$

$$\delta_{m\acute{a}x} = 0.429 \text{ cm}$$

⇒ Deflexión diferida

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

Cambiando la carga de servicio para poder calcular la deflexión diferida.

TRAMO 4-6, TABLERO IX.

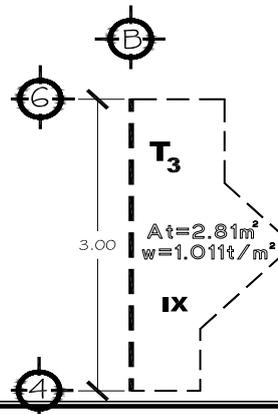
CV para calculo de flechas diferidas = 0.070 t/m²

TRAMO 8-10, TABLERO III.

CARGA DE SERVICIO INCLUYENDO EL PESO DE UN MURO DIVISORIO QUE DESCARGA DIRECTAMENTE EN LA LOSA DE ENTREPISO.

$$CS = 1.011 \text{ t/m}^2$$

RESTANDO DE LA CARGA DE SERVICIO LA CV Y SUMANDO AL MISMO TIEMPO LA CV PARA EL CALCULO DE FLECHAS DIFERIDAS.





CARGA DE SERVICIO PARA EL CÁLCULO
 $CS = 0.911 \text{ t/m}^2$

$\text{ÁREA TRIBUTARIA} = 2.81 \text{ m}^2$
Descarga por metro lineal = 0.853 t/m
Peso propio de la trabe = 0.108 t/m

$0.853 + 0.108 = 0.961 \text{ t/m}$
TRAMO D-G $w_{total} = 0.961 \text{ t/m}$

Cálculo del factor que toma en cuenta el periodo en que la deflexión ya no varía con el tiempo.

$$\left(\frac{2}{1+50\rho'} \right) = 1.537$$

Deflexión diferida.

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

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

$$\delta_{inm} = 0.391 \text{ cm}$$

$$\delta_{diferida} = 0.601 \text{ cm}$$

$$\delta_{total} = \delta_{inm} + \delta_{diferida}$$

$$\delta_{total} = 0.601 + 0.429 = 1.030 \text{ cm}$$

⇒ Deflexión permisible

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

$$\delta_{permisible} = 1.750 \text{ cm} > \delta_{total} = 1.508 \text{ cm}$$

Se acepta la sección de la viga ya que la deflexión que se genera es menor que la permisible.

**TRABE T₄**

(NTC-04. Secc. 6.1.1. Requisitos generales. Pág. 134)

Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

⇒ Cálculo de descargas en la trabe T₄.

Las cargas que actúan sobre la trabe T₄ son:

*Peso de la losa de azotea.
Peso de la losa de entrepiso.
Peso propio de la trabe.
Peso muro carga.*

Losa de entrepiso.

Tramo 4-5.

*Área tributaria de la losa = 1.40 m²
W losa_entrepiso = 0.626 t/m²
WT losa_entrepiso = 0.876 ton*

*Longitud del tramo = 1.50 m
Descarga por metro lineal = 0.584 t/m*

Tramo 5-6.

*Área tributaria de la losa = 1.12 m²
W losa_entrepiso = 0.626 t/m²
WT losa_entrepiso = 0.701 ton*

*Longitud del tramo = 1.50 m
Descarga por metro lineal = 0.467 t/m*

Tramo 4-5.

*Área tributaria de la losa = 1.12 m²
W losa_entrepiso = 1.011 t/m²
WT losa_entrepiso = 1.132 ton*

*Longitud del tramo = 1.50 m
Descarga por metro lineal = 0.755 t/m*

Tramo 5-6.

*Área tributaria de la losa = 1.40 m²
W losa_entrepiso = 1.011 t/m²
WT losa_entrepiso = 1.415 ton*

Longitud del tramo = 1.50 m

Descarga por metro lineal = 0.944 t/m

Proponiendo una trabe de (20 cm por 40 cm)

W trabe = 0.192 t/m

h = 2.4 m

Peso para un muro con acabado mortero-mortero = 0.240 ton/m²

W muro = 0.576 t/m

Como se trata de un muro de carga se adicionara el peso de la losa de azotea a la trabe.

Área tributaria de la losa de azotea = 2.78 m²

W losa_azotea = 0.719 t/m²

W losa_azotea = 1.999 ton



Longitud del tramo = 1.50 m
Descarga por metro lineal = 1.333 t/m

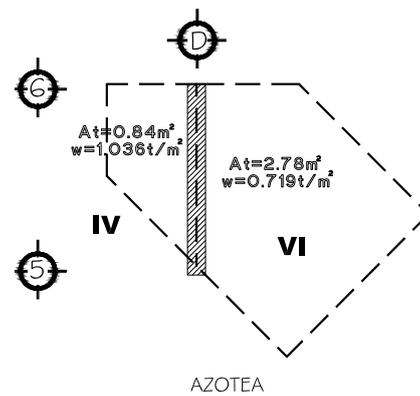
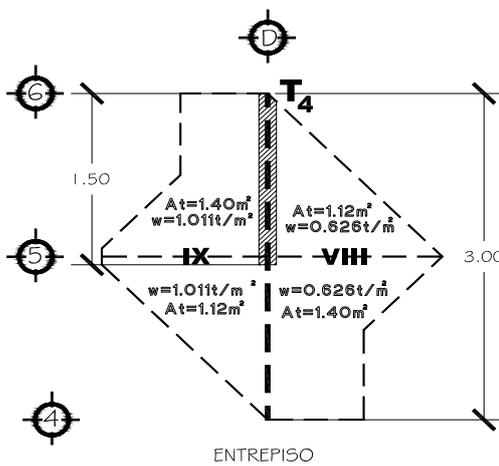
Área tributaria de la losa de azotea = 0.84 m²
W losa_azotea = 1.036 t/m²
W losa_azotea = 0.870 ton

Longitud del tramo = 1.50 m
Descarga por metro lineal = 0.580 t/m

Descarga total sobre la trabe.

Tramo 4-5 = 1.531 t/m

Tramo 5-6 = 4.092 t/m



Proponiendo una trabe de las siguientes características.



- DISEÑO POR FLEXIÓN.

Datos de diseño.

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

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

$$FR(\text{flexión}) = 0.9$$

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

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

$$rec = 2 \text{ cm}$$

$$d = 38 \text{ cm}$$

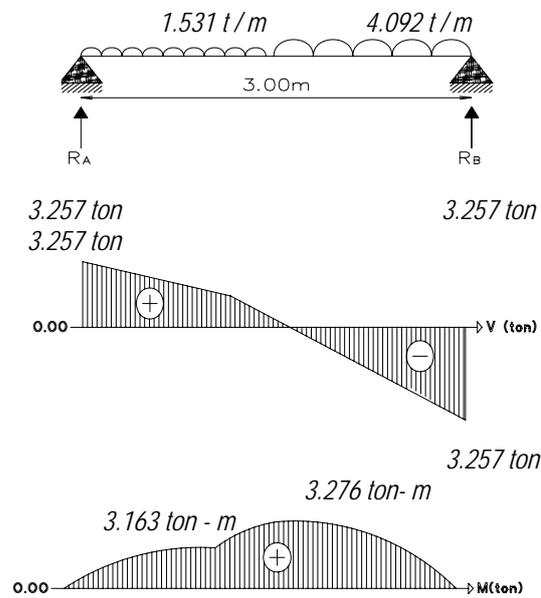
$$B_1 = 0.85$$

$$FR(\text{cortante}) = 0.8$$

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

(NTC-04. Secc.9.2.3. Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto. Pag. 127)

(NTC-04. Secc.2.1. Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión. Inciso e) Pág. 105)



Área de acero requerido por momento positivo.

$$Mu (+) = 458574.29 \text{ kg-cm}$$

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

$$\rho = 0.00444$$

Comparando con $\rho_{\text{mín}}$ y con $\rho_{\text{máx}}$.

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

$$\rho_{\text{mín}} = 0.002635$$



En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero a tensión será 75% de la correspondiente a falla balanceada.

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75 \left(\frac{f''_c 6000 \beta_1}{f_y (f_y + 6000)} bd \right)$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.015179$$

$\rho_{m\acute{i}n} < \rho < \rho_{m\acute{a}x}$, se tomará el $\rho_{requerido}$ obtenido con el momento último.

$$\rho_{dise\tilde{n}o} = 0.00444$$

$$A_s = 3.38 \text{ cm}^2$$

Se propone usar varillas del No.5.

No = 2 varillas del No. 5.

Se propusieron poner 3 varillas del No. 5. para poder cumplir con la deflexión permisible para este caso, pero sin rebasar el porcentaje de acero máximo.

$$\rho \text{ de acero generado} = 0.00781$$

En el lecho superior se colocara $A_{s_{m\acute{i}n}}$ por armado.

Se propone usar varillas del No. 4.

No = 2 varillas de ½ pulg.

Se usarán 2 varillas del No. 5 en la parte inferior y 2 varillas de ½ pulg. en la parte superior.

**- DISEÑO POR CORTANTE**

Se toma como $V_{m\acute{a}x}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$V_d = 4870.70 \text{ kg}$$

$$V_u = 6818.98 \text{ kg}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:

$$2.5 \sqrt{f_c} b d \leq 21496.05 \text{ kg} < c$$

Se cumple con lo establecido en el reglamento

La fuerza cortante que tomara el concreto V_{CR} se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso I.}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso II.}$$

Se maneja el área de acero con que esta trabajando la sección.

$$A_{s_{real}} = 5.94 \text{ m}^2$$

$$\rho_{real} = 0.0078 < 0.015, \text{ por lo tanto, se esta en el caso I}$$

$$V_{CR} = 3063.29 \text{ kg}$$

$V_{CR} < V_u$ Se requiere colocar refuerzo por tensión diagonal.

Cortante que resistirán los estribos.

$$V_{sR} = V_u - V_{cR}$$

$$V_{sR} = 3755.69 \text{ kg}$$

Se proponen estribos del No. 2.5 (en 2 ramas).

$$A_v = 0.99 \text{ cm}^2$$

Se compara con el $A_{v_{m\acute{i}n}}$.

$$A_{v_{m\acute{i}n}} = 0.64 \text{ cm}^2$$

Se cumple con lo establecido en el reglamento $A_v > A_{v_{m\acute{i}n}}$

Cuando V_u sea mayor que V_{CR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{sR}}$$

$$s = 33.65 \text{ cm}$$

Comparando con $S_{m\acute{i}n}$ y $S_{m\acute{a}x}$.



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

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que

$$V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f^*_c} \quad \text{caso I}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que

$$V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f^*_c} \quad \text{caso II}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25d$.

$$1.5 F_R b d \sqrt{f^*_c} = 12897.63 \text{ kg} > V_u \quad \text{y} \quad > V_{CR}$$

Se esta en el caso II, por lo tanto se toma como separación máxima $0.25d$.

$$S_{\max} = 19.00 \text{ cm}$$

$$S > S_{\max}$$

Se colocarán estribos del No. 2.5 @ 19 cm c.a.c.

**- CÁLCULO DE DEFLEXIONES**

Las deflexiones se calcularon con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas.

⇒ Deflexión inmediata (empleando el momento de inercia de la sección transformada agrietada)

Datos:

$$\begin{aligned} L &= 300 \text{ cm} \\ E_{\text{concreto}} &= 221359 \text{ kg/cm}^2 \\ E_{\text{acero}} &= 2000000 \text{ kg/cm}^2 \\ n &= 9.035 \end{aligned}$$

$$n = \frac{E_{\text{acero}}}{E_{\text{concreto}}}$$

$$\begin{aligned} A_s &= 5.94 \text{ cm}^2 \\ nA_s &= 53.65 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A'_s &= 2.53 \text{ cm}^2 \\ nA'_s &= 22.89 \\ \rho' &= 0.00333 \end{aligned}$$

Profundidad del eje neutro.

$$\begin{aligned} b c \left(\frac{c}{2} \right) &= n A_s (d - c) \\ \frac{bc^2}{2} + nA_sc - nA_sd &= 0 \\ c &= 11.85 \text{ cm} \end{aligned}$$

Momento de Inercia (con respecto al eje neutro)

$$\begin{aligned} I_{ag} &= \frac{b c^3}{3} + n A_s (d - c)^2 \\ I_{ag} &= 47780.52 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

La deflexión para esta trabe se obtuvo mediante el método de la doble integración, obteniendo a 1.59 m el punto donde se encuentra la deflexión máxima, resultando para este caso la siguiente expresión:

$$\delta_{\text{inm}} = \frac{2.802}{EI} \quad \delta_{\text{máx}} = 0.265 \text{ cm}$$

⇒ Deflexión diferida

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

Cambiando la carga de servicio para poder calcular la deflexión diferida.

TRAMO 4-6, TABLERO VIII.

