

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS
DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN
EDIFICIO DE MAMPOSTERÍA DE CUATRO
NIVELES”**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

ROBERTO CARLOS PÉREZ MENDEZ

ASESOR:

DR. FRANCISCO HURTADO SOTO

MORELIA, MICHOACÁN

NOVIEMBRE DEL 2008

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE MAMPOSTERÍA DE CUATRO NIVELES

INDICE

	PÁG.
I. INTRODUCCIÓN.....	1
II. OBJETIVOS.....	3
III. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO.....	5
IV. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES.....	13
a). Análisis de Cargas.....	20
b). Análisis y Diseño Estructural de losas.....	29
c). Análisis y Diseño Estructural de Vigas.....	59
V. DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA SUJETO A CARGAS VERTICALES.....	91
a). Método Detallado.....	104
VI. DISEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA.....	112
a). Método Estático.....	120
VII. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN.....	141
VIII. PLANOS ESTRUCTURALES.....	163
IX. CONCLUSIONES.....	173
X. BIBLIOGRAFÍAS.....	175

I.- INTRODUCCIÓN.

INTRUDUCCION

La explosión de la tecnología, una economía familiar ajustada y el cada vez más reducido espacio para la vivienda son un problema que sigue un acelerado ritmo en la vida cotidiana de la población a nivel mundial.

Esto es un problema que en nuestro país se ha venido presentando desde hace tiempo. Una manera de resolver en parte el problema de espacio y vivienda es la realización de espacios multi-familiares a base de estructuras reticulares y de póstera.

Esta práctica es más común en las grandes y medianas urbes poblacionales donde el espacio es uno de los principales problemas a resolver.

El tipo de construcción más común en nuestro país es la recia a base de elementos de póstera, esto se debe en parte a su bajo costo comparado con estructuras realizadas con otro tipo de materiales y se encuentran en el mercado con relativa facilidad en todas sus variantes lo que lleva a una construcción más accesible para la población.

En el análisis y diseño de una estructura sea esta una casa habitación o un edificio como el presentado en esta tesis y que esta destinado a funcionar como departamentos se debe de considerar que estará sujeta a ciertas cargas o sollicitaciones tanto por gravedad como por acciones accidentales y debe ser capaces de soportarlas.

El diseño estructural esta ligado a recomendaciones y normas dadas por los reglamentos. Estos documentos cambian con frecuencia a medida que se incorporan nuevos conocimientos y nuevas técnicas.

En este caso particular se utilizarán las Normas Técnicas Complementarias para diseño estructural especificadas por el Reglamento de Construcción del Distrito Federal por ser un documento actualizado y de uso común en México y por que el Reglamento del Estado de Michoacán permite utilizar estas normas en lo referente al Diseño Estructural en nuestra región.

El Diseño Estructural debe realizarse procurando no afectar el proyecto arquitectónico y tratando de tomar en cuenta los diferentes sistemas que actúan en conjunto con la estructura como pueden ser instalaciones en general, acabados, etc. Para con esto poder lograr un mejor funcionamiento de la estructura y de la obra en general en condiciones de servicio.

II.- OBJETIVOS.

OBJETIVO

El objetivo principal de esta tesis es presentar

- El análisis y diseño estructural del edificio que se describe en el capítulo III realizando previamente una estructuración adecuada del proyecto de tal manera que se logre una estructura segura y lo más económica posible de acuerdo con su destino.
- Realizar el análisis sísmico estático de la estructura para tener una solución más detallada de la resistencia de los muros sujetos a cargas laterales acorde con la importancia del edificio no obstante que cumple con los requisitos que especifica el Reglamento para usar el Método Simplificado.

III.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO

El presente proyecto es un edificio a base de muros de mampostería de tabique roto recocido con dadas y castillos y un sistema de entrepisos a base de losas planas macizas de concreto reforzado.

El proyecto arquitectónico se ha realizado procurando una correcta funcionalidad de las diferentes áreas que lo conforman respetando siempre los espacios mínimos para realizar las tareas cotidianas de una manera satisfactoria.

El proyecto arquitectónico contempla las condiciones de estacionamiento es decir un pabellón de guardaparqueos y un edificio que consta de cuatro niveles comunicados verticalmente a través de escaleras de acceso a cada entrepiso en los cuales se proyectan cuatro departamentos.

Cada departamento consta de las siguientes partes:

- Una estancia con un área de 11.5 m^2 .
- Un comedor con un área de 10.9 m^2 .
- Dos recámaras con un área de 9.2 m^2 cada una.
- Un baño completo con un área de 4.5 m^2 .
- Una cocina con un área de 5.5 m^2 .
- Un patio de servicio con un área de 4.5 m^2 .

En la planta de azotea se tendrá una pendiente del 2% para desalojar el agua pluvial y se dispondrá de ocho tinacos con una capacidad de 100 lts. cada uno para abastecer a los departamentos del edificio.

El edificio se construirá sobre un terreno con una superficie de 2000 m^2 el cual se encuentra ubicado en la población de Potrerillos Michoacán en el Municipio de Apatzingán y está delimitado al Norte con las poblaciones de Parácuaro al Sur con Tumbiscatío al este con La Huacana y al oeste con Aguililla.

IIIa. ESTRUCTURACION DEL EDIFICIO

La estructuraci3n de cada entrepiso se reali3o bas3ndose en losas 3c3as y 3igas de concreto reforzado con un $F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ 3a3oyados en 3uros de 3a3oster3 de tabi3ue ro3 recocido con 3inado con dalas y castillos con ob3eto de dar una 3 mayor ductilidad a la estructura.

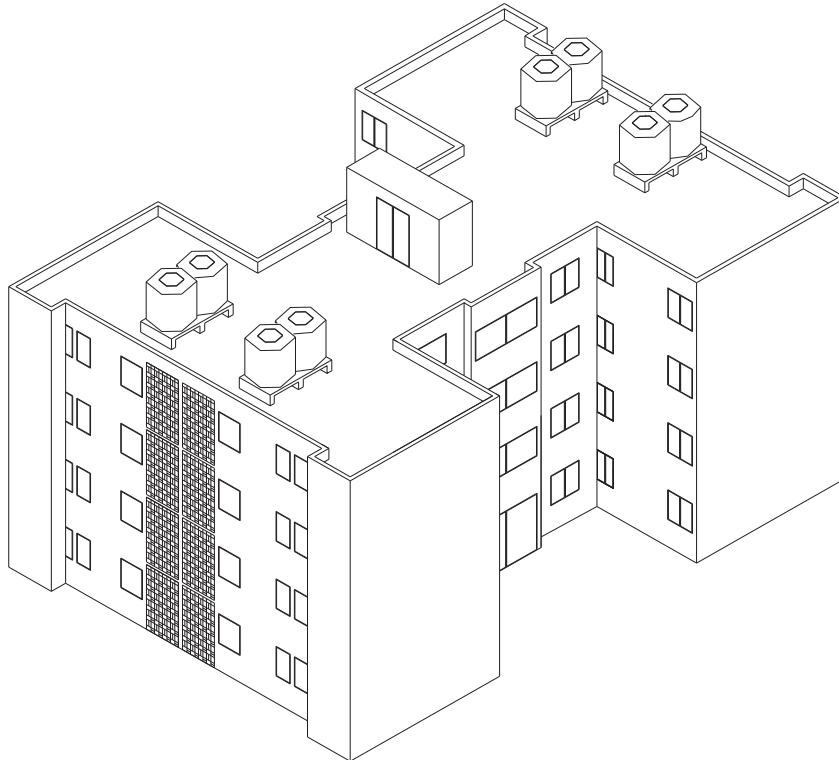
La escalera se 3royecto a base de ra33as de concreto re3or3ado y escalones 3or3ados de tabi3ue ro3 recocido.

La ci3entaci3n se dise3ara 3ara una ca3acidad de carga de acuerdo a lo indicado en el estudio de 3ec3nica de suelos.

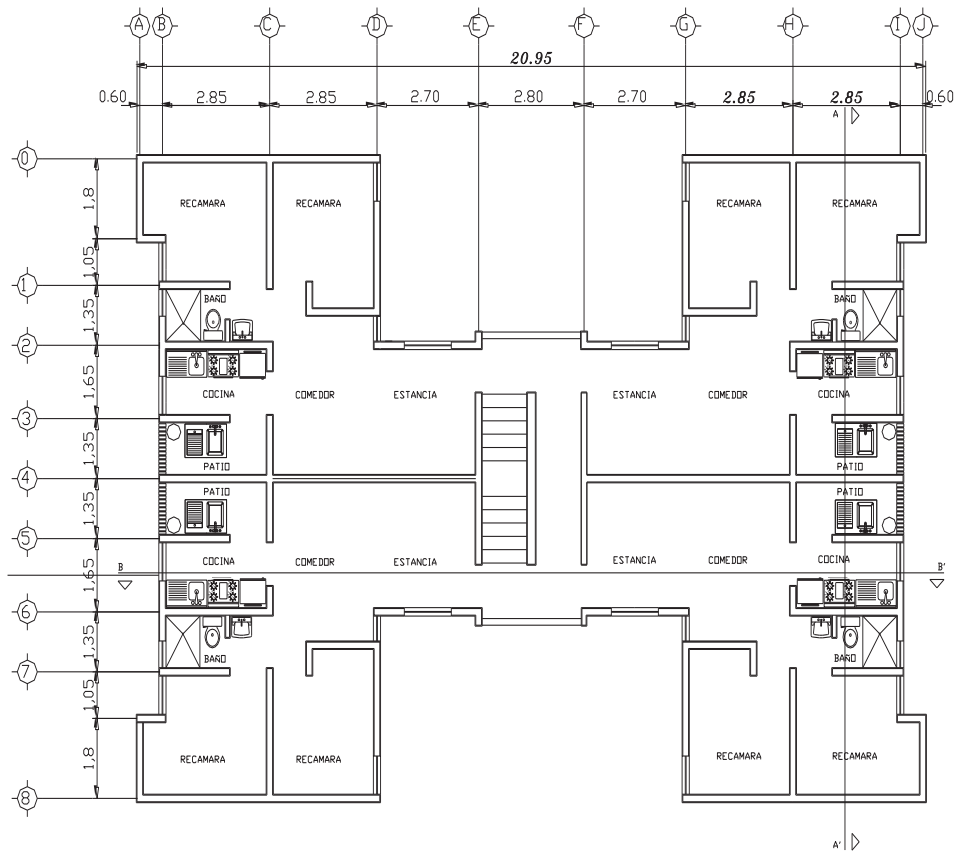
Se utili3aran 3a3atas corridas de concreto re3or3ado.

Las dalas y castillos se colocaran de acuerdo a lo indicado en el regla3ento.

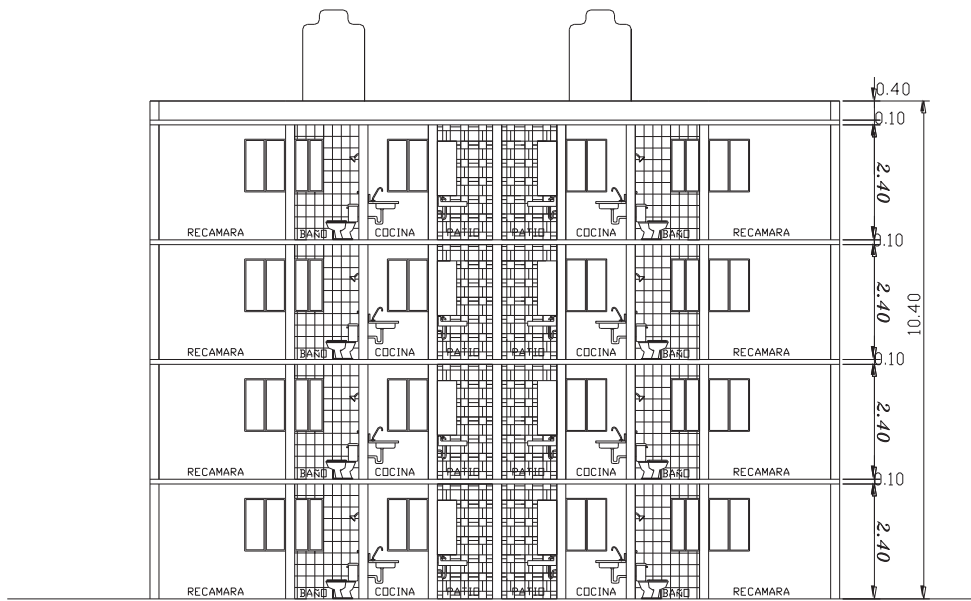
A continuaci3n se 3uestran los 3lanos ar3itect3nicos 3ue de3inen el 3royecto3



FACHADA PRINCIPAL



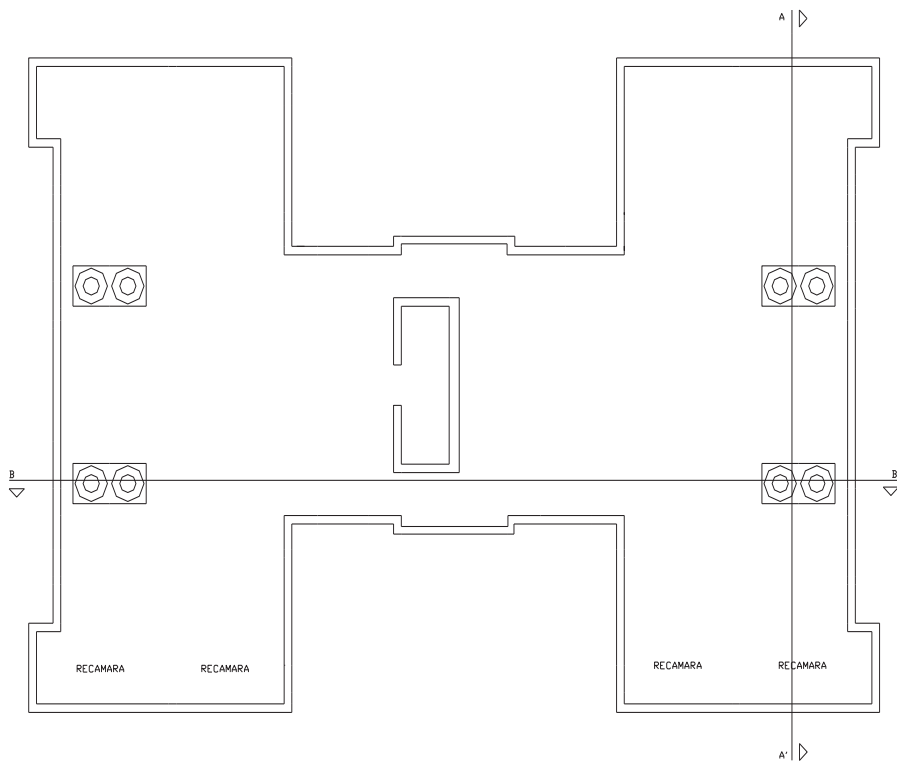
PLANTA BAJA Y PLANTA TIPO



CORTE A-A'



CORTE B-B'



PLANTA DE AZOTEA

IV.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES.

IV. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES

Solicitaciones que actúan en la estructura:

- **Carga Muerta.-** Es la solicitación debida al peso propio de la construcción incluyendo el peso de la estructura y el peso de los elementos no estructurales como pueden ser muros divisorios, pisos, acabados, etc. Por lo tanto la carga muerta es la principal acción permanente.

El Reglamento de Construcción del Distrito Federal es específica que en las losas de concreto se debe adicionar la suya de 20 kg/m^2 al peso propio que resulte de las dimensiones nominales de la losa. Cuando sobre la losa se coloque una carga muerta portero de peso nominal se incrementará también 20 kg/m^2 de manera que el incremento total será de 40 kg/m^2 . Se anexarán los pesos volumétricos reproducidos del Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán.
 - **Carga Viva.-** Es la solicitación debida al uso de la construcción incluye por lo tanto todo aquello que no tiene una posición fija. Se puede considerar como cargas fijas a los muebles, mercancías, personas, etc. Por lo que la carga fija es una acción variable que debe considerarse en el diseño.

El Reglamento de Construcción del Distrito Federal considera tres valores para la carga fija las cuales se muestran en la tabla que se anexará a esta tesis y se definen a continuación:
- **Carga Viva Máxima (W_m).**- Esta carga se deberá emplear en el diseño estructural de elementos sujetos a la acción de cargas verticales gravitacionales como en el cálculo de asentamientos inmediatos del suelo y en el diseño de las cimentaciones.
 - **Cargas Vivas Instantáneas (W_a).**- Estas se utilizarán para el diseño de estructuras cuando estén sujetas a la acción de sismos o del viento y cuando se reúnen condiciones de cargas que las desfavorables que la uniformemente repartida sobre el área.
 - **Carga Media (W).**- Esta se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos como el cálculo de flechas diferidas.

Cuando el efecto de la carga fija sea favorable para la estructura como en el caso de probables de flotación y volteo su intensidad se considera nula en toda su área.

- **Carga accidental.-** Este tipo de carga no se deben al funcionamiento normal de la estructura pero puede alcanzar valores muy significativos durante breves periodos de tiempo en la vida útil de la estructura. En esta clasificación se tienen el sismo y el viento principalmente.

A continuación se muestran las tablas de los pesos volumétricos de los materiales y para los valores de las cargas más unitarias reducidas del Reglamento del Estado de Michoacán y el Reglamento de Construcción del Distrito Federal

TABLAS: DE MATERIALES Y PESOS VOLUMÉTRICOS.

MATERIALES

PESOS VOLUMÉTRICOS

PIEDRAS NATURALES	Máximo ton/m ³	Máximo ton/m ³
Arcillas	2.00	0.00
Areniscas (cálizas y canteras) secas	2.00	0.00
	2.00	2.00
Basaltos (brazo de la etc.) secos	2.00	2.00
	2.00	2.00
Granito	0.2	2.0
Mármol (piedras calcáreas)	2.0	2.00
Riolita	2.00	2.00
Pizarra	2.00	2.00
Tetates	0.90	0.0
Tontles	0.00	0.00
Calizas	2.00	2.00

2. SUELOS	Máximo ton/m ³	Mínimo ton/m ³
Arena de grano de tamaño uniforme	2.00	0.00
Arena bien graduada	2.00	0.90
Arcilla típica del Valle de México	0.00	0.2
Caliche	2.00	0.0

PIEDRAS ARTIFICIALES Y MORTEROS	Máximo ton/m ³	Mínimo ton/m ³
Adobe	0.00	0.00
Argasa Fraguada	0.00	0.00
Cemento Portland fraguado	2.90	0.00
Concreto simple con agregados de peso normal	2.20	2.00
Concreto reforzado	2.00	2.20
Mortero de cal y arena	0.00	0.00
Mortero de cemento y arena	2.00	0.90
Ablanado de yeso	0.00	0.00
Tabique macizo cotto a mano	0.00	0.00
Tabique macizo prensado	2.20	0.00
Bloque hueco de concreto ligero	0.00	0.90
Bloque hueco de concreto intermedio	0.00	0.00
Bloque hueco de concreto pesado	2.20	2.00
Bloque de Vidrio para puros	0.20	0.00
Prismáticos para tragaluces	2.00	0.00
Vidrio plano	0.00	2.00

□ □ MADERA	Má □ □ o ton □ □ □	M □ ni □ □ o ton □ □ □
Ala □ □ o seco	0. □ 9	0. □ 9
Caoba saturada	□ .00	0. □ 0
Cedro blanco seco	0. □ □	0. □ 2
Cedro ro □ □ seco	0. □ □	0. □ 0
saturado	0. □ 0	0. □ 0
Oya □ □ el	0. □ □	0. □ □
Encino saturado	□ .00	0. □ 0
Pino saturado	□ .00	0. □ 0
Fresno seco	0.9 □	0. □ □
Ocote seco	0. □ 0	□ □ □
Pal □ □ a real seca	0. □ 0	0. □ 0
Roble blanco seco	0. □ 0	□ □ □
Roble ro □ □ o negro seco	0. □ 0	□ □ □
Roble □ □ otras es □ □ ecies) seco	0.9 □	0. □ □
□ □ RECUBRIMIENTOS	Má □ □ i □ □ o □ □ g □ □ □ □	M □ ni □ □ i □ □ o □ □ g □ □ □ □
A □ □ ule □ □	□ □	□ 0
Mosaico de □ □ asta	□ □	2 □
Granito □ 0 □ □ 0	□ □	□ □
Loseta as □ □ áltica o □ □ in □ □ ica	□ 0	□

Tabla 6.1 Cargas vivas unitarias, kN/m² (kg/m²)

Destino de piso o cubierta	W	W _L	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

¹ Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$\left(100 + \frac{420}{\sqrt{A}} ; \text{ en kg/m}^2 \right)$$

donde A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m, una carga de 5 kN (500 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 2.5 kN (250 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1 kN (100 kg) para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligero aquellos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 800 mm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

² Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$1.1 + \frac{8.5}{\sqrt{A}}$$

$$\left(110 + \frac{850}{\sqrt{A}} ; \text{ en kg/m}^2 \right)$$

donde A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m, una carga de 10 kN (1000 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, definidos como en la nota 1, se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 5 kN (500 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1.5 kN (150 kg) para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

³ En áreas de comunicación de casas de habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que en el inciso (a) de la tabla 6.1.

⁴ Para el diseño de los pretilas y barandales en escaleras, rampas, pasillos y balcones, se deberá fijar una carga por metro lineal no menor de 1 kN/m (100 kg/m) actuando al nivel de pasamanos y en la dirección más desfavorable.

⁵ En estos casos deberá prestarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativos a vibraciones.

⁶ Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios de la sección 2.2 la carga unitaria, W_m , que no será inferior a 3.5 kN/m^2 (350 kg/m^2) y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.

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

Adicionalmente, los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 1 kN (100 kg) en la posición más crítica.

⁸ Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga debida al granizo de 0.3 kN (30 kg) por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desague hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según la sección 3.4.

⁹ Para tomar en cuenta el efecto de granizo, W_m se tomará igual a 1.0 kN/m^2 (100 kg/m^2) y se tratará como una carga accidental para fines de calcular los factores de carga de acuerdo con lo establecido en la sección 3.4. Esta carga no es aditiva a la que se menciona en el inciso (i) de la tabla 6.1 y en la nota 8.

¹⁰ Más una concentración de 15 kN (1500 kg), en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

IV a.- ANÁLISIS DE CARGAS.

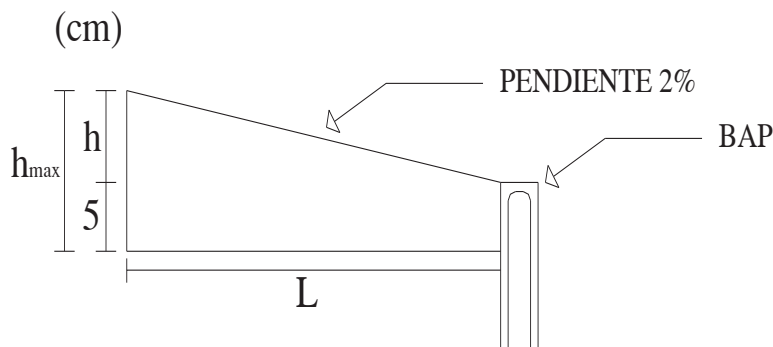
IVa. ANÁLISIS DE CARGAS UNITARIAS

CARGAS UNITARIAS

Sistema: Losa de concreto armado colada in situ con diferentes recubrimientos.

Losa de azotea: tendrá una losa horizontal con un relleno de teñate que permitirá una pendiente adecuada para el flujo de las aguas pluviales.

Altura promedio de relleno: Considerando una pendiente del 2% en una distancia de 20cm para la bajada de agua pluvial y un espesor mínimo del relleno es de 9.2cm se tiene lo siguiente:



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

$$h_{max} = 5 \text{ cm}$$

$$h_{ro} = \frac{h_{max}}{2}$$

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

$$h_{ro} = \frac{20(0.02)}{2}$$

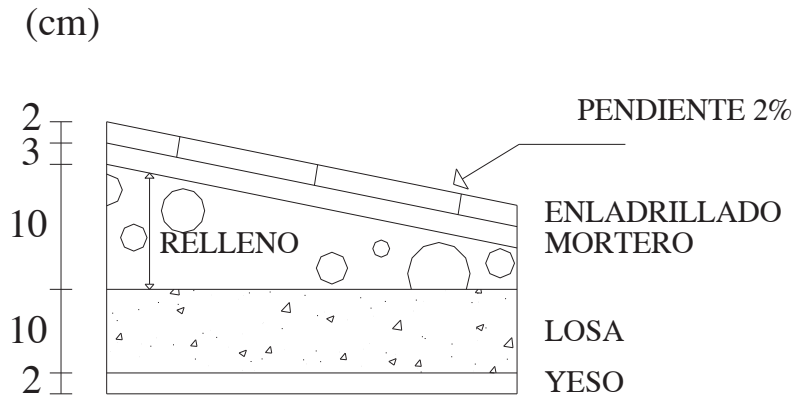
$$h_{ro} = 9.2 \approx 10 \text{ cm}$$

$$h_{ro} = \frac{L(2\%)}{2}$$

$$h_{ro} = \frac{L(2\%)}{2}$$

Análisis de cargas unitarias para losa de azotea.

Proporcionando una losa de azotea de un espesor de 10 cm del cuál se detallan los componentes.



Peso de la losa de azotea

Material	Espesor m	Peso Vol. t/m ³	Peso total t/m ²
Enladrillado	0.02	1.5	0.03
Mortero cem.-aren	0.03	2.1	0.063
Relleno tepetate	0.1	1.6	0.16
Losa de concreto	0.1	2.4	0.24
Recubrimiento yeso	0.02	1.5	0.03
Total			0.523 t/m ²

Carga muerta de losa de azotea = 0.523 t/m²

Cargas permanentes
 Carga muerta 0.2 t/m²
 Carga adicional 0.0 t/m²
 Carga viva 0.00 t/m²

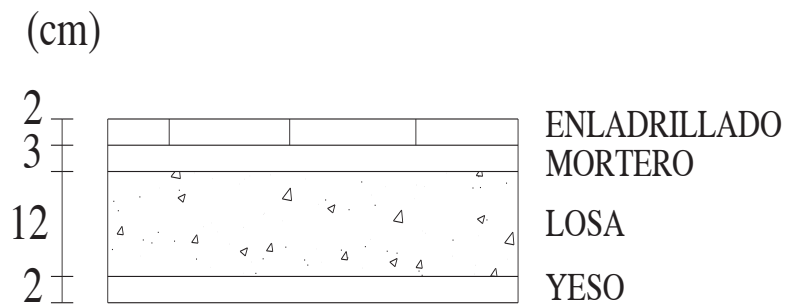
Cargas permanentes accidentales
 Carga muerta 0.2 t/m²
 Carga adicional 0.0 t/m²
 Carga viva 0.00 t/m²

Carga de servicio: 0.663 t/m²

Carga de servicio: 0.633 t/m²

Análisis de cargas unitarias para losa de entepiso.

El sistema de entrepiso será a base de losa aciá con un feralte no menor de 10 cm.
 Proponiendo un feralte total de losa de 22 cm el cuál reísare los posteriormente.



Peso de la losa de entre piso

Material	Espesor m	Peso. Vol. t/m ³	Peso total t/m ²
Mosaico	0.02	-	0.035
Mortero cem.-aren.	0.03	2.1	0.063
Losa de concreto	0.12	2.4	0.288
Recubrimiento yeso	0.02	1.5	0.03
Total			0.416 t/m ²

Carga muerta de losa de entre piso = 0.416 t/m²

Cargas permanentes

Carga muerta = 0.416 t/m²

Carga adicional = 0.0 t/m²

Carga viva = 0.0 t/m²

Carga de servicio: 0.626 t/m²

Cargas permanentes accidentales

Carga muerta = 0.416 t/m²

Carga adicional = 0.0 t/m²

Carga viva = 0.090 t/m²

Carga de servicio: 0.546 t/m²

La losa de los baños tendrá una diferencia de nivel entre pisos superiores con respecto al piso de 20 cm. Por lo que se debe aumentar el valor de la carga muerta con el peso total del relleno de tepetate

Material	Espesor m	Peso. Vol. t/m ³	Peso total t/m ²
Relleno de tepetate	0.2	1.6	0.32
CM			0.416 t/m ²
Total			0.736 t/m ²

Carga muerta de losa de entre piso para baños 0.000 t/m^2

Cargas permanentes

Carga muerta 0.000 t/m^2

Carga adicional 0.000 t/m^2

Carga viva 0.000 t/m^2

Carga de servicio: 0.946 t/m^2

Cargas permanentes accidentales

Carga muerta 0.000 t/m^2

Carga adicional 0.000 t/m^2

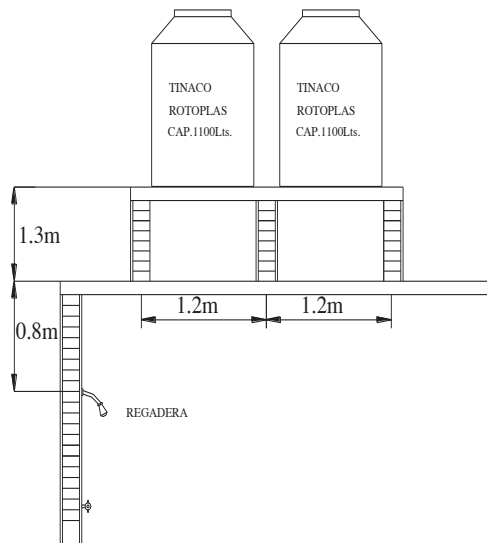
Carga viva 0.090 t/m^2

Carga de servicio: 0.866 t/m^2

Peso de los tinacos

Capacidad de los tinacos. Se usaran tinacos de 1100 litros hechos con un material de polipropileno con fibra de vidrio con un peso de 0.000 Ton.

Deben tener una resistencia de 2.0 sobre el hueco mas alto (Art. 11111 Capítulo VI N.T.C.).



La base del tinaco se construirá con tabique con un espesor de

0.20 t para un muro con recubrimiento de mortero por ambos lados.

La losa será de 0.20 de espesor sin relleno y un espesor plástico de 2.0 t por lo que tendrá un espesor de

0.20 t en una superficie de 2.00 m.

La base de los tinacos se apoyarán sobre el tablero V de cada departamento respectivamente en la losa de azotea.

Se analizará el peso total de los tinacos en una sola losa de azotea ya que el procedimiento será el mismo para los demás.

Muro (0.20 t) 0.20 t 0.09 Ton.

Losa (2.00 t) 0.20 t 0.90 Ton.

Tinaco 0.09 Ton.

Peso total 2.00 Ton.

La carga se distribuirá en tres muros de apoyo

0.20 t 0.00 Ton.

La carga por metro lineal de los muros de apoyo es

0.02 t 0.00 t

Distribución del peso del tinaco en el tablero V:

Tinaco (peso total del tinaco) / área del tablero

Tinaco (2.00 t) / 2.00 m

Tinaco 0.90 t/m²

Dado que las bases de los tinacos se apoyan sobre los tableros V se incrementarán las cargas de servicio para su diseño por cargas permanentes

tableros 0.00 t 0.90 t/m².

Calculo del peso de la escalera

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

Tendremos que subir a 2.00 con un fuste de 0.02 c.

Nº de escalones $= 2.00 / 0.02 = 100 \approx 100$ escalones

Calculo de la huella

$2 \times H$

Donde H = fuste del escalón

$H = 0.02$

H = huella del escalón

$H = 2 \times 0.02 = 0.04$

La huella es de

$H = 0.04$

Se tendrá un espesor de losa de 0.02 c.

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

Peso total de la escalera en columna e.

$P_{\text{total}} = P_{\text{columna}} + P_{\text{rampa}}$

$P_{\text{columna}} = P_{\text{columna}}$

$P_{\text{rampa}} = P_{\text{rampa}}$

Donde

$P_{\text{columna}} = P_{\text{columna}}$

P_{columna} = peso columnas

$P_{\text{rampa}} = P_{\text{rampa}}$

P_{rampa} = peso rampa

$P_{\text{columna}} = P_{\text{columna}}$

P_{columna} = peso columnas

Peso de la escalera

Material	Espesor m	Peso. Vol. t/m	Peso total t/m
Mosaico	0.02	-	0.035
Mortero cem.-aren.	0.03	2.1	0.063
Losa de concreto	0.12	2.4	0.288
Recubrimiento yeso	0.02	1.5	0.03
Escalones p/2	0.093	1.5	0.1395
Total			0.486 t/m

Carga muerta de losa de entrepiso $= 0.486 \text{ t/m}^2$

Cargas permanentes

Carga muerta 0.000 t/m^2

Carga adicional 0.000 t/m^2

Carga viva 0.000 t/m^2

Carga de servicio: 0.876 t/m^2

Cargas permanentes accidentales

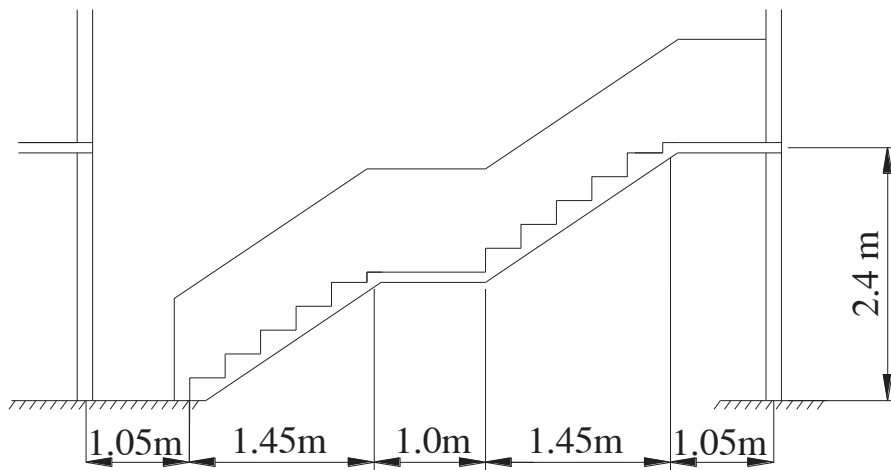
Carga muerta 0.000 t/m^2

Carga adicional 0.000 t/m^2

Carga viva 0.000 t/m^2

Carga de servicio: 0.676 t/m^2

Detalle en corte de la escalera



IV b.-ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS.

