



**UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



TRABAJO DE TESIS

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL
“DE UNA CASA HABITACIÓN”**

CALLE RÍO AMAZONAS #26 COL. RÍO VERDE
URUAPAN DEL PROGRESO MICHOACÁN

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERA CIVIL

PRESENTA
P.I.C. NORMA ERIKA PÉREZ AMEZCUA

ASESOR
DRA. BERTHA ALEJANDRA OLMOS NAVARRETE

MORELIA, MICHOACÁN, OCTUBRE DEL 2018



AGRADECIMIENTOS

A DIOS:

Por darme cada día la oportunidad de vivir y hacer de mí una persona crédula y llena de esperanza hacia la vida.

A MI ABUELO:

Melitón Amezcua Zalapa por darme una madre maravillosa, por creer en mí, tus grandes consejos y el gran cariño que me tuviste hasta tu último suspiro. Te amo y extraño cada día de mi vida.

A MI MADRE:

M.C. Adriana Amezcua Garibay por darme la vida, ser mi mayor ejemplo día a día, mi mejor amiga, mi gran amor y por haberme dado la oportunidad de realizarme. Te amo.

A MIS HERMANAS:

Silvia Margarita P. Amezcua y Maries Selene Medina Amezcua por apoyarme siempre en los momentos donde más las he necesitado. No me imagino una vida sin ustedes.
Las amo.

A MI ASESORA:

Dra. Bertha Alejandra Olmos Navarrete por haber confiado en mí, haberme orientado y haber contado con ella incondicionalmente como maestra, asesora y amiga.
La quiero y admiro.

A MIS MAESTROS

En especial al Dr. José Carlos Rubio Avalos, M. en I. Alma Rosa Sánchez Ibarra, Dr. José de Jesús Alvares Sereno, Dr. Julio César Orantes Avalos, Dr. José Manuel Jara Guerrero, M. en I. Eugenio Macías Cortés, Dr. Guillermo Martínez Ruiz, M.C. Guillermo Benjamín Pérez Morales, Dra. Tatjana Vukasinac, M.I. Hugo Alejandro Tzintzún, M.A. Ramiro Silva Orozco, Ing. Joaquín Ulaje Medina, M.I. Julio A. Chávez Cárdenas. Por enseñarme lo maravilloso de esta carrera y lograr en mí una mejor persona. Los admiro.

A MI FAMILIA

A toda mi familia más cercana, por hacer de mí una mejor persona.

A MIS COMPAÑEROS Y AMIGOS

A mis compañeros y amigos de la segunda sección, por cada momento vivido dentro y fuera de las aulas, su valiosa y gran amistad brindada.

EN ESPECIAL A AL **U.M.S.N.H**
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



ÍNDICE

Introducción.....	3
Objetivo	Í
Capítulo I.- Descripción Arquitectónica del Proyecto	İ
Capítulo II.- Análisis y Diseño Estructural de la losa	1Í
Capítulo III.- Análisis y Diseño Estructural de las Trabes	8I
Capítulo IV.- Revisión de Muros	1Í €
Capítulo V.- Análisis y Diseño Estructural de Cimentación	17H
Capítulo VI.- Planos Estructurales	19G
Conclusiones	19H
Glosario	19I
Bibliografía	19Î



RESUMEN

Este trabajo contiene el procedimiento que se debe de llevar a cabo al realizar un diseño estructural de una casa habitación, así como los requisitos más esenciales que se deben de tomar en cuenta para su cálculo. Con ello obtener un producto constructivo de calidad y sustentable.

ABSTRACT

This work contains the procedure that must be carried out when making a structural design of a house, as well as the most essential requirements that must be taken into account for its calculation. With this, obtain a constructive product of quality and sustainability.

CONSTRUCCIÓN, ESTUDIO, OBRA, PROYECTO, HOGAR



INTRODUCCIÓN

El estudio de las viviendas ha ido evolucionando a través del tiempo, ya que las necesidades de resistir cargas extremas que se generan ante los fenómenos naturales que se han presentado en los últimos siglos, nos han orillado a que los análisis de estas pequeñas estructuras sean tomados en cuenta con más seriedad, pero sobre todo con más responsabilidad.

Para el análisis y diseño estructural de una casa habitación, se requiere de un proceso que determine, la forma, las dimensiones y las características detalladas de la estructura a analizar. Ya que, al obtener una determinada serie de resultados, nos daremos cuenta de las necesidades que requiere dicha estructura para que presente un comportamiento y funcionamiento óptimo a lo largo de su vida útil. Un requisito esencial para que la construcción cumpla sus funciones es que no sufra fallas o mal comportamiento debido a su incapacidad para soportar las cargas que sobre ella se imponen.

Es importante señalar que el diseño de cualquier estructura está necesariamente ligado a reglamentos y normas; estos documentos cambian frecuentemente a medida que se incorporan nuevos conocimientos y nuevas técnicas propuestas para su modelación numérica.

Como Ingenieros Civiles debemos de tener una visión diferente para desempeñar nuestro trabajo. Los proyectos que se desarrollen en cualquier rama de la Ingeniería Civil, deben ser proyectados con calidad, pero sobre todo brindar la seguridad adecuada a los usuarios para que cumplan con la función para la cual fueron



diseñadas, esto es parte del profesionalismo que debemos tener siempre en mente. Todas las construcciones realizadas por el Ingeniero Civil se elaboran con el principal objetivo de satisfacer necesidades que tiene el ser humano, por lo tanto, éste definirá el uso correspondiente a cada estructura, de la cual en cada caso tenemos la responsabilidad de proveer un espacio seguro y funcional.

Una construcción u obra puede concebirse como un sistema, entendiéndose por sistema un conjunto de subsistemas y elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir con determinada función. En este caso estudiamos el diseño y comportamiento estructural de una casa habitación, la cual está formada por los subsistemas conocidos como: elementos arquitectónicos, sistema estructural, instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, e instalaciones especiales. Todos ellos interactúan para hacerlo funcional y seguro. Si se ve afectado el funcionamiento de alguno de los subsistemas, entonces se afecta a los de más subsistemas, ya que como se mencionó antes, todos interactúan entre sí. El presente trabajo se enfoca únicamente en el diseño y análisis estructural, ya que este subsistema es la base para el seguimiento de los demás subsistemas.



OBJETIVO

Determinar los elementos estructurales óptimos para una estructura tipo B: Casa habitación unifamiliar de dos niveles, estructuralmente clasificada como Tipo 1. para que cumplan con los estados límite de resistencia y servicio estipulados en el código de diseño estructural, cuya sección transversal conduzca a un costo rentable de la obra.



CAPÍTULO I

DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL PROYECTO



DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL PROYECTO

El proyecto arquitectónico pertenece a una construcción que tendrá el uso de una casa habitación, ubicada en la ciudad de Uruapan del Progreso Michoacán. Con domicilio en calle Río Amazonas # 26, colonia Río Verde. Las dimensiones del terreno son 9.75m de ancho por 11.85m de largo, con un área de 115.54m² ubicándose en un terreno plano. En las (Fig. 1.1 a 1.3) se muestran las plantas y sección transversal del proyecto arquitectónico.

DISTRIBUCIÓN DE LA CASA HABITACIÓN.

Está conformada por dos niveles de piso cada uno conformado por una losa maciza apoyada perimetralmente y un sistema de escaleras, la casa habitación se estructuró utilizando marcos de concreto reforzado.

PLANTA BAJA

- Cochera para un auto
- Bodega
- Estudio
- ½ Baño
- Cocina
- Comedor
- Sala
- Patio
- Terraza
- Jardín

**PRIMER NIVEL**

- 3 recamaras
- 2 baños

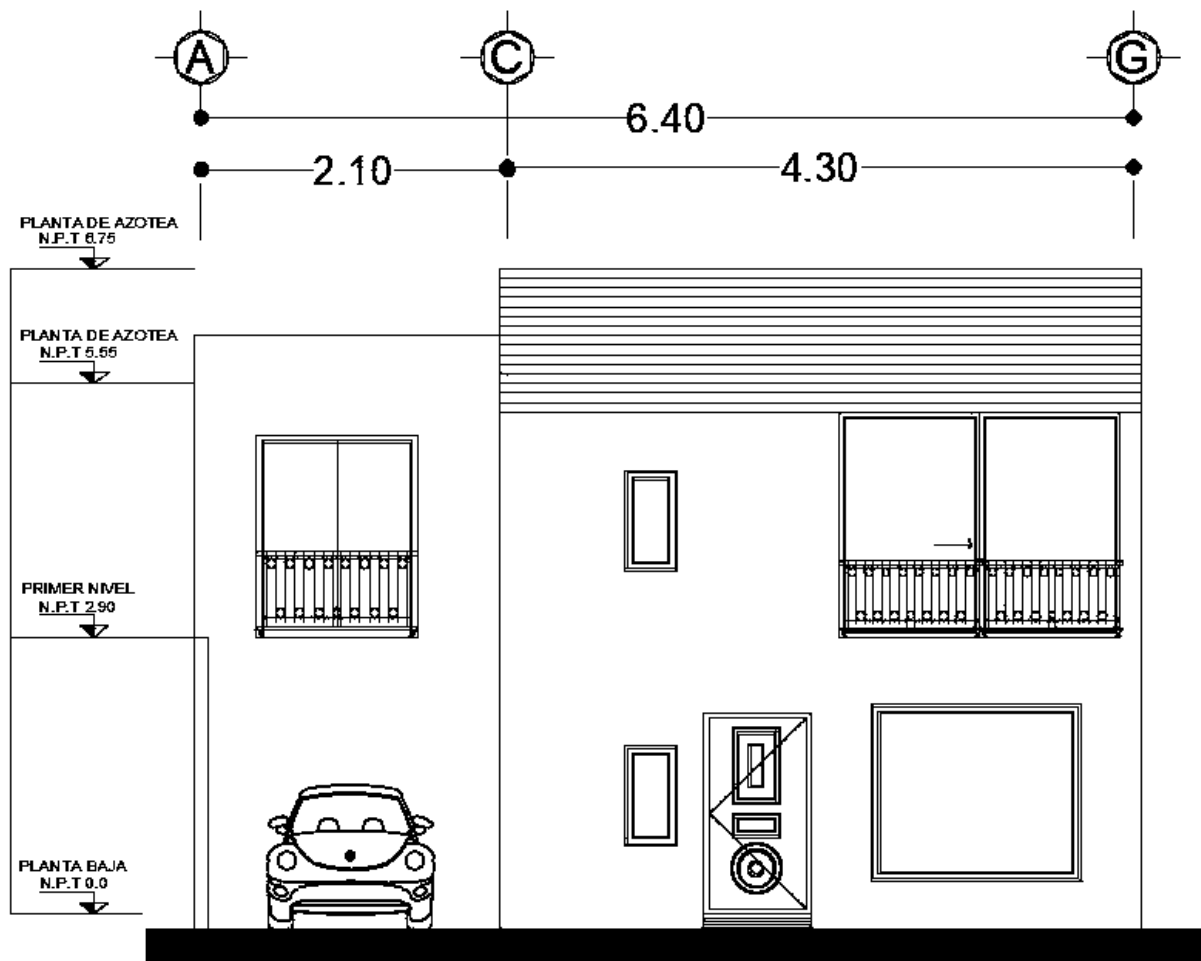
PLANTA DE AZOTEA

- 1 tinaco de 1100 lts

El 95% de los muros son muros de carga y cuentan con un confinamiento adecuado, fabricados con piezas de tabique de barro rojo recocido y castillos. Estos muros deberán desplantarse sobre una de las nervaduras en el sistema de piso de azotea y anclar el refuerzo en ambas losas. La pendiente de la losa de azotea está proyectada con el 2% para el correcto desagüe de aguas pluviales, excepto la losa de azotea del baño y recamara; ubicados en los tableros 5, 6 y 7 de la planta alta, teniendo una pendiente del 23%.

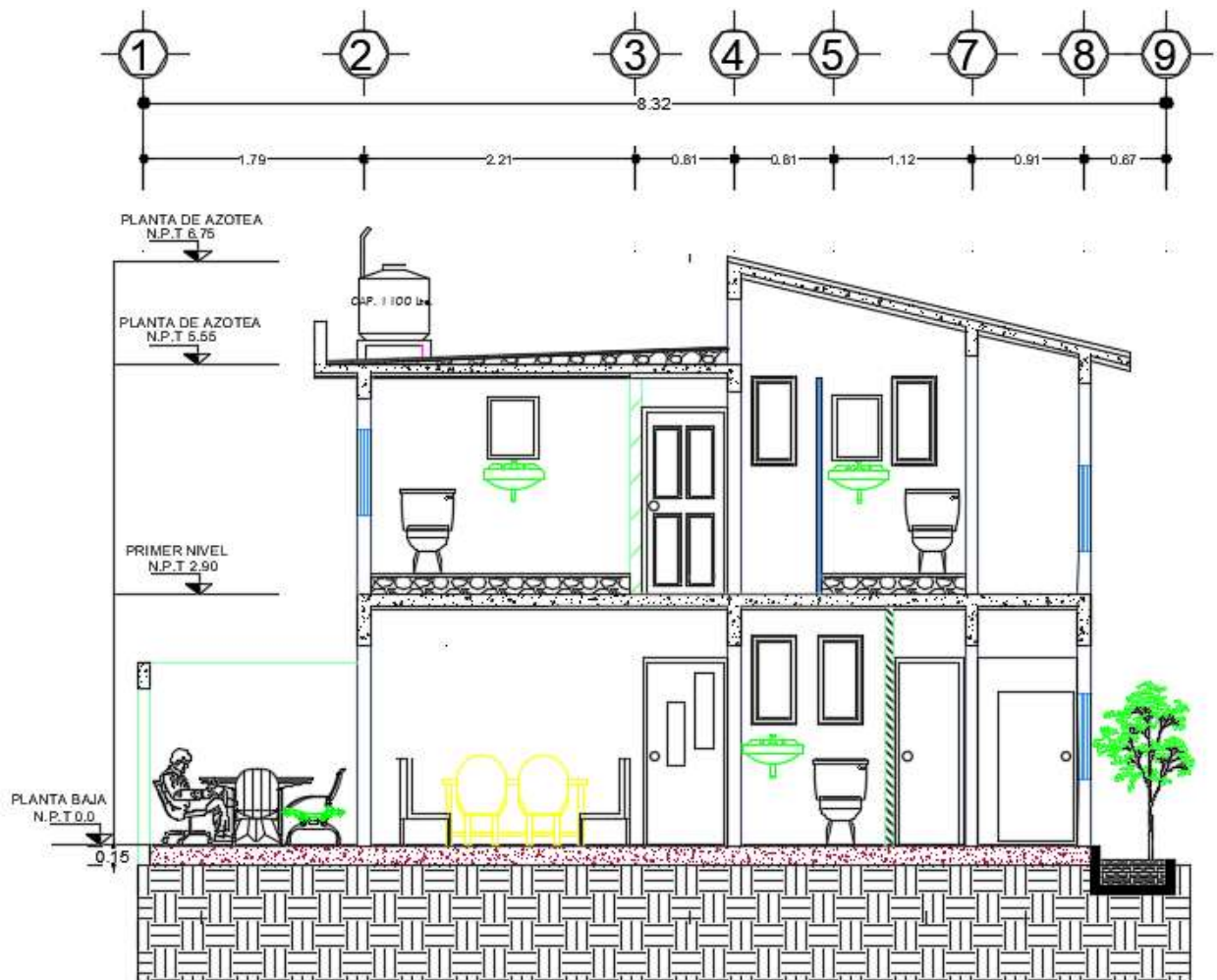
Se eligió una cimentación superficial que fue resuelta por medio de una losa maciza o losa de cimentación ya que se observa una heterogeneidad en el suelo. Con ello se preverá los asentamientos diferenciales que se puedan presentar en la vida útil de la estructura.

En la losa de azotea no se consideró carga alguna generada por equipo o instalaciones especiales.



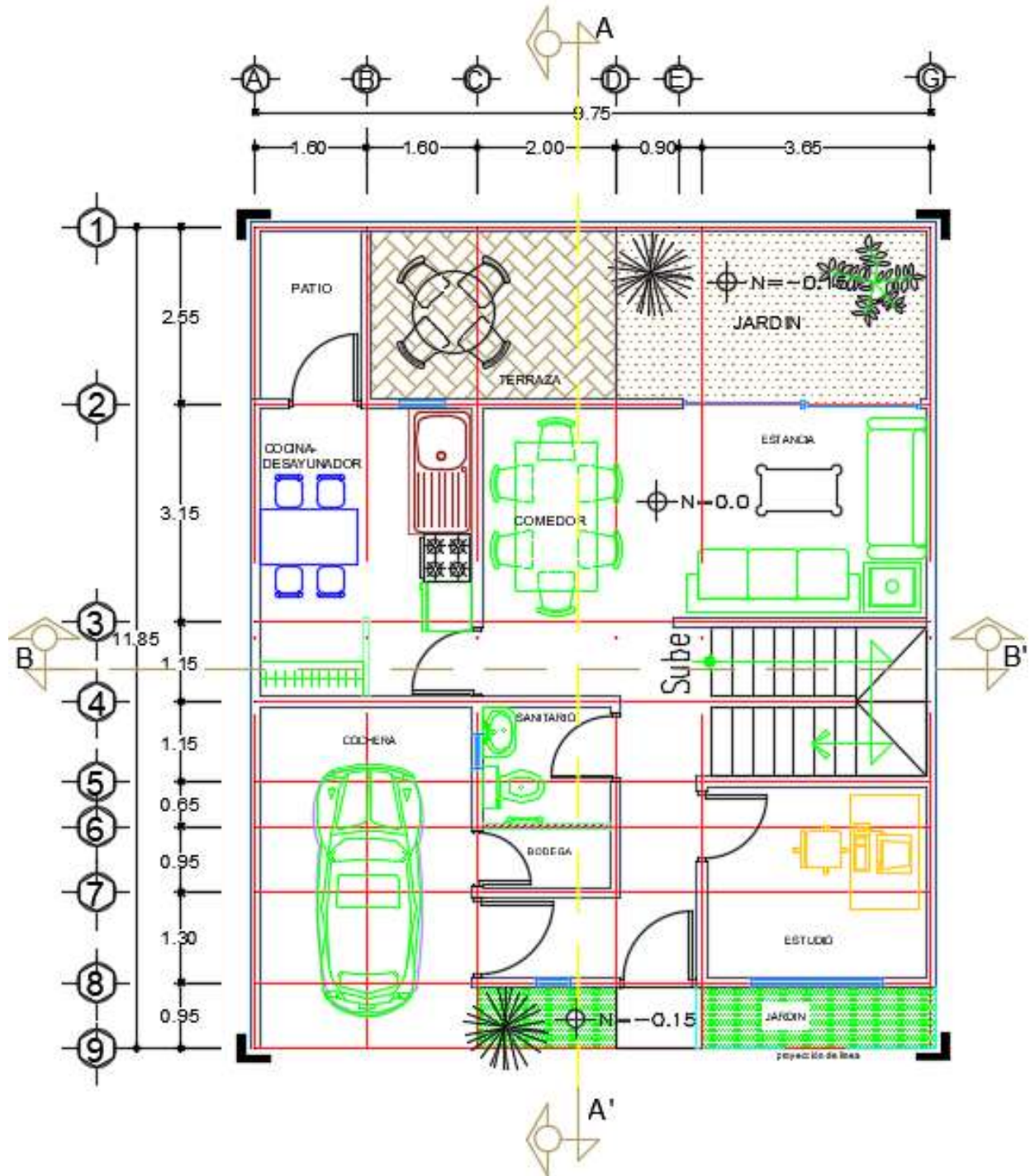
FACHADA PRINCIPAL

Figura. 1.1 Fachada de la casa habitación



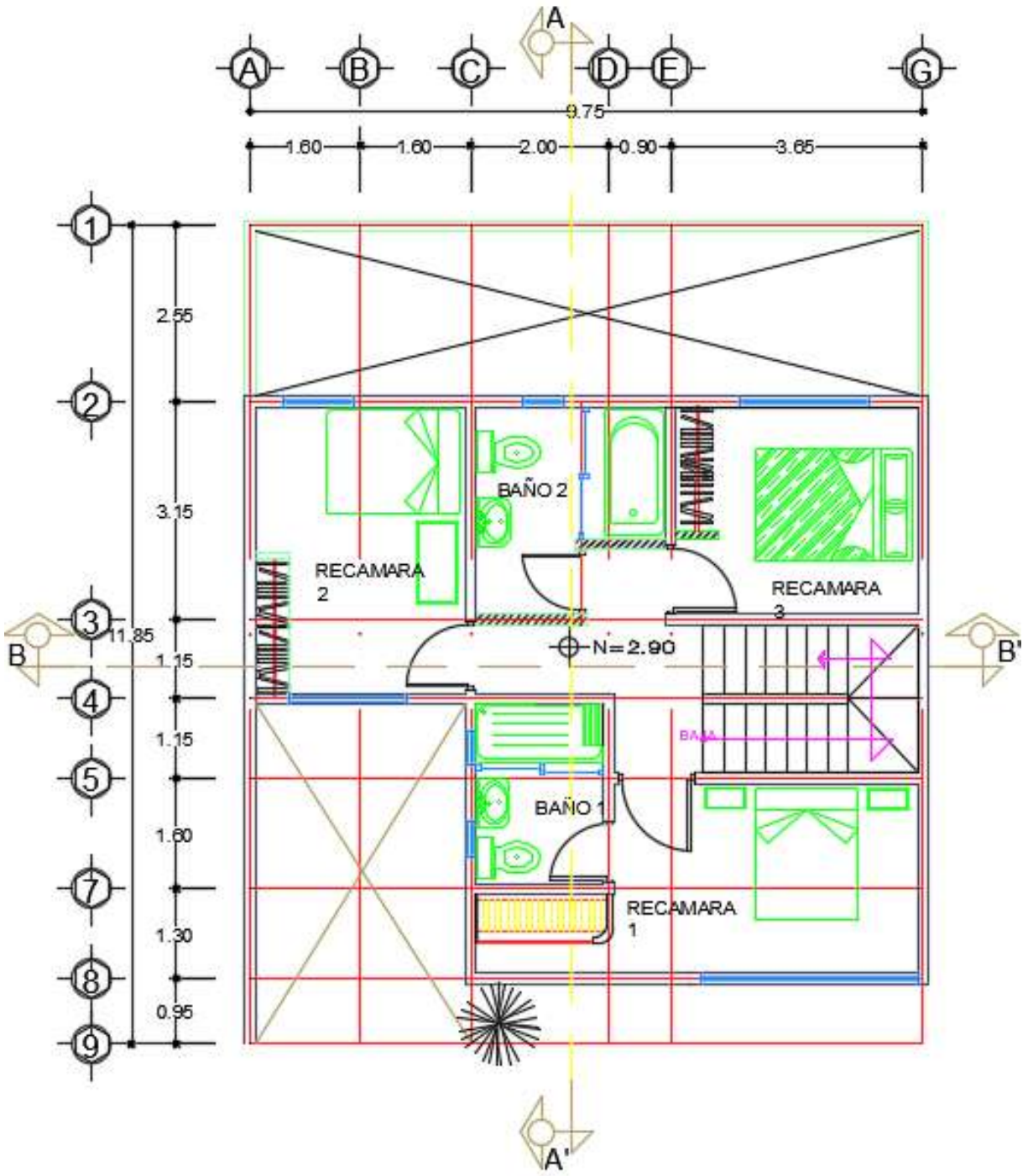
CORTE A-A´

Figura. 1.2 corte transversal de la casa habitación



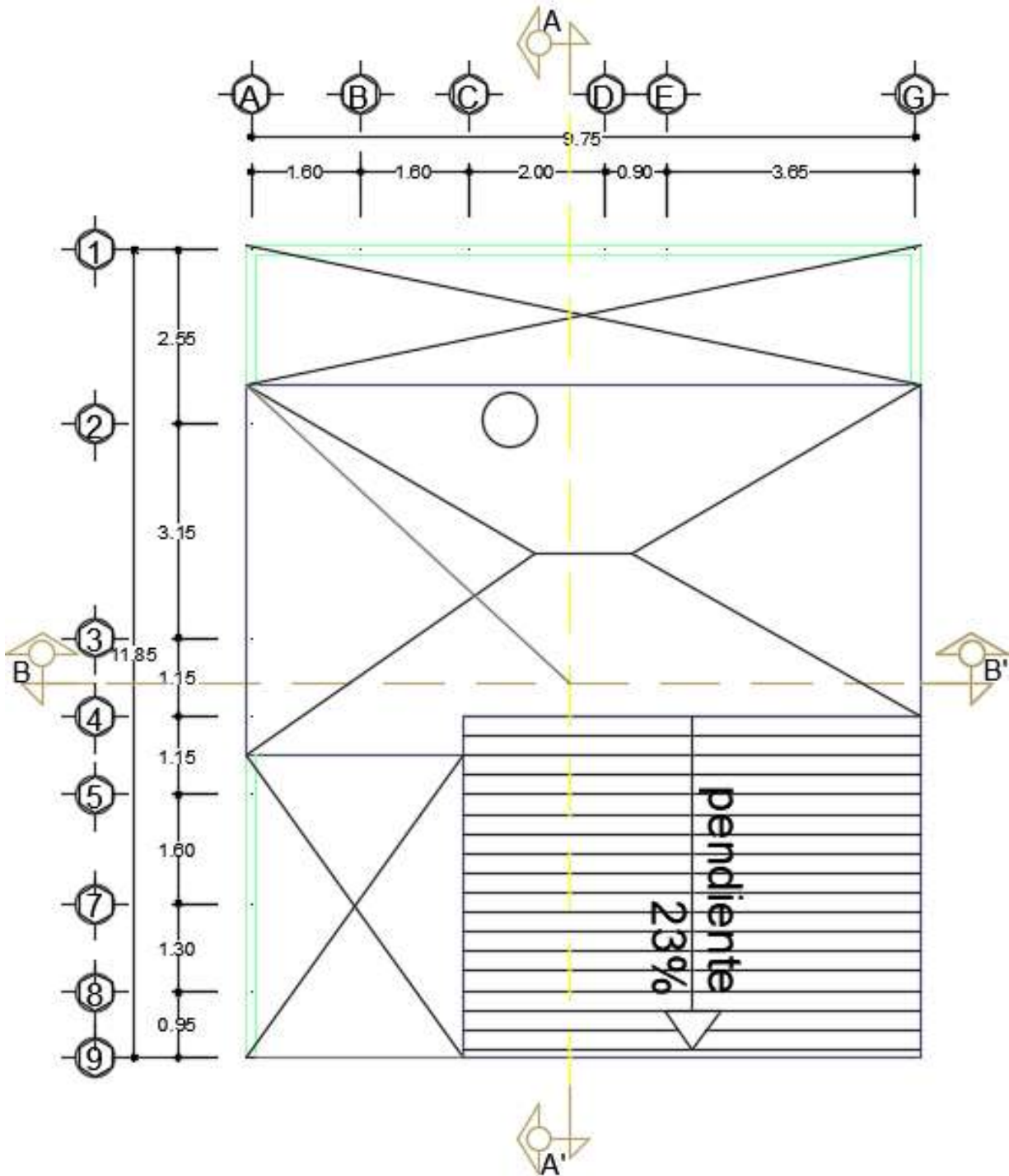
PLANTA BAJA

Figura. 1.3 Plantas de la casa habitación



PRIMER NIVEL

Figura. 1.3 Plantas de la casa habitación (continuación)



PLANTA DE AZOTEA

Figura. 1.3 Plantas de la casa habitación (continuación)



CAPÍTULO II

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS



ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS

ANÁLISIS DE CARGAS

El análisis estructural es la predicción del desempeño de una estructura ante las cargas prescritas y efectos externos.

El Art. 151 del RCDF y en las NTC indican: Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima, que son:

a) **Acciones permanentes:** Son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: *la carga muerta*; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

Carga muerta: Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más



desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

Peso muerto en losas de concreto: El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2). Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloca una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2) de manera que el incremento total será de 0.4 kN/m^2 (40 kg/m^2). Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

Estos aumentos no se aplicarán cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura. En la tabla 2.1 se encuentran los valores de los pesos volumétricos especificados por el RCDF para los materiales de construcción más comunes.

b) ***Acciones variables:*** Son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que se consideran en esta categoría son: *la carga viva*; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de



maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado.

Carga Viva: Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente, por ejemplo: muebles, personas, equipos, mercancías, maquinaria, etc.

Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones

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

Carga instantánea (W_a): Se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.

Carga media (W): Esta se deberá emplear para el cálculo de asentamientos diferidos, así como para el cálculo de flechas diferidas.

Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su



intensidad se considerará nula sobre toda el área. En la tabla 2.2 se encuentran los valores de las cargas vivas unitarias especificadas por las NTC del RCDF para las estructuras de edificaciones.

c) **Acciones accidentales:** Son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios.



Tabla 2.1 Pesos de Algunos Materiales (RCDF Capítulo V)

No.	MATERIAL	Peso en t/m ³	
		Mínimo	Máximo
I.	PIEDRAS NATURALES		
	Chilucas y canteras (secas)	1.75	2.45
	Chilucas y canteras (saturadas)	2.00	2.50
	Basaltos (piedra braza)	2.35	2.60
	Granito	2.40	3.20
	Marmol	2.55	2.60
	Pizarras	2.30	2.80
	Tepetate (seco)	0.75	1.60
	Tepetate (saturadas)	1.30	1.95
	Tezontle (seco)	0.65	1.25
	Tezontle (saturadas)	1.15	1.55
II.	SUELOS		
	Arena de mina (seca)	1.40	1.75
	Arena de mina (saturadas)	1.85	2.10
	Grava	1.40	1.60
	Arcilla típica del Valle de México	1.20	1.50
	Cemento	1.50	1.00
	Mortero	1.00	1.00
III.	PIEDRAS ARTIFICIALES Y CONCRETOS		
	Concreto simple y agregado normal	2.00	2.20
	Concreto reforzado	2.20	2.40
	Mortero cal y arena	1.40	1.50
	Mortero cemento y arena	1.90	2.10
	Yeso	1.10	1.50
	Tabique de barro macizo recocido	1.30	1.50
	Tabique de barro prensado	1.60	2.20
	Bloque hueco de concreto (ligero)	0.90	1.30
	Bloque hueco de concreto (intermedio)	1.30	1.70
	Bloque hueco de concreto (pesado)	2.00	2.20
IV.	VARIOS		
	Caoba (seca)	0.55	0.65
	Caoba (saturado)	0.70	1.00
	Cedro (seco)	0.40	0.55
	Cedro (saturado)	0.50	0.70
	Oyamel (seco)	0.30	0.40
	Oyamel (saturado)	0.55	0.65
	Pino (seco)	0.45	0.65
	Pino (saturado)	0.80	1.00
	Encino (seco)	0.80	0.90
	Encino (saturado)	0.80	1.00
	Vidrio plano	0.80	3.10
V.	Azulejos	10.00	15.00
	Mosaico de pasta	25.00	35.00
	Mosaico de terrazo (20 x 20)	35.00	45.00
	Mosaico de terrazo (30 x 30)	45.00	55.00
	Granito de terrazo (40 x 40)	55.00	65.00
	Loseta asfáltica o vinílica	5.00	10.00
	Falso plafón de aplanado	40.00	
	Mármol de 2.5cm espesor	52.50	
	Cancelería metálica para oficina	35.00	
	Tabla roca de 1.25	8.50	

Tabla 2.2 Cargas Vivas Unitarias $k. N/m^2$ (kg/m^2)

Destino de piso o cubierta	W	W_a	W_m	Observaciones
a) Habitación (casa– habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.7 (70)	0.9 (90)	1.7 (170)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	$0.8W_m$	$0.9W_m$	W_m	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7, 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10



LOSAS

Las losas de concreto reforzado se encuentran entre los elementos estructurales más comunes y, a pesar de que se han diseñado y construido un gran número de losas, los detalles de comportamiento no siempre se comprenden debido a la complejidad de las ecuaciones que rigen el comportamiento a flexión de las placas, en especial en las zonas de apoyo. Sin embargo, existen métodos aproximados que permiten realizar de manera relativamente sencilla el análisis estructural de este tipo de elementos.

Las losas son elementos estructurales laminares que consisten en segmentos llamados tableros, los cuales trabajan en una o en dos direcciones y se les conoce como elementos bidimensionales, ya que dos de sus dimensiones, el largo y el ancho, son mucho mayores que su espesor (*Fig. 2.1*).

Forman parte de los entrepisos, tienen como función estructural el soporte directo de las cargas que actúan sobre ellas, y la transmisión de las mismas hacia otros elementos estructurales como vigas, columnas y tabiques.

Por otro lado, a las losas se les divide en dos categorías:

1. Losas formadas por tableros apoyados en su perímetro, ya sea por trabes o muros.
2. Losas planas, es decir, losas formadas por tableros sin apoyo perimetral, esto es, sin viga ni muros, se apoyan directamente sobre columnas.



Para este análisis se consideró el primer criterio por la magnitud de las cargas y los claros a cubrir.

Los tableros apoyados en su perímetro se conocen como tableros que trabajan en dos direcciones; sin embargo, se presentan casos de tableros que se encuentran trabajando en una dirección, por ser muy alargados, es decir, en estos tableros la relación del claro corto entre el claro largo es menor a 0.5 (Fig.2.1):

$$\frac{a_1}{a_2} < 0.5$$

a_1 = dimensión corta (ancho) del tablero

a_2 = dimensión larga (largo) del tablero

h = espesor del tablero

se observa que $a_1, a_2 \gg h$

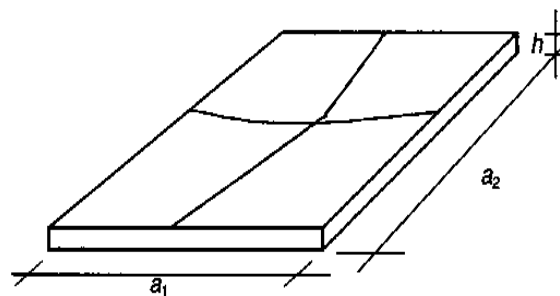


Figura 2.1 Características geométricas de tablero de losa

LOSAS MACIZAS PERIMETRALMENTE APOYADAS

Como se mencionó anteriormente, las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son muy grandes comparadas con su espesor. Los bordes de cada tablero tendrán diversas condiciones de continuidad, dependiendo si la losa se prolonga hacia el otro lado del apoyo o termina en dicho borde. Cuando la relación geométrica entre el lado corto y el lado largo de cada tablero es mayor que 0.5, entonces el tablero distribuye sus cargas en dos direcciones, apoyándose en todo el perímetro.

En el borde, un tablero puede continuar del otro lado o bien interrumpirse. En el primer caso se dice que el borde es interior o continuo y en el otro que el borde es discontinuo (*Fig. 2.2*). Por otro lado, el borde puede estar colado monolíticamente o no con su borde. El primer caso es práctica común en la construcción con elementos de concreto reforzado, pues se acostumbra colar parcialmente los apoyos de una losa mientras que el segundo caso corresponde al colado de losas sobre elementos prefabricados o de acero.

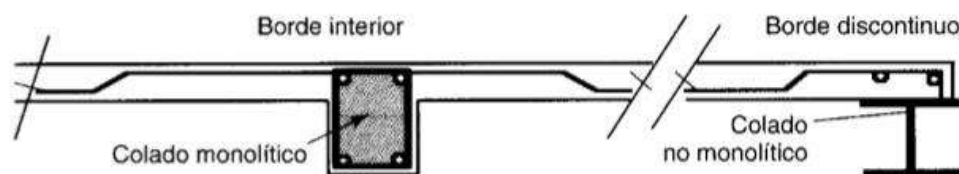


Figura 2.2 Tipo de apoyos en losas



La solución (análisis) de cada tablero de los que conforman la losa es relativamente compleja, puesto que los desplazamientos en cada punto son distintos, lo que conduce a un sistema muy indeterminado. Existen, sin embargo, soluciones aproximadas que están basadas en la teoría de la elasticidad y que consideran a los bordes de cada tablero con una rigidez infinita; de esta manera, los tableros se suponen perimetralmente apoyados. Por lo general, estos métodos plantean usar coeficientes que permiten obtener el valor aproximado de los momentos flexionantes que se presentan en franjas unitarias (de un metro de ancho) en cada dirección del tablero, estas son franjas que se cruzan en el centro del tablero. En el RCDF se presentan ejemplos de estos métodos.

Método del RCDF para el cálculo de momento flexionante en tableros de losas de concreto reforzado.

La solución de losas se puede obtener utilizando el método de los coeficientes que presenta el reglamento en lo referente al diseño de estructuras de concreto reforzado.

El método mencionado puede aplicarse si se satisfacen las siguientes limitaciones:

1. Los tableros son aproximadamente rectangulares.
2. La distribución de cargas que actúan sobre la losa es aproximadamente uniforme en cada tablero.
3. Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes no difieren entre sí en más de 50% del menor de ellos.



4. La relación de carga viva y carga muerta no es mayor que 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor que 1.5 en otros casos.

A de más para establecer dichos coeficientes se toma en cuenta:

- a) La relación (m) de la longitud de los lados del tablero analizado.

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{\textit{lado corto}}{\textit{lado largo}}$$

- b) La forma de apoyo perimetral del tablero: colado monolítico (caso I) o no monolítico (caso II).

- c) Las condiciones de continuidad de los bordes del tablero.

En caso de una relación m menor que 0.5, se tomarán los coeficientes que corresponden a la relación de 0 (cero) de la tabla reglamentaria. El término borde interior o borde continuo se refiere a que la losa se prolonga más allá del borde, mientras que borde discontinuo a que no se prolonga.

Para obtener el valor de los coeficientes se entra a la tabla de coeficientes propuesta en la NTC del RCDF con el valor de m , se establecen el caso y el tipo de tablero de

acuerdo a las condiciones de apoyo y de continuidad, respectivamente, y de ser necesario se realiza una interpolación para obtener los coeficientes de cada tablero analizado.

Para establecer el tipo de tablero y el caso correspondiente se considera la continuidad con los tableros adyacentes, donde se definen cinco casos que se muestran en la (Fig. 2.3).



Figura 2.3 Representación de los casos en el análisis de losas.

ANÁLISIS DE CARGA

Este análisis de cargas es para una losa horizontal, con un relleno en alguno de sus tableros que permite dar una pendiente para dar salida a las aguas pluviales, y otros con pendientes mayores que permite colocar la teja de barro para fines estéticos.

- ALTURA PROMEDIO DE RELLENO

Considerando una pendiente del 2% para el correcto desagüe, la mayor distancia de bajada para aguas pluviales (B.A.P) al punto más lejano de escurrimiento (6.47m). Tomando en consideración que el espesor mínimo de relleno es de 5 cm. De acuerdo con lo establecido en el Art. 157 del RCDF (*Fig. 2.4*).

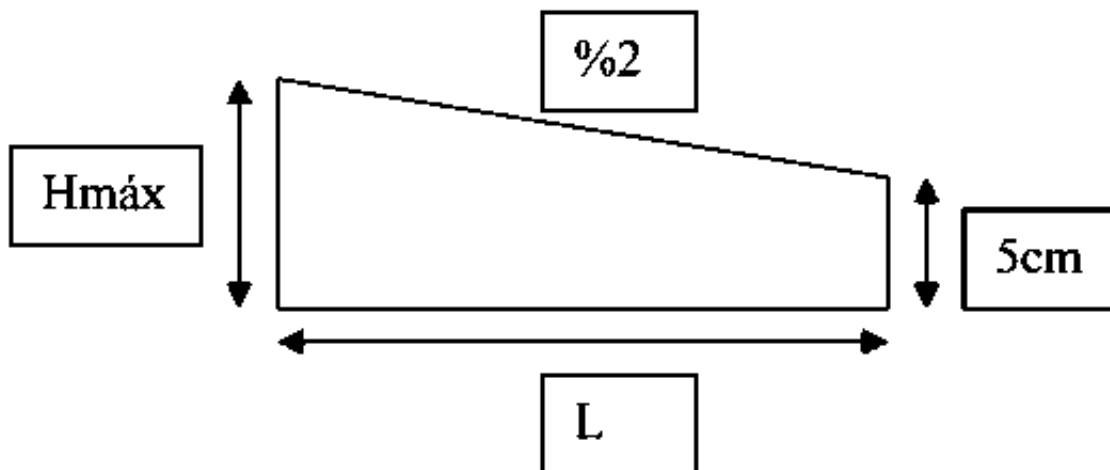


Figura. 2.4 Altura de relleno promedio para losa de azotea



De acuerdo a lo establecido en el Art. 157 y a la figura anterior obtenemos lo siguiente:

$$Y = L \left(\frac{2}{100} \right) = 640 \left(\frac{2}{100} \right) = 12.8cm$$

$$H = \left(\frac{y}{2} \right) = \left(\frac{12.8}{2} \right) = 6.40cm$$

$$Rp = \text{Relleno promedio} = 5 + 6.40 = 11.40cm \approx 11cm$$

- Cálculo de los peraltes de azotea

Se analizaron cuatro tableros en las losas, tres tableros para la losa de azotea y un tablero para la losa de la planta alta o entrepiso.

Se dividió en dos partes la losa de azotea ya que cuenta con dos pendientes distintas en toda el área. Una para pendiente menor al 5% y la otra para la pendiente del 23%. Para el análisis de la losa con pendiente menor a 5% se eligieron los tableros 1 y 2 por ser los más críticos y tener mayores dimensiones. Para el análisis de la losa con una pendiente del 23% se eligió el tablero 6 ya que es el tablero con mayor dimensión. (Fig. 2.5)

Para la losa del primer nivel o de entrepiso se analizó el tablero 1 por ser el tablero con mayor dimensión en la losa de la planta alta o entrepiso (Fig. 2.6).

Después de realizar el análisis en los cuatro tableros y observar cuál es el caso más desfavorable se elegirá el peralte de la losa que mayor convenga para el soporte de las cargas de cada nivel.