Carga de servicio de la losa de entrepiso.

$$\begin{aligned} CM \text{ de losa de entrepiso} &= 0.416 \text{ t/m}^2 \\ Cadic &= 0.040 \text{ t/m}^2 \\ CV \text{ para calculo de flechas diferidas} &= 0.070 \text{ t/m}^2 \\ \text{CARGA DE SERVICIO} &= 0.526 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$



ÁREA TRIBUTARIA DE 4-5 = 1.40 m²
Descarga por metro lineal = 0.491 t/m

ÁREA TRIBUTARIA DE 5-6 = 1.12 m²
Descarga por metro lineal = 0.393 t/m

TRAMO 4-6, TABLERO IX.

CARGA DE SERVICIO INCLUYENDO EL PESO DE UN MURO DIVISORIO QUE DESCARGA DIRECTAMENTE EN LA LOSA DE ENTREPISO.

$CS = 1.011 \text{ t/m}^2$

RESTANDO DE LA CARGA DE SERVICIO LA CV Y SUMANDO AL MISMO TIEMPO LA CV PARA EL CÁLCULO DE FLECHAS DIFERIDAS.

CARGA DE SERVICIO PARA EL CÁLCULO
 $CS = 0.911 \text{ t/m}^2$

ÁREA TRIBUTARIA DE 4-5 = 1.12 m²
Descarga por metro lineal = 0.680 t/m

ÁREA TRIBUTARIA DE 5-6 = 1.40 m²
Descarga por metro lineal = 0.850 t/m

Peso propio de la trabe = 0.108 t/m

W muro divisorio que descarga directamente en la trabe = 0.562 t/m

Como se trata de un muro de carga se adicionara el peso de la losa de azotea a la trabe.

TRAMO 5-6, TABLERO VI.

CM de la losa de azotea = 0.579 t/m²

Cadic = 0.040 t/m²

CV para el cálculo de flechas diferidas = 0.070 t/m²

CARCA DE SERVICIO = 0.689 t/m²

ÁREA TRIBUTARIA DE 5-6 = 2.78 m²
Descarga por metro lineal = 1.277 t/m

TRAMO 5-6, TABLERO IX.

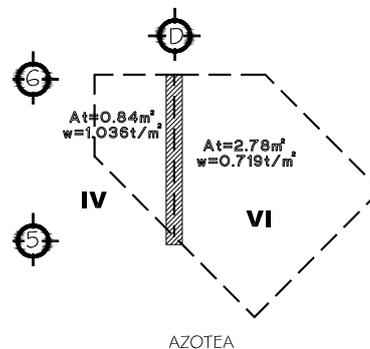
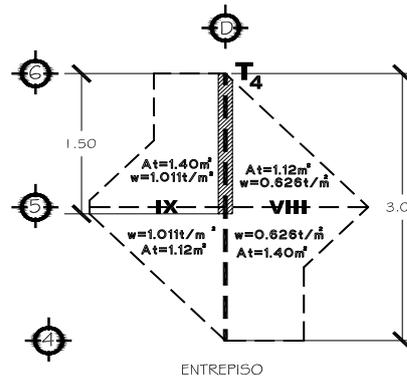
CARGA DE SERVICIO INCLUYENDO EL PESO DE UN MURO DIVISORIO QUE DESCARGA DIRECTAMENTE EN LA LOSA DE ENTREPISO.

$CS = 1.036 \text{ t/m}^2$

RESTANDO DE LA CARGA DE SERVICIO LA CV Y SUMANDO AL MISMO TIEMPO LA CV PARA EL CÁLCULO DE FLECHAS DIFERIDAS.

CARGA DE SERVICIO PARA EL CÁLCULO
 $CS = 1.006 \text{ t/m}^2$

ÁREA TRIBUTARIA DE 4-5 = 0.84 m²





Descarga por metro lineal = 0.563 t/m

$$0.491 + 0.680 + 0.192 = 1.363 \text{ t/m}$$

TRAMO D-G $w_{total} = 1.363 \text{ t/m}$

$$0.393 + 0.850 + 0.192 + 0.576 + 1.277 + 0.563 = 3.851 \text{ t/m}$$

TRAMO D-G $w_{total} = 3.851 \text{ t/m}$

Cálculo del factor que toma en cuenta el periodo en que la deflexión ya no varía con el tiempo.

$$\left(\frac{2}{1 + 50\rho'} \right) = 1.714$$

La deflexión para esta trabe se obtuvo mediante el método de la doble integración, obteniendo a 1.59 m el punto donde se encuentra la deflexión máxima, resultando para este caso la siguiente expresión:

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

$$\delta_{innm} = \frac{2.591}{EI}$$

$$\delta_{innm} = 0.245 \text{ cm}$$

$$\delta_{diferida} = 0.420 \text{ cm}$$

$$\delta_{total} = \delta_{innm} + \delta_{diferida}$$

$$\delta_{total} = 0.420 + 0.265 = 0.685 \text{ cm}$$

⇒ *Deflexión permisible*

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

$$\delta_{permisible} = 1.750 \text{ cm} > \delta_{total} = 0.685 \text{ cm}$$

Se acepta la sección de la viga ya que la deflexión que se genera es menor que la permisible.

**TRABE T₅**

⇒ Cálculo de descargas en la trabe T₅.

Las cargas que actúan sobre la trabe T₅ son:

*Peso de la losa de entrapiso.
Peso propio de la trabe.
Peso muro de carga.
Peso de la losa de azotea.*

Losa de entrapiso.

Tramo A- C´:

Área tributaria de la losa = 2.92 m²
W losa_azotea = 0.626 t/m²
WT losa_azotea = 1.828 ton

Longitud del tramo = 4.00 m
Descarga por metro lineal = 0.457 t/m

Proponiendo una trabe de (15 cm por 35 cm)
W trabe = 0.126 t/m

$h = 2.4 \text{ m}$

Peso para un muro con acabado mortero-mortero = 0.240 ton /m²
W muro = 0.576 t/m

Como se trata de un muro de carga se adicionara el peso de la losa de azotea a la trabe.

Área tributaria de la losa de azotea = 3.85 m²
W losa_azotea = 0.719 t/m²
W losa_azotea = 2.768 ton

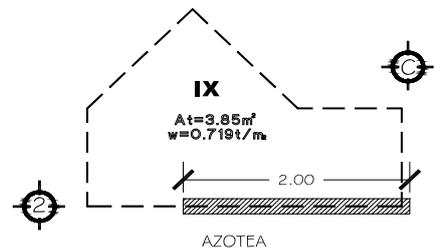
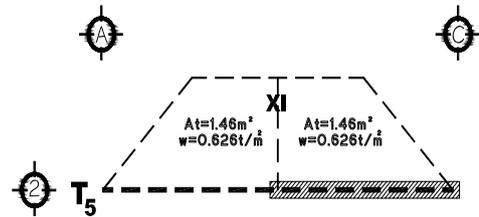
Longitud del tramo = 2.00 m
Descarga por metro lineal = 1.384 t/m

Descarga total sobre la trabe.

Tramo A-C´ = 0.871 t/m

Tramo C´-C = 2.543 t/m

Proponiendo una trabe de las siguientes características.





- DISEÑO POR FLEXIÓN.

Datos de diseño.

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

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

$$FR(\text{flexión}) = 0.9$$

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

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$rev = 2 \text{ cm}$$

$$d = 33 \text{ cm}$$

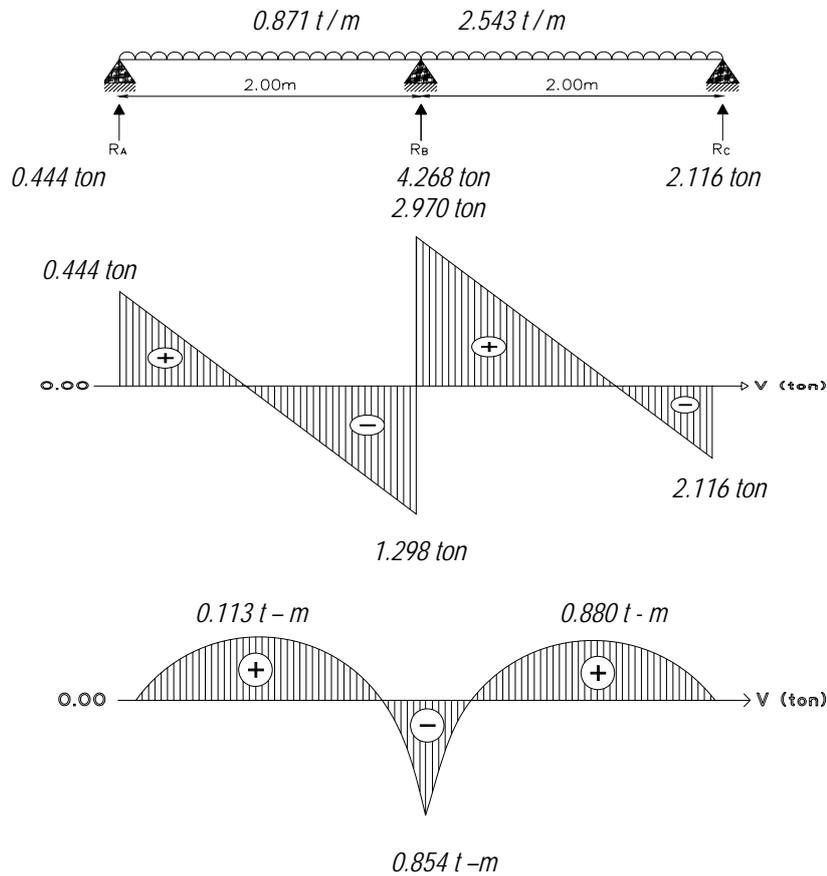
$$B_1 = 0.85$$

$$FR(\text{cortante}) = 0.8$$

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

(NTC-04. Secc.9.2.3. Recubrimiento necesario en cuanto a la colocación del concreto.Pag. 127)

(NTC-04. Secc.2.1.Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión. Inciso e) Pág. 105)



Área de acero requerido por momento positivo.

$$Mu (+) = 123200.00 \text{ kg-cm}$$

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



$$\rho = 0.00205$$

Comparando con ρ_{\min} y con ρ_{\max} .

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

$$\rho_{\min} = 0.002635$$

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero a tensión será 75% de la correspondiente a falla balanceada.

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

$$\rho_{\max} = 0.015179$$

$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$, se tomará el $\rho_{\text{requerido}}$ obtenido con el momento último.

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002635$$

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

Se propone usar varillas del No.5.

No = 2 varillas del No. 5.

Se propusieron poner 3 varillas del No. 5. para poder cumplir con la deflexión permisible para este caso, pero sin rebasar el porcentaje de acero máximo.

$$\rho \text{ de acero generado} = 0.00781$$

Área de acero requerido por momento negativo.

$$M_u (-) = 119560.00 \text{ kg-cm}$$

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

$$\rho = 0.00198$$

Comparando con ρ_{\min} y con ρ_{\max} .

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

$$\rho_{\min} = 0.002635$$

En elementos a flexión que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas sísmicas, el área máxima de acero a tensión será 75% de la correspondiente a falla balanceada.

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

$$\rho_{\max} = 0.015179$$



$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$, se tomará el $\rho_{requerido}$ obtenido con el momento último.

$$\rho_{diseño} = 0.002635$$

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

Se propone usar varillas del No.4.

No = 2 varillas del No. 4.

Se usarán 2 varillas del No. 5 en la parte inferior y 2 varillas de ½ pulg. en la parte superior.

**- DISEÑO POR CORTANTE.**

Se toma como $V_{m\acute{a}x}$ el que se presenta a una distancia de un peralte efectivo a partir del paño del apoyo donde se presenta el valor mayor en el diagrama. (Sección crítica)

$$V_d = 2130.81 \text{ kg}$$

$$V_u = 2983.13 \text{ kg}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:

$$2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_u < 14000.71 \text{ kg}$$

Se cumple con lo establecido en el reglamento

La fuerza cortante que tomara el concreto V_{CR} , se calculará con el criterio siguiente:

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso I.}$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015 \quad V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{caso II.}$$

Se maneja el área de acero con que esta trabajando la sección.

$$A_{sreal} = 5.94 \text{ m}^2$$

$$\rho_{real} = 0.0078 < 0.015, \text{ por lo tanto, se esta en el caso I}$$

$$V_{CR} = 2015.80 \text{ kg}$$

$V_{cR} < V_u$ se requiere colocar refuerzo por tensión diagonal.

Cortante que resistirán los estribos.

$$V_{sR} = 967.34 \text{ kg} \quad V_{sR} = V_u - V_{cR}$$

Se proponen estribos del No. 2.5 (en 2 ramas)

$$A_v = 0.99 \text{ cm}^2$$

Se compara con el $A_v \text{ mín.}$

$$A_{v\text{mín}} = 0.40 \text{ cm}^2$$

Se cumple con lo establecido en el reglamento $A_v > A_{v\text{mín}}$

Cuando V_u sea mayor que V_{cR} , la separación, s , del refuerzo por tensión diagonal requerido se determinará con:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{sR}}$$

La separación que se utilizara para este caso será la máxima permisible.