IVb. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS

Para nuestro proyecto usaremos lasas en dos direcciones (Periferalmente Apoyadas). Este tipo de lasas están apoyadas sobre vigasuros en sus cuatro lados. Una característica estructural de lasas apoyadas es que su rigidez efectiva es mucho mayor que la rigidez efectiva de la losa.

Para el análisis y diseño de las lasas periferalmente apoyadas se utilizará el Método de los Coeficientes del Reglamento del Distrito Federal este método contempla lasas coladas monolíticamente con los apoyos y lasas no coladas monolíticamente.

Los momentos de diseño se calculan haciendo uso de tablas bajo las siguientes limitaciones:

- a. Los tableros son arbitrariamente rectangulares.
- b. La distribución de las cargas es arbitrariamente uniforme en cada tablero.
- c. Los momentos de diseño negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 10% del menor de ellos.
- a. La relación entre carga viva y carga muerta no es mayor de 2.0 para lasas monolíticas con sus apoyos ni mayor de 1.5 en otros casos.

En el diseño de lasas de concreto reforzado regirá la condición de las acciones permanentes para su diseño se consideran que las cargas actúan uniformemente distribuida sobre el área del tablero.

Se presentará solamente el análisis y diseño de los coeficientes de una de las lasas tanto en aboteya como en entreiso respectivamente pues el procedimiento es el mismo para todas ellas.

A continuación se muestra la tabla para la obtención de los coeficientes obtenida de la tabla 10 de N.T.C. para concreto y el plano arquitectónico que representa la distribución de tableros y franjas en las lasa de aboteya.

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

Tablero	Momento	Clase	Relación de lados corto a largo, $\beta_1 = \alpha_1/\alpha_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		1.0			
			I ²	II ¹	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
Interior Todos los bordes continuos	Neg. en bordes intenciones	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	Positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	168	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 intenciones	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 borde dis. intenciones	corto	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
		largo	630	668	329	336	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
De borde Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes intenciones	corto	1060	1143	583	624	514	458	453	481	397	420	346	364	297	311
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	386	315	346
	Neg. en borde dis. intenciones	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
		largo	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes intenciones	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	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
Extremo Tres bordes discontinuos un lado lar- go continuo	Positivo	corto	751	912	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
	Neg. en borde cont. intenciones	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
Extremo Tres bordes discontinuos un lado cor- to continuo	Positivo	corto	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540
		largo	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520
	Neg. en borde cont. intenciones	corto	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710
		largo	330	0	230	0	230	0	230	0	230	0	230	0	230	0
Atalado Cuatro lados discontinuos	Positivo	corto	1100	1670	960	1090	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
	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	350	0	330	0	470	0	450	0	380	0	350	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0

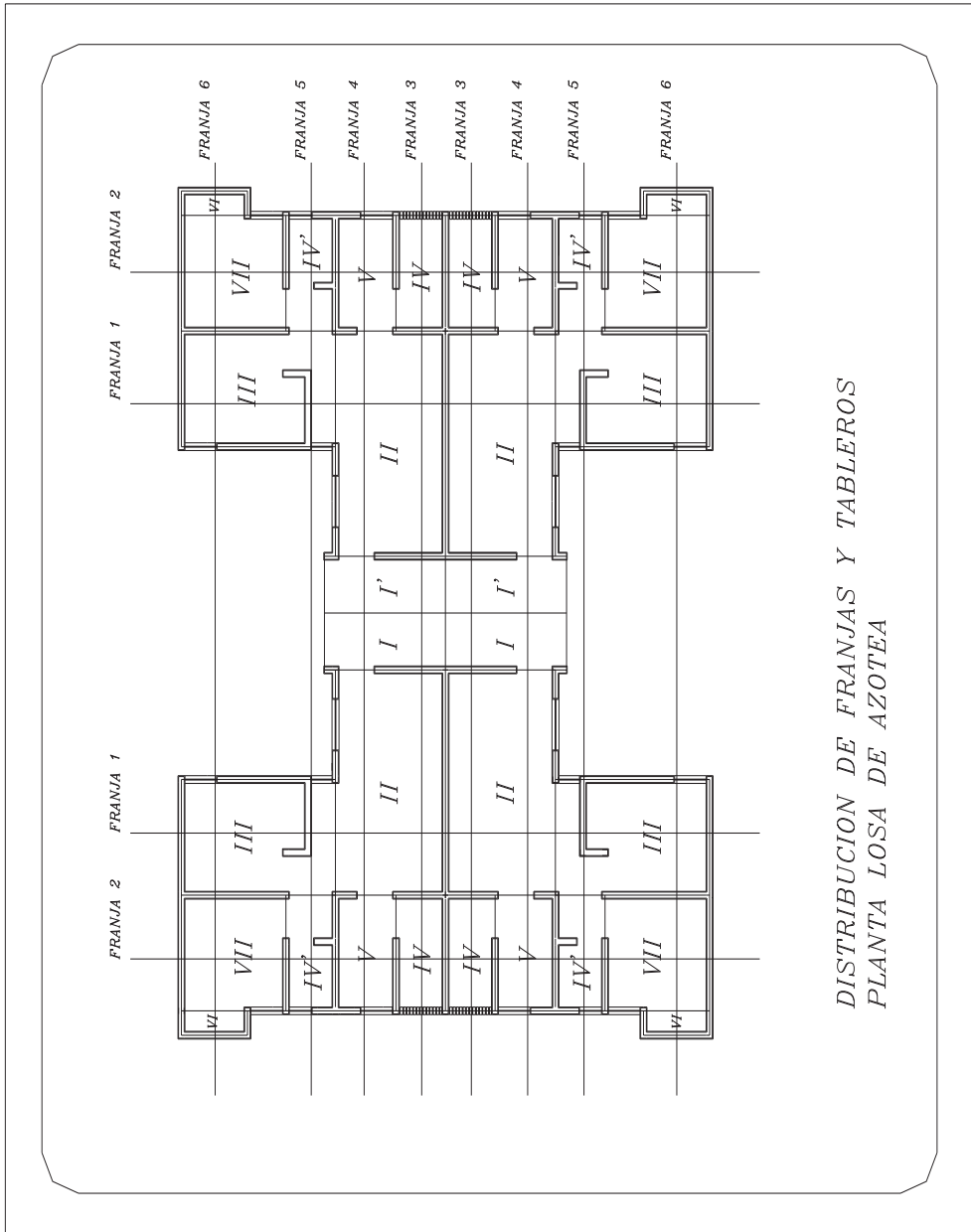
¹ Para las franjas externas multiplíquense los coeficientes por 0.60.

² Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

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

Los coeficientes multiplicados por $10^{-4} w \alpha_1^2$, dan momentos flexionantes por unidad de ancho, si w está en kg/m^2 (kN/m^2) y α_1 en m, el momento da en kg-m/m ($\text{kN-m/m} = 10^4 \text{ N-mm/m}$)

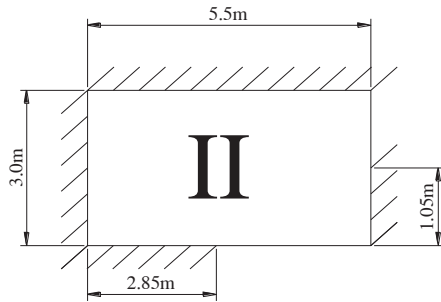
Para el caso I, α_1 y α_2 pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.



DISTRIBUCION DE FRANJAS Y TABLEROS
PLANTA LOSA DE AZOTEA

Análisis de la losa de azotea por el Método de los Coeficientes (colada monolíticamente).

Peralte de la losa (para tablero (as desahorable) tablero II.



Carga permanente $q = 0.000 \text{ t/m}^2$
 $F'c$ – Resistencia del concreto 200 kg/cm^2
 Fy – Resistencia de fluencia del acero de Refuerzo 200 kg/cm^2
 Fs – Esfuerzo del acero en condiciones de Servicio
 $Fs \leq 0.85 Fy$
 $Fs \leq 0.00200 \times 200 \times 20 \text{ kg/cm}^2$

La losa es colada monolíticamente y de concreto clase I por lo que podemos usar la siguiente fórmula

$$D_{\text{in}} = \frac{\text{Perímetro}}{20}$$

Debemos revisar si cumple con lo siguiente

$$Fs \leq 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$q \leq 0.000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Sección (N.T.C)}$$

$$q \leq 0.000 \text{ kg/cm}^2 \quad 0.000 \text{ kg/cm}^2$$

Se observa que no cumple por lo que usaremos

$$D_{\text{in}} = \frac{\text{Perímetro} (0.002 \sqrt{Fs})}{20}$$

Como la losa esta colada monolíticamente se incrementará la longitud de lados discontinuos en un 20%.

$$\text{Perímetro} = 2 \times (5.5 + 3.0) \times 1.2 = 20.2 \text{ m}$$

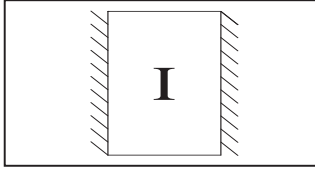
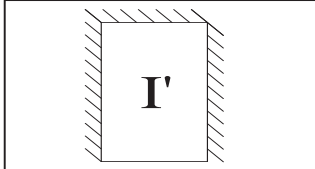
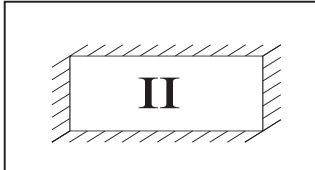
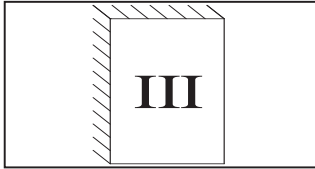
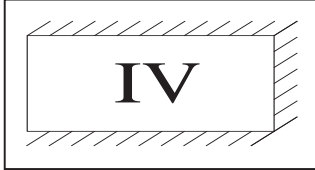
$$\text{Perímetro} = 2 \times 2 \times 2 \text{ c}$$

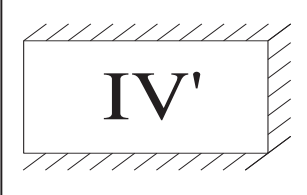
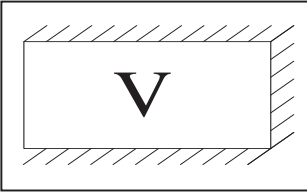
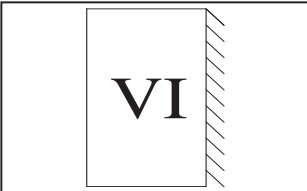
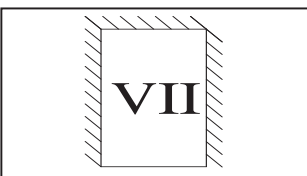
$$D_{\text{in}} = \frac{20.2}{20} (0.002 \sqrt{200})$$

$$D_{\text{in}} = 0.002 \text{ c} \approx 9 \text{ c} \quad \text{se agregaran } 2 \text{ c} \text{ al recubrimiento}$$

Por lo que tenemos $H = 9 \text{ c}$

TABLA DE LOS COEFICIENTES PARA AZOTEA

TABLERO	MOMENTOS	CLARO	COEF.	Mu (ton.m)	Mu ajustado (ton.m)
	Negativo en Bordes Inter.	corto largo	671.92 495	0.1222 0.09	0.119
	Negativo en Bordes exter.	corto largo	408.24 268.88	0.074 0.0489	
	Positivos	corto largo	420.88 158.24	0.0765 0.0287	
	Negativo en bordes Inter.	corto largo	636.8 426.12	0.1158 0.0775	0.119
	Negativo en Bordes exter.	corto largo	0 268.88	0 0.0489	
	Positivos	corto largo	377.16 147.92	0.0686 0.0269	
	Negativo en Bordes Inter.	corto largo	527.4 401.8	0.4406 0.3356	0.3854 0.2626
	Negativo en Bordes exter.	corto largo	0 0	0 0	
	Positivos	corto largo	294.4 137	0.2459 0.1144	
	Negativo en bordes Inter.	corto largo	482.8 434.2	0.3639 0.3273	0.2695 0.3854
	Negativo en Bordes exter.	corto largo	285.8 238.4	0.2155 0.1797	
	Positivos	corto largo	268.4 142.8	0.2023 0.1076	
	Negativo en Bordes Inter.	corto largo	593.8 415.42	0.1004 0.0703	0.1922 0.2512
	Negativo en Bordes exter.	corto largo	0 262.08	0 0.0443	
	Positivos	corto largo	347.06 144.22	0.0587 0.0244	

	$a_1=1.35$ $a_2=2.85$ $m=0.47$ $w=0.663$	Negativo en Bordes Inter.	corto largo	593.8 415.42	0.1004 0.0703	0.1842 0.2695
		Negativo en Bordes exter.	corto largo	0 262.08	0 0.0443	
		Positivos	corto largo	347.06 144.22	0.0587 0.0244	
	$a_1=1.65$ $a_2=2.85$ $m=0.58$ $w=1.354$	Negativo en Bordes Inter.	corto largo	518.4 394.6	0.2675 0.2036	0.1922 0.2887
		Negativo en Bordes exter.	corto largo	0 250	0 0.129	
		Positivos	corto largo	299.4 138	0.1545 0.0712	
	$a_1=0.6$ $a_2=1.8$ $m=0.33$ $w=0.663$	Negativo en Bordes Inter.	corto largo	1000.6 0	0.0334 0	
		Negativo en Bordes exter.	corto largo	465.54 220	0.0155 0.00735	
		Positivos	corto largo	737.14 346.7	0.0246 0.01158	
	$a_1=2.85$ $a_2=2.85$ $m=1.0$ $w=0.663$	Negativo en Bordes Inter.	corto largo	315 297	0.2375 0.2239	0.3007 0.1842
		Negativo en Bordes exter.	corto largo	0 190	0 0.1432	
		Positivos	corto largo	133 129	0.1003 0.0972	

El valor de los coeficientes de momentos fletores para tableros rectangulares se obtienen de la tabla 10 de la N.T.C) de concreto se entra con el valor de a_1 - a_2 para cada tablero para algunos casos será necesario realizar una interpolación lineal para determinar los coeficientes correspondientes.

Calculo del momento flector

$$M_u = F_c (\text{coeficiente}) a^2$$

Donde F_c es

a_1 lado corto de cada tablero

0.0000 t^2 para losa horizontal y de 0.0000 t^2 para el caso de los tableros

Donde se aplica el peso del tinaco

La rigidez de los tableros se determina con la siguiente expresión

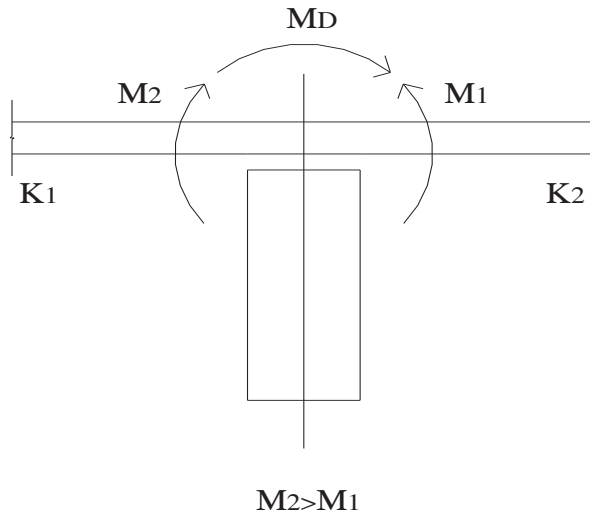
Donde A_1 = lado corto de cada tablero
 d = espesor efectivo de la losa

Tablero	d (cm)	a_1 (cm)	K (kg/cm ²)
1	9	140	5.207143
1'	9	140	5.207143
2	9	300	2.43
3	9	285	2.557895
4	9	135	5.4
4'	9	135	5.4
5	9	165	4.418182
6	9	60	12.15
7	9	285	2.557895

Equilibrio de los tableros adyacentes.

Puesto que los momentos de los tableros adyacentes son distintos se distribuirá el momento de desequilibrio entre los dos tableros adyacentes de acuerdo como se indica en las especificaciones del reglamento.

Caso a). Losas no coladas monolíticamente con sus apoyos

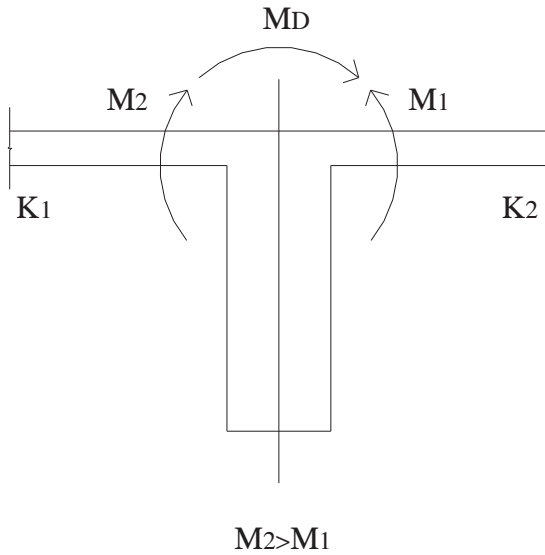


$$M_D = M_2 - M_1$$

$$M_{f1} = M_1 + f_{d1} M_D$$

$$M_{f2} = M_2 + f_{d2} M_D$$

Caso b). Losas coladas monolíticamente con sus apoyos



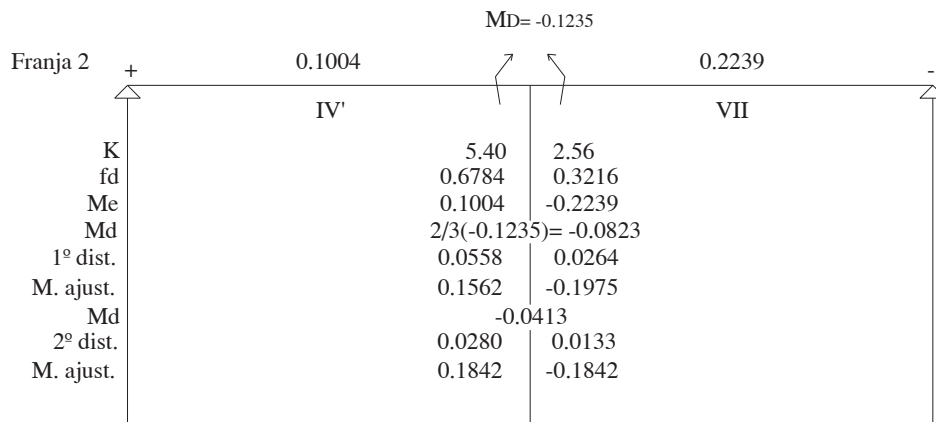
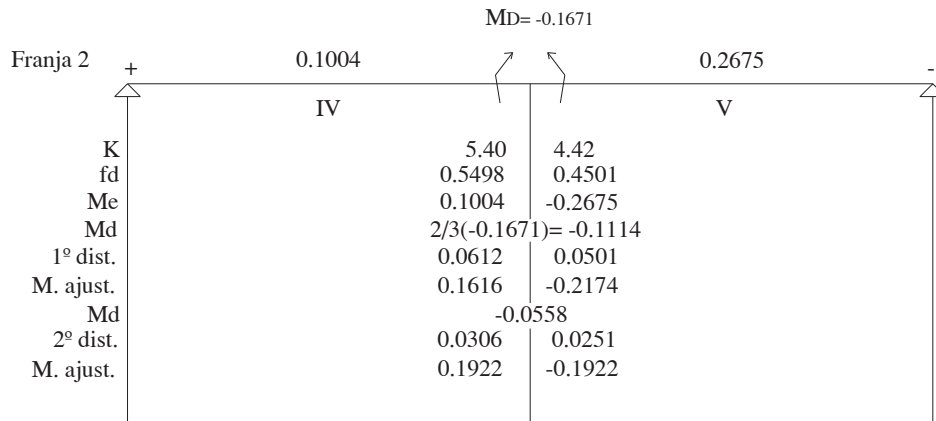
$$M_D = M_2 - M_1$$

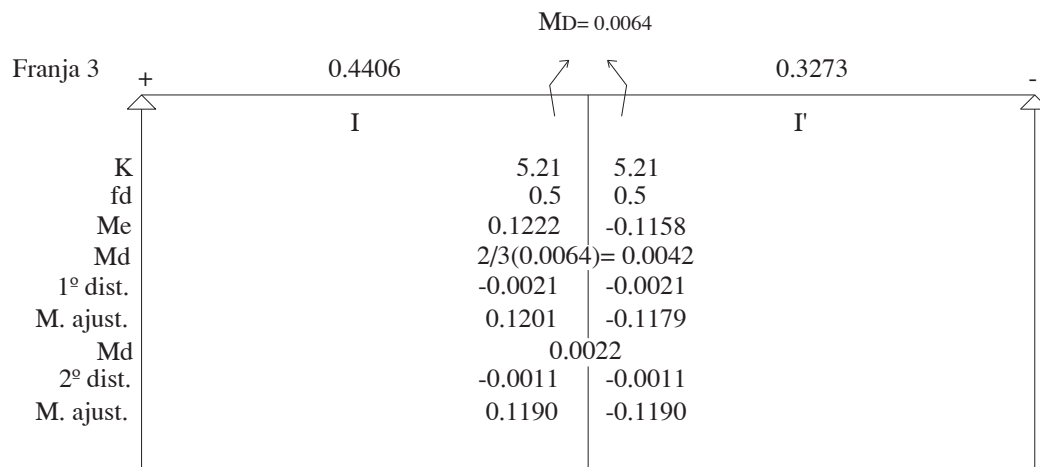
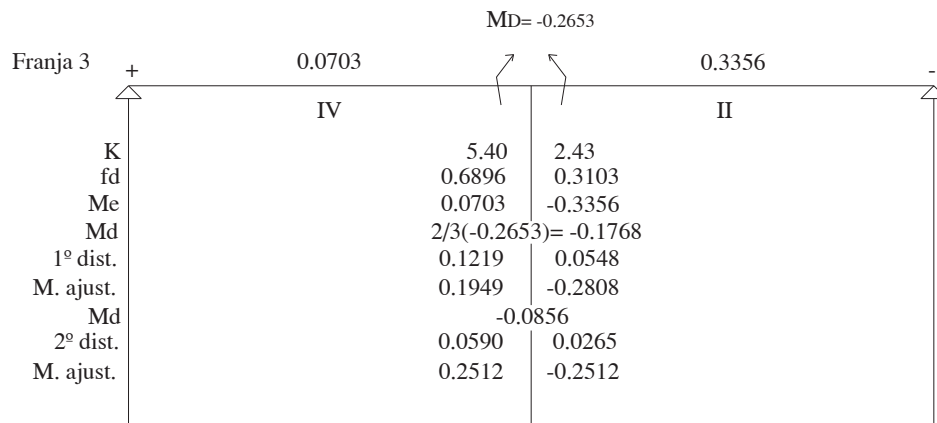
$$M_{f1} = M_1 + f_{d1} \left(\frac{2}{3}\right) M_D$$

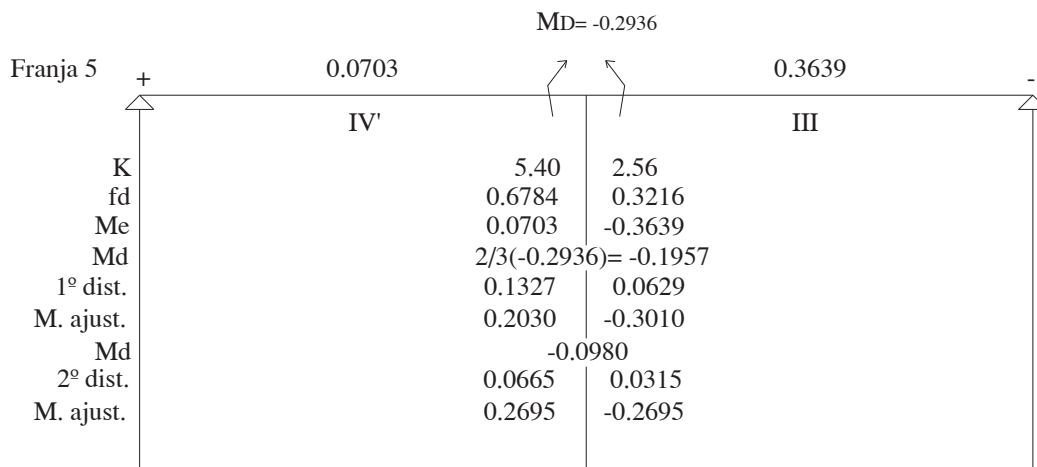
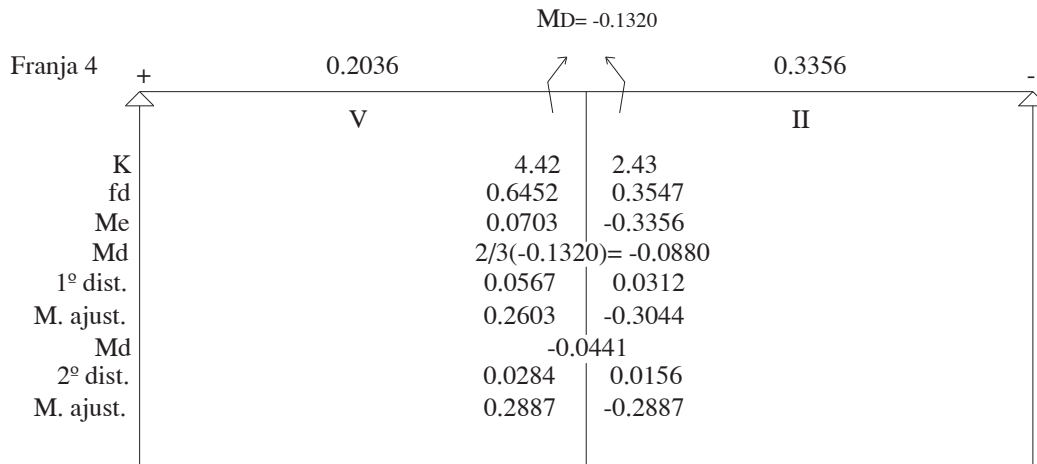
$$M_{f2} = M_2 + f_{d2} \left(\frac{2}{3}\right) M_D$$

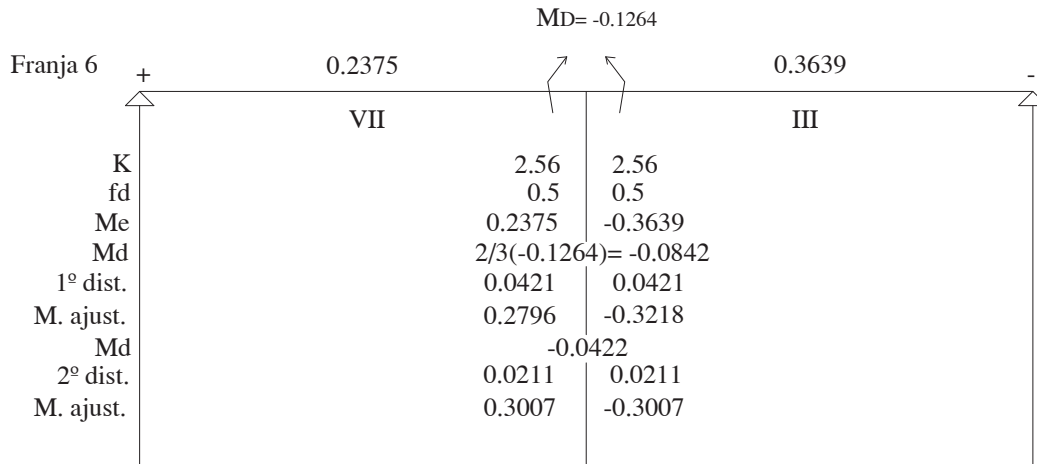
$$M_{f3} = \left(\frac{1}{3}\right) M_D$$

	$M_D = 0.1133$	
Franja 1	0.4406	0.3273
	II	III
K	2.43	2.56
fd	0.4869	0.5130
Me	0.4406	-0.3273
Md	$\frac{2}{3}(0.1133) = 0.0755$	
1º dist.	-0.0367	-0.0387
M. ajust.	0.4039	-0.3660
Md	0.0379	
2º dist.	-0.0184	-0.0194
M. ajust.	0.3854	-0.3854









DISEÑO POR FLEXION

Acero σ_{ni}

Sección (N.T.C) requerido por cambios plásticos. En esta sección se especifica que en toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que el área de requerido que se suministre no será menor al valor obtenido por la siguiente expresión

$$a_{s1} = \frac{660 x_1}{f_y (x_1 + 100)}$$

Donde a_{st} acero σ_{ni} por temperatura
 X exalte efectiva

$$a_{st} = \frac{0.009}{2009(0)}$$

$$a_{st} = 0.029 c^2 c$$

Diseñar para de anclaje

$A_{s_{in}}$ Área mínima de refuerzo longitudinal

$$A_{s_{in}} = 0.029 \cdot b \cdot d \cdot f_c \cdot c^2$$

Proponiendo arilla del ($a_b = 0.0025$)

Se aración

$$S = \frac{A_{s_{in}}}{a_b}$$

$$S = \frac{0.029 \cdot b \cdot d \cdot f_c \cdot c^2}{0.0025}$$

Se aración mínima

$$S_{a_{min}} = \begin{cases} 0.0025 \cdot b \cdot d \\ 0.0018 \cdot X \cdot b \cdot d \approx 0.0025 \cdot b \cdot d \end{cases}$$

ACERO REQUERIDO POR FLEXION

El porcentaje de acero requerido se calcula empleando el momento último ajustado (M_u) mayor que se presenta en el tablero (Ver tabla de coeficientes).

Múlt. $0.0001 \cdot t$

Para momentos negativos en claro corto.

Para M_u el recorte se reduce en 2 cm

$$\frac{M_u}{b d^2} = 0.0001 \cdot t$$

$$d = 92 \text{ cm}$$

Con el valor de ρ entra en la tabla de ayuda de diseño y obtenemos un valor de

$$\rho = 0.002$$

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.002 \cdot b \cdot d$$

$$A_s = b \cdot d \cdot c^2$$

Se hará una comprobación aplicando la ecuación para determinar el acero requerido

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

Donde: $f_c'' = 0.85 f_c' = 0.85(0.8 f_c')$
 $0.85(0.8(20)) = 13.6 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 200 \text{ kg/cm}^2$

FR = 0.9 (por ley en N.T.C) Sección que es crítica que las resistencias deben ser afectadas por un factor resistente FR.

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.3854 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 100 \cdot 7^2 \cdot 170}} \right] 100 \cdot 7 =$$

$$A_s = 9 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto tomaremos el valor obtenido de la fórmula.

Separación

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

$$S = \frac{100(0.85)}{9} = 9.44 \text{ cm}$$

Por lo que tomaremos la separación más ínea de $S = 10 \text{ cm}$

El refuerzo utilizado serán varillas del # 3 @ 30 cm c.a.c.

Mañüst. 0.209 t. Para momentos positivo en claro largo

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.2459 \cdot 10^5)}{0.9 \cdot 100 \cdot 9^2 \cdot 170}} \right] 100 \cdot 9 =$$

$A_s = 0.0003 \text{ cm}^2$ Proponiendo varilla del #3 ($a_b = 0.0003 \text{ cm}^2$)

Separación

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

$$S = \frac{100 \cdot 0.0003}{0.0003} = 2 \text{ cm}$$

Por lo que de aquí se deduce la separación máxima de $S = 2 \text{ cm}$

El refuerzo utilizado serán varillas del # 3 @ 30 cm c.a.c.