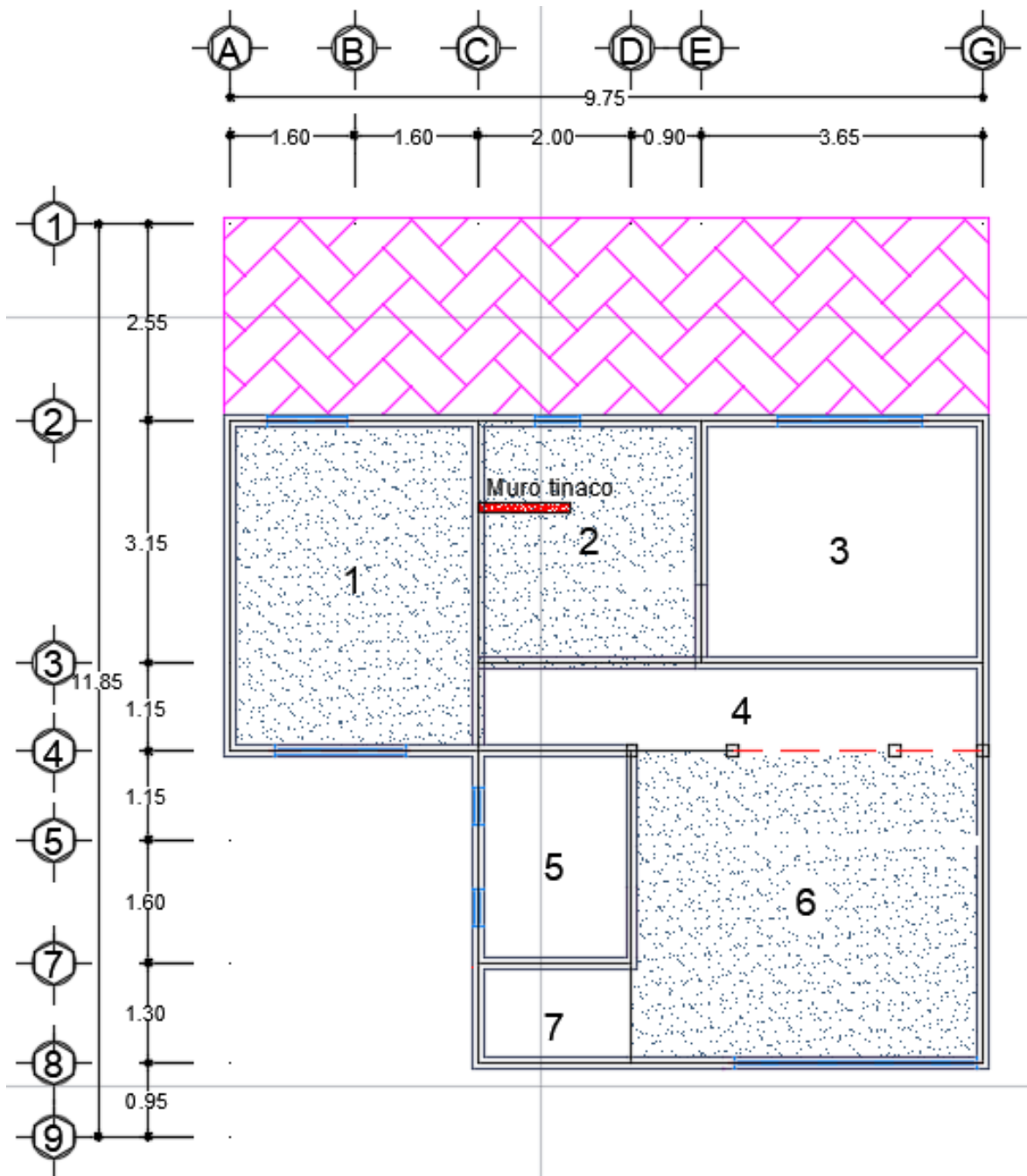


Figura 2.5 Losa de azotea

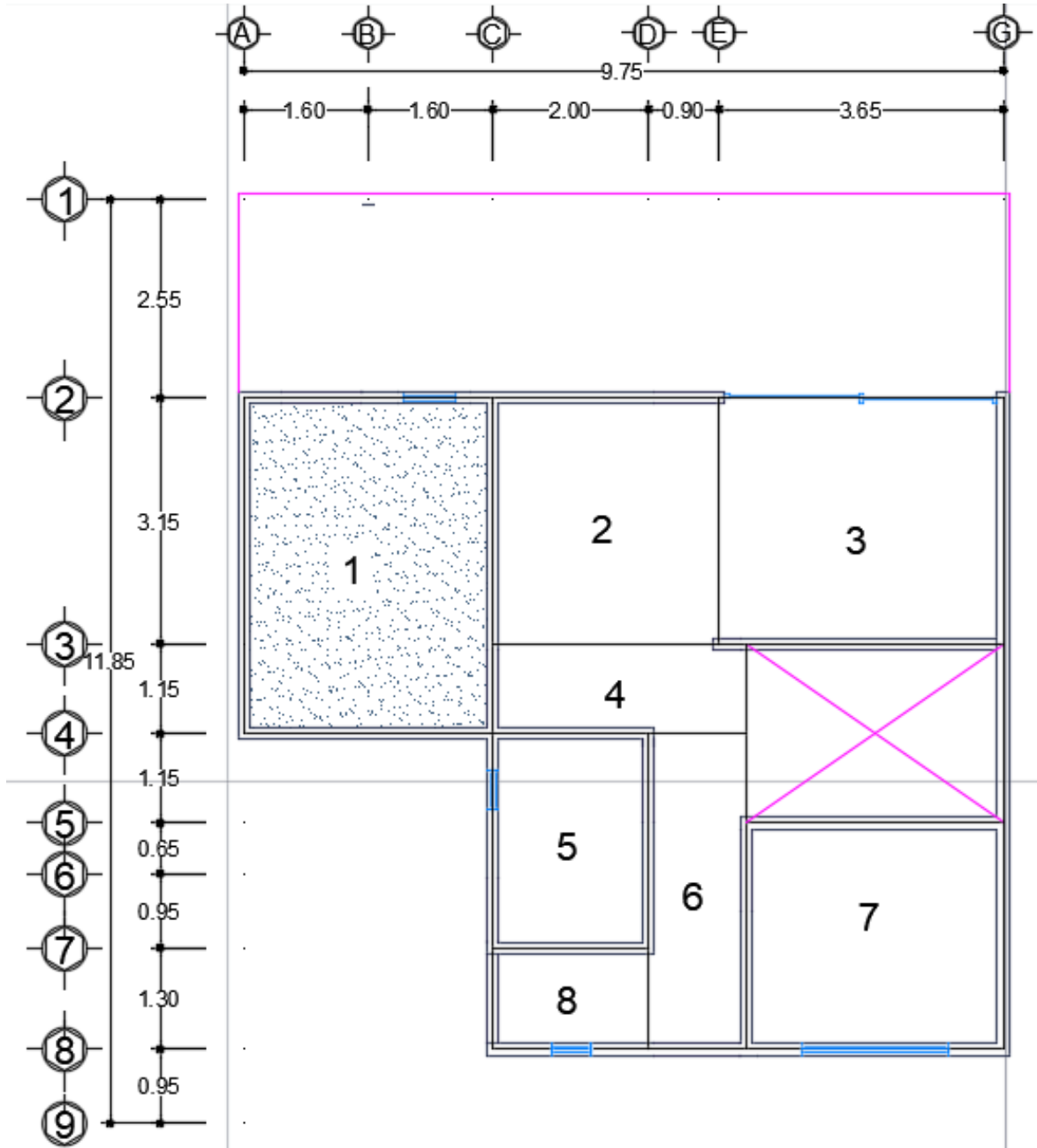


Figura 2.6 Losa del primer nivel

- CÁLULO DEL PERALTE DE LA LOSA DE AZOTEA - **TABLERO 2**

Para el análisis del tablero 2 se tomará en cuenta adicionalmente la mitad del peso propio del tinaco, la mitad del peso del líquido contenido en el tinaco, el peso de un muro de la base del tinaco y la mitad de la losa de la base del tinaco que pasa por el tablero, siendo este uno de los tableros más desfavorable que se encuentran en la losa de azotea.

Se tiene un tinaco Rotoplast con capacidad de 1100 lts. La base del tinaco se construirá con una losa de 10 cm. de espesor y un área de 1.2 x1.2 m, la cual descansa sobre dos muros de tabique de 1.2 x 1.5m. (Fig. 2.7)

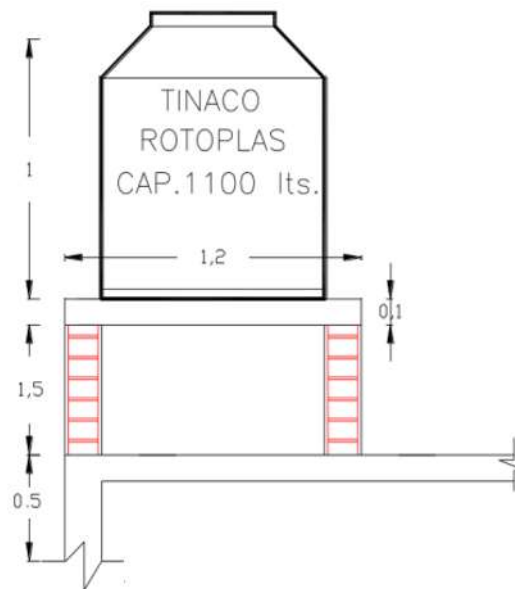


Figura 2.7 Tinaco rotoplas donde uno de sus muros se recargará en el muro del baño del primer nivel.



Debemos de tener una presión de 2.0 m sobre el mueble más alto (Art. 125 capítulo VI. N.T.C)

- Dimensiones del tinaco

Tinaco Rotoplas 5 personas		
Diámetro=	1.1	m
Altura=	1.4	m
Capacidad=	1100	lts.
Peso propio=	0.04	ton

- Peso de los muros de tabique de la base del tinaco

Material	Espesor (m)	Peso Vol. (Ton / m ³)	Peso (Ton / m ²)
Ap. Mortero	0.02	1.500	0.030
Tabique	0.12	1.500	0.180
Ap. Mortero	0.02	1.500	0.030
Carga Muerta			0.240
$CM_{MURO} =$	0.24	ton/m ²	
$Area_{MURO} =$	1.8	m ²	
$W_{MURO} =$	0.432	ton	
$2muros =$	0.864	ton	

- Peso de la losa de la base del tinaco

W_{LOSA}		
Peso. Vol.=	2.4	ton/m ³
Área=	1.44	m ²
Espesor=	0.1	M
$W_{LOSA} =$	0.3456	ton

Por lo tanto, el peso total es:

Peso del tinaco	0.040 Ton
Peso del agua	1.10 Ton
Peso de los muros	0.864 Ton
Peso de la losa	0.3456 Ton
$W_{TOTAL} =$	2.3496 Ton



Los muros de la base del tinaco se encuentran apoyados: uno sobre la losa de azotea del tablero 2 y otro sobre el muro 2- C-E. Por lo tanto, se transmitirá la mitad del peso que ejerce el tinaco y la base en la que se apoya al tablero 2 de la losa de azotea.

Carga del tinaco en el tablero 2 de la losa de azotea.

$$W_{\text{muro}} = (1174.8 \text{ kg/m}^2) \times (1.50 \text{ m}) = 1762.2 \text{ kg/m} = 1.762 \text{ Ton/m}$$

De acuerdo a las NTC para el diseño y construcción de estructuras de concreto (6.3.4 Cargas lineales), los efectos de cargas lineales debidas a muros que apoyan sobre una losa pueden tomarse en cuenta con cargas uniformemente repartidas equivalentes.

En particular, 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 de la tabla 6.2 de las NTC. La carga equivalente así obtenida se sumará a la propiamente uniforme que actúa en ese tablero.



Tabla 6.2 Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes

Relación de lados $m = a_1/a_2$	0.5	0.8	1.0
Muro paralelo al lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo al lado largo	1.8	1.7	1.6

Estos factores pueden usarse en relaciones de carga lineal a carga total no mayores de 0.5. Se interpolará linealmente entre los valores tabulados.

$$m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{290}{315} = 0.921$$

$m = 0.8$ y 1.0 factores para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes.

El muro es paralelo al lado corto por lo tanto se toma el valor de 1.56 que se obtuvo interpolando.

$$W_{\text{MURO}} = \left(\frac{(1762.2 \times 1.2)}{(2.90 \times 3.15)} \right) 1.56 = 361.12 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{MURO}} = 361.12 \text{ kg/m}^2 = \underline{0.3611 \text{ Ton/m}^2}$$



Pesos volumétricos

Losa de concreto armado y recubrimiento de ladrillo, colocado con mortero (cemento-arena). Los valores de diseño de materiales son correspondientes según la RCDF.

LOSA MACIZA CON PENDIENTE MENOR AL 5%

MATERIALES	Espesor (m)	Peso Vol. (Ton/m ³)	Peso total (Ton/m ²)
Enladrillado	0.020	1.500	0.030
Mortero cemento - arena	0.015	2.000	0.030
Relleno de Tepetate	0.110	1.500	0.165
Losa de Concreto	0.0728	2.400	0.175
Recubrimiento de yeso	0.020	1.300	0.026
Instalaciones	-	-	0.040
Carga Muerta = CM =			0.466

Cargas de servicio

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones Para El Diseño Estructural De Las Edificaciones obtenemos las cargas de servicio de la losa maciza para la azotea. Los valores se reportan en la Tabla 2.2 (inciso h).

DISEÑO POR CARGAS PERMANENTES

CM=	0.466	Ton/m ²
CV=	0.100	Ton/m ²
Cadi=	0.040	Ton/m ²
C SERVICIO	0.606	Ton/m²

DISEÑO POR CARGAS ACCIDENTALES

CM=	0.466	Ton/m ²
CV=	0.070	Ton/m ²
Cadi=	0.040	Ton/m ²
Cservicio=	0.574	Ton/m²



$$W_{TOTAL} = 361.12 + 466 + 100 + 40$$

$$W_{TOTAL} = 967.12 \text{ kg/m}^2$$

Si

$$361.12 < (0.5) (967.12) < 483.56$$

Por lo tanto, el método para distribuir la carga del muro es válido.

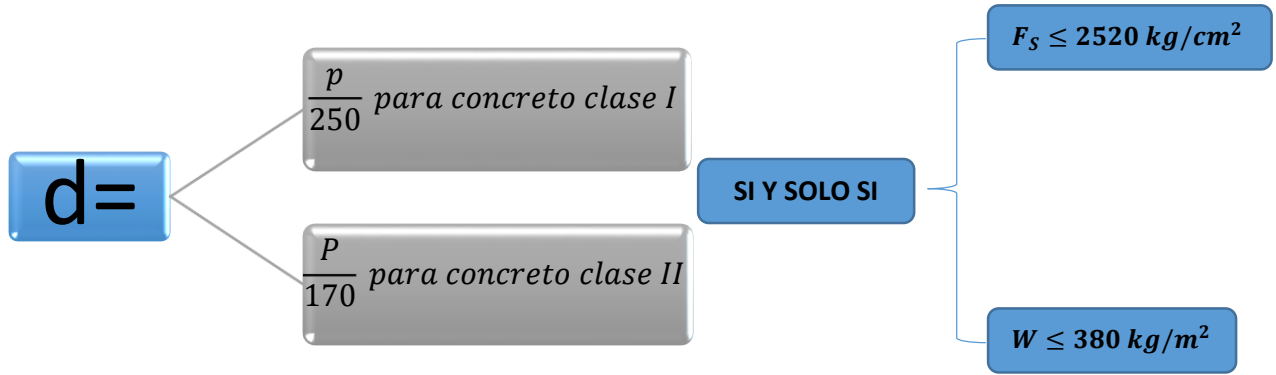
Nota: Recordar que la losa será colada monolíticamente y que por lo tanto las dalas deben de integrarse a la losa con los apoyos.

Peralte mínimo

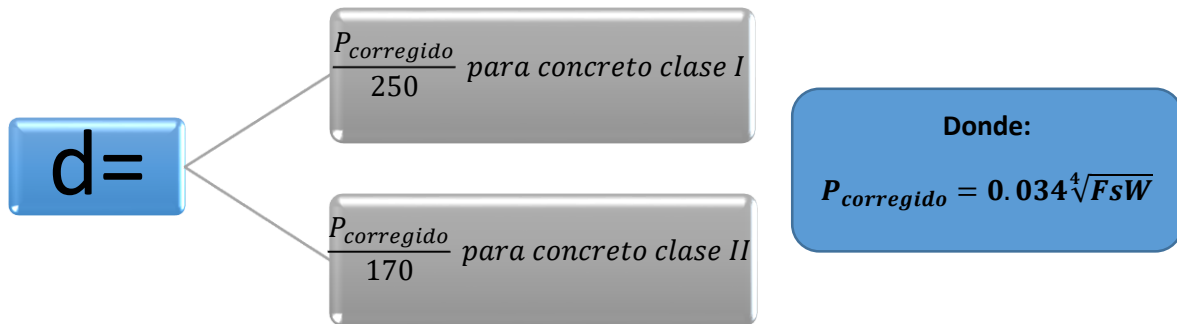
Las losas deben diseñarse para cumplir con los estados límite de servicio y de resistencia. Para lo primero, se establece un peralte que les permita funcionar sin excesivas deflexiones y vibraciones. Para lo segundo, se revisa que la resistencia de la losa por flexión y cortante sea la adecuada para resistir los efectos últimos correspondientes.



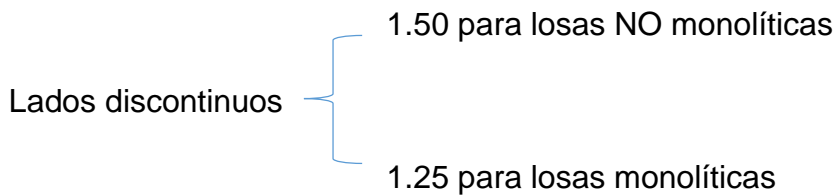
Para obtener un peralte efectivo se tienen que cumplir las siguientes condiciones estipuladas en la NTC del RCDF.



En caso de que no cumpla



Para obtener el peralte mínimo se debe sumar el perímetro de los tableros, incrementando un porcentaje de acuerdo a las características de nuestra losa.





Las características de nuestra losa de azotea son las siguientes:

- $F'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ ya que el concreto es clase I y se fabrica con agregados gruesos con peso específico superior a 2.6 (caliza, basalto, etc.) se emplea arena andesita u otra de mejores características.
- $Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, que se refiere al esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
- $Fs = 0.6 * Fy \text{ Kg/cm}^2$, es la fuerza de acero en condiciones de servicio
- $W = 0.9671 \text{ Ton/m}^2 = 967.12 \text{ kg/cm}^2$, se toma el valor de diseño por cargas permanentes.

Datos	
F'c=	250.0 Kg/cm ²
Fy=	4200.0 Kg/cm ²
fs=	2520.0 Kg/cm ²
W=	967.12 Kg/cm ²

Condición $F_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$ $W \leq 380 \text{ kg/m}^2$ **NO CUMPLE**

Peralte mínimo

$$d_{min} = \frac{\text{Perímetro}}{250} (0.034 \sqrt[4]{FsW})$$

Perímetro

$$d_{min} = \frac{290 + 1.25(290 + 315 + 315)}{250} (0.034 \sqrt[4]{2520 * 967.12})$$

$$d_{min} = 7.28 \text{ cm}$$

$$H = d_{min} + \text{Recubrimiento}$$

$$H = 7.28 + 2.00$$

$$H = 9.28 \text{ cm}$$

$$H = 10.00 \text{ cm PERALTE TOTAL}$$



- CÁLCULO DEL PERALTE DE LA LOSA DE AZOTEA - **TABLERO 1**

Pesos volumétricos

Losa de concreto armado y recubrimiento de ladrillo, colocado con mortero (cemento-arena). Los valores de diseño de materiales son correspondientes según la RCDF.

LOSA MACIZA HORIZONTAL CON PENDIENTE MENOR AL 5%

MATERIALES	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m³)	PESO TOTAL (ton/m²)
Enladrillado	0.020	1.500	0.030
Mortero cemento - arena	0.015	2.000	0.030
Relleno de Tepetate	0.110	1.500	0.165
Losa de Concreto	0.0723	2.400	0.174
Recubrimiento de yeso	0.020	1.300	0.026
Instalaciones	-	-	0.040
Carga Muerta = CM =			0.465 Ton/m²

*Cargas de servicio***DISEÑO POR CARGAS PERMANENTES**

CM =	0.465	Ton/m ²
CVm =	0.100	Ton/m ²
Cadi =	0.040	Ton/m ²
C_{servicio} =	0.605	Ton/m²

DISEÑO POR CARGAS ACCIDENTALES

CM =	0.465	Ton/m ²
CVa =	0.070	Ton/m ²
Cadi =	0.040	Ton/m ²
C_{servicio} =	0.575	Ton/m²

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones Para El Diseño Estructural De Las Edificaciones obtenemos las cargas de servicio de la losa maciza para la azotea que se presentan en la Tabla 2.2 (inciso h).

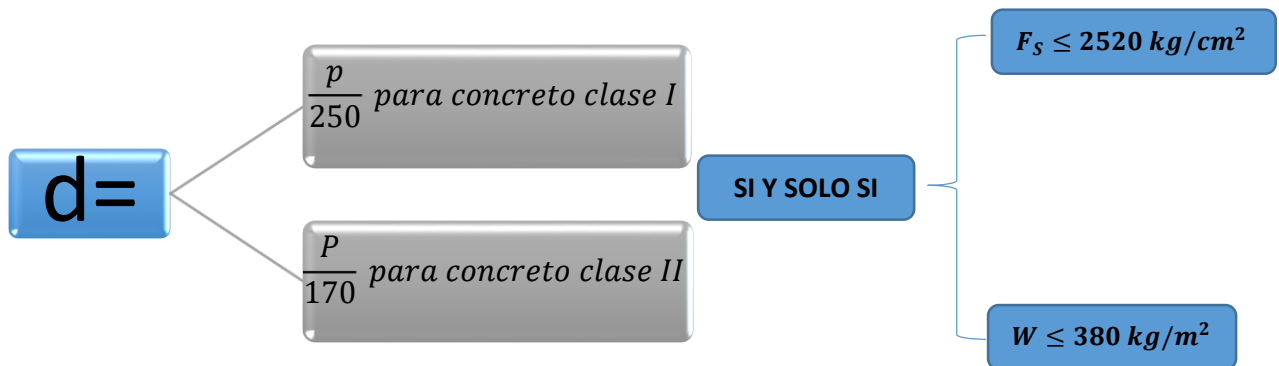
Nota: Recordar que la losa será colada monolíticamente y que por lo tanto las dalas deben de integrarse a la losa con los apoyos.



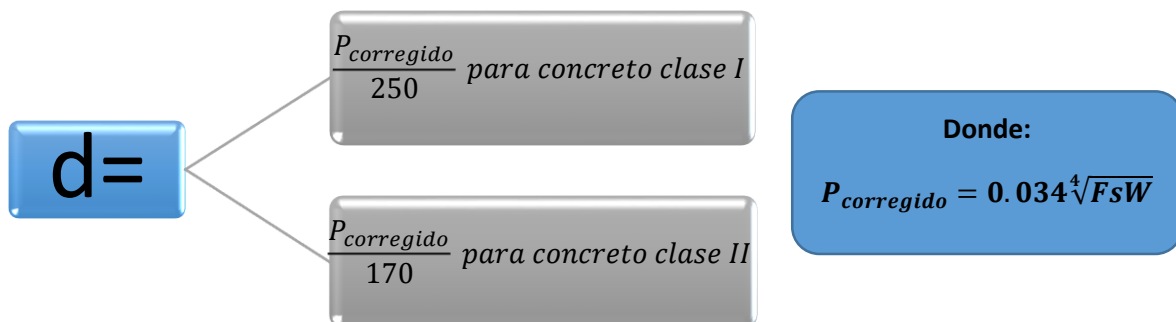
Peralte mínimo

Las losas deben diseñarse para cumplir con los estados límite de servicio y de resistencia. Para lo primero, se establece un peralte que les permita funcionar sin excesivas deflexiones y vibraciones. Para lo segundo, se revisa que la resistencia de la losa por flexión y cortante sea la adecuada para resistir los efectos últimos correspondientes.

Para obtener un peralte efectivo se tienen que cumplir las siguientes condiciones estipuladas en la NTC del RCDF.



En caso de que no cumpla





Para obtener el peralte mínimo se debe sumar el perímetro de los tableros, incrementando un porcentaje de acuerdo a las características de nuestra losa.

Lados discontinuos {
1.50 para losas NO monolíticas
1.25 para losas monolíticas

Las características de nuestra losa de azotea son las siguientes:

- $F'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ ya que el concreto es clase I y se fabrica con agregados gruesos con peso específico superior a 2.6 (caliza, basalto, etc.) se emplea arena andesita u otra de mejores características.
- $Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, que se refiere al esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
- $Fs = 0.6 \cdot Fy \text{ Kg/cm}^2$, es la fuerza de acero en condiciones de servicio
- $W = 0.605 \text{ Ton/m}^2 = 605 \text{ kg/cm}^2$, se toma el valor de diseño por cargas permanentes

Datos	
F'c=	250.0 Kg/cm ²
Fy=	4200.0 Kg/cm ²
fs=	2520.0 Kg/cm ²
W=	605.0 Kg/cm ²

Condición $F_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$ $W \leq 380 \text{ kg/m}^2$ NO CUMPLE



Peralte mínimo

$$d_{min} = \frac{Perimetro}{250} (0.034 \sqrt[4]{FsW})$$

Perímetro (Fig. 2.8)

$$d_{min} = \frac{430 + 320 + 320 + 1.25(430)}{250} (0.034 \sqrt[4]{2520 * 605})$$

$$d_{min} = 7.23 \text{ cm}$$

$$H = d_{min} + \text{Recubrimiento}$$

$$H = 7.23 + 2.00$$

$$H = 9.23 \text{ cm}$$

$$H = 10.00 \text{ cm PERALTE TOTAL (Fig. 2.9)}$$

En el análisis de los tableros 2 y 1 de la losa de azotea con pendiente menor a 5% se obtuvo que el peralte total de la losa será de $H = 10 \text{ cm}$.

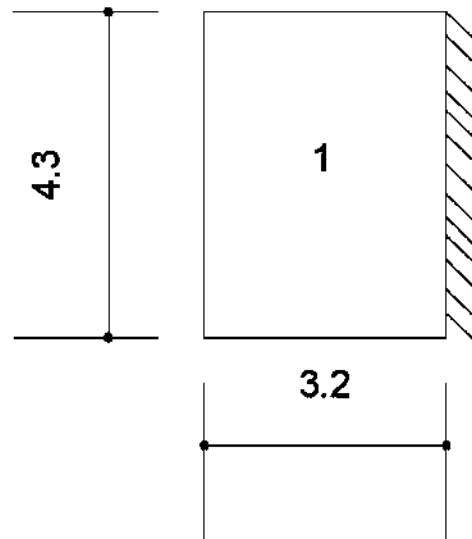


Figura 2.8 Dimensiones del tablero 1 con mayores dimensiones en la losa de azotea con pendiente menor al 5%.

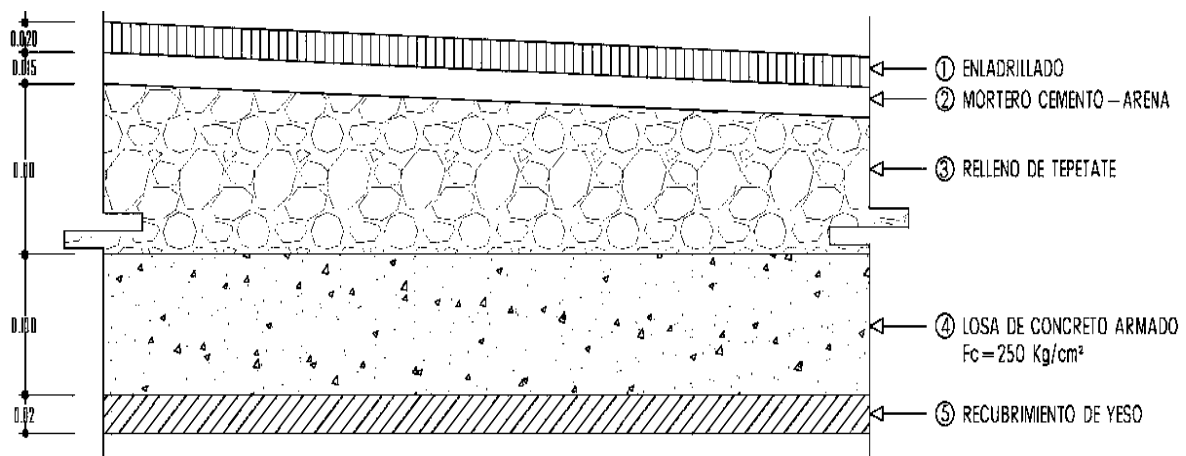


Figura 2.9 detalles de los espesores de la losa horizontal con pendiente menor a 5%.



- CÁLCULO DEL PERALTE DE LA LOSA DE AZOTEA - **TABLERO 6**

Para las losas inclinadas no se toma en cuenta el relleno, ya que estas tienen pendiente suficiente para el flujo de aguas pluviales.

LOSA MACIZA CON PENDIENTE DEL 23%

MATERIALES	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m³)	PESO TOTAL (ton/m²)
<i>Impermeabilizante tipo pintura</i>	0.0150	2.000	0.030
<i>Mortero cemento - arena</i>	0.0774	2.400	0.186
<i>Losa de Concreto</i>	0.0200	1.300	0.026
<i>Recubrimiento de yeso</i>	-	-	0.040
<i>Instalaciones</i>	-	-	0.040
<i>Carga Muerta = CM =</i>			0.282 Ton/m²

*Cargas de servicio***DISEÑO POR CARGAS PERMANENTES**

CM =	0.282	Ton/m ²
CVm =	0.040	Ton/m ²
Cadi =	0.040	Ton/m ²
C servicio =	0.362	Ton/m²

DISEÑO POR CARGAS ACCIDENTALES

CM =	0.282	Ton/m ²
CVa =	0.020	Ton/m ²
Cadi =	0.040	Ton/m ²
C servicio =	0.342	Ton/m²



Las características de nuestra losa de azotea son las siguientes:

- con peso específico superior a 2.6 (caliza, basalto, etc.) se emplea arena andesita u otra de mejores características.
- $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, que se refiere al esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
- $F_s = 0.6 \cdot F_y \text{ Kg/cm}^2$, es la fuerza de acero en condiciones de servicio
- $W = 0.362 \text{ Ton/m}^2 = 362 \text{ kg/cm}^2$, se toma el valor de diseño por cargas permanentes

Datos	
F'c=	250.0 Kg/cm ²
Fy=	4200.0 Kg/cm ²
fs=	2520.0 Kg/cm ²
W=	362.0 Kg/cm ²

Condición $F_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$ $W \leq 380 \text{ kg/m}^2$ SI CUMPLE

Perímetro (Fig. 2.10)

$$d_{min} = \frac{\text{PERIMETRO}}{250}$$

$$d_{min} = \frac{405+455+(1.25 \cdot (405+455))}{250}$$

$$d_{min} = \frac{1935.0}{250}$$

$$d_{min} = 7.7$$

$$H = d_{min} + \text{Recubrimiento}$$

$$H = 7.7 + 2.00$$

$$H = 9.7 \text{ cm}$$

$$H = 10.00 \text{ cm PERALTE TOTAL (Fig. 2.11)}$$

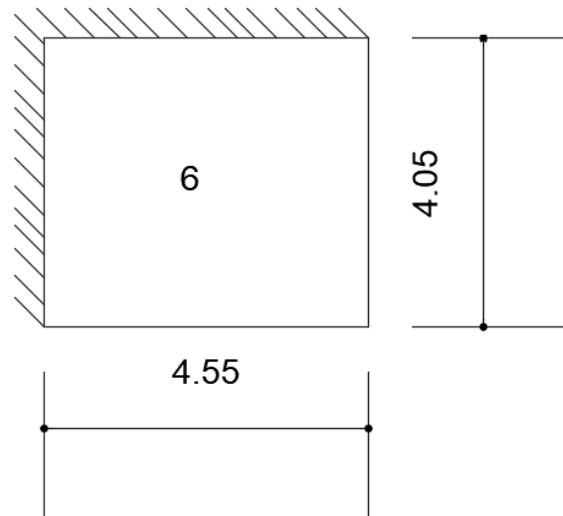


Figura 2.10 Dimensiones del tablero 6 de la losa de azotea con una pendiente del 23%.

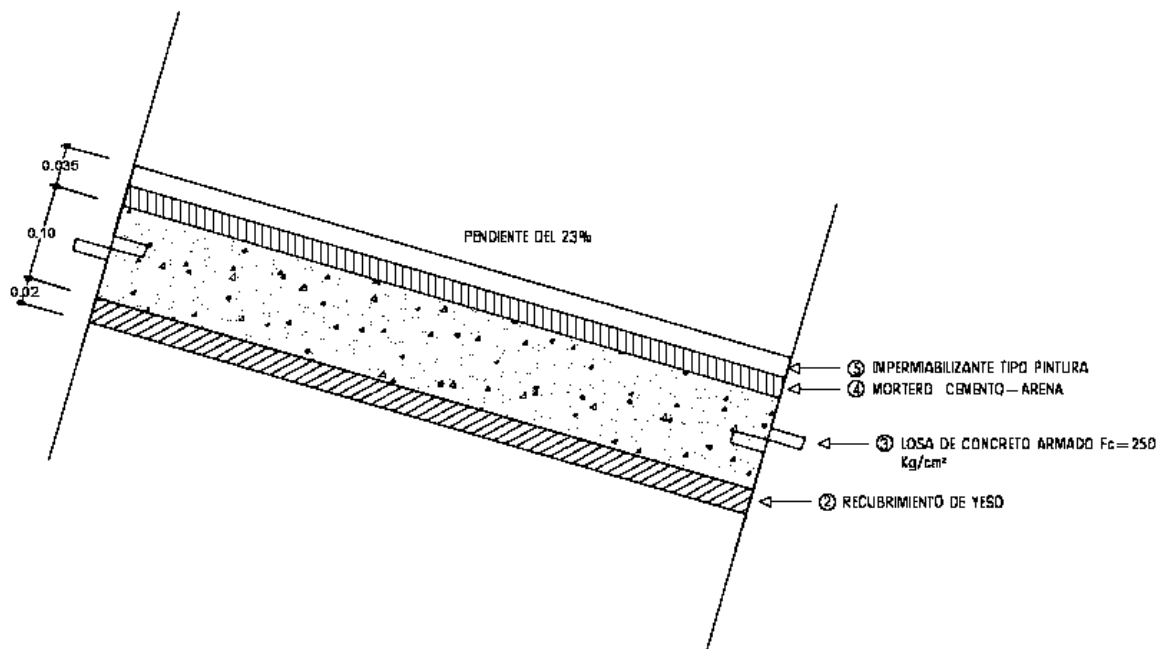


Figura 2.11 detalles de los espesores de la losa horizontal de azotea con una pendiente del 23%.



- CÁLCULO DEL PERALTE DEL PLANTA ALTA - **TABLERO 1**

Pesos volumétricos

Losa de concreto armado. Los valores de diseño de materiales son correspondientes según la RCDF.

LOSA MACIZA HORIZONTAL CON PENDIENTE MENOR AL 5%

MATERIALES	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOTAL (ton/m ²)
Azulejo			0.055
Pegazulejo blanco	0.010	1.500	0.015
Firme de cemento – arena	0.015	2.000	0.030
Losa de concreto	0.0704	2.400	0.169
Recubrimiento de yeso	0.020	1.300	0.026
Instalaciones	-	-	0.040
Carga Muerta = CM =			0.335 Ton/m²

Cargas de servicio

DISEÑO POR CARGAS PERMANENTES

CM =	0.335	Ton/m ²
CVm =	0.170	Ton/m ²
Cadi =	0.040	Ton/m ²
C servicio =	0.545	Ton/m²

DISEÑO POR CARGAS ACCIDENTALES

CM =	0.335	Ton/m ²
CVa =	0.090	Ton/m ²
Cadi =	0.040	Ton/m ²
C servicio =	0.465	Ton/m²



De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones Para El Diseño Estructural De Las Edificaciones obtenemos las cargas de servicio de la losa maciza para la azotea de la *Tabla 2.2* (inciso a).

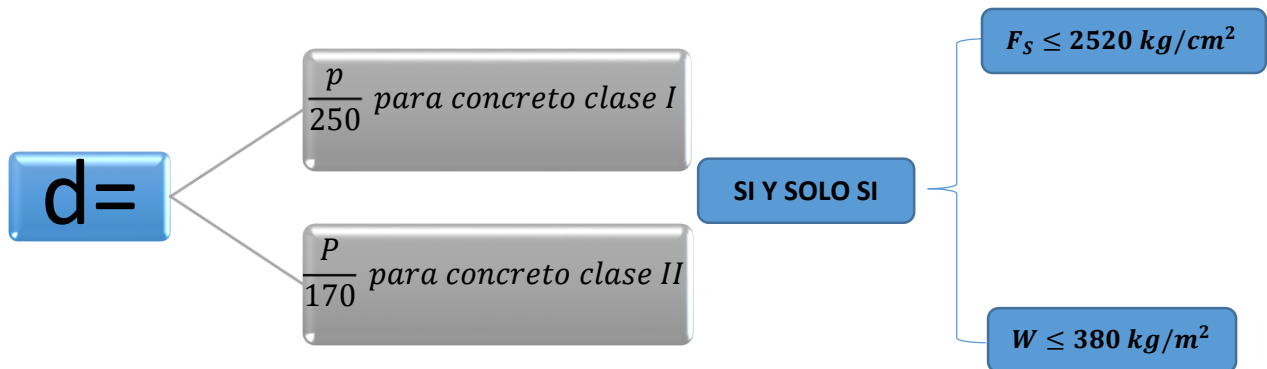
Nota: Recordar que la losa será colada monolíticamente y que por lo tanto las dalas deben de integrarse a la losa con los apoyos.

Peralte mínimo

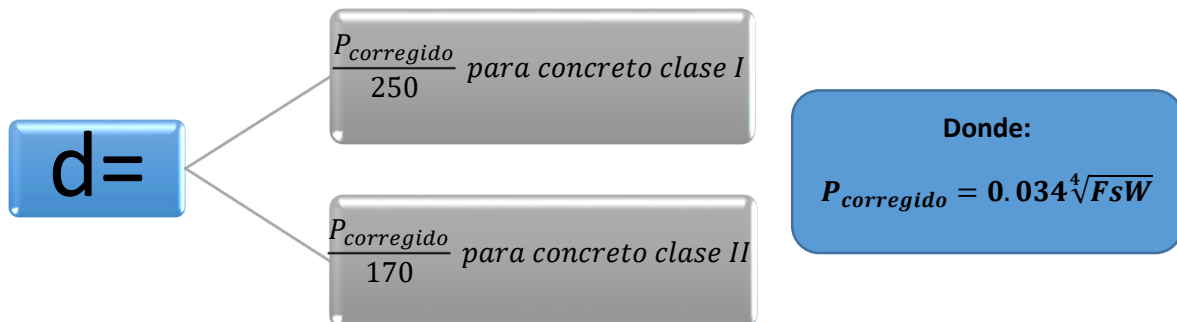
Las losas deben diseñarse para cumplir con los estados límite de servicio y de resistencia. Para lo primero, se establece un peralte que les permita funcionar sin excesivas deflexiones y vibraciones. Para lo segundo, se revisa que la resistencia de la losa por flexión y cortante sea la adecuada para resistir los efectos últimos correspondientes.



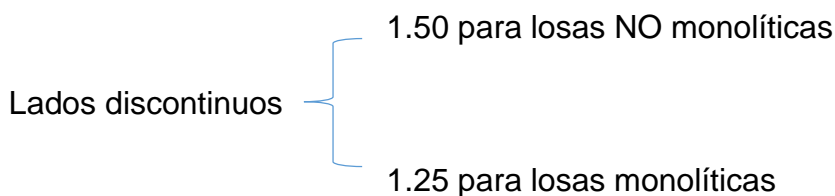
Para obtener un peralte efectivo se tienen que cumplir las siguientes condiciones estipuladas en la NTC del RCDF.



En caso de que no cumpla



Para obtener el peralte mínimo se debe sumar el perímetro de los tableros, incrementando un porcentaje de acuerdo a las características de nuestra losa.





Las características de nuestra losa de azotea son las siguientes:

- $F'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ ya que el concreto es clase I y se fabrica con agregados gruesos con peso específico superior a 2.6 (caliza, basalto, etc.) se emplea arena andesita u otra de mejores características.
- $Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, que se refiere al esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.
- $Fs = 0.6 * Fy \text{ Kg/cm}^2$, es la fuerza de acero en condiciones de servicio
- $W = 0.545 \text{ Ton/m}^2 = 545 \text{ kg/cm}^2$, se toma el valor de diseño por cargas permanentes

Datos	
F'c=	250.0 Kg/cm ²
Fy=	4200.0 Kg/cm ²
fs=	2520.0 Kg/cm ²
W=	545.0 Kg/cm ²

Condición $F_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$ $W \leq 380 \text{ kg/m}^2$ **NO CUMPLE**

Peralte mínimo (Fig. 2.12)

$$d_{min} = \frac{\text{Perimetro}}{250} (0.034^4 \sqrt{FsW})$$

Perímetro

$$d_{min} = \frac{430 + 320 + 320 + 1.25(430)}{250} (0.034^4 \sqrt{2520 * 545})$$

$$d_{min} = 7.04 \text{ cm}$$

$$H = d_{min} + \text{Recubrimiento}$$

$$H = 7.04 + 2.00$$

$$H = 9.04 \text{ cm}$$

$$H = 10.00 \text{ cm PERALTE TOTAL} \quad (\text{Fig 2.13})$$



JUSTIFICACIÓN PARA ELEGIR CONSTRUIR LA LOSA DE 10CM

En las tablas 34 y 35 del Manual Técnico de Construcción Holcim Apasco se presentan dosificaciones para fabricar concreto de acuerdo a las diferentes resistencias.

TABLA 34
DOSIFICACIONES Y PROPORCIONAMIENTOS
PARA LA FABRICACIÓN DE CONCRETO

		RESISTENCIA DE DISEÑO ($f'c$) CON tma 20 mm (3/4")				
MATERIAL	UNIDAD	100	150	200	250	300
Agua	litro	57	48	38	33	24
Cemento	bulto (50 kg)	1	1	1	1	1
Arena	litro	143	105	76	67	48
Grava	litro	152	124	114	95	86

		RESISTENCIA DE DISEÑO ($f'c$) CON tma 40 mm (1 1/2")				
MATERIAL	UNIDAD	100	150	200	250	300
Agua	litro	57	48	38	33	24
Cemento	bulto (50 kg)	1	1	1	1	1
Arena	litro	133	105	76	67	48
Grava	litro	181	162	143	124	105

TABLA 35
VOLUMEN DE CONCRETO FABRICADO POR BULTO
DE 50 kg DE CEMENTO

$f'c$ (kg/cm ²)	CON tma DE 20 mm (3/4")	CON tma DE 40 mm (1 1/2")
100	175	189
150	151	167
200	133	145
250	120	130
300	103	112



Área de la losa = 60.8625m^2

Espesor del proyecto = 9.04 cm

Espesor sugerido = 10.00 cm

Diferencia de espesores = $10.00 - 9.04 = 0.96\text{ cm} = 0.0096\text{ m}$

Concreto necesario para la diferencia de espesores:

$(A_{\text{CONCRETO}}) \times (D_{\text{DIFERENCIA DE ESPESORES}}) = (60.8625\text{ m}^2) \times (0.0096\text{ m}) = 0.584\text{ m}^3$

CANTIDAD DE MATERIAL QUE SE NECESITARÁ PARA LA DIFERENCIA DE ESPESOR REQUERIDA				
PARA 1 m^3		PARA 0.584 m^3		COSTO PARA 0.584 m^3
MATERIAL	CANTIDAD	MATERIAL	CANTIDAD	
Cemento	8.33 bultos	Cemento	4.86 bultos	\$775.00
Arena	558.33 lts (29.5 botes)	Arena	326.06 lts (17 botes)	\$150.00
Grava	1033.33 lts (54.5 botes)	Grava	603.46 lts (32 botes)	\$150.00
Agua	275 lts (14.5 botes)	Agua	160.60 lts (8.5 botes)	\$10.00
Total de gasto =				\$1085.00

Se observa que colar la losa de 10.00 cm incrementará un costo de $\$1085.00$ lo cual es mínimo comparado con las posibles fallas que pueda tener el comportamiento mecánico de la estructura de la losa al colar un espesor de 9.00 cm . Por lo tanto, se decide tomar el espesor mayor.