Comparando con $S_{mín}$ y $S_{máx}$.



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

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que

$$V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f^*_c} \quad \text{caso I}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.5d$.

Si V_u es mayor que

$$V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f^*_c} \quad \text{caso II}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25d$.

$$1.5 F_R b d \sqrt{f^*_c} = 8400.43 \text{ kg} > V_u \text{ y } > V_{tR}$$

Se esta en el caso II, por lo tanto se toma como separación máxima $0.25d$.

$$S_{\max} = 16.50 \text{ cm}$$

$$S > S_{\max}$$

Se colocarán estribos del No. 2.5 @ 16 cm c.a.c.

**- CÁLCULO DE DEFLEXIONES**

Las deflexiones se calcularon con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas.

⇒ Deflexión inmediata (empleando el momento de inercia de la sección transformada agrietada).

Datos:

$$L = 200 \text{ cm}$$

$$E_{\text{concreto}} = 221359 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{\text{acero}} = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.035$$

$$n = \frac{E_{\text{acero}}}{E_{\text{concreto}}}$$

$$A_s = 3.96 \text{ cm}^2$$

$$nA_s = 35.77$$

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$nA_s = 22.89$$

$$\rho' = 0.00512$$

Profundidad del eje neutro.

$$b c \left(\frac{c}{2} \right) = n A_s (d - c)$$

$$\frac{bc^2}{2} + nA_sc - nA_sd = 0$$

$$c = 10.39 \text{ cm}$$

Momento de Inercia (con respecto al eje neutro)

$$I_{ag} = \frac{b c^3}{3} + n A_s (d - c)^2$$

$$I_{ag} = 3857.39 \text{ cm}^4$$

La deflexión para esta trabe se obtuvo mediante el método de la doble integración, obteniendo a 1.50 y a 3.00 m el punto donde se encuentra la deflexión máxima, resultando para este caso la siguiente expresión:

$$\delta_{\text{imm}} = \frac{0.057}{EI}$$

$$\text{Deflexión a } 1.50 \text{ m} = 0.067 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{imm}} = \frac{0.039}{EI}$$

$$\text{Deflexión } 3.00 = 0.362$$

$$\delta_{\text{máx}} = 0.362 \text{ cm}$$

⇒ Deflexión diferida

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

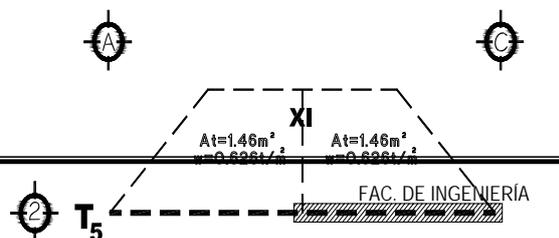
Cambiando la carga de servicio para poder calcular la deflexión diferida.

TRAMO A-C, TABLERO XI.

Carga de servicio de la losa de entrepiso.

$$CM \text{ de losa de entrepiso} = 0.416 \text{ t/m}^2$$

$$Cadic = 0.040 \text{ t/m}^2$$

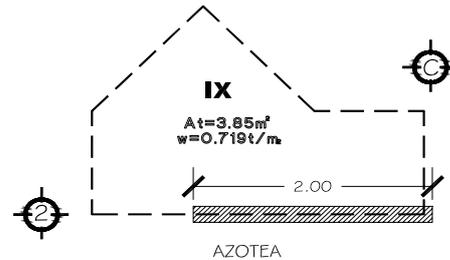




CV para calculo de flechas diferidas = 0.015 t/m^2
CARGA DE SERVICIO = 0.471 t/m^2
 ÁREA TRIBUTARIA TRAMO 4-5 = 2.39 m
Descarga por metro lineal = 0.344 t/m

TRAMO C'-C.

CARGA DE SERVICIO EN LA LOSA DE AZOTEA
 $CS = 0.719 \text{ t/m}^2$
 RESTANDO DE LA CARGA DE SERVICIO LA CV
 Y SUMANDO AL MISMO TIEMPO LA CV PARA EL
 CALCULO DE FLECHAS DIFERIDAS.
CARGA DE SERVICIO PARA EL CÁLCULO
 $CS = 0.634 \text{ t/m}^2$
 ÁREA TRIBUTARIA = 3.85 m^2
Descarga por metro lineal = 1.220 t/m
Peso propio de la trabe = 0.126 t/m



W muro divisorio que descarga directamente
en la trabe = 0.576 t/m

$$0.344 + 0.126 + (0.576/2)_{\text{medio muro}} = 0.758 \text{ t/m}$$

TRAMO A-C $W_{\text{total}} = 0.758 \text{ t/m}$

$$0.344 + 1.220 + 0.126 + 0.576 = 2.266 \text{ t/m}$$

TRAMO C'-C $W_{\text{total}} = 2.266 \text{ t/m}$

Cálculo del factor que toma en cuenta el periodo en que la deflexión ya no varía con el tiempo.

$$\left(\frac{2}{1 + 50 \rho'} \right) = 1.592$$

⇒ Deflexión diferida.

La deflexión para esta trabe se obtuvo mediante el método de la doble integración, obteniendo a 1.50 y a 2.91 m el punto donde se encuentra la deflexión máxima, resultando para este caso la siguiente expresión:

$$\delta_{\text{imm}} = \frac{0.054}{EI} \qquad \delta_{\text{imm}} = \frac{0.093}{EI}$$

$$\text{Deflexión a } 1.50 \text{ m} = 0.063 \text{ cm} \qquad \text{Deflexión a } 2.91 \text{ m} = 0.109 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{máx}} = 0.109 \text{ cm} \qquad \delta_{\text{diferida}} = 0.173 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{total}} = 0.173 + 0.362 = 0.535 \text{ cm}$$

⇒ Deflexión permisible

$$\delta_{\text{perm}} = \frac{\text{claro}}{480} + 0.3$$

$$\delta_{\text{permisible}} = 0.717 \text{ cm} > \delta_{\text{total}} = 0.535 \text{ cm}$$

Se acepta la sección de la viga ya que la deflexión que se genera es menor que la permisible.

**CAPÍTULO V. REVISIÓN DE MUROS.****- DALAS Y CASTILLOS TIPO.**

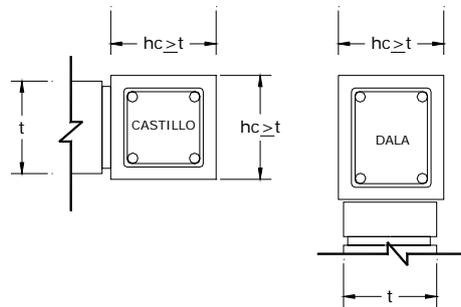
Datos:

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

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

$$F_R = 0.8 \text{ cm}$$

$$F_c = 1.4$$

*NTC-04. Mampostería. Secc. 5.1. Alcance. Inciso c). Pág. 29.*

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

Proponiendo dimensiones 12 x15 cm.

NTC-04. Mampostería. Secc. 5.1. Alcance. Inciso d). Pág. 29.

El concreto de castillos y dalas tendrá una resistencia a compresión, f'_c , no menor de 150 kg/cm^2 .

1.- Refuerzo longitudinal.*NTC-04. Mampostería. Secc. 5.1. Alcance. Inciso e). Pág. 29.*

El refuerzo longitudinal del castillo y la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ec. 5.1.

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} t^2$$

$A_s =$ Área total del acero de refuerzo longitudinal colocada en la dala y castillo.

$$A_s = 1.03 \text{ cm}^2$$

- Proponiendo varillas del No. 3.

$$No. = \frac{A_s}{a_o}$$

$$\text{Número de varillas} = 1.44 \text{ varillas}$$

El reglamento indica 3 barras como mínimo, sin embargo colocaremos 4 barras para el armado.

Se colocarán 4 varillas del No. 3. en todo el perímetro del castillo para su armado.



Se colocarán 2 varillas del No. 3. en el lecho superior como en el inferior en el armado de dalas.

2.- Refuerzo transversal.

- Separación transversal de los estribos.

NTC-04. Mampostería. Secc. 5.1. Alcance. Inciso g). Pág. 29.

Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con área, A_{sc} , al menos igual a la calculada con la ec. 5.2.

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

h_c = dimensión del castillo o dala en el plano del muro.
 s = separación transversal de los estribos.

$$s_{m\acute{a}x} \begin{cases} 1.5 t = 18 \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{NTC-04. Mampostería. Secc. 5.1. Alcance. Inciso g). Pág.29.}$$

Proponiendo $s = 20 \text{ cm}$.

$$A_{sc} = 0.40 \text{ cm}^2$$

Proponemos estribos del No. 2 en dos ramas.

$$A_{sc} = a_s * \text{número de ramas}$$

$$A_{sc} = 0.63 \text{ cm}^2$$

Comparamos el A_{sc} calculado con la ec. 5.2 con el obtenido de proponer el # de estribo y su separación.

$$A_{sc} \text{ ec. 5.2} \quad A_{sc}$$

$$0.40 \text{ cm}^2 < 0.63 \text{ cm}^2$$

Se cumple con la condición establecida por el reglamento.

Por lo tanto se colocaran estribos del No. 2 @ 20 cm.

- CASTILLOS ANTE CARGA AXIAL.

NTC-04. Concreto. Secc. 2.5.1.3. Elementos sujetos a flexión y carga axial. Pág. 110.

Para el caso de castillos que reciben carga axial debe revisarse su resistencia a compresión axial con la siguiente expresión:

$$P_r = F_R ((f'c * A_g) + (A_s * f_y))$$

$$A_g = t * t$$

Donde:

A_s = Área de acero longitudinal.

A_g = Área total de la sección.

F_R (axial) = 0.75

- Sustituyendo valores:

$$A_g = 144 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$P_r = 19994.22 \text{ kg}$$

Comparando la reacción resistente del castillo, con la máxima generada de la trabe T1 de azotea y entresiso.

$$P = 8030.00 \text{ kg}$$

$$P_u = 11242.00 \text{ kg}$$

$$P_r \quad P_u$$

$$19994.22 \text{ kg} > 11242.00 \text{ kg}$$



El castillo que se diseño es capaz de resistir la carga axial máxima generada de la trabe más desfavorable.
Por lo tanto el castillo a emplear será de 12 x 15 cm.

5.1.- REVISIÓN DE MUROS ANTE CARGAS VERTICALES.

NTC-04. Mampostería. Sección 5.3.1 Resistencia a compresión de muros confinados.

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

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

Datos:

$$H = 2.40 \text{ m}$$

$$t = 12.00 \text{ cm}$$

Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, $f m^*$, para algunos tipos de piezas sobre área bruta.

$$f m^* = 15.00 \text{ kg/cm}^2$$

NTC-04. Mampostería. Secc. 2.8.1.3 Valores indicativos. Pág. 14.

Factores de resistencia.

$$F_R = 0.60 \text{ (muros confinados) } \quad \text{NTC-04. Mampostería. Secc. 3.1.4 Factores de resistencia. Pág. 17.}$$

$$F_R = 0.30 \text{ (muros no confinados) }$$

Factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez

$$F_E = 0.70 \text{ para muros interiores } \quad \text{NTC-04. Mampostería. Secc. 3.2.2.3 Factor de reducción por los efectos de excentricidad y esbeltez. Pág. 19.}$$

$$F_E = 0.60 \text{ para muros extremos}$$

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

- 1) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidos por el sistema de piso, por dadas o por otros elementos.
- 2) La excentricidad en la carga axial aplicada es menor que $t/6$ y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro.
- 3) La relación altura libre a espesor del muro, H/t , no excede de 20.

Si no se cumplen las condiciones anteriores, el F_E se determinará como el menor entre el que se menciona antes y el que se obtiene con la ecuación sig.

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

Donde:

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

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

$k = 0.80$ para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

Por lo tanto para este caso resulta que la relación H/t , toma el siguiente valor:

$$\frac{H}{t} = 20$$



Se cumple con las condiciones establecidas por las NTC por lo tanto los valores de F_e que se tomarán para este caso serán los indicados para muros interiores y exteriores.