DISEÑO POR CORTANTE

Sección de resistencia de la resistencia a fuerza cortante. Esta sección es mecánica que la fuerza cortante que actúa en un anclaje unitario se determina con la siguiente fórmula

$$V_u \left[\frac{a_1 - d}{2} \right] \left[0.9 - 0.0 \frac{a_1}{a_2} \right]$$

Tomando el tablero más desfavorable (tablero II).

$$V_u \left[\frac{0.0 - 0.09}{2} \right] \left[0.9 - 0.0 \frac{0.0}{0.0} \right] 0.0000$$

$$V_u 0.0000 \text{ Ton } 0.0000 \text{ kg}$$

Se incrementará un 10% ya que el tablero tiene bordes continuos y discontinuos sección (N.T.C.).

$$V_u 0.00000000$$

$$V_u 0.0000 \text{ kg}$$

Cortante último

$$V_u 0.0000 \text{ N}$$

$$V_u 0.00000.0000$$

$$V_u 0.020000 \text{ kg}$$

Fuerza cortante que resiste el concreto

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{Sección 2.0.0.0}$$

F_R Factor de resistencia al cortante
 F_R 0.0 (N.T.C) Sección 0.0

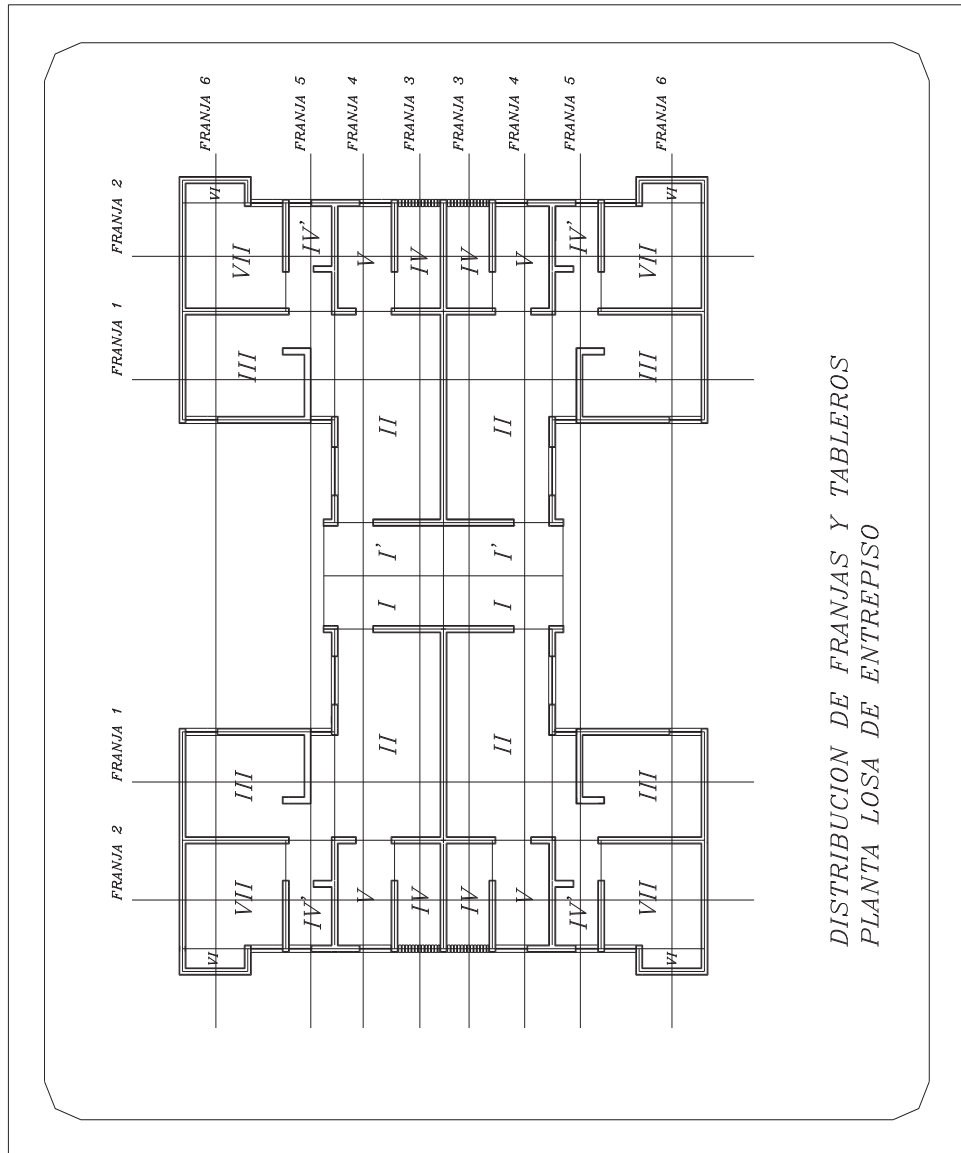
$$V_{cR} 0.000.000009 \sqrt{200}$$

$$V_{cR} 0.090000 \text{ kg}$$

$$V_{cR} > V_u$$

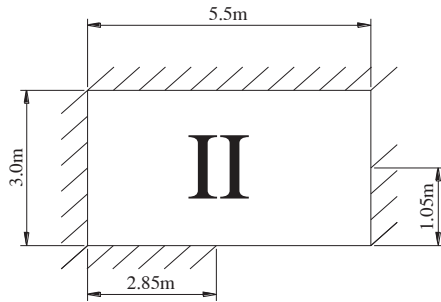
Por lo tanto el concreto es capaz de resistir la fuerza cortante última por lo que el detalle es adecuado.

A continuación se muestra el plano arquitectónico que representa la distribución de tableros y franjas en las losa de entre piso.



Análisis de la losa de entrepiso por el Método de los Coeficientes (colada monolíticamente).

Peralte de la losa (para tablero más desfavorable) tablero II.



Carga permanente $q = 0.2 \text{ t/m}^2$
 F'_c – Resistencia del concreto 200 kg/cm^2
 F_y – Resistencia de fluencia del acero de Refuerzo 200 kg/cm^2
 F_s – Esfuerzo del acero en condiciones de Servicio
 $F_s \leq 0.8 F_y$
 $F_s \leq 0.8 \times 200 = 160 \text{ kg/cm}^2$

La losa es colada monolíticamente y de concreto clase I por lo que podemos usar la siguiente fórmula

$$D_{\text{in}} = \frac{\text{Perímetro}}{20}$$

Debemos revisar si cumple con lo siguiente

$$F_s \leq 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$q \leq 300 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Sección (N.C)}$$

$$q \leq 200 \text{ kg/cm}^2 \quad 300 \text{ kg/cm}^2$$

Se observa que no cumple por lo que usaremos

$$D_{\text{in}} = \frac{\text{Perímetro} (0.02 \sqrt{F_s})}{20}$$

Como la losa esta colada monolíticamente se incrementará la longitud de los lados discontinuos en un 20%.

$$\text{Perímetro} = 2(5.5 + 3.0) + 0.2(5.5 + 3.0) = 20.9 \text{ m}$$

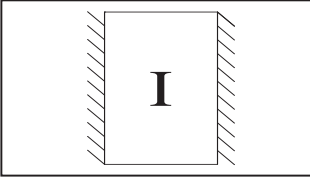
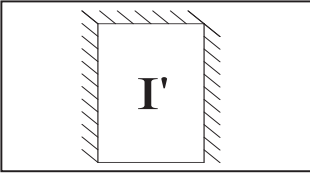
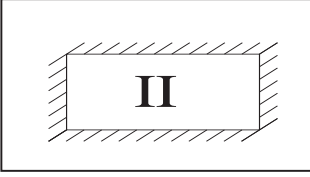
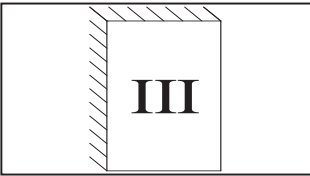
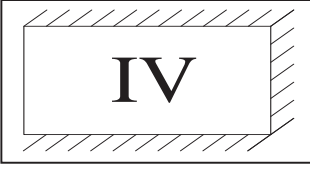
$$\text{Perímetro} = 20.9 \text{ m} \times 1.2 = 25.08 \text{ m}$$

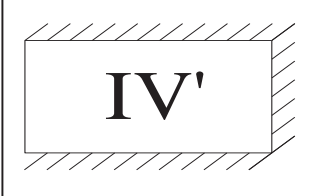
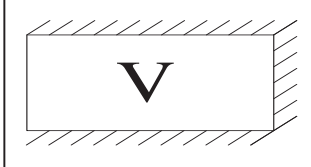

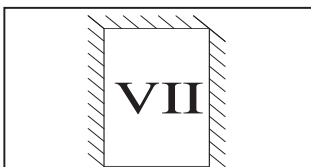
$$D_{\text{in}} = \frac{25.08}{20} = 1.254 \text{ m}$$

$D_{\text{in}} = 1.25 \text{ m} \approx 1.25 \text{ m}$ se agregaran 2 cm al recubrimiento

Por lo que tenemos $H = 1.25 \text{ m}$

TABLA DE LOS COEFICIENTES PARA ENTREPISO

	TABLERO	MOMENTOS	CLARO	COEF.	Mu (ton.m)	Mu ajustado (ton.m)
	$a_1 = 1.4$ $a_2 = 3.3$ $m = 0.42$ $w = 0.626$	Negativo en bordes inter.	corto largo	671.92 495	0.1154 0.085	0.1124
		Negativo en bordes exter.	corto largo	408.24 268.88	0.0701 0.0462	
		Positivos	corto largo	420.88 158.24	0.0723 0.0272	
	$a_1 = 1.4$ $a_2 = 3.3$ $m = 0.42$ $w = 0.626$	Negativo en bordes inter.	corto largo	636.8 426.12	0.1094 0.0732	0.1124
		Negativo en bordes exter.	corto largo	0 268.88	0 0.0462	
		Positivos	corto largo	377.16 147.92	0.0648 0.0254	
	$a_1 = 3.0$ $a_2 = 5.55$ $m = 0.54$ $w = 0.626$	Negativo en bordes inter.	corto largo	527.4 401.8	0.4159 0.3169	0.3639 0.2391
		Negativo en bordes exter.	corto largo	0 0	0 0	
		Positivos	corto largo	294.4 137	0.2322 0.1081	
	$a_1 = 2.85$ $a_2 = 4.2$ $m = 0.68$ $w = 0.626$	Negativo en bordes inter.	corto largo	482.8 434.2	0.3436 0.3091	0.2653 0.3639
		Negativo en bordes exter.	corto largo	285.8 238.4	0.2034 0.1697	
		Positivos	corto largo	268.4 142.8	0.1911 0.1016	
	$a_1 = 1.35$ $a_2 = 2.85$ $m = 0.47$ $w = 0.626$	Negativo en bordes inter.	corto largo	593.8 415.42	0.0948 0.0663	0.1106 0.2391
		Negativo en bordes exter.	corto largo	0 262.08	0 0.0418	
		Positivos	corto largo	347.06 144.22	0.0554 0.023	

	$a_1 = 1.35$ $a_2 = 2.85$ $m = 0.47$ $w = 0.946$	Negativo en	corto	593.8	0.1433	0.1894	
		bordes inter.	largo	415.42	0.1003	0.2653	
		Positivos	corto	0	0		
			largo	262.08	0.0632		
	$a_1 = 1.65$ $a_2 = 2.85$ $m = 0.58$ $w = 0.626$	Negativo en	corto	518.4	0.1236	0.1106	
		bordes inter.	largo	394.6	0.0941	0.2379	
		Positivos	corto	0	0		
			largo	250	0.0596		
	$a_1 = 0.6$ $a_2 = 1.8$ $m = 0.33$ $w = 0.626$	Negativo en	corto	1000.6	0.0315		
		bordes inter.	largo	0	0		
		Positivos	corto	465.54	0.0147		
			largo	220	0.00694		
	$a_1 = 2.85$ $a_2 = 2.85$ $m = 1.0$ $w = 0.626$	Negativo en	corto	315	0.2242	0.2775	
		bordes inter.	largo	297	0.2114	0.1894	
		Positivos	corto	0	0		
			largo	190	0.1352		
			largo	133	0.0947		
			largo	129	0.0918		

El valor de los coeficientes de momentos fletores para tableros rectangulares de obtienen de la tabla 10 de la N.T.C) de concreto se entra con el valor de a_1 - a_2 para cada tablero para algunos casos será necesario realizar una interpolación lineal para determinar los coeficientes correspondientes.

Calculo del momento flector

$$M_u = F_c (coef_{neg} a_1^2 + coef_{pos} a_2^2)$$

Donde F_c es

a_1 lado corto de cada tablero

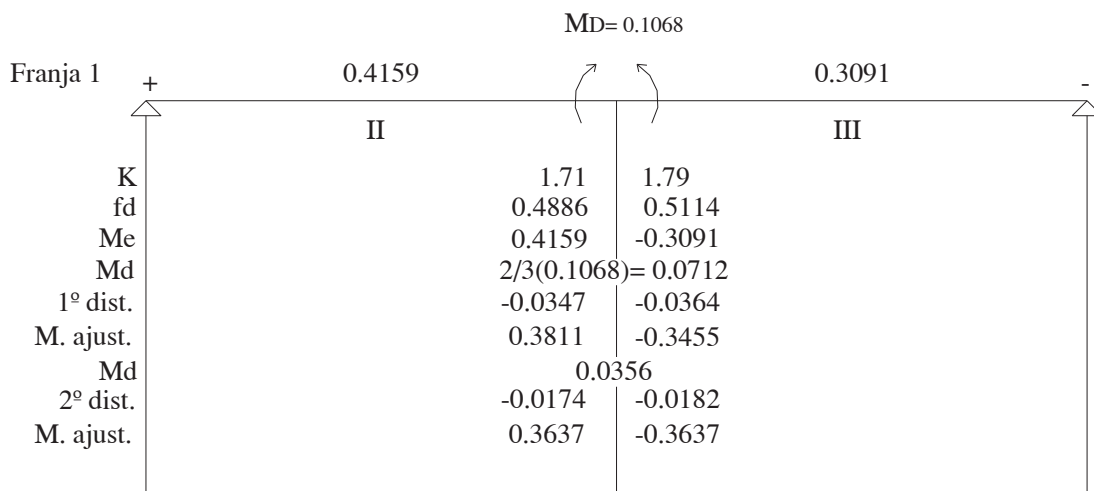
0.02 t^2 para losa horizontal y de 0.9 t^2 para el caso de los tableros

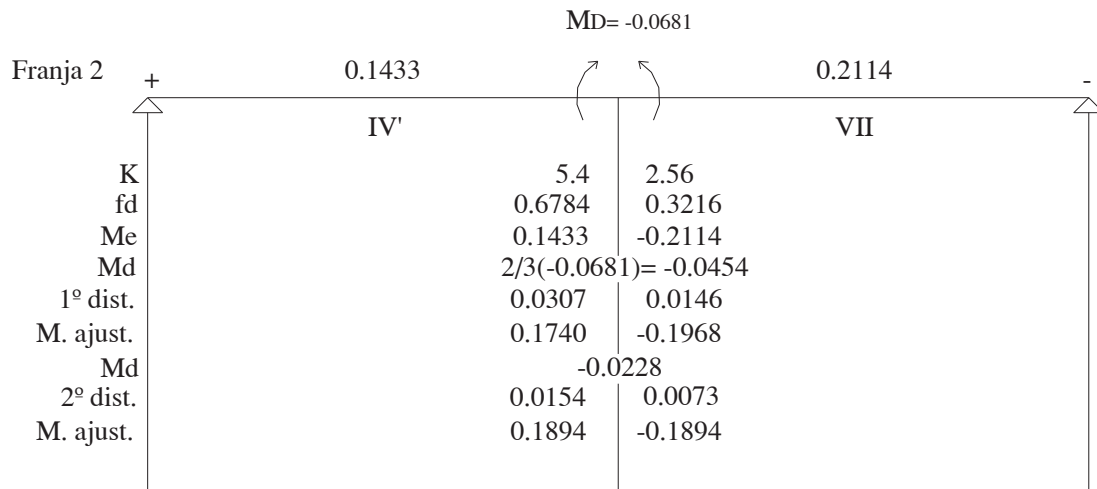
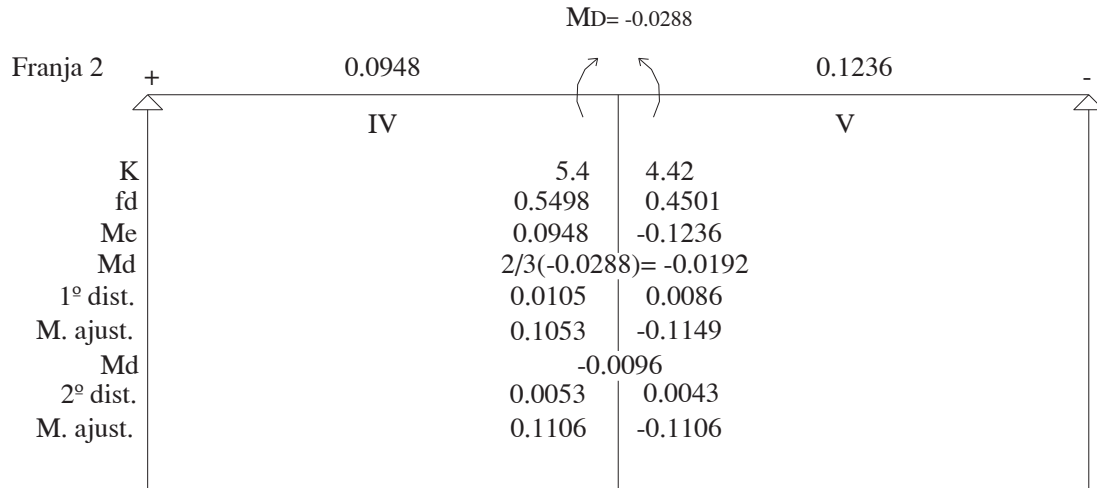
Donde se aumentara el nivel entre baños superiores de los baños.

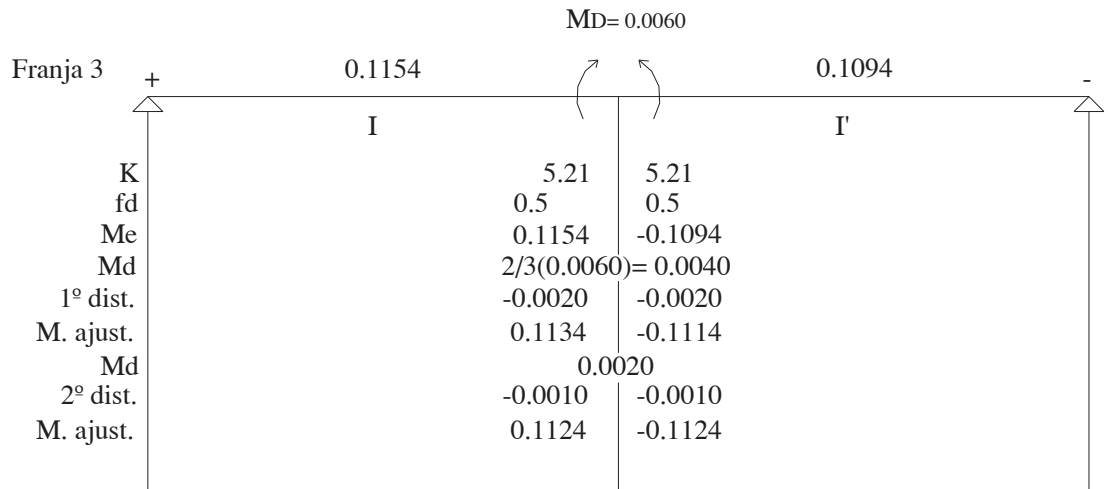
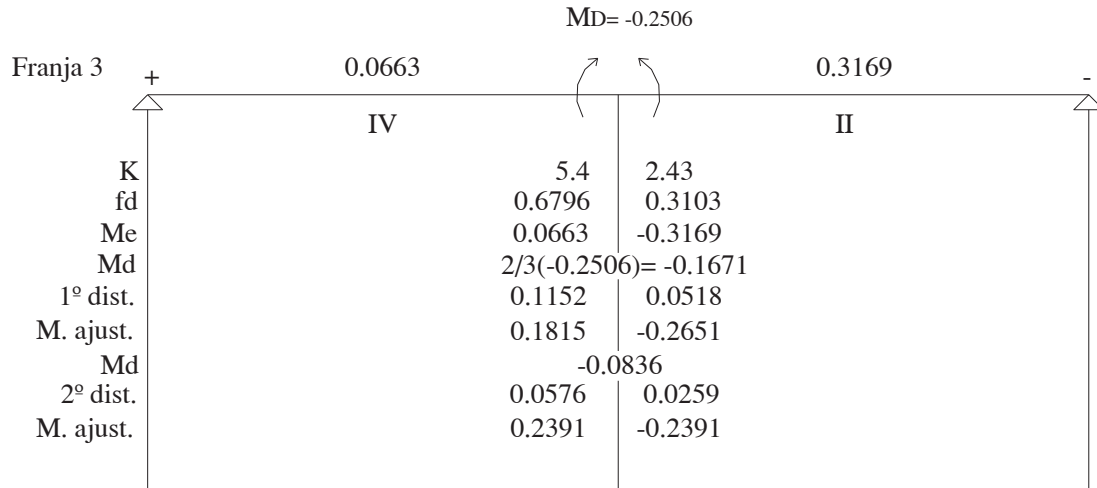
La rigidez de los tableros se determina con la siguiente expresión

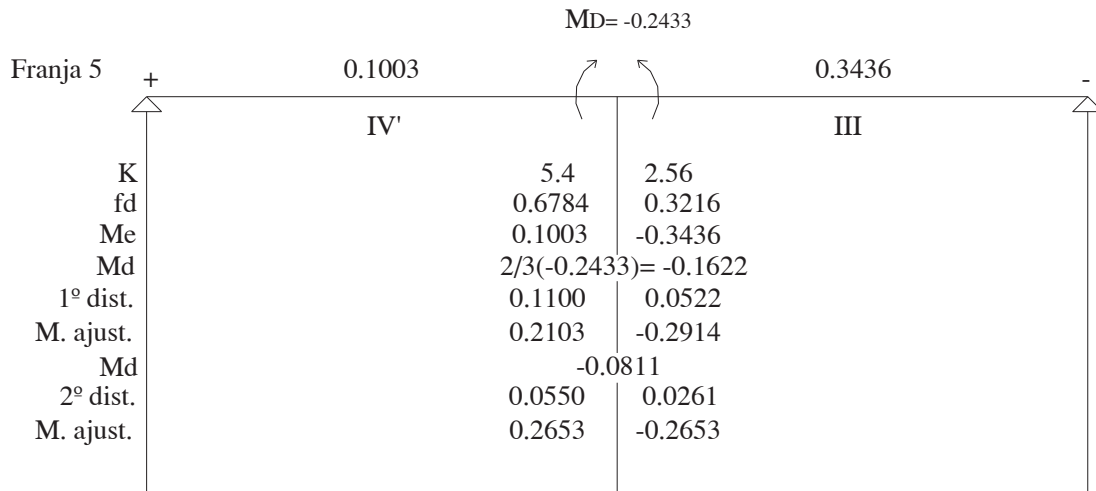
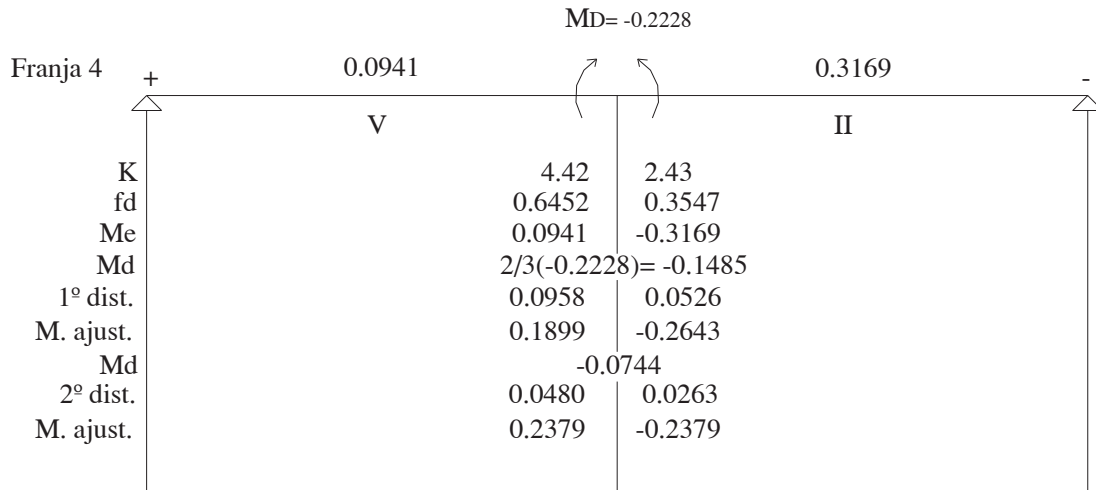
Donde a_1 = lado corto de cada tablero
 d = espesor efectivo de la losa

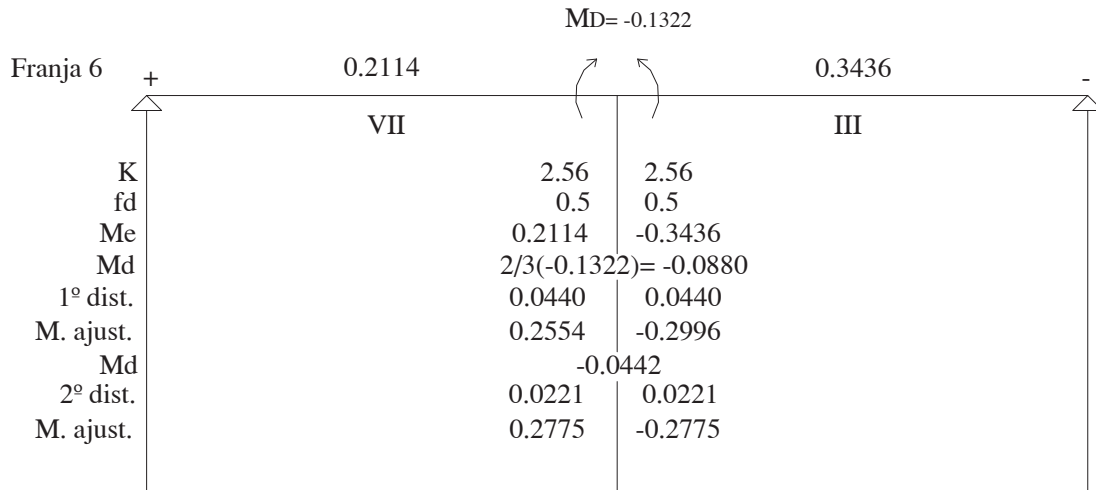
Tablero	d (cm)	a_1 (cm)	K (kg/cm ²)
1	8	140	3.657148
1'	8	140	3.657148
2	8	300	1.71
3	8	285	1.796491
4	8	135	3.79
4'	8	135	3.79
5	8	165	3.103030
6	8	60	8.53
7	8	285	1.796491











DISEÑO POR FLEXION

Acero mínimo

Sección (N.T.C) requerido por cambios plásticos. En esta sección es específica que en toda dirección en que la densidad de un elemento estructural sea mayor que el área de requerido que se suministre no será menor al valor obtenido por la siguiente expresión

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

Donde a_{st} acero mínimo por temperatura
 X es el coeficiente de efectividad

$$a_{st} = \frac{0.0000}{2000000}$$

$$a_{st} = 0.0000000000$$

Diseñar para de ancho

As_{in} área mínima de refuerzo longitudinal

$$As_{in} = 0.0000000000 c^2$$

Proponiendo arilla del (a_b = 0.00 c²)

Se aración

$$S = 00 a_b / As$$

$$S = 000.000002 c$$

.00

Se aración ária

$$S_{a} \begin{cases} 0 c \\ 0.0 X 0.0900.0 c \approx 0 c \end{cases}$$

ACERO REQUERIDO POR FLEXION

El porcentaje de acero requerido se calcula empleando el momento último ajustado (Mu) mayor que se presenta en el tablero (Ver tabla de coeficientes).

M_{ajust.} = 0.0009 t.

Para momentos negativos en claro corto

Para Mu(+) el factor se reduce en 2 c

$$\frac{Mu}{bd^2} = \frac{0.000900}{0.00} \times 0.00$$

$$d = 200 c$$

Con el valor de 0.00 entra en la tabla de ayuda de diseño y obtenemos un valor de

$$\rho = 0.002$$

$$As = \rho b d$$

$$As = 0.002 \times 0000$$

$$As = 0002 c^2$$

Se hará una comprobación aplicando la ecuación para determinar el acero requerido

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

Donde: $f_c'' = 0.85 f_c' = 0.85(0.8 f_c')$
 $0.85(0.8(20)) = 13.6 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 200 \text{ kg/cm}^2$

FR = 0.9 (por definición N.T.C) Sección que es específica que las resistencias deben ser afectadas por un factor resistente FR.

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0.3639 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 100 \cdot 6^2 \cdot 170}} \right] 100 \cdot 6 =$$

$$A_s = 0.0004 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se tomará el valor obtenido de la fórmula.

Se hará

$$S = \frac{A_s}{A_b}$$

$$S = \frac{0.0004}{0.0004} = 1$$

Por lo que se hará la separación así de

$$S = 1 \text{ cm}$$

El refuerzo utilizado serán varillas del # 3 @ 30 cm c.a.c.

Mañüst. 0.222 t. para momentos positivos en claro largo

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.2322 \cdot 10^5)}{0.9 \cdot 100 \cdot 8^2 \cdot 170}} \right] 100 \cdot 8 =$$

$A_s = 0.0009 \text{ cm}^2$ Proponiendo varilla del #3 ($a_b = 0.0009 \text{ cm}^2$)

Separación

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

$$S = \frac{100 \cdot 0.0009}{0.0009} = 100 \text{ cm}$$

Por lo que de aquí se deduce la separación máxima de $S = 100 \text{ cm}$

El refuerzo utilizado serán varillas del # 3 @ 30 cm c.a.c.

DISEÑO POR CORTANTE

Sección de resistencia de la resistencia a fuerza cortante. Esta sección es económica que la fuerza cortante que actúa en un anclaje unitario se determinara con la siguiente fórmula

$$V_u \left[\frac{a_c - d}{2} \right] \left[0.9 - 0.0 \frac{a_c}{a_2} \right]$$

Tomando el tablero mas desfavorable (tablero II).

$$V_u \left[\frac{0.0 - 0.0}{2} \right] \left[0.9 - 0.0 \frac{0.0}{0.0} \right] 0.02 \text{ g}$$

$$V_u 0.020 \text{ Ton } 0.02.00 \text{ g}$$

Se incrementará un 20% ya que el tablero tiene bordes continuos y discontinuos sección (N.T.C.).

$$V_u 0.024 \text{ g}$$

$$V_u 92.00 \text{ g}$$

Cortante último

$$V_u 0.024 \text{ g}$$

$$V_u 92.00 \text{ g}$$

$$V_u 99.22 \text{ g}$$

Fuerza cortante que resiste el concreto

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{Sección 2.000}$$

F_R Factor de resistencia al cortante
 $F_R 0.0$ (N.T.C) Sección 0.0

$$V_{CR} 0.000.0000 \sqrt{200} \text{ g}$$

$$V_{CR} 0.0200 \text{ g}$$

$$V_{CR} > V_u$$

Por lo tanto el concreto es capaz de resistir la fuerza cortante última o lo que el dintel es adecuado.

IV c.- ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS.

IVc. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS

En este capítulo se diseñarán las trabes vigas y castillos que forman parte de la estructura de nuestro proyecto basándonos en el Reglamento de Construcción del Distrito Federal.

Las trabes son elementos estructurales que trabajan esencialmente a flexión y transmiten las cargas de pisos a muros y se encuentran coladas monolíticamente con las losas.

Es recomendable que en todos los casos se coloque por lo menos el requerimiento reglamentario en ambos lados de la trabe.

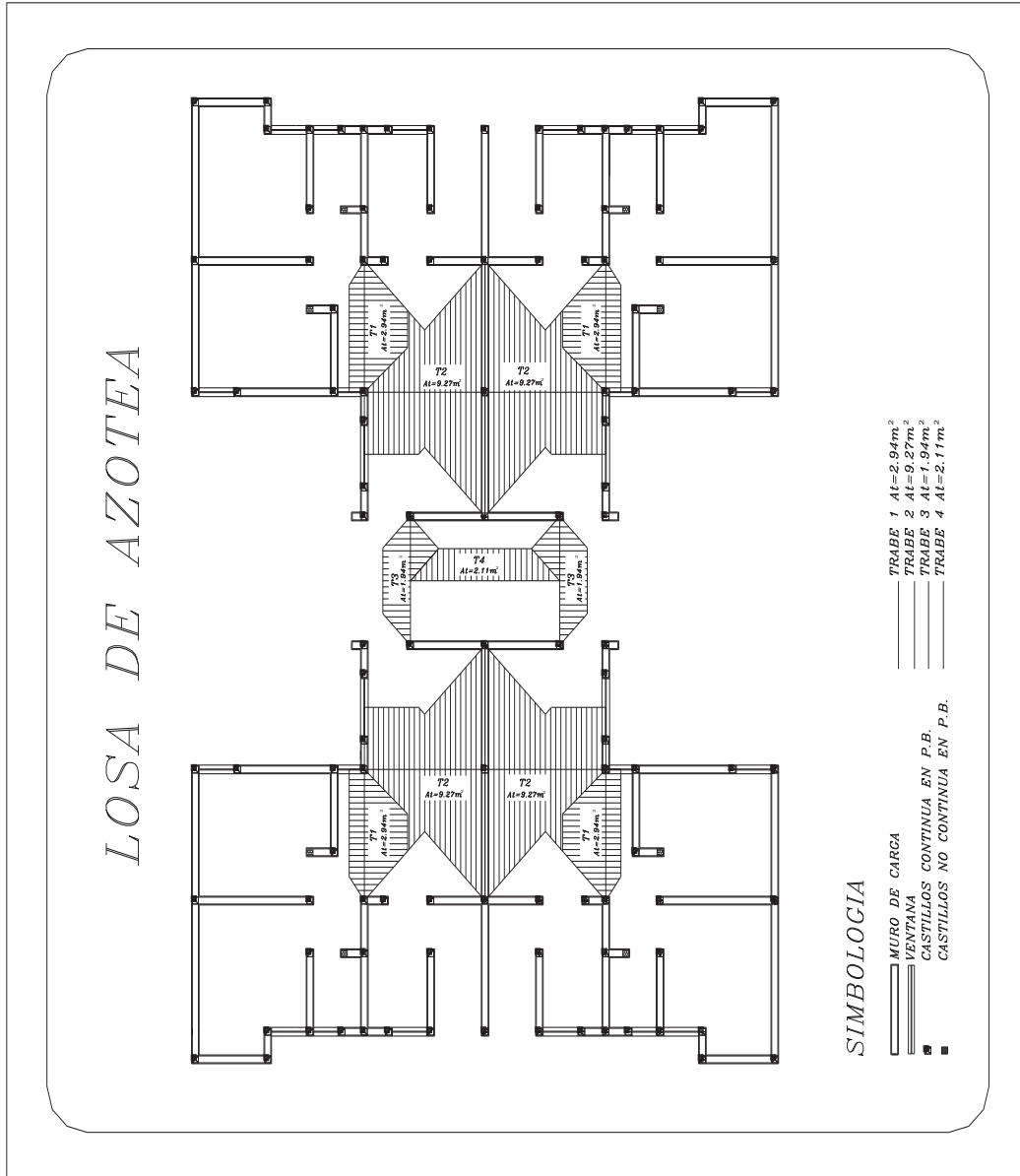
La ductilidad alcanzada por estos elementos es proporcionada por el uso adecuado del acero transversal o estribos y de sus uniones.