Esto también tiene como consecuencia que el W de la losa de la planta alta incremente, por lo tanto, se obtiene:

LOSA MACIZA HORIZONTAL CON PENDIENTE MENOR AL 5%

MATERIALES	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOTAL (ton/m ²)
Azulejo			0.055
Pegazulejo blanco	0.010	1.500	0.015
Firme de cemento – arena	0.015	2.000	0.030
Losa de concreto	0.080	2.400	0.192
Recubrimiento de yeso	0.020	1.300	0.026
Instalaciones	-	-	0.040
Carga Muerta = CM =			0.358 Ton/m²

*Cargas de servicio***DISEÑO POR CARGAS PERMANENTES**

CM =	0.358	Ton/m ²
CVm =	0.170	Ton/m ²
Cadi =	0.040	Ton/m ²
C_{servicio} =	0.568	Ton/m²

DISEÑO POR CARGAS ACCIDENTALES

CM =	0.335	Ton/m ²
CVa =	0.090	Ton/m ²
Cadi =	0.040	Ton/m ²
C_{servicio} =	0.488	Ton/m²

Utilizando el $W = 0.568 \text{ Ton/m}^2$ para los siguientes cálculos de momentos de cada tablero de la losa de primer nivel.

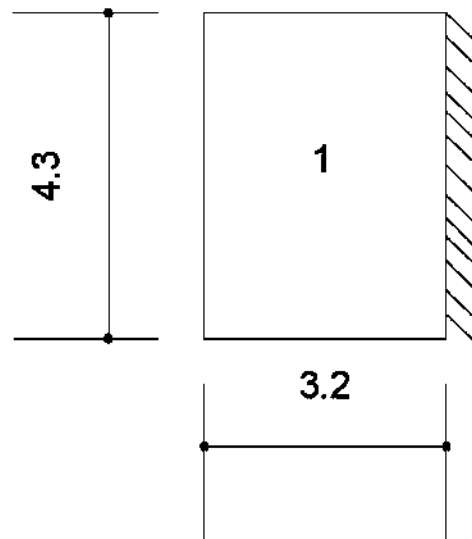


Figura 2.12 Dimensiones del tablero 1 con mayores dimensiones en la losa del primer nivel

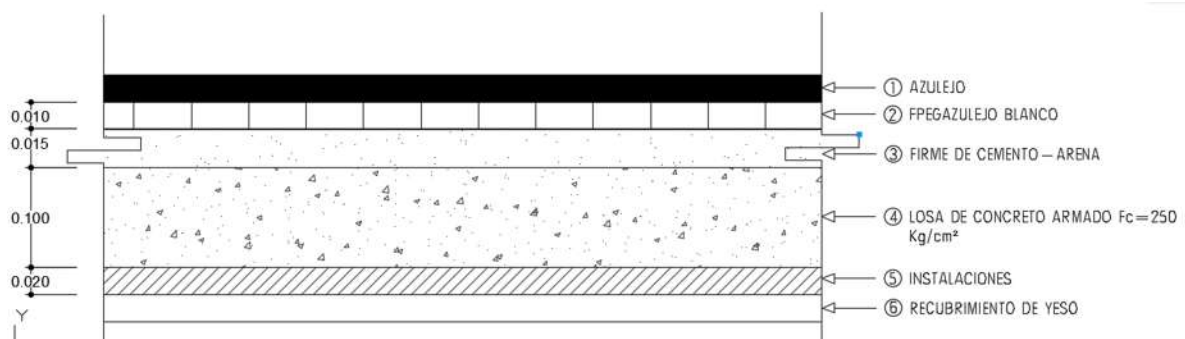


Figura 2.13 detalles de los espesores de la losa horizontal del primer nivel



- CÁLCULO DEL PESO DE LA ESCALERA

Cálculo del peso de la escalera por m^2 de su proyección horizontal.

- Estimación del peralte

Se tiene que subir 2.90 m

Se escoge un peralte de 18 cm

$$\text{No. De escalones} = \frac{290}{18} = 16 \text{ escalones}$$

- Cálculo de la huella

$$2P + H = 64$$

$$H = 64 - 2P$$

$$H = 64 - 2(18) = 28 \text{ por lo tanto, la huella es de 28 cm. (Fig. 2.14)}$$

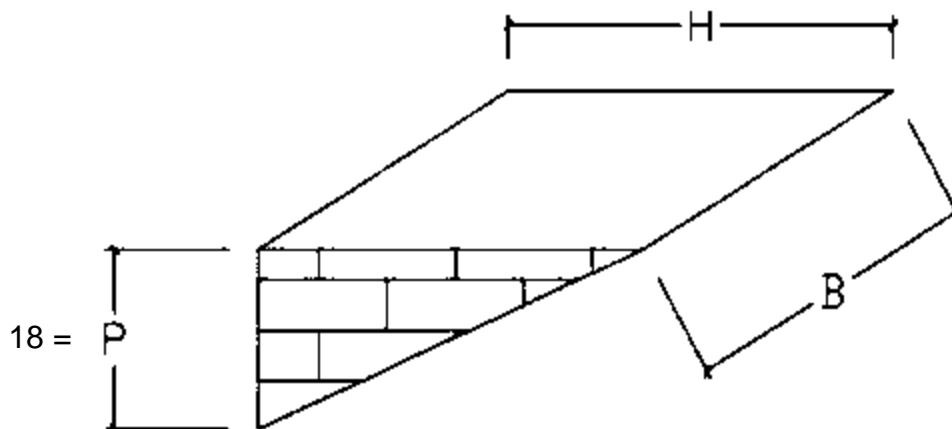


Figura 2.14 huella de un escalón y dimensiones



- Peso de la rampa de escalera (concreto armado) con plafón de yeso y escalones de tabique.

Se propone una losa de 12 cm de espesor, con plafón de yeso y escalones de tabique de barro rojo recocido. (Fig. 2.15)

Peso total del escalón en volumen W_E

$$W_E = (W_{TOTAL}) \times (W_{VOLUMÉTRICO})$$

$$W_E = \left(\frac{(P) \times (H) \times (B)}{2} \right) \times (W_{VOLUMÉTRICO})$$

$$\text{Si } W_E = \frac{W_E}{AREA} = \text{Peso del escalón en superficie (m}^2\text{)}$$

$$W_E = \left(\frac{(P) \times (H) \times (B)}{2} \right) \times (W_{VOLUMÉTRICO}) \times \left(\frac{1}{(H) \times (B)} \right)$$

$$W_E = \left(\frac{P}{2} \right) \times (W_{VOLUMÉTRICO})$$

ESCALERA RAMPA DE CONCRETO-ESCALONES DE MAMPOSTERÍA

MATERIALES	Espesor (m)	Peso Vol. (Ton/m ³)	Peso total (Ton/m ²)
Losa de concreto	0.12	2.400	0.288
Azulejo	-	-	0.055
Pega azulejo blanco	0.010	1.500	0.015
Plafón de yeso	0.020	1.500	0.030
Escalones	P/2=0.09	1.500	0.135
Carga Muerta = CM =			0.523Ton/m²

Cargas de servicio

DISEÑO POR CARGAS PERMANENTES

CM=	0.523	Ton/m ²
CV=	0.170	Ton/m ²
Cadi=	0.040	Ton/m ²
Cservicio=	0.733	Ton/m ²

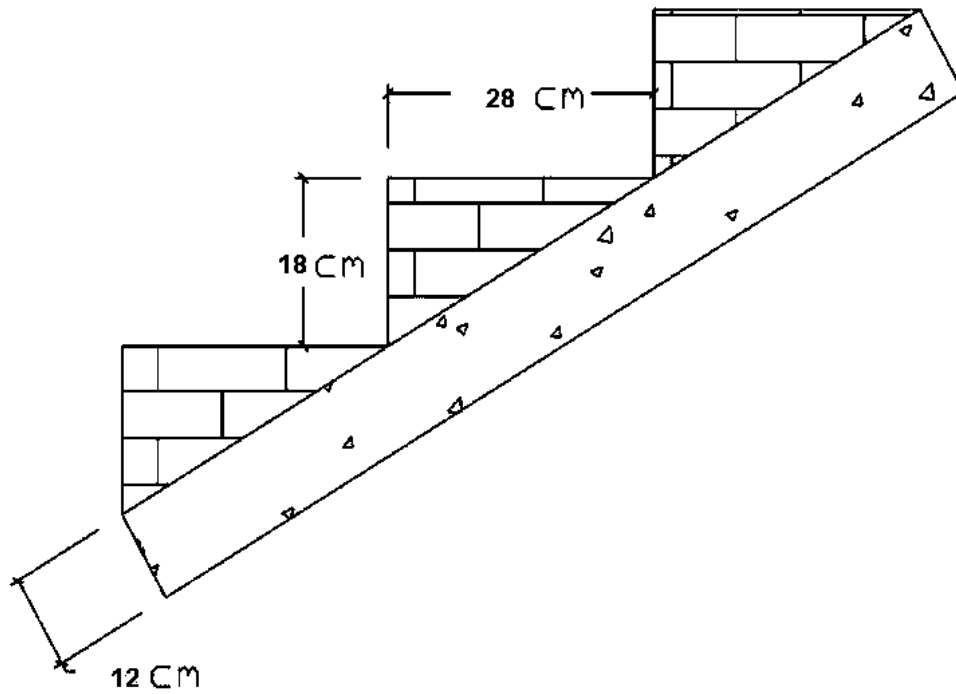


Figura 2.15. Losa de 12 cm de espesor, con plafón de yeso y escalones de tabique rojo recocido.

OBTENCIÓN DE MOMENTOS

Los coeficientes que se utilizan para calcular los momentos flexionantes que se generan en los tableros de las losas se obtienen utilizando la Tabla 6.1 de la NTC del RCDF para los casos donde la reacción m no se encuentre en los valores tabulados en la tabla los coeficientes se interpolarán linealmente.

Tabla 6.1 Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales¹

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I ²	II ²	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	353	358	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	Positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
De borde Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Neg. en bordes dis.	largo	526	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
Positivo	largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135	
	corto	751	812	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135	
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
	Neg. en bordes dis.	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
		largo	751	812	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
Positivo	largo	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144	
	corto	751	812	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135	
De esquinas Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Neg. en borde discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
		largo	526	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
Positivo	corto	751	812	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153	
	largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153	
Extremo Tres bordes discontinuos un lado lar- go continuo	Neg. en borde cont.	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710
		largo	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0
	Neg. en bordes disc.	corto	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
		largo	751	812	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540
Positivo	largo	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	
	corto	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	
Extremo Tres bordes discontinuos un lado cor- to continuo	Neg. en borde cont.	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0
		largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
	Neg. en borde disc.	corto	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
		largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540
Aislada Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	Positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

¹ Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60.

² Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

³ Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w a_1^2$, dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si w está en kN/m^2 (en kg/m^2) y a_1 en m , el momento da en kN-m/m (en $\text{kg-m}^2/\text{m}$)

- Para el caso I, a_1 y a_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

**- LOSA DE AZOTEA**

Fórmula para el momento último:

$$M_U = (F.C) \times (W) \times (Coef.) \times (10^{-4}) \times (a_1^2)$$

Donde:

F.C = 1.4 CARGA PERMANENTE

F.C = 1.1 CARGA PERMANENTE + ACCIDENTAL

W = 0.967 Ton/m²Coef. = De la tabla 6.2 RDF y con la formula $m = \frac{a_1}{a_2}$ para cada tablero. Tabla 2.3 a_1 = Claro corto a_2 = Claro largo

CASO I = Losa colada monolíticamente con sus apoyos

Tabla 2.3 Relación de lado corto a largo para la tabla 6.1 de las NTC

TABLERO	a_1 EJE A EJE	a_2 EJE A EJE	$m = \frac{a_1}{a_2}$
1	3.20	4.30	0.74
2	2.90	3.15	0.92
3	3.15	3.65	0.86
4	1.15	6.55	0.18
5	2.00	2.75	0.73
6	4.05	4.55	0.89
7	1.30	2.00	0.65



ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA LOSA DE AZOTEA

TABLERO		MOMENTO	CLARO	COEF.	a1 ²	MU	MU ajustado	S. Var # 3/8''
1	DE EXTREMO TRES BORDES DISCONTINUOS UN LADO LARGO CONTINUO	NEGATIVO EN BORDE CONTINUO	CORTO	778.00	10.240	1.079	0.755	25 cm
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	298.00	10.240	0.413		25 cm
			LARGO	220.00	10.240	0.305		25 cm
		POSITIVO	CORTO	586.00	10.240	0.812		25 cm
LARGO	430.00		10.240	0.596		25 cm		
2	DE BORDE UN LADO CORTO DISCONTINUO	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	348.60	8.410	0.397	0.755	25 cm
			LARGO	320.20	8.410	0.365	0.304	25 cm
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	LARGO	202.80	8.410	0.231		25 cm
			POSITIVO	CORTO	160.20	8.410	0.182	
LARGO	129.00	8.410		0.147		25 cm		
3	DE ESQUINA DOS LADOS ADYACENTES DISCONTINUOS	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	390.20	9.923	0.524	0.424	25 cm
			LARGO	373.60	9.923	0.502	0.071	25 cm
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	231.40	9.923	0.311		25 cm
			LARGO	212.40	9.923	0.285		25 cm
POSITIVO	CORTO	192.00	9.923	0.258		25 cm		
	LARGO	138.80	9.923	0.186		25 cm		
4	DE BORDE UN LADO CORTO DISCONTINUO	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	843.20	1.323	0.151	0.683	25 cm
			LARGO	477.48	1.323	0.085		25 cm
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	LARGO	301.52	1.323	0.054		25 cm
			POSITIVO	CORTO	521.64	1.323	0.093	
LARGO	165.68	1.323		0.030		25 cm		
5	DE BORDE UN LADO LARGO DISCONTINUO	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	436.20	4.000	0.236	0.618	25 cm
			LARGO	401.40	4.000	0.217	0.193	25 cm
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	273.10	4.000	0.147		25 cm
			POSITIVO	CORTO	229.30	4.000	0.124	
LARGO	137.10	4.000		0.074		25 cm		
6	DE ESQUINA DOS LADOS ADYACENTES DISCONTINUOS	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	375.80	16.403	0.834		25 cm
			LARGO	363.30	16.403	0.807	0.683	25 cm
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	222.10	16.403	0.493	0.618	25 cm
			LARGO	207.60	16.403	0.461		25 cm
POSITIVO	CORTO	180.00	16.403	0.400		25 cm		
	LARGO	138.20	16.403	0.307		25 cm		
7	DE ESQUINA DOS LADOS ADYACENTES DISCONTINUOS	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	500.50	1.690	0.115		25 cm
			LARGO	442.00	1.690	0.101	0.177	25 cm
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	299.00	1.690	0.068		25 cm
			LARGO	242.00	1.690	0.055		25 cm
POSITIVO	CORTO	282.50	1.690	0.065		25 cm		
	LARGO	144.00	1.690	0.033		25 cm		



- MU ajustado para la losa de azotea

Para la distribución de momentos flexionantes entre 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 . Los valores calculados se presentan en la Tabla 2.4

Tabla 2.4 Rigidez en los tableros de la losa de azotea

PLANTA DE AZOTEA			
Fórmula $K = \frac{d^3}{a_1}$; $a_1 = \text{claro corto}$			
TABLERO	a1	d=10	K
1	320.00	1000	3.125
2	290.00	1000	3.448
3	315.00	1000	3.175
4	115.00	1000	8.696
5	200.00	1000	5.000
6	405.00	1000	2.469
7	130.00	1000	7.692

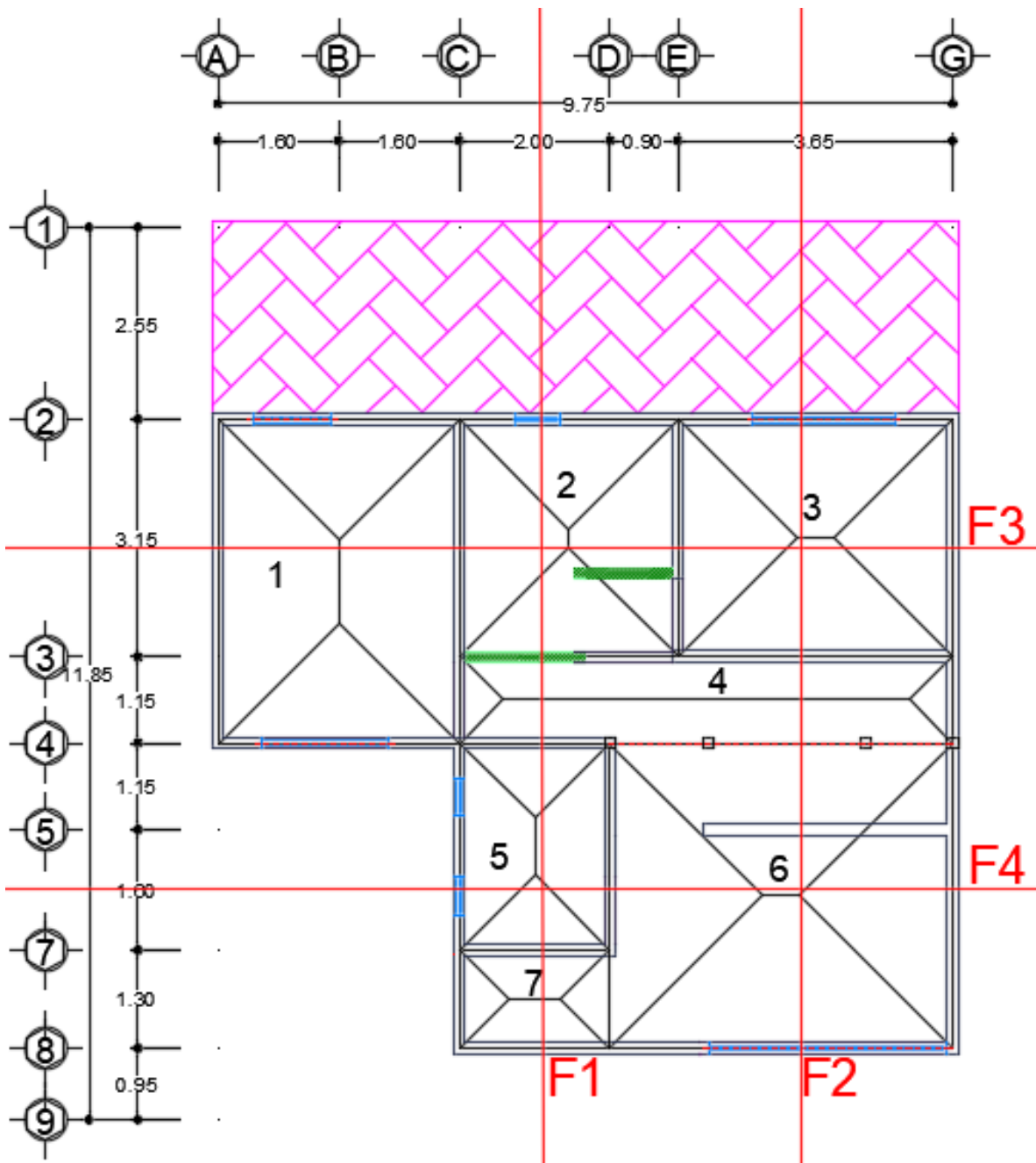
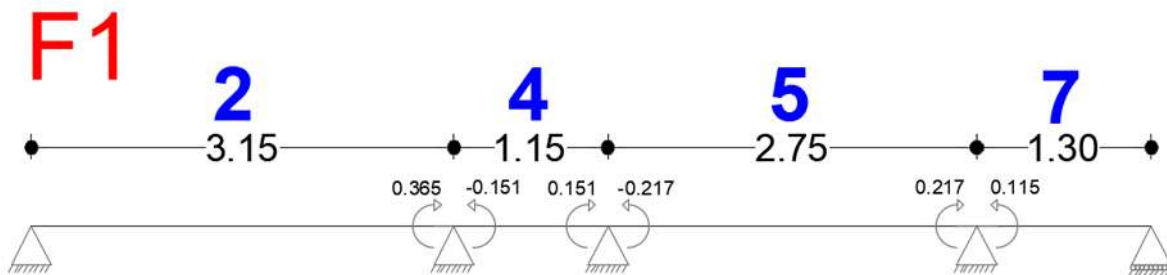


Figura 2.16 Distribución de tableros y franjas en la losa de azotea



Equilibrio de tableros adyacentes

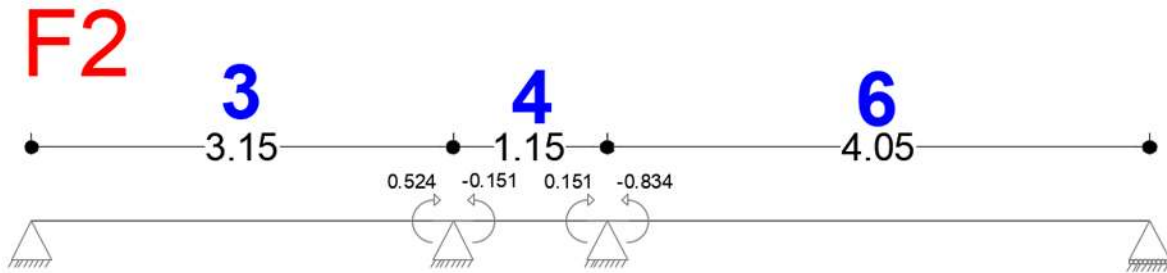
FRANJA 1 (Fig. 2.16)



k	3.448	8.696	8.696	5.000	5.000	7.692
fd	-0.284	-0.716	-0.635	-0.365	-0.394	-0.606
M_E	0.365	-0.151	0.151	-0.217	0.217	-0.115
M_D	0.214		-0.066		0.102	
1^a_{DIST}	-0.061	-0.153	0.042	0.024	-0.040	-0.062
M_o F	0.304	-0.304	0.193	-0.193	0.177	-0.177



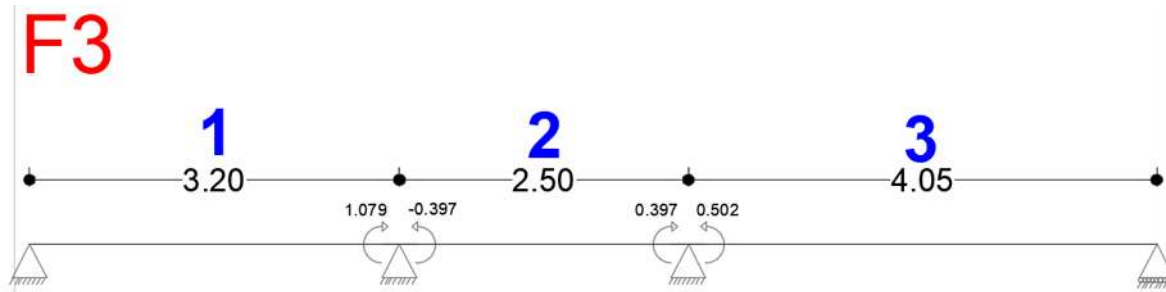
FRANJA 2 (Fig. 2.16)



k	3.175	8.696	8.696	2.469
fd	-0.267	-0.733	-0.779	-0.221
ME	0.524	-0.151	0.151	-0.834
MD	0.373		-0.683	
1^aDIST	-0.100	-0.273	0.532	0.151
Mo F	0.424	-0.424	0.683	-0.683



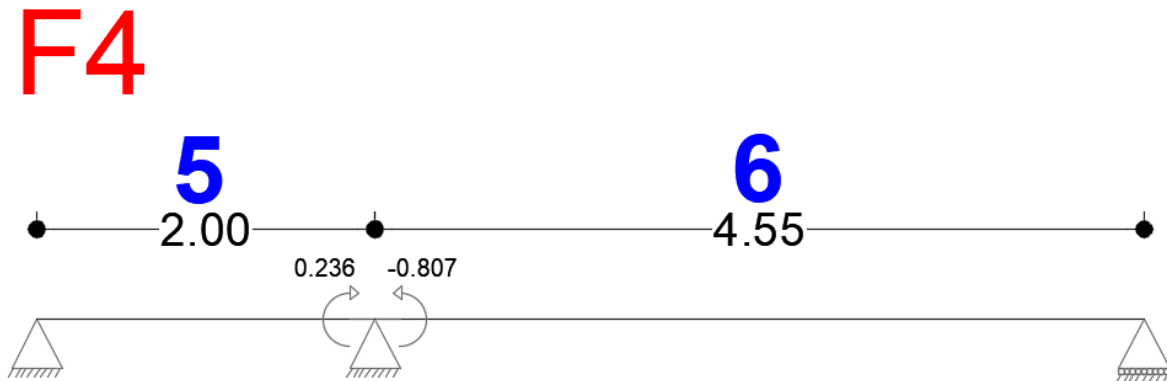
FRANJA 3 (Fig. 2.16)



k	3.125	3.448	3.448	3.175
fd	-0.475	-0.525	-0.521	-0.479
ME	1.079	-0.397	0.397	0.502
MD	0.682		0.899	
1ªDIST	-0.324	-0.358	-0.468	-0.431
Mo F	0.755	-0.755	-0.071	0.071



FRANJA 4 (Fig. 2.16)



k	5.000	2.469
fd	-0.669	-0.331
M_E	0.236	-0.807
M_D	-0.571	
1^a_{DIST}	0.382	0.189
M_o F	0.618	-0.618



- Diseño de la cuantía de acero para la losa de azotea

Determinación del acero requerido por flexión.

MU_{max} = Momento mayor que se presenta en los tableros

Tablero I

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

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

$$MU_{max} = 0.755 \text{ N-m}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} \longrightarrow \rho < \rho_{min}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{(0.755) \times (10^5)}{(100) \times (7.5^2)} = 13.42$$

$$A_s = (\rho) (b) (d)$$

$$A_s = (\rho) (100) (7.5)$$

$$\rho = 0.001 < \rho_{min}$$

ρ_{min} RIGE

El área de acero mínima, donde su principal función es el evitar agrietamientos, se determina de acuerdo a lo estipulado en el Art. 5.7 de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado, mediante las siguientes expresiones.



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

$$a_{s1} = \frac{660 * (7.5)}{4200 (7.5 + 100)}$$

$$a_{s1} = 0.011 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Se diseña la losa para una franja de 1m de ancho

$$A_s = (0.011) \times (100) = 1.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Proponiendo varillas de 3/8'' $a_0 = 0.71$

$$S = \frac{100a_0}{A_s}$$

$$S = \frac{(100)(0.71)}{1.1}$$

$$S = 64.54 \text{ cm}$$

S_{max} es la separación máxima permitida para colocar las varillas de acero. La separación de refuerzo por cambios volumétricos no debe exceder de 500mm ni de $3.5X_1$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 3.5 X_1 = (3.5) \times (7.5) = 26.25 \text{ cm por lo tanto} = 25 \text{ cm RIGE} \\ 50\text{cm} \end{cases}$$

Por lo tanto, se colocarán varillas de 3/8'' a cada 25 cm en ambas direcciones.



- Revisión por cortante del peralte propuesto

De acuerdo a las NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto, 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:

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

Datos:

$$a_1 = 2.90 \text{ m}$$

$$a_2 = 3.15 \text{ m}$$

$$d = 0.075 \text{ m}$$

$$w = 0.967 \text{ Ton/m}^2$$

$$V = \left(\frac{2.90}{2} - 0.075 \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{2.90}{3.15} \right) 0.967$$

$$V = 0.651 \text{ Ton} = 651.09 \text{ kg}$$

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

FR = Factor de resistencia cortante

FR = 0.8 Para cortante y torsión

$$fc^* = (250) (0.80) = 200 \text{ kg/cm}^2$$



VCR = Fuerza cortante que toma el concreto

Vu = Fuerza cortante de diseño

$$VCR = 0.5 FR bd \sqrt{f_c} *$$

$$VCR = (0.5)(0.8)(100)(7.5)(\sqrt{200}) = 4242.64 \text{ kg}$$

$$Vu = 1.4 (0.651) = 0.9114 \text{ Ton}$$

$$Vu < VCR; 0.9114 < 5.091 \text{ Ton}$$

Nota: Por lo tanto, el peralte es adecuado.



- LOSA DE PRIMER NIVEL

Fórmula para el momento último:

$$M_U = (F.C) \times (W) \times (Coef.) \times (10^{-4}) \times (a_1^2)$$

Donde:

F.C = 1.4 CARGA PERMANENTE

F.C = 1.1 CARGA PERMANENTE + ACCIDENTAL

W = 0.568 Ton/m²

Coef. = De la Tabla 6.2 RDF y con la fórmula $m = \frac{a_1}{a_2}$ para cada tablero. Tabla 2.5

a_1 = Claro corto

a_2 = Claro largo

CASO I = Losa colada monolíticamente con sus apoyos

Tabla 2.5 Relación de lados corto a largo para la tabla 6.1 de las NTC del RCDF

TABLERO	a_1 EJE A EJE	a_2 EJE A EJE	$m = \frac{a_1}{a_2}$
1	3.20	4.30	0.74
2	2.90	3.15	0.92
3	3.65	3.15	1.16
4	1.15	3.25	0.35
5	2.00	2.75	0.73
6	1.25	4.05	0.31
7	2.90	3.30	0.88
8	1.30	2.00	0.65



ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA LOSA DEL PRIMER NIVEL

TABLERO		MOMENTO	CLARO	COEF.	a1 ²	MU	MU ajustado	S. Var # 3/8''
1	DE EXTREMO TRES BORDES DISCONTINUOS UN LADO LARGO CONTINUO	NEGATIVO EN BORDE CONTINUO	CORTO	778.00	10.24	1.097	0.768	25cm
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	298.00	10.24	0.420		25cm
			LARGO	220.00	10.24	0.310		25cm
		POSITIVO	CORTO	586.00	10.24	0.826		25cm
LARGO	430.00		10.24	0.606		25cm		
2	DE BORDE UN LADO CORTO DISCONTINUO	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	348.60	8.41	0.404	0.768	25cm
			LARGO	320.20	8.41	0.371	0.301	25cm
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	LARGO	202.80	8.41	0.235		25cm
			POSITIVO	CORTO	160.20	8.41	0.185	
LARGO	129.00	8.41		0.149		25cm		
3	DE ESQUINA DOS LADOS ADYACENTES DISCONTINUOS	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	390.20	9.92	0.533	0.424	25cm
			LARGO	373.60	9.92	0.510	0.072	25cm
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	231.40	9.92	0.316		25cm
			LARGO	212.40	9.92	0.290		25cm
		POSITIVO	CORTO	192.00	9.92	0.262		25cm
			LARGO	138.80	9.92	0.190		25cm
4	DE BORDE UN LADO CORTO DISCONTINUO	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	686.50	1.32	0.125	0.424	25cm
			LARGO	441.10	1.32	0.080		25cm
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	LARGO	407.40	1.32	0.000		25cm
			POSITIVO	CORTO				
LARGO	149.80	1.32		0.027		25cm		
5	DE BORDE UN LADO LARGO DISCONTINUO	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	436.20	4.00	0.240	0.208	25cm
			LARGO	401.40	4.00	0.221	0.186	25cm
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	273.10	4.00	0.150		25cm
			POSITIVO	CORTO	229.30	4.00	0.126	
LARGO	137.10	4.00		0.075		25cm		
6	DE BORDE UN LADO CORTO DISCONTINUO	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	731.40	1.56	0.157	0.208	25cm
			LARGO	449.66	1.56	0.097	0.009	25cm
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	LARGO	283.84	1.56	0.061		25cm
			POSITIVO	CORTO	443.38	1.56	0.095	
LARGO	156.06	1.56		0.034		25cm		
7	DE ESQUINA DOS LADOS ADYACENTES DISCONTINUOS	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	380.60	8.41	0.441		25cm
			LARGO	366.80	8.41	0.425	0.344	25cm
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	225.20	8.41	0.261		25cm
			LARGO	209.20	8.41	0.242		25cm
		POSITIVO	CORTO	184.00	8.41	0.213		25cm
			LARGO	138.40	8.41	0.160		25cm
8	DE ESQUINA DOS LADOS ADYACENTES DISCONTINUOS	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	500.50	1.69	0.116	0.186	25cm
			LARGO	442.00	1.69	0.103		25cm
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	299.00	1.69	0.070		25cm
			LARGO	242.00	1.69	0.056		25cm
POSITIVO	CORTO	282.50	1.69	0.066		25cm		
	LARGO	144.00	1.69	0.033		25cm		



- MU ajustado para la losa del primer nivel

En la distribución de momentos flexionantes entre tableros adyacentes se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

Cuando sean distintos los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes, 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 Tabla 2.6.

Tabla 2.6 Rigidez en los tableros de la losa del primer nivel

PLANTA DEL PRIMER NIVEL			
Fórmula $K = \frac{d^3}{a_1}; a_1 = \text{claro corto}$			
TABLERO	a1	d=10	K
1	320.00	1000	3.125
2	290.00	1000	3.448
3	315.00	1000	3.175
4	115.00	1000	8.696
5	200.00	1000	5.000
6	125.00	1000	8.000
7	290.00	1000	3.448
8	130.00	1000	7.692

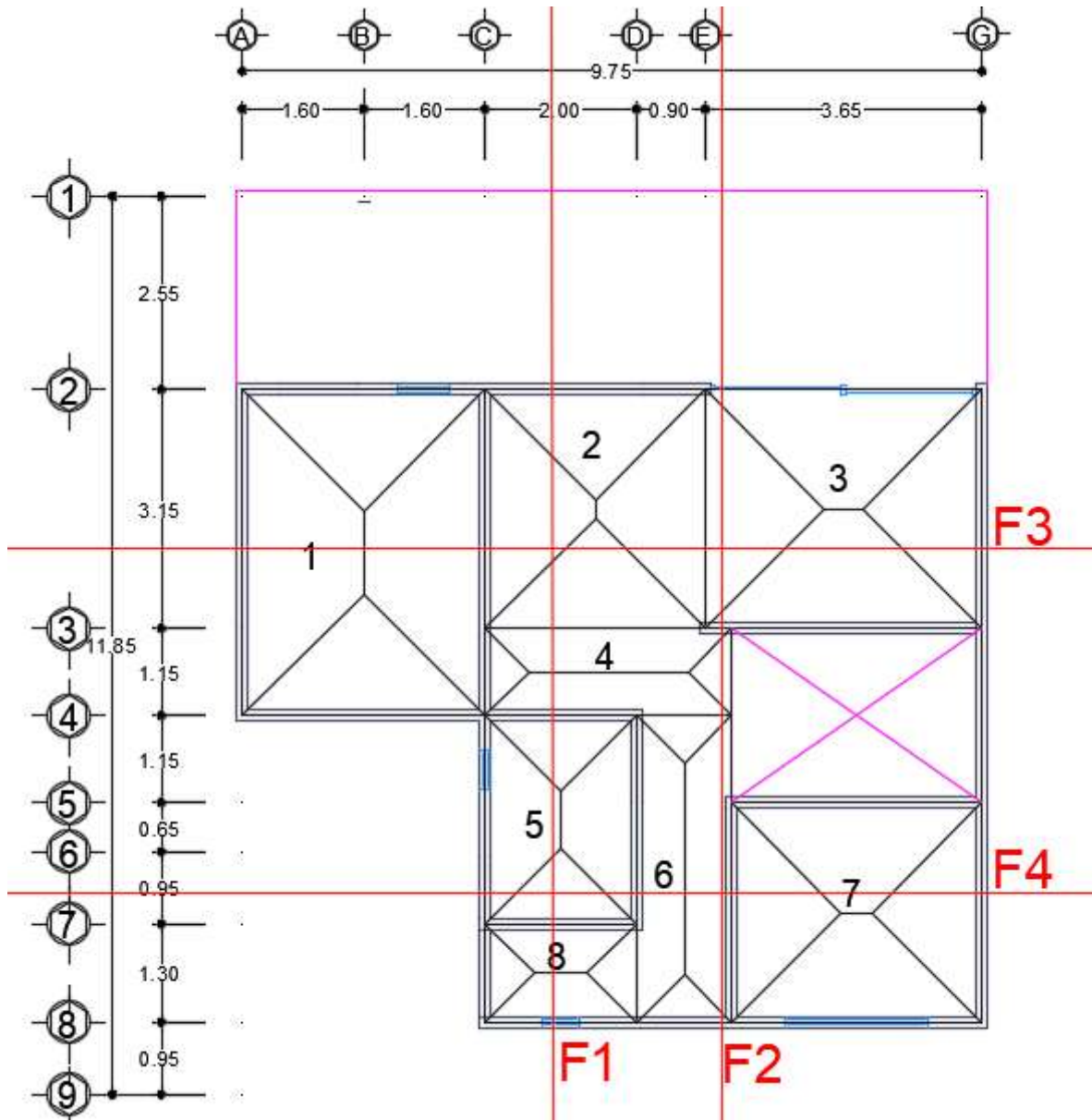


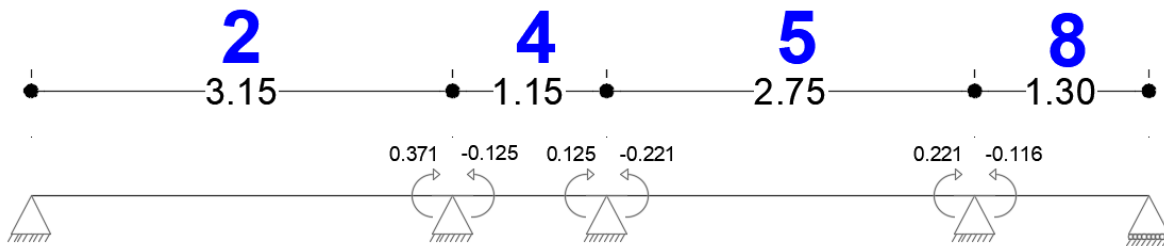
Figura 2.17 Distribución de tableros y franjas en la losa del primer nivel



Equilibrio de tableros adyacentes

FRANJA 1 (Fig. 2.17)

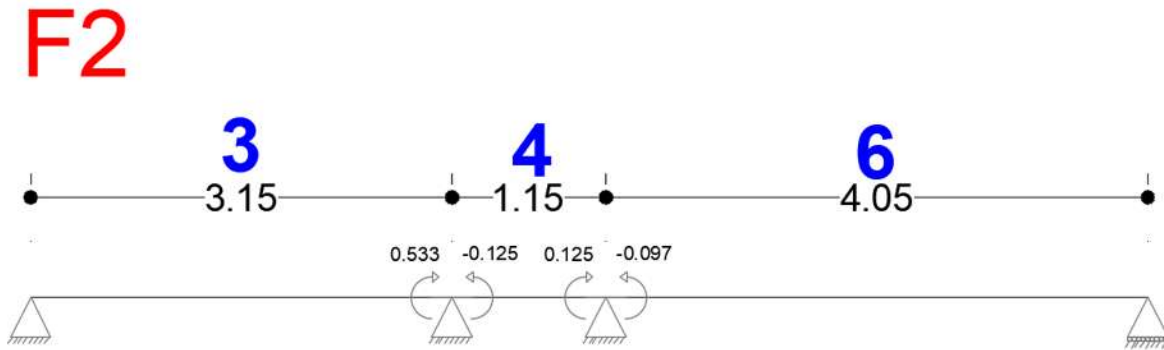
F1



k	3.448	8.696	8.696	5.000	5.000	7.692
fd	-0.284	-0.716	-0.635	-0.365	-0.394	-0.606
M_E	0.371	-0.125	0.125	-0.221	0.221	0.116
M_D	0.246		-0.096		0.337	
1^a_{DIST}	-0.070	-0.176	0.061	0.035	-0.133	-0.204
M_O F	0.301	-0.301	0.186	-0.186	0.088	-0.088



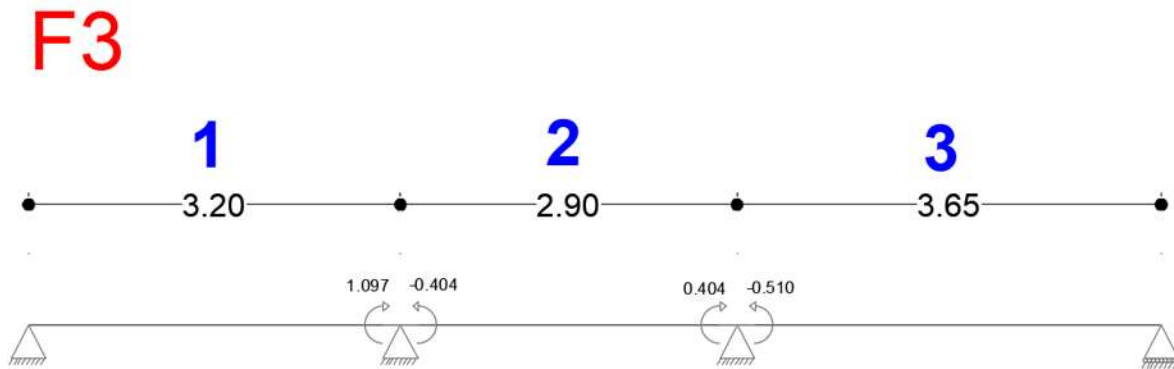
FRANJA 2 (Fig. 2.17)



k	3.175	8.696	8.696	8.000
fd	-0.267	-0.733	-0.521	-0.479
M_E	0.533	-0.125	0.125	0.097
M_D	0.408		0.222	
1^a_{DIST}	-0.109	-0.299	-0.116	-0.106
M_O F	0.424	-0.424	0.009	-0.009



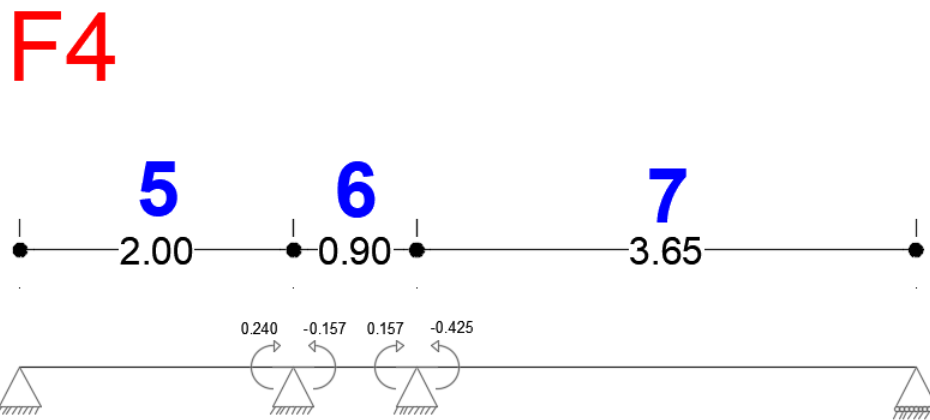
FRANJA 3 (Fig. 2.17)



k	3.125	3.448	3.448	3.175
fd	-0.475	-0.525	-0.521	-0.479
M_E	1.097	-0.404	0.404	0.51
M_D	0.693		0.914	
1^a_{DIST}	-0.329	-0.364	-0.476	-0.438
M_o F	0.768	-0.768	-0.072	0.072



FRANJA 4 (Fig. 2.17)



k	5.000	8.000	8.000	3.448
fd	-0.385	-0.615	-0.699	-0.301
ME	0.240	-0.157	0.157	-0.425
MD	0.083		-0.268	
1^aDIST	-0.032	-0.051	0.187	0.081
Mo F	0.208	-0.208	0.344	-0.344



- Diseño de la cuantía de acero necesaria para la losa del primer nivel.