MUROS DE PLANTA ALTA

Carga de servicio de la losa de azotea = 719 kg/m²

Altura planta alta = 2.40 m

W muro con acabado mortero-mortero = 5.76 kg/cm

W muro con acabado azulejo-mortero = 6.90 kg/cm

$F_c = 1.4$

F_R para muros confinados = 0.6

MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	ÁREA TRIBUTARIA (m ²)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (kg)	PESO PROPIO DEL MURO (kg)	CARGA VERTICAL			FE	CARGA VERTICAL RESISTENTE (kg)
						P (kg)	Pu	(kg)		
A	197	12	3.38	2430.22	1134.72	3564.94	4990.92	0.600	16169.76	
B	92	12	3.23	2322.37	529.92	2852.29	3993.21	0.600	7551.36	
C	50	12	0.38	273.22	288.00	561.22	785.71	0.700	4788.00	
C'	187	12	3.71	2667.49	1077.12	3744.61	5242.45	0.700	17907.12	
C''	206	12	3.73	2681.87	1186.56	3868.43	5415.80	0.700	19726.56	
D	393	12	7.49	5385.31	2263.68	7648.99	10708.59	0.700	37633.68	
E	150	12	1.12	1385.44	864.00	2249.44	3149.22	0.700	14364.00	
F	250	12	6.98	5018.62	1440.00	6458.62	9042.07	0.700	23940.00	
G	203	12	5.01	3602.19	1169.28	4771.47	6680.06	0.700	19439.28	
H	198	12	3.85	2768.15	1140.48	3908.63	5472.08	0.600	16251.84	
I	300	12	3.28	2358.32	1728.00	4086.32	5720.85	0.600	24624.00	
J	150	12	1.00	719.00	864.00	1583.00	2216.20	0.600	12312.00	
K	400	12	4.47	3213.93	2304.00	5517.93	7725.10	0.600	32832.00	
L	400	12	5.14	3695.66	2304.00	5999.66	8399.52	0.600	32832.00	
M	295	12	3.86	5510.38	1699.20	7209.58	10093.41	0.700	28249.20	
N	215	12	1.16	2750.64	1238.40	3989.04	5584.66	0.700	20588.40	
N'	235	12	3.14	3780.58	1353.60	5134.18	7187.85	0.700	22503.60	
O	215	12	1.16	834.04	1238.40	2072.44	2901.42	0.600	17647.20	
O'	385	12	4.18	3005.42	2217.60	5223.02	7312.23	0.600	31600.80	
P	300	12	2.25	1617.75	1728.00	3345.75	4684.05	0.600	24624.00	
Q	225	12	2.49	1790.31	1296.00	3086.31	4320.83	0.600	18468.00	
Q'	225	12	2.95	2121.05	1296.00	3417.05	4783.87	0.600	18468.00	
R	255	12	4.76	3422.44	1468.80	4891.24	6847.74	0.600	20930.40	

$$\Sigma = 95184.16 \text{ kg}$$



MUROS DE PLANTA BAJA

Carga de servicio de la losa de entrecimpo = 626 kg/m²

Altura planta alta = 2.40 m

W muro con acabado mortero-mortero = 5.76 kg/cm

W muro con acabado azulejo-mortero = 6.90 kg/cm

F_c = 1.4

F_R para muros confinados = 0.6

Factor de altura efectiva k_e = 1

MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	ÁREA TRIBUTARIA (m ²)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (kg)	PESO PROPIO DEL MURO (kg)	PESO DEL NIVEL 2	CARGA VERTICAL		FE	CARGA VERTICAL RESISTENTE (kg)
							P (kg)	Pu (kg)		
A	80	12	1.14	713.64	460.80	1450.86	2625.30	3675.42	0.600	6566.40
B	35	12	0.66	483.12	201.60	839.97	1524.69	2134.57	0.600	2872.80
C	158	12	2.84	1777.84	910.08	3614.43	6302.35	8823.29	0.600	12968.64
D	69	12	1.14	713.64	397.44	1450.86	2561.94	3586.72	0.600	5663.52
E	242	12	4.34	2716.84	1393.92	5523.46	9634.22	13487.90	0.700	23173.92
E'	52	12	1.56	976.56	299.52	1985.39	3261.47	4566.06	0.700	4979.52
F	50	12	0.51	373.32	288.00	649.07	1310.39	1834.55	0.700	4788.00
F'	392	12	4.00	5218.40	2257.92	5090.74	12567.06	17593.89	0.700	37537.92
G	250	12	2.94	1840.44	1440.00	3741.70	7022.14	9830.99	0.700	23940.00
G'	45	12	0.79	494.54	259.20	1005.42	1759.16	2462.83	0.700	4309.20
H	257	12	3.09	1934.34	1480.32	3932.60	7347.26	10286.16	0.700	24610.32
I	158	12	0.37	2081.75	910.08	470.89	3462.72	4847.81	0.600	12968.64
J	113	24	4.13	2585.38	650.88	2115.43	5351.69	7492.37	0.600	20766.05
K	250	12	5.70	3568.20	1440.00	7254.31	12262.51	17167.51	0.700	23940.00
L	400	12	3.71	2322.46	2304.00	4721.66	9348.12	13087.37	0.600	32832.00
M	302	12	5.07	3173.82	1739.52	6452.52	11365.86	15912.20	0.600	24788.16
N	307	12	2.38	3656.60	1768.32	3028.99	8453.91	11835.48	0.600	25198.56
O	400	12	4.00	2504.00	2304.00	5090.74	9898.74	13858.24	0.600	32832.00
P	400	12	4.00	2504.00	2304.00	5090.74	9898.74	13858.24	0.600	32832.00
Q	307	12	6.50	5464.18	1768.32	8272.46	15504.96	21706.94	0.700	29398.32
R	215	12	3.05	1909.30	1238.40	3881.69	7029.39	9841.15	0.700	20588.40
R'	85	12	2.10	1314.60	489.60	2672.64	4476.84	6267.58	0.700	8139.60
S	215	12	1.16	726.16	1238.40	1476.32	3440.88	4817.23	0.600	17647.20
S'	385	12	4.05	2535.30	2217.60	5154.38	9907.28	13870.19	0.600	31600.80
T	300	12	0.00	0.00	1728.00	0.00	1728.00	2419.20	0.600	24624.00
U	250	12	1.56	976.56	1440.00	1985.39	4401.95	6162.73	0.600	20520.00
V	200	12	1.00	626.00	1152.00	1272.69	3050.69	4270.96	0.600	16416.00
W	145	12	1.72	1076.72	835.20	2189.02	4100.94	5741.32	0.600	11901.60
W'	105	12	0.78	488.28	604.80	992.69	2085.77	2920.08	0.600	8618.40



X	95	12	0.50	313.00	547.20	636.34	1496.54	2095.16	0.600	7797.60
---	----	----	------	--------	--------	--------	---------	---------	-------	---------

$$\Sigma = 74.79 \text{ cm}^2$$

- REVISIÓN DE MURO ANTE CARGAS VERTICALES.

MURO "J" DE PLANTA BAJA

Carga de servicio de la losa de entrepiso = 0.626 ton/m²

Longitud = 1.13 m

AT = 4.13 m²

W muro con acabado mortero-mortero = 0.240 kg/cm

W muro = 0.651 ton

W losa_entrepiso = 2.585 ton

CT_{planta baja} = 3.236 ton

⇒ Carga transmitida del muro "G".

Muro "G"

Carga de servicio de la losa de azotea = 0.719 ton/m²

Longitud = 2.03 m

AT = 5.01 m²

W muro con acabado mortero-mortero = 0.240 kg/cm

W muro = 1.169 ton

W losa_entrepiso = 3.602 ton

CT_{planta alta} = 4.771 ton

⇒ Carga transmitida al muro "J" de planta baja.

$$\frac{L_{\text{gravita}}}{L_{\text{total}}} * CT_{\text{planta alta}} = 2.115 \text{ ton}$$

⇒ Carga total sobre el muro "J" de planta baja.

W losa_entrepiso + W muro J + W que transmiten los muros de planta alta.

$$CT_{\text{Muro J}} = 5.352 \text{ ton}$$

Carga vertical actuante en el muro J de planta baja

P = 5.352 ton

Pu = 7.492 ton

⇒ Carga vertical resistente

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

F_R = 0.60 (muros confinados)

f * m = 15.00 kg/cm²

A_T = 2712 cm²

Factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez.

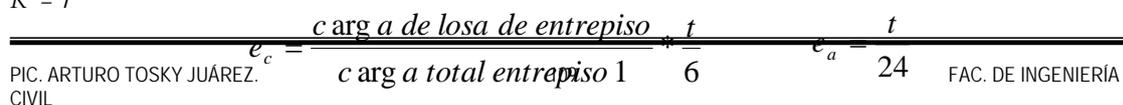
$$F_E = \left(1 - \frac{2 e'}{t} \right) \left[1 - \left(\frac{k H}{30 t} \right)^2 \right]$$

t = 24 cm

H = 240 cm

K = 1

$$e' = e_c + e_a$$





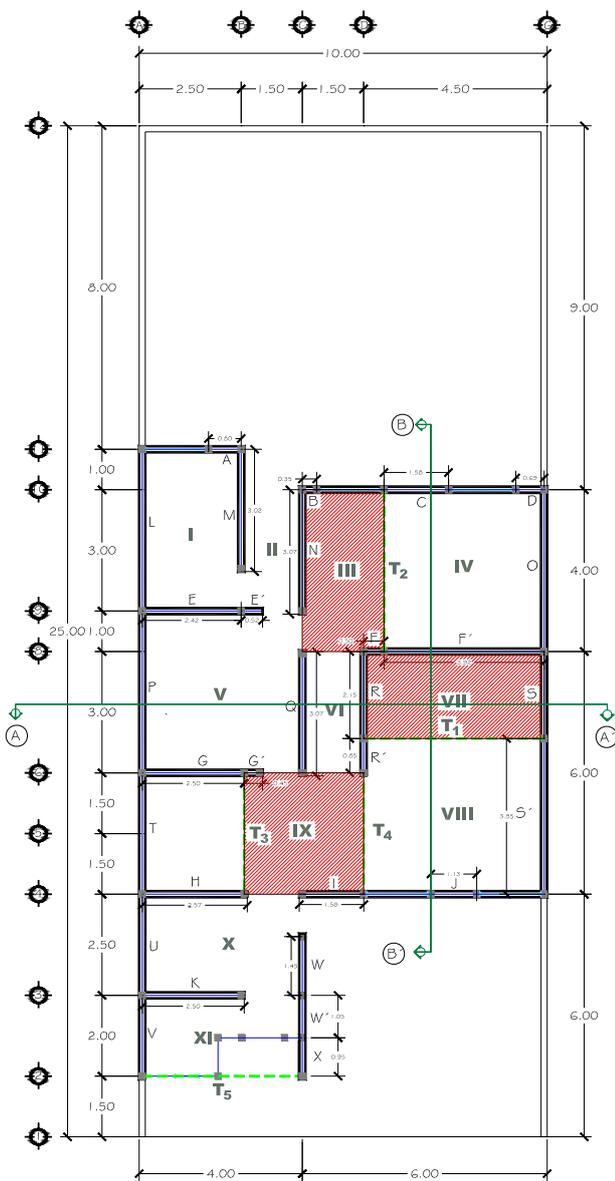
$$e' = 2.93$$

Sustituyendo
 $F_E = 0.672$

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

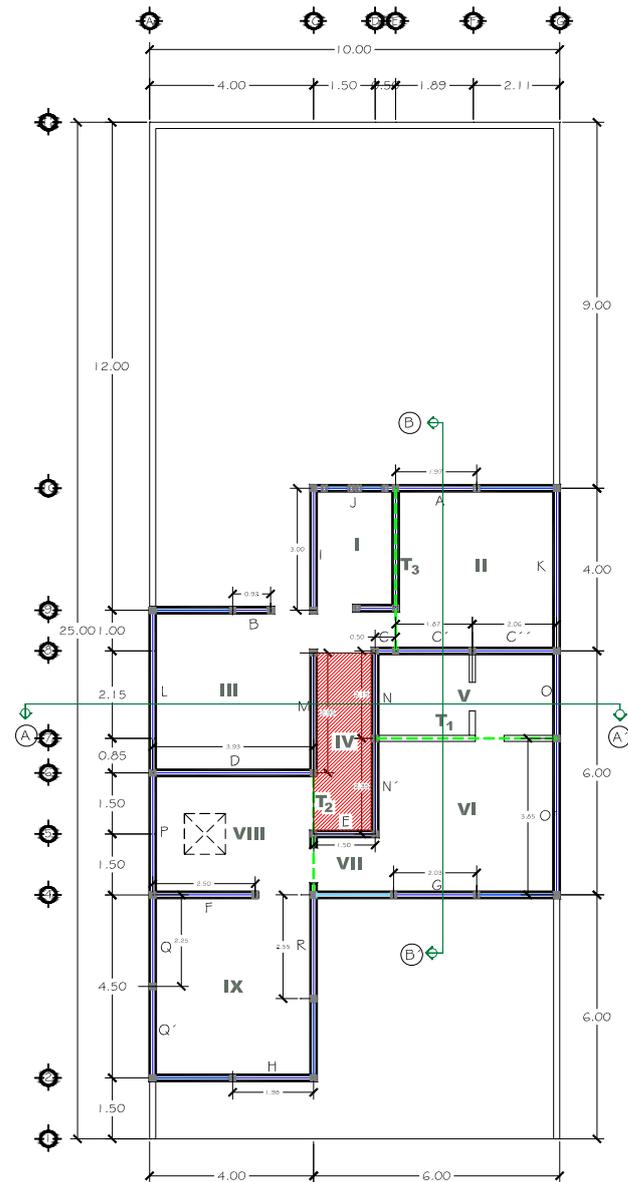
$$P_R = 20766.05 \text{ kg}$$

$P_R > P_u$ si cumple



LOSA DE ENTREPISO

- TRABES
- CASTILLOS
- MURO DE CARGA
- TABLEROS QUE RECIBEN MUROS



LOSA DE AZOTEA

- TRABES
- CASTILLO QUE CONTINUA EN PLANTA BAJA
- CASTILLO QUE NO CONTINUA EN PLANTA BAJA
- MURO DE CARGA
- MURO DIVISORIO
- TABLERO DONDE DESCARGA EL TINACO



(TODAS LAS ACOTACIONES ESTAN EN MTS.)