Los estribos cumplen la función de fijar la posición del refuerzo longitudinal y de proporcionar resistencia a la tensión diagonal en el alma de la viga evitando una falla frágil por cortante.

Adicionalmente una distribución adecuada de estribos cerrados incrementa la ductilidad de las secciones de concreto en flexión ya que proporciona confinamiento al núcleo del concreto y restringe el pandeo de las barras longitudinales en compresión.

Los estribos de confinamiento deben ser cerrados de una pieza y reforzados con un doble de barras para impedir que el estribo se abra al ser sometido a la presión producida por la expansión del concreto del núcleo interior.

A continuación se muestra el plano estructural de la losa de azotea y la distribución de vigas en planta.



Análisis y diseño de traveses:**Trabe T₁****Transmisión de cargas****Peso de la losa de azotea**Área de la losa A

$$A = 2.9 \text{ m}^2$$

Peso de la losa de azotea P_L

$$P_L = 0.000000 \text{ t/m}^2$$

$$P_{L.A.} = A \cdot P_L$$

$$P_{L.A.} = 2.9 \cdot 0.000000 = 0.000000 \text{ Ton}$$

Longitud del tramo L Descarga por metro lineal P **Peso propio de la trabe**Proponiendo una trabe de $b \times c$

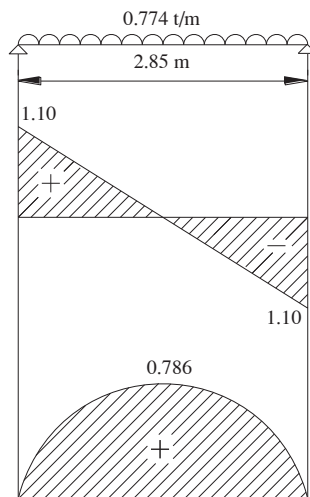
$$P_{P.P.} = b \times c \times t \times \rho$$

$$P_{P.P.} = 0.2 \times 0.2 \times 0.2 \times 2.5 = 0.05 \text{ t/m}$$

Peso total de la trabe y la losa en tramo C-D

$$P_{\text{total}} = 0.000000 + 0.05$$

$$P_{\text{total}} = 0.05 \text{ t/m}$$

Análisis y diseño

$$V = \frac{WL}{2} = \frac{0.774(2.85)}{2}$$

$$V = 1.10 \text{ Ton}$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{0.774(2.85)^2}{8}$$

$$M = 0.786 \text{ Ton.M}$$

Diseño por flexiónDatos 200 g/cm^2 $\bar{y} = 200 \text{ g/cm}^2$

FR = 0.9

b = 200 cm

 200 cm

recubrimiento 2 cm

d = 200 cm

Constantes de diseño 200 g/cm^2 $f'c = 170 \text{ kg/cm}^2$ $\rho_b = 0.02023$ $\rho_a = 0.00000$ $\rho_{in} = 0.00200$ 200 g/cm^2 200 g/cm^2 $f'c = 0.85 f^*c = 0.85(0.8 f'c)$ 0.00000 200 g/cm^2

$$\rho_b = \frac{f'c}{\bar{y}} \frac{6000 \beta_s}{\bar{y} \cdot 1000}$$

$$\rho_b = \frac{170}{200} \frac{6000(0.85)}{200 \cdot 1000} = 0.02023$$

 $\beta_s = 0.85$ sección 2. (N.T.C.)

$$\rho_{in} = \frac{0.00200}{\bar{y}}$$

$$\rho_{in} = \frac{0.00200}{200} = 0.00200$$

$$\rho_a = 0.00000$$

$$\rho_a = 0.00000 + 0.00000 = 0.00000$$

Acero requerido por momento positivo

Mu = 0.000 t.m

Mu = 0.000 t.m

 0.00000 g.c

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

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(110000)}{0.9 \cdot 15 \cdot 23^2 \cdot 170}} \right] =$$

$$\rho = 0.0044$$

Por lo tanto $\rho < \rho_{\text{máx}}$

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.0044$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \rho b d$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.0044 \cdot 20 \cdot 23^2 = 23.2 \text{ cm}^2$$

Usando 2 varillas $\phi 20$ $a_o = 23$

$$A_s = 2 \cdot 23.2 = A_{s_{\text{req}}}$$

Acero requerido por momento negativo

Dado que no se presenta momento negativo se usará el $A_{s_{\text{mín}}}$

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.002 \cdot 20 \cdot 0.9 \cdot 23^2 = 20.1 \text{ cm}^2$$

Por ende se usarán 2 varillas $\phi 20$

Diseño por cortante

Para obtener el requerimiento transversal (stribos) en traveses se utilizará:

$$a. \text{ Si } \rho < 0.0044 \quad V_{CR} = F_R b d [0.2 + 20\rho] \sqrt{f_c} \text{ c}$$

$$b. \text{ Si } \rho \geq 0.0044 \quad V_R = 0.6 F_R b d \sqrt{f_c} \text{ c}$$

Donde $F_R = 0.6$

$$V_{CR} = 0.6 \cdot 20 \cdot 23 \cdot [0.2 + 20 \cdot 0.0044] \sqrt{200} =$$

$$V_{CR} = 20.1 \text{ kg}$$

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

$$\rho_{\text{real}} = \frac{2 \cdot 23.2}{20 \cdot 23} = 0.0044$$

$$V_U = (0) \cdot 0 \text{ Ton}$$

$$= 0 \text{ kg}$$

Por lo tanto $V_U < V_{CR}$

Se debe colocar refuerzo por tensión diagonal (estribos)

Se permite usar estribos en dos ramas

$$A_{in} \leq 0.9 b c^2$$

a. Si $V_U \leq V_{CR}$ se colocara refuerzo mínimo

$$A_{in} \geq 0.2 \sqrt{f_c} b s$$

b. Si $V_U > V_{CR}$ se colocara refuerzo a una separación de

$$S \leq \frac{F_R A_c}{V_{SR}} \quad V_{SR} = V_U - V_{CR} \quad V_{SR} \leq 0 - 0.20 f_c b c$$

Con varillas en $2 b c^2$ $a_o \leq 0.09 c^2$

$$A_v \leq a_o (varillas) \leq 0.9 b c^2$$

$$S \leq \frac{0.09 (200)(2)}{0.09} \leq 09.2 c$$

Comparando con S_{in} y S_{a}

$$S_{in} \leq c$$

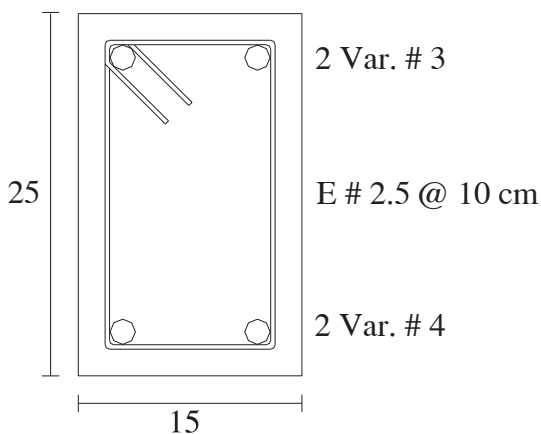
$$S_{a} = \begin{cases} 0.2 d & \text{para el caso de } V_{CR} > V_U \leq F_R b d \sqrt{f_c} \\ 0.2 d & \text{para el caso de } V_U > F_R b d \sqrt{f_c} \end{cases}$$

$$0.2 F_R b d \sqrt{f_c} \leq (0.2)(2) \sqrt{200} \leq 0.2 g$$

$$\text{Por lo tanto } S_{a} \leq 0.2 d \leq 0.2 c \approx 0 c$$

Como $S < S_{a}$ se debe usar S_{a} o b tanto usar estribos en $2 b c$

CROQUIS DE ARMADO



Trabe T₂**Transmisión de cargas****Peso de la losa de azotea**

$$\text{Área de la losa } A = 9.2 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de la losa de azotea } = 0.0000 \text{ t m}^2$$

$$L.A. = A$$

$$L.A. = 9.2 \times 0.0000 = 0.0000 \text{ Ton}$$

$$\text{Longitud del tramo } = 0 \text{ m}$$

$$\text{Descarga horizontal lineal } = 2.0 \text{ t m}$$

Peso propio de la trabe

Proponiendo una trabe de 20 cm

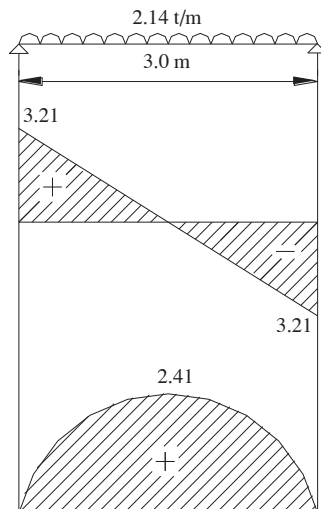
$$P.P. = b \times 2.0 \text{ t m}$$

$$P.P. = 0.0000 \times 2.0 = 0.0000 \text{ t m}$$

Peso total de la trabe y la losa en tramo 2-4

$$\text{total } = 2.0 + 0.09$$

$$\text{total } = 2.09 \text{ t m}$$

Análisis y diseño

$$V = \frac{WL}{2} = \frac{2.140(3.0)}{2}$$

$$V = 3.21 \text{ Ton}$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{2.140(3.0)^2}{8}$$

$$M = 2.41 \text{ Ton.M}$$

Diseño por flexión**Acero requerido por momento positivo**

$$M_u = 2.0 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u = 2.0 \text{ t}\cdot\text{m} \quad \rho = 0.002 \text{ g.c}$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(337400)}{0.9 \cdot 15 \cdot 23^2 \cdot 170}} \right] =$$

$$\rho = 0.002$$

$$\text{Por lo tanto } \rho_{\text{diseño}} = \rho_{\text{real}} = 0.002$$

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002$$

$$A_{s_{\text{re}}} = \rho b d$$

$$A_{s_{\text{re}}} = 0.002 \cdot 15 \cdot 23^2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usando 2 varillas } \phi 9 \text{ cm}$$

$$A_s = 92 \text{ cm}^2 = A_{s_{\text{re}}}$$

Acero requerido por momento negativo

Dado que no se presenta momento negativo se usará el $A_{s_{\text{min}}}$

$$A_{s_{\text{re}}} = 0.002 \cdot 15 \cdot 23^2 \text{ cm}^2$$

Por arado se usarán 2 varillas $\phi 9$

Diseño por cortante

$$\text{Con } \rho = 0.002 \quad V_{CR} = F_R b d [0.2 + 20\rho] \sqrt{f_c}$$

$$V_{CR} = 0.002 \cdot 15 \cdot 23 [0.2 + 20 \cdot 0.002] \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 2.2 \text{ t}\cdot\text{g}$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{b d} \quad \rho_{\text{real}} = \frac{92}{15 \cdot 23} = 0.0029$$

$$V_U = 2.9 \text{ Ton}$$

$$2.9 \text{ t}\cdot\text{g}$$

$$\text{Por lo tanto } V_U < V_{CR}$$

Se colocara requerido (por tension diagonal (estribos)

Se permite usar estribos en dos ramas

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

$V_U < V_{CR}$ se colocara requerido a una separacion de

$$S = \frac{F_R A_{req}}{V_{SR}} \quad V_{SR} = V_U - V_{CR} \quad V_{SR} \leq 9 - 2 \cdot 2.2 = 4.6 \text{ g}$$

Con varillas 2 cm^2 $a_0 = 0.05 \text{ cm}^2$

$$A_V = a_0 (\text{varillas}) = 2 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{(0.05 \cdot 2) \cdot 200}{4.6} = 4.35 \text{ cm}$$

Comparando con S_{min} y S_{max}

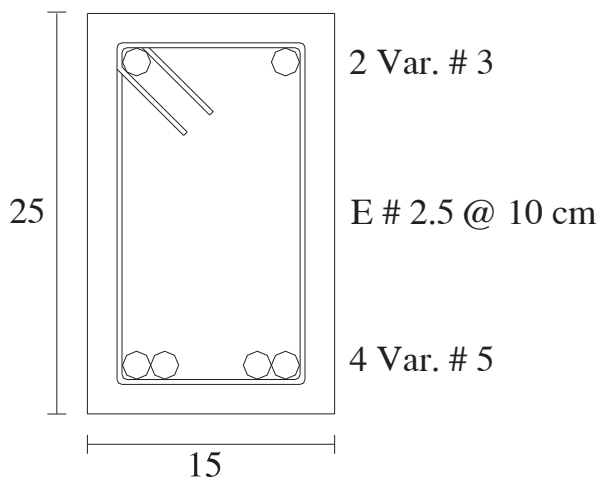
$$S_{min} = 4 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 0.4 \text{ m}$$

$$S_{max} = 0.4 \text{ m} \approx 40 \text{ cm}$$

Como $S < S_{max}$ se debe usar S_{max} o b tanto usar estribos 2 cm^2

CROQUIS DE ARMADO



Trabe T₃**Transmisión de cargas****Peso del muro**

Muro con recubrimiento en ambas caras

$$\square \text{ MURO} = 0.2 \square \square \text{ t} \square \square^2$$

$$\square \text{ MURO} = 0.2 \square \square 2. \square \square 0. \square \square \text{ t} \square \square$$

$$\square \text{ TOTAL MURO} = \square \square 0. \square \square \square 0.9 \square \square \text{ Ton}$$

Peso de la losa de azotea

Área de la losa

$$A = 9 \square \square^2$$

Peso de la losa de azotea

$$\square \square 0. \square \square \square \square \text{ t} \square \square^2$$

$$\square \text{ L.A.} = A \square \square$$

$$\square \text{ L.A.} = 9 \square \square 0. \square \square \square \square \square 2 \square \square \text{ Ton}$$

Longitud del tramo

Descarga por metro lineal

Peso propio de la trabeProponiendo una trabe de $2 \square \square \text{ cm}$

$$\square \text{ P.P.} = b \square \square 2. \square \text{ t} \square \square^3$$

$$\square \text{ P.P.} = 0. \square \square 0.2 \square \square 2. \square \square 0.09 \text{ t} \square \square$$

Peso total de la trabe y la losa en tramo E-F

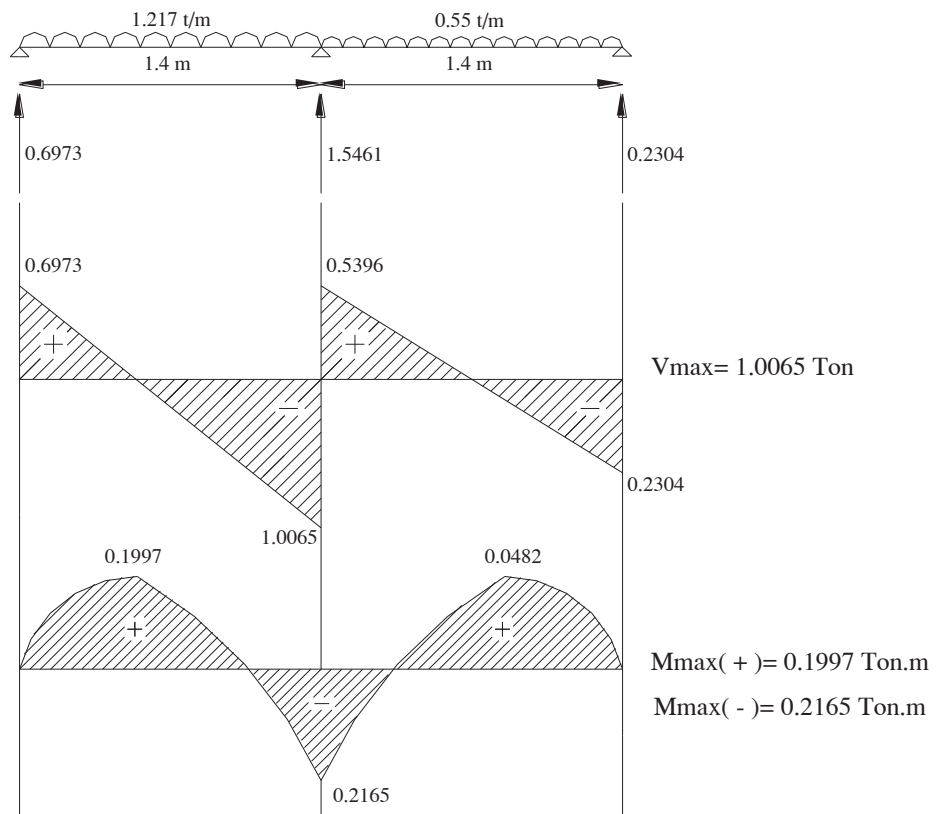
$$\square \text{ total} = 0. \square \square \square 0.09$$

$$\square \text{ total} = 0. \square \square \text{ t} \square \square$$

Peso total de la trabe, la losa y el muro en tramo E-F

$$\square \text{ total} = 0. \square \square \square 0. \square \square \square 2 \square \square \text{ t} \square \square$$

Análisis y diseño



Diseño por flexión**Acero requerido por momento positivo**

$$M_u = 0.99 \text{ t.m}$$

$$M_u = 0.99 \text{ t.m} \\ = 290 \text{ kg.c}$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(27950)}{0.9 \cdot 15 \cdot 23^2 \cdot 170}} \right] =$$

$$\rho = 0.0009$$

Por lo tanto $\rho < \rho_{in}$

$$\rho_{diseño} = 0.002$$

$$A_{s_{re}} = \rho b d$$

$$A_{s_{re}} = 0.002 \cdot 15 \cdot 23 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Usando 2 varillas $a_o = 2$

$$A_s = 2 \cdot A_{s_{re}}$$

Acero requerido por momento negativo

$$M_u = 0.2 \text{ t.m}$$

$$M_u = 0.2 \text{ t.m} \\ = 60 \text{ kg.c}$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(30310)}{0.9 \cdot 15 \cdot 23^2 \cdot 170}} \right] =$$

$$\rho = 0.0002$$

Por lo tanto $\rho < \rho_{in}$

$$\rho_{diseño} = 0.002$$

$$A_{s_{re}} = \rho b d$$

$$A_{s_{re}} = 0.002 \cdot 15 \cdot 23 = 0.9 \text{ cm}^2$$

Usando 2 varillas $a_o = 2$

$$A_s = 2 \cdot A_{s_{re}}$$

Diseño por cortante

$$\text{Con } \rho \leq 0.005 \quad V_{CR} = F_R b d [0.2 + 20\rho] \sqrt{f_c}$$

$$V_{CR} = 0.005 (20 + 0.2 \cdot 20 \cdot 0.005) \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 0.005 \cdot 2.00 \cdot g$$

$$\rho_{real} = \frac{A_s}{bd} \quad \rho_{real} = \frac{2.00}{0.005 \cdot 2.00}$$

$$V_U = 0.005 (0.005) \cdot 0.09 \cdot \text{Ton}$$

$$= 0.005 \cdot g$$

$$\text{O lo tanto } V_U \leq V_{CR}$$

Se colocará refuerzo por tensión diagonal (estribos)

Se permite usar estribos en dos ramas

$$A \leq 0.9 b c^2$$

$V_U \leq V_{CR}$ se colocará refuerzo a una separación de

$$S = \frac{F_R A_s y d}{V_{SR}} \quad V_{SR} = V_U - V_{CR} \quad V_{SR} \leq 0.9 \cdot 2.00 \cdot 0.005 \cdot 2.00 \cdot g$$

$$\text{Con } a_{arillas} \leq 2.0 c^2 \quad a_o \leq 0.9 c^2$$

$$A_v = a_o (a_{arillas}) \leq 0.9 b c^2$$

$$S \leq \frac{0.9 (200) (2.0)}{0.2} \leq 0.005 b c$$

Comprobando con S_{in} y S_{a0}

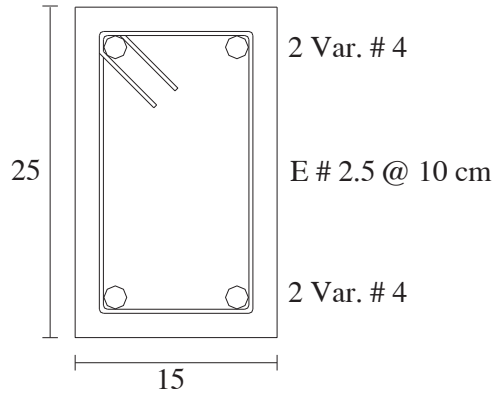
$$S_{in} \leq 0.005 b c$$

$$S_{a0} \leq 0.005 b c$$

$$S_{a0} \leq 0.005 (2.0) \cdot 0.005 \approx 0.005 b c$$

Como $S \leq S_{a0}$ se debe usar S_{a0} o b tanto usar estribos en dos ramas

CROQUIS DE ARMADO

**Trabe T₄****Transmisión de cargas****Peso del muro**

Muro con recubrimiento en ambas caras

$$\square \text{ MURO} \square 0.2 \square \square \text{ t} \square \square^2$$

$$\square \text{ MURO} \square 0.2 \square \square 2. \square \square 0. \square \square \text{ t} \square \square$$

$$\square \text{ TOTAL MURO} \square \square \square 0. \square \square \square 0.9 \square \square \text{ Ton}$$

Peso de la losa de azotea

Área de la losa

$$A \square 2. \square \square \square^2$$

Peso de la losa de azotea

$$\square \square 0. \square \square \square \text{ t} \square \square^2$$

$$\square \text{ L.A.} \square A \square \square$$

$$\square \text{ L.A.} \square 2. \square \square \square 0. \square \square \square \square \square \square 0 \text{ Ton}$$

Longitud del tramo

Descarga por metro lineal

Peso propio de la trabe

Proponiendo una trabe de 20 cm

$$\square \text{ P.P.} \square b \square \square 2. \square \square \square^3$$

$$\square \text{ P.P.} \square 0. \square \square \square 0.2 \square \square 2. \square \square 0.09 \text{ t} \square \square$$

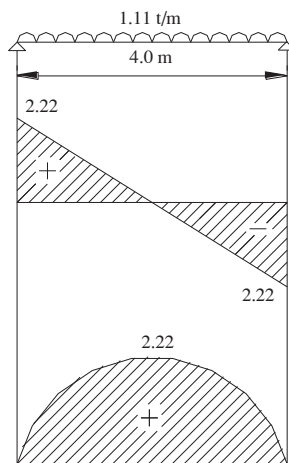
Peso total de la trabe y la losa en tramo 2'-5'

total 0. 0.09

total 0. t

Peso total de la trabe y la losa en tramo 2'-5'

total 0. 0. t

Análisis y diseño

$$V = \frac{WL}{2} = \frac{1.11(4.0)}{2}$$

$$V = 2.22 \text{ Ton}$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{1.11(4.0)^2}{8}$$

$$M = 2.22 \text{ Ton.M}$$

Diseño por flexión**Acero requerido por momento positivo**

M_u () 2.22 t.

M_u () (2.22) t

0 00 g.c

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(310800)}{0.9 \cdot 15 \cdot 23^2 \cdot 170}} \right] =$$

ρ 0.0 220

Por lo tanto ρ in ρ ρ a

$\rho_{\text{diseño}}$ 0.0 220

$$A_{s_{re}} = \rho b d$$

$$A_{s_{re}} = 0.0220 \cdot 2 \cdot 2 \cdot c^2$$

Usando 2 varillas $a_o = 2$

$$A_s = 0 \cdot A_{s_{re}}$$

Acero requerido por momento negativo

Dado que no se presenta momento negativo se usara el $A_{s_{in}}$

$$A_{s_{re}} = 0.002 \cdot 0.9 \cdot c^2$$

Por arado se usaran 2 varillas

Diseño por cortante

$$\text{Con } \rho = 0.02 \quad V_{CR} = F_R b d [0.2 + 20\rho] \sqrt{f_c}$$

$$V_{CR} = 0.92 \cdot 2 \cdot [0.2 + 20 \cdot 0.02] \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 92 \cdot g$$

$$\rho_{real} = \frac{A_s}{b d} \quad \rho_{real} = \frac{0.02}{2} = 0.01$$

$$V_U = 2.22 \cdot 0 \cdot \text{Ton}$$

$$0 \cdot g$$

Por lo tanto $V_U < V_{CR}$

Se colocar requerido (por tensión diagonal (estribos))

Se puede usar estribos 2 en dos ramas

$$A = 0.9 \cdot c^2$$

$V_U < V_{CR}$ se colocara requerido a una separación de

$$S = \frac{F_R A_{yd}}{V_{SR}} \quad V_{SR} = V_U - V_{CR} \quad V_{SR} = 0 - 92 \cdot 0.02 = 0 \cdot g$$

$$\text{Con } 2 \cdot c^2 \quad a_o = 0.9 \cdot c^2$$

$$A_v = a_o \cdot 2 \cdot c^2 = 0.9 \cdot c^2$$

$$S = \frac{0.9 \cdot 200 \cdot 2}{0.02} = 0 \cdot c$$

Comparando con S_{in} y S_{a}

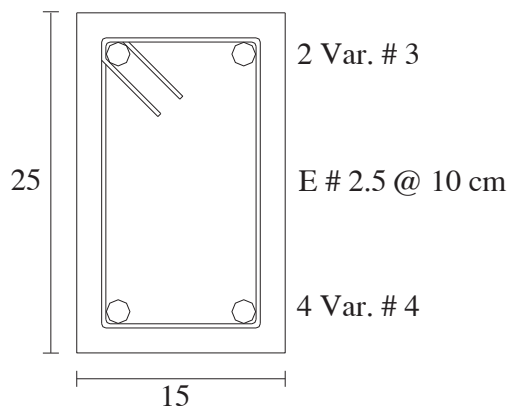
$S_{in} < c$

$S_{a} < 0.1d$

$S_{a} < 0.2d) < c \approx 10 c$

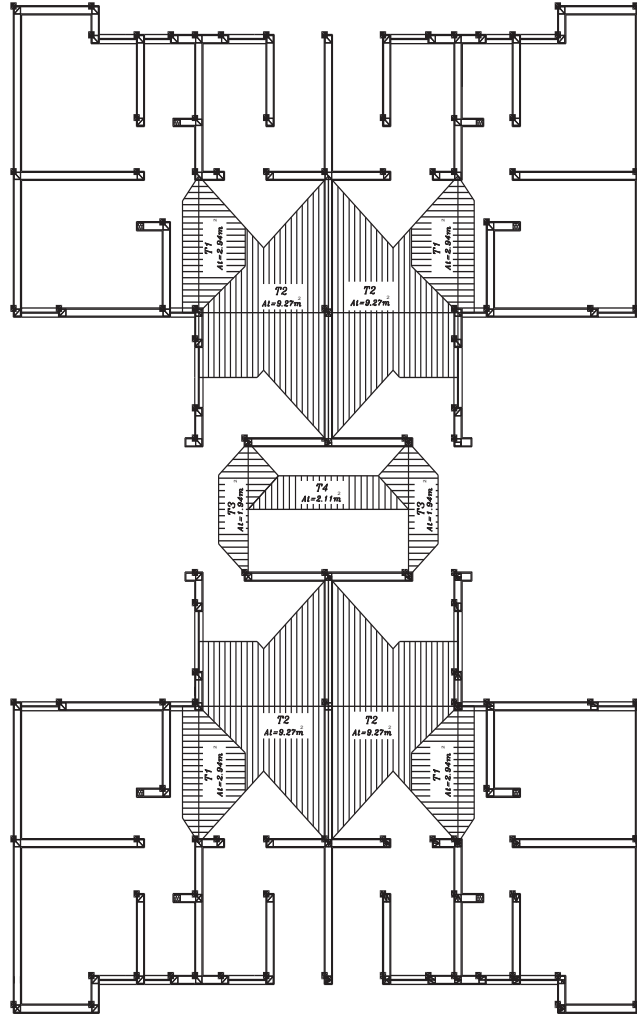
Como $S < S_{a}$ se debe usar S_{a} o b tanto usar estribos $2. < 10 c$

CROQUIS DE ARMADO









A continuaci3n se muestra el plano estructural de las losas de entrepisos

LOSA DE ENTREPISOS 1, 2, 3



SIMBOLOGIA

-  MURO DE CARCA
-  VENTANA
-  CASTILLOS CONTINUA EN P.B.
-  CASTILLOS NO CONTINUA EN P.B.
-  TRABE 5 $Al=2.94m^2$
-  TRABE 6 $Al=9.27m^2$
-  TRABE 7 $Al=1.94m^2$

Trabe T₅**Transmisión de cargas****Peso de la losa de entrepiso**

Área de la losa

$$A = 2.9 \text{ m}^2$$

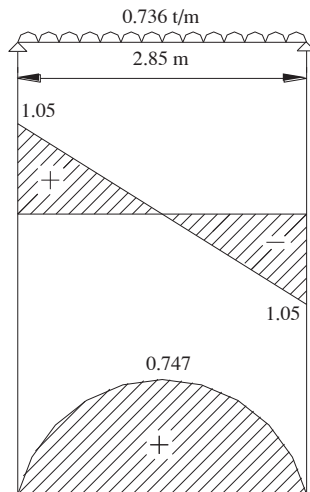
Peso de la losa de entrepiso

$$= 0.2 \text{ t/m}^2$$

 $P_{L.E.} = A$ $P_{L.A.} = 2.9 \times 0.2 = 0.58 \text{ Ton}$

Longitud del tramo

Descarga por metro lineal

Peso propio de la trabeProponiendo una trabe de 20 cm $P.P. = b \times 2.0$ $P.P. = 0.2 \times 2.0 = 0.4 \text{ t/m}$ **Peso total de la trabe y la losa en tramo C - D**total $0.58 + 0.09$ total 0.67 t/m **Análisis y diseño**

$$V = \frac{WL}{2} = \frac{0.736(2.85)}{2}$$

$$V = 1.05 \text{ Ton}$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{0.736(2.85)^2}{8}$$

$$M = 0.747 \text{ Ton.M}$$

Diseño por flexión**Acero requerido por momento positivo**

$$M_u = 10.000 \text{ t.m}$$

$$M_u = 10.000 \text{ t.m} \\ \rho = 0.0020 \text{ g.c}$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(104560)}{0.9 \cdot 15 \cdot 25^2 \cdot 170}} \right] =$$

$$\rho = 0.0020$$

Por lo tanto $\rho \leq \rho_{\text{in}} = \rho_{\text{a}}$

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.0020$$

$$A_{s_{\text{re}}} = \rho b d$$

$$A_{s_{\text{re}}} = 0.0020 \cdot 100 \cdot 22 = 4.4 \text{ cm}^2$$

Usando 2 varillas $\phi 22$ $a_o = 22$

$$A_s = 2 \cdot A_{s_{\text{re}}}$$

Acero requerido por momento negativo

Dado que no se presenta momento negativo se usará el $A_{s_{\text{in}}}$

$$A_{s_{\text{re}}} = 0.0020 \cdot 100 \cdot 22 = 4.4 \text{ cm}^2$$

Por arado se usarán 2 varillas $\phi 22$

Diseño por cortante

$$\text{Con } \rho = 0.0020 \quad V_{CR} = F_R b d [0.2 + 20\rho] \sqrt{f_c} c$$

$$V_{CR} = 0.0020 \cdot 100 \cdot 22 [0.2 + 20 \cdot 0.0020] \sqrt{200} =$$

$$V_{CR} = 22.000 \text{ kg}$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{b d} \quad \rho_{\text{real}} = \frac{2 \cdot 22}{100 \cdot 22}$$

$$V_U = 10.000 \text{ Ton}$$

$$10.000 \text{ kg}$$

$$\text{Por lo tanto } V_U < V_{CR}$$

Se colocar refuerzo por tensión diagonal (estribos)