Determinación del acero requerido por flexión.

MU_{max} = Momento mayor que se presenta en los tableros

Tablero I

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

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

$$MU_{max} = 0.768 \text{ N-m}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} \longrightarrow \rho < \rho_{min}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{(0.768) \times (10^5)}{(100) \times (7.5^2)} = 13.65$$

$$A_s = (\rho) (b) (d)$$

$$A_s = (\rho) (100) (7.5)$$

$$\rho = 0.001 < \rho_{min}$$

ρ_{min} RIGE

El área de acero mínima, donde su principal función es el evitar agrietamientos, se determina de acuerdo a lo estipulado en el Art. 5.7 de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado, mediante las siguientes expresiones.



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

$$a_{s1} = \frac{660 * (7.5)}{4200 (7.5 + 100)}$$

$$a_{s1} = 0.011 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Se diseña la losa para una franja de 1m de ancho

$$A_s = (0.011)x(100) = 1.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Proponiendo varillas de 3/8'' $a_0 = 0.71$

$$S = \frac{100a_0}{A_s}$$

$$S = \frac{(100)(0.71)}{1.1}$$

$$S = 64.54 \text{ cm}$$

S_{max} es la separación máxima permitida para colocar las varillas de acero. La separación de refuerzo por cambios volumétricos no debe exceder de 500mm ni de $3.5X_1$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 3.5 X_1 = (3.5) \times (7.5) = 26.25 \text{ cm por lo tanto} = 25 \text{ cm RIGE} \\ 50\text{cm} \end{cases}$$

Por lo tanto, se colocarán varillas de 3/8'' a cada 25 cm en ambas direcciones.



- Revisión por cortante del peralte propuesto

De acuerdo a las NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto, 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:

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

Datos:

$$a_1 = 3.20 \text{ m}$$

$$a_2 = 4.30 \text{ m}$$

$$d = 0.075 \text{ m}$$

$$w = 0.568 \text{ Ton/m}^2$$

$$V = \left(\frac{3.20}{2} - 0.075 \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{3.20}{4.30} \right) 0.568$$

$$V = 0.5 \text{ Ton} = 500 \text{ kg}$$

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

FR = Factor de resistencia cortante

FR = 0.8 Para cortante y torsión

$$fc^* = (250) (0.80) = 200 \text{ kg/cm}^2$$



VCR = Fuerza cortante que toma el concreto

Vu = Fuerza cortante de diseño

$$VCR = 0.5 FR bd \sqrt{f_c} *$$

$$VCR = (0.5)(0.8)(100)(7.5)(\sqrt{200}) = 4242.64 \text{ kg}$$

$$Vu = 1.4 (0.500) = 0.7 \text{ Ton}$$

$$Vu < VCR; 0.7 < 4.2426 \text{ Ton}$$

Nota: Por lo tanto, el peralte es adecuado.



CAPÍTULO III

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE TRABES

DALAS Y CASTILLOS TIPO

Las dalas son elementos de refuerzo estructural en el sentido horizontal, que sirven para confinar muros. Están compuestos por concreto reforzado con varilla de acero, de acuerdo a las especificaciones del cálculo.

Tipos de dalas:

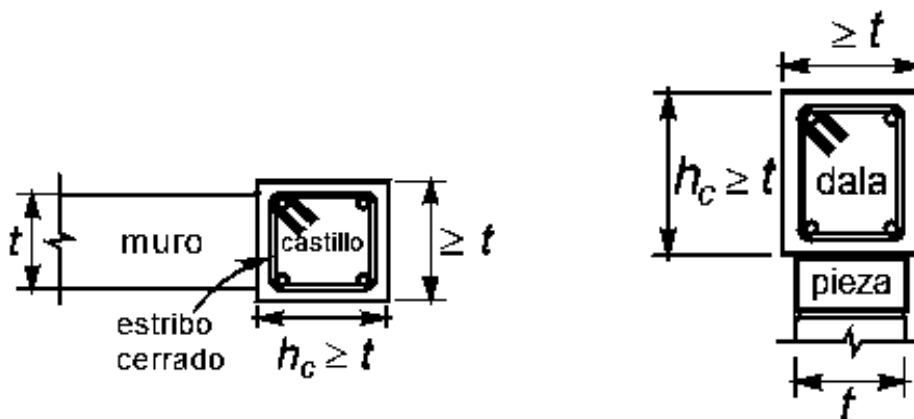
- Dala de desplante.
- Dala de cerramiento.
- Dala intermedia.

Los castillos son elementos de refuerzo estructural en el sentido vertical que sirven para confinar muros, su armado es de acuerdo al armado de la estructura.

- Cálculo del área de acero del refuerzo longitudinal.

Las dalas y castillos tendrán como dimensiones mínimas el espesor del muro t .

Proponiendo dimensiones: 15cm * 20cm





$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} t^2$$

A_s = Área total de acero de refuerzo longitudinal colocado en la dala y castillo.

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

$$A_s = (0.2) \times \left(\frac{250}{4200}\right) \times (15 \times 20)$$

$$A_s = 3.57 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas de 1/2''

$$N^\circ = \frac{A_s}{A_{\text{var}}} = \frac{3.57}{1.27} = 2.8 = 4 \text{ var}$$

Llevarán 4 varillas \varnothing 1/2'' en el lecho inferior y superior

- Cálculo de separación de los estribos

A_{sc} = Refuerzo trasversalmente

$S_{\text{máx}}$ de los estribos

$$S_{\text{max}} \leq \begin{cases} 1.5t = (1.5)(150) = 225\text{mm} = 22.5 \text{ cm} \\ 200\text{mm} = 20 \text{ cm RIGE} \end{cases}$$

Proponiendo estribos de \varnothing 5/16'' en dos ramas

$$A_{sc} = \frac{1000s}{f_y h_c} = \frac{(1000)(20)}{(4200)(15)} = 0.317 \text{ cm}^2$$



- Castillo

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

$$P_{ro} = A_g + A_s f_y$$

Cuando en los castillos descarga una reacción muy grande debe revisarse su resistencia a compresión axial con la expresión anterior.

Donde:

A_g = Área total de la sección.

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

A_s = Área de acero del refuerzo longitudinal.

$f''c$ = Representa un esfuerzo uniforme.

La resistencia de diseño P_{ro} o sea, la que debe utilizarse para el diseño final de los elementos estructurales, se obtienen multiplicando la resistencia nominal por el factor de reducción de resistencia, F_R que para el caso de columnas con carga axial, tiene un valor de 0.75 para columnas con estribos.

$$P_u = FC \text{ (Reacción más grande)}$$

Se debe de cumplir que:

$$P_R \geq P_u$$

$$P_R = F_R (f''c A_g + A_s f_y)$$



En nuestro caso se debe de revisar el castillo:

$$P_{ro} = ((250)(15 \times 20)) + ((4)(1.27)(4200)) 0.75$$

$$P_{ro} = 72252 \text{ kg}$$

$P_u = F.C$ (Reacción más grande).

$$P_u = 1.4 (4.74) = 6636 \text{ kg}$$

Por lo tanto, el castillo de 15 x 20 soporta la carga.

PLANTA DE AZOTEA

- Descarga de la losa de azotea

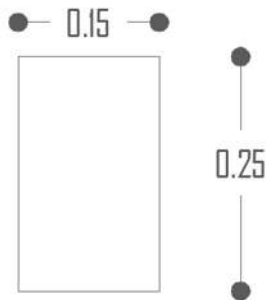
TRABE (T-1)

Esta soporta el área tributaria de los tableros 6 y 4 de la losa de azotea, su propio peso y el peso de un muro de 1.2 m de altura.

W_{LA} = Peso de la losa maciza

W_{P-P} = Peso propio de la trabe

W_M = Peso del muro



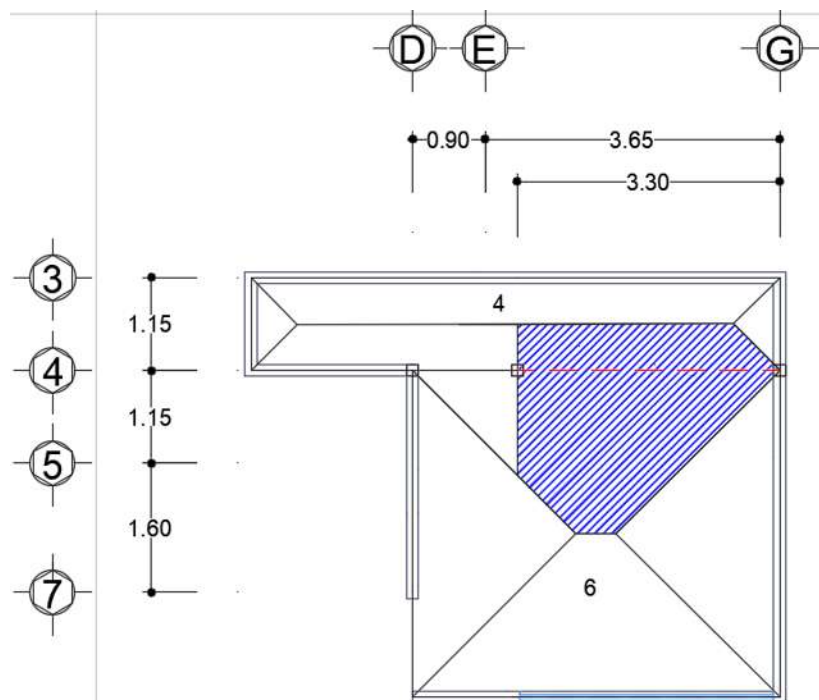
Proponiendo dimensiones (15cm) x (25cm)

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

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

rec = 2 cm

Área tributaria de la trabe T -1



$$A_1 = 4.2681 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 1.7021 \text{ m}^2$$

$$A_{TOTAL} = 5.9702 \text{ m}^2$$



- Pesos que soporta la trabe

$$W_{LA} = (967) \times (5.9702) = 5773.1834 \text{ kg}$$

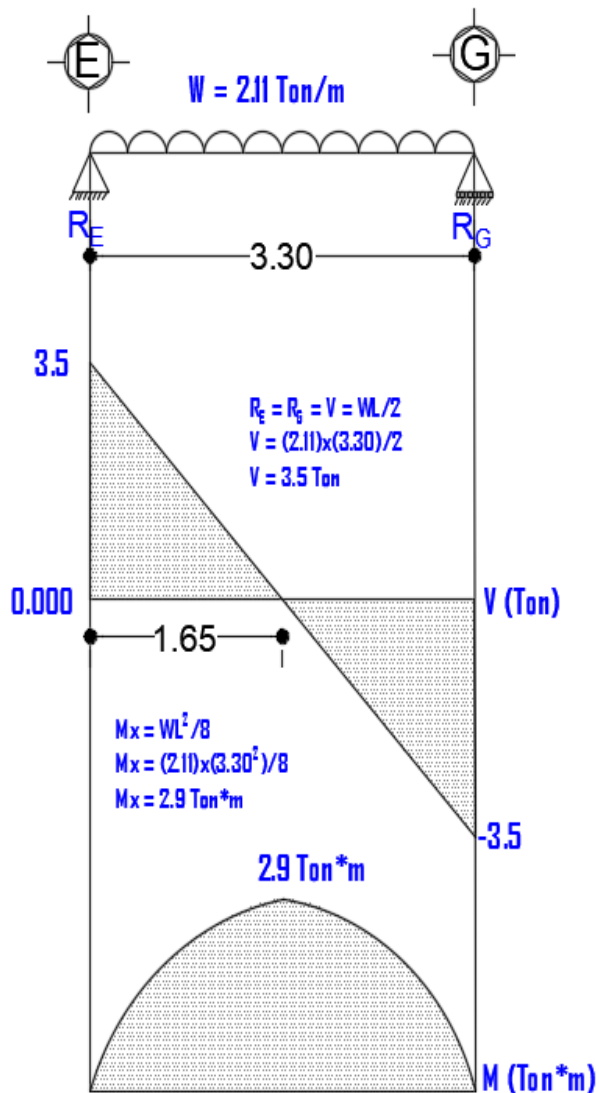
$$W_{P-P} = (2400) \times (0.15) \times (0.25) = 90 \text{ kg/m}$$

$$W_M = (\text{CM}) \times (\text{ÁREA MURO})$$

$$W_M = (240) \times (1.2 \times 3.15) = 907.2 \text{ kg}$$

$$W = \frac{5773.1834 + 907.2}{3.30} + 90 = 2114.359 \text{ kg/m} = 2.11 \text{ Ton/m}$$

Diagrama de cortante y momento



Se diseña para el momento mayor

$$\frac{M_u}{bd^2} = 1.4 \left(\frac{(2.9) \times (10^5)}{(15) \times (23^2)} \right) = 36.55$$

Porcentaje de refuerzo (Tabla 3.1)

$$\rho = 0.01130$$



$$\rho_{\text{mín}} = \frac{0.70 \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0.70 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \left(\frac{f_c''}{f_y} * \frac{6000 * \beta_1}{f_y + 6000} \right) = 0.75 \left(\frac{0.80 * 0.85 * 250}{4200} * \frac{6000 * 0.85}{4200 + 6000} \right) = 0.015$$

$$\rho_{\text{mín}} < 0.01130 < \rho_{\text{máx}}$$

Área requerida por flexión.

$$A_s = 0.01130 (15 * 23) = 3.9 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas de No. 4

$$\text{No.} = \frac{3.9}{1.27} = 3.07$$

3 var \varnothing 1/2"

Área de acero mínimo por temperatura.

$$A_s = 0.0026 (15 * 23) = 0.897 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas del No 3

$$\text{No.} = \frac{0.897}{0.71} = 1.26$$

1 var \varnothing 3/8" se usarán 2 var \varnothing 3/8"

Con la finalidad de amarrar y por seguridad.

Usar 3 var No. 4 en el lecho inferior y 2 var No. 3 lecho superior.

Nota: Las varillas son corridas en toda la sección.



- Diseño por cortante

El diseño por cortante se realiza para el cortante actuante a un peralte del paño del apoyo que es donde se presenta la grieta debido a los esfuerzos.

A un peralte del paño del apoyo.

$$\frac{15}{2} = 7.5$$

$$7.5 + 23 = 30.5$$

$$V - W(\text{PERALTE})$$

$$3.5 - 2.11 (0.305) = 2.86 \text{ Ton}$$

$$V_u = 1.4 (2.86) = 3.99 \text{ Ton}$$

Cortante que resiste el concreto

Como: $0.01130 < 0.015$

$$V_{cr} = F_r b d (0.20 + 20 * \rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cr} = 0.80 * 15 * 23 (0.20 + 20 * 0.01130) \sqrt{160} = 1487.23 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 1487.23 \text{ Kg} \leq V_u = 3990 \text{ Kg}$$

El cortante que deben resistir los estribos es:

$$V_{sr} = V_u - V_{cr} = 3990 - 1487.23 = 2502.77 \text{ kg}$$

Limitaciones para V_u

$$V_u \leq 2.5 F_r b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_u \leq 2.5 * 0.80 * 15 * 23 \sqrt{160} = 8727.89 \text{ Kg}$$

Proponiendo estribos en dos ramas $\emptyset 3/8''$ verticales.



$$S = \frac{Fr * Av * fy * d}{Vsr} = \frac{0.80 * 2 * 0.71 * 4200 * 23}{2502.77} = 43.85 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación máxima de estribos.

$$Vu = 3990 \text{ Kg} \leq 1.5 Fr b d \sqrt{fc^*}$$

$$Vu = 3990 \text{ Kg} \leq 1.50 * 0.80 * 15 * 23 \sqrt{160}$$

$$Vu = 3990 \text{ Kg} \leq 5236.731 \text{ kg}$$

Condiciones para la separación máxima y mínima.

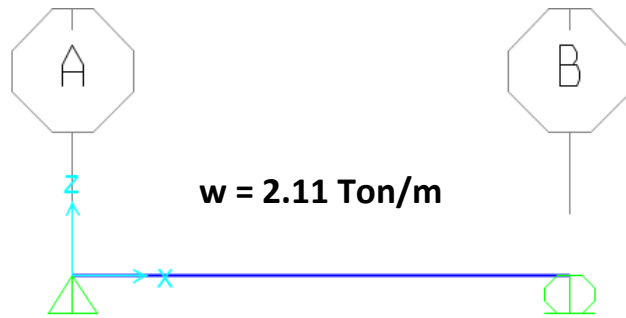
$$S_{\min} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 0.50d = 0.50 * 23 = 11.50 \text{ cm, por lo tanto } 12.00 \text{ cm.}$$

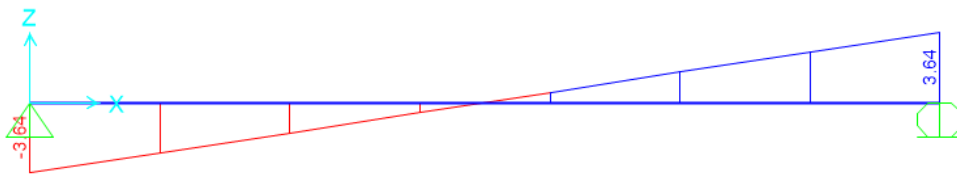
Se colocarán estribos de $\emptyset 3/8'' @ 12 \text{ cm}$.



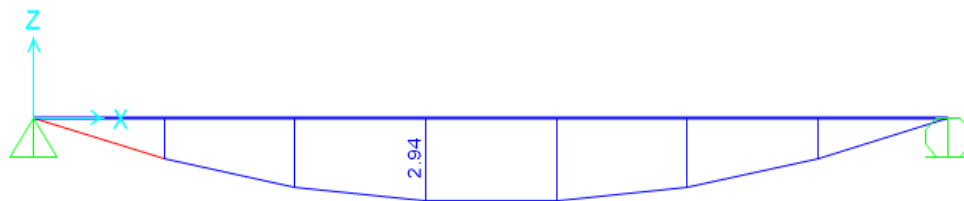
TRABE (T-1) SAP



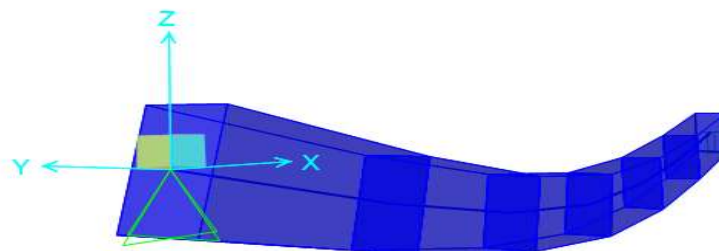
a) Diagrama de cortante



b) Diagrama de momento



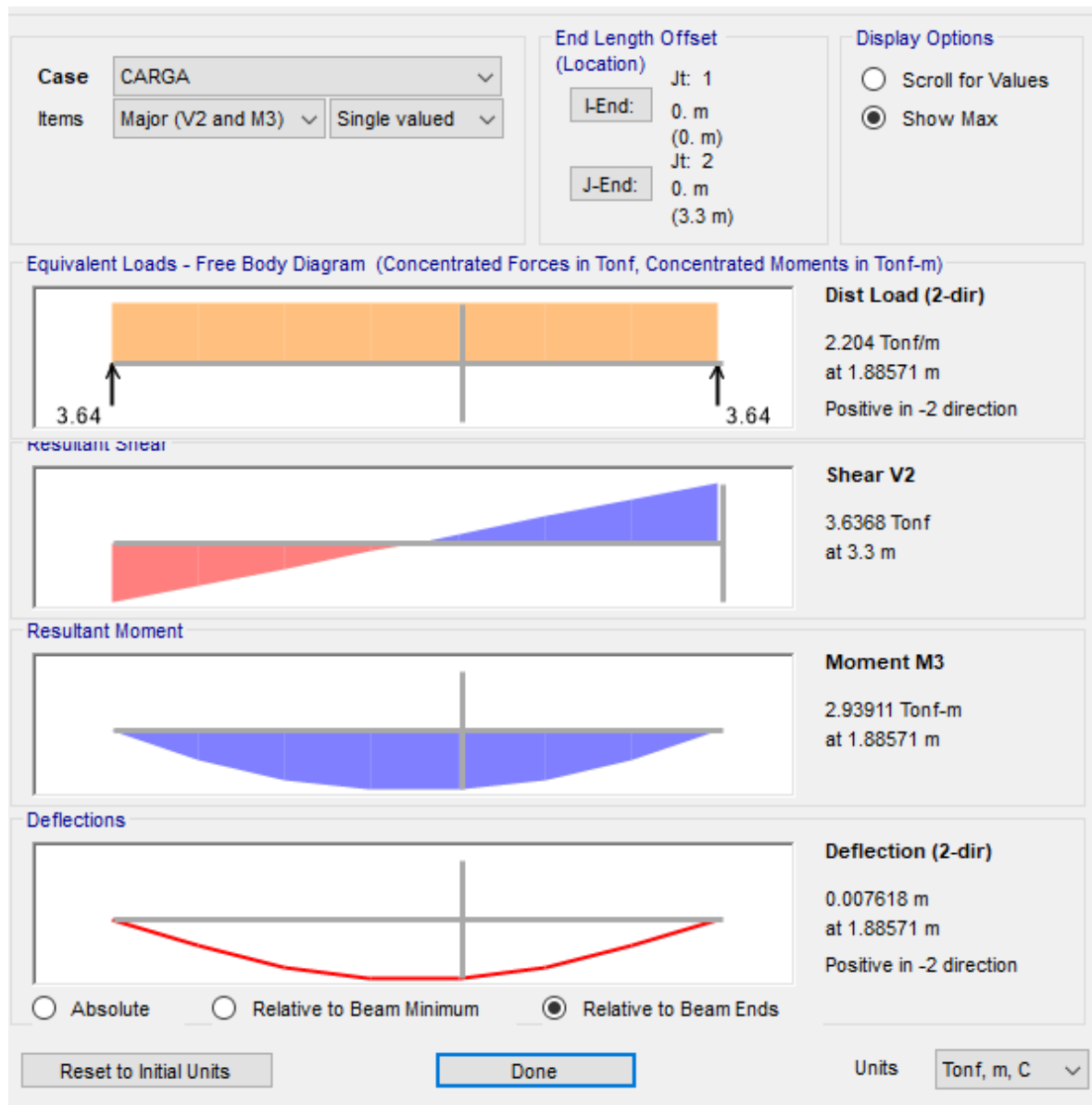
c) Diagrama de momento flexionante máximo



d) Deformación 3D



En la siguiente figura, obtenida con la ayuda del programa SAP, podemos observar que los resultados obtenidos con el programa son los mismos a los obtenidos con cálculos manuales, la diferencia es que el programa calcula automáticamente las deformaciones a lo largo de toda la longitud simultáneamente, lo cual es más laborioso cuando se realizan cálculos manuales.



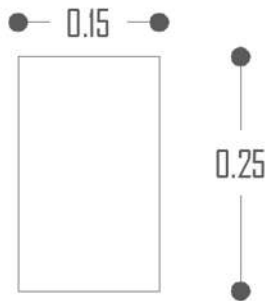


TRABE (T-2)

Esta soporta el área tributaria del tablero 6 de la losa de azotea y su propio peso

W_{LA} = Peso de la losa maciza

W_{P-P} = Peso propio de la trabe



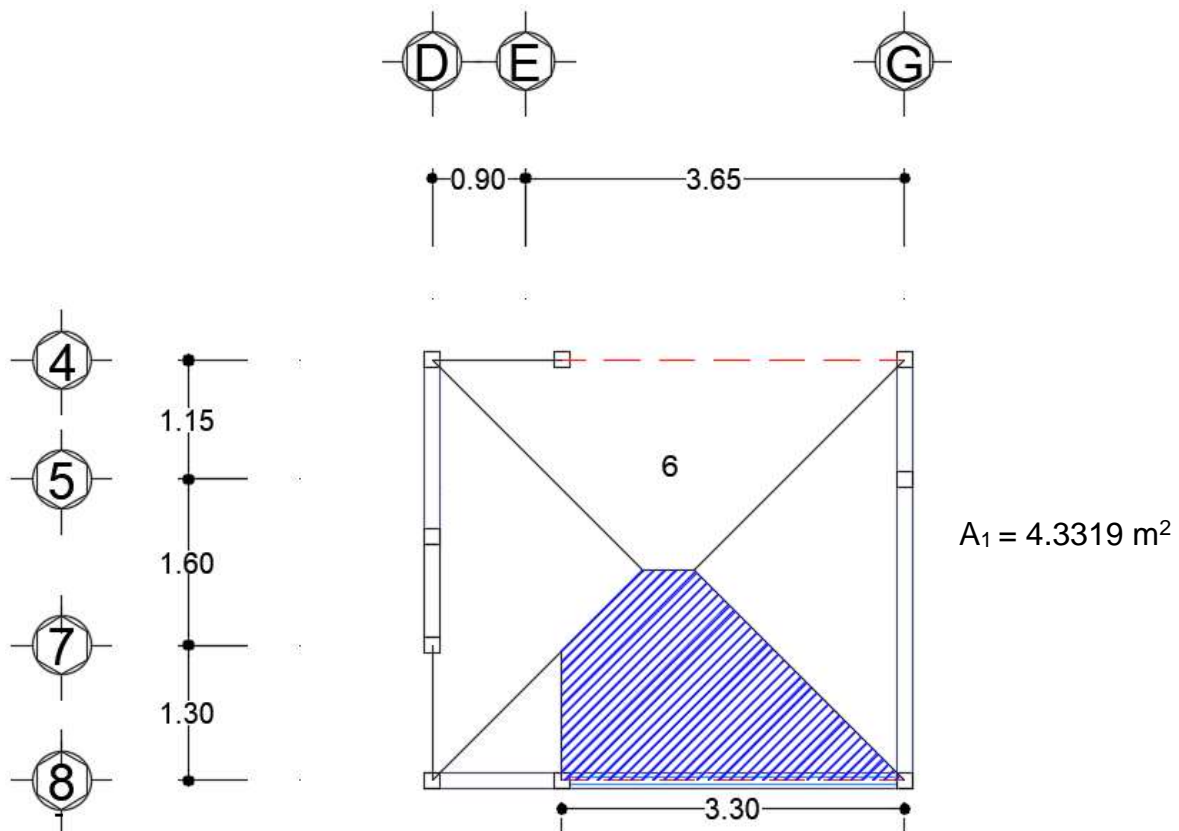
Proponiendo dimensiones (15cm) x (25cm)

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

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

rec = 2cm

Área tributaria de la trabe T -2





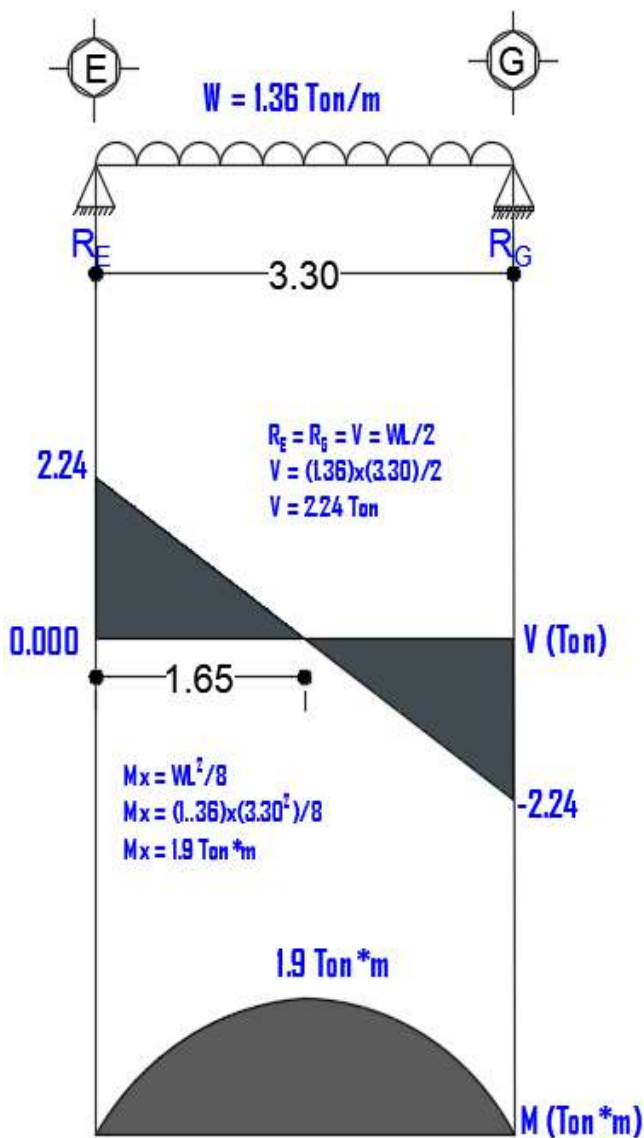
- Pesos que soporta la trabe

$$W_{LA} = (967) \times (4.3319) = 4188.95 \text{ kg}$$

$$W_{P-P} = (2400) \times (0.15) \times (0.25) = 90 \text{ kg/m}$$

$$W = \frac{4188.95}{3.30} + 90 = 1359.38 \text{ kg/m} = 1.36 \text{ Ton/m}$$

Diagrama de cortante y momento



Se diseña para el momento mayor

$$\frac{M_u}{bd^2} = 1.4 \left(\frac{(1.9) \times (10^5)}{(15) \times (23^2)} \right) = 33.52$$

Porcentaje de refuerzo (Tabla 3.1)

$$\rho = 0.01021$$



$$\rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.70 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{f'_c}{f_y} * \frac{6000 * \beta_1}{f_y + 6000} \right) = 0.75 \left(\frac{0.80 * 0.85 * 250}{4200} * \frac{6000 * 0.85}{4200 + 6000} \right) = 0.015$$

$$\rho_{\min} < 0.01021 < \rho_{\max}$$

Área requerida por flexión.

$$A_s = 0.01021 (15 * 23) = 3.52 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas de No. 4

$$\text{No.} = \frac{3.52}{1.27} = 2.77$$

3 var \emptyset 1/2"

Área de acero mínimo por temperatura.

$$A_s = 0.0026 (15 * 23) = 0.897 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas del No 3

$$\text{No.} = \frac{0.897}{0.71} = 1.26$$

1 var \emptyset 3/8" se usarán 2 var \emptyset 3/8"

Con la finalidad de amarrar y por seguridad.

Usar 3 var No. 4 en el lecho inferior y 2 var No. 3 lecho superior.

Nota: Las varillas son corridas en toda la sección.



- Diseño por cortante

El diseño por cortante se realiza para el cortante actuante a un peralte del paño del apoyo que es donde se presenta la grieta.

A un peralte del paño del apoyo.

$$\frac{15}{2} = 7.5$$

$$7.5 + 23 = 30.5$$

$$V - W(\text{PERALTE})$$

$$2.24 - 1.36 (0.305) = \underline{1.83 \text{ Ton}}$$

$$Vu = 1.4 (1.83) = \underline{2.56 \text{ Ton}}$$

Cortante que resiste el concreto

$$\text{Como: } 0.01021 < 0.015$$

$$V_{cr} = F_{rbd} (0.20 + 20 * \rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cr} = 0.80 * 15 * 23 (0.20 + 20 * 0.01021) \sqrt{160} = 1411.12 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 1411.12 \text{ Kg} \leq Vu = 2560 \text{ Kg}$$

El cortante que deben resistir los estribos es:

$$V_{sr} = Vu - V_{cr} = 2560 - 1411.12 = 1148.88 \text{ kg}$$

Limitaciones para Vu

$$Vu \leq 2.5 F_{rbd} \sqrt{f_c^*}$$

$$Vu \leq 2.5 * 0.80 * 15 * 23 \sqrt{160} = 8727.89 \text{ Kg}$$



Proponiendo estribos en dos ramas $\emptyset 3/8''$ verticales.

$$S = \frac{Fr * Av * fy * d}{Vsr} = \frac{0.80 * 2 * 0.71 * 4200 * 23}{1148.88} = 95.51 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación máxima de estribos.

$$Vu = 2560 \text{ Kg} \leq 1.5 Fr b d \sqrt{fc^*}$$

$$Vu = 2560 \text{ Kg} \leq 1.50 * 0.80 * 15 * 23 \sqrt{160}$$

$$Vu = 2560 \text{ Kg} \leq 5236.731 \text{ kg}$$

Condiciones para la separación máxima y mínima.

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

$$S_{\max} = 0.50d = 0.50 * 23 = 11.50 \text{ cm, por lo tanto } 12.00 \text{ cm.}$$

Se colocarán estribos de $\emptyset 3/8'' @ 12 \text{ cm}$.

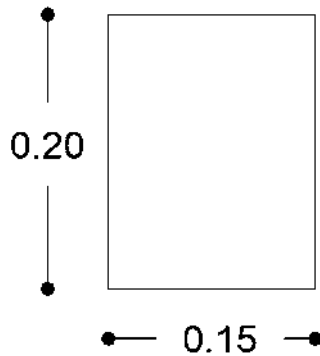


TRABE (T-3)

Esta soporta el área tributaria del tablero 1 de la losa de azotea y su propio peso,

W_{LA} = Peso de la losa maciza

W_{P-P} = Peso propio de la trabe



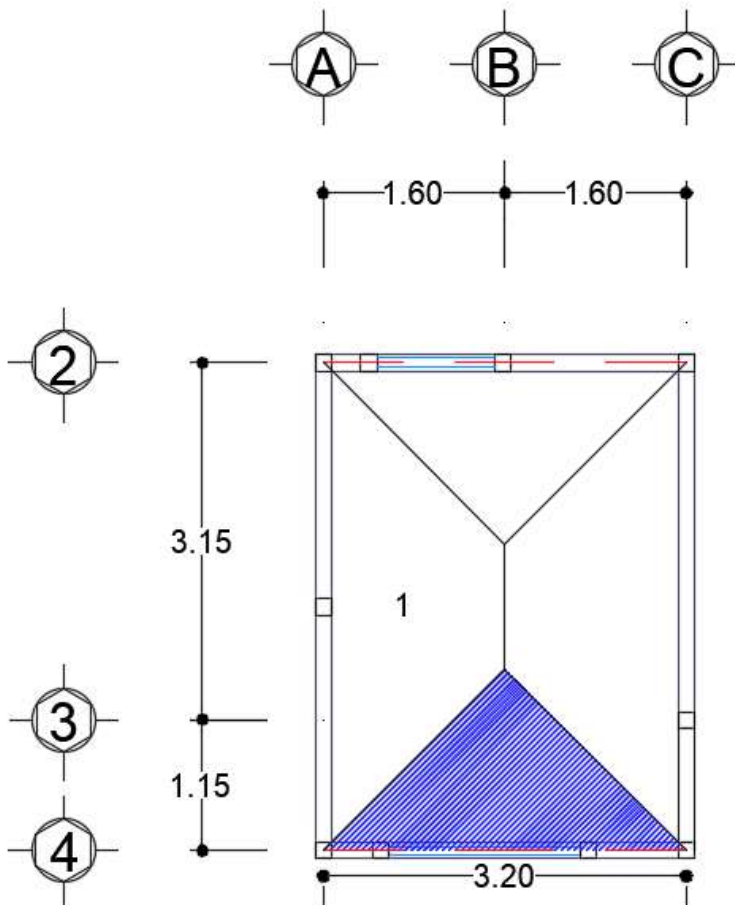
Proponiendo dimensiones (15cm) x (20cm)

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

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

rec = 2cm

Área tributaria de la trabe T - 3



$$A_1 = 2.5600 \text{ m}^2$$

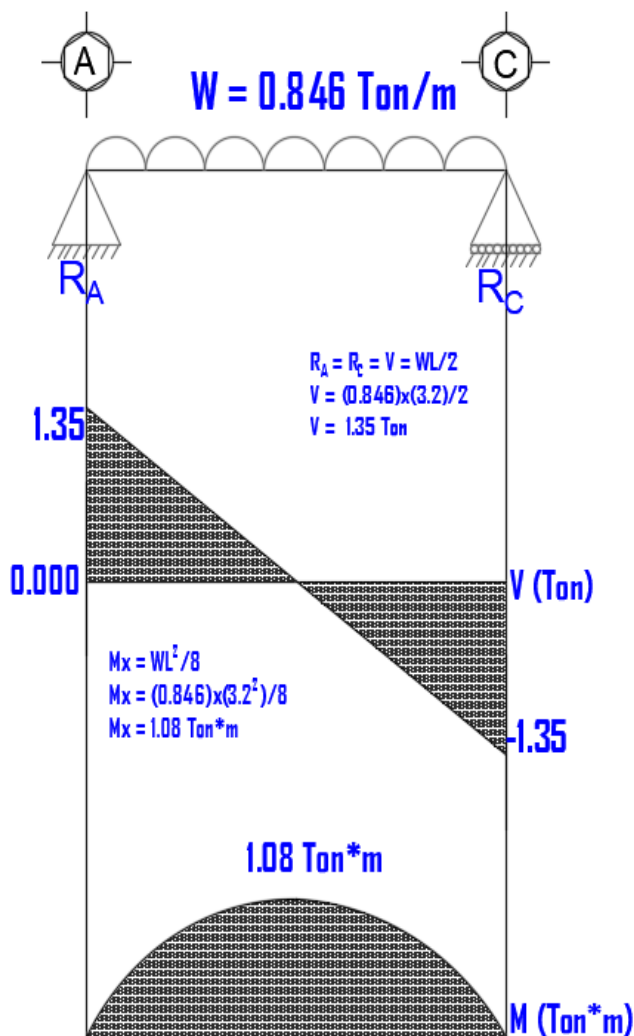
- Pesos que soporta la trabe

$$W_{LA} = (967) \times (2.5600) = 2475.52 \text{ kg}$$

$$W_{P-P} = (2400) \times (0.15) \times (0.20) = 72 \text{ kg/m}$$

$$W = \frac{2475.52}{3.2} + 72 = 845.6 \text{ kg/m} = 0.846 \text{ Ton/m}$$

Diagrama de cortante y momento



Se diseña para el momento mayor

$$\frac{M_u}{bd^2} = 1.4 \left(\frac{(1.08) \times (10^5)}{(15) \times (18^2)} \right) = 31.11$$

Porcentaje de refuerzo (Tabla 3.1)

$$\rho = 0.009417$$



$$\rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.70 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{f_c''}{f_y} * \frac{6000 * \beta_1}{f_y + 6000} \right) = 0.75 \left(\frac{0.80 * 0.85 * 250}{4200} * \frac{6000 * 0.85}{4200 + 6000} \right) = 0.015$$

$$\rho_{\min} < 0.009417 < \rho_{\max}$$

Área requerida por flexión.

$$A_s = 0.009417 (15 * 18) = 2.54 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas de No. 3

$$\text{No.} = \frac{2.54}{0.71} = 3.58$$

4 var \emptyset 3/8"

Área de acero mínimo por temperatura.

$$A_s = 0.0026 (15 * 18) = 0.702 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas del No 3

$$\text{No.} = \frac{0.702}{0.71} = 0.99$$

1 var \emptyset 3/8" se usarán 2 var \emptyset 3/8"

Con la finalidad de amarrar y por seguridad.

Usar 4 var No. 3 en el lecho inferior y 2 var No. 3 lecho superior.

Nota: Las varillas son corridas en toda la sección.



- Diseño por cortante

El diseño por cortante se realiza para el cortante actuante a un peralte del paño del apoyo que es donde se presenta la grieta.

A un peralte del paño del apoyo.

$$\frac{15}{2} = 7.5$$

$$7.5 + 18 = 25.5$$

$$V - W(\text{PERALTE})$$

$$1.35 - 0.846 (0.255) = 1.13 \text{ Ton}$$

$$Vu = 1.4 (1.13) = 1.59 \text{ Ton}$$

Cortante que resiste el concreto

$$\text{Como: } 0.009417 < 0.015$$

$$V_{cr} = F_{rbd} (0.20 + 20 * \rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cr} = 0.80 * 15 * 18 (0.20 + 20 * 0.009417) \sqrt{160} = 1061.03 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 355.96 \text{ Kg} \leq Vu = 1130 \text{ Kg}$$

El cortante que deben resistir los estribos es:

$$V_{sr} = Vu - V_{cr} = 1560 - 1061.03 = 498.97 \text{ kg}$$

Limitaciones para Vu

$$Vu \leq 2.5 F_{rbd} \sqrt{f_c^*}$$

$$Vu \leq 2.5 * 0.80 * 15 * 18 \sqrt{160} = 6830.52 \text{ Kg}$$



Proponiendo estribos en dos ramas $\emptyset 3/8''$ verticales.

$$S = \frac{Fr * Av * fy * d}{Vsr} = \frac{0.80 * 2 * 0.71 * 4200 * 18}{498.97} = 172.12 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación máxima de estribos.

$$Vu = 1560 \text{ Kg} \leq 1.5 Fr b d \sqrt{fc^*}$$

$$Vu = 1560 \text{ Kg} \leq 1.50 * 0.80 * 15 * 18 \sqrt{160}$$

$$Vu = 1560 \text{ Kg} \leq 4098.31 \text{ kg}$$

Condiciones para la separación máxima y mínima.