5.2.- REVISIÓN DE MUROS ANTE CARGAS LATERALES (SISMO).

La revisión de muros ante cargas verticales consiste en verificar que el cortante último obtenido del peso total de la estructura y afectado por un coeficiente sísmico y un factor de carga no sea mayor al cortante resistente obtenido mediante el método simplificado.

Método simplificado de análisis sísmico.

NTC-04. Mampostería. Secc. 3.2.3.3. Método simplificado.

Se verificará únicamente que en cada piso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectadas en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho piso.

⇒ Revisión de los requisitos para poder aplicar el método.

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

$$\frac{L}{B} = \frac{15.5}{10} = \text{Se cumple}$$

- 2.- La relación entre longitud y ancho de la planta no excederá de 2.0
 $1.55 < 2$ se cumple con lo establecido en el reglamento

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

$$\frac{H}{B} = \frac{5.10}{10} = 0.51 < 1.5 \text{ se cumple con lo establecido en el reglamento}$$

$$H \leq 13 \text{ m} \quad 5.1 \text{ m} < 13 \text{ se cumple con lo establecido en el reglamento}$$

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

⇒ DATOS

La estructura se construirá en el municipio de Cuitzeo, Michoacán

$$FC = 1.1$$

Zona sísmica: B

Estructura del grupo: B

Tipo de suelo: III

$$H = 5.10 \text{ m}$$

$$Cs = 0.16$$

⇒ Cálculo del peso total de la estructura

$$W_{\text{muro_pretil}} = 4154.64 \text{ kg}$$

$$W_{\text{tinaco}} = 2141 \text{ kg}$$

$$W_{\text{losa_azotea}} = 74453.34 \text{ kg}$$

$$W_{\text{total_losa_azotea}} = 8748.98 \text{ kg}$$

Peso de muros de planta alta.

$$W_{\text{muro con acabado azulejo_mortero}} = 690 \text{ kg/m}$$



$$\begin{aligned}
 W_{\text{muro con acabado mortero_mortero}} &= 576 \text{ kg/m} \\
 \text{Longitud muros con acabado azulejo_mortero} &= 18.5 \text{ m} \\
 \text{Longitud muros con acabado mortero_mortero} &= 54.72 \text{ m} \\
 W_{\text{muros de planta alta}} &= 44279 \text{ kg} \\
 W_{\text{losa_entrepiso}} &= 66837 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Peso de muros de planta baja

$$\begin{aligned}
 W_{\text{muro con acabado azulejo_mortero}} &= 690 \text{ kg/m} \\
 W_{\text{muro con acabado mortero_mortero}} &= 576 \text{ kg/m} \\
 W_{\text{muro con acabado mortero_mortero (espesor 24 cm)}} &= 1008 \text{ kg/m} \\
 \text{Longitud muros con acabado azulejo_mortero} &= 8.42 \text{ m} \\
 \text{Longitud muros con acabado mortero_mortero} &= 62.15 \text{ m} \\
 \text{Longitud muros con acabado mortero_mortero (24cm)} &= 5.28 \text{ m} \\
 W_{\text{muros de planta baja}} &= 46928.42 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_{\text{TOTAL}} &= W_{\text{total_losa_azotea}} + W_{\text{muros de planta alta}} + W_{\text{losa_entrepiso}} + W_{\text{muros de planta baja}} \\
 W_{\text{TOTAL}} &= 238793.63 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 V_{\text{basal}} &= C_s * W_{\text{TOTAL}} \\
 V_{\text{basal}} &= 38206.98 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

⇒ **Cortante último**

$$\begin{aligned}
 V_u &= F_c * V_{\text{basal}} \\
 V_u &= 42027.68 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

⇒ **Cortante resistente para muros de planta baja en las dos direcciones:****Datos:**

Material = Tabique de barro recocido

Tipo de mortero = II

 $V^*_m = 3 \text{ kg/cm}^2$ $F_R = 0.7$ (muros confinados)

$$\begin{aligned}
 V_{R_x} &= F_R \left(0.5 v_m^* A_{T_{EX}} + 0.3 P_x \right) \leq 1.5 F_R v_m^* A_{T_{EX}} \\
 V_{R_y} &= F_R \left(0.5 v_m^* A_{T_{EY}} + 0.3 P_y \right) \leq 1.5 F_R v_m^* A_{T_{EY}} \\
 F_{AE} &= 1 \quad \text{si} \quad \frac{H}{L} \leq 1.33
 \end{aligned}$$

 A_T = área transversal (se afecta por el factor FAE)

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

⇒ **Cálculo de áreas equivalentes**

SENTIDO X				
MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	FAE	ÁREA EQUIVALENTE
A	80	12	0.197	188.68
B	35	12	0.038	15.80
C	158	12	0.767	1453.56
D	69	12	0.146	121.06



E	242	12	1.000	2904.00
E'	52	12	0.083	51.82
F	50	12	0.077	46.07
F'	392	12	1.000	4704.00
G	250	12	1.000	3000.00
G'	45	12	0.062	33.58
H	257	24	1.000	6168.00
I	158	24	0.767	2907.12
J	113	24	0.392	1063.48
K	250	12	1.000	3000.00

$$L_x = 2151$$

$$\Sigma = 25657.17$$

SENTIDO Y				
MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	FAE	ÁREA EQUIVALENTE
L	400	12	1.000	4800.00
M	302	12	1.000	3624.00
N	307	12	1.000	3684.00
O	400	12	1.000	4800.00
P	400	12	1.000	4800.00
Q	307	12	1.000	3684.00
R	215	12	1.000	2580.00
R'	85	12	0.222	226.32
S	215	12	1.000	2580.00
S'	385	12	1.000	4620.00
T	300	12	1.000	3600.00
U	250	12	1.000	3000.00
V	200	12	1.000	2400.00
W	145	12	0.646	1123.48
W'	105	12	0.339	426.61
X	95	12	0.277	315.96

$$L_y = 4111$$

$$\Sigma 46264.37$$

⇒ Cargas verticales soportadas por los muros de planta baja en la dirección X y dirección Y.

$$P_x = \frac{L_x}{L_T} W_{TOTAL} = 82025.73 \text{ kg}$$

$$P_y = \frac{L_y}{L_T} W_{TOTAL} = 156767.90 \text{ kg}$$

⇒ Cortante resistente en la dirección X y dirección Y.

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

$$V_{RX} \leq 44165.43 \text{ kg} \leq 80820.08 \text{ kg}$$

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

$$V_{RY} \leq 81498.85 \text{ kg} \leq 145732.76 \text{ kg}$$

⇒ Comparación del cortante último con el cortante resistente en cada dirección.

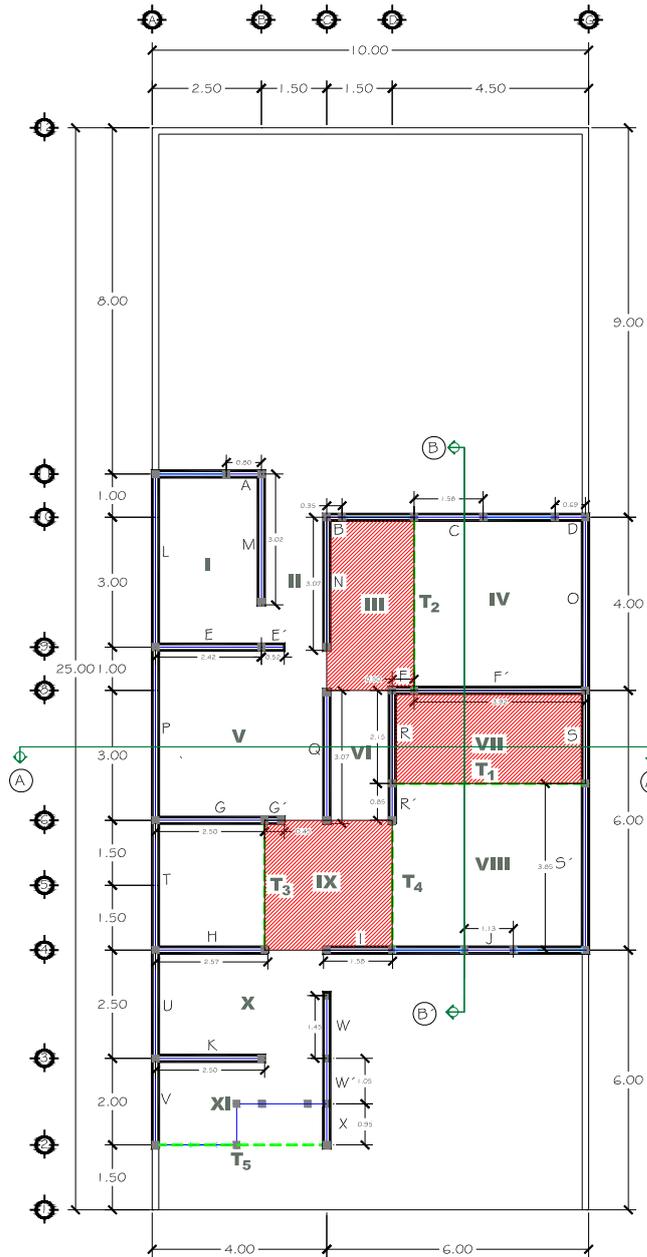
$$V_{Rx} \geq V_u$$



$$44165.43 \text{ kg} > 42027.68 \text{ kg}$$
$$V_{Ry} \geq V_u$$
$$81498.85 \text{ kg} > 42027.68 \text{ kg}$$

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

NOTA: Sólo se revisaron los cortantes en planta baja, ya que en casas habitación regularmente la densidad de muros en planta baja es similar a la de los niveles superiores y como resultó que la densidad de muros es adecuada, no es necesario revisar la planta alta donde el cortante es menor.



LOSA DE ENTREPISO

- TRABES
- CASTILLOS
- MURO DE CARGA
- TABLEROS QUE RECIBEN MUROS



(TODAS LAS ACOTACIONES ESTAN EN MTS.)

CAPÍTULO VI. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN.**- TRANSMISIÓN DE CARGAS PARA LA ZAPATA DE LINDERO**

Para el diseño de la cimentación se revisará en que tramo ó eje se presenta la carga mayor, por metro lineal, para esto se hará la bajada de cargas para cada tramo y se diseñará con la carga mayor.

Datos:*CS losa de azotea = 719 kg/m²**H pretil = 0.40 m**W muro_pretil = 210 kg/m²**H azotea = 2.4 m**W muro mortero_mortero = 240 kg/m²**CS losa de entepiso = 626 kg/m²**H entepiso = 2.40 m**W muro mortero_mortero = 240 kg/m²*

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

EJE	TRAMO	long. (m)	At (m ²)	Wlosa_azotea (kg)	W Muro pretil (kg)	W Muro P.A. (kg)	At (m ²)	Wlosa_entrepiso (kg)	W Muro P.B. (kg)	W/ml (kg/m)
A	2-3	2.00	2.47	1775.93	168	1152	1.00	626.00	1379.5	2550.73
A	3-4	2.50	2.98	2142.62	210	1440	1.56	976.56	1440	2483.67
A	4-6	3.00	2.25	1617.75	252	1728	0.00	0.00	1728	1775.25
A	6-9	4.00	5.14	3695.66	336	2304	4.00	2504.00	2304	2785.92
A	9-11	4.00	0.00	0.00	336	2304	3.71	2322.46	2304	1816.62
G	4-7	3.85	4.18	3005.42	323.4	2217.6	4.05	2535.30	2217.6	2675.15
G	7-8	2.15	1.16	834.04	180.6	1238.4	1.16	874.64	1238.4	2030.73
G	8-10	4.00	4.47	3213.93	336	2304	4.00	2504.00	2304	2665.48
A	6-9	4.00	5.14	3695.66	336.00	2304.00	4.00	2504	2304.0	2785.92

En este caso el tramo 6-9 del eje A resulto el más desfavorable.