Se permite usar estribos en dos ramas

$$A_s \geq 0.9 b c^2$$

$V_u < V_{CR}$ se colocara refuerzo a una separación de

$$S = \frac{F_R A_s d}{V_{SR} - V_u - V_{CR}} \quad V_{SR} = V_{CR} - 2 \rho_g$$

Con varillas $2 b c^2$ $a_o = 0.9 c^2$

$$A_v = a_o (varillas) = 0.9 b c^2$$

$$S = \frac{0.9 (200)(2) (29)(2c)}{0.9}$$

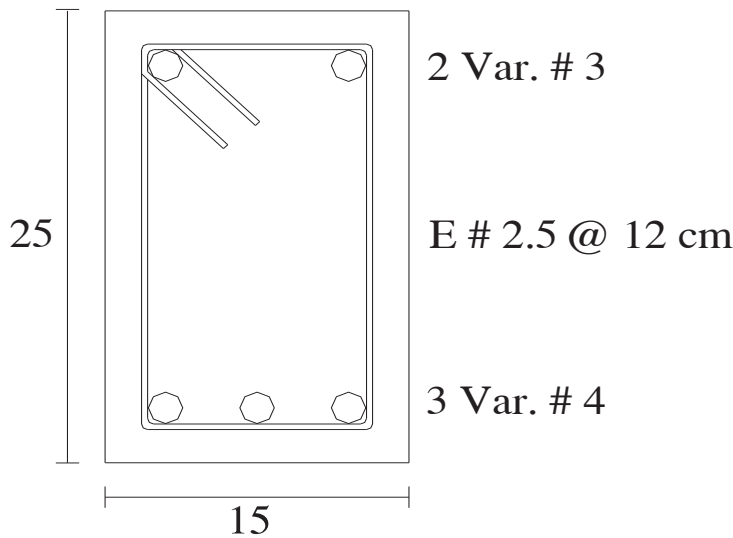
Comparando con S_{in} y S_{a}

$$S_{in} = 12 c$$

$$S_{a} = 0.4 d$$

$$S_{a} = 0.4 (25) = 10 \approx 12 c$$

Como $S < S_{a}$ se debe usar S_{a} o b tanto usar estribos en 2 ramas $2 c$



Trabe T₆**Transmisión de cargas****Peso de la losa de entrepiso**

Área de la losa

$$A = 9.2 \text{ m}^2$$

Peso de la losa de entrepiso

$$= 0.2 \text{ t/m}^2$$

L.E. = A

L.A. = $9.2 \times 0.2 = 1.84 \text{ ton}$

Longitud del tramo = 3.0 m

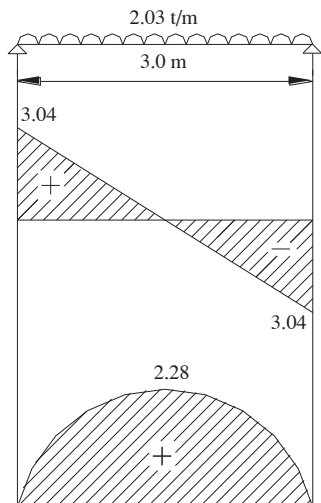
Descarga por metro lineal = 9 t/m

Peso propio de la trabe

Proponiendo una trabe de 20 cm

P.P. = $b \times 2 \times 1$ P.P. = $0.2 \times 0.2 \times 2 = 0.08 \text{ t/m}$ **Peso total de la trabe y la losa en tramo 2-4**total = $9 + 0.09 = 9.09$

total = 2.0 t/m

Análisis y diseño

$$V = \frac{WL}{2} = \frac{2.03(3.0)}{2}$$

$$V = 3.04 \text{ Ton}$$

$$M = \frac{WL^2}{8} = \frac{2.03(3.0)^2}{8}$$

$$M = 2.28 \text{ Ton.M}$$

Diseño por flexión**Acero requerido por momento positivo**

$$M_u = 2.2 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_u = 2.2 \text{ t}\cdot\text{m} \quad f_c = 92 \text{ t/cm}^2$$

$$f_y = 9200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(319200)}{0.9 \cdot 15 \cdot 25^2 \cdot 170}} \right] =$$

$$\rho = 0.002$$

$$\text{Por lo tanto } \rho \leq \rho_{\max}$$

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002$$

$$A_{s_{\text{req}}} = \rho b d$$

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.002 \cdot 25 \cdot 20 = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usando } 2 \text{ varillas } \phi 20 \quad a_o = 20$$

$$A_s = 2 \cdot A_{s_{\text{req}}}$$

Acero requerido por momento negativo

Dado que no se presenta momento negativo se usará el $A_{s_{\text{min}}}$

$$A_{s_{\text{req}}} = 0.002 \cdot 25 \cdot 20 = 1 \text{ cm}^2$$

Por ende se usarán 2 varillas $\phi 20$

Diseño por cortante

$$\text{Con } \rho = 0.002 \quad V_{CR} = F_R b d [0.2 + 20\rho] \sqrt{f_c} c$$

$$V_{CR} = 0.002 \cdot 25 \cdot 20 [0.2 + 20 \cdot 0.002] \sqrt{2000}$$

$$V_{CR} = 2200 \text{ kg}$$

$$\rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{b d} \quad \rho_{\text{real}} = \frac{2 \cdot 20}{25 \cdot 20} = 0.008$$

$$V_U = 2000 \text{ kg}$$

$$2000 \text{ kg}$$

$$\text{Por lo tanto } V_U < V_{CR}$$

Se colocar refuerzo por tensión diagonal (estribos)

Se permite usar estribos en dos ramas

$$A_{sv} \leq 2 c^2$$

$V_U \leq V_{CR}$ se colocara refuerzo a una separación de

$$S \leq \frac{F_R A_{sv} d}{V_{SR} - V_U - V_{CR}} \quad V_{SR} \leq 2 \sqrt{f_c} - 22 \sqrt{f_c} \leq 9 \sqrt{f_c} \text{ kg}$$

Con varillas $a_0 \leq 0.002 c^2$

$$A_v \leq a_0 (n_{ra}) \leq 2 c^2$$

$$S \leq \frac{0.002 (200) (20)}{9 \sqrt{f_c}} \leq 0.09 c$$

Comparando con S_{in} y S_{av}

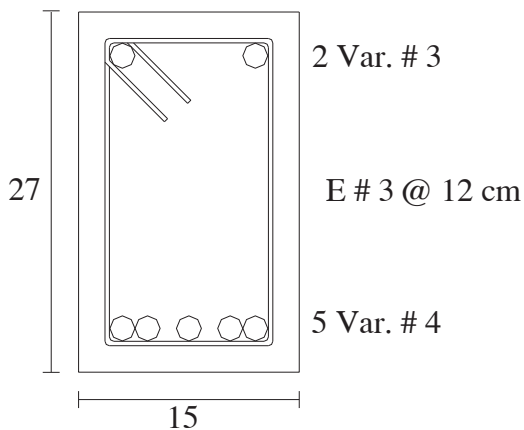
$$S_{in} \leq c$$

$$S_{av} \leq 0.1 d$$

$$S_{av} \leq 0.1 (20) \leq 2.0 \approx 2 c$$

Como $S \leq S_{av}$ se debe usar S_{av} o b tanto usar estribos $\leq 2 c$

CROQUIS DE ARMADO



Trabe T₇**Transmisión de cargas****Peso del muro**

Muro con recubrimiento en ambas caras

$$\square \text{ MURO } \square 0.2 \square \square \text{ t } \square \square^2$$

$$\square \text{ MURO } \square 0.2 \square \square 2. \square \square 0. \square \square \square \text{ t } \square \square$$

$$\square \text{ TOTAL MURO } \square \square \square 0. \square \square \square 0.9 \square \square \text{ Ton}$$

Peso de la losa de entrepiso

Área de la losa

$$A \square 9 \square \square^2$$

Peso de la losa de entrepiso

$$\square \square 0. \square 2 \square \text{ t } \square \square^2$$

$$\square \text{ L.E. } \square A \square \square$$

$$\square \text{ L.A. } \square 9 \square \square 0. \square 2 \square \square 0. \square \square \square \text{ Ton}$$

Longitud del tramo

Descarga por metro lineal

Peso propio de la trabeProponiendo una trabe de $\square \square \square 2 \square \text{ c } \square$

$$\square \text{ P.P. } \square b \square \square \square 2. \square \text{ t } \square \square$$

$$\square \text{ P.P. } \square 0. \square \square \square 0.2 \square \square 2. \square \square 0.09 \square \text{ t } \square \square$$

Peso total de la trabe y la losa en tramo E - F

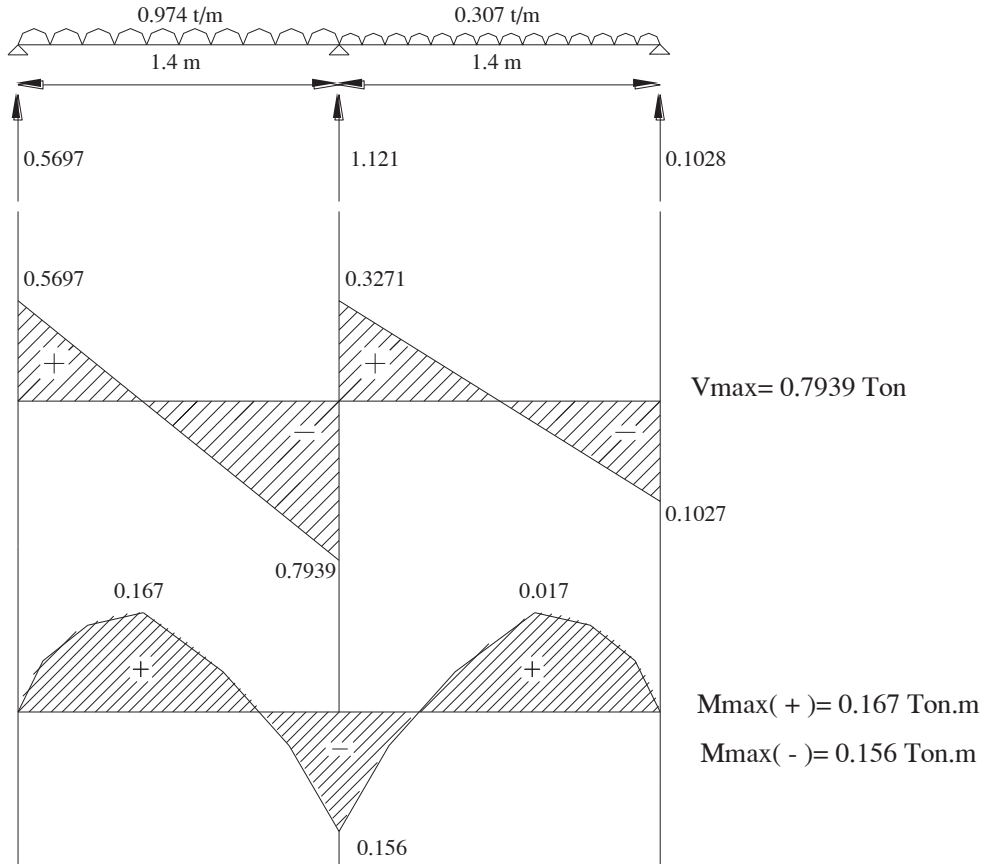
$$\square \text{ total } \square 0.2 \square \square \square 0.09 \square \square$$

$$\square \text{ total } \square 0. \square 0 \square \text{ t } \square \square$$

Peso total de la trabe, la losa y el muro en tramo E-F

$$\square \text{ total } \square 0. \square \square \square \square 0. \square 0 \square \square 0.9 \square \square \text{ t } \square \square$$

Análisis y diseño



Diseño por flexión

Acero requerido por momento positivo

$M_u \leq 0. \dots t.$

$M_u \leq 0. \dots t.$
 $2 \dots g.c$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(23380)}{0.9 \cdot 15 \cdot 25^2 \cdot 170}} \right]$$

$\rho \leq 0.000$

Por lo tanto $\rho \leq \rho_{in} \leq \rho$
 $\rho_{diseño} = 0.002$

$A_{s_{re}} = \rho b d$
 $A_{s_{re}} = 0.002 \cdot 0.9 \cdot 25^2 = 0.9 \text{ m}^2$
 Usando 2 varillas $a_o = 2$
 $A_s = 2 \cdot A_{s_{re}}$

Acero requerido por momento negativo

$M_u = 0.000 \text{ t} \cdot \text{m}$
 $M_u = 0.000 \cdot 0.2 = 0.000 \text{ t} \cdot \text{m}$
 $2 \cdot 0.000 \text{ g} \cdot \text{c}$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(21840)}{0.9 \cdot 15 \cdot 25^2 \cdot 170}} \right]$$

$\rho = 0.0002$

Por lo tanto $\rho \leq \rho_{in} \leq \rho$
 $\rho_{diseño} = 0.002$

$A_{s_{re}} = \rho b d$
 $A_{s_{re}} = 0.002 \cdot 0.9 \cdot 25^2 = 0.9 \text{ m}^2$
 Usando 2 varillas $a_o = 2$
 $A_s = 2 \cdot A_{s_{re}}$

Diseño por cortante

Con $\rho = 0.0002$ $V_{CR} = F_R b d [0.2 + 20\rho] \sqrt{f_c}$

$$V_{CR} = 0.0002 \cdot 0.9 \cdot 25 [0.2 + 20 \cdot 0.0002] \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 0.202 \text{ g}$$

$$\rho_{real} = \frac{A_s}{b d} \quad \rho_{real} = \frac{2 \cdot 0.9}{0.9 \cdot 25} = 0.0002$$

$$V_U = 0.9 \cdot 0.9 = 0.81 \text{ Ton}$$

$$0.0002 \text{ g}$$

Por lo tanto $V_U \leq V_{CR}$

Se requerirán estribos #2 en dos ramas

$$A_{s, \text{in}} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s, \text{in}} = 0.2 \left[\sqrt{\frac{b_s}{y}} \right]$$

con una separación mínima de

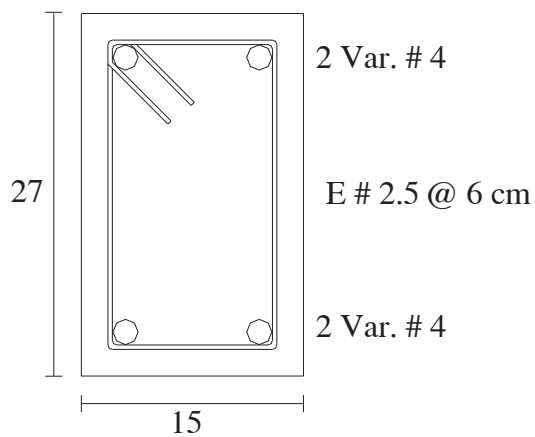
$$S_{\text{mín}} =$$

$$A_{s, \text{in}} = 0.2 \left(\sqrt{200 \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2} \right)} \right)$$

$$A_{s, \text{in}} = 0.0 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto usar estribos #2 en 2 ramas

CROQUIS DE ARMADO



IV d.- DALAS Y CASTILLOS

DALAS Y CASTILLOS

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

Se colocaran dalas de cerramientos y desfilante en todos los muros de cada entrepiso.

Los castillos se colocaran en los extremos de todos los muros al igual que en los cruces existentes y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que $0.5H$ ni $3m$.

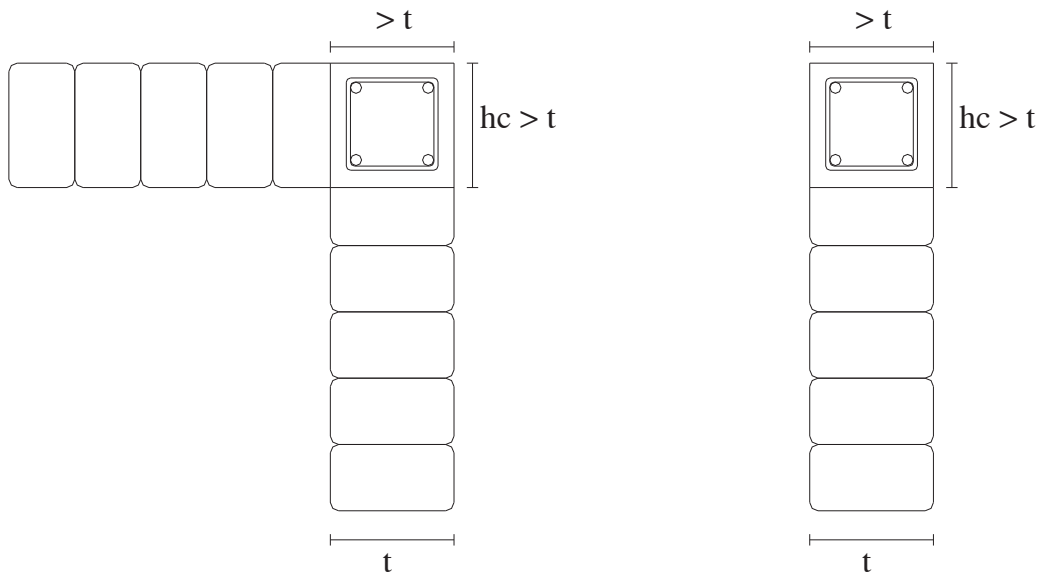
Para el caso de los muros de retiles la separación máxima será de $3m$.

Existirá una dala de cerramiento en la parte superior e inferior del muro y en la parte superior de los muros de retiles.

El concreto de castillos y dalas tendrá una resistencia a compresión $f'c$, no menor de 150 kg/cm^2 .

Las dalas y castillos tendrán una dimensión mínima igual al espesor del muro con la única función de coninarlos.

Proveer los castillos y dalas de 4ϕ como adelante al hacer la revisión de los muros se vera si es necesario aumentar las dimensiones de algunos castillos.



$$A_s = 0.2 \frac{f_c t^2}{F_y}$$

Donde

A_s = área total del acero de refuerzo longitudinal colocada en la dala y el castillos.

$f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$

$$A_s = 0.2 \frac{(0.000000)^2}{200} = 0.000000 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se usaran 2 varillas de $\phi 2.2 \text{ cm}$ $A_o = 0.000000 \text{ cm}^2$

$N = \frac{A_s}{A_{\text{var.}}} = \frac{0.000000}{0.000000} \approx 2$ varillas

Por lo tanto se usaran 2 varillas de $\phi 2.2 \text{ cm}$ en el lado inferior y superior.

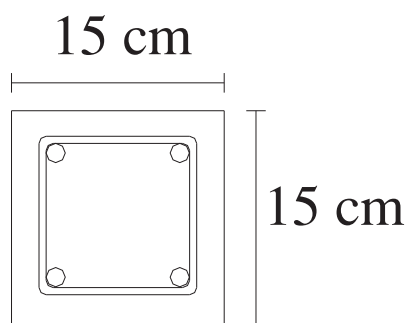
Sección de los estribos

La sección de los estribos no excederá de $\phi 2.2 \text{ cm}$ ni de 20 cm

$S = (0.000000) \cdot 22.0 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$

$$A_{sc} = \frac{(0.000000 \cdot S)}{y \cdot t} = \frac{(0.000000 \cdot 20)}{200} = 0.000000 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se utilizarán estribos de $\phi 2.2 \text{ cm}$ y 20 cm



**V.- DISEÑO DE MUROS DE
MAMPOSTERIA SUJETO A CARGAS
VERTICALES.**

V.- DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERIA SUJETO A CARGAS VERTICALES.

Se trata de un edificio para vivienda de interés social con cuatro departamentos en cada piso ubicado en la Ciudad de Potrerillos Municipio de Apatzingán en un terreno tipo II y se considera que es una construcción del tipo B debido a que es un edificio destinado para vivienda.

La planta tipo mostrada en el plano arquitectónico se refiere cuatro veces por lo que el edificio será de cuatro niveles. La altura de entrepisos (a eñes) es de 2.00ts.

En el análisis de la estructura se compararán los resultados del diseño por el Método Simplificado con los de un análisis más refinado con el Método Detallado.

El proyecto corresponde a un edificio de vivienda de forma irregular con una altura total de 0.00ts por lo que se justifica un método más refinado.

El sistema de piso es una losa maciza de concreto armado perimetralmente apoyado sobre muros.

Hay una cadena de muros en todos los extremos de los muros y en la parte superior para darles continuidad y evitar una falla frágil.

Los muros de tabique de barro rojo recocido serán de 15cm de espesor inicial como mínimo posteriormente al hacer la revisión por sí o será necesario aumentar el espesor de diversos muros por lo que las cargas a calcular serán modificadas más adelante.

METODO SIMPLIFICADO.

Para la revisión de los muros con el Método Simplificado se utilizarán las Normas Técnicas Costarricenses siguiendo los siguientes procedimientos

La carga vertical que resiste un muro se determinará con la ecuación siguiente

$$P_R = F_R F_E A_T$$

Donde

A_T es la área transversal bruta del muro

R es la resistencia nominal en compresión de la mampostería que se determina con base en la tabla 2.2 de las N.T.C.

F_R – es el factor de reducción de la resistencia que se toma como 0.8

γ – aumento de la resistencia de diseño a la compresión de la mampostería en kg/cm^2 debido a la distribución del momento en muros con columnas.

F_E – factor de reducción por efecto de esbeltez el cual se utiliza para determinar la carga resistente que soporta la mampostería y se determina de la siguiente manera

Se deberán cumplir con los siguientes requisitos para considerar el efecto de reducción de la referencia 2.2.2 de las N.T.C.

$F_E = 0.8$ para muros interiores

$F_E = 0.8$ para muros exteriores

- Las deformaciones en los extremos superiores e inferiores del muro en la dirección normal a su plano a su plano están restringidos por el sistema de pisos o por otros elementos.
- No hay excentricidades importantes ya que la losa se apoye directamente sobre los muros y la excentricidad en la carga axial aplicada es menor que $t/6$ y no hay fuerzas significativas que actúen en dirección normal al muro.
- La relación altura libre del muro H/t no debe exceder de 20 cm.

Cuando no se cumple con alguno de los puntos anteriores el factor F_E deberá calcularse

$$F_E = \left(\frac{2e}{t} \right) \left[\left(\frac{H}{10t} \right)^2 \right]$$

Donde

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

e excentricidad calculada para la carga vertical mas una excentricidad accidental que se tomara igual a $t/2$.

α factor de altura efectiva del muro que se determinará según el criterio siguiente

$\alpha = 2$ para muros sin restricción al desplazamiento lateral en su extremo superior.

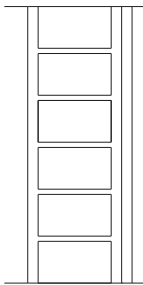
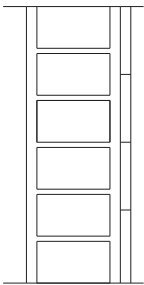
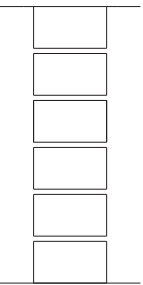
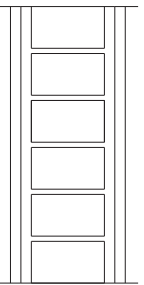
$\alpha = 1$ para muros entre losas en que se apoye la losa.

$\alpha = 0.5$ para muros limitados por dos losas continuas a ambos lados del muro.

En caso de que el muro en consideración este ligado a muros transversales o contrafuertes o a castillos que restrinjan su deformación lateral el factor F_E se calculara

$$F_E = \left(\frac{2e}{t} \right) \left[\left(\frac{H}{0t} \right)^2 \right] \left[\frac{H}{L} \right] \frac{H}{L} \leq 0.9$$

A continuación se presenta el cálculo del peso total de la estructura para el cual tendremos de nuestro proyecto cuatro casos diferentes de recubrimiento de los muros.

CASO 1	CASO 2	CASO 3	CASO 4
			
mortero-yeso	mortero-azulejo	aparente	mortero-mortero yeso-yeso
$t = 20 \text{ cm}$	$t = 20 \text{ cm}$	$t = 14 \text{ cm}$	$t = 22 \text{ cm}$
$w = 293 \text{ kg/m}^2$	$w = 317 \text{ kg/m}^2$	$w = 210 \text{ kg/m}^2$	$w = 315 \text{ kg/m}^2$

Peso de los muros por unidad de longitud para los cuatro casos:

Caso 1

Peso del muro $0.29 \times 2 \times 0.00 \text{ t}$ Peso del muro por planta $0.00.00 \times 92 \text{ ton}$

Caso 2

Peso del muro $0.0002.00.00 \text{ t}$ Peso del muro por planta $200.0000 \times 0 \text{ ton}$

Caso 3

Peso del muro $0.2002.00.00 \text{ t}$ Peso del muro por planta $0.00.00 \times 2.02 \text{ ton}$

Caso 4

Peso del muro $0.0002.00.00 \text{ t}$ Peso del muro por planta $0.00.00 \times 9.02 \text{ ton}$ Σ total muros $0.00 \times \text{ton}$ **Carga total sobre los muros de planta baja**

Para calcular el peso del muro de tabique de barro rojo se ha considerado un espesor total de 20cm (para el caso 1) del muro de albanado (por ambos lados y 2cm de yeso (por un solo lado) para el caso 2) del muro de albanado (por ambos lados y 2cm del espesor del aluleo) para el caso 3 (solo se tomarán 2cm de espesor del muro) y para el caso 4) del muro de albanado (por ambos lados y 2cm de yeso (por ambos lados). El peso volumétrico en estado seco de la arcilla es de 100 kg/m^3 (N.T.C. tabla 2.1) y para el portero su resistencia nominal en compresión será (por lo menos) de 10 kg/cm^2 y tendrá una relación volumétrica entre arena y cementantes de 2.2 y 0.00.

Para diseñar las cargas verticales

Peso de la azotea + peso de plantas tipo + peso de entrepisos de muros + peso hueco de la escalera + peso del retil

 $\Sigma T = (2 \times 92 \times 0.00) + (2 \times 92 \times 0.02) + (0.0000) + (0.00 \times 0.00) + (90.00 \times 0.2) =$
 $\Sigma T = 0.00 \text{ Ton}$

Peso de la losa de escalera

Material	Espesor m	Peso. Vol. t/m ³	Peso total t/m ²
Enladrillado	0.02	1.5	0.03
Mortero cem.-aren.	0.03	2.1	0.063
Losa de concreto	0.10	2.4	0.288
Recubrimiento yeso	0.02	1.5	0.03
Total			0.363 t/m ²

Carga muerta de losa de entrepiso = 0.363 t/m²

Diseño por cargas permanentes

Carga muerta = 0.363 t/m²

Carga adicional = 0.0 t/m²

Carga viva = 0.00 t/m²

Carga de servicio: 0.503 t/m²

Diseño por cargas permanentes accidentales

Carga muerta = 0.363 t/m²

Carga adicional = 0.0 t/m²

Carga viva = 0.0 t/m²

Carga de servicio: 0.473 t/m²

Carga vertical promedio por unidad de área de construcción

$\frac{0.503 \text{ t/m}^2 \times 20 \text{ m}^2}{20 \text{ m}^2} = 0.503 \text{ t/m}^2$

CA = 2.92

Análisis por carga vertical

El edificio cumple con los requisitos de las N.T.C. para poder determinar las cargas verticales con una base de cargas por áreas tributarias.

Calculo del esmero promedio de cohesión en muros planta base

Área transversal de muros

$A_T = \sum (\text{longitudes de muros en ambas direcciones})t$

$A_T = 22.0 \text{ m} \times 22.0 \text{ m} = 484 \text{ m}^2$

Es un medio de cohesión en planta baja

Este es un medio de determinar con un parámetro indicativo del nivel de carga vertical. Para el diseño por carga vertical es necesario revisar inmediatamente cada muro.

$$\frac{A_T}{A_T} = \frac{0.0000}{22.0000} \text{ g/cm}^2$$

Áreas de las losas tributarias de cada muro

Este se determina según la distribución del croquis que se muestran después de revisar el muro N° 1' y el muro N° 16

Carga vertical sobre cada muro.

Se determina la carga vertical de cada muro como la suma de la carga transmitida por las losas más las debidas al peso propio de los muros.

Como ejemplo se revisarán dos de los cuatro casos que se tienen para nuestro proyecto

Caso 1

Muro N° 1', con una longitud de 6.3 mts.

Área tributaria por piso = 2.0002.0000 cm²

Carga arotea = 0.000000 ton

Carga entrepiso = 0.200000 ton

Peso de muros = 0.000000 ton

Carga actuante = 29.652 ton

Área transversal = 0.20 x 2.00 cm²

Para nuestro ejemplo se trata de un muro exterior por lo tanto

$F_E = 0.5$

$P_R = 0.0009200$

$P_R = 0.0000$ g

Revisión de la seguridad a carga vertical.

Debe revisarse que la carga vertical resistente sea igual o mayor que la carga última actuante la que incluye el factor de carga de 1.4

$P_U = 0.292 \times 0.0002 \text{ g} = 0.0000 \text{ g}$

$P_U > P_R \quad \dots \quad O.K.$

Caso 01

Muro N°0001 con una longitud de 2.000 ts.

Área tributaria Q_r Q_{iso} $2.000 \times 2.00 = 4.000 \text{ m}^2$

Carga a cotea Q_0 $0.0000 \text{ m} \times 2.00 \text{ m}$

Carga entre ciso Q_1 $0.020000 \text{ m} \times 2.00 \text{ ton}$

Peso de bloques Q_2 $0.00002.000 \text{ m} \times 2 \text{ ton}$

Carga actuante = 14.2 ton

Área transversal $2.000 \times 2.00 = 4.000 \text{ m}^2$

Para nuestro ejemplo se trata de un muro exterior por lo tanto

$F_E = 0.0$

$P_R = 0.000.0009 \times 2.00 =$

$P_R = 0.000000 \text{ g}$

Revisión de la seguridad a carga vertical.

Debe revisarse que la carga vertical resistente sea igual o mayor que la carga última actuante la que incluye el factor de carga de 1.4

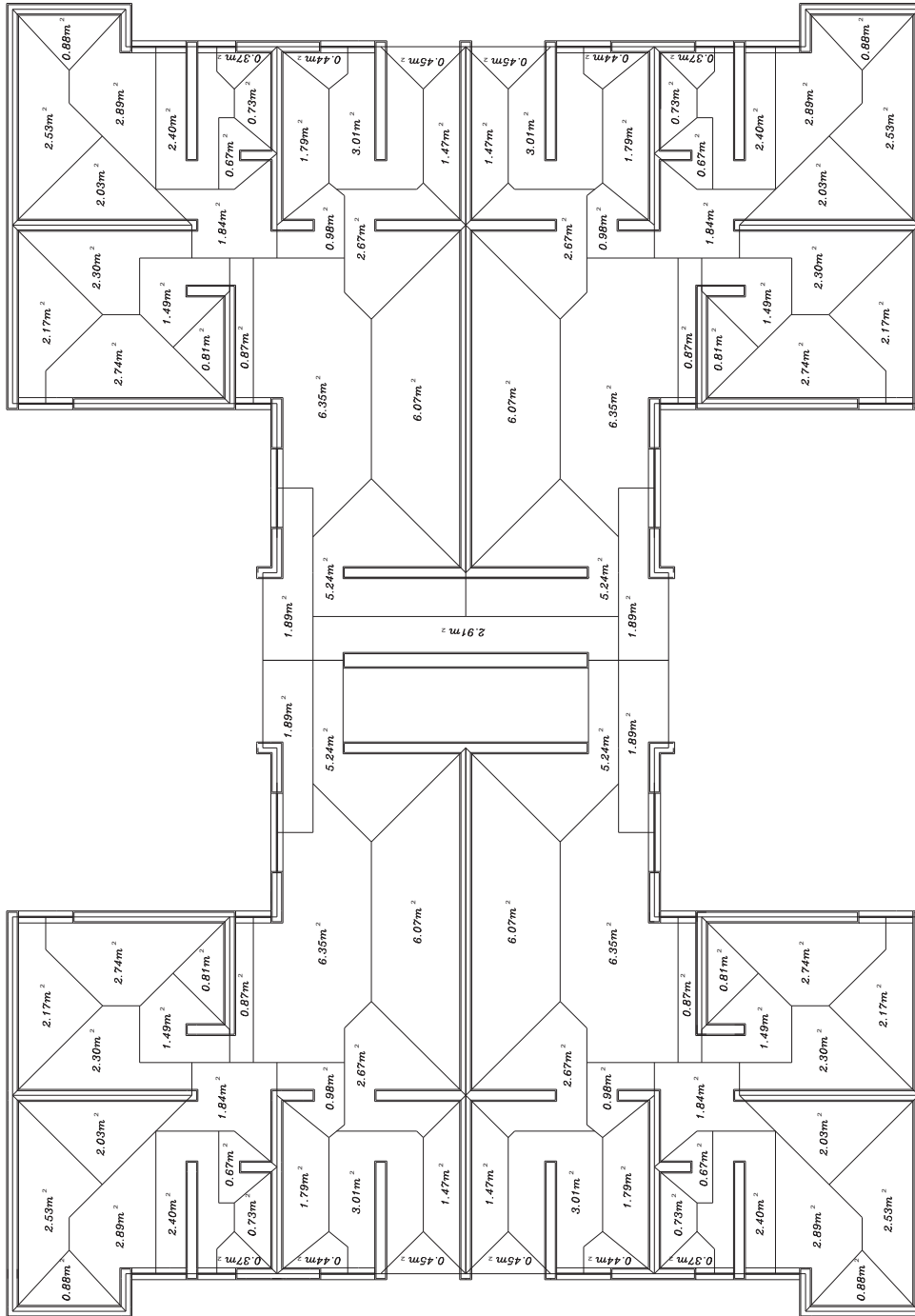
$P_U = 1.400000 \times 200 = 280.000 \text{ g}$ 0.000000 g

$P_U > P_R \quad \dots \text{ OK}$

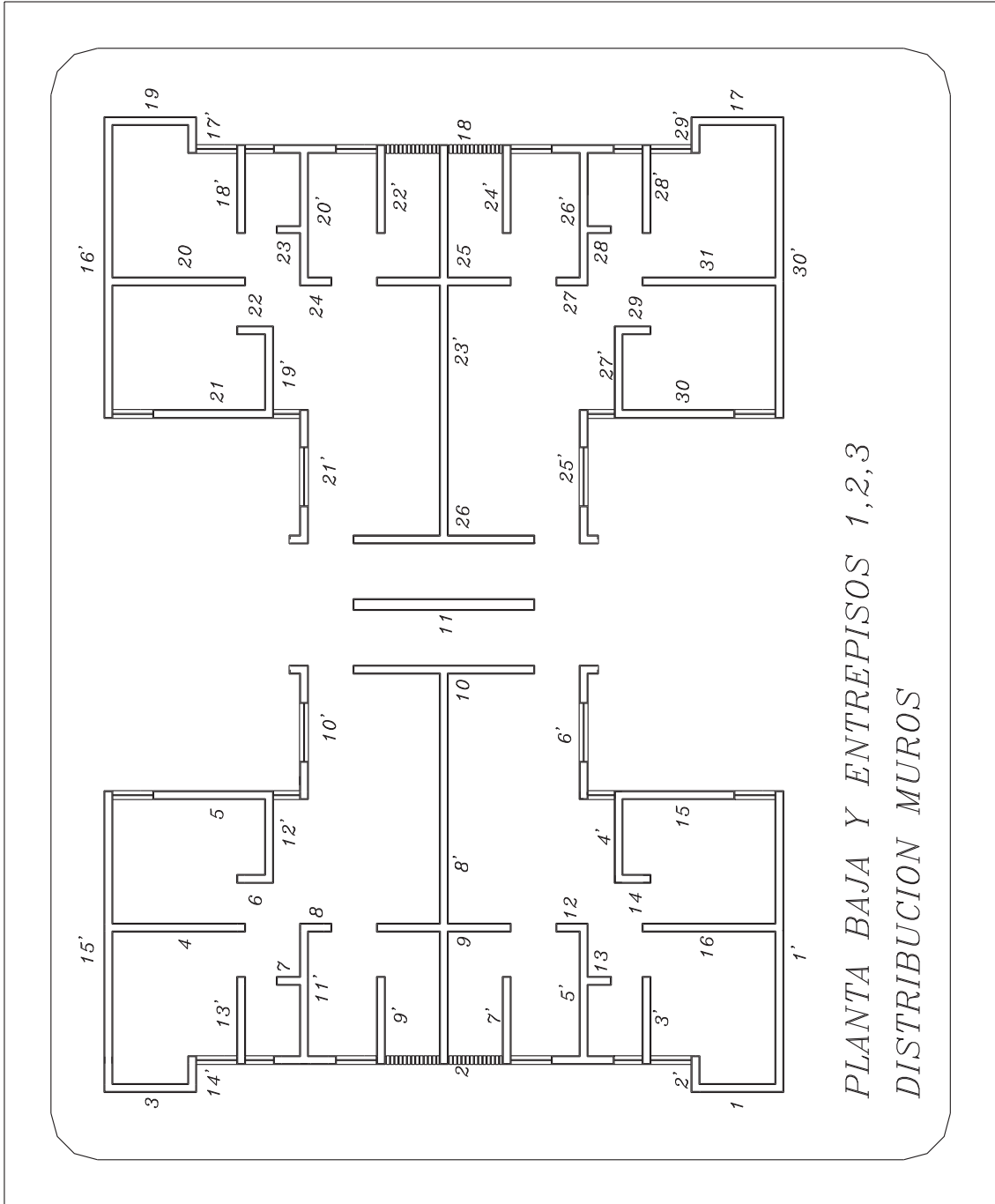
Relación altura a lado menor $\frac{a_1}{a_2} = \frac{0.000000 \text{ m}}{0.000000 \text{ m}}$

Relación lado mayor a lado menor $\frac{a_2}{a_1} = \frac{20.000000 \text{ m}}{0.000000 \text{ m}}$

A continuación se presenta el plano estructural que muestra la distribución de los bloques y sus respectivas áreas tributarias



AREAS TRIBUTARIAS
PLANTA BAJA Y ENTREPISOS 1,2,3



En la tabla 1 y 2 se muestran los resultados de la resistencia para carga vertical del resto de los muros de la planta baja. Se aprecia que los muros 2', 14', 17' y 29' tienen una resistencia menor que la necesaria.