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

$$S_{\max} = 0.50d = 0.50 * 18 = 9 \text{ cm, por lo tanto } 10 \text{ cm.}$$

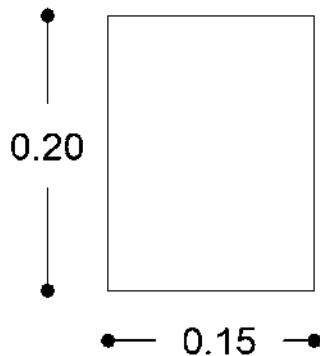
Se colocarán estribos de $\emptyset 3/8'' @ 10 \text{ cm}$.

**TRABE (T-4)**

Esta soporta el área tributaria del tablero 1 y su propio peso.

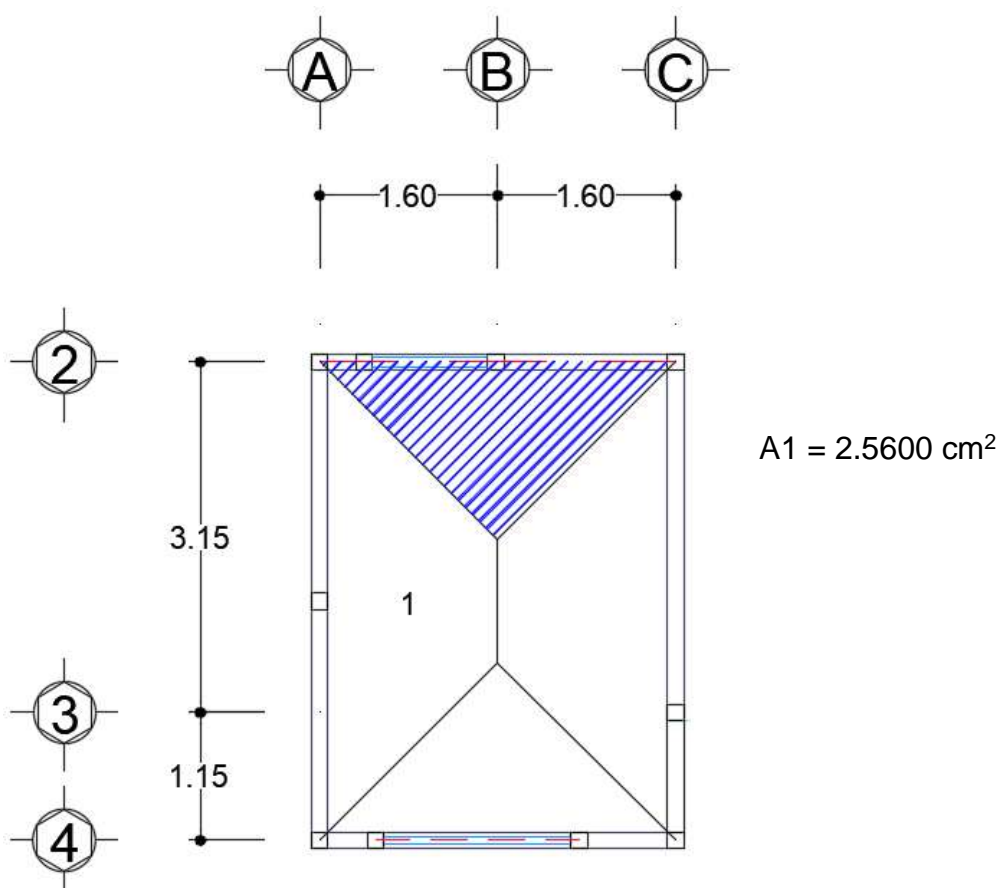
W_{LA} = Peso de la losa maciza

W_{P-P} = Peso propio de la trabe



Proponiendo dimensiones (15cm) x (20cm)
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $rec = 2\text{cm}$

Área tributaria de la trabe T – 4



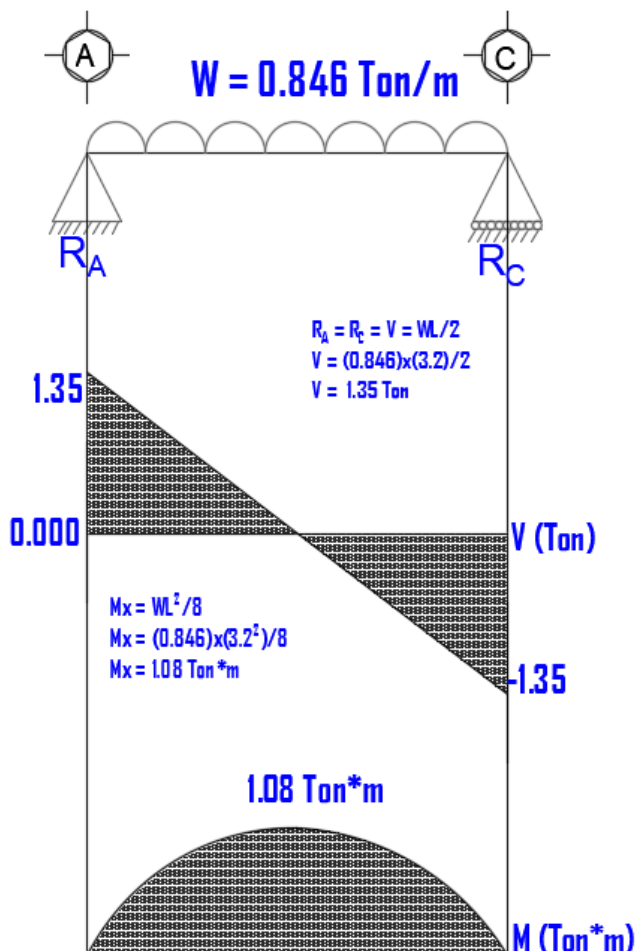
- Pesos que soporta la trabe

$$W_{LA} = (967) \times (2.5600) = 2475.52 \text{ kg}$$

$$W_{P-P} = (2400) \times (0.15) \times (0.20) = 72 \text{ kg/m}$$

$$W = \frac{2475.52}{3.2} + 72 = 845.6 \text{ kg/m} = 0.846 \text{ Ton/m}$$

Diagrama de cortante y momento



Se diseña para el momento mayor

$$\frac{M_u}{bd^2} = 1.4 \left(\frac{(1.08) \times (10^5)}{(15) \times (18^2)} \right) = 31.11$$

Porcentaje de refuerzo (Tabla 3.1)

$$\rho = 0.009417$$



$$\rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.70 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{f_c''}{f_y} * \frac{6000 * \beta_1}{f_y + 6000} \right) = 0.75 \left(\frac{0.80 * 0.85 * 250}{4200} * \frac{6000 * 0.85}{4200 + 6000} \right) = 0.015$$

$$\rho_{\min} < 0.009417 < \rho_{\max}$$

Área requerida por flexión.

$$A_s = 0.009417 (15 * 18) = 2.54 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas de No. 3

$$\text{No.} = \frac{2.54}{0.71} = 3.58$$

4 var \emptyset 3/8"

Área de acero mínimo por temperatura.

$$A_s = 0.0026 (15 * 18) = 0.702 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas del No 3

$$\text{No.} = \frac{0.702}{0.71} = 0.99$$

1 var \emptyset 3/8" se usarán 2 var \emptyset 3/8"

Con la finalidad de amarrar y por seguridad.

Usar 4 var No. 3 en el lecho inferior y 2 var No. 3 lecho superior.

Nota: Las varillas son corridas en toda la sección.



- Diseño por cortante

El diseño por cortante se realiza para el cortante actuante a un peralte del paño del apoyo que es donde se presenta la grieta.

A un peralte del paño del apoyo.

$$\frac{15}{2} = 7.5$$

$$7.5 + 18 = 25.5$$

$$V - W(\text{PERALTE})$$

$$1.35 - 0.846 (0.255) = 1.13 \text{ Ton}$$

$$Vu = 1.4 (1.13) = 1.59 \text{ Ton}$$

Cortante que resiste el concreto

$$\text{Como: } 0.009417 < 0.015$$

$$V_{cr} = F_{rbd} (0.20 + 20 * \rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cr} = 0.80 * 15 * 18 (0.20 + 20 * 0.009417) \sqrt{160} = 1061.03 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 355.96 \text{ Kg} \leq Vu = 1130 \text{ Kg}$$

El cortante que deben resistir los estribos es:

$$V_{sr} = Vu - V_{cr} = 1560 - 1061.03 = 498.97 \text{ kg}$$

Limitaciones para Vu

$$Vu \leq 2.5 F_{rbd} \sqrt{f_c^*}$$

$$Vu \leq 2.5 * 0.80 * 15 * 18 \sqrt{160} = 6830.52 \text{ Kg}$$



Proponiendo estribos en dos ramas $\emptyset 3/8''$ verticales.

$$S = \frac{Fr * Av * fy * d}{Vsr} = \frac{0.80 * 2 * 0.71 * 4200 * 18}{498.97} = 172.12 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación máxima de estribos.

$$Vu = 1560 \text{ Kg} \leq 1.5 Fr b d \sqrt{fc^*}$$

$$Vu = 1560 \text{ Kg} \leq 1.50 * 0.80 * 15 * 18 \sqrt{160}$$

$$Vu = 1560 \text{ Kg} \leq 4098.31 \text{ kg}$$

Condiciones para la separación máxima y mínima.

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

$$S_{\max} = 0.50d = 0.50 * 18 = 9 \text{ cm, por lo tanto } 10 \text{ cm.}$$

Se colocarán estribos de $\emptyset 3/8'' @ 10 \text{ cm}$.

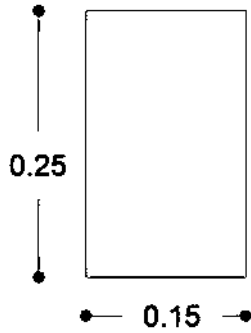


TRABE (T-5)

Esta soporta el área tributaria del tablero 3 y su propio peso.

W_{LA} = Peso de la losa maciza

W_{P-P} = Peso propio de la trabe



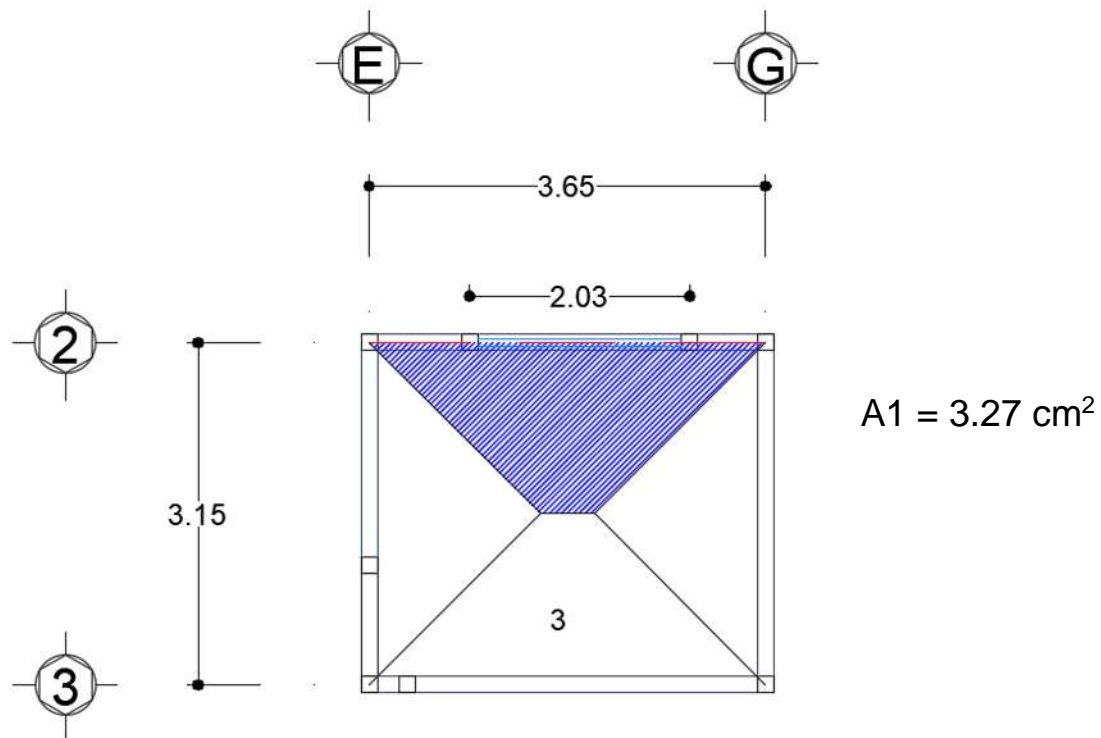
Proponiendo dimensiones (15cm) x (20cm)

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

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

rec = 2cm

Área tributaria de la trabe T - 5





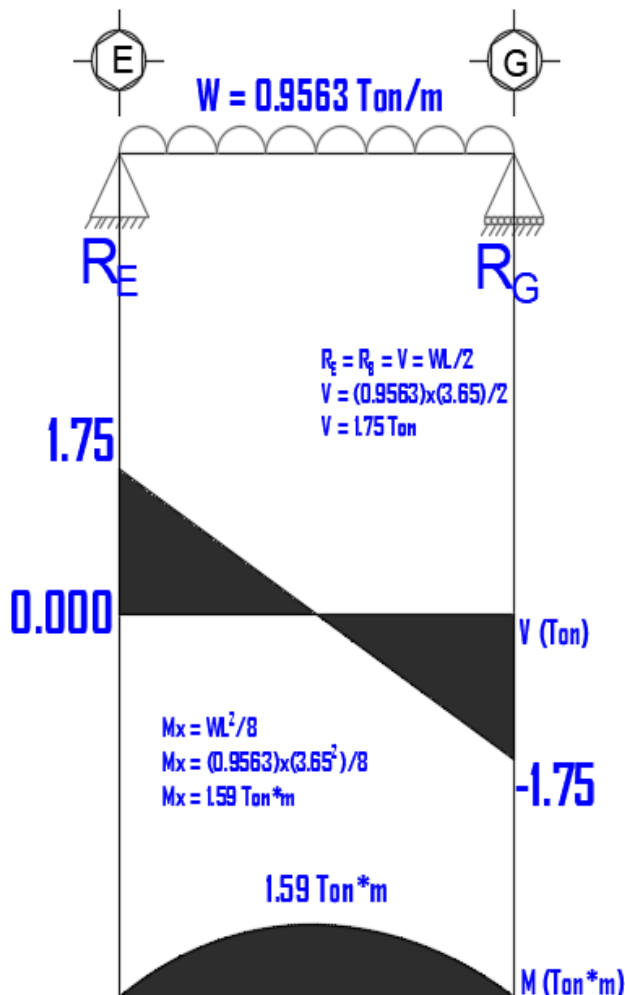
- Pesos que soporta la trabe

$$W_{LA} = (967) \times (3.27) = 3162.1 \text{ kg}$$

$$W_{P-P} = (2400) \times (0.15) \times (0.25) = 90 \text{ kg/m}$$

$$W = \frac{3162.1}{3.65} + 90 = 956.33 \text{ kg/m} = 0.9563 \text{ Ton/m}$$

Diagrama de cortante y momento



Se diseña para el momento mayor

$$\frac{M_u}{bd^2} = 1.4 \left(\frac{(1.59) \times (10^5)}{(15) \times (23^2)} \right) = 28.05$$

Porcentaje de refuerzo (*Tabla 3.1*)

$$\rho = 0.008328$$



$$\rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.70 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{f_c''}{f_y} * \frac{6000 * \beta_1}{f_y + 6000} \right) = 0.75 \left(\frac{0.80 * 0.85 * 250}{4200} * \frac{6000 * 0.85}{4200 + 6000} \right) = 0.015$$

$$\rho_{\min} < 0.008328 < \rho_{\max}$$

Área requerida por flexión.

$$A_s = 0.008328 (15 * 23) = 2.87 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas de No. 3

$$\text{No.} = \frac{2.87}{0.71} = 4.04$$

4 var \emptyset 3/8"

Área de acero mínimo por temperatura.

$$A_s = 0.0026 (15 * 23) = 0.897 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas del No 3

$$\text{No.} = \frac{0.897}{0.71} = 1.26$$

1 var \emptyset 3/8" se usarán 2 var \emptyset 3/8"

Usar 4 var No. 3 en el lecho inferior y 2 var No. 3 lecho superior.

Nota: Las varillas son corridas en toda la sección.



- Diseño por cortante

El diseño por cortante se realiza para el cortante actuante a un peralte del paño del apoyo que es donde se presenta la grieta.

A un peralte del paño del apoyo.

$$\frac{15}{2} = 7.5$$

$$7.5 + 23 = 30.5$$

$$V - W(\text{PERALTE})$$

$$1.7 - 0.9563 (0.305) = 1.41 \text{Ton}$$

$$V_u = 1.4 (1.41) = 1.97 \text{ Ton}$$

Cortante que resiste el concreto

Como: $0.008328 < 0.015$

$$V_{cr} = F_{rbd} (0.20 + 20 * \rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cr} = 0.80 * 15 * 23 (0.20 + 20 * 0.008328) \sqrt{160} = 1279.72 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 1279.72 \text{ Kg} \leq V_u = 1970 \text{ Kg}$$

El cortante que deben resistir los estribos es:

$$V_{sr} = V_u - V_{cr} = 1970 - 1279.72 = 690.28 \text{ kg}$$

Limitaciones para V_u

$$V_u \leq 2.5 F_{rbd} \sqrt{f_c^*}$$

$$V_u \leq 2.5 * 0.80 * 15 * 23 \sqrt{160} = 8728.89 \text{ Kg}$$



Proponiendo estribos en dos ramas $\emptyset 1/2''$ verticales.

$$S = \frac{Fr * Av * fy * d}{Vsr} = \frac{0.80 * 2 * 0.71 * 4200 * 23}{690.28} = 158.98 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación máxima de estribos.

$$Vu = 1970 \text{ Kg} \leq 1.5 Fr b d \sqrt{fc^*}$$

$$Vu = 1970 \text{ Kg} \leq 1.50 * 0.80 * 15 * 23 \sqrt{160}$$

$$Vu = 1970 \text{ Kg} \leq 5236.73 \text{ kg}$$

Condiciones para la separación máxima y mínima.

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

$$S_{\max} = 0.50d = 0.50 * 23 = 11.5 \text{ cm, por lo tanto } 12 \text{ cm.}$$

Se colocarán estribos de $\emptyset 3/8'' @ 12 \text{ cm}$.

PLANTA DEL PRIMER NIVEL

TRABE (T-1)

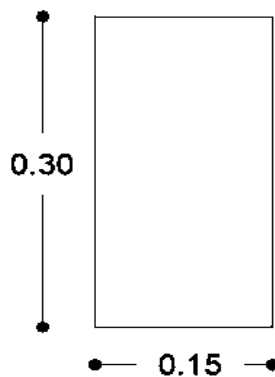
Esta soporta el área tributaria de la losa del primer nivel de los tableros 2 y 4, su propio peso, el peso propio del muro de la planta alta y el área tributaria de losa de azotea de los tableros 2 y 4.

W_{L1N} = Peso de la losa maciza del primer nivel.

W_{P-P} = Peso propio de la trabe.

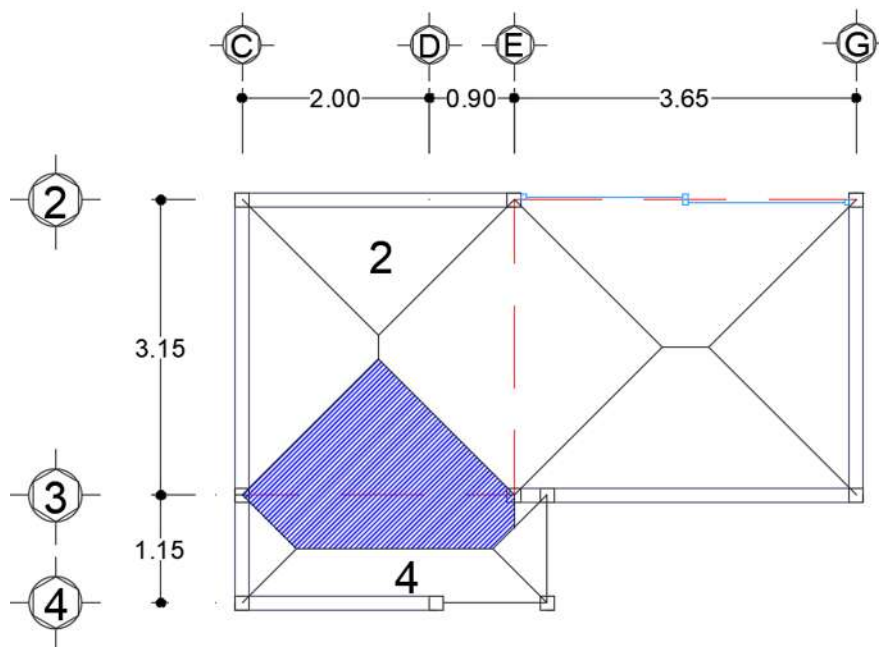
W_M = Peso del muro

W_{LA} = Peso de la losa maciza de azotea



Proponiendo dimensiones (15cm) x (30cm)
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $rec = 2\text{cm}$

Área tributaria de la trabe T – 1



$$A1 = 3.5794 \text{ m}^2$$



- Pesos que soporta la trabe

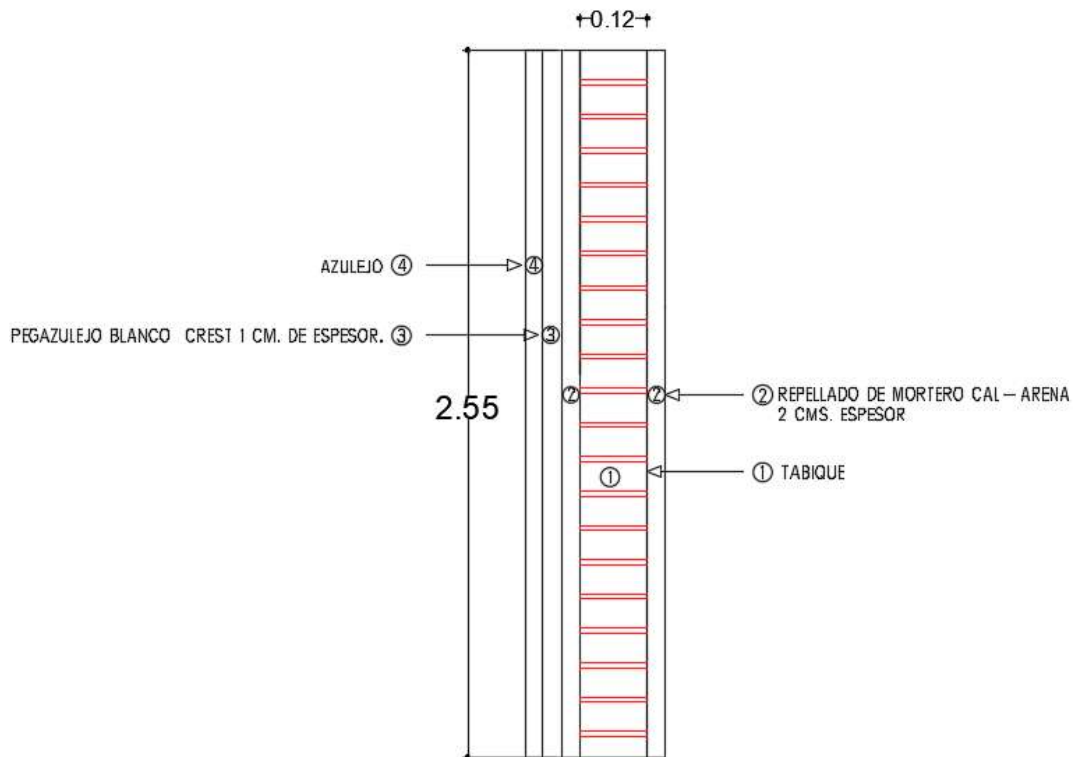
Peso de la losa maciza del primer nivel (W_{L1N})

$$W_{L1N} = (568) \times (3.5794) = 2033.1 \text{ Kg}$$

Peso propio de la trabe (W_{P-P})

$$W_{P-P} = (2400) \times (0.15) \times (0.30) = 108 \text{ Kg/m}$$

Peso del muro (W_M)



ANÁLISIS DE MATERIALES POR PESOS VOLUMÉTRICOS

MATERIAL	METROS CUADRADOS	PESO UNITARIO MAT.	TOTAL
1. TABIQUE	0.12m. X 1.00m. X 1.00m.	0.12m ²	1500 kg/m ²
2. REPELLADO DE MORTERO CAL-ARENA	0.02m. X 1.00m. X 1.00m X 2.	0.04m ²	1500 kg/m ²
3. PEGAZULEJO BLANCO CREST	0.01m. X 1.00m. X 1.00m.	0.01m ²	1500 kg/m ²
4. AZULEJO	-	-	15 kg/m ²

TOTAL CARGA MUERTA 270 kg/m²



$$W_M = (270 \text{ Kg/m}^2) \times (2.55 \times 1.45) = 998.33 \text{ kg}$$

Peso de 1 castillo del muro (W_C)

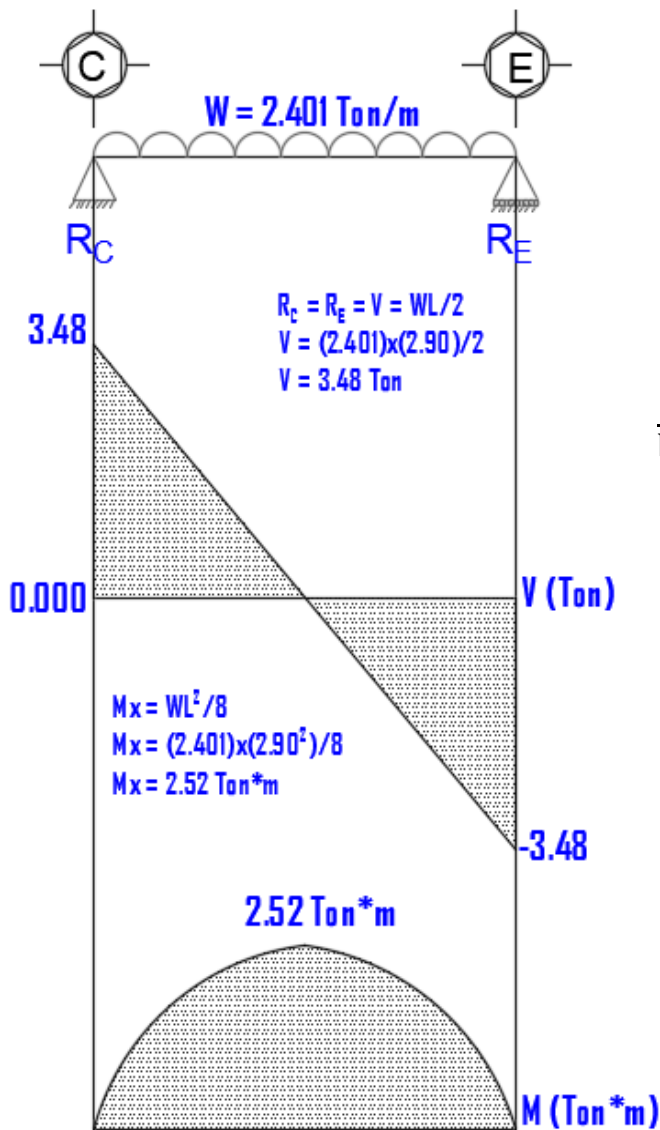
$$W_C = (2400) \times (0.15) \times (0.15) = 54 \text{ Kg/m}$$

Peso de la losa maciza de la azotea (W_{LA})

$$W_{LA} = (967) \times (3.5794) = 3461.3 \text{ Kg}$$

$$W = \frac{6492.73}{2.9} + 162 = 2400.9 \text{ kg/m} = 2.401 \text{ Ton/m}$$

Diagrama de cortante y momento



Se diseña para el momento mayor

$$\frac{M_u}{bd^2} = 1.4 \left(\frac{(2.52) \times (10^5)}{(15) \times (28^2)} \right) = 30.0$$

Porcentaje de refuerzo (Tabla 3.1)

$$\rho = 0.008922$$



$$\rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.70 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{f_c''}{f_y} * \frac{6000 * \beta_1}{f_y + 6000} \right) = 0.75 \left(\frac{0.80 * 0.85 * 250}{4200} * \frac{6000 * 0.85}{4200 + 6000} \right) = 0.015$$

$$\rho_{\min} < 0.008922 < \rho_{\max}$$

Área requerida por flexión.

$$A_s = 0.008922 (15 * 28) = 3.75 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas de No. 4

$$\text{No.} = \frac{3.75}{1.27} = 2.95$$

3 var \emptyset 1/2"

Área de acero mínimo por temperatura.

$$A_s = 0.0026 (15 * 28) = 1.09 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas del No 3

$$\text{No.} = \frac{1.09}{0.71} = 1.54$$

1 var \emptyset 3/8" se usarán 2 var \emptyset 3/8"

Usar 3 var No. 4 en el lecho inferior y 2 var No. 3 lecho superior.

Nota: Las varillas son corridas en toda la sección.



- Diseño por cortante

El diseño por cortante se realiza para el cortante actuante a un peralte del paño del apoyo que es donde se presenta la grieta.

A un peralte del paño del apoyo.

$$\frac{15}{2} = 7.5$$

$$7.5 + 28 = 35.5$$

$$V - W(\text{PERALTE})$$

$$3.48 - 2.401 (0.355) = 2.63\text{Ton}$$

$$Vu = 1.4 (2.57) = 3.7 \text{ Ton}$$

Cortante que resiste el concreto

Como: $0.008922 < 0.015$

$$V_{cr} = F_{rbd} (0.20 + 20 * \rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cr} = 0.80 * 15 * 28 (0.20 + 20 * 0.008922) \sqrt{160} = 1608.41 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 1608.41 \text{ Kg} \leq Vu = 3700 \text{ Kg}$$

El cortante que deben resistir los estribos es:

$$V_{sr} = Vu - V_{cr} = 3600 - 1591.58 = 2091.59 \text{ kg}$$

Limitaciones para Vu

$$Vu \leq 2.5 F_{rbd} \sqrt{f_c^*}$$

$$Vu \leq 2.5 * 0.80 * 15 * 28 \sqrt{160} = 10625.25\text{Kg}$$



Proponiendo estribos en dos ramas $\emptyset 3/8''$ verticales.

$$S = \frac{Fr * Av * fy * d}{Vsr} = \frac{0.80 * 2 * 0.71 * 4200 * 28}{2091.59} = 63.87 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación máxima de estribos.

$$Vu = 3700 \text{ Kg} \leq 1.5 Fr b d \sqrt{fc^*}$$

$$Vu = 3700 \text{ Kg} \leq 1.50 * 0.80 * 15 * 28 \sqrt{160}$$

$$Vu = 3700 \text{ Kg} \leq 6375.15 \text{ kg}$$

Condiciones para la separación máxima y mínima.

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

$$S_{\max} = 0.50d = 0.50 * 28 = 14 \text{ cm, por lo tanto } 15 \text{ cm.}$$

Se colocarán estribos de $\emptyset 3/8'' @ 15 \text{ cm}$.



TRABE (T-2)

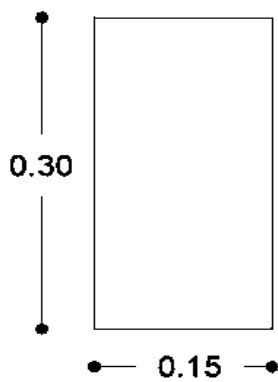
Esta soporta el área tributaria de la losa del primer nivel de los tableros 2 y 3, su propio peso, el peso propio del muro de la planta alta y el área tributaria de losa de azotea de los tableros 2 y 3.

W_{L1N} = Peso de la losa maciza del primer nivel.

W_{P-P} = Peso propio de la trabe.

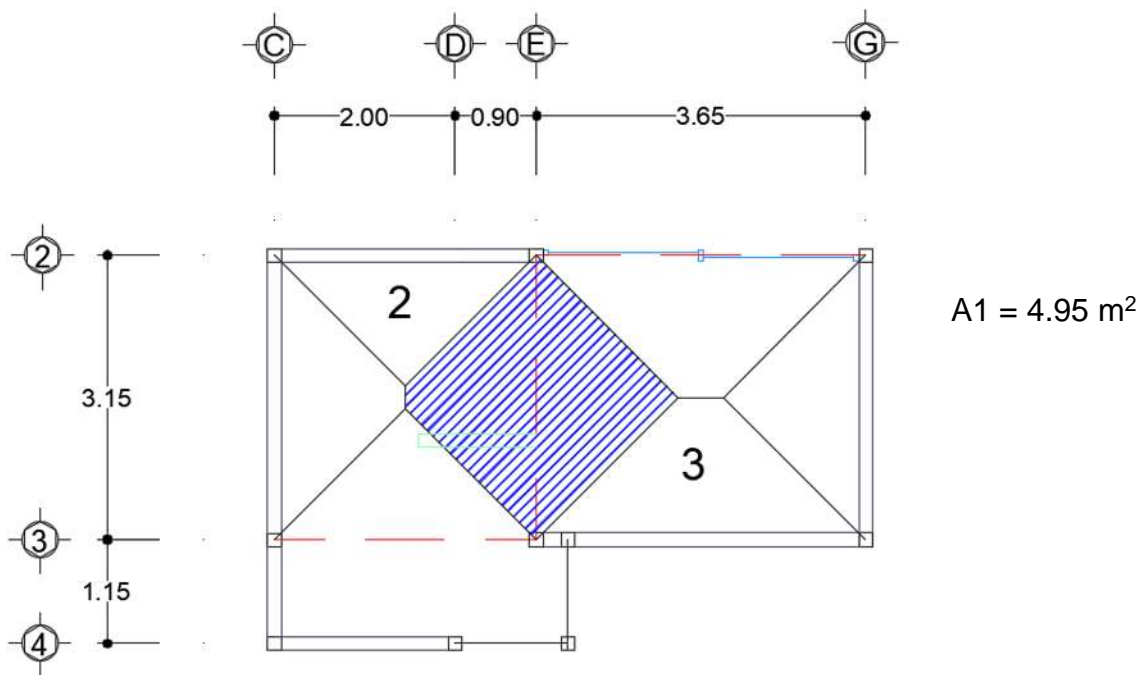
W_M = Peso del muro

W_{LA} = Peso de la losa maciza de azotea



Proponiendo dimensiones (15cm) x (30cm)
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $rec = 2\text{cm}$

Área tributaria de la trabe T – 2





- Pesos que soporta la trabe

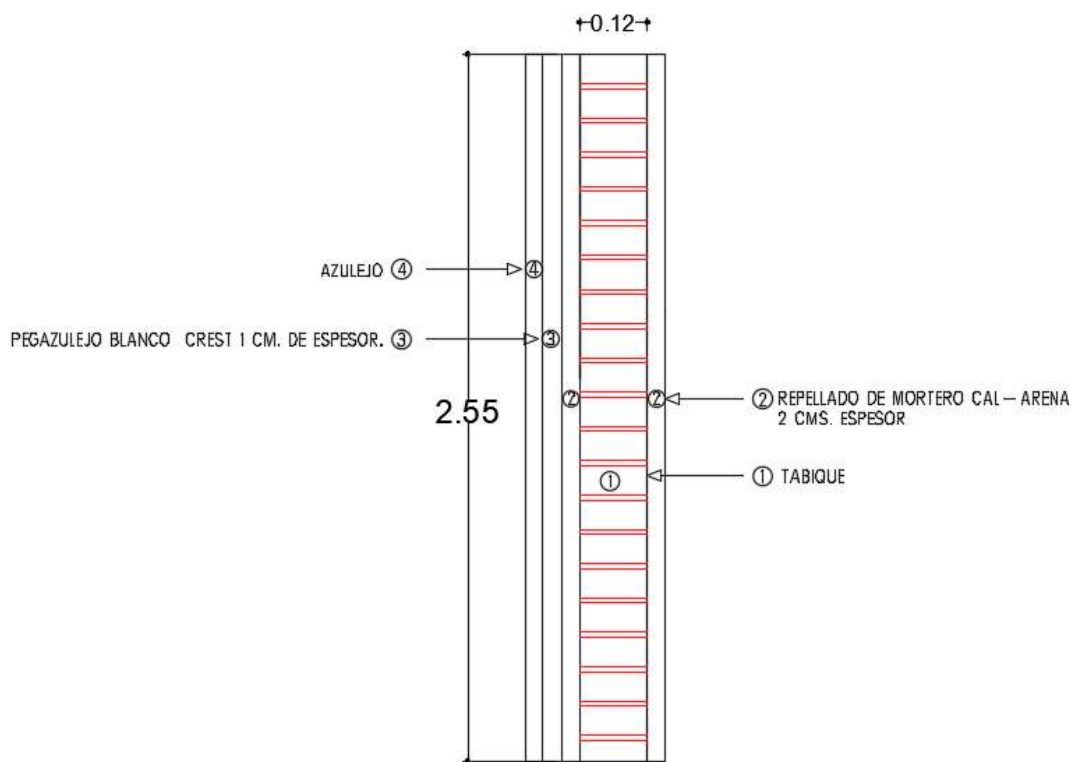
Peso de la losa maciza del primer nivel (W_{L1N})

$$W_{L1N} = (568) \times (4.95) = 2811.6 \text{ Kg}$$

Peso propio de la trabe (W_{P-P})

$$W_{P-P} = (2400) \times (0.15) \times (0.30) = 108 \text{ Kg/m}$$

Peso del muro (W_M)



ANÁLISIS DE MATERIALES POR PESOS VOLUMÉTRICOS

MATERIAL	METROS CUADRADOS	PESO UNITARIO MAT.	TOTAL
1. TABIQUE	0.12m. X 1.00m. X 1.00m.	0.12m ²	1500 kg/m ³
2. REPELLADO DE MORTERO CAL – ARENA	0.02m. X 1.00m. X 1.00mX2.	0.04m ²	1500 kg/m ³
3. PEGAZULEJO BLANCO CREST	0.01m. X 1.00m. X 1.00m.	0.01m ²	1500 kg/m ³
4. AZUEJO	–	–	15 kg/m ²

TOTAL CARGA MUERTA 270 kg/m²



$$W_M = (270 \text{ Kg/m}^2) \times (2.55 \times 2) = 1377 \text{ kg}$$

Peso de 1 castillo del muro (W_C)

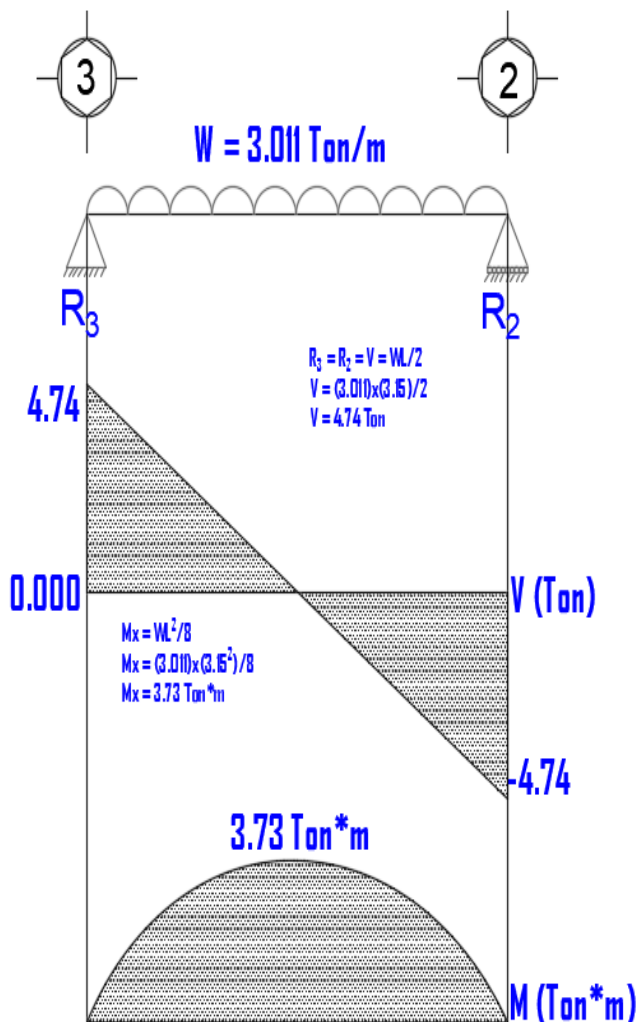
$$W_C = (2400) \times (0.15) \times (0.15) = 54 \text{ Kg/m}$$

Peso de la losa maciza de la azotea (W_{LA})

$$W_{LA} = (967) \times (4.95) = 4786.7 \text{ Kg}$$

$$W = \frac{8975.3}{3.15} + 162 = 3011.30 \text{ kg/m} = 3.011 \text{ Ton/m}$$

Diagrama de cortante y momento



Se diseña para el momento mayor

$$\frac{M_u}{bd^2} = 1.4 \left(\frac{(3.73) \times (10^5)}{(15) \times (28^2)} \right) = 44.40$$

Porcentaje de refuerzo (Tabla 3.1)

$$\rho = 0.01427$$



$$\rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.70 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{f_c''}{f_y} * \frac{6000 * \beta_1}{f_y + 6000} \right) = 0.75 \left(\frac{0.80 * 0.85 * 250}{4200} * \frac{6000 * 0.85}{4200 + 6000} \right) = 0.015$$

$$\rho_{\min} < 0.01427 < \rho_{\max}$$

Área requerida por flexión.

$$A_s = 0.01427 (15 * 28) = 5.99 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas de No. 4

$$\text{No.} = \frac{5.99}{1.27} = 4.71$$

5 var \varnothing 1/2"

Área de acero mínimo por temperatura.

$$A_s = 0.0026 (15 * 28) = 1.09 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas del No 3

$$\text{No.} = \frac{1.09}{0.71} = 1.54$$

1 var \varnothing 3/8" se usarán 2 var \varnothing 3/8"

Usar 5 var No. 4 en el lecho inferior y 2 var No. 3 lecho superior.

Nota: Las varillas son corridas en toda la sección.



- Diseño por cortante

El diseño por cortante se realiza para el cortante actuante a un peralte del paño del apoyo que es donde se presenta la grieta.