- DISEÑO DE ZAPATA CORRIDA DE LINDERO BAJO MURO

Las propiedades del suelo se obtuvieron en un previo estudio de mecánica de suelos, que presentaron los siguientes datos.

Datos:

Peso volumétrico del suelo (γ_s) = 1.3 ton/m³
 Esfuerzo de diseño del terreno (q_r) = 12 ton/m²
 Peso volumétrico del material de la zapata (γ_c) = 2.4 ton/m³
 Profundidad de desplante (D_f) = 0.90 m

$F_c = 1.4$

$c = 0.30$ m

F_R (cortante) = 0.8 *NTC-04. Concreto. Factores de resistencia. Pág. 105.*

$rec = 5$ cm

$f'_c = 200$ kg/cm²

$f_y = 4200$ kg/cm²

F_R (flexión) = 0.9 *NTC-04. Concreto. Factores de resistencia. Pág. 105.*

1.- Cálculo de la descarga total de la cimentación

$P = 2.786$ ton/m

$P_T = P + W_s$

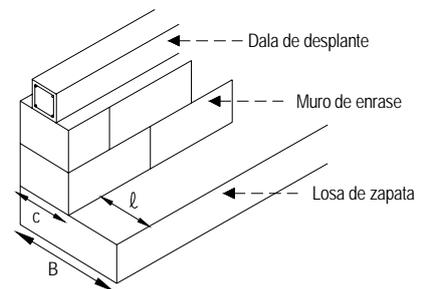
$$W_s = \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) \times B \times L \times D_f$$

$$B = 1.25 \left(\frac{P}{q_r} \right)$$

$B = 0.290$ m < $B_{\text{mín}} = 0.6$ se tomará: $B = 0.60$ m

$W_s = 0.999$ ton/m

$P_T = 3.785$ ton/m



2.- Dimensionamiento de la zapata

$B = \frac{P_T}{q_r}$ $B = 0.315$ m < $B_{\text{mín}} = 0.6$ se tomará: $B = 0.60$ m

3.- Cálculo de la presión de contacto

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

$q = 6.308$ t/m² < $q_r = 12$ t/m²

Se cumple con la condición establecida.

4.- Cálculo de la presión neta última

$q_n = \frac{P}{BL}$

$q_{nu} = F_c q_n$

$q_n = 4.643$ t/m

$q_{nu} = 6.50$ t/m²

5.- Diseño de la losa

a) Por cortante

$d = \frac{q_{nu} \ell}{V_{CR} + q_{nu}}$



$$\ell = B - C \quad \ell = 0.30 \text{ m}$$

$$V_{CR} = 5.06 \text{ kg/cm}^2$$

- Sustituyendo valores:

$$d = 3.42 \text{ cm} < 15$$

NTC-04. Concreto. Secc. 6.4.5. Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado. Pág. 144.
El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 15 cm.

Por lo tanto se usará $d = 15 \text{ cm}$

· Espesor total

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

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

· Revisión del peso real

MATERIAL	ESPESOR (m)	ANCHO (m)	PESO VOL. (t / m ³)	TOTAL (t/m)
<i>W plantilla</i>	0.05	0.60	2.2	0.066
<i>W losa</i>	0.20	0.60	2.4	0.288
<i>W muro_ enrase</i>	0.65	0.30	1.8	0.351
<i>W relleno</i>	0.65	0.30	1.3	0.254

$$W_{real} = 0.959$$

$$W_{real} = 0.959 \text{ ton/m} < W_s = 0.999 \text{ ton/m}$$

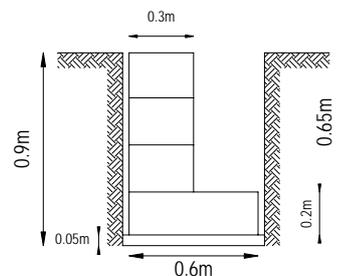
b) Por flexión

➡ Sentido transversal

$$Mu = \frac{q_{nu} \ell^2}{2} \quad \ell = \left(\frac{B}{2} + \frac{c}{4} \right) \quad \ell = 0.375 \text{ m} \quad Mu = 0.457 \text{ t-m}$$

- Cálculo del acero requerido.

$$\rho = \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f'c}} \right] \quad \rho = 0.000542$$



- Comparando con el ρ_{min} reglamentario.

(NTC-04. Secc. 2.2.1. Refuerzo mínimo. Pag. 106)

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

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy} \quad \rho_{min} = 0.00236$$

Como el $\rho_{requerido}$ es menor que el ρ_{min} se tomará el ρ_{min} para obtener el As .

$$As = \rho b d$$



$$A_s = 3.54 \text{ cm}^2$$

-Proponiendo varillas del # 3

$$s = \frac{100a_o}{A_s} \quad s = 20.15 \text{ cm}$$

Se usarán varillas del No. 3 a cada 20 cm c.a.c.

Sentido transversal

⇒ Sentido longitudinal

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

NTC-04. Secc. 5.7. Refuerzo por cambios volumétricos. Pág. 133.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5 A_s$.

$$A_s = \frac{660x_1}{f_y(100 + x_1)} (1.5)b$$
$$A_{st} = 3.07 \text{ cm}^2$$

- Proponiendo varillas del # 3

$$s = \frac{100a_o}{A_s} \quad s = 23.18 \text{ cm}$$

Se usarán varillas del No. 3 a cada 23 cm c.a.c.

Sentido longitudinal

**- CALCULAR AMPLIACIONES BAJO CASTILLOS QUE TRANSMITEN CARGAS PUNTUALES****Castillo G-7.****1) Descarga total.**

- El castillo que se encuentra en la intersección de los ejes G-7 transmite una carga puntual de 8.030 ton
 $P_T = 10.301 \text{ ton}$

2) Área requerida para absorber la carga (dimensionamiento).

$$A_z = \frac{P}{q_r} \quad A_{z_{existente}} = 0.360 \text{ m}^2 < A_z \text{ requerida} = 0.858 \text{ m}^2$$

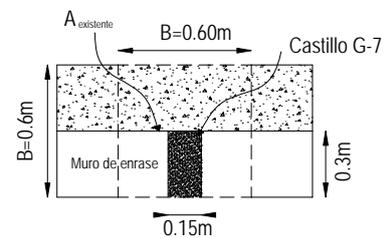
Se requiere hacer una ampliación.

⇒ Dimensionamiento de la ampliación

$$B = \sqrt{A_{z_{requerida}}} \quad B = 0.927 \text{ m}$$

⇒ Presión neta última

$$q_{nu} = F_c \frac{P_T}{A_z} \quad q_{nu} = 16.80 \text{ t/m}^2$$

**⇒ Peralte requerido por cortante por penetración**

$$\left[\frac{q_{nu}}{2} + 2 V_{CR} \right] d^2 + \left[\left(\frac{q_{nu}}{2} + V_{CR} \right) * (2 C_1 + C_2) \right] d + q_{nu} C_1 C_2 - P_u$$

$$V_{CR} = \begin{cases} F_R \sqrt{f_c^*} \\ F_R \left(0.5 + \frac{c_1}{c_2} \right) \sqrt{f_c^*} \end{cases}$$

$$V_{CR} = \begin{cases} 0.8 \sqrt{160} = 10.12 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.8 \left(0.5 + \frac{15}{30} \right) \sqrt{160} = 10.12 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$P_u = F_c P$$

$$P_u = 11.24 \text{ ton}$$

- Sustituyendo valores:

$$d = 11.62 \text{ cm} < 15$$

NTC-04. Secc. 6.4.5. Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado. Pág. 144.

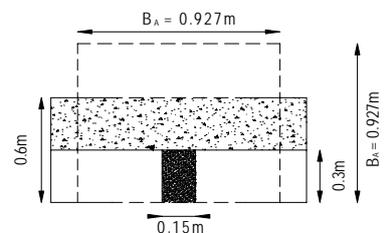
El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 15 cm.

Por lo tanto se usará $d = 15 \text{ cm}$

· Espesor total

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

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





⇒ *Diseño por flexión*

⇒ **Sentido transversal.**

$$Mu = \frac{q_{nu} \ell^2}{2}$$

$$\ell = B_A - C \quad \ell = 0.627 \text{ m}$$

$$Mu = 3.297 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- Cálculo del acero requerido.

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

$$\rho = 0.00414$$

- Comparando con el ρ_{min} reglamentario.

(NTC-04. Secc. 2.2.1. Refuerzo mínimo. Pag. 106)

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

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy} \quad \rho_{min} = 0.00236$$

Como el $\rho_{requerido}$ es mayor que el ρ_{min} se tomará el $\rho_{requerido}$ para obtener el A_s .

$$A_s = \rho b d \quad A_s = 6.21 \text{ cm}^2$$

-Proponiendo varillas del # 4

$$s = \frac{100a_o}{A_s} \quad s = 22.28 \text{ cm}$$

Se usarán varillas del No. 4 a cada 20 cm c.a.c.

Sentido transversal. ➡

⇒ **Sentido longitudinal**

$$Mu = \frac{q_{nu} \ell^2}{2}$$

$$\ell = \frac{B_A - C}{2} \quad \ell = 0.388 \text{ m}$$

$$Mu = 1.266 \text{ t} \cdot \text{m}$$

- Cálculo del acero requerido.

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

$$\rho = 0.00152$$

- Comparando con el ρ_{min} reglamentario.

(NTC-04. Secc. 2.2.1. Refuerzo mínimo. Pag. 106)

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

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy} \quad \rho_{min} = 0.00236$$

Como el $\rho_{requerido}$ es menor que el ρ_{min} se tomará el ρ_{min} para obtener el A_s .

$$A_s = \rho b d$$



$$A_s = 3.54 \text{ cm}^2$$

-Proponiendo varillas del # 3.

$$s = \frac{100a_o}{A_s} \quad s = 20.15 \text{ cm}$$

Se usarán varillas del No. 3 a cada 20 cm c.a.c.

Sentido longitudinal.

Para el cálculo de los de más castillos que reciben carga axial, se realiza el mismo procedimiento mostrado, para facilitar el manejo de la información obtenida del cálculo, realizaremos una tabla indicando las características generadas para cada caso.

CASTILLO	ELEMENTO DEL QUE RECIBE LA CARGA.	P (ton)	B (m)	d (m)	H (m)	ACERO (sentido transversal)	ACERO (sentido longitudinal)
G-7	T1	8.030	0.927	0.15	0.20	Vars. del No. 4 @ 20 cm	Vars. del No. 3 @ 20 cm
A-2	T5	4.268	0.738	0.15	0.2	Vars. del No. 3 @ 20 cm	Vars. del No. 3 @ 20 cm

**- TRANSMISIÓN DE CARGAS PARA LA ZAPATA DE CENTRO.**

Para el diseño de la cimentación se revisará en que tramo ó eje se presenta la carga mayor, por metro lineal, para esto se hará la bajada de cargas para cada tramo y se diseñará con la carga mayor.

Datos:

CS losa de azotea = 719 kg/m²

H azotea = 2.4 m

W muro mortero_mortero = 240 kg/m²

CS losa de entrepiso = 626 kg/m²

H entrepiso = 2.40 m

W muro mortero_mortero = 240 kg/m²

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

EJE	TRAMO	long. (m)	At (m ²)	Wlosa_azotea (kg)	W Muro P.A. (kg)	At (m ²)	Wlosa_entrepiso (kg)	W Muro P.B. (kg)	W/ml (kg/m)
B	9-11	3.02	0.00	0.00	2083.1	5.07	3173.82	1739.5	2316.69
C	9-10	3.07	3.28	2358.32	1768.3	2.38	2224.86	1768.3	2644.89
C	6-8	3.07	3.86	5510.38	1768.3	6.50	5464.18	1768.3	4726.78
C	3-4	1.45	4.76	3422.44	1440	1.72	1076.72	835	4671.97
C	2-3	1.05	0.00	0.00	302.4	0.78	488.28	604.8	1329.03
C	2-2'	3.85	0.00	0.00	1108.8	0.50	313.00	2217.6	945.30
D	6-8	4.00	4.30	6531.22	2836.6	3.99	3372.38	2304	3761.05

C	6-8	3.1	3.9	5510.4	1768.3	6.5	5464.2	1768.3	4726.78
----------	------------	------------	------------	---------------	---------------	------------	---------------	---------------	----------------

En este caso el tramo 6-8 del eje C resulto el más desfavorable.

**- DISEÑO DE ZAPATA CORRIDA DE CENTRO BAJO MURO**

Las propiedades del suelo se obtuvieron en un previo estudio de mecánica de suelos, que presentaron los siguientes datos.