No obstante que el edificio cumple con los requisitos para aplicar el método simplificado de diseño sísmico se optó por usar un método más refinado como lo es el método estático con el fin de considerar los efectos de torsión en planta del edificio si es que llegan a presentarse. Este análisis se muestra en el siguiente capítulo.

**TABLA 1.- REVISION DE LOS MUROS POR CARGAS PERMANENTES PLANTA BAJA (DIRECCION Y)
METODO SIMPLIFICADO**

MURO Nº	LONG. (M)	ESPES. (M)	AREA TRIBUT. (M) ²	CARGA AZOTEA (TON)	CARGA ENTREP. (TON)	PESO MURO (TON)	CARGA VERT. ACTUANTE P(TON)	CARGA ULTIMA ACTUANTE PU(TON)	FE	CARGA VERT. RESISTET. (TON)
1	1.80	0.20	0.88	0.58344	0.55088	5.0616	6.19592	8.674288	0.6	24.624
2	10.80	0.20	2.52	1.67076	1.57752	30.37	33.61788	47.065032	0.6	147.744
3	1.80	0.20	0.88	0.58344	0.55088	5.0616	6.19592	8.674288	0.6	24.624
4	2.85	0.22	4.33	2.87079	2.71058	8.6184	14.19977	19.879678	0.7	50.0346
5	3.45	0.20	2.74	1.81662	1.71524	9.7014	13.23326	18.526564	0.6	47.196
6	0.60	0.22	1.49	0.98787	0.93274	1.8144	3.73501	5.229014	0.7	10.5336
7	0.60	0.22	0.67	0.44421	0.41942	1.8264	2.69003	3.766042	0.7	10.5336
8	0.60	0.22	0.98	0.64974	0.61348	1.8144	3.07762	4.308668	0.7	10.5336
9	2.70	0.22	5.34	3.54042	3.34284	8.1648	15.04806	21.067284	0.7	47.4012
10	3.88	0.22	10.48	6.94824	6.56048	11.733	25.24184	35.338576	0.6	58.38624
11	3.88	0.22	2.91	1.92933	1.82166	11.733	15.48411	21.677754	0.6	58.38624
12	0.60	0.22	0.98	0.64974	0.61348	1.8144	3.07762	4.308668	0.7	10.5336
13	0.60	0.22	0.67	0.44421	0.41942	1.8264	2.69003	3.766042	0.7	10.5336
14	0.60	0.22	1.49	0.98787	0.93274	1.8144	3.73501	5.229014	0.7	10.5336
15	3.45	0.20	2.74	1.81662	1.71524	9.7014	13.23326	18.526564	0.6	47.196
16	2.85	0.22	4.33	2.87079	2.71058	8.6184	14.19977	19.879678	0.7	50.0346
17	1.80	0.20	0.88	0.58344	0.55088	5.0616	6.19592	8.674288	0.6	24.624
18	10.80	0.20	2.52	1.67076	1.57752	30.37	33.61788	47.065032	0.6	147.744
19	1.80	0.20	0.88	0.58344	0.55088	5.0616	6.19592	8.674288	0.6	24.624
20	2.85	0.22	4.33	2.87079	2.71058	8.6184	14.19977	19.879678	0.7	50.0346
21	3.45	0.20	2.74	1.81662	1.71524	9.7014	13.23326	18.526564	0.6	47.196
22	0.60	0.20	1.49	0.98787	0.93274	1.8144	3.73501	5.229014	0.7	9.576
23	0.60	0.22	0.67	0.44421	0.41942	1.8264	2.69003	3.766042	0.7	10.5336
24	0.60	0.22	0.98	0.64974	0.61348	1.8144	3.07762	4.308668	0.7	10.5336
25	2.70	0.22	5.34	3.54042	3.34284	8.1648	15.04806	21.067284	0.7	47.4012
26	3.88	0.20	10.48	6.94824	6.56048	11.733	25.24184	35.338576	0.6	53.0784
27	0.60	0.22	0.98	0.64974	0.61348	1.8144	3.07762	4.308668	0.7	10.5336
28	0.60	0.22	0.67	0.44421	0.41942	1.8264	2.69003	3.766042	0.7	10.5336
29	0.60	0.20	1.49	0.98787	0.93274	1.8144	3.73501	5.229014	0.7	9.576
30	3.45	0.20	2.74	1.81662	1.71524	9.7014	13.23326	18.526564	0.6	47.196
31	2.85	0.22	4.33	2.87079	2.71058	8.6184	14.19977	19.879678	0.7	50.0346
32	3.90	0.20	2.11	1.39893	1.32086	10.967	13.68659	19.161226	0.6	53.352

**TABLA 2.- REVISION DE LOS MUROS POR CARGAS PERMANENTES PLANTA BAJA (DIRECCION X)
METODO SIMPLIFICADO**

MURO Nº	LONG. (M)	ESPES. (M)	AREA TRIBUT. (M) ²	CARGA AZOTEA (TON)	CARGA ENTREP. (TON)	PESO MURO (TON)	CARGA VERT. ACTUANTE P(TON)	CARGA ULTIMA ACTUANTE PU(TON)	FE	CARGA VERT. RESIST. (TON)
1'	6.30	0.20	4.70	3.1161	2.9422	17.716	23.7739	33.28346	0.6	86.184
2'	0.60	0.20	2.89	1.91607	1.80914	1.6872	5.41241	7.577374	0.6	8.208
3'	1.95	0.20	2.40	1.5912	1.5024	5.8968	8.9904	12.58656	0.7	31.122
4'	1.95	0.22	1.48	0.98124	0.92648	5.8968	7.80452	10.926328	0.7	34.2342
5'	2.85	0.22	2.52	1.67076	1.57752	8.6754	11.92368	16.693152	0.7	50.0346
6'	2.70	0.20	7.29	4.83327	4.56354	7.5924	16.98921	23.784894	0.6	36.936
7'	1.95	0.22	3.01	1.99563	1.88426	5.8968	9.77669	13.687366	0.7	34.2342
8'	8.40	0.22	15.08	9.99804	9.44008	25.402	44.83972	62.775608	0.7	147.4704
9'	1.95	0.22	3.01	1.99563	1.88426	5.8968	9.77669	13.687366	0.7	34.2342
10'	2.70	0.20	7.29	4.83327	4.56354	7.5924	16.98921	23.784894	0.6	36.936
11'	2.85	0.22	2.52	1.67076	1.57752	8.6754	11.92368	16.693152	0.7	50.0346
12'	2.95	0.22	1.48	0.98124	0.92648	8.9208	10.82852	15.159928	0.7	51.7902
13'	1.95	0.20	2.40	1.5912	1.5024	5.8968	8.9904	12.58656	0.7	31.122
14'	0.60	0.20	2.89	1.91607	1.80914	1.6872	5.41241	7.577374	0.6	8.208
15'	6.30	0.20	4.70	3.1161	2.9422	17.716	23.7739	33.28346	0.6	86.184
16'	6.30	0.20	4.70	3.1161	2.9422	17.716	23.7739	33.28346	0.6	86.184
17'	0.60	0.20	2.89	1.91607	1.80914	1.6872	5.41241	7.577374	0.6	8.208
18'	1.95	0.20	2.40	1.5912	1.5024	5.8968	8.9904	12.58656	0.7	31.122
19'	1.95	0.22	1.48	0.98124	0.92648	5.8968	7.80452	10.926328	0.7	34.2342
20'	2.85	0.22	2.52	1.67076	1.57752	8.6754	11.92368	16.693152	0.7	50.0346
21'	2.70	0.20	7.29	4.83327	4.56354	7.5924	16.98921	23.784894	0.6	36.936
22'	1.95	0.22	3.01	1.99563	1.88426	5.8968	9.77669	13.687366	0.7	34.2342
23'	8.40	0.22	15.08	9.99804	9.44008	25.402	44.83972	62.775608	0.7	147.4704
24'	1.95	0.22	3.01	1.99563	1.88426	5.8968	9.77669	13.687366	0.7	34.2342
25'	2.70	0.20	7.29	4.83327	4.56354	7.5924	16.98921	23.784894	0.6	36.936
26'	2.85	0.22	2.52	1.67076	1.57752	8.6754	11.92368	16.693152	0.7	50.0346
27'	1.95	0.22	1.48	0.98124	0.92648	5.8968	7.80452	10.926328	0.7	34.2342
28'	1.95	0.20	2.40	1.5912	1.5024	5.8968	8.9904	12.58656	0.7	31.122
29'	0.60	0.20	2.89	1.91607	1.80914	1.6872	5.41241	7.577374	0.6	8.208
30'	6.30	0.20	4.70	3.1161	2.9422	17.716	23.7739	33.28346	0.6	86.184
31'	1.27	0.20	0.49	0.32487	0.30674	3.5712	4.20285	5.88399	0.6	17.3736

*** MUROS MODIFICADOS:**

2'	0.60	0.25	2.89	1.91607	1.80914	1.6872	5.41241	7.577374	0.6	10.26
14'	0.60	0.25	2.89	1.91607	1.80914	1.6872	5.41241	7.577374	0.6	10.26
17'	0.60	0.25	2.89	1.91607	1.80914	1.6872	5.41241	7.577374	0.6	10.26
29'	0.60	0.25	2.89	1.91607	1.80914	1.6872	5.41241	7.577374	0.6	10.26

V a.- METODO DETALLADO.

METODO DETALLADO.

Este método se aplicará para obtener una configuración con el método simplificado y para realizar un diseño más refinado.

Para la revisión de los muros con el Método Detallado se utilizará el Reglamento de construcción del estado de Michoacán siguiendo los siguientes procedimientos:

Para su análisis se determinarán las fuerzas internas en los muros lo cual se hará por medio de un análisis elástico donde se deberá considerar que la mampostería no resiste tensiones en la dirección normal a las juntas y se usarán las propiedades de las secciones agrietadas cuando las tensiones aparecen.

Para el análisis de cargas verticales se tomará en cuenta que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debido al aplastamiento del mortero.

Por lo tanto para muros muros cortan losas de concreto la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que para efectos de distribución de momentos en el nudo la rigidez de los muros es nula. Para el diseño solo se tomarán en cuenta los momentos debidos a los efectos siguientes:

- Los momentos que deben ser resistidos por condiciones de estática y que no pueden ser redistribuidos por la rotación del nudo como son los momentos debidos a un colapso que se e libere en el muro o los debidos a efectos de viento o sísmicos horizontales al plano del muro.
- Los momentos debidos a la excentricidad con que se transmite la carga de la losa del piso inmediatamente superior en muros entre otros tal excentricidad se tomara igual a:

$$e_c = \frac{t}{2} + \frac{b}{4}$$

Siendo t el espesor del muro y b la longitud de apoyo de la losa sobre el espesor del muro.

Resistencia a cargas verticales.

La carga vertical que resiste un muro dependerá de la relación de esbeltez del mismo de la excentricidad con que se aplica la carga y de las restricciones a sus deformaciones laterales. El valor de diseño de la carga axial resistente se calculará como

$$P_R = F_R F_E (\dots) A_T$$

Donde

A_T es la área transversal bruta del muro

\dots es la resistencia nominal en compresión de la mampostería que se determina con base la tabla 2. de las N.T.C.

F_R – es el factor de reducción de la resistencia que se toma como 0. para muros confinados.

\dots – aumento de la resistencia de diseño a la compresión de la mampostería en g/cm^2 debido a la distribución del refuerzo en muros confinados.

F_E – factor de reducción por efecto de esbeltez el cual se utiliza para determinar la carga resistente que soporta la mampostería y se determina de la siguiente manera

$$F_E = 1 - 2e^2/t$$

Siendo t es el espesor del muro y

$$e^2 = F_a (e_c + e_a)$$

e_c y e_a son las excentricidades calculada y accidental respectivamente.

$$e_a = \dots (f + H/10)$$

El coeficiente \dots se tomará como \dots para piezas cuyas dimensiones no difieran en más de un \dots de los nominales y de \dots cuando no se considere anterior.

F_a es un factor de incremento de la excentricidad por efecto de esbeltez

$$F_a = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1$$

Siendo

P_u – la carga vertical actuante de diseño

$$C_m = 0.5 + 0.5 \frac{e_c}{e_c^2} \geq 0.5$$

donde e_c y e_c^2 respectivamente la menor y mayor de las excentricidades calculadas en los extremos del muro.

P_c – es la carga crítica de pandeo que se obtendrá como

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{H'^2}$$

Siendo

I : el momento de inercia de la sección bruta dividido entre 2.

H' : la altura efectiva del muro que se determina a partir de la altura no restringida H según el criterio siguiente

$H' = 2H$, para muros libres en uno de sus extremos.

$H' = 0.75 H$, para muros limitados por dos losas continuas.

$H' = H$, para muros extremos en que se apoyan losas.

Como ejemplo se revisarán uno de los cuatro casos que se tienen para nuestro proyecto

Caso 1

Muro N° 1', con una longitud de 6.3 mts.

Área tributaria por piso = 2.00 x 2.00 = 4.00 m²

Carga aérea = 0.000000 ton

Carga entrepisos = 0.020000 = 0.02 ton

Peso de muros = 0.000000 = 0.00 ton

Carga actuante = 29.652 ton

$P_u = 1.4 * 29.652 = 41.51$ ton

$F_R = 0.0$

$H = 2.0$ c

$L = 2.0$ c

$t = 20$ c

$E = 200000$ seccion 2.0 x 2 N.T.C. para cargas sostenidas

$I = 0.000000 \text{ gcm}^2 = 0.000000 \text{ gcm}^2 = 9 \text{ gcm}^2$ seccion 2.0 x 2.0

$E = 200000 \text{ gcm}^2$

$H' = H = 250$ cm

$I = \frac{0.000000}{2} = 0.000000 \text{ cm}^4$

$P_c = \frac{\pi^2 EI}{H'^2} = \frac{\pi^2 \cdot 0.000000 \cdot 200000}{2 \cdot 250^2} = 0.000000 \text{ ton}$

$e_a = (t + H) = 0$

$e_a = (0.000000 + 2.000000) = 0.9$

$e_c = \frac{t}{2} = \frac{0.000000}{2} = 0$

$e_c = \frac{20}{2} = 0.000000$

$e' = 1.0(4.44 + 0.9) = 5.34$

$$C \geq 0.0001 \geq 0$$

$$C \geq 0.0000.0.0000.00$$

$$\frac{C}{1-P} \geq 1$$

$$\frac{0.0001}{1-0.0001} \geq 0.7$$

$$1.0 \geq 1.0$$

$$E \geq 1 - 2e^2/t$$

$$E \geq 1 - \frac{0.0001}{0} \quad A \geq 0 \geq 1000$$

$$P_R \geq 0.0001 \geq 1000$$

$$P_R \geq 0.0001 \geq 1000$$

Revisión de la seguridad a carga vertical.

Dado que el factor de seguridad es menor que 1, se debe revisar la resistencia de los miembros de la estructura.

$$P_u = 1.4 * 29.652 = 41.51 \text{ ton}$$

$$P_u < P_R \quad \dots \text{OK}$$

En los miembros de la estructura se debe revisar la resistencia de los miembros de la estructura. Los miembros 2', 6', 10', 14', 17', 21', 25', 29' tienen una resistencia menor que la necesaria, por lo que será necesario revisar la resistencia de los miembros.

TABLA DE REVISIÓN MÓDULOS POR CARGAS PERMANENTES PLANTA BAJA DIRECCIÓN
METODO DETALLADO

M	L	E	H'	I	Pc	Pu	Cm	Fa	Fa real	ea	ec	e'	Fe	Pr
Nº	(cm)	(cm)	(cm)	(cm ⁴)	(kg)	(kg)				(cm)	(cm)	(cm)		(kg)
1	180	20	250	120000	126009.2	8674.29	0.68	0.61	1.00	0.9	4.4	5.3	0.5	19110.96
2	1080	20	250	720000	756055.3	47065	0.68	0.62	1.00	0.9	4.4	5.3	0.5	114665.8
3	180	20	250	120000	126009.2	8674.29	0.68	0.61	1.00	0.9	4.4	5.8	0.4	17277.84
4	285	22	187.5	252890	472095.9	19879.7	0.68	0.63	1.00	0.9	4.9	5.4	0.5	36497.1
5	345	20	250	230000	241517.7	18526.6	0.68	0.6	1.00	0.9	4.4	5.8	0.4	33115.86
6	60	22	187.5	53240	99388.61	5229.01	0.68	0.62	1.00	0.9	4.9	5.8	0.5	7072.56
7	60	22	187.5	53240	99388.61	3766.04	0.68	0.64	1.00	0.9	4.9	5.8	0.5	7072.56
8	60	22	187.5	53240	99388.61	4308.67	0.68	0.63	1.00	0.9	4.9	5.8	0.5	7072.56
9	270	22	187.5	239580	447248.7	21067.3	0.68	0.63	1.00	0.9	4.9	5.8	0.5	31826.52
10	388	22	250	344285	361526.1	35338.6	0.68	0.58	1.00	0.9	4.9	5.8	0.5	45735.89
11	388	22	250	344285	361526.1	21677.8	0.68	0.62	1.00	0.9	4.9	5.8	0.5	45735.89
12	60	22	187.5	53240	99388.61	4308.67	0.68	0.63	1.00	0.9	4.9	5.8	0.5	7072.56
13	60	22	187.5	53240	99388.61	3766.04	0.68	0.64	1.00	0.9	4.9	5.8	0.5	7072.56
14	60	22	187.5	53240	99388.61	5229.01	0.68	0.62	1.00	0.9	4.9	5.4	0.5	7683.6
15	345	20	250	230000	241517.7	18526.6	0.68	0.6	1.00	0.9	4.4	5.8	0.4	33115.86
16	285	22	187.5	252890	472095.9	19879.7	0.68	0.63	1.00	0.9	4.9	5.4	0.5	36497.1
17	180	20	250	120000	126009.2	8674.29	0.68	0.61	1.00	0.9	4.4	5.3	0.5	19110.96
18	1080	20	250	720000	756055.3	47065	0.68	0.62	1.00	0.9	4.4	5.3	0.5	114665.8
19	180	20	250	120000	126009.2	8674.29	0.68	0.61	1.00	0.9	4.4	5.8	0.4	17277.84
20	285	22	187.5	252890	472095.9	19879.7	0.68	0.63	1.00	0.9	4.9	5.4	0.5	36497.1
21	345	20	250	230000	241517.7	18526.6	0.68	0.6	1.00	0.9	4.4	5.3	0.5	36629.34
22	60	20	187.5	40000	74672.13	5229.01	0.68	0.61	1.00	0.9	4.4	5.8	0.4	5759.28
23	60	22	187.5	53240	99388.61	3766.04	0.68	0.64	1.00	0.9	4.9	5.8	0.5	7072.56
24	60	22	187.5	53240	99388.61	4308.67	0.68	0.63	1.00	0.9	4.9	5.8	0.5	7072.56
25	270	22	187.5	239580	447248.7	21677.8	0.68	0.63	1.00	0.9	4.9	5.4	0.5	34576.2
26	388	20	250	258667	271619.9	35338.6	0.68	0.55	1.00	0.9	4.4	5.8	0.4	37243.34
27	60	22	187.5	53240	99388.61	4308.67	0.68	0.63	1.00	0.9	4.9	5.8	0.5	7072.56
28	60	22	187.5	53240	99388.61	3766.04	0.68	0.64	1.00	0.9	4.9	5.4	0.5	7683.6
29	60	20	187.5	40000	74672.13	5229.01	0.68	0.61	1.00	0.9	4.4	5.3	0.5	6370.32
30	345	20	250	230000	241517.7	18526.6	0.68	0.6	1.00	0.9	4.4	5.8	0.4	33115.86
31	285	22	187.5	252890	472095.9	19879.7	0.68	0.63	1.00	0.9	4.9	5.4	0.5	36497.1
32	390	20	250	260000	273020	19161.2	0.68	0.61	1.00	0.9	4.4	0.9	0.9	80917.2

**TABLA 4.- REVISION MUROS POR CARGAS PERMANENTES PLANTA BAJA (DIRECCION X)
METODO DETALLADO**

M	L	E	H'	I	Pc	Pu	Cm	Fa	Fa real	ea	ec	e'	Fe	Pr
Nº	(cm)	(cm)	(cm)	(cm^4)	(kg)	(kg)				(cm)	(cm)	(cm)		(kg)
1'	630	20	250	420000	441032.3	33283.5	0.68	0.61	1.00	0.9	4.4	5.3	0.5	66888.36
2'	60	20	250	40000	42003.07	7577.37	0.68	0.5	1.00	0.9	4.4	5.3	0.5	6370.32 *
3'	195	20	187.5	130000	242684.4	12586.6	0.68	0.63	1.00	0.9	4.4	6.3	0.4	16257.54
4'	195	22	187.5	173030	323013	10926.3	0.67	0.64	1.00	0.9	5.4	6.4	0.4	20525.7
5'	285	22	187.5	252890	472095.9	16693.2	0.67	0.63	1.00	0.9	5.4	5.4	0.5	36497.1
6'	270	20	250	180000	189013.8	23784.9	0.68	0.56	1.00	0.9	4.4	6.3	0.4	22510.44 *
7'	195	22	187.5	173030	323013	13687.4	0.67	0.63	1.00	0.9	5.4	6.4	0.4	20525.7
8'	840	22	187.5	745360	1391440	62775.6	0.67	0.62	1.00	0.9	5.4	6.4	0.4	88418.4
9'	195	22	187.5	173030	323013	13687.4	0.67	0.63	1.00	0.9	5.4	5.4	0.5	24971.7
10'	270	20	250	180000	189013.8	23784.9	0.68	0.56	1.00	0.9	4.4	6.3	0.4	22510.44 *
11'	285	22	187.5	252890	472095.9	16693.2	0.67	0.63	1.00	0.9	5.4	6.4	0.4	29999.1
12'	295	22	187.5	261763	488660.6	15159.9	0.67	0.64	1.00	0.9	5.4	5.4	0.5	37777.7
13'	195	20	187.5	130000	242684.4	12586.6	0.68	0.63	1.00	0.9	4.4	5.3	0.5	20703.54
14'	60	20	250	40000	42003.07	7577.37	0.68	0.5	1.00	0.9	4.4	5.3	0.5	6370.32 *
15'	630	20	250	420000	441032.3	33283.5	0.68	0.61	1.00	0.9	4.4	5.3	0.5	66888.36
16'	630	20	250	420000	441032.3	33283.5	0.68	0.61	1.00	0.9	4.4	5.3	0.5	66888.36
17'	60	20	250	40000	42003.07	7577.37	0.68	0.5	1.00	0.9	4.4	5.3	0.5	6370.32 *
18'	195	20	187.5	130000	242684.4	12586.6	0.68	0.63	1.00	0.9	4.4	6.3	0.4	16257.54
19'	195	22	187.5	173030	323013	10926.3	0.67	0.64	1.00	0.9	5.4	6.4	0.4	20525.7
20'	285	22	187.5	252890	472095.9	16693.2	0.67	0.63	1.00	0.9	5.4	5.4	0.5	36497.1
21'	270	20	250	180000	189013.8	23784.9	0.68	0.56	1.00	0.9	4.4	6.3	0.4	22510.44 *
22'	195	22	187.5	173030	323013	13687.4	0.67	0.63	1.00	0.9	5.4	6.4	0.4	20525.7
23'	840	22	187.5	745360	1391440	62775.6	0.67	0.62	1.00	0.9	5.4	6.4	0.4	88418.4
24'	195	22	187.5	173030	323013	13687.4	0.67	0.63	1.00	0.9	5.4	5.4	0.5	24971.7
25'	270	20	250	180000	189013.8	23784.9	0.68	0.56	1.00	0.9	4.4	6.3	0.4	22510.44 *
26'	285	22	187.5	252890	472095.9	16693.2	0.67	0.63	1.00	0.9	5.4	6.4	0.4	29999.1
27'	195	22	187.5	173030	323013	10926.3	0.67	0.64	1.00	0.9	5.4	5.4	0.5	24971.7
28'	195	20	187.5	130000	242684.4	12586.6	0.68	0.63	1.00	0.9	4.4	5.3	0.5	20703.54
29'	60	20	250	40000	42003.07	7577.37	0.68	0.5	1.00	0.9	4.4	5.3	0.5	6370.32 *
30'	630	20	250	420000	441032.3	33283.5	0.68	0.61	1.00	0.9	4.4	5.3	0.5	66888.36
31'	127	20	250	84666.7	88906.51	5883.99	0.68	0.61	1.00	0.9	4.4	0.9	0.9	26349.96

* MUROS MODIFICADOS

2'	60	38	250	274360	288099.1	7577.37	0.64	0.61	1.00	1.3	13	5	0.5	12104.47
6'	270	30	250	607500	637921.7	23784.9	0.65	0.61	1.00	1.1	9.4	6.3	0.6	53292.49
10'	270	30	250	607500	637921.7	23784.9	0.65	0.61	1.00	1.1	9.4	6.3	0.6	53292.49
14'	60	38	250	274360	288099.1	7577.37	0.64	0.61	1.00	1.3	13	5	0.7	18682.78
17'	60	38	250	274360	288099.1	7577.37	0.64	0.61	1.00	1.3	13	5	0.7	18682.78
21'	270	30	250	607500	637921.7	23784.9	0.65	0.61	1.00	1.1	9.4	6.3	0.6	53292.49
25'	270	30	250	607500	637921.7	23784.9	0.65	0.61	1.00	1.1	9.4	6.3	0.6	53292.49
29'	60	38	250	274360	288099.1	7577.37	0.64	0.61	1.00	1.3	13	5	0.7	18682.78

VI.- DISEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA

VI.- DISEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA.

E... C... T... 1... C...

3.2.2.- Clasificación de la construcción según su destino.

L... C...

GRUPO A

C... T...

T... C... A...

GRUPO B

C... A...

GRUPO C

C... E... E...

3.2.3.- Clasificación de la construcción según su estructuración.

D... C...

TPO

D... ..

TPO

M... ..

TPO

O... ..

. . .C... ..

A... ..

TPO

T... ..

TPO

... ..

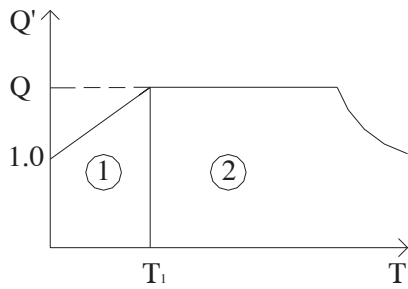
TPO

A... ..

. . .7ACTOR DE DCTLIDAD

CASO	ACTOR DE DCTLIDAD
1	.0
	.0
	.0
	1.
	1.0

FACTOR DE DUCTILIDAD



① $Q = 1+(Q-1)T/T_1$

② $Q' = Q$

Q' Y Q = Factor de ductilidad

T = Periodo de vibración considerado

CASO E

L... E... M... C... E... T... E...

- L... E... M... C... E... T... E...
- L... E... M... C... E... T... E...
- L... E... M... C... E... T... E...
- L... E... M... C... E... T... E...

E

L

0

CASO E

L

E

CASO E

L

E

CASO E

L

E

1

CASO

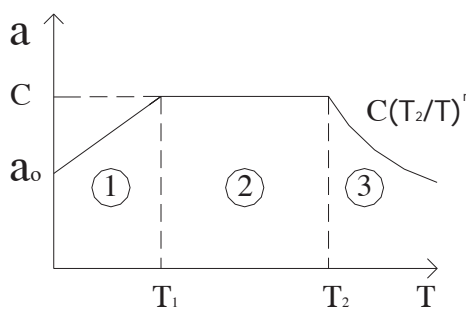
C

S

E

C... .. S... ..

ESPECTRO DE DISEÑO



- ① $0 < T < T_1 : a = a_0 + (c - a_0)T/T_1$
- ② $T_1 < T < T_2 : a = c$
- ③ $T > T_2 : a = C(T_2/T)^r$

DONDE:

- a = ordenada espectral
- a₀ = ordenada espectral para T= 0
- c = coeficiente sismico basico
- r = exponente adimensional
- T = periodo natural de la estructura o uno de sus modos, en segundos
- T₁ T₂ = periodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos

COEFICIENTE SISMICO C PARA CONSTRUCCIONES DEL TIPO B EN DISTINTAS ZONAS SISMICAS DE MCOACN.

ZONA SISMICA	TIPO DE SUELO	C	ao	T1	T2	r
B	I	0.16	0.08	0.30	0.8	1/2
	II	0.20	0.08	0.50	2.00	2/3
	III	0.24	0.08	0.80	3.3	1
C	I	0.24	0.12	0.25	0.67	1/2
	II	0.30	0.12	0.45	1.8	2/3
	III	0.36	0.12	0.60	2.9	1
D	I	0.48	0.24	0.15	0.55	1/2
	II	0.56	0.24	0.30	1.4	2/3
	III	0.64	0.24	0.45	2.7	1

A M
M R C M

VI a.- METODO ESTATICO DE ANÁLISIS.

VI a.- METODO ESTATICO DE ANÁLISIS.

Para el análisis de estructuras hiperestáticas se emplea el método de los desplazamientos.

PASO I

- S se desmenuza la estructura en miembros y se determinan los desplazamientos de los nudos.
- Cada miembro se trata como un elemento de barra y se determinan los desplazamientos de los nudos.

$$D = \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{bmatrix}$$

Donde δ_1 es el desplazamiento horizontal del nudo 1, δ_2 es el desplazamiento horizontal del nudo 2, δ_3 es el desplazamiento horizontal del nudo 3.

Además de los desplazamientos de los nudos, se deben considerar los desplazamientos de los miembros. Llamaremos a los desplazamientos de los miembros δ_m .

- El desplazamiento δ_m de un miembro m se define como el desplazamiento del nudo superior del miembro m menos el desplazamiento del nudo inferior del miembro m .
- El desplazamiento δ_m de un miembro m se define como el desplazamiento del nudo superior del miembro m menos el desplazamiento del nudo inferior del miembro m .
- Para un miembro m se define $\delta_m = \delta_{i+1} - \delta_i$.

$$\delta_m = \frac{\sum_{i=1}^n C_i}{\sum_{i=1}^n C_i} \delta_i \quad \delta_i = 1$$

Donde:

- δ_i es el desplazamiento del nudo i .
- $\sum_{i=1}^n C_i$ es la suma de las rigideces de los miembros que se conectan al nudo i .
- $\delta_i = 0$ si el nudo i es un nudo de apoyo.
- C es la rigidez de los miembros que se conectan al nudo i .
- $\delta_i = 0$ si el nudo i es un nudo de apoyo.

PASO

S

E

$$T = \frac{1 - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{c}{Q^n}}{1 - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{c}{Q^n}}$$

D

C

S

S

S

$$\infty$$

D

$$1 - \frac{1 - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{c}{Q^n}}{\sum_{n=1}^{\infty} \frac{c}{Q^n}}$$

$$1 - \frac{1 - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{c}{Q^n}}{\sum_{n=1}^{\infty} \frac{c}{Q^n}}$$

ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO DE UN EDIFICIO ESTRUCTURADO CON Muros DE MAMPOSTERÍA

a. Descripción de la estructura. Se trata de un edificio de 10 niveles con un sistema de muros de mampostería...

b. Requisitos de diseño. El edificio debe cumplir con los requisitos de diseño B para edificios de altura...

c. Calculo de fuerzas laterales en los entrepisos. La fuerza lateral en cada nivel se calcula como...