A un peralte del paño del apoyo.

$$\frac{15}{2} = 7.5$$

$$7.5 + 28 = 35.5$$

$$V - W(\text{PERALTE})$$

$$4.74 - 3.011 (0.355) = 3.67 \text{Ton}$$

$$V_u = 1.4 (2.57) = 5.14 \text{ Ton}$$

Cortante que resiste el concreto

$$\text{Como: } 0.01427 < 0.015$$

$$V_{cr} = F_{rbd} (0.20 + 20 * \rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cr} = 0.80 * 15 * 28 (0.20 + 20 * 0.01427) \sqrt{160} = 2062.99 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 2062.99 \text{ Kg} \leq V_u = 5140 \text{ Kg}$$

El cortante que deben resistir los estribos es:

$$V_{sr} = V_u - V_{cr} = 5140 - 2062.99 = 3077.01 \text{ kg}$$

Limitaciones para V_u

$$V_u \leq 2.5 F_{rbd} \sqrt{f_c^*}$$

$$V_u \leq 2.5 * 0.80 * 15 * 28 \sqrt{160} = 10625.25 \text{ Kg}$$



Proponiendo estribos en dos ramas $\emptyset 3/8''$ verticales.

$$S = \frac{Fr * Av * fy * d}{Vsr} = \frac{0.80 * 2 * 0.71 * 4200 * 28}{3077.01} = 43.42 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación máxima de estribos.

$$Vu = 5140 \text{ Kg} \leq 1.5 Fr b d \sqrt{fc^*}$$

$$Vu = 5140 \text{ Kg} \leq 1.50 * 0.80 * 15 * 28 \sqrt{160}$$

$$Vu = 5140 \text{ Kg} \leq 6375.15 \text{ kg}$$

Condiciones para la separación máxima y mínima.

$$S_{\text{mín}} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 0.50d = 0.50 * 28 = 14 \text{ cm, por lo tanto } 15 \text{ cm.}$$

Se colocarán estribos de $\emptyset 3/8'' @ 15 \text{ cm}$.



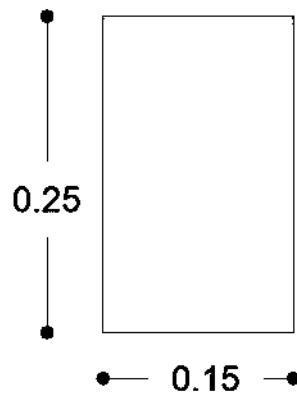
TRABE (T-3)

Esta soporta el área tributaria de la losa del primer nivel del tablero 3, su propio peso, el peso propio del muro de la planta alta. (Fig. 3.1)

W_{L1N} = Peso de la losa maciza del primer nivel.

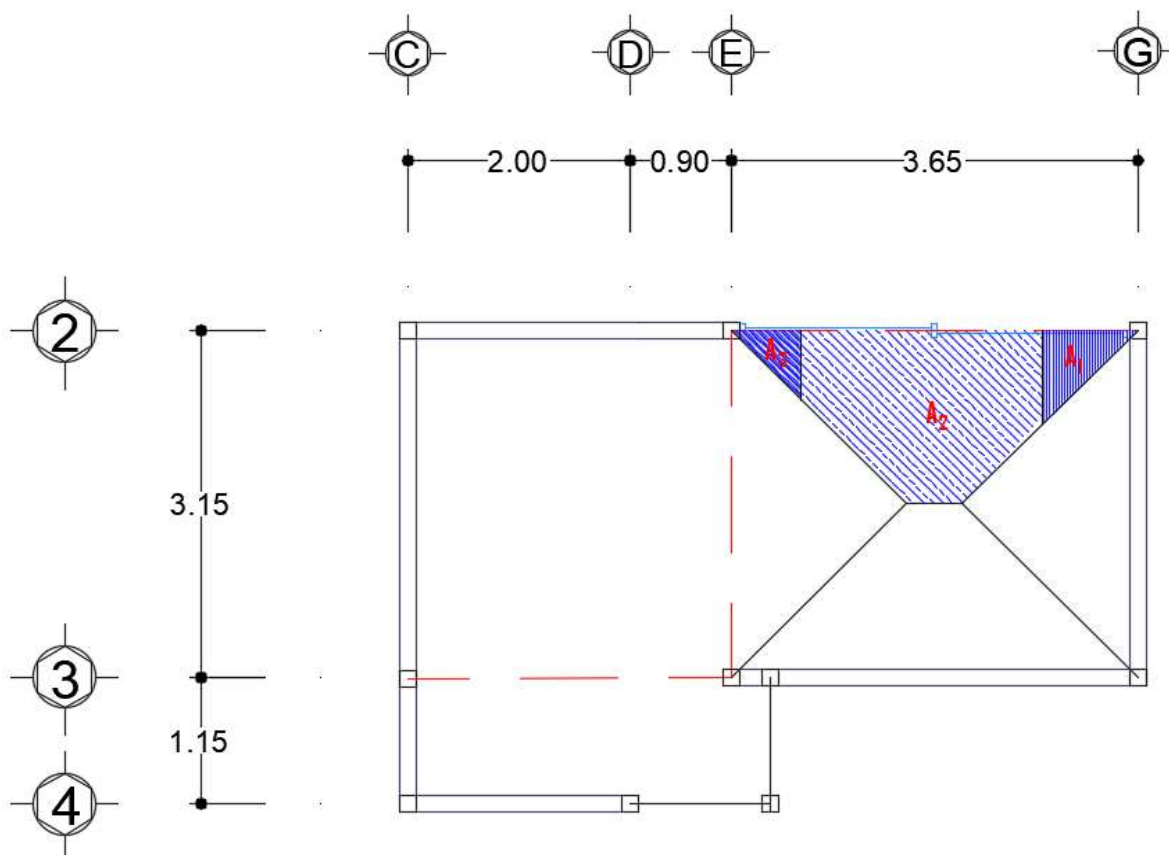
W_{P-P} = Peso propio de la trabe.

W_M = Peso del muro



Proponiendo dimensiones (15cm) x (25cm)
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $rec = 2\text{cm}$

Área tributaria de la trabe T – 3





$$A_1 = 0.36 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 2.71 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 0.20 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{TOTAL}} = 3.27 \text{ m}^2$$

- Pesos que soporta la trabe

Peso de la losa maciza del primer nivel (W_{L1N})

$$W_{1L1N} = (568) \times (0.36) = 204.48 \text{ Kg}$$

$$W_{2L1N} = (568) \times (2.71) = 1539.28 \text{ Kg}$$

$$W_{3L1N} = (568) \times (0.20) = 113.6 \text{ Kg}$$

Peso propio de la trabe (W_{P-P})

$$W_{P-P} = (2400) \times (0.15) \times (0.25) = 90 \text{ Kg/m}$$

Peso del muro (W_M)

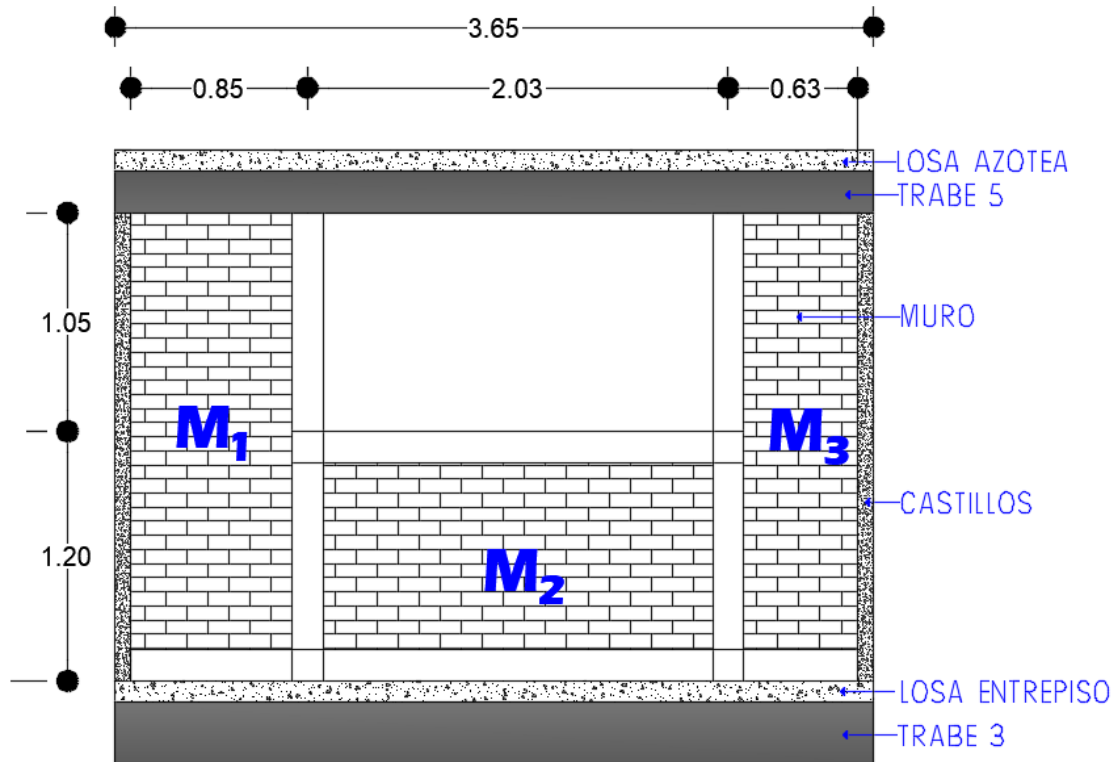
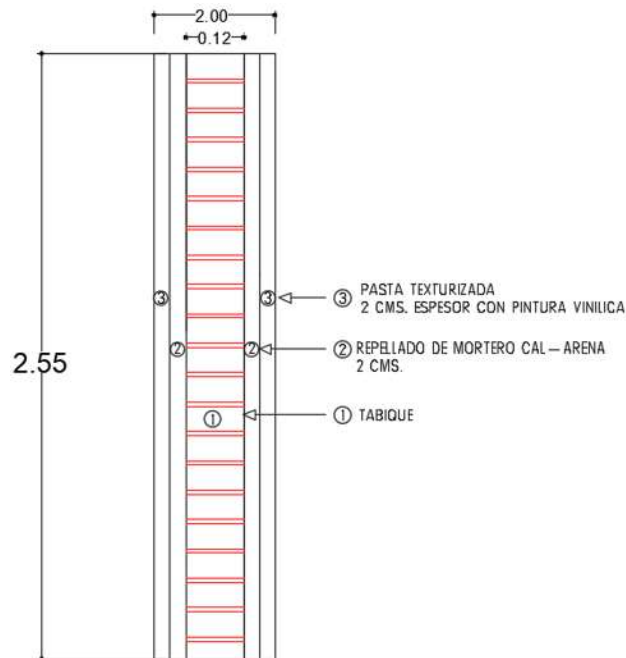


Fig. 3.1 Muro que soporta la trabe No. 3 de la losa de entrepiso



ANALISIS DE MATERIALES POR PESOS VOLUMETRICOS

MATERIAL	METROS CUADRADOS		PESO UNITARIO MAT.	TOTAL
1. TABIQUE	0.12m X 1.00m. X 1.00m.	0.12m ²	1500 kg/m ³	180 kg/m ²
2. REPELLADO DE MORTERO CAL-ARENA	0.02m X 1.00. X 1.00mX2	0.04m ²	1500 kg/m ³	60 kg/m ²
3. PASTA TEXTURIZADA CON PINTURA	0.02m X 1.00m X 1.00mX2	0.04m ²	1500 kg/m ³	60 kg/m ²

TOTAL CARGA MUERTA	300 kg/m ²
--------------------	-----------------------

$$W_{M1} = (300 \text{ Kg/m}^2) \times (0.70 \times 2.10) = \underline{441 \text{ Kg}}$$

$$W_{\text{CASTILLO 1-M1}} = (2400) \times (0.075) \times (0.15) = 27 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{CASTILLO 2-M1}} = (2400) \times (0.15) \times (0.15) = 54 \text{ Kg/m}$$

$$W_{M2} = (300 \text{ Kg/m}^2) \times (0.90 \times 1.88) = \underline{507.6 \text{ Kg}}$$

$$W_{\text{CASTILLO 1-M2}} = (2400) \times (0.15) \times (0.15) = 54 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{CASTILLO 2-M2}} = (2400) \times (0.15) \times (0.15) = 54 \text{ Kg/m}$$

$$W_{M3} = (300 \text{ Kg/m}^2) \times (0.555 \times 2.10) = \underline{349.65 \text{ Kg}}$$

$$W_{\text{CASTILLO 1-M3}} = (2400) \times (0.075) \times (0.15) = 27 \text{ Kg/m}$$

$$W_{\text{CASTILLO 2-M3}} = (2400) \times (0.15) \times (0.15) = 54 \text{ Kg/m}$$

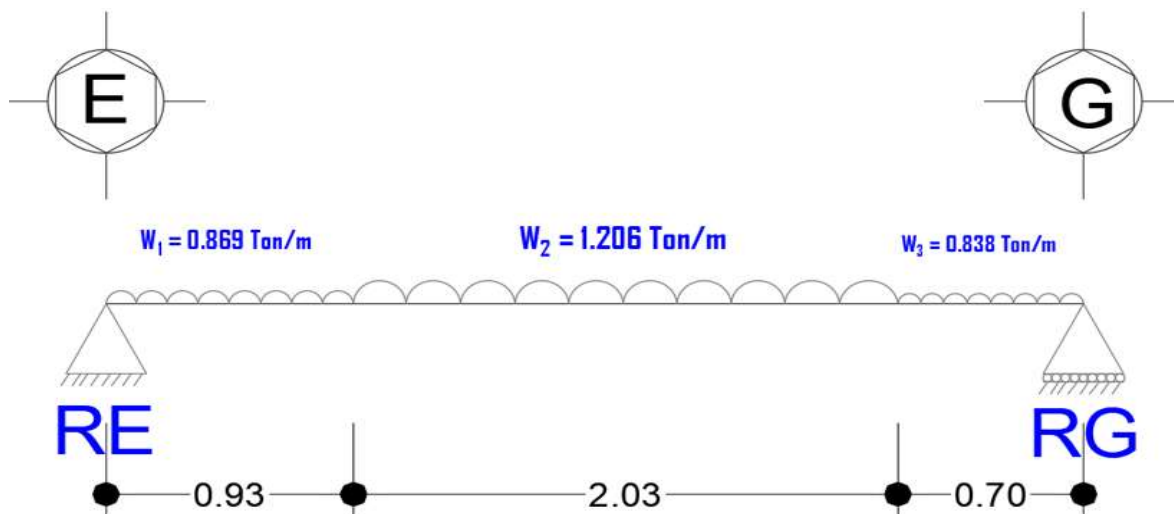


$$W_{1 \text{ TOTAL}} = \frac{204.48 + 441.0}{0.925} + 90 + 27 + 54 = 868.82 \text{ kg/m} = 0.869 \text{ Ton/m}$$

$$W_{1 \text{ TOTAL}} = \frac{1539.28 + 507.6}{2.03} + 90 + 54 + 54 = 1206.32 \text{ kg/m} = 1.206 \text{ Ton/m}$$

$$W_{1 \text{ TOTAL}} = \frac{113.6 + 349.65}{0.695} + 90 + 27 + 54 = 837.55 \text{ kg/m} = 0.838 \text{ Ton/m}$$

En la obtención del diagrama de cortante y momento flexionante máximo se realiza con el método de áreas y el programa SAP.





Para encontrar el momento máximo que se presenta en la siguiente trabe, aplicamos el método de áreas de momento, de la siguiente manera:

- Estimar la carga concentrada equivalente que actúa en el centroide de la forma geométrica de la carga.
- Obtener el valor de las reacciones, haciendo suma de momentos en el punto E, posteriormente haciendo suma de fuerzas en dirección Y.
- Con los datos obtenidos realizar el diagrama de córtate de la trabe.
- Con los datos obtenidos realizar el diagrama de momento de la trabe.
- Para el momento máximo, primero se obtiene la distancia para la cual presenta el cortante con valor cero.
- Obtener cada área de cada tramo del cortante y graficar el momento de cada tramo como el momento máximo con la distancia obtenida.



- Carga distribuida a carga puntual

$$C_1 = bh$$

$$C_1 = (0.93 \text{ m}) \times (0.869 \text{ Ton/m})$$

$$C_1 = 0.80817 \text{ Ton}$$

$$X_1 = \frac{b}{2} = \frac{0.93}{2} = 0.465 \text{ m}$$

$$C_2 = bh$$

$$C_2 = (2.03 \text{ m}) \times (1.206 \text{ Ton/m})$$

$$C_2 = 2.44818 \text{ Ton}$$

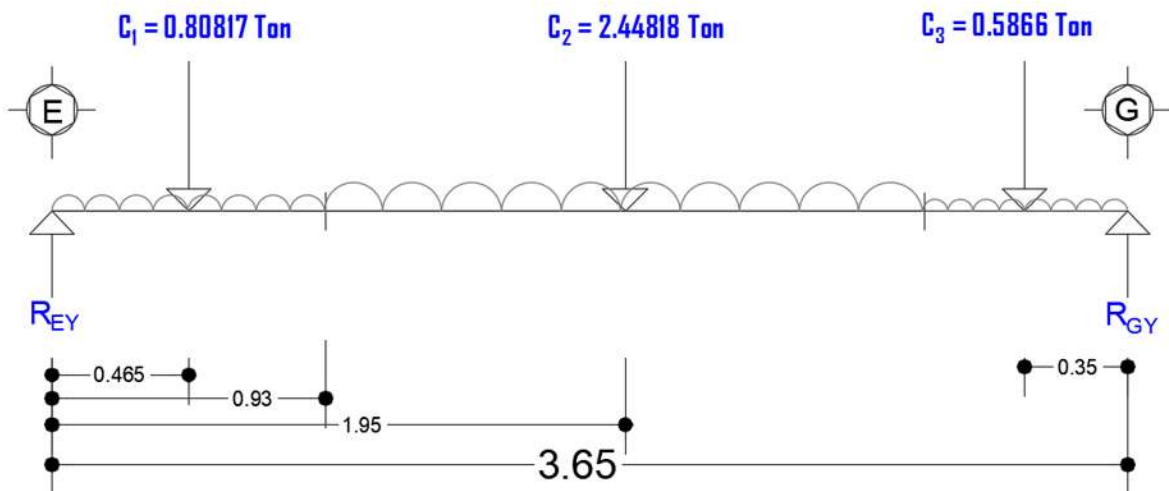
$$X_2 = \frac{b}{2} = \frac{2.03}{2} = 1.015 \text{ m}$$

$$C_3 = bh$$

$$C_3 = (0.70 \text{ m}) \times (0.838 \text{ Ton/m})$$

$$C_3 = 0.5866 \text{ Ton}$$

$$X_3 = \frac{b}{2} = \frac{0.70}{2} = 0.35 \text{ m}$$





- Obteniendo las reacciones:

$$\Sigma M_E = 0 \quad + \curvearrowright$$

$$- (0.80817 \times 0.465) - (2.44818 \times 1.945) - (0.5866 \times 3.31) + R_{GY} (3.65) = 0$$

$$-0.3758 - 4.7617 - 1.9416 + R_{GY} (3.65) = 0$$

$$-7.08 + R_{GY} (3.65) = 0$$

$$R_{GY} (3.65) = 7.08$$

$$R_{GY} = \frac{7.08}{3.65}$$

$$R_{GY} = \underline{\underline{1.94 \text{ Ton}}}$$

$$\Sigma F_Y = 0 \quad + \uparrow$$

$$R_{EY} - 0.80817 - 2.44818 - 0.5866 + R_{GY} = 0$$

$$R_{EY} - 0.80817 - 2.44818 - 0.5866 + 1.94 = 0$$

$$R_{EY} - 1.90 = 0$$

$$R_{EY} = \underline{\underline{1.90 \text{ Ton}}}$$

Con los datos obtenidos se realiza el diagrama de cortante **V** y posteriormente el diagrama de momento flexionante **M**, así como la distancia a la que se obtiene el momento máximo de la trabe **M_{MAX}**, como lo podemos observar en la (Fig. 3.2).

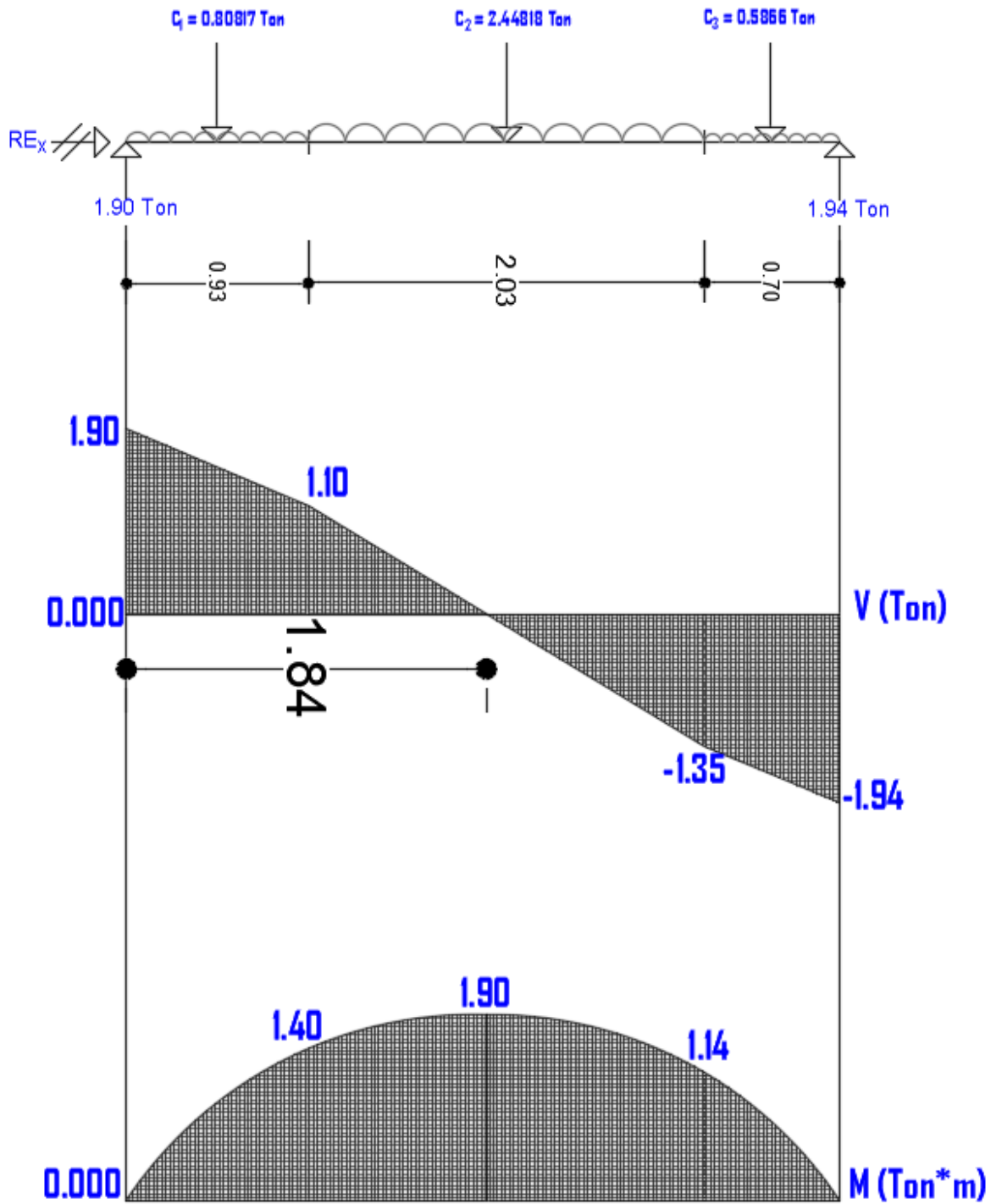


Fig. 3.2 diagrama de cortante y momento flexionantes máximo



- Distancia para el momento máximo

$$X_1 = \frac{CP}{CDIST}$$

$$X_1 = \frac{1.10 \text{ Ton}}{1.206 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}}$$

$$X_1 = 0.912\text{m}$$

$$X_2 = \frac{CP}{CDIST}$$

$$X_2 = \frac{1.35 \text{ Ton}}{1.206 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}}$$

$$X_2 = 1.12\text{m}$$

- Momento flexionantes por el método de áreas.

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = \left(\frac{1.91+1.10}{2} \right) \times (0.93) = 1.40 \text{ T/m}$$

$$M_2 = 1.40 + \left(\frac{1.10+0.912}{2} \right) = 1.90 \text{ T/m}$$

$$M_3 = 1.90 + \left(\frac{-1.35+1.12}{2} \right) = 1.144 \text{ T/m}$$

$$M_4 = \left(1.144 + \left(\frac{(-1.93)+(-1.35)}{2} \right) \right) \times 0.70 = 0 \text{ T/m}$$

Por lo tanto, obtenemos que el momento máximo se encuentra a una distancia de 1.84m y es de 1.90 T/m.

Obtención del diagrama de cortante y momento flexionante máximo con el programa SAP-2000. (Fig. 3.3)

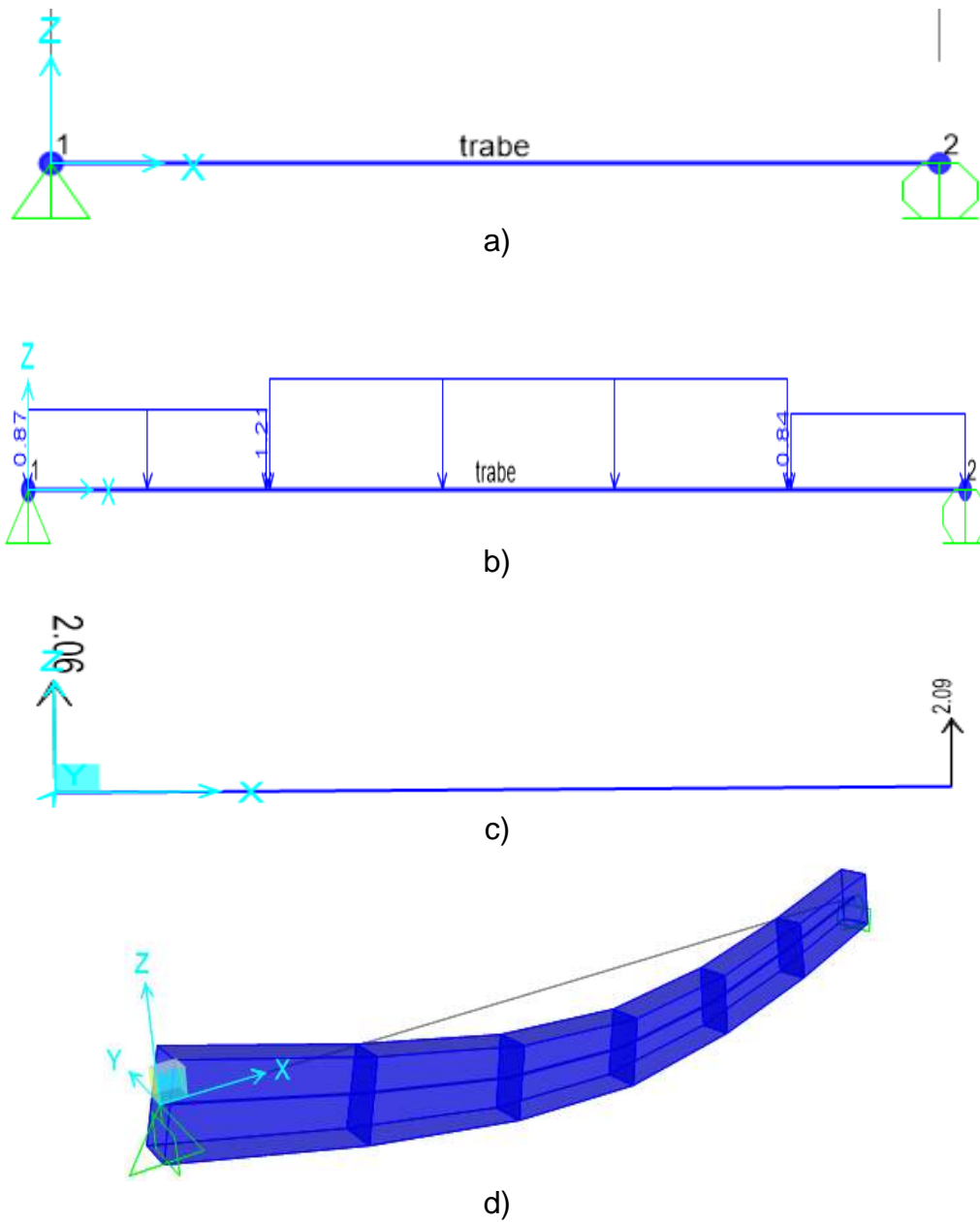
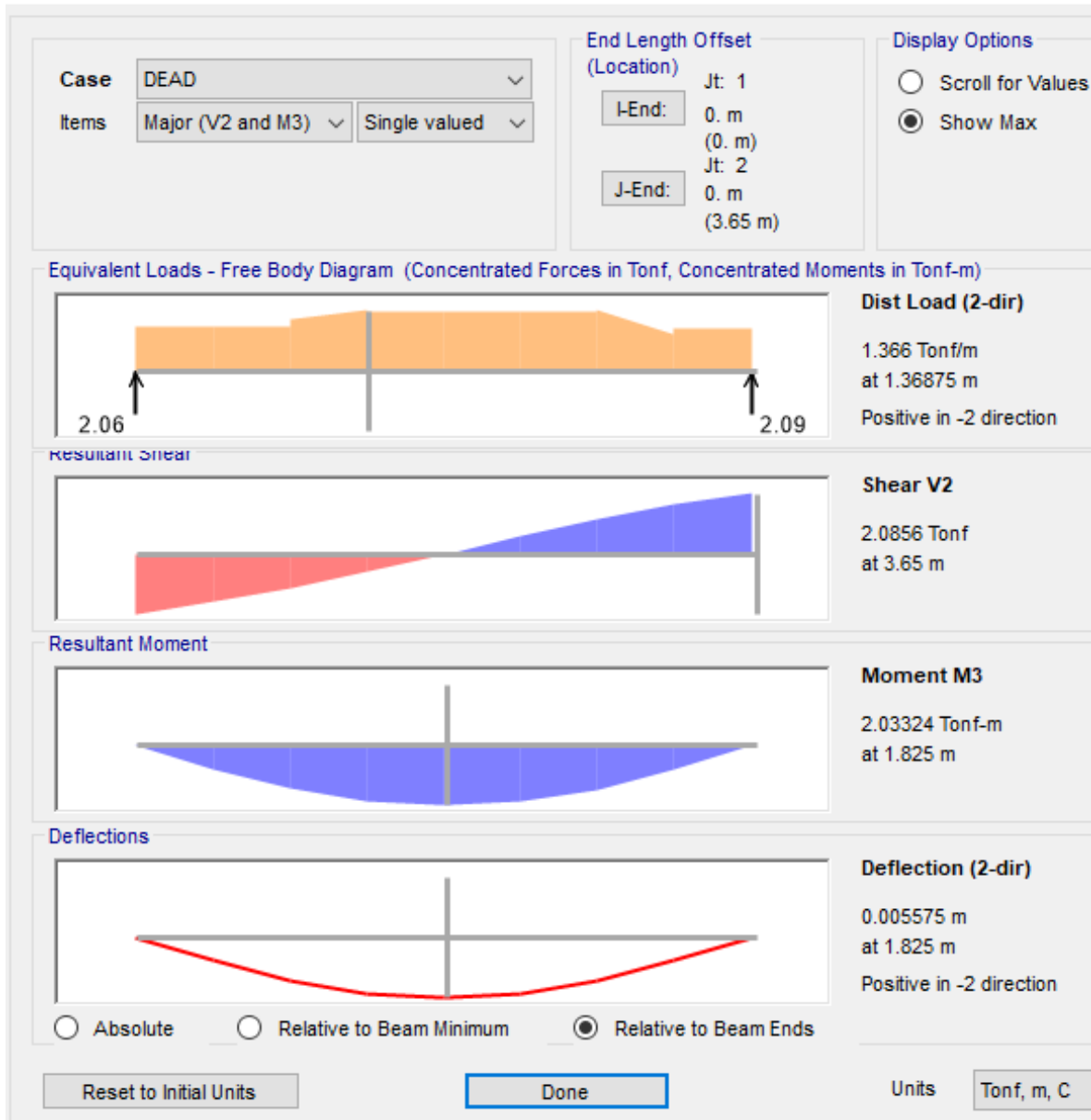


Fig. 3.3 a) se muestra la trabe para analizar en el SAP b) se muestran las cargas aplicadas a la trabe c) se muestran las reacciones obtenidas una vez ejecutado el programa d) se muestra como se flexiona la trabe bajo las cargas aplicadas.



En la siguiente figura, obtenida con la ayuda del programa SAP, podemos observar que los resultados son similares a los obtenidos manualmente.

✦ Diagrams for Frame Object 1 (trabe)



Por lo tanto, se concluye que se está haciendo una implementación adecuada del programa y por lo tanto son confiables los resultados. Por lo tanto, se considera el momento máximo de 2.03T-m obtenido con el programa SAP.



Se diseña para el momento mayor

$$\frac{M_u}{bd^2} = 1.4 \left(\frac{(2.03) \times (10^5)}{(15) \times (23^2)} \right) = 35.82$$

Porcentaje de refuerzo (*Tabla 3.1*)

$$\rho = 0.01100$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f_c}}{f_y} = \frac{0.70 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{f_c''}{f_y} * \frac{6000 * \beta_1}{f_y + 6000} \right) = 0.75 \left(\frac{0.80 * 0.85 * 250}{4200} * \frac{6000 * 0.85}{4200 + 6000} \right) = 0.015$$

$$\rho_{\min} < 0.01100 < \rho_{\max}$$

Área requerida por flexión.

$$A_s = 0.01100 (15 * 23) = 3.795 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas de No. 4

$$\text{No.} = \frac{3.795}{1.27} = 2.99$$

3 var \emptyset 1/2"

Área de acero mínimo por temperatura.

$$A_s = 0.0026 (15 * 23) = 0.897 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas del No 3

$$\text{No.} = \frac{0.897}{0.71} = 1.26$$

1 var \emptyset 3/8" se usarán 2 var \emptyset 3/8"

Usar 3 var No. 4 en el lecho inferior y 2 var No. 3 lecho superior.

Nota: Las varillas son corridas en toda la sección.



- Diseño por cortante

El diseño por cortante se realiza para el cortante actuante a un peralte del paño del apoyo que es donde se presenta la grieta.

A un peralte del paño del apoyo.

$$\frac{15}{2} = 7.5$$

$$7.5 + 23 = 30.5$$

$$V - W(\text{PERALTE})$$

$$2.08 - 2.448 (0.305) = 1.33 \text{ Ton}$$

$$V_u = 1.4 (1.097) = 1.87 \text{ Ton}$$

Cortante que resiste el concreto

Como: $0.01100 < 0.015$

$$V_{cr} = F_{rbd} (0.20 + 20 * \rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cr} = 0.80 * 15 * 23 (0.20 + 20 * 0.01100) \sqrt{160} = 1466.28 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 1466.28 \text{ Kg} \leq V_u = 1870 \text{ Kg}$$

El cortante que deben resistir los estribos es:

$$V_{sr} = V_u - V_{cr} = 1870 - 1466.28 = 403.72 \text{ kg}$$

Limitaciones para V_u

$$V_u \leq 2.5 F_{rbd} \sqrt{f_c^*}$$

$$V_u \leq 2.5 * 0.80 * 15 * 23 \sqrt{160} = 8727.89 \text{ Kg}$$



Proponiendo estribos en dos ramas $\emptyset 3/8''$ verticales.

$$S = \frac{Fr * Av * fy * d}{Vsr} = \frac{0.80 * 2 * 0.71 * 4200 * 23}{403.72} = 271.82 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación máxima de estribos.

$$Vu = 1870 \text{ Kg} \leq 1.5 Fr b d \sqrt{fc^*}$$

$$Vu = 1870 \text{ Kg} \leq 1.50 * 0.80 * 15 * 23 \sqrt{160}$$

$$Vu = 1870 \text{ Kg} \leq 5236.73 \text{ kg}$$

Condiciones para la separación máxima y mínima.

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

$$S_{\max} = 0.50d = 0.50 * 23 = 11.5 \text{ cm, por lo tanto } 12 \text{ cm.}$$

Se colocarán estribos de $\emptyset 3/8'' @ 12 \text{ cm}$.



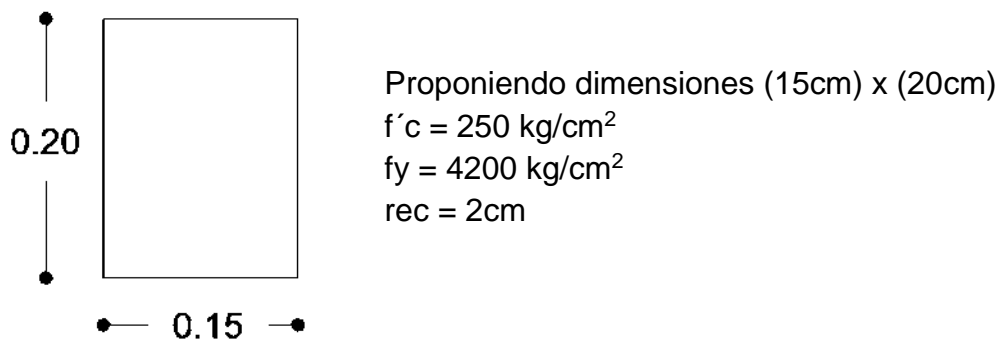
TRABE (T-4)

Esta soporta el área tributaria de la losa del primer nivel del tablero 7, su propio peso y el peso propio del muro de la planta alta.

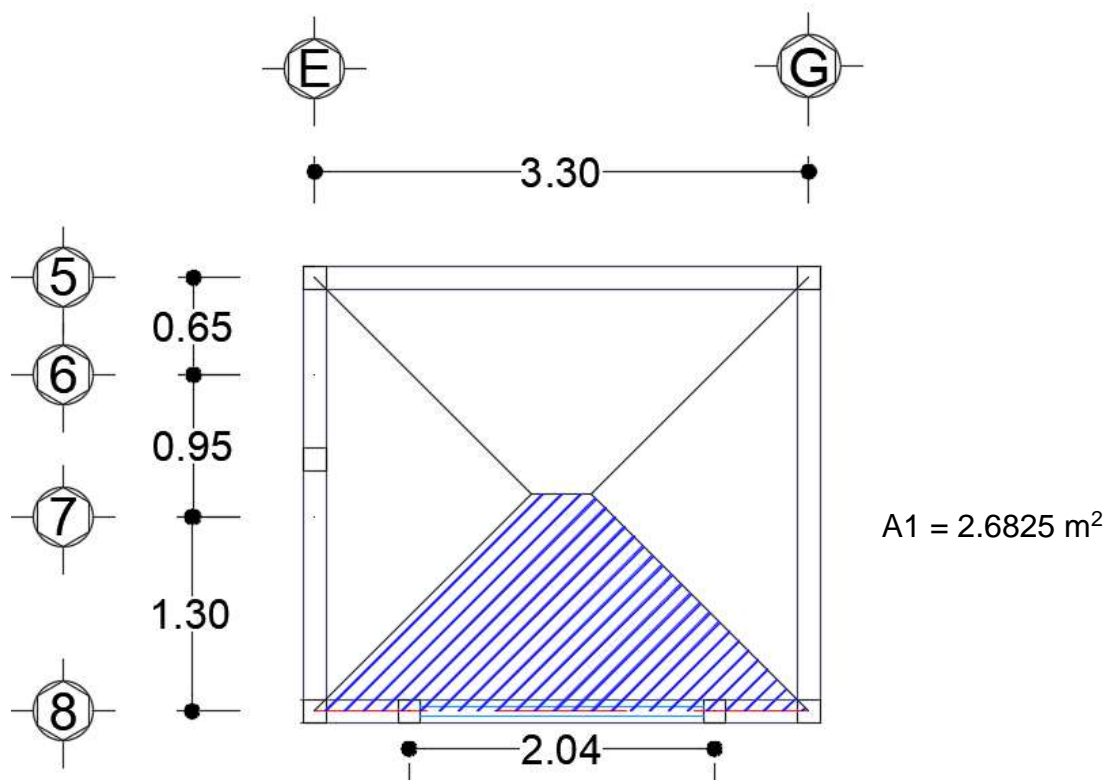
W_{L1N} = Peso de la losa maciza del primer nivel.

W_{P-P} = Peso propio de la trabe.