Datos:

Peso volumétrico del suelo (γ_s) = 1.3 ton/m³
 Esfuerzo de diseño del terreno (q_r) = 12 ton/m²
 Peso volumétrico del material de la zapata (γ_c) = 2.4 ton/m³
 Profundidad de desplante (D_f) = 0.90 m

$$F_c = 1.4$$

$$c = 0.30 \text{ m}$$

$$F_R (\text{cortante}) = 0.8 \quad \text{NTC-04. Concreto. Factores de resistencia. Pág. 105.}$$

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

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

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

$$F_R (\text{flexión}) = 0.9 \quad \text{NTC-04. Concreto. Factores de resistencia. Pág. 105.}$$

1.- Cálculo de la descarga total de la cimentación

$$P = 4.727 \text{ ton/m}$$

$$P_T = P + W_s$$

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

$$B = 1.25 \left(\frac{P}{q_r} \right)$$

$$B = 0.492 \text{ m} < B_{\text{mín}} = 0.6 \text{ se tomará: } B = 0.60 \text{ m}$$

$$W_s = 0.999 \text{ ton/m}$$

$$P_T = 5.726 \text{ ton/m}$$

2.- Dimensionamiento de la zapata.

$$B = \frac{P_T}{q_r}$$

$$B = 0.477 \text{ m} < B_{\text{mín}} = 0.6 \text{ se tomará: } B = 0.60 \text{ m}$$

3.- Cálculo de la presión de contacto

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

$$q = 9.543 \text{ t/m}^2 < q_r = 12 \text{ t/m}^2$$

e cumple con la condición establecida.

4.- Cálculo de la presión neta última

$$q_n = \frac{P}{BL}$$

$$q_n = 7.878 \text{ t/m}^2$$

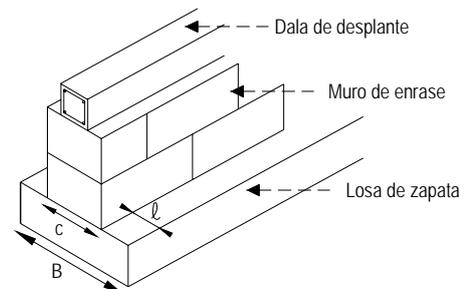
$$q_{nu} = 11.03 \text{ t/m}^2$$

$$q_{nu} = F_c q_n$$

5.- Diseño de la losa**a) Por cortante**

$$d = \frac{q_{nu} \ell}{V_{CR} + q_{nu}}$$

$$\ell = B - C \quad \ell = 0.15 \text{ m}$$





$$V_{CR} = (0.5) F_R \sqrt{f'_c} \quad V_{CR} = 5.06 \text{ kg/cm}^2$$

- Sustituyendo valores:

$$d = 2.68 \text{ cm} < 15$$

NTC-04. Secc. 6.4.5. Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado. Pág. 144.

El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 15 cm.

Por lo tanto se usará $d = 15 \text{ cm}$

Espesor total

$$H = d + \text{recubrimiento} \quad H = 20 \text{ cm}$$

· Revisión del peso real

MATERIAL	ESPESOR (m)	ANCHO (m)	PESO VOL. (t /m ³)	TOTAL (t/m)
<i>W plantilla</i>	0.05	0.60	2.2	0.066
<i>W losa</i>	0.20	0.60	2.4	0.288
<i>W muro_ enrase</i>	0.65	0.30	1.8	0.351
<i>W relleno</i>	0.65	0.30	1.3	0.254

$$W_{real} = 0.959$$

$$W_{real} = 0.959 \text{ ton/m} < W_s = 0.999 \text{ ton/m}$$

b) Por flexión

➡ Sentido transversal

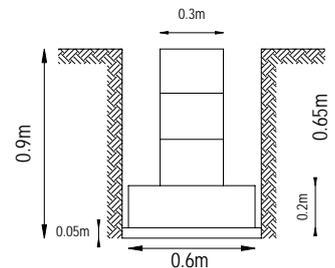
$$M_u = \frac{q_{nu} \ell^2}{2} \quad \ell = \left(\frac{B}{2} + \frac{c}{4} \right) \quad \ell = 0.225 \text{ m}$$

$$M_u = 0.279 \text{ t-m}$$

- Cálculo del acero requerido.

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

$$\rho = 0.00033$$



- Comparando con el ρ_{min} reglamentario.

(NTC-04. Secc. 2.2.1. Refuerzo mínimo. Pag. 106)

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

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \rho_{min} = 0.00236$$

Como el $\rho_{requerido}$ es menor que el ρ_{min} se tomará el ρ_{min} para obtener el A_s .

$$A_s = \rho b d \quad A_s = 3.54 \text{ cm}^2$$

- Proponiendo varillas del # 3

$$s = \frac{100 a_o}{A_s} \quad s = 20.15 \text{ cm}$$



Se usarán varillas del No. 3 a cada 20 cm c.a.c.

Sentido transversa 

⇒ **Sentido longitudinal**

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

NTC-04. Secc. 5.7. Refuerzo por cambios volumétricos. Pág. 133.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de $1.5 A_s$.

$$A_s = \frac{660x_1}{f_y(100 + x_1)} (1.5)b \quad A_{st} = 3.07 \text{ cm}^2$$

-Proponiendo varillas del # 3.

$$s = \frac{100a_o}{A_s} \quad s = 23.18 \text{ cm}$$

Se usarán varillas del No. 3 a cada 23 cm c.a.c.

Sentido longitudinal 



- CALCULAR AMPLIACIONES BAJO CASTILLOS QUE TRANSMITEN CARGAS PUNTUALES.

Castillo E-8.

1) Descarga total.

- El castillo que se encuentra en la intersección de los ejes H-9' transmite una carga puntual de 6.635 ton.

$$P_T = 10.070 \text{ ton}$$

2) Área requerida para absorber la carga (dimensionamiento).

$$A_z = \frac{P}{q_r} \quad A_{z_{existente}} = 0.360 \text{ m}^2 < A_{z_{requerida}} = 0.839 \text{ m}^2$$

Se requiere hacer una ampliación.

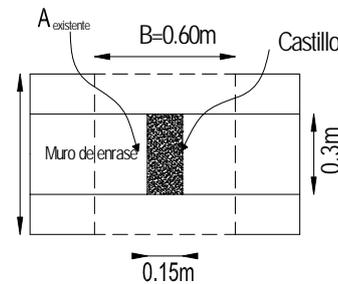
⇒ Dimensionamiento de la ampliación

$$B = \sqrt{A_{z_{requerida}}} \quad B = 0.916 \text{ m}$$

⇒ Presión neta última

$$q_{nu} = Fc \frac{P_T}{A_z} \quad q_{nu} = 16.80 \text{ t/m}^2$$

⇒ Peralte requerido por cortante por penetración



$$[q_{nu} + 4V_{CR}]d^2 + [(q_{nu} + 2V_{CR}) * (C_1 + C_2)]d + q_{nu} C_1 C_2 - Pu$$

$$V_{CR} = \begin{cases} F_R \sqrt{f_c^*} \\ F_R \left(0.5 + \frac{c_1}{c_2}\right) \sqrt{f_c^*} \end{cases}$$

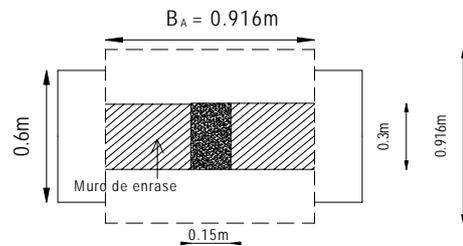
$$V_{CR} = \begin{cases} 0.8 \sqrt{160} = 10.12 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.8 \left(0.5 + \frac{15}{30}\right) \sqrt{160} = 10.12 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$Pu = FcP$$

$$Pu = 9.289 \text{ ton}$$

- Sustituyendo valores:

$$d = 4.45 \text{ cm} < 15$$



NTC-04. Concreto. Secc. 6.4.5. Espesor mínimo de zapatas de concreto reforzado. Pág. 144.

El espesor mínimo del borde de una zapata reforzada será de 15 cm.

Por lo tanto se usará $d = 15 \text{ cm}$

· Espesor total

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



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

⇒ **Diseño por flexión**

➡ **Sentido transversal.**

$$Mu = \frac{q_{nu} \ell^2}{2}$$

$$\ell = \frac{B_A - c}{2} \quad \ell = 0.308 \text{ m}$$

$$Mu = 0.797 \text{ t-m}$$

- Cálculo del acero requerido.

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

$$\rho = 0.00095$$

- Comparando con el ρ_{min} reglamentario.

(NTC-04. Secc. 2.2.1. Refuerzo mínimo. Pag. 106)

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

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy} \quad \rho_{min} = 0.00236$$

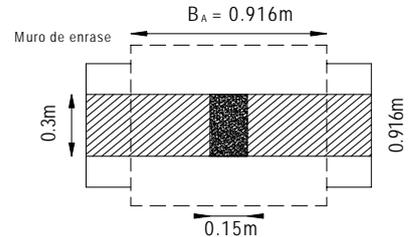
Como el $\rho_{requerido}$ es menor que el ρ_{min} se tomará el ρ_{min} para obtener el A_s .

$$A_s = \rho b d \quad A_s = 3.54 \text{ cm}^2$$

-Proponiendo varillas del # 3

$$s = \frac{100a_o}{A_s} \quad s = 20.15 \text{ cm}$$

Se usarán varillas del No. 3 a cada 20 cm c.a.c.



Sentido transversal. ➡

➡ **Sentido longitudinal**

$$Mu = \frac{q_{nu} \ell^2}{2} \quad \ell = \frac{B_A - C}{2} \quad \ell = 0.383 \text{ m}$$

$$Mu = 1.232 \text{ t-m}$$

- Cálculo del acero requerido.

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

$$\rho = 0.00148$$

- Comparando con el ρ_{min} reglamentario.

(NTC-04. Secc. 2.2.1. Refuerzo mínimo. Pag. 106)

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

$$\rho_{min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy} \quad \rho_{min} = 0.00236$$

Como el $\rho_{requerido}$ es menor que el ρ_{min} se tomará el ρ_{min} para obtener el A_s .

$$A_s = \rho b d \quad A_s = 3.54 \text{ cm}^2$$

-Proponiendo varillas del # 3

$$s = \frac{100a_o}{A_s}$$



$$s = 20.15 \text{ cm}$$

Se usarán varillas del No. 3 a cada 20 cm c.a.c.

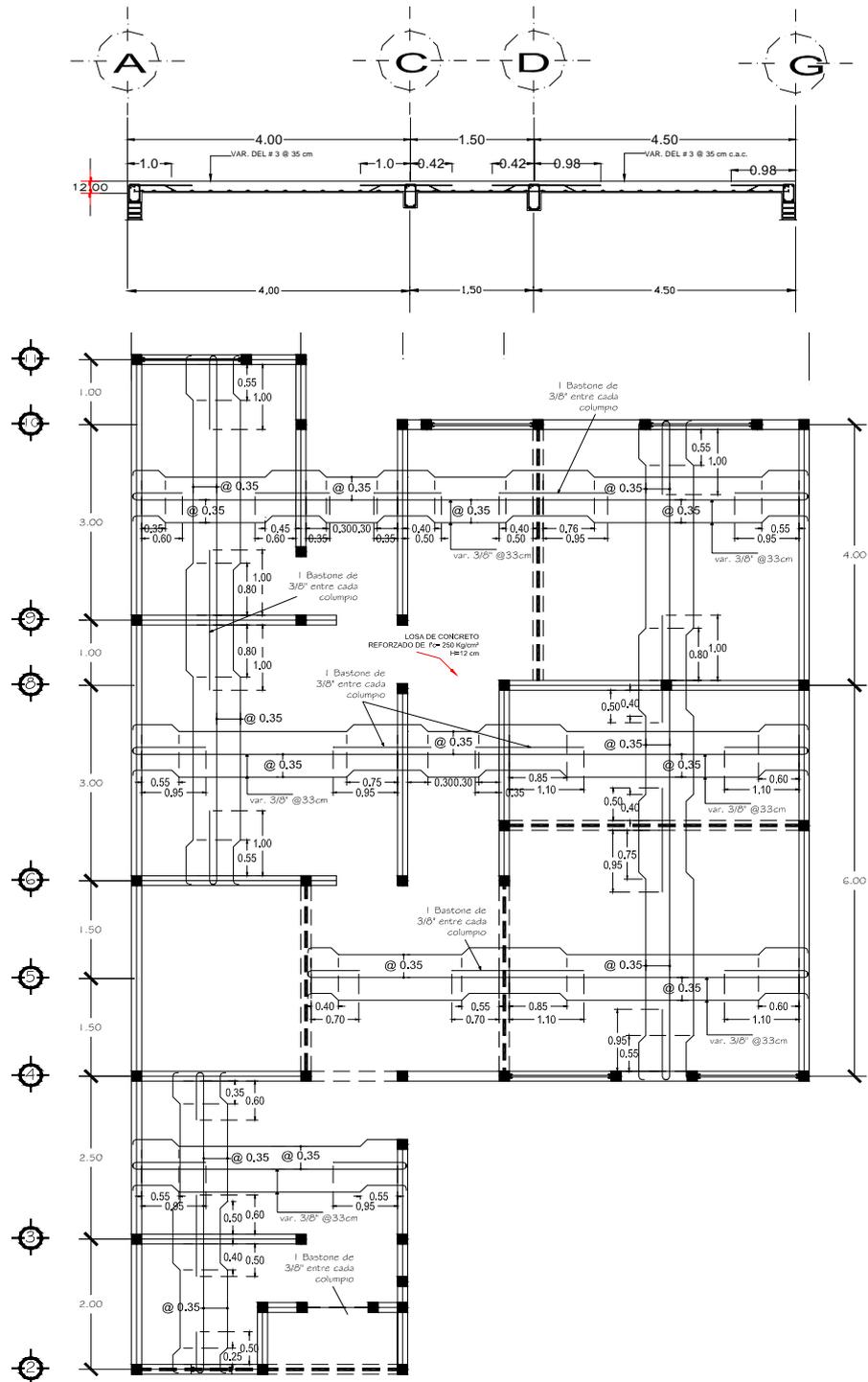
Sentido longitudinal. 