A = ...
F_i = ...
F_s = \sum F_i

A

CORTANTE SISMICO

NIVEL	Wi Ton	hi m	Wihi T.m	Fi Ton	V Ton
4	193.82	10	1938.2	89.17	89.17
3	232.91	7.5	1746.83	80.37	169.54
2	232.91	5.0	1164.55	53.58	223.12
1	232.91	2.5	582.275	26.79	249.91

Σ=892.55

Σ=5431.85

$$C = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{W_i}{h_i}}$$

$$C = \frac{1}{\frac{193.82}{10} + \frac{232.91}{7.5} + \frac{232.91}{5.0} + \frac{232.91}{2.5}}$$

$$C = \frac{1}{19.382 + 30.988 + 46.582 + 93.164}$$

$$C = \frac{1}{189.916}$$

$$L = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{W_i}{h_i^2}}$$

$$L = \frac{1}{\frac{193.82}{10^2} + \frac{232.91}{7.5^2} + \frac{232.91}{5.0^2} + \frac{232.91}{2.5^2}}$$

$$L = \frac{1}{1.9382 + 4.078 + 9.3164 + 37.256}$$

$$L = \frac{1}{51.5886}$$

$$D = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{W_i}{h_i^3}}$$

$$D = \frac{1}{\frac{193.82}{10^3} + \frac{232.91}{7.5^3} + \frac{232.91}{5.0^3} + \frac{232.91}{2.5^3}}$$

$$D = \frac{1}{0.19382 + 4.078 + 9.3164 + 37.256}$$

$$D = \frac{1}{51.5886}$$

$$E = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{W_i}{h_i^4}}$$

$$E = \frac{1}{\frac{193.82}{10^4} + \frac{232.91}{7.5^4} + \frac{232.91}{5.0^4} + \frac{232.91}{2.5^4}}$$

$$E = \frac{1}{0.019382 + 0.4078 + 0.93164 + 3.7256}$$

$$E = \frac{1}{5.15886}$$

A

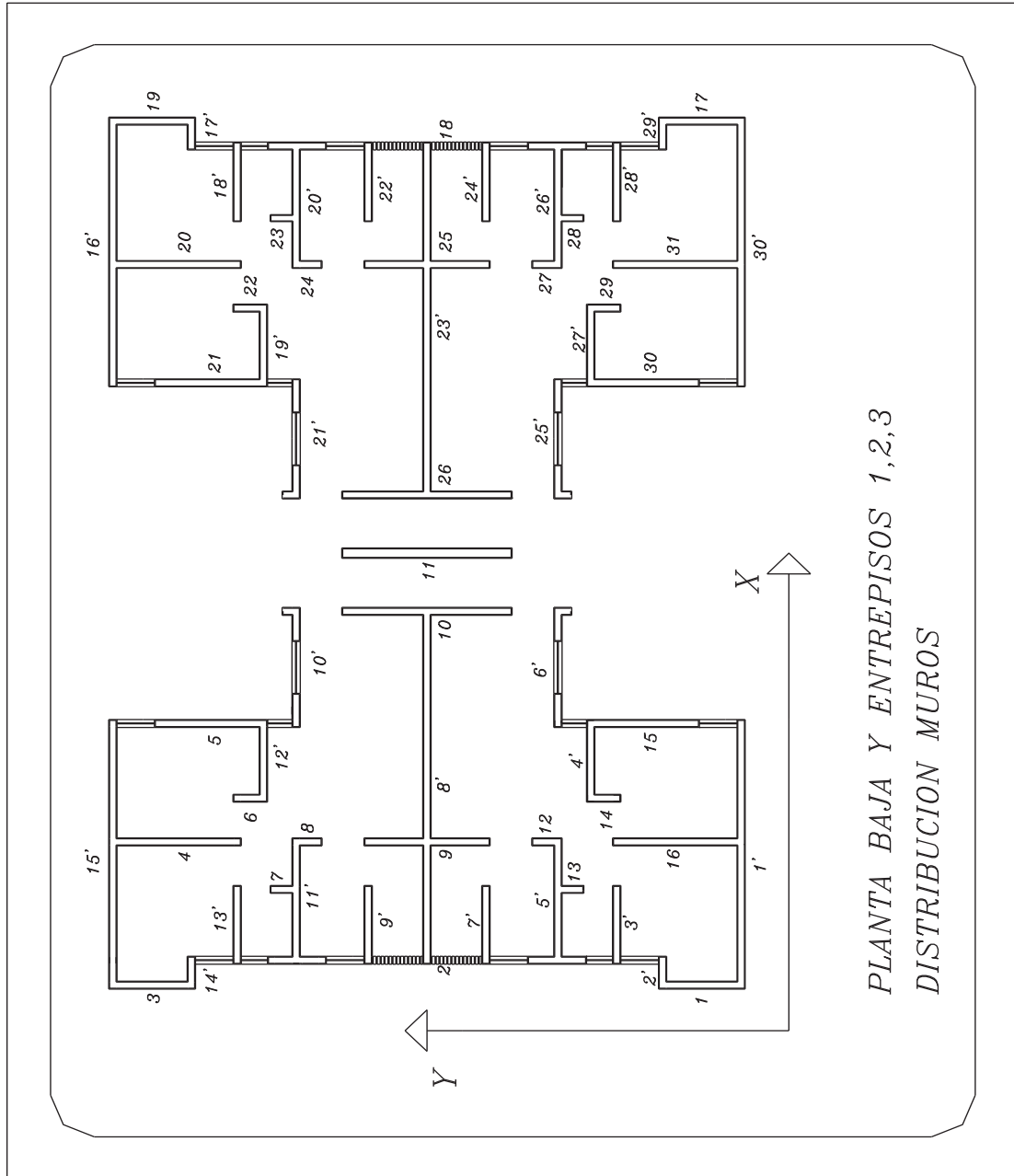
G

G 0.0E N.T.C

E 0.0

1

G 0.00001



PLANTA BAJA Y ENTREPISOS 1, 2, 3
DISTRIBUCION MUROS

RIGIDECES DE LOS MUROS EN DIRECCION N

MURO N°	t (cm)	I (cm ⁴)	A (cm ²)	DIRECCION	LONGITUD (cm)	RIGIDEZ (kg/cm)
1	20	9720000	3600	y	180	9373.49
2	20	2.1E+09	21600	y	1080	211680
3	20	9720000	3600	y	180	9373.49
4	22	42440063	6270	y	285	29900.66
5	20	68439375	6900	y	345	39896.54
6	32	576000	1920	y	60	709.88
7	22	396000	1320	y	60	488.04
8	22	396000	1320	y	60	488.04
9	22	36085500	5940	y	270	26647.75
10	32	155762859	12416	y	388	79378.5
11	22	107086965	8536	y	388	54572.7
12	22	396000	1320	y	60	488.04
13	22	396000	1320	y	60	488.04
14	32	576000	1920	y	60	709.88
15	20	68439375	6900	y	345	39896.54
16	22	42440063	6270	y	285	29900.66
17	20	9720000	3600	y	180	9373.49
18	20	2.1E+09	21600	y	1080	211680
19	20	9720000	3600	y	180	9373.49
20	22	42440063	6270	y	285	29900.66
21	20	68439375	6900	y	345	39896.54
22	32	576000	1920	y	60	709.88
23	22	396000	1320	y	60	488.04
24	22	396000	1320	y	60	488.04
25	22	36085500	5940	y	270	26647.75
26	32	155762859	12416	y	388	79378.5
27	22	396000	1320	y	60	488.04
28	22	396000	1320	y	60	488.04
29	32	576000	1920	y	60	709.88
30	20	68439375	6900	y	345	39896.54
31	22	42440063	6270	y	285	29900.66
32	20	98865000	7800	y	390	50071.73

$$R_y = \sum R_{yi} = 1,063,484.00 \text{ kg/cm}$$

REGÍSTRAR DE LOS MUROS EN DIRECCION

MURO Nº	t (cm)	I (cm ⁴)	A (cm ²)	DIRECCION	LONGITUD (cm)	RIGIDEZ (kg/cm)
1'	20	416745000	12600	x	630	107083.9
2'	38	684000	2280	x	60	842.98
3'	20	12358125	3900	x	195	11431.88
4'	22	13593938	4290	x	195	12575.07
5'	22	42440063	6270	x	285	29900.66
6'	30	49207500	8100	x	270	36337.85
7'	22	13593938	4290	x	195	12575.07
8'	22	1.087E+09	18480	x	840	172227.1
9'	22	13593938	4290	x	195	12575.07
10'	30	49207500	8100	x	270	36337.85
11'	22	42440063	6270	x	285	29900.66
12'	22	47066021	6490	x	295	32131.48
13'	20	12358125	3900	x	195	11431.88
14'	38	684000	2280	x	60	842.98
15'	20	416745000	12600	x	630	107083.9
16'	20	416745000	12600	x	630	107083.9
17'	38	684000	2280	x	60	842.98
18'	20	12358125	3900	x	195	11431.88
19'	22	13593938	4290	x	195	12575.07
20'	22	42440063	6270	x	285	29900.66
21'	30	49207500	8100	x	270	36337.85
22'	22	13593938	4290	x	195	12575.07
23'	22	1.087E+09	18480	x	840	172227.1
24'	22	13593938	4290	x	195	12575.07
25'	30	49207500	8100	x	270	36337.85
26'	22	42440063	6270	x	285	29900.66
27'	22	13593938	4290	x	195	12575.07
28'	20	12358125	3900	x	195	11431.88
29'	38	684000	2280	x	60	842.98
30'	20	416745000	12600	x	630	107083.9
31'	20	3413971.7	2540	x	127	3753.55

$$R_x = \sum R_x = 1,210,754.00 \text{ kg/cm}$$

A continuación se detallan los cálculos para la obtención de los desplazamientos relativos y totales en cada dirección para cada uno de los pisos de la estructura.

CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS PARA UNA POSIBLE REDUCCIÓN DEL CORTANTE SISMICO.

ENTREPISO	Fi Ton	Vi ton	DESPLAZAMIENTOS			
			DIRECCION X		DIRECCION Y	
			RELATIVOS (cm)	TOTALES (cm)	RELATIVOS (cm)	TOTALES (cm)
			Vi/ΣRx	X	Vi/ΣRy	Y
4	89.17	89.17	0.073648	0.604364	0.08136	0.667656
3	80.37	169.54	0.140028	0.530716	0.15469	0.586296
2	53.58	223.12	0.18428	0.390688	0.20358	0.431606
1	26.79	249.91	0.206408	0.206408	0.228026	0.228026

Cálculo de los desplazamientos relativos y totales en cada dirección para cada uno de los pisos de la estructura.

$$T_{i,j} = \frac{V_i}{\sum R_{jx}} \quad T_{i,k} = \frac{V_i}{\sum R_{ky}}$$

Se detallan los cálculos para la obtención de los desplazamientos relativos y totales en cada dirección para cada uno de los pisos de la estructura.

Dirección X

$$T_{i,j} = \frac{V_i}{\sum R_{jx}} = \frac{89.17}{0.073648} = 1210.7 \text{ T/cm}$$

$$T_{i,j} = \frac{V_i}{\sum R_{jx}} = \frac{169.54}{0.140028} = 1210.7 \text{ T/cm}$$

Dirección y

$$T_{i,k} = \frac{V_i}{\sum R_{ky}} = \frac{89.17}{0.228026} = 391.0 \text{ T/cm}$$

$$T_{i,k} = \frac{V_i}{\sum R_{ky}} = \frac{169.54}{0.228026} = 743.5 \text{ T/cm}$$

$$T = \left(\frac{1.70}{1.1} \right)^{1/2} = 0.85$$

$$T = \left(\frac{1.7}{1.1} \right)^{1/2} = 0.7$$

P

$$T_1 = 0.0$$

$$T_0 = 1.0$$

P

$$D = T_1 / Q'$$

D

$$Q' = 1 + (Q - T_1)$$

E

$$Q' = 1 + (2 \cdot 0.0)$$

$$Q' = 1.8133$$

$$0.0 \cdot 0.0 \cdot 0.0 \cdot 0.0 \cdot 0.0 \cdot 0.0 \cdot 0.0 \cdot 0.0 \cdot 0.0 \cdot 0.0$$

$$0.7$$

E

A

$$Q' = 1 + (2 \cdot 0.7)$$

$$Q' = 1.86$$

$$0.0 \cdot 0.0 \cdot 0.0 \cdot 0.0 \cdot 0.0 \cdot 0.0 \cdot 0.0 \cdot 0.0 \cdot 0.0 \cdot 0.0$$

$$0.7$$

E

A

FUERZAS CORTANTES EN LOS MUROS.

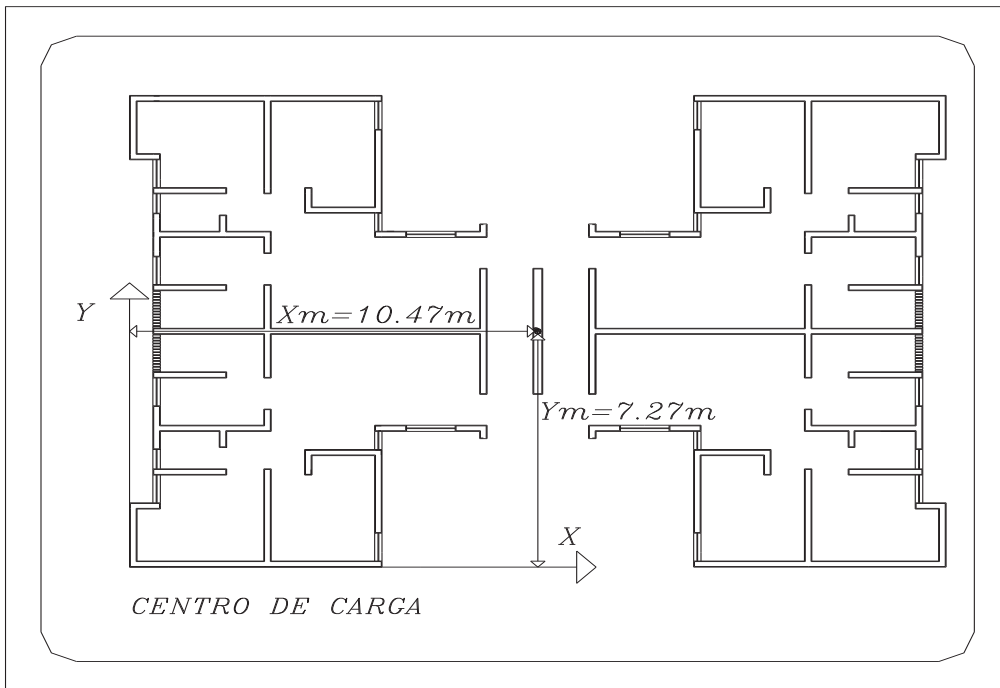
EFFECTOS DE TORSION.

A continuación se muestra el diagrama de fuerzas cortantes en los muros de un edificio de planta rectangular. El diagrama muestra la distribución de las fuerzas cortantes en los muros de la planta, considerando el efecto de torsión. El punto P indica el centro de carga de la planta.

Como se puede observar, las fuerzas cortantes en los muros son mayores en los muros que están más alejados del centro de carga.

$$V = \frac{0.001 \times 10.7}{0.001} = 10.7$$

$$V = \frac{0.001 \times 7.70}{0.001} = 7.7$$



A continuación se muestra el diagrama de momentos flectores en los muros de un edificio de planta rectangular. El diagrama muestra la distribución de los momentos flectores en los muros de la planta, considerando el efecto de torsión. El punto P indica el centro de carga de la planta.

$$\frac{\sum R_{ij}}{\sum R_{ij}}$$

$$\frac{\sum R_{ij}}{\sum R_{ij}}$$

D

R_{ij} =

P

E

$$C_{ij} = 1 - \frac{R_{ij}}{\sum R_{ij}}$$

$$C_{ij} = \frac{R_{ij} - C_{ij}}{R_{ij} - C_{ij}}$$

C

Como ejemplo tomaremos al eje '8' para determinar el cálculo de cortante directo y por

Eje '8': $R_{ij} = 107.0 - 107.0 = 1.1 T$
 $R_{ij} = 1.1 T$
 $R_{CT} = 1.1 T$
 $R_{CT} = 1.1 T$

$$E_{ij} = \frac{1.1 T}{11.0}$$

$$E_{ij} = \frac{1.1 T}{11.0} = 0.1 T$$

$$E_{ij} = 0.1 T$$

$$E_{ij} = \frac{1.1 T}{11.0} = 0.1 T$$

CALCULO POR CORTANTES DIRECTOS Y POR TORSION EN PLANTA BAJA

DIRECCION X-X										
EJE	Rix (T/cm)	Yi (cm)	Rix·Yi (Ton)	CENTRO DE TORSION			EFECTOS DE Vx			EFEC. DE Vy
				Yct (cm)	Rix·Yct (Ton)	Rix·Yct2 (Ton·cm)	DIREC. (Ton)	TORS. (Ton)	TOTAL (Ton)	TORSION (Ton)
0	214,2	0	0	-720	-154202	111025728	47,21	7,4378	54,646	10,460161
1	22,86	285	6515,1	-435	-9944,1	4325683,5	5,039	0,4796	5,5185	0,6745478
2	132,5	420	55642	-300	-39744	11923200	29,2	1,917	31,119	2,6959933
3	25,15	585	14713	-135	-3395,3	458358,75	5,544	0,1638	5,7074	0,2303133
4	344,5	720	248004	0	0	0	75,93	0	75,925	0
5	25,15	855	21503	135	3395,3	458358,75	5,544	0,1638	5,7074	0,2303133
6	132,5	1020	135130	300	39744	11923200	29,2	1,917	31,119	2,6959933
7	22,86	1155	26403	435	9944,1	4325683,5	5,039	0,4796	5,5185	0,6745478
8	214,2	1440	308405	720	154202	111025728	47,21	7,4378	54,646	10,460161
1134		816314		255465941			249,9			

$Yct = 816314,4/1133,77 =$

$Yct = 720 \text{ cm} = 7,2 \text{ m}$

DIRECCION Y-Y										
EJE	Rix (T/cm)	Yi (cm)	Rix·Yi (Ton)	CENTRO DE TORSION			EFECTOS DE Vx			EFEC. DE Vy
				Yct (cm)	Rix·Yct (Ton)	Rix·Yct2 (Ton·cm)	DIREC. (Ton)	TORS. (Ton)	TOTAL (Ton)	TORSION (Ton)
A	18,75	0	0	-1040	-19500	20280000	5,181	0,9406	6,1216	1,3227624
B	211,7	60	12701	-980	-207446	203297472	58,49	10,006	68,498	14,071913
C	87,42	345	30160	-695	-60757	42226046	24,16	2,9306	27,087	4,1213818
D	79,79	630	50268	-410	-32714	13412699	22,05	1,5779	23,626	2,2191137
E	54,57	900	49113	-140	-7639,8	1069572	15,08	0,3685	15,447	0,518238
F	54,57	1180	64393	140	7639,8	1069572	15,08	0,3685	15,447	0,518238
G	79,79	1450	115696	410	32714	13412699	22,05	1,5779	23,626	2,2191137
H	87,42	1735	151674	695	60757	42226046	24,16	2,9306	27,087	4,1213818
I	211,7	2020	427594	980	207446	203297472	58,49	10,006	68,498	14,071913
J	18,75	2080	39000	1040	19500	20280000	5,181	0,9406	6,1216	1,3227624
904,4		940597		560571577			249,9			

$Yct = 940596,8/904,42 =$

$Yct = 1040 \text{ cm} = 10.4 \text{ m}$

D... T... P 1 ...

L ...

1.000 0.1

0.1

...

C ...

D ...

7.7 - 7.0 0.0

1.000 0.1 1.7

0.0 0.1 D. 1.0

D ...

10.7 - 10.0 0.0

1.000 0.1 0.000 1

0.0 0.1 0.01

...

C ... T ... R CT / (Sigma R CT + Sigma R CT)

S ... E ...

P ...

E ...

CORTANTES TOTALES.

DIRECCION X-X			
ENTREPISO	2	3	4
EJE	Vtotal (Ton)	Vtotal (Ton)	Vtotal (Ton)
0	48.788	37.072	19.498
1	4.926	3.743	1.969
2	27.782	21.111	11.103
3	5.095	3.871	2.036
4	67.785	51.507	27.090
5	5.095	3.871	2.036
6	27.782	21.111	11.103
7	4.926	3.743	1.969
8	48.788	37.072	19.498

DIRECCION Y-Y			
ENTREPISO	2	3	4
EJE	Vtotal (Ton)	Vtotal (Ton)	Vtotal (Ton)
A	5.465	4.152	2.184
B	61.154	46.469	24.440
C	24.182	18.375	9.664
D	21.092	16.027	8.429
E	13.791	10.479	5.511
F	13.791	10.479	5.511
G	21.092	16.027	8.429
H	24.182	18.375	9.664
I	61.154	46.469	24.440
J	5.465	4.152	2.184

Continuando ahora como ejemplo los muros 1' del eje 8, se mostrara el procedimiento para el cálculo de los esfuerzos y momentos en los muros de gravedad. Se muestra a continuación el procedimiento para el cálculo de los esfuerzos y momentos en los muros de gravedad.

Cortante para los muros N° 1', del eje 8:

Esfuerzo cortante

Distribución de esfuerzos cortantes

$$E_{D_m} = \frac{R_m}{\sum R_m}$$

$$D_m = \frac{1.17 \times 1}{11.77} \times 1 \times T$$

$$E_{T_m} = \frac{R_m \times C_T}{R_m \times C_T + R_m \times C_T}$$

$$T_m = \frac{1.0 \times 1.7}{10.71 \times 77} \times T$$

$$T_{D_m} = T_m \times 1.7 \times T$$

Distribución de esfuerzos cortantes

$$E_{D_m} = 0$$

Esfuerzo cortante

$$T_m = \frac{1.0 \times 1.7}{10.71 \times 77} \times T$$

$$T_{D_m} = T_m \times 0 \times T$$

Esfuerzo cortante

$$0.0$$

$$0.7 \times 0.0 \times 1.0$$

$$0.0$$

$$0.0 \times 0.7 \times 77$$

CORTANTES PARA LOS MUROS 1' Y 30' DEL EJE 8 PARA CADA ENTREPISO

ENTREPISO	DIRECCION FZA. CORT.	EFECTO CORTANTE DIRECTO	EFECTO CORTANTE TORSION	TOTAL	EFECTO DESFAVOR. PARA DISEÑO	
					X + 0.3Y *	Y + 0,3X
1	X	47.208	7.437	54.646	57.788	26.855
	Y	0	10.460	10.460		
2	X	42.147	6.640	48.787	51.589	23.975
	Y	0	9.338	9.338		
3	X	32.020	5.045	37.072	39.200	18.217
	Y	0	7.096	7.096		
4	X	16.844	2.653	19.498	20.617	9.581
	Y	0	3.732	3.732		

* RIGEN PARA DISEÑO

Para el muro 1' del eje 8, se determinó la carga última por metro cuadrado de superficie de muro, considerando el peso propio del muro y el peso de los elementos que se apoyan sobre él. El resultado de los cálculos es el siguiente:

$$P_R = 0.77 \cdot A_T + 0.3 \cdot P \leq 1.5 F_R \leq A$$

Donde:

- P_R : Carga última por metro cuadrado de superficie de muro.
- P : Carga muerta por metro cuadrado de superficie de muro.
- A_T : Área de la superficie de muro que soporta los elementos que se apoyan sobre él.
- A : Área de la superficie de muro que soporta los elementos que se apoyan sobre él.
- F_R : Resistencia última del muro.

Como ejemplo ilustrativo se terminara de revisar el muro 1' del eje 8, para la determinación de la carga última por metro cuadrado de superficie de muro.

Para el muro 1' su carga última, sin el factor de carga es:

$$P_R = 0.77 \cdot A_T + 0.3 \cdot P$$

$$A_T = 0.6 \cdot 3 = 1.8 \text{ m}^2$$

$$P_R = 0.77 \cdot 1.8 + 0.3 \cdot 12600 \leq 1.5(0.6)(3)(12600) = 15619.302 \leq 34020.00 \text{ kg}$$

C

M

R 1 1 0 1 0 1. T

ENTREPISO	EFFECTO DESFAVORABLE PARA DISEÑO	R T
1	57.784	31.238 < 57.784
2	51.589	31.238 < 51.589
3	39.20	31.238 < 39.20
4	20.617	31.238 > 20.617

C

A

DIRECCION X

EJE	DIRECCION FZA. CORT.	EFECTO CORTANTE DIRECTO	EFECTO CORTANTE TORSION	TOTAL	EFECTO DESFAVOR. PARA DISEÑO		Vr Ton	Vr > Vu Ton
					X+0.3Y *	Y+0.3X		
0	X	47,208	7,437	54,646	57,784	26,8538	31.238	no resiste
	Y	0	10,46	10,46				
1	X	5,038	0,479	5,517	5,7192	2,3291	10.256	resiste
	Y	0	0,674	0,674				
2	X	29,201	1,917	31,118	31,9265	12,0304	52.421	resiste
	Y	0	2,695	2,695				
3	X	5,543	0,163	5,706	5,775	1,9418	11.242	resiste
	Y	0	0,23	0,23				
4	X	75,925	0	75,925	75,925	22,7775	49.406	no resiste
	Y	0	0	0				
5	X	5,543	0,163	5,706	5,775	1,9418	11.242	resiste
	Y	0	0,23	0,23				
6	X	29,201	1,917	31,118	31,9265	12,0304	52.421	resiste
	Y	0	2,695	2,695				
7	X	5,038	0,479	5,517	5,7192	2,3291	10.256	resiste
	Y	0	0,674	0,674				
8	X	47,208	7,437	54,645	57,783	26,8535	31.238	no resiste
	Y	0	10,46	10,46				

E

DIRECCION Y

EJE	DIRECCION FZA. CORT.	EFECTO CORTANTE DIRECTO	EFECTO CORTANTE TORSION	TOTAL	EFECTO DESFAVOR. PARA DISEÑO		V resistente Ton	Vr > Vu Ton
					X+0.3Y	Y+0.3X		
					A	X		
	Y	0	1,322	1,322				no resiste
B	X	58,491	10	68,491	72,7126	34,6193	42.485	resiste
	Y	0	14,072	14,072				
C	X	24,156	2,931	27,087	28,3233	12,2471	40.754	resiste
	Y	0	4,121	4,121				
D	X	22,047	1,577	23,624	24,2897	9,3062	28.639	resiste
	Y	0	2,219	2,219				
E	X	15,079	0,368	15,447	15,6024	5,1521	20.376	resiste
	Y	0	0,518	0,518				
F	X	15,079	0,368	15,447	15,6024	5,1521	17.449	resiste
	Y	0	0,518	0,518				
G	X	22,047	1,577	23,624	24,2897	9,3062	28.639	resiste
	Y	0	2,219	2,219				
H	X	24,156	2,931	27,087	28,3233	12,2471	40.754	resiste
	Y	0	4,121	4,121				
I	X	58,491	10	68,491	72,7126	34,6193	42.485	no resiste
	Y	0	14,072	14,072				
J	X	5,181	0,941	6,122	6,5186	3,1586	14.517	resiste
	Y	0	1,322	1,322				

E B

VII.- ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN.

INTRODUCCION.

El presente documento es un manual de procedimientos para el desarrollo de los trabajos de campo y laboratorio de la asignatura de Mecánica de Fluidos, en el curso de Ingeniería Civil, de la Universidad de Chile.

El objetivo principal de este manual es proporcionar a los estudiantes una guía clara y detallada de los procedimientos experimentales y de análisis de datos.

Los contenidos de este manual están basados en la experiencia docente y en la literatura especializada.

Los contenidos de este manual están basados en la experiencia docente y en la literatura especializada.

Los contenidos de este manual están basados en la experiencia docente y en la literatura especializada.

Para el desarrollo de los trabajos de campo y laboratorio, se requiere de ciertos equipos y materiales, los cuales se detallan en el presente manual.

1. El presente manual es un manual de procedimientos para el desarrollo de los trabajos de campo y laboratorio de la asignatura de Mecánica de Fluidos, en el curso de Ingeniería Civil, de la Universidad de Chile.

2. El presente manual es un manual de procedimientos para el desarrollo de los trabajos de campo y laboratorio de la asignatura de Mecánica de Fluidos, en el curso de Ingeniería Civil, de la Universidad de Chile.

3. El presente manual es un manual de procedimientos para el desarrollo de los trabajos de campo y laboratorio de la asignatura de Mecánica de Fluidos, en el curso de Ingeniería Civil, de la Universidad de Chile.

4. El presente manual es un manual de procedimientos para el desarrollo de los trabajos de campo y laboratorio de la asignatura de Mecánica de Fluidos, en el curso de Ingeniería Civil, de la Universidad de Chile.

Contenido

Resumen

Antecedentes

Objetivos

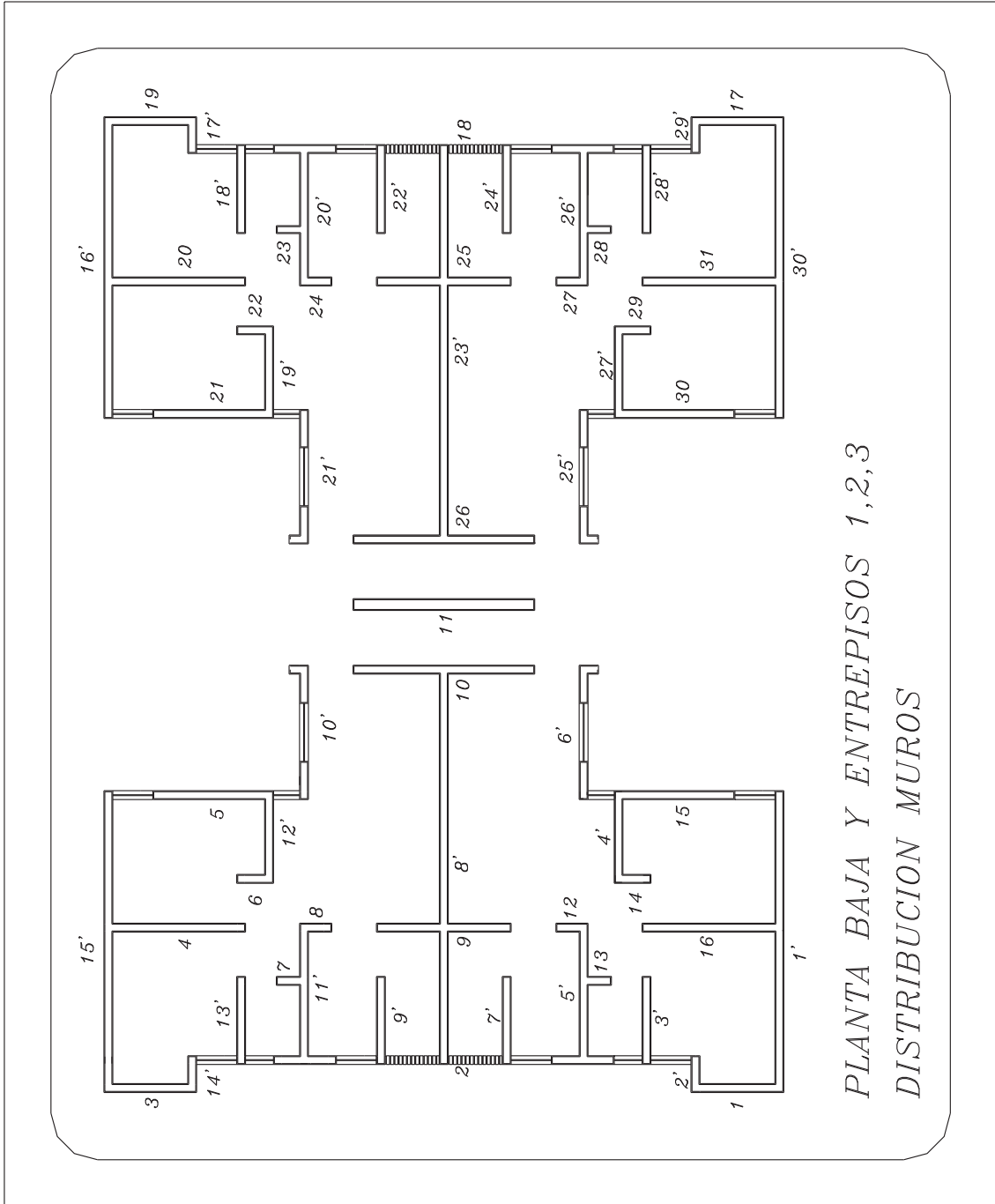
Normas de redacción y formato de los trabajos de campo y laboratorio de la asignatura de Mecánica de Fluidos, en el curso de Ingeniería Civil, de la Universidad de Chile.

El presente manual es un manual de procedimientos para el desarrollo de los trabajos de campo y laboratorio de la asignatura de Mecánica de Fluidos, en el curso de Ingeniería Civil, de la Universidad de Chile.