W_M = Peso del muro



Área tributaria de la trabe T – 4



- Pesos que soporta la trabe

Peso de la losa maciza del primer nivel (W_{L1N})

$$W_{L1N} = (568) \times (2.6825) = 1523.66 \text{ Kg}$$

Peso propio de la trabe (W_{P-P})

$$W_{P-P} = (2400) \times (0.15) \times (0.20) = 72 \text{ Kg/m}$$

Peso del muro (W_M)

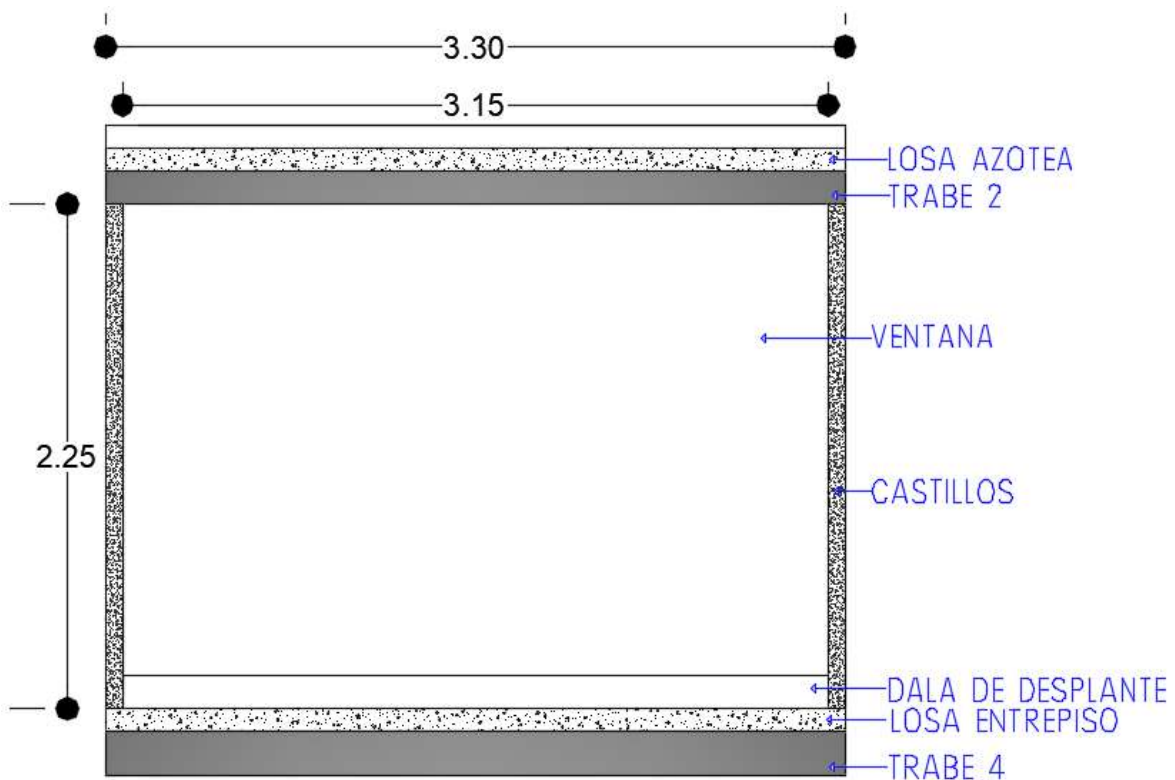


Fig. 3.4 Muro que soporta la trabe No. 4 de la losa de entrepiso

$$W_{DALA DE DESPLANTE} = (2400) \times (0.15) \times (0.15) = 54 \text{ Kg/m}$$

$$W = \frac{1523.66}{3.30} + 72 + 54 = 587.72 \text{ kg/m} = 0.59 \text{ Ton/m}$$

Diagrama de cortante y momento con el programa SAP. (Fig. 3.5)

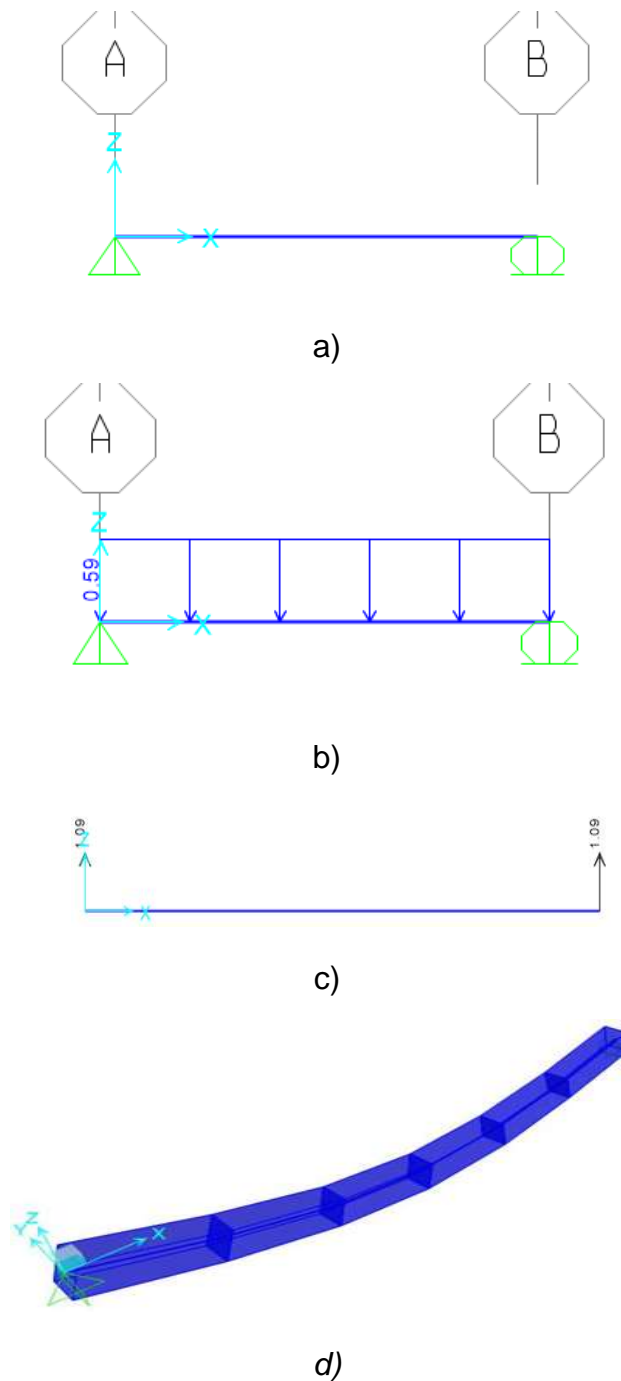
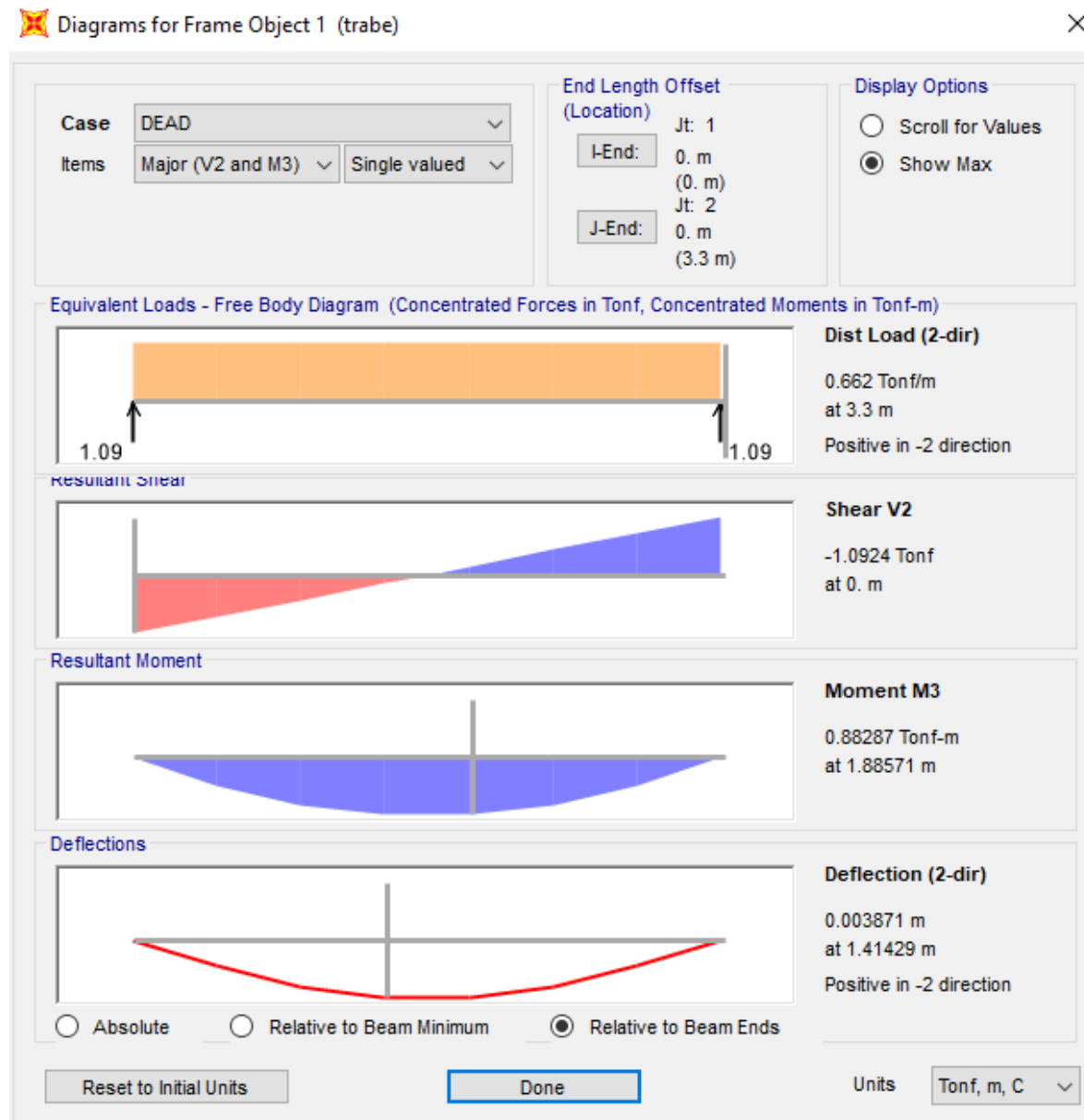


Fig. 3.5 a) se muestra la trabe (T-4) para analizar en el SAP b) se muestra la carga aplicada a la trabe c) se muestran las reacciones obtenidas una vez ejecutado el programa d) se muestra como se flexiona la trabe bajo las cargas aplicadas.



En la siguiente figura obtenida del programa SAP, podemos observar el cortante y momento flexionante máximo obtenido.



$$M_{MAX} = 0.88 \text{ T/m}$$



Se diseña para el momento mayor

$$\frac{M_u}{bd^2} = 1.4 \left(\frac{(0.88) \times (10^5)}{(15) \times (18^2)} \right) = 25.35$$

Porcentaje de refuerzo (*Tabla 3.1*)

$$\rho = 0.007436$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.70 \sqrt{f'_c}}{f_y} = \frac{0.70 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left(\frac{f_c''}{f_y} * \frac{6000 * \beta_1}{f_y + 6000} \right) = 0.75 \left(\frac{0.80 * 0.85 * 250}{4200} * \frac{6000 * 0.85}{4200 + 6000} \right) = 0.015$$

$$\rho_{\min} < 0.007436 < \rho_{\max}$$

Área requerida por flexión.

$$A_s = 0.007436 (15 * 18) = 2.01 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas de No. 4

$$\text{No.} = \frac{2.01}{1.27} = 1.58$$

2 var Ø 1/2"

Área de acero mínimo por temperatura.

$$A_s = 0.0026 (15 * 18) = 0.702 \text{ cm}^2$$

Se proponen varillas del No 3

$$\text{No.} = \frac{0.702}{0.71} = 0.99$$

1 var Ø 3/8" se usarán 2 var Ø 3/8"

Usar 2 var No. 4 en el lecho inferior y 2 var No. 3 lecho superior.



Nota: Las varillas son corridas en toda la sección. diseño por cortante

El diseño por cortante se realiza para el cortante actuante a un peralte del paño del apoyo que es donde se presenta la grieta.

A un peralte del paño del apoyo.

$$\frac{15}{2} = 7.5$$

$$7.5 + 18 = 25.5$$

V – W(PERALTE)

$$1.09 - 0.59 (0.255) = 0.94 \text{ Ton}$$

$$V_u = 1.4 (0.94) = 1.32 \text{ Ton}$$

Cortante que resiste el concreto

Como: $0.007436 < 0.015$

$$V_{cr} = F_r b d (0.20 + 20 * \rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cr} = 0.80 * 15 * 18 (0.20 + 20 * 0.007436) \sqrt{160} = 952.78 \text{ Kg}$$

$$V_{cr} = 952.78 \text{ Kg} \leq V_u = 1320 \text{ Kg}$$

El cortante que deben resistir los estribos es:

$$V_{sr} = V_u - V_{cr} = 1320 - 952.78 = 367.22 \text{ kg}$$

Limitaciones para V_u

$$V_u \leq 2.5 F_r b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_u \leq 2.5 * 0.80 * 15 * 18 \sqrt{160} = 6830.52 \text{ Kg}$$



Proponiendo estribos en dos ramas $\emptyset 3/8''$ verticales.

$$S = \frac{Fr * Av * fy * d}{Vsr} = \frac{0.80 * 2 * 0.71 * 4200 * 18}{367.22} = 233.87 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación máxima de estribos.

$$Vu = 1320 \text{ Kg} \leq 1.5 Fr b d \sqrt{fc^*}$$

$$Vu = 1320 \text{ Kg} \leq 1.50 * 0.80 * 15 * 18 \sqrt{160}$$

$$Vu = 1320 \text{ Kg} \leq 4098.31 \text{ kg}$$

Condiciones para la separación máxima y mínima.

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

$$S_{\max} = 0.50d = 0.50 * 18 = 9 \text{ cm, por lo tanto } 10 \text{ cm.}$$

Se colocarán estribos de $\emptyset 3/8'' @ 10 \text{ cm}$.



TABLA 3.1 PORCENTAJES DE ACERO PARA SECCIONES RECTANGULARES

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$		$\rho_b = 2.022\%$				
ρ (%)	M_u/bd^2 (kg/cm ²)	ρ (%)	M_u/bd^2 (kg/cm ²)	ρ (%)	M_u/bd^2 (kg/cm ²)			
1	0.1000	3.733	49	0.5753	20.20	97	1.051	34.56
2	0.1099	4.098	50	0.5852	20.52	98	1.061	34.84
3	0.1198	4.462	51	0.5951	20.84	99	1.070	35.11
4	0.1297	4.824	52	0.6050	21.16	100	1.080	35.39
5	0.1396	5.186	53	0.6149	21.48	101	1.090	35.66
6	0.1495	5.547	54	0.6248	21.79	102	1.100	35.93
7	0.1594	5.907	55	0.6347	22.11	103	1.110	36.21
8	0.1693	6.266	56	0.6446	22.43	104	1.120	36.48
9	0.1792	6.624	57	0.6545	22.74	105	1.130	36.75
10	0.1891	6.982	58	0.6644	23.05	106	1.140	37.02
11	0.1990	7.338	59	0.6743	23.37	107	1.150	37.28
12	0.2089	7.693	60	0.6842	23.68	108	1.160	37.55
13	0.2188	8.048	61	0.6941	23.99	109	1.169	37.82
14	0.2287	8.40	62	0.7040	24.30	110	1.179	38.08
15	0.2386	8.75	63	0.7139	24.61	111	1.189	38.35
16	0.2485	9.11	64	0.7238	24.91	112	1.199	38.61
17	0.2584	9.46	65	0.7337	25.22	113	1.209	38.88
18	0.2683	9.81	66	0.7436	25.53	114	1.219	39.14
19	0.2782	10.16	67	0.7535	25.83	115	1.229	39.40
20	0.2881	10.50	68	0.7634	26.14	116	1.239	39.66
21	0.2980	10.85	69	0.7733	26.44	117	1.249	39.92
22	0.3079	11.20	70	0.7832	26.74	118	1.259	40.18
23	0.3178	11.54	71	0.7931	27.04	119	1.268	40.43
24	0.3277	11.89	72	0.8030	27.34	120	1.278	40.69
25	0.3377	12.23	73	0.8130	27.64	121	1.288	40.95
26	0.3476	12.57	74	0.8229	27.94	122	1.298	41.20
27	0.3575	12.92	75	0.8328	28.24	123	1.308	41.46
28	0.3674	13.26	76	0.8427	28.54	124	1.318	41.71
29	0.3773	13.60	77	0.8526	28.83	125	1.328	41.96
30	0.3872	13.93	78	0.8625	29.13	126	1.338	42.21
31	0.3971	14.27	79	0.8724	29.42	127	1.348	42.46
32	0.4070	14.61	80	0.8823	29.71	128	1.358	42.71
33	0.4169	14.95	81	0.8922	30.01	129	1.367	42.96
34	0.4268	15.28	82	0.9021	30.30	130	1.377	43.21
35	0.4367	15.62	83	0.9120	30.59	131	1.387	43.45
36	0.4466	15.95	84	0.9219	30.88	132	1.397	43.70
37	0.4565	16.28	85	0.9318	31.17	133	1.407	43.94
38	0.4664	16.61	86	0.9417	31.45	134	1.417	44.19
39	0.4763	16.94	87	0.9516	31.74	135	1.427	44.43
40	0.4862	17.27	88	0.9615	32.03	136	1.437	44.67
41	0.4961	17.60	89	0.9714	32.31	137	1.447	44.91
42	0.5060	17.93	90	0.9813	32.60	138	1.457	45.15
43	0.5159	18.26	91	0.9912	32.88	139	1.466	45.39
44	0.5258	18.58	92	1.001	33.16	140	1.476	45.63
45	0.5357	18.91	93	1.011	33.44	141	1.486	45.87
46	0.5456	19.23	94	1.021	33.72	142	1.496	46.10
47	0.5555	19.56	95	1.031	34.00	143	1.506	46.34
48	0.5654	19.88	96	1.041	34.28	144	1.516	46.57



CAPÍTULO IV

REVISIÓN DE MUROS



MUROS

Los muros perimetrales, como los muros de carga en la planta baja y el primer nivel contarán con dalas de desplante, de cerramiento y castillos, proporcionándole a estos un confinamiento adecuado, ya que si hubieran fuerzas laterales producirían el agrietamiento del muro por tensión diagonal, el marco confinante mantiene la integridad del muro evitando su colapso y proporcionándole capacidad de deformación y reserva de carga más allá del agrietamiento diagonal, así la estructura tendrá un mejor comportamiento ante dichas fuerzas. La dala de desplante del primer nivel iniciará con un anclaje en una de las nervaduras de la losa de entrepiso. Los muros serán construidos con piezas de tabique de barro rojo recosido con dimensiones de 7 x 14 x 24 (espesor, ancho y largo). En las Tablas 2.8, 2.9 y 7.1 se reportan las resistencias de la mampostería especificadas en las NTC del RDF (2008) en su sección referente a mampostería.

Los muros divisorios de la planta baja y el primer nivel estarán desligados de la estructura principal para asegurar un comportamiento adecuado a la misma.



ANÁLISIS SÍSMICO

Para el análisis sísmico de estructuras de edificios se puede recurrir a tres tipos de análisis:

- a) Método simplificado
- b) Análisis estático
- c) Análisis dinámico

El método simplificado es el más simple de utilizar; sin embargo, sólo es aplicable a estructuras regulares con altura no mayor de 13 m, que cumplan simultáneamente con todos los requisitos indicados

MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS

El método simplificado solamente será aplicable al análisis de estructuras que cumplan simultáneamente los tres requisitos siguientes, de acuerdo a las especificaciones CFE-08-SISMO.

1. En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros.

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

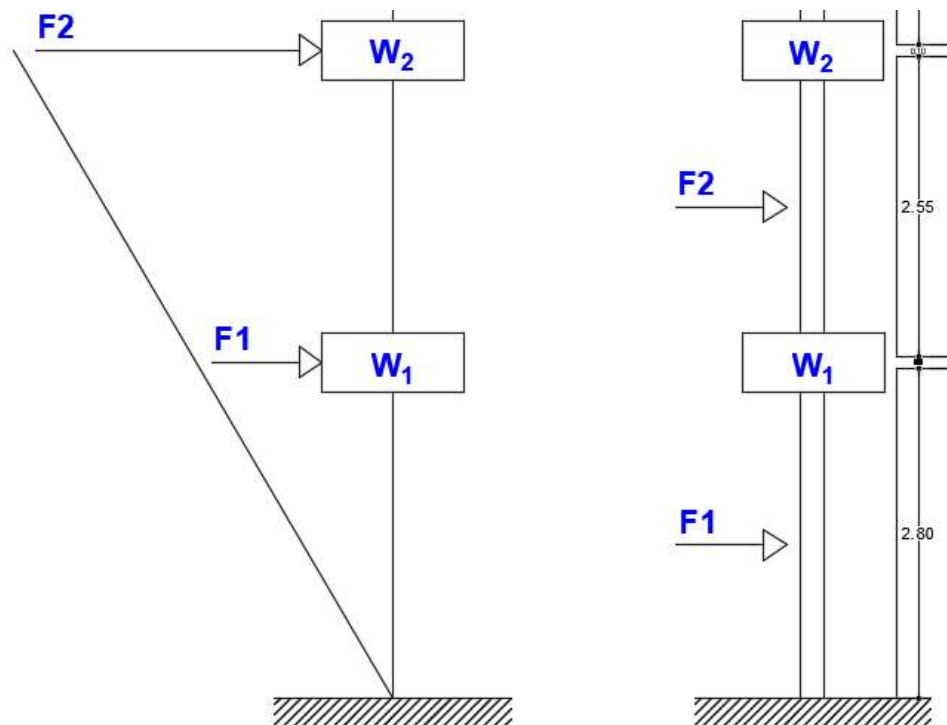
2. La relación entre longitud y ancho de la planta no excederá de 2.00

$$\frac{L}{B} \leq 2.00 \quad ; \quad \frac{11.85}{9.75} = 1.22 \leq 2.00 \quad \text{SI CUMPLE}$$

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

$$\frac{H}{B} \leq 1.5 \quad ; \quad \frac{6.75}{9.75} = 0.69 \leq 1.5 \quad \text{SI CUMPLE}$$

Por lo tanto, se puede utilizar el método simplificado de análisis sísmico ya que se cumplen todos los requisitos.





- Cálculo del peso por nivel

$$W1 = W_{\text{MUROS DE ENTREPISO}} + W_{\text{LOSA DE ENTREPISO}}$$

$$W_{\text{MUROS DE ENTREPISO}} = (15.54 \times 0.270) 2.55 + (44.45 \times 0.300) 2.55 = 44.70 \text{ Ton}$$

$$W_{\text{LOSA DE ENTREPISO}} = (568) \times (94.99 \text{ m}^2) = 53.94 \text{ Ton}$$

$$W1 = 44.70 + 53.94 = \underline{98.64 \text{ Ton}}$$

$$W2 = W_{\text{LOSA DE AZOTEA}} + W_{\text{TINACO}} + W_{\text{PRETIL}}$$

$$W_{\text{LOSA DE AZOTEA}} = (967) \times (102.58 \text{ m}^2) = 99.19 \text{ Ton}$$

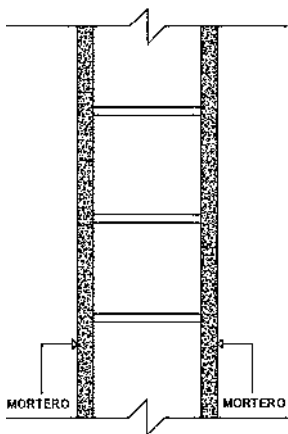
$$W_{\text{TINACO}} = 2.3496 \text{ Ton}$$

$$W_{\text{PRETIL}} = 32.45 \times 1.20 \times 0.240 = 9.35 \text{ Ton}$$

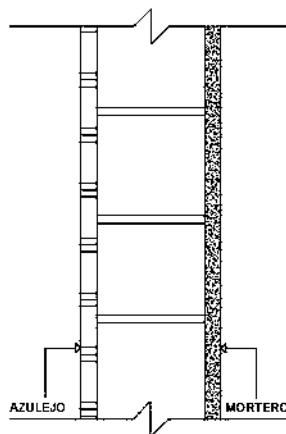
$$W2 = 99.19 + 2.3496 + 9.35 = \underline{110.89 \text{ Ton}}$$

$$W_{\text{MURO DE PLANTA BAJA}} = (3.75 \times 0.270) 2.90 + (23.7 \times 0.240) 2.90 + (40.65 \times 0.300) 2.90 = 54.80 \text{ Ton}$$

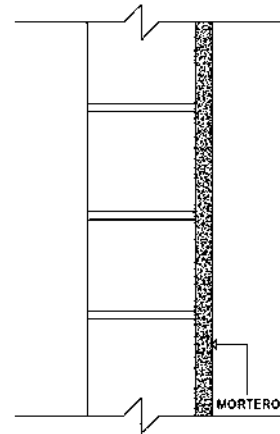
Tres recubrimientos de muros



$$W = 300 \text{ Kg/m}^2$$



$$W = 270 \text{ Kg/m}^2$$



$$W = 240 \text{ Kg/m}^2$$



- Cálculo de fuerzas considerando el apéndice

$$F_i = \frac{C}{Q} W_{\text{total}} + \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

Estrictamente, en edificios con apéndice, no se aplica la fórmula 4.0 y para evaluar las fuerzas en los pisos debemos emplear las NTCDS. Para ilustrar los cálculos necesarios, consideraremos la casa.

Zona II (desplantada en terreno intermedio)

$C = 0.26$ coeficiente sísmico (Edificación del grupo B)

$Q = 2.00$ factor de comportamiento sísmico (muros de mampostería confinados por dadas y castillos)

$$\frac{V_o}{W_o} = \frac{0.26}{2.00} = 0.13$$

Estando incluidas en V_o y W_o las fuerzas laterales y el peso del apéndice.

Las fuerzas sísmicas en el piso 1 son proporcionales a los productos de los pesos W_i por las alturas h_i , sea α la constante de proporcionalidad.

$$P_1 = \alpha w_1 h_1 = \alpha 98.64 + 2.55 = 251.53 \alpha \quad (4.1)$$



Si los apéndices estuviesen apoyados en el suelo, suponiendo que su sistema resistente de cargas laterales es tal que es apropiado $Q = 2$, tendrían unas fuerzas sísmicas iguales a:

$$P_2 = 0.13 \times W_2 = 0.13 \times 110.89 = 14.42 \text{Ton} \quad (4.2)$$

Para el apéndice que pesa W_2 , c' es el factor por el cual se multiplica el peso W_1 para estimar la fuerza P_1 ; es decir, $c'_2 = \alpha h_1 = 2.70 \alpha$. Las fuerzas de la expresión 4.1 tienen que multiplicarse por el factor $(1 + 4c'/c)$, como se indica a continuación:

$$P'_2 = 14.42 + (1 + 4(2.70\alpha)/0.26)) = 14.42 + 42.54\alpha \quad (4.3)$$

Para calcular α se emplea la condición del cortante basal (la suma de las fuerzas P_1 a P_2) entre la suma de los pesos W_1 y W_2 que debe ser igual a 0.13

$$294.07\alpha + 14.42 = 0.13 (209.53)$$

La solución de la ecuación conduce a un valor de 0.0436, lo cual se sustituye en las expresiones 4.1 y 4.3

$$P_2 = 16.27$$

$$V_2 = 16.27$$

$$P_1 = 10.97$$

$$V_1 = 27.24 \text{ cortante basal (Ton)}$$

$$V_0/W_0 = 27.24/209.53 = 0.13$$



Tabla 2.8 Resistencia de diseño a compresión de la mampostería, f_m^* para algunos tipos de piezas, sobre área bruta (Tomada de NTC de RDF)

Tipo de pieza	f_m^* , MPa (kg/cm ²)		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
Tabique de barro recocido ($f_p^* \geq 6$ MPa, 60 kg/cm ²)	1.5 (15)	1.5 (15)	1.5 (15)
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* \geq 12$ MPa, 120 kg/cm ²)	4 (40)	4 (40)	3 (30)
Bloque de concreto (pesado ¹) ($f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm ²)	2 (20)	1.5 (15)	1.5 (15)
Tabique de concreto (tabicón) ($f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm ²)	2 (20)	1.5 (15)	1.5 (15)

¹ Con peso volumétrico neto, en estado seco, no menor que 20 kN/m³ (2 000 kg/m³).

Los valores f_m^* de esta tabla son válidos para piezas que cumplen con la resistencia f_p^* señalada en ella y con la sección 2.1, y para mampostería con espesores de junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm si las piezas son de fabricación mecanizada, o de 15 mm si son de fabricación artesanal. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo con la sección 2.8.1.1. De las NTC del RDF.



Tabla 2.9 Resistencia de diseño a compresión diagonal para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta (Tomada de NTC del RDF)

Para el diseño a compresión de la mampostería, f_m^* , para algunos tipos de piezas, sobre el área bruta. Si no se realizan ensayos de muretes, la resistencia de diseño a compresión diagonal será la que indica la tabla 2.9. Las piezas huecas referidas en la tabla deben cumplir con lo dispuesto en la sección 2.1.1. De las NTC del RDF.

Pieza	Tipo de mortero	v_m^{*1} , MPa (kg/cm ²)
Tabique de barro recocido ($f_p^* \geq 6$ MPa, 60 kg/cm ²)	I	0.35 (3.5)
	II y III	0.3 (3)
Tabique de barro con huecos verticales ($f_p^* \geq 12$ MPa, 120 kg/cm ²)	I	0.3 (3)
	II y III	0.2 (2)
Bloque de concreto (pesado ²) ($f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm ²)	I	0.35 (3.5)
	II y III	0.25 (2.5)
Tabique de concreto (tabicón) ($f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm ²)	I	0.3 (3)
	II y III	0.2 (2)

¹ Cuando el valor de la tabla sea mayor que $0.25\sqrt{f_m^*}$, en MPa ($0.8\sqrt{f_m^*}$, en kg/cm²) se tomará este último valor como v_m^* .

² Con peso volumétrico neto, en estado seco, no menor que 20 kN/m³ (2 000 kg/m³).

Los valores v_m^* de esta tabla son válidos para piezas que cumplen con la resistencia f_p^* señalada en ella y con la sección 2.1, y para mampostería con espesores de junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo con la sección 2.8.2.1. De las NTC del RDF.



Tabla 7.1 Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado, correspondientes a estructuras del grupo B

MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS

Para aplicar este método se deben cumplir los requisitos indicados en la sección 2.1. De las NTC del RD. Se hará caso omiso de los desplazamientos horizontales, torsiones y momentos de volteo. Se verificará únicamente que en cada entrepiso la suma de las resistencias al corte de los muros de carga, proyectados en la dirección en que se considera la aceleración, sea cuando menos igual a la fuerza cortante total que obre en dicho entrepiso, calculada según se especifica en la sección 8.1, pero empleando los coeficientes sísmicos reducidos que se establecen en la tabla 7.1 de las NTC del RDF para construcciones del grupo B. Tratándose de las clasificadas en el grupo A estos coeficientes habrán de multiplicarse por 1.5.

Zona	Muros de concreto o de mampostería de piezas macizas			Muros de mampostería de piezas huecas		
	Altura de construcción, m			Altura de construcción, m		
	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13	Menor de 4	Entre 4 y 7	Entre 7 y 13
I	0.07	0.08	0.08	0.10	0.11	0.11
II y III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23

Para muros de madera, se aplicarán los criterios establecidos en las Normas correspondientes. Para muros de otros materiales y sistemas constructivos, deberán justificarse a satisfacción de la Administración los coeficientes sísmicos que correspondan, con base en la evidencia experimental y analítica sobre su comportamiento ante cargas laterales alternadas.

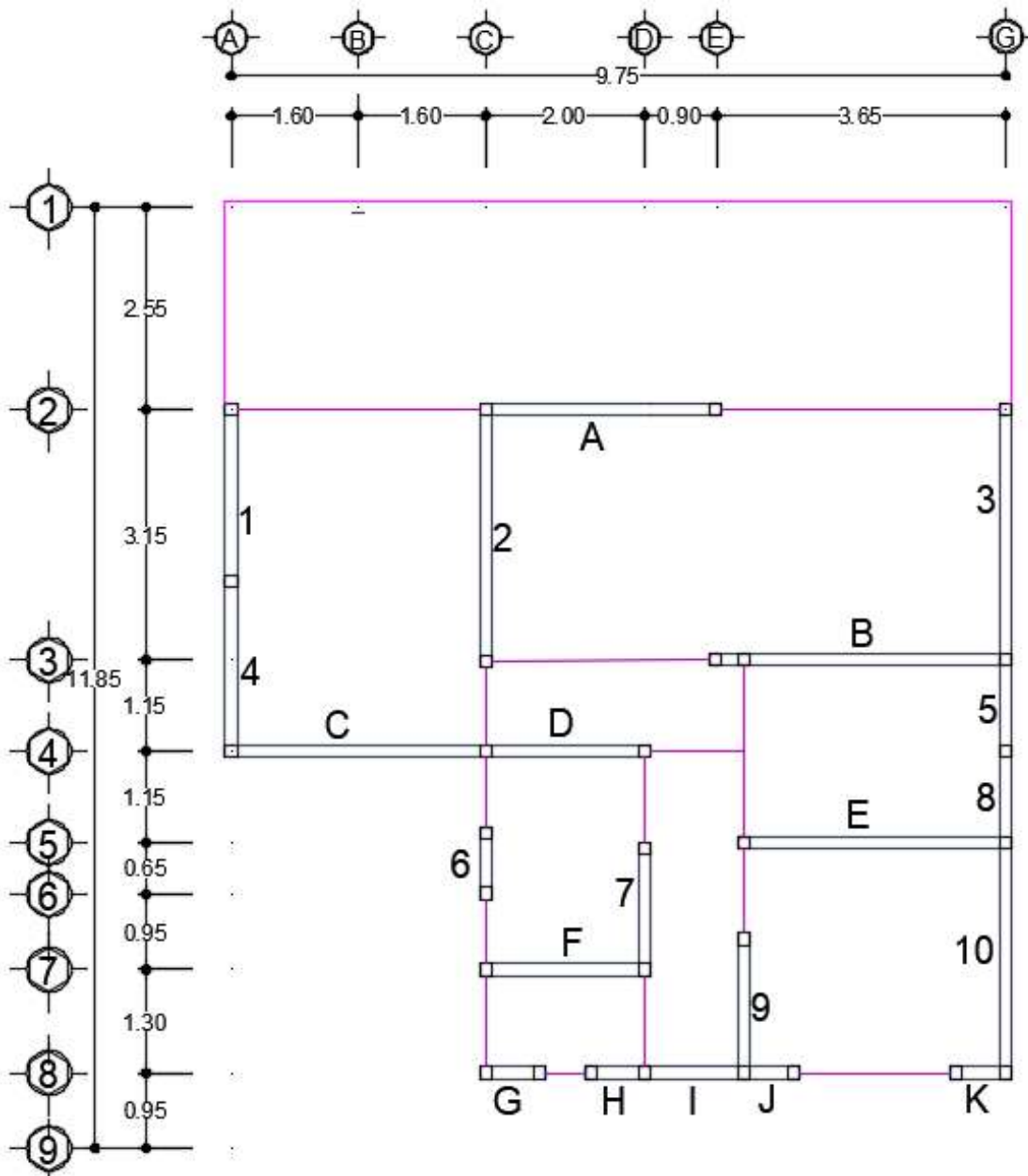


Figura 4.1 Muros de la planta baja.



REVISIÓN DE MUROS

Tabla 4.1 Revisión de muros por cargas laterales, dirección X
(cargas accidentales)

DIRECCIÓN EN X				
MURO	LONGITUD m	$F_i = (1.33L/H)^2$	t = ESPESOR (cm)	ÁREA EQUIVALENTE (cm ²)
K	63	0.083	12	62.75
J	63	0.083	12	62.75
I	125	0.330	12	495.00
H	67	0.094	12	75.58
G	68	0.097	12	79.15
F	200	0.840	12	2016.00
E	330	1.000	12	3960.00
D	200	0.840	12	2016.00
C	320	1.000	12	3840.00
B	330	1.000	12	3960.00
A	290	1.000	12	3480.00
				$\Sigma = 20047.23$



Tabla 4.2 Revisión de muros por cargas laterales, dirección Y
(cargas accidentales)

DIRECCIÓN EN Y				
MURO	LONGITUD	$F_i = (1.33L/H)^2$	t = ESPESOR (cm)	ÁREA EQUIVALENTE (cm ²)
10	290	1.000	12	3480.00
9	168	0.768	12	1548.29
8	115	0.360	12	496.80
7	153	0.637	12	1169.53
6	74	0.149	12	132.31
5	115	0.360	12	496.80
4	215	1.257	12	3243.06
3	315	1.000	12	3780.00
2	315	1.000	12	3780.00
1	215	1.257	12	3243.06
				$\Sigma = 21369.85$



NOTA: Solamente se revisó la resistencia de muros de la planta baja ya que en esta se presenta la mayor fuerza cortante.

CONDICIONES DEL FACTOR FAE.

$$\text{FAE} = 1; \quad \text{si} \quad \text{H/L} \leq 1.33$$

$$\text{FAE} = (1.33\text{L}/\text{H})^2 \quad \text{si} \quad \text{H/L} > 1.33$$

DATOS:

$$\text{Área equivalente} = (\text{FAE}) \times (t) \times (L)$$

Clase de muro = Muro de tabique rojo recocido

Tipo de mortero = Clase I

$$\text{Vm}^* = 3.50 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (ver tabla 2.9 NTC del RDF)}$$



CÁLCULO DEL CORTANTE EN DIRECCIÓN X

$$P = W_{\text{LOSA DE AZOTEA}} + W_{\text{TINACO}} + W_{\text{PRETIL}} + W_{\text{MURO DE ENTREPISO}} + W_{\text{LOSA DE ENTREPISO}} \\ + W_{\text{MURO DE PLANTA BAJA}}$$

Por cargas laterales

$$FR = 0.70 \text{ Para muros confinados}$$

$$P = 99.19 + 2.3496 + 9.35 + 44.70 + 53.94 + 54.80$$

$$P = 264.33 \text{ Ton} = 264329.6 \text{ Kg}$$

$$VR_x = FR (0.5 V_m * AT + (0.30 P))$$

$$VR_x \leq 1.5 FR V_m * AT$$

$$VR_x = 0.70 ((0.5 \times 3.50 \times 20047.23) + (0.30 \times 264329.6))$$

$$VR_x = 80067.07 \text{ Kg}$$

$$80067.07 \leq 1.5 FR V_m * AT$$

$$80067.07 \leq 1.5 \times 0.70 \times 3.50 \times 20047.23$$

$$80067.07 \leq 73673.57$$

73673.57 RIGE

$$V_{UX} = F.C * V_x$$

$$V_{UX} = 1.1 \times 27.24$$

$$V_{UX} = 29.964 \text{ Ton}$$

$$VR_x = 80067.07 \text{ Kg} > V_{UX} = 29964 \text{ Kg}$$



CALCULO DEL CORTANTE EN DIRECCIÓN Y

$$P = W_{\text{LOSA DE AZOTEA}} + W_{\text{TINACO}} + W_{\text{PRETIL}} + W_{\text{MURO DE ENTREPISO}} + W_{\text{LOSA DE ENTREPISO}} \\ + W_{\text{MURO DE PLANTA BAJA}}$$

Por cargas laterales

$$FR = 0.70 \text{ Para muros confinados}$$

$$P = 99.19 + 2.3496 + 9.35 + 44.70 + 53.94 + 54.80$$

$$P = 264.33 \text{ Ton} = 264329.6 \text{ Kg}$$

$$VR_x = FR (0.5 V_m * AT + (0.30 P))$$

$$VR_x \leq 1.5 FR V_m * AT$$

$$VR_x = 0.70 ((0.5 \times 3.50 \times 21369.85) + (0.30 \times 264329.6))$$

$$VR_x = 81687.28 \text{ Kg}$$

$$81687.28 \leq 1.5 FR V_m * AT$$

$$81687.28 \leq 1.5 \times 0.70 \times 3.50 \times 21369.85$$

$$81687.28 \leq 78534.20$$

78534.20 RIGE

$$V_{UX} = F.C * V_x$$

$$V_{UX} = 1.1 \times 27.24$$

$$V_{UX} = 29.964 \text{ Ton}$$

$$VR_x = 81687.28 \text{ Kg} > V_{UX} = 29964 \text{ Kg}$$

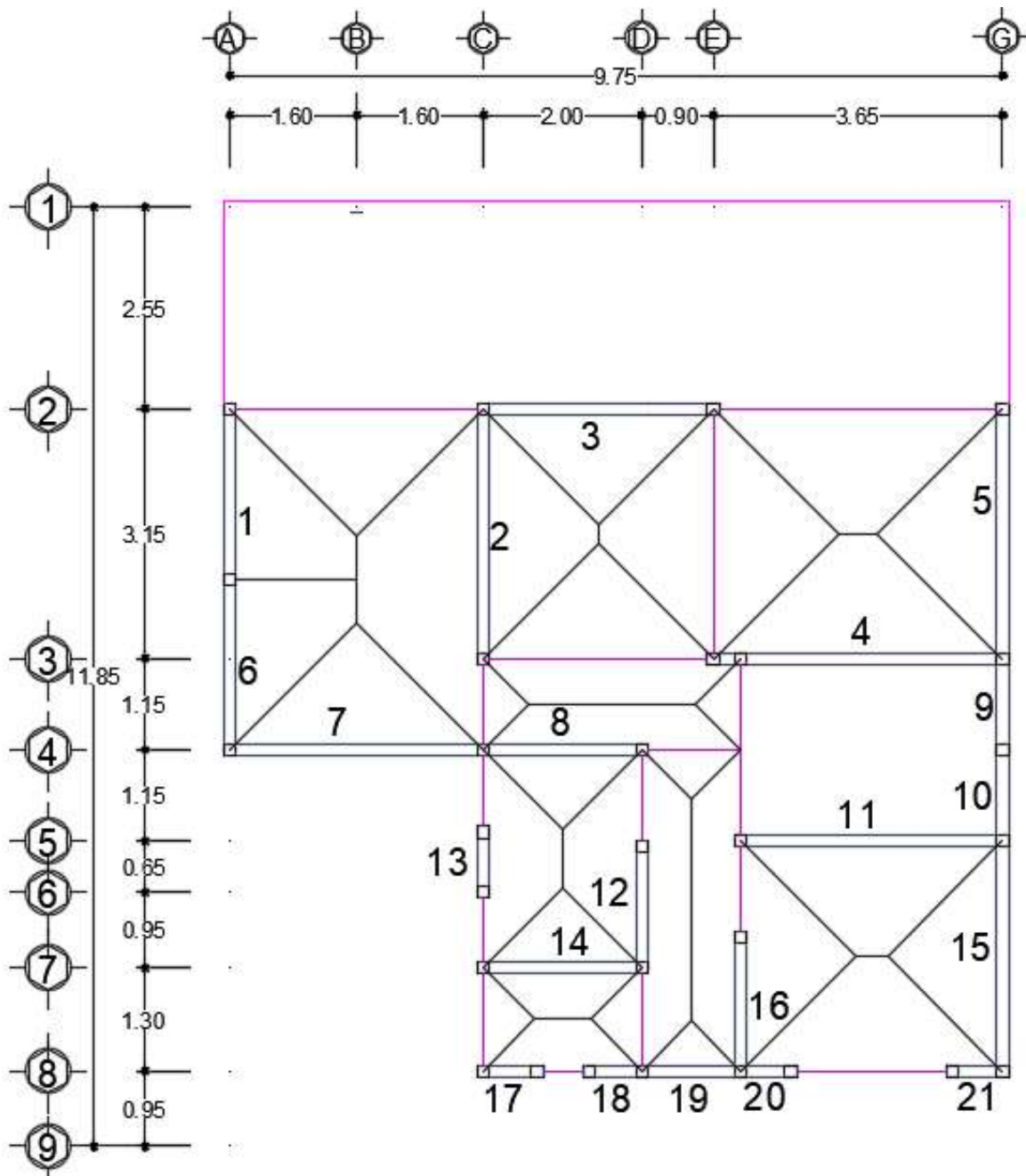


Fig. 4.2 a) Muros de planta baja

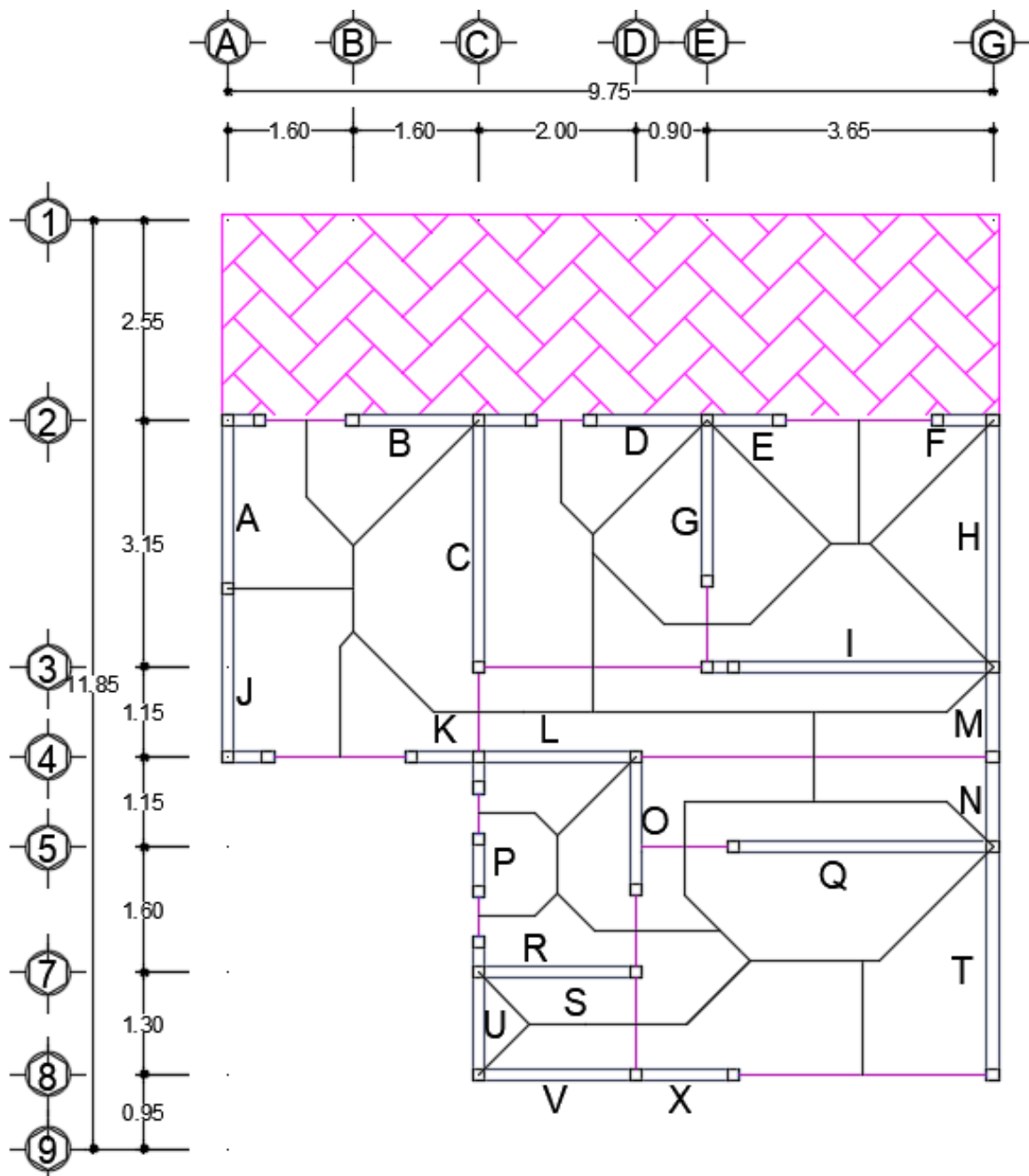


Fig. 4.2 b) Muros de la planta alta



REVISIÓN DE MUROS INDIVIDUALES POR CARGAS VERTICALES PLANTA ALTA Y BAJA (CARGAS PERMANENTES)

Para el análisis por cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Por tanto, para muros que soportan losas de concreto monolíticas o prefabricadas, se supone que la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de distribución de momentos en el nudo muro–losa, la rigidez a flexión fuera del plano de los muros es nula y que los muros sólo quedan cargados axialmente.