Para el cálculo de los de más castillos que reciben carga axial, se realiza el mismo procedimiento mostrado, para facilitar el manejo de la información obtenida del cálculo, realizaremos una tabla indicando las características generadas para cada caso.

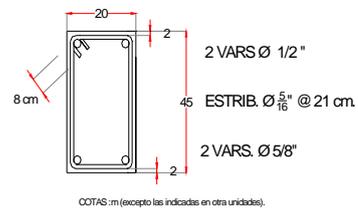
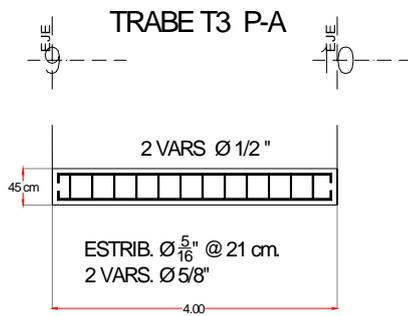
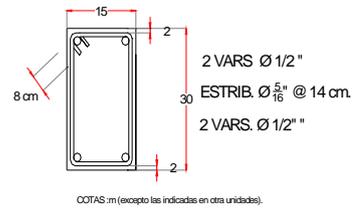
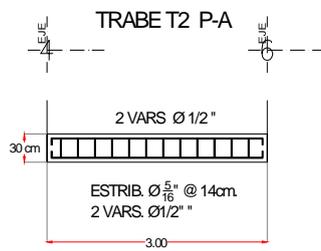
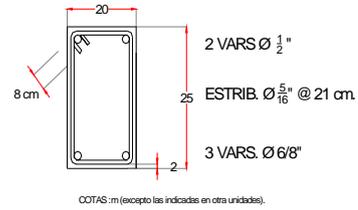
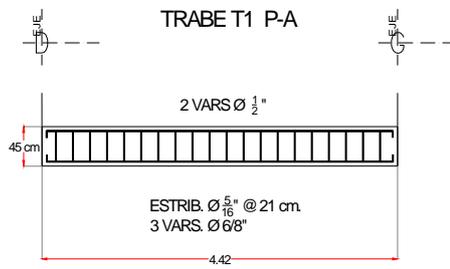
CASTILLO	ELEMENTO DEL QUE RECIBE LA CARGA.	P (ton)	B (m)	d (m)	H (m)	ACERO (sentido transversal)	ACERO (sentido longitudinal)
G-7	T1	8.030	0.977	0.15	0.20	Vars. del No. 3 @ 20 cm	Vars. del No. 3 @ 20 cm
C-4 Y C-6	T2	2.335	0.693	0.15	0.2	Vars. del No. 3 @ 20 cm	Vars. del No. 3 @ 20 cm
E-8 Y E10	T3 Y T2	6.635	0.916	0.15	0.2	Vars. del No. 3 @ 20 cm	Vars. del No. 3 @ 20 cm
B-4 Y B 6	T3	1.582	0.647	0.15	0.2	Vars. del No. 3 @ 20 cm	Vars. del No. 3 @ 20 cm
D-4 Y D-6	T4	5.177	0.847	0.15	0.2	Vars. del No. 3 @ 20 cm	Vars. del No. 3 @ 20 cm
B-2	T5	4.268	0.801	0.15	0.2	Vars. del No. 3 @ 20 cm	Vars. del No. 3 @ 20 cm

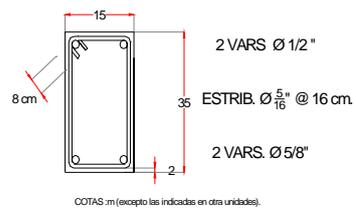
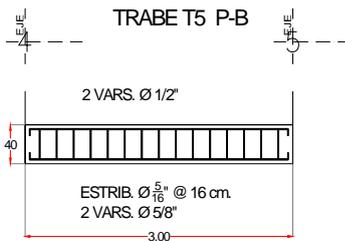
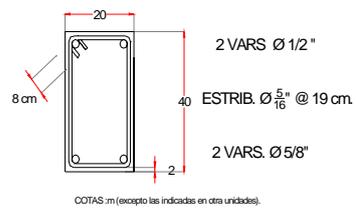
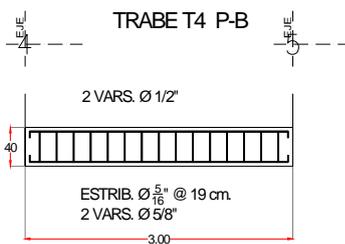
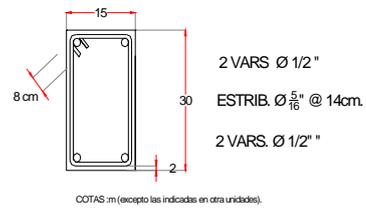
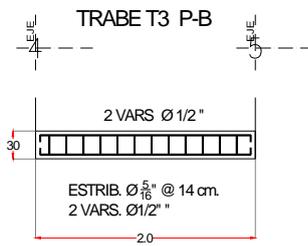
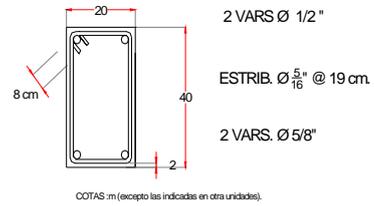
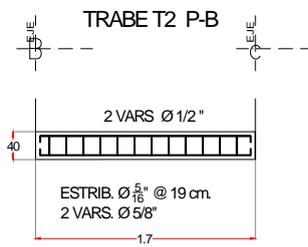
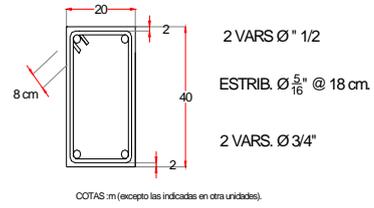
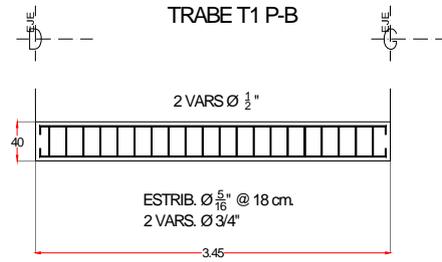


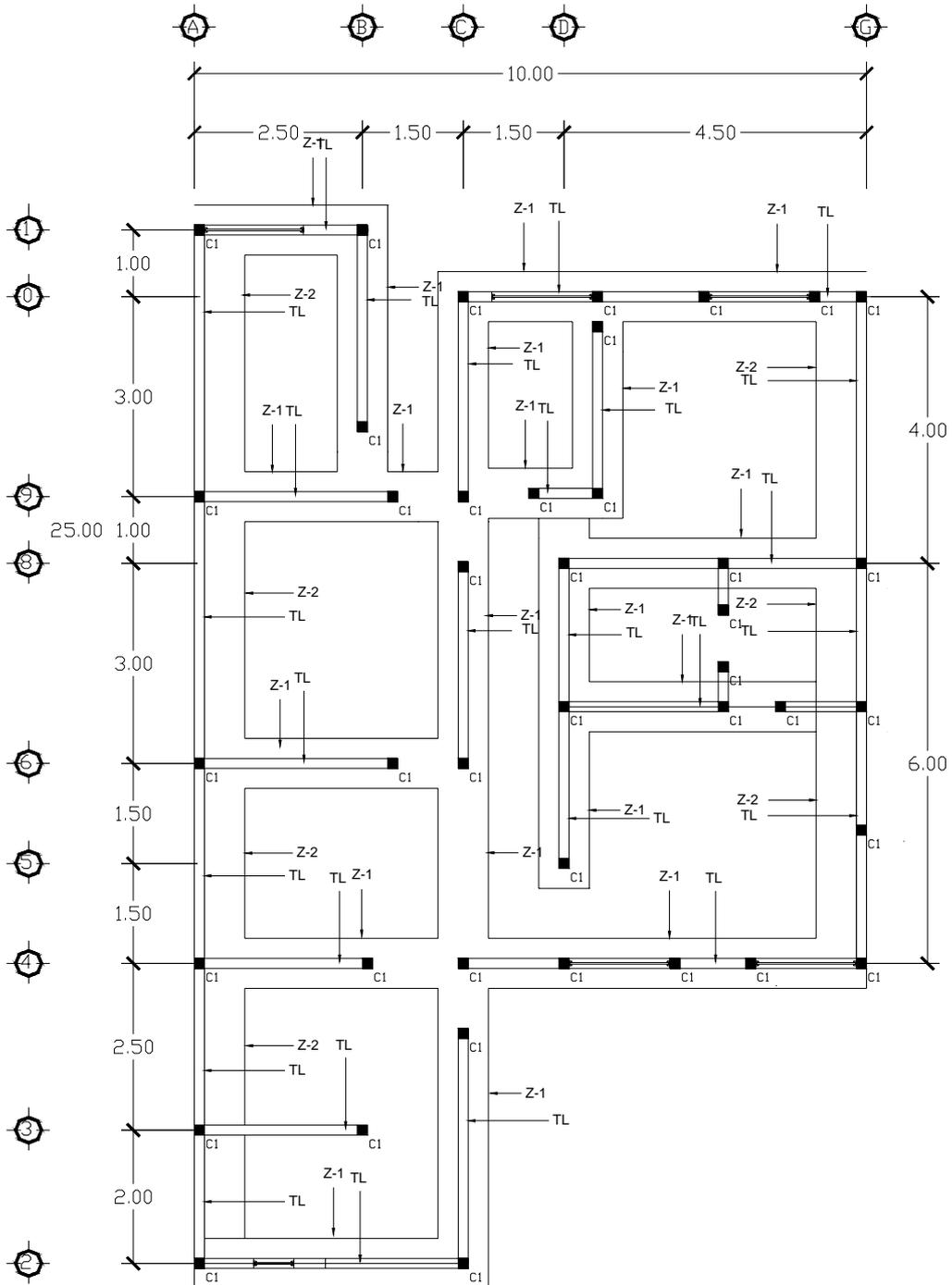
CAPÍTULO VII. PLANOS ESTRUCTURALES.



ARMADO LOSA DE ENTREPISO









CONCLUSIONES.

La realización de esta tesina tuvo la finalidad de realizar un análisis de adecuado buscando la seguridad y a su vez la economía de la edificación, poniendo en práctica los conocimientos adquiridos durante la licenciatura y reforzados con el curso de actualización "proyecto estructural de una casa habitación" en base a los lineamientos que marca el Reglamento de Construcción del Distrito Federal y sus respectivas Normas Técnicas Complementarias con el objeto de diseñar una estructura para que de confianza y trabaje adecuadamente a las condiciones para las que se someta.

El ingeniero civil debe saber en que consiste un buen diseño estructural para poder brindar seguridad y economía que pueda permitir ahorrar tanto en materiales como en costos de mano de obra, pero a su vez respaldado por conocimientos teóricos para poder llevar acabo el objetivo establecido. Es importante agregar, que, en gran medida, un buen proyecto se atribuye a la experiencia el proyectista y al cabal cumplimiento de las normas y reglamentos manejados.



BIBLIOGRAFÍA.

- ❖ "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado".
González, C., O. M., Robles, F-V, F.
Editorial Limusa, México D.F 2000.
- ❖ Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de concreto (2004).
- ❖ Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras de mampostería (2004).
- ❖ Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de cimentaciones (2004).
- ❖ "Reglamento de Construcción del Distrito Federal".
Editado por el Gobierno del D.F. 2001.