P

P

A



Procedimiento de diseño:

1. Calculo de la descarga total de la cimentación:

$$P_T = P_s$$

$$P_s = \left(\frac{\delta_c + \delta_s}{\gamma} \right) B L D$$

Donde

D = profundidad de la cimentación

δ_c = coeficiente de empuje del suelo

δ_s = coeficiente de empuje del suelo

2. Dimencionamiento de la zapata:

$$A_z = \frac{P_T}{\gamma}$$

$$A_z = B L$$

$$L \geq 1.0$$

$$B = \frac{P_T}{A_z}$$

3. Calculo de las presiones de contacto:

$$P_T \leq q_c$$

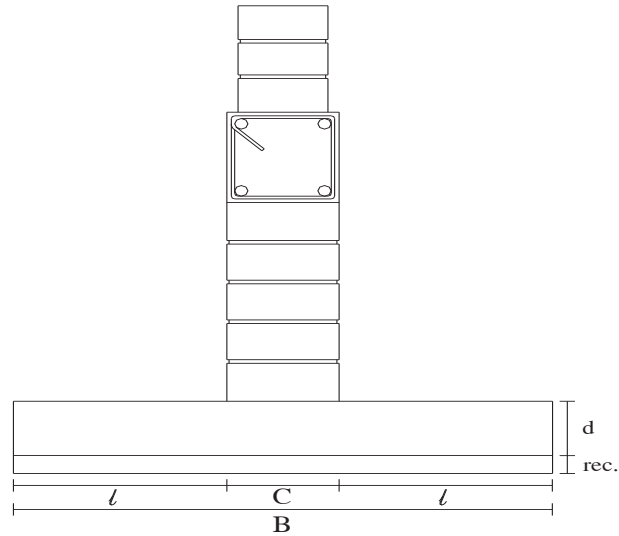
4. Calculo de las presiones netas ultimas:

$$P_n = \frac{P_T}{B L}$$

5. Diseño de la losa:

$$P_n = \dots$$

$$\frac{P_n \ell}{C_R}$$



MSN

ACLTAD DE NG. CIL

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

$l = B - C$

C

$\sigma_{CR} = 0.85 \sqrt{f'_c}$

$\sigma_{CR} = 0.85 \sqrt{1000} = 0.85 \times 31.62 = 26.88$

σ_{CR}

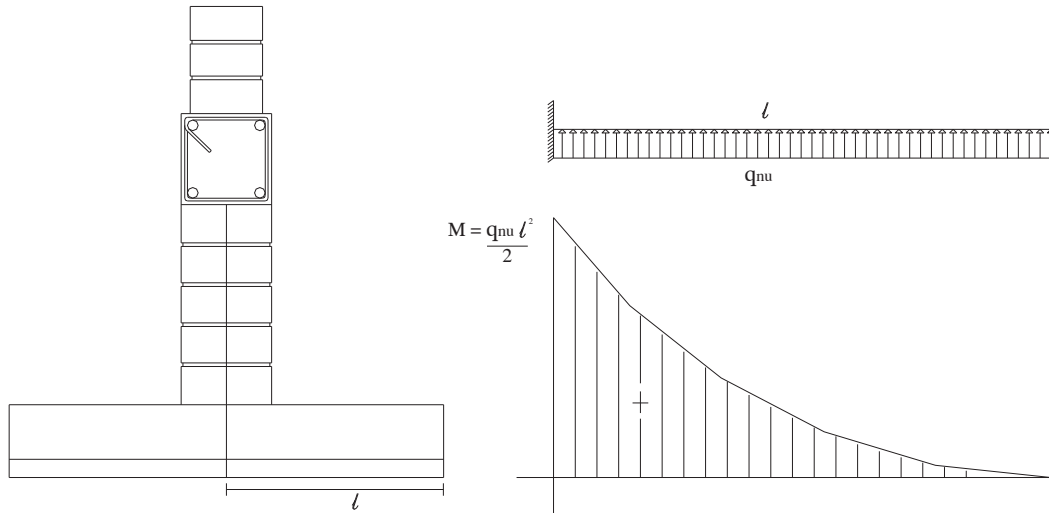
$\sigma_R = 0.85 \sqrt{1000} = 0.85 \times 31.62 = 26.88$

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

E

R

P



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

$$A_s = \rho b l$$

$$A_s = 1.1 P$$

$$A_R = A_s \cdot U$$

$$M_u = \frac{q_{nu} l^2}{8}$$

$$A_s = L \cdot \rho$$

P

Diseño de zapata de lindero tramo 1'

$D = 0.0000000000$
 $F'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
 $F^*_c = 0.8 * f'_c$
 $F''_c = 0.85 * f^*_c$
 $F''_c = 0.85 * 160 = 136 \text{ kg/cm}^2$

$\delta_s = 1.000000$
 $\delta_c = 0.000000$
 $D = 1.0$
 $C = 25 \text{ cm}$ (ancho del muro de enrase)
 $P_T = 33.283 \text{ Ton}$ (peso total del muro 1')
 $L = 6.3 \text{ m}$ (longitud del muro 1')

• Diseño de la zapata

1. $D = 0.0000000000$
 $P_T = P + S$
 $P = \frac{P_T}{L} = \frac{33.283}{6.3}$

$P = 5.283$
 $s = \left(\frac{\delta_c + \delta_s}{1} \right) B L D$

$P = 5.283$ $B = 0.70$

$B_{PROP \text{ ESTO}} = 1.0 \frac{P}{s}$

$B_{PROP \text{ ESTO}} = 1.0 \frac{5.283}{7.0} = 0.755$

$B_{PROP \text{ ESTO}} = 0.755$

$P = 1.0$

$s = \left(\frac{0.000000 + 1.0}{1} \right) 0.000000 \cdot 1.0 \cdot 1.7$

$P_T = 1.7 \cdot 7.0 = 11.9$

D

$$A_z = \frac{P_T}{B \cdot L} = \frac{7.0 \cdot 1.0}{7.0}$$

Az = B · L

$$A_z = B \cdot 1.0$$

$$B = 1.0$$

$$S = B \cdot 1.0$$

P

$$\frac{P_T}{B \cdot L} \leq q$$

$$\frac{7.0}{1.0} \leq 7.0$$

∴ se aceptan las dimensiones

P

$$\frac{P}{A_z}$$

$$1.0 \leq \frac{7.0}{1.0} \leq 0.7$$

D

P

$$\frac{l}{C_R} \quad l = B \cdot C$$

$$l = 1.0 - 0.7 = 0.3$$

$$C_R = 0.7 \sqrt{1.0}$$

$$C_R = 0.7 \sqrt{1.0} = 0.7$$

$$\frac{0.3}{0.7} = 0.43$$

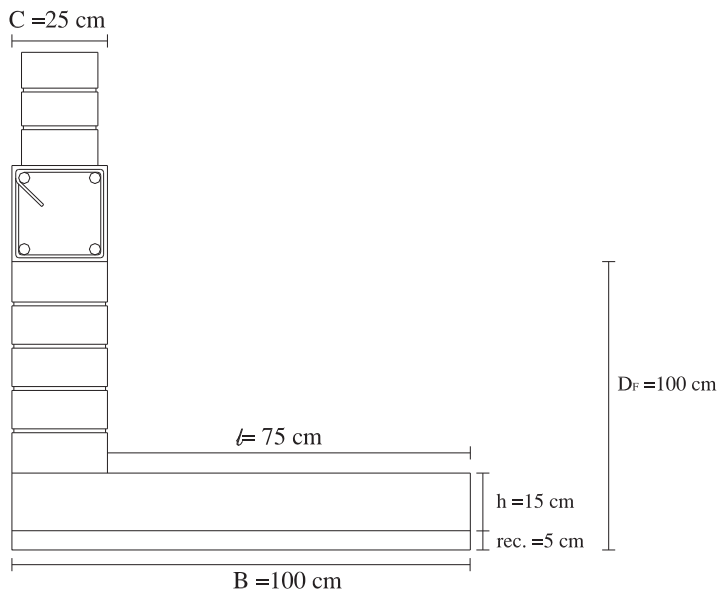
D

$$10 \leq 10$$

$$1 \leq 10$$

R

$W \leq W$



PESO REAL

MATERIAL	ESPESOR M	PESO VOL. T/M ³	B M	C M	l M	PESO TOTAL T/M
PLANTILLA DE CONCRETO	0,05	2,2	1,0	-	-	0,11
LOSA DE CONCRETO	0,15	2,4	1,0	-	-	0,36
MURO DE ENRASE	0,8	1,5	-	0,25	-	0,3
RELLENO	0,8	1,3	-	-	0,75	0,78
TOTAL						1,55

$1.7 \leq W \leq 1.7$

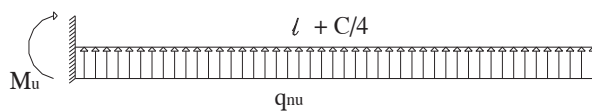
$1.55 \leq W \leq 1.7$

∴ se acepta la zapata

P

S

- S



$$M_u = \frac{q_{nu}(l+C/4)^2}{2}$$

$$M_u = \frac{7.7 \cdot 0.7 \cdot 0.007251 \cdot 10^5}{2}$$

$$M_u = 243.3 \text{ kgm}$$

$$M_u = 243.3 \text{ kgm}$$

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

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 (2.433 \cdot 10^5)}{0.9 \cdot 100 \cdot 10^2 \cdot 136}} \right]$$

$$\rho = 0.007251$$

$$\rho_{min} = 0.0033$$

$$\rho_{max} = 0.011$$

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

∴ se usara $\rho = 0.007251$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0.007251 \cdot 100 \cdot 10 = 7.251 \text{ cm}^2$$

$$P = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{7.251}{100 \cdot 10} = 0.007251$$

$$S = \frac{100 \cdot 10}{7.251}$$

$$S = \frac{100 \cdot 10}{7.251} = 13.79 \text{ cm}$$

$$S = 17.1 \text{ cm}$$

∴ se usaran varillas # 4 @ 18 cm c.a.c.

Diseño de zapata de centro tramo 16

$$D = 0.0000000000$$

$$0.0000000000$$

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

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

$$0.0000000000 \text{ } 1.0000000000$$

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

$$F''c = 0.85 * 160 = 136 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.0000000000$$

$$0.7000000000$$

$$\delta_s = 1.0000000000$$

$$\delta_c = 0.0000000000$$

$$D = 1.0000000000$$

$$C = 0.0000000000$$

$$T = 1.0000000000$$

$$L = 0.0000000000$$

• Diseño de la zapata

$$1. D = 0.0000000000$$

$$P_T = P \text{ } s$$

$$P = \frac{P_T}{L} = \frac{1.0000000000}{0.7000000000}$$

$$P = 0.0000000000$$

$$s = \left(\frac{\delta_c + \delta_s}{0} \right) B L D$$

$$P = 0.0000000000 \text{ } B = 0.0000000000$$

$$B_{PROP \text{ } ESTO} = 1.00 \frac{P}{0.70}$$

$$B_{PROP \text{ } ESTO} = 1.00 \frac{1.0000000000}{7.0} = 1.0000000000$$

$$B_{PROP \text{ } ESTO} = 1.0000000000$$

$$P = 1.0000000000$$

$$s = \left(\frac{0.0000000000}{0} \right) 1.0000000000 \text{ } 1.0000000000 \text{ } 1.0000000000$$

$$P_T = 0.7000000000 \text{ } 1.0000000000$$

D

$$A_z = \frac{P_T}{7} = 1.000$$

Az B L

$$A_z = B = 1.0$$

$$B = 1.000$$

$$S = B = 1.000$$

P

$$\frac{P_T}{B L} \leq q$$

$$\frac{1.000 \cdot 7}{1.000}$$

∴ se aceptan las dimensiones

P

$$\frac{P}{A_z}$$

$$1.000 \cdot 7 = 7.000 \text{ o } 0.7$$

D

P

$$l = \frac{B \cdot C}{\dots} = \frac{1.00 + 0.0000.0000}{\dots}$$

$$C_{CR} = 0.00 \sqrt{\dots}$$

$$C_{CR} = 0.00 \cdot \sqrt{1.00} = 0.00$$

$$\frac{0.7}{0.00 \cdot 0.7}$$

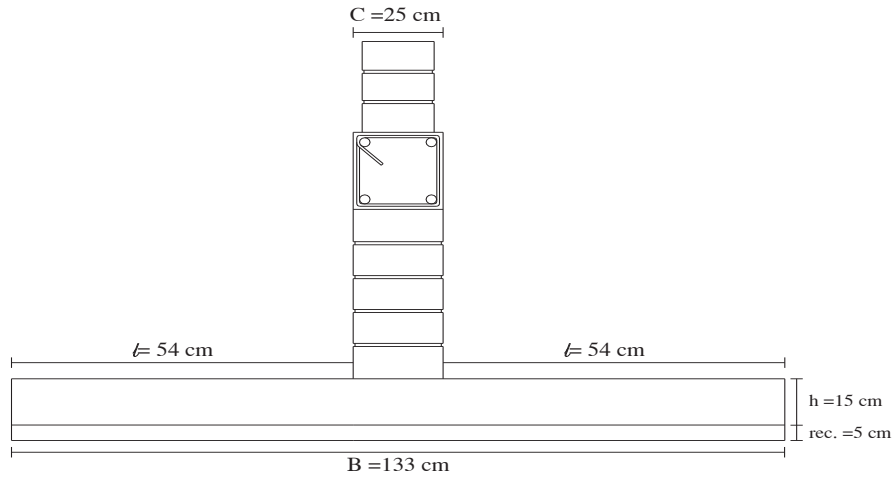
D

$$10 \text{ o } 10$$

$$10 \text{ o } 10$$

R

$$W \leq W_{adm}$$



PESO REAL

MATERIAL	ESPESOR M	PESO VOL. T/M ³	B M	C M	ℓ M	PESO TOTAL T/M
PLANTILLA DE CONCRETO	0,05	2,2	1,33	-	-	0,146
LOSA DE CONCRETO	0,15	2,4	1,33	-	-	0,479
MURO DE ENRASE	0,8	1,5	-	0,25	-	0,3
RELLENO	0,8	1,3	-	-	1,08	1,123
TOTAL						2,048

$$W = 2.048 \leq W_{adm}$$

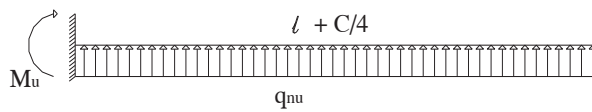
$$W = 2.048 \leq W_{adm}$$

∴ se acepta la zapata

P

S

- S



$$M_u = \frac{q_{nu}(l+C/4)^2}{2}$$

$$M_u = \frac{7.0000 \cdot 0.0000}{2}$$

$$M_u = \frac{7.0000 \cdot 0.0000}{2}$$

$$M_u = 1.0000$$

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

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 (1.332 \cdot 10^5)}{0.9 \cdot 100 \cdot 10^2 \cdot 136}} \right]$$

$$\rho = 0.007$$

$$\rho_{min} = 0.0033$$

$$\rho_{max} = 0.011$$

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

∴ se usara $\rho = 0.00374$

$$A_s = 0.007 \cdot 100 \cdot 10 = 7$$

$$P = 1.7$$

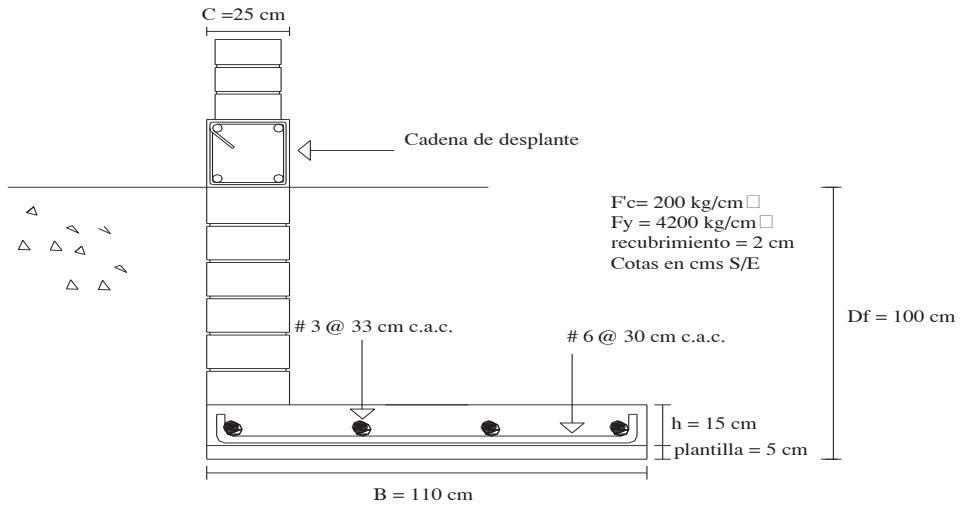
$$S = \frac{100}{A_s}$$

$$S = \frac{100}{0.7}$$

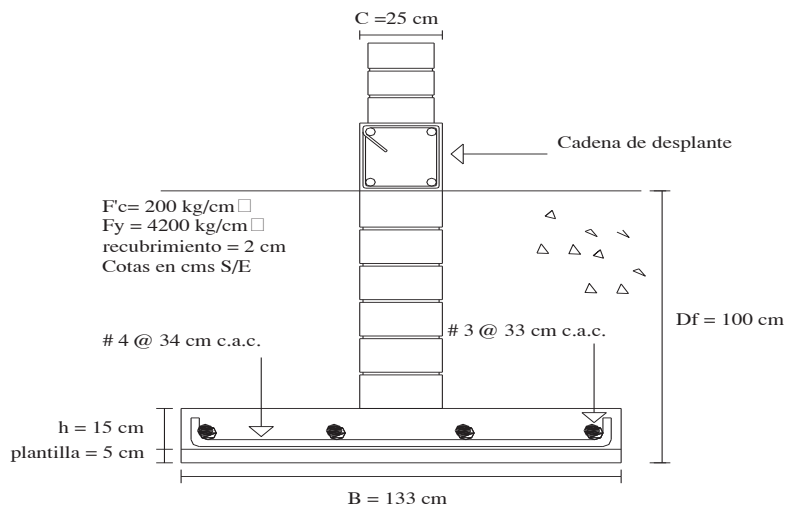
$$S = 142.857$$

$$S = 143$$

∴ se usaran varillas # 4 @ 34 cm c.a.c.



ZAPATA DE LINDERO



ZAPATA DE CENTRO

CROQUIS DE ARMADO

DATOS DEL PROYECTO:Fy = 4200 kg/cm²f'c = 200 kg/cm²f"c = 136 kg/cm²f*c = 160 kg/cm²**DATOS DEL TERRENO:**qr = 7.5 T/m²δ s= 1.3 T/m³

Df = 1.0 m

δ c= 2.4 T/m³

Muro Nº	Tipo zapata	c m	Wt Ton	L m	Descarga total				Dimencionam.		Presión de contacto	
					P T/m	Bprop. m	Ws T/m	Pt T/m	Az m ²	B real m	q T/m ²	q = qr T/m ²
1	Lindero	0,25	8,67	1,8	4,819	0,861	1,59	6,41	0,92	1,00	7	OK...
2	Lindero	0,25	47,1	10,8	4,358	0,778	1,44	5,8	0,83	0,85	7	OK...
9	Centro	0,25	21,1	2,7	7,803	1,393	2,58	10,4	1,48	1,50	7	OK...
10	Centro	0,32	54,5	3,88	14,05	2,508	4,64	18,7	2,67	2,70	7	OK...
11	Centro	0,25	21,7	3,88	5,587	0,998	1,85	7,43	1,06	1,10	7	OK...
12	Centro	0,25	4,31	0,6	7,182	1,282	2,37	9,55	1,36	1,35	7	OK...
13	Centro	0,25	3,77	0,6	6,277	1,121	2,07	8,35	1,19	1,20	7	OK...
14	Centro	0,32	5,23	0,6	8,715	1,556	2,88	11,6	1,66	1,65	7	OK...
15	Lindero	0,25	18,5	3,45	5,37	0,959	1,77	7,14	1,02	1,00	7	OK...
16	Centro	0,25	19,9	2,85	6,975	1,246	2,3	9,28	1,33	1,33	7	OK...
1'	Lindero	0,25	33,3	6,3	5,283	0,943	1,75	7,03	1	1,00	7	OK...
2'	Lindero	0,38	7,58	0,6	12,63	2,255	4,17	16,8	2,4	2,40	7	OK...
3'	Centro	0,25	12,6	1,95	6,455	1,153	2,13	8,59	1,23	1,25	7	OK...
4'	Centro	0,25	10,9	1,95	5,603	1,001	1,85	7,45	1,06	1,00	7	OK...
5'	Centro	0,25	16,7	2,85	5,857	1,046	1,93	7,79	1,11	1,12	7	OK...
6'	Lindero	0,30	23,8	2,7	8,809	1,573	2,91	11,7	1,67	1,70	7	OK...
7'	Centro	0,25	13,7	1,95	7,019	1,253	2,32	9,34	1,33	1,35	7	OK...
8'	Centro	0,25	62,8	8,4	7,473	1,335	2,47	9,94	1,42	1,40	7	OK...

Presión neta ult.	Diseño de losa (por cortante)					Revisión del peso real	
qnu kg/cm2	ℓ cm	Vcr kg/cm2	d cm	d real cm	h cm	Wreal T/m	Wreal < Ws T/m
0,737	75,00	5,06	9,5311	10	15	1,55	OK...
0,737	60,00	5,06	7,6249	10	15	1,324	OK...
0,737	62,50	5,06	7,9426	10	15	1,655	OK...
0,737	119,00	5,06	15,123	15	20	3,113	OK...
0,737	42,50	5,06	5,4009	10	15	1,259	OK...
0,737	55,00	5,06	6,9895	10	15	1,507	OK...
0,737	47,50	5,06	6,0364	10	15	1,358	OK...
0,737	66,50	5,06	8,4509	10	15	1,851	OK...
0,737	75,00	5,06	9,5311	10	15	1,55	OK...
0,737	54,00	5,06	6,8624	10	15	1,487	OK...
0,737	75,00	5,06	9,5311	10	15	1,55	OK...
0,737	202,00	5,65	23,299	23	28	4,018	OK...
0,737	50,00	5,06	6,3541	10	15	1,408	OK...
0,737	37,50	5,06	4,7655	10	15	1,16	OK...
0,737	43,50	5,06	5,528	10	15	1,279	OK...
0,737	140,00	5,06	17,791	18	23	2,76	OK...
0,737	55,00	5,06	6,9895	10	15	1,507	OK...
0,737	57,50	5,06	7,3072	10	15	1,556	OK...

Diseño de losa (por flexión)					Sentido longitudinal			
Sentido transversal					Sentido longitudinal			
Mu	ρ	ρ (a usar)	As	S	USAR	Ast	S	USAR
T.m	□		cm2	cm		cm2	cm	
2,43	0,007	0,0073	7,25	27,3	VARILLAS DE # 5 @ 27 CM	2,1429	33,133	VARILLAS DE # 3 @ 33 CM
1,62	0,005	0,0046	4,61	27,5	VARILLAS DE # 4 @ 28 CM	2,1429	33,133	VARILLAS DE # 3 @ 33 CM
1,74	0,005	0,005	5	25,4	VARILLAS DE # 4 @ 25 CM	2,1429	33,133	VARILLAS DE # 3 @ 33 CM
5,95	0,008	0,008	11,96	23,8	VARILLAS DE # 6 @ 24 CM	3,0745	23,093	VARILLAS DE # 3 @ 23 CM
0,88	0,002	0,0024	2,41	29,5	VARILLAS DE # 3 @ 30 CM	2,1429	33,133	VARILLAS DE # 3 @ 33 CM
1,38	0,004	0,0039	3,89	32,6	VARILLAS DE # 4 @ 33 CM	2,1429	33,133	VARILLAS DE # 3 @ 33 CM
1,07	0,003	0,003	2,95	24,1	VARILLAS DE # 3 @ 25 CM	2,1429	33,133	VARILLAS DE # 3 @ 33 CM
2,05	0,006	0,006	5,96	21,3	VARILLAS DE # 4 @ 22 CM	2,1429	33,133	VARILLAS DE # 3 @ 33 CM
2,43	0,007	0,0073	7,25	27,3	VARILLAS DE # 5 @ 28 CM	2,1429	33,133	VARILLAS DE # 3 @ 33 CM
1,34	0,004	0,0038	3,76	33,8	VARILLAS DE # 4 @ 20 CM	2,1429	33,133	VARILLAS DE # 3 @ 33 CM
2,43	0,007	0,0073	7,25	17,5	VARILLAS DE # 4 @ 18 CM	2,1429	33,133	VARILLAS DE # 3 @ 33 CM
16,5	0,009	0,0091	20,98	18,5	VARILLAS DE # 7 @ 18 CM	4,4077	28,813	VARILLAS DE # 4 @ 30 CM
1,17	0,003	0,0033	3,25	21,8	VARILLAS DE # 3 @ 22 CM	2,1429	33,133	VARILLAS DE # 3 @ 33 CM
0,71	0,002	0,0024	2,36	30,1	VARILLAS DE # 3 @ 30 CM	2,1429	33,133	VARILLAS DE # 3 @ 33 CM
0,91	0,003	0,0025	2,51	28,3	VARILLAS DE # 3 @ 29 CM	2,1429	33,133	VARILLAS DE # 3 @ 33 CM
8,02	0,007	0,0074	13,3	21,4	VARILLAS DE # 6 @ 22 CM	3,5956	19,746	VARILLAS DE # 3 @ 20 CM
1,38	0,004	0,0039	3,89	18,3	VARILLAS DE # 3 @ 18 CM	2,1429	33,133	VARILLAS DE # 3 @ 33 CM
1,5	0,004	0,0042	4,24	30	VARILLAS DE # 4 @ 30 CM	2,1429	33,133	VARILLAS DE # 3 @ 33 CM

VIII.- PLANOS ESTRUCTURALES.

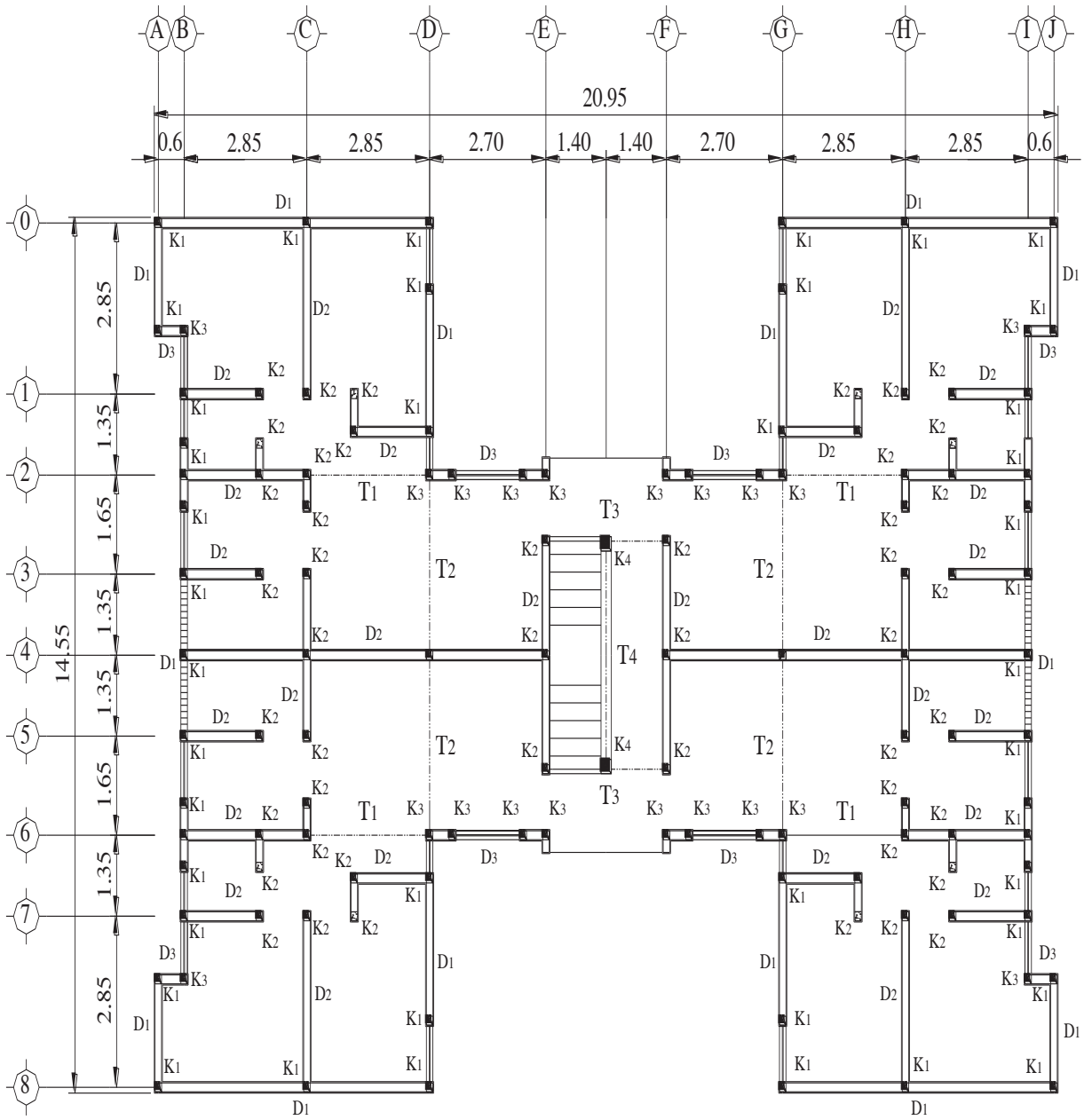
VIII.- PLANOS ESTRUCTURALES.

L
L
L

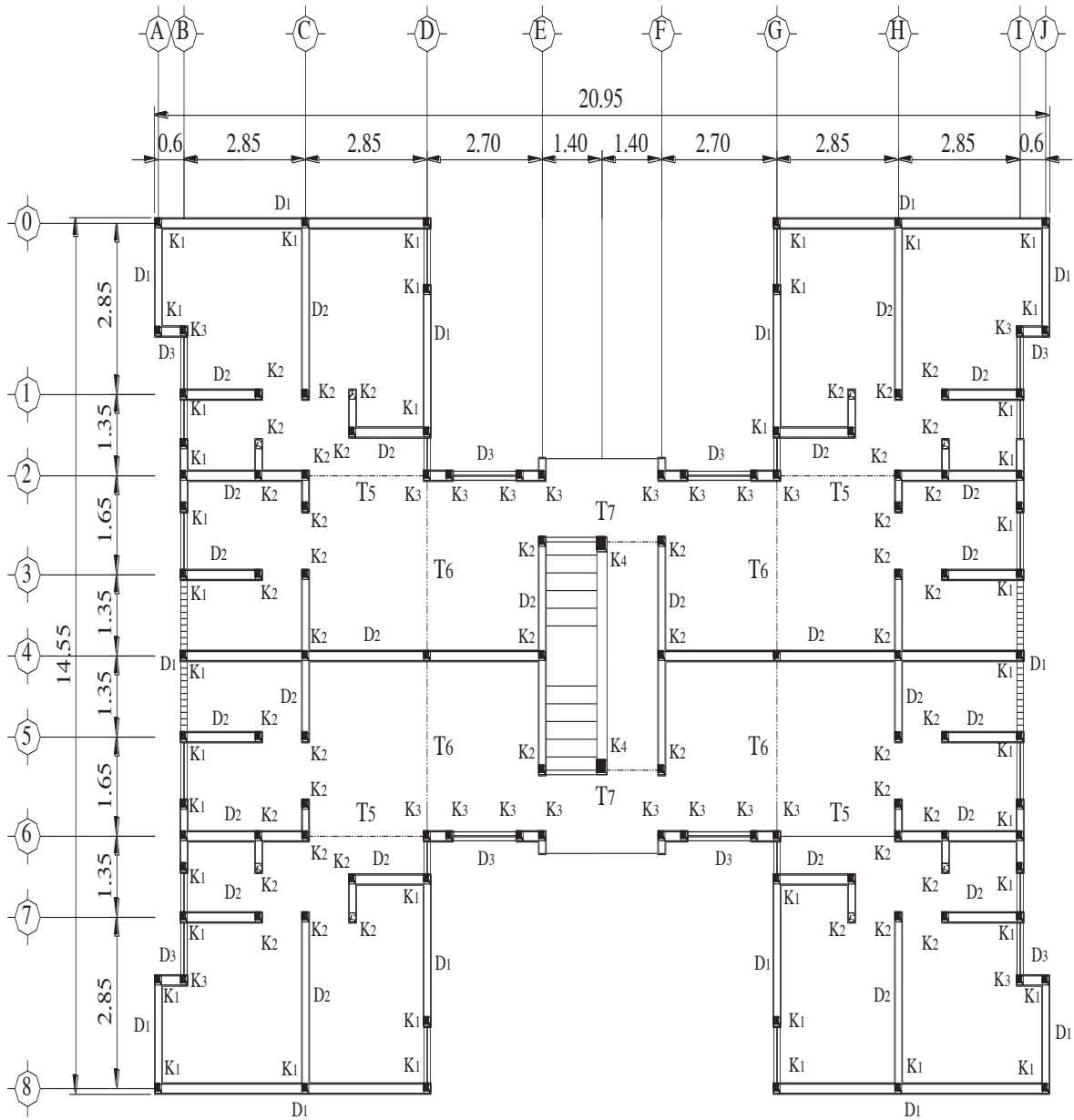
S
S
S

C
C
C

A
A
A

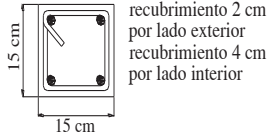


PLANTA DE AZOTEA

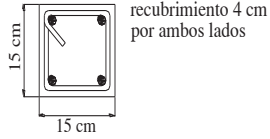


PLANTA DE ENTREPISOS 1,2,3

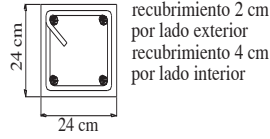
CASTILLO K1



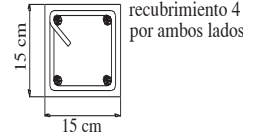
CASTILLO K2



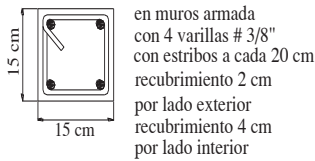
CASTILLO K3



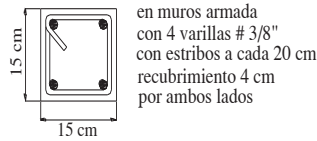
CASTILLO K4



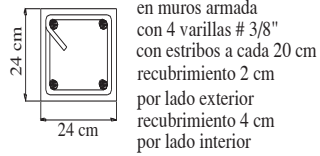
DALA D1 CERRAMIENTO



DALA D2 CERRAMIENTO



DALA D3 CERRAMIENTO



CONFINAMIENTO DE MUROS ESTRUCTURALES