En el análisis se deberá considerar la interacción que pueda existir entre el suelo, la cimentación y los muros. Cuando se consideren los efectos a largo plazo, se tomarán los módulos de elasticidad y de cortante para cargas sostenidas de la sección 2.8.5 y 2.8.6. de las NTC para el diseño y construcción de estructuras de mampostería.

FACTOR DE REDUCCIÓN POR LOS EFECTOS DE EXCENTRICIDAD Y ESBELTEZ (TOMADA DE NTC DEL RDF)

En el diseño, se deberán tomar en cuenta los efectos de excentricidad y esbeltez. Optativamente, se pueden considerar mediante los valores aproximados del factor de reducción FE.



a) Se podrá tomar FE igual a 0.7 para muros interiores que soporten claros que no difieren en más de 50 por ciento. Se podrá tomar FE igual a 0.6 para muros extremos o con claros que difieran en más de 50 por ciento, así como para casos en que la relación entre cargas vivas y cargas muertas de diseño excede de uno. Para ambos casos, se deberá cumplir simultáneamente que:

1) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso, por dalas o por otros elementos

2) La excentricidad en la carga axial aplicada es menor o igual que $t/6$ y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro

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

$$H/t = 290/12 = 24.17 \text{ NO CUMPLE}$$

NOTA: En estos casos se incrementó el valor de las reacciones de la trabe a los muros.

$$C. \text{ Servicio (P.A.)} = 967 \text{ Kg/m}^2 = 0.967 \text{ Ton}$$

$$C. \text{ Servicio (P.B.)} = 568 \text{ Kg/m}^2 = 0.568 \text{ Ton}$$



FR = 0.60 Para muros confinados (Cap. 5 RCDF)

Mortero = Tipo I

fm* = 15 Kg/m² (Tabla 1)

b) Cuando no se cumplan las condiciones del inciso a, el factor de reducción por excentricidad y esbeltez se determinará como el menor entre el que se especifica en el inciso a, y el que se obtiene con la ecuación siguiente

Por lo tanto, el factor se evaluará con:

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

Donde:

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

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

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

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

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

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

Para la carga vertical resistente (P_R)

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



PLANTA ALTA REVISIÓN DE MUROS POR CARGAS PERMANENTES

MURO	LONGITUD	AREA TRIBUTARIA m ²	C.S. (Carga permanente)	F.C.	CARGA VERTICAL ACTUANTE		K	FE	FR	Carga vertical resistente (Ton)
					P (Ton)	PU (Ton)				
A	2.150	2.650	0.967	1.400	2.563	3.588	1.00	0.92	0.60	27.69
B	1.620	2.070	0.967	1.400	2.002	2.802	1.00	0.92	0.60	21.63
C	3.150	9.050	0.967	1.400	8.751	12.252	0.80	0.92	0.60	94.57
D	1.500	1.560	0.967	1.400	1.509	2.112	1.00	0.92	0.60	16.30
E	0.930	1.530	0.967	1.400	1.480	2.071	1.00	0.92	0.60	15.99
F	0.700	1.460	0.967	1.400	1.412	1.977	1.00	0.92	0.60	15.26
G	2.050	4.640	0.967	1.400	4.487	6.282	0.80	0.92	0.60	48.49
H	3.150	2.480	0.967	1.400	2.398	3.357	1.00	0.92	0.60	25.91
I	3.300	7.390	0.967	1.400	7.146	10.005	0.80	0.92	0.60	77.22
J	2.150	3.170	0.967	1.400	3.065	4.292	1.00	0.92	0.60	33.13
K	0.870	1.720	0.967	1.400	1.663	2.329	1.00	0.92	0.60	17.97
L	2.000	3.710	0.967	1.400	3.588	5.023	0.80	0.92	0.60	38.77
M	1.150	1.470	0.967	1.400	1.421	1.990	1.00	0.92	0.60	15.36
N	1.150	1.470	0.967	1.400	1.421	1.990	1.00	0.92	0.60	15.36
O	1.700	4.050	0.967	1.400	3.916	5.483	0.80	0.92	0.60	42.32
P	0.670	1.240	0.967	1.400	1.199	1.679	1.00	0.92	0.60	12.96
Q	3.300	6.390	0.967	1.400	6.179	8.651	0.80	0.92	0.60	66.77
R	2.000	3.800	0.967	1.400	3.675	5.144	0.80	0.92	0.60	39.71
S	1.300	0.420	0.967	1.400	0.406	0.569	1.00	0.92	0.60	4.39
T	2.900	3.440	0.967	1.400	3.326	4.657	1.00	0.92	0.60	35.95
U	2.000	1.090	0.967	1.400	1.054	1.476	1.00	0.92	0.60	11.39
V	1.250	3.370	0.967	1.400	3.259	4.562	1.00	0.92	0.60	35.22

De acuerdo con los resultados la carga resistente > que la carga ultima, por lo tanto, el espesor de los muros es adecuado por carga vertical.



PLANTA BAJA REVISIÓN DE MUROS POR CARGAS PERMANENTES										
MURO	LONGITUD	AREA TRIBUTARIA m ²	C.S. (Carga permanente)	F.C.	CARGA VERTICAL ACTUANTE		K	FE	FR	Carga vertical resistente (Ton)
					P (Ton)	PU (Ton)				
1	2.15	3.44	0.568	1.400	1.954	2.735	1.00	0.92	0.60	35.95
2	3.15	9.79	0.568	1.400	5.561	7.785	0.80	0.92	0.60	102.30
3	2.90	6.21	0.568	1.400	3.527	4.938	1.00	0.92	0.60	64.89
4	3.30	7.78	0.568	1.400	4.419	6.187	0.80	0.92	0.60	81.30
5	3.15	4.11	0.568	1.400	2.334	3.268	1.00	0.92	0.60	42.95
6	2.15	2.16	0.568	1.400	1.227	1.718	1.00	0.92	0.60	22.57
7	3.20	2.72	0.568	1.400	1.545	2.163	1.00	0.92	0.60	28.42
8	2.00	3.95	0.568	1.400	2.244	3.141	0.80	0.92	0.60	41.28
11	3.30	3.57	0.568	1.400	2.028	2.839	0.80	0.92	0.60	37.31
12	1.68	3.30	0.568	1.400	1.874	2.624	0.80	0.92	0.60	34.48
13	0.75	1.49	0.568	1.400	0.846	1.185	1.00	0.92	0.60	15.57
14	2.00	1.12	0.568	1.400	0.636	0.891	0.80	0.92	0.60	11.70
15	2.90	3.44	0.568	1.400	1.954	2.735	1.00	0.92	0.60	35.95
16	1.68	4.50	0.568	1.400	2.556	3.578	0.80	0.92	0.60	47.02
17	0.68	0.65	0.568	1.400	0.369	0.517	1.00	0.92	0.60	6.79
18	0.68	0.65	0.568	1.400	0.369	0.517	1.00	0.92	0.60	6.79
19	1.25	0.60	0.568	1.400	0.341	0.477	1.00	0.92	0.60	6.27

De acuerdo con los resultados la carga resistente > que la carga ultima, por lo tanto, el espesor de los muros es adecuado por carga vertical.



CAPÍTULO V

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACION



DISEÑO DE CIMENTACIÓN

La cimentación debe ser capaz de transmitir al terreno de apoyo todas las cargas de la estructura, en condiciones tales que ésta cumpla con los requisitos de seguridad y de servicio que la buena ingeniería y las normas reglamentarias demandan. Para satisfacer estos requisitos el diseño de la cimentación debe responder, de manera racional, a las siguientes cuestiones.

- ¿Qué tipo de cimentación es la más apropiada para la estructura y para el terreno en que se apoya, sea éste constituido por rocas, por suelos o por una combinación de ambos?
- ¿Qué forma y dimensiones deben darse a la cimentación elegida para que las deformaciones del terreno bajo la acción de las cargas aplicadas no produzcan desplazamientos excesivos que dañen a la estructura o a edificaciones colindantes?
- ¿Cómo llevar a cabo la construcción de la cimentación para que se cumplan los objetivos establecidos por el diseño sin inducir desplazamientos que dañen o pongan en peligro de colapso a instalaciones o construcciones colindantes, a la vez que permitan realizar la construcción en el menor tiempo posible?

La práctica del diseño y construcción de cimentaciones requiere de un conocimiento básico de la estratigrafía y propiedades físicas de las rocas o suelos del sitio de la



obra. Este conocimiento cualitativo y cuantitativo, auxiliado por métodos analíticos, permite predecir, con razonable aproximación práctica, el comportamiento de las cimentaciones durante y después de su construcción. Éste es el campo de interés de la geotecnia aplicada, que a su vez requiere del apoyo de los principios de la geología para comprender los fenómenos naturales que dieron origen a la formación de los materiales que constituyen el terreno de apoyo de la cimentación; fenómenos de cuya acción pasada dependen la textura y la estructura que hoy exhiben esos materiales, las cuales, a su vez, determinan las características y las propiedades físicas de las que penderá el comportamiento futuro de las cimentación particular de que se trate. De aquí la importancia que tiene para la ingeniería civil conocer los conceptos básicos de la geología y de la geotecnia, a un nivel adecuado que le permita identificar, comprender y resolver problemas prácticos de la ingeniería de cimentaciones, cualquiera que sea su campo de actividad profesional; puesto que, cualquier tipo de obra en la que participe tendrá que estar apoyada en algún punto de la corteza terrestre.

Se acostumbra clasificar las cimentaciones en dos grupos: las someras y las profundas, según se apoyen directamente en los estratos cercanos a la superficie o transmitan las cargas a capas profundas del suelo. Aunque no existe un límite definido de profundidad que distinga a cada uno de estos grupos, se conviene en incluir en cada uno de ellos los siguientes tipos de soluciones constructivas, que se enumeran en la tabla 5.1. Los esquemas de la (Fig. 5.1) ilustra el tipo de cimentaciones comúnmente usados en la práctica.

Tabla 5.1 Tipos de Zapatas

SOMERAS	Zapatas aisladas o continuas Losas planas o nervuradas Cajones
PROFUNDAS	Pilotes Pilas

Suelen emplearse también combinaciones de ambos grupos.

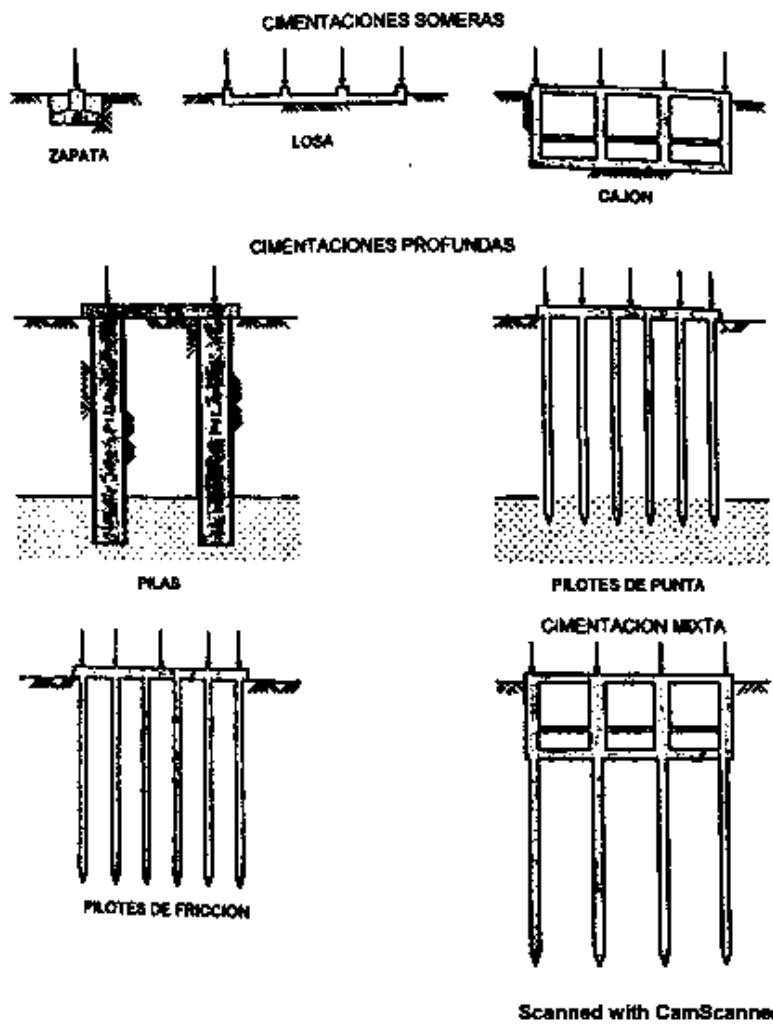


Fig. 5.1 Tipos de cimentación comúnmente empleados



DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes, etc.) requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señalada en la sección 3.1. De las NTC para el diseño de cimentación.

Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras suelo– estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, deberán evaluarse tomando en cuenta la rigidez y la resistencia de la estructura y de los suelos de apoyo.

Las presiones de contacto consideradas deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura–superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

a) Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.

b) Que los hundimientos diferenciales inmediatos más diferidos con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las presentes Normas (tabla 3.1).

c) Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura–superestructura sean aceptables en términos de las presentes Normas.

La distribución de esfuerzos de contacto podrá determinarse para las diferentes combinaciones de solicitaciones a corto y largo plazos, con base en simplificaciones e hipótesis conservadoras o mediante estudios explícitos de interacción suelo–estructura.

Tabla 3.1 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación¹

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto		Límite
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	5 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	2.5 cm
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	15 cm
Emersión:	Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	15 cm
Velocidad del componente diferido		1 cm/semana
b) Inclinación media de la construcción		
Tipo de daño	Límite	Observaciones
Inclinación visible	$100 / (100 + 3h_c)$ por ciento	h_c = altura de la construcción en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento	En dirección longitudinal
c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas		
Tipo de estructuras	Variable que se limita	Límite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0.004
Muros de carga de tabique de barro o bloque de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.001
		Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desligados de los muros.
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015



LOSA DE CIMENTACIÓN

1. CÁLCULO DE LA DESCARGA TOTAL DE LA CIMENTACIÓN.

$$P_T = P + W_s$$

Donde:

P_T = Descarga total

P = Descarga de la superestructura

W_s = Peso de la cimentación

$$W_s = \frac{P}{A}$$

P = Descarga de la superestructura

A = Ancho de la viga (T/m)

La construcción se ubica en la ciudad de Uruapan Michoacán, el tipo de terreno fue una toba neolítica.

De acuerdo con el estudio de mecánica de suelos se proponen zapatas corridas de cimentación.

γ_c	2.4 Ton/m ³
γ_s	1.3 Ton/m ³
q_r	20.0 Ton/m ³

Donde:

γ_c = Peso volumétrico del material de la zapata

γ_s = Peso volumétrico del suelo

q_r = esfuerzo de diseño de terreno

D_f = profundidad de la cimentación



Condición de cortante

$$\Gamma = \frac{P}{A}$$

$$\Gamma_{\text{ACTUANTE}} \leq q_r \text{ RESISTENTE}$$

P = Descarga de la súper estructura	
$W_{\text{MUROS ENTREPISO}} =$	1.10 T/m
$W_{\text{MUROS P/BAJA}} =$	1.35 T/m
$W_{\text{PRETIL}} =$	0.23 T/m
$W_{\text{TINACO}} =$	0.058 T/m
$W_{\text{LOSA AZOTEA}} =$	0.967 T/m
$W_{\text{LOSA ENTREPISO}} =$	0.568 T/m
P = 4.273 T/m	

$$\Gamma = \frac{4.273 \text{ T/m}}{40.58 \text{ m}^2}$$

$$\Gamma = 0.1053 \text{ T/m}^3$$

$$\Gamma = 0.1053 \leq q_r = 20.0$$

Por lo tanto, si cumple con la condición.

$$P_T = P + W_s$$

$$W_s = \frac{264.33 \text{ T}}{9.75 \text{ m}}$$

$$W_s = 27.11 \text{ T/m}$$

$$P_T = 4.273 \text{ T/m} + 27.11 \text{ T/m}$$

$$P_T = 31.38 \text{ T/m}$$



- LOSA DE CIMENTACION

Fórmula para el momento último:

$$M_U = (F.C) \times (W) \times (Coef.) \times (10^{-4}) \times (a_1^2)$$

Donde:

F.C = 1.4 CARGA PERMANENTE

F.C = 1.1 CARGA PERMANENTE + ACCIDENTAL

W = 4.273 Ton/m²

Coef. = De la Tabla 6.2 RDF y con la fórmula $m = \frac{a_1}{a_2}$ para cada tablero. Tabla 5.2

a_1 = Claro corto

a_2 = Claro largo

CASO I = Losa colada monolíticamente

Tabla 5.2 Relación de lados corto a largo para la tabla 6.1 de las NTC del RCDF

TABLERO	a_1 EJE A EJE	a_2 EJE A EJE	$m = \frac{a_1}{a_2}$
1	3.20	4.30	0.74
2	2.90	3.15	0.92
3	3.65	3.15	1.16
4	1.15	3.25	0.35
5	2.00	2.75	0.73
6	1.25	4.05	0.31
7	2.90	3.30	0.88
8	1.30	2.00	0.65



ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA LOSA DE CIMENTACION

TABLERO		MOMENTO	CLARO	COEF.	a1²	MU	MU ajustado	S. Var # 3/8''	
1	DE EXTREMO TRES BORDES DISCONTINUOS UN LADO LARGO CONTINUO	NEGATIVO EN BORDE CONTINUO	CORTO	778.00	10.24	4.766	3.335	50cm	
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	298.00	10.24	1.825		50cm	
			LARGO	220.00	10.24	1.348		50cm	
		POSITIVO	CORTO	586.00	10.24	4.273		50cm	
LARGO	430.00		10.24	2.634		50cm			
2	DE BORDE UN LADO CORTO DISCONTINUO	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	348.60	8.41	1.754	3.335	50cm	
			LARGO	320.20	8.41	1.611	1.308	50cm	
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	LARGO	202.80	8.41	1.020		50cm	
			POSITIVO	CORTO	160.20	8.41	0.806		50cm
LARGO	129.00	8.41		0.649		50cm			
3	DE ESQUINA DOS LADOS ADYACENTES DISCONTINUOS	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	390.20	9.92	2.316	1.842	50cm	
			LARGO	373.60	9.92	2.218	1.996	50cm	
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	231.40	9.92	1.374		50cm	
			LARGO	212.40	9.92	1.261		50cm	
POSITIVO	CORTO	192.00	9.92	1.140		50cm			
	LARGO	138.80	9.92	0.824		50cm			
4	DE BORDE UN LADO CORTO DISCONTINUO	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	686.50	1.32	0.543	1.842	50cm	
			LARGO	441.10	1.32	0.349		50cm	
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	LARGO	407.40	1.32	0.000	0.000	0.000	50cm
			POSITIVO	CORTO					50cm
LARGO	149.80	1.32		0.119		50cm			
5	DE BORDE UN LADO LARGO DISCONTINUO	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	436.20	4.00	1.044	0.906	50cm	
			LARGO	401.40	4.00	0.961	0.808	50cm	
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	273.10	4.00	0.653		50cm	
			POSITIVO	CORTO	229.30	4.00	0.549		50cm
LARGO	137.10	4.00		0.328		50cm			
6	DE BORDE UN LADO CORTO DISCONTINUO	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	731.40	1.56	0.684	0.906	50cm	
			LARGO	449.66	1.56	0.420	0.479	50cm	
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	LARGO	283.84	1.56	0.265		50cm	
			POSITIVO	CORTO	443.38	1.56	0.414		50cm
LARGO	156.06	1.56		0.146		50cm			
7	DE ESQUINA DOS LADOS ADYACENTES DISCONTINUOS	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	380.60	8.41	1.915		50cm	
			LARGO	366.80	8.41	1.845	1.083	50cm	
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	225.20	8.41	1.133		50cm	
			LARGO	209.20	8.41	1.052		50cm	
POSITIVO	CORTO	184.00	8.41	0.926		50cm			
	LARGO	138.40	8.41	0.696		50cm			
8	DE ESQUINA DOS LADOS ADYACENTES DISCONTINUOS	NEGATIVO EN BORDES INTERIORES	CORTO	500.50	1.69	0.506	0.782	50cm	
			LARGO	442.00	1.69	0.447		50cm	
		NEGATIVO EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	299.00	1.69	0.302		50cm	
			LARGO	242.00	1.69	0.245		50cm	
POSITIVO	CORTO	282.50	1.69	0.286		50cm			
	LARGO	144.00	1.69	0.146		50cm			



- MU ajustado para la losa de cimentación

En la distribución de momentos flexionantes entre tableros adyacentes se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

Cuando sean distintos los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes, 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 Tabla 5.3

Tabla 5.3 Rigidez en los tableros de la losa de cimentación

PLANTA DE CIMENTACION			
Fórmula $K = \frac{d^3}{a_1}; a_1 = \text{claro corto}$			
TABLERO	a1	d=15	K
1	320.00	3375	10.54
2	290.00	3375	11.64
3	315.00	3375	10.71
4	115.00	3375	29.35
5	200.00	3375	16.88
6	125.00	3375	27.00
7	290.00	3375	11.64
8	130.00	3375	25.96

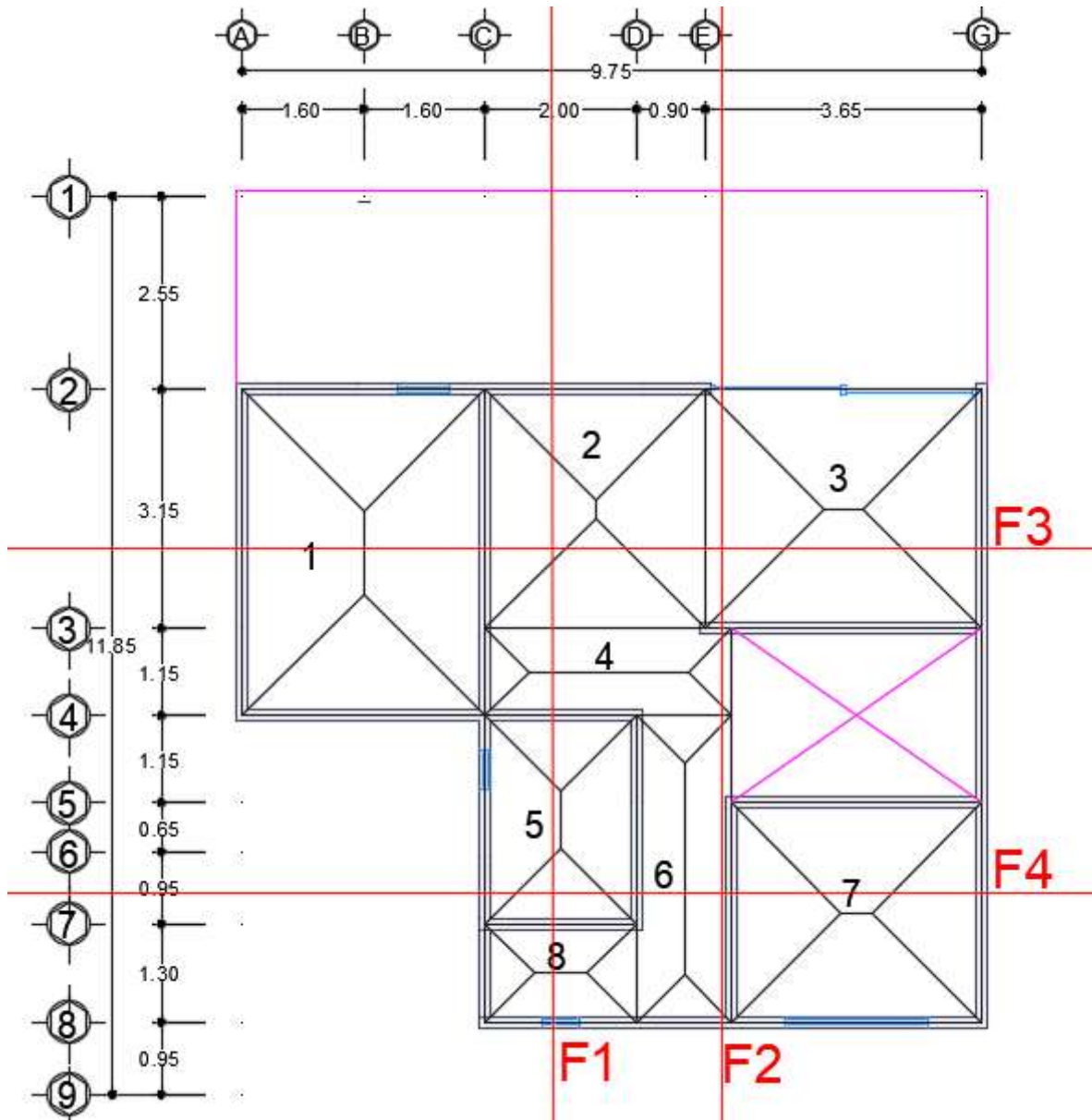
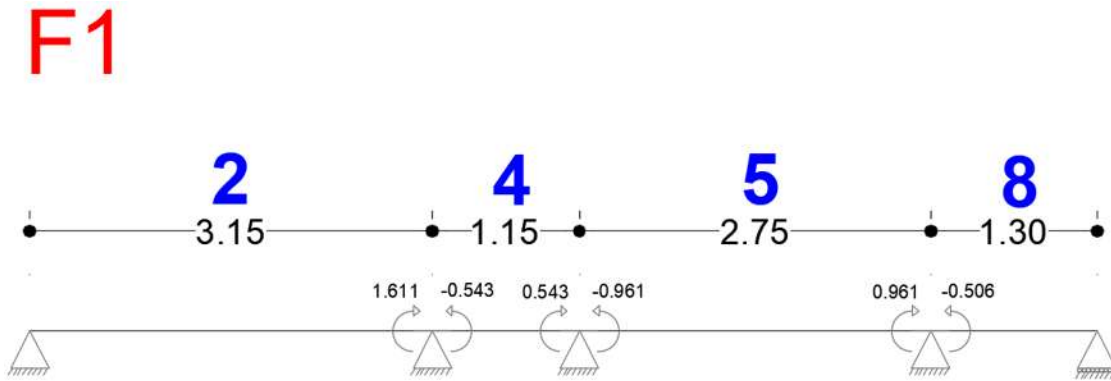


Figura 5.1 Distribución de tableros y franjas en la losa del primer nivel



Equilibrio de tableros adyacentes

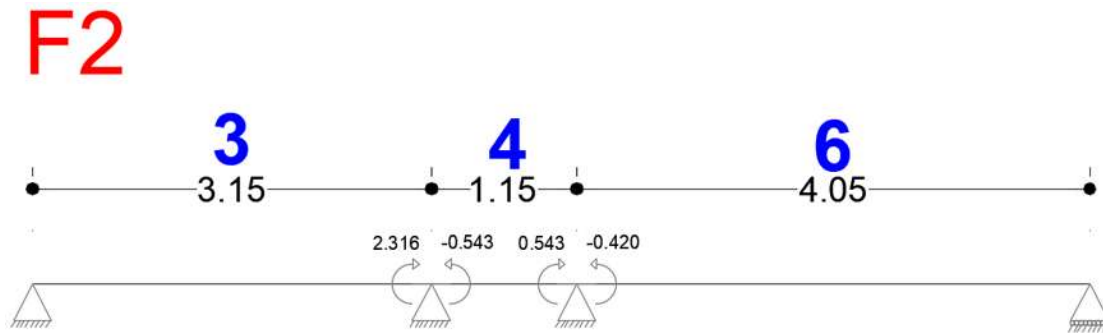
FRANJA 1 (Fig. 5.1)



k	11.640	29.350	29.350	16.880	16.880	25.960
fd	-0.284	-0.716	-0.635	-0.365	-0.394	-0.606
M_E	1.611	-0.543	0.543	-0.961	0.961	-0.506
M_D	1.068		-0.418		0.455	
1^a_{DIST}	-0.303	-0.765	0.265	0.153	-0.179	-0.276
M_O F	1.308	-1.308	0.808	-0.808	0.782	-0.782



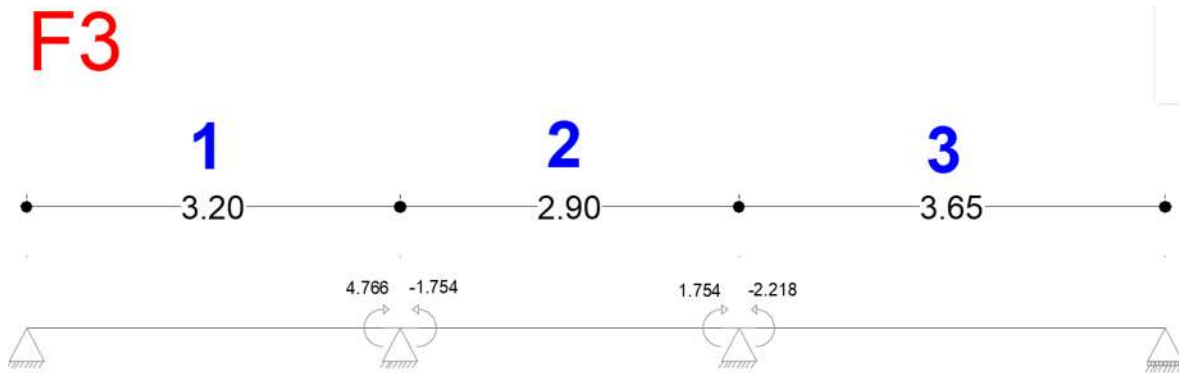
FRANJA 2 (Fig. 5.1)



k	10.710	29.350	29.350	27.000
fd	-0.267	-0.733	-0.521	-0.479
M_E	2.316	-0.543	0.543	-0.42
M_D	1.773		0.123	
1^a_{DIST}	-0.474	-1.299	-0.064	-0.059
M_o F	1.842	-1.842	0.479	-0.479

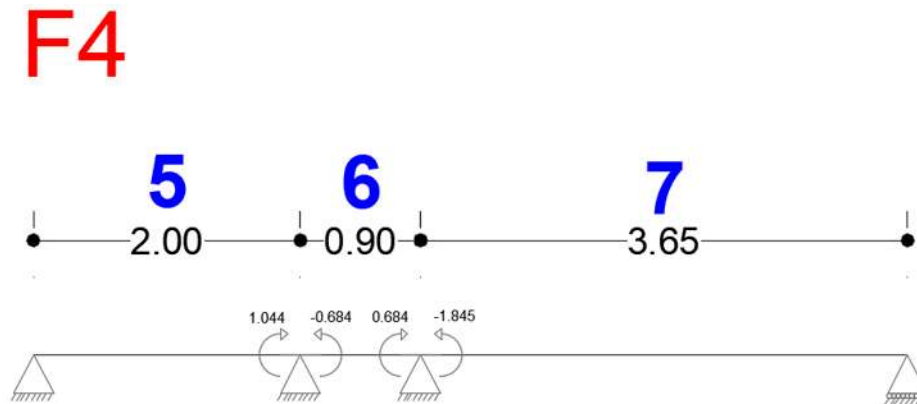


FRANJA 3 (Fig. 5.1)



k	10.540	11.640	11.640	10.710
fd	-0.475	-0.525	-0.521	-0.479
M_E	4.766	-1.754	1.754	-2.218
M_D	3.012		-0.464	
1^a_{DIST}	-1.431	-1.581	0.242	0.222
M_o F	3.335	-3.335	1.996	-1.996

FRANJA 4 (Fig. 5.1)



k	16.880	27.000	27.000	11.640
fd	-0.385	-0.615	-0.699	-0.301
M_E	1.044	-0.684	0.684	1.845
M_D	0.360		2.529	
1^a_{DIST}	-0.138	-0.222	-1.767	-0.762
M_o F	0.906	-0.906	-1.083	1.083



- Diseño de la cuantía de acero necesaria para la losa de cimentación.

Determinación del acero requerido por flexión.

MU_{max} = Momento mayor que se presenta en los tableros

Tablero I

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

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

$$MU_{max} = 4.273 \text{ N-m}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} \longrightarrow \rho < \rho_{min}$$

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{(4.273) \times (10^5)}{(100) \times (30^2)} = 18.99$$

$$A_s = (\rho) (b) (d)$$

$$A_s = (\rho) (100) (15)$$

$$\rho = 0.001 < \rho_{min}$$

ρ_{min} RIGE

El área de acero mínima, donde su principal función es el evitar agrietamientos, se determina de acuerdo a lo estipulado en el Art. 5.7 de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto reforzado, mediante las siguientes expresiones.

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

$$a_{s1} = \frac{660 * (15)}{4200 (15 + 100)}$$

$$a_{s1} = 0.0205 \text{ cm}^2/\text{cm}$$



Se diseña la losa para una franja de 1m de ancho

$$A_s = (0.0205) \times (100) = 2.05 \text{ cm}^2/m$$

Proponiendo varillas de 3/8'' $a_0 = 0.71$

$$S = \frac{100a_0}{A_s}$$

$$S = \frac{(100)(0.71)}{2.05}$$

$$S = 34.63 \text{ cm}$$

S_{max} es la separación máxima permitida para colocar las varillas de acero. La separación de refuerzo por cambios volumétricos no debe exceder de 500mm ni de $3.5X_1$

$$S_{max} \leq \begin{cases} 2.5 X_1 = (3.5) \times (15) = 52.5 \text{ cm} \\ 50\text{cm por lo tanto } \mathbf{RIGE} \end{cases}$$

Por lo tanto, se colocarán varillas de 3/8'' a cada 50 cm en ambas direcciones.

- Revisión por cortante del peralte propuesto

De acuerdo a las NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto, 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 calculara con la expresión:

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



Datos:

$$a_1 = 3.20 \text{ m}$$

$$a_2 = 4.30 \text{ m}$$

$$d = 0.15 \text{ m}$$

$$w = 4.273 \text{ Ton/m}^2$$

$$V = \left(\frac{3.20}{2} - 0.15 \right) \left(0.95 - 0.5 \frac{3.20}{4.30} \right) 4.273$$

$$V = 3.58 \text{ Ton}$$

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

FR = Factor de resistencia cortante

FR = 0.8 Para cortante y torsión

$$fc^* = (250) (0.80) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

VCR = Fuerza cortante que toma el concreto

Vu = Fuerza cortante de diseño

$$VCR = 0.5 FR bd \sqrt{fc^*}$$

$$VCR = (0.5)(0.8)(100)(15)(\sqrt{200}) = 8485.28 \text{ kg} = 8.485$$

$$Vu = 1.4 (3.58) = 5.012 \text{ Ton}$$

$$\mathbf{Vu < VCR; 5.012 < 8.485 \text{ Ton}}$$

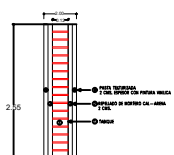
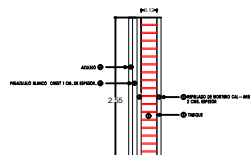
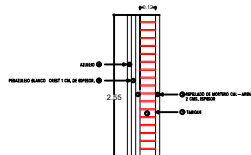
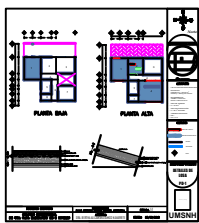
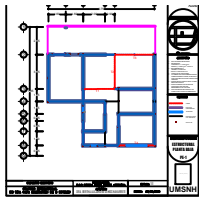
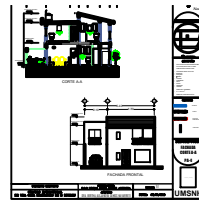
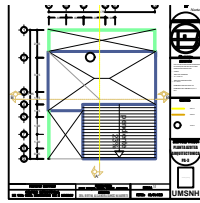
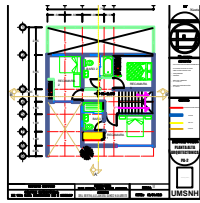
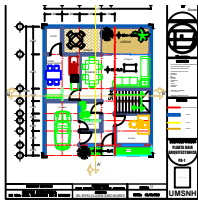
Nota: Por lo tanto, el peralte es adecuado.



CAPÍTULO V

PLANOS ESTRUCTURALES

[PLANOS.pdf](#)





CONCLUSIONES

A lo largo del trabajo de tesis se establecieron los criterios mínimos que se deben tomar en cuenta para el cálculo y diseño estructural de una casa habitación, principalmente a base de muros de mampostería de carga confinados por dadas y estribos, y losas de concreto reforzado. Se observó la importancia que tienen el análisis y diseño estructural ya que con un buen estudio garantizamos un eficiente comportamiento de la estructura durante su vida útil.

El trabajo nos ayudó a desarrollar un mejor criterio sobre el comportamiento de los elementos estructurales, entender cómo trabajan y cuáles son las consideraciones que se deben tener en mente en el proceso del cálculo estructural (trabes, losas, muros, cimentaciones), para entender en su conjunto el sistema estructural. Comprendiendo mejor los conocimientos obtenidos durante mi formación profesional, con lo cual se presentaron soluciones a una problemática, en este caso del cálculo estructural de una casa habitación.

El ingeniero civil debe de tener en cuenta como deber profesional la prioridad de construir estructuras confiables y sustentables.



GLOSARIO

A	Ancho de la viga (T/m)
A_{SMIN}	Área mínima de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares, cm^2 (mm^2).
a_1, a_2	Respectivamente, claros cortos y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata, m.
a_s	Área transversal de una barra, cm (mm).
a_{s1}	Área transversal del refuerzo por cambios volumétricos, por unidad de ancho de la pieza, cm^2/cm (mm^2/mm).
D	Peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema de compresión, cm (mm).
Df	Profundidad de la cimentación
E_c	Módulo de la elasticidad del concreto del peso normal, kg/cm^2 (Mpa).
FE	Factor de reducción.
F_R	Factor de resistencia.
$f_c`$	Resistencia especificada del concreto a compresión.
$f_c``$	Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión, kg/cm^2 (Mpa).
f_c^*	Resistencia nominal del concreto a compresión, kg/cm^2 .
f_y	Esfuerzo especificado de fluencia del acero de esfuerzo de refuerzo, kg/cm^2 (Mpa).
Hm	Altura total del muro, cm (mm).
M	Momento flexionante que actúa en una sección, kg-cm (N-m).
M_R	Momento flexionante resistente de diseño, kg-cm (N-m).
M_U	Momento flexionante de diseño, kg-cm (N-m).



P	Descarga de la superestructura
P_T	Descarga total
Q	Factor de comportamiento sísmico
q_r	Esfuerzo de diseño de terreno
R_{AX}	Reacción con dirección en X
R_{AY}	Reacción con dirección en Y
S_{max}	Separación máxima permitida para colocar las varillas de acero
VCR	Fuerza cortante que toma el concreto
V_u	Fuerza cortante de diseño
x_1	Dimensión mínima del miembro, medida perpendicularmente al refuerzo por cambios volumétricos, cm (mm).
W_s	Peso de la cimentación
γ_c	Peso volumétrico del material de la zapata
γ_s	Peso volumétrico del suelo
Γ	Cortante



BIBLIOGRAFÍA

- DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS

Bazan Meli

Editorial: Limusa

- ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO

Gonzalez Cuevas y Fernandez Villegas

Editorial: Limusa

- MANUAL TÉCNICO DE CONSTRUCCIÓN

José Luis García Rivero

Editorial: Grupo FRAGA

- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES DISEÑO POR SISMO

Comisión Federal De Electricidad 2008

- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL

Luis Arnal Simón y Max Betancourt Suárez

Editorial: Trillas

- DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CASA HABITACIÓN

Gabriel O. Gallo Ortiz, Luis I. Espino Marquez y Alfonso E. Olvera Montes

Editorial: McGraw-Hill Interamericana

- NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. (RDF)

Gaceta oficial del distrito federal 2004



- INGENIERIA DE CIMENTACIONES, CONCEPTOS BASICOS DE LA PRÁCTICA.

Enrique Tamez González

Editorial: COPYRIGHT 2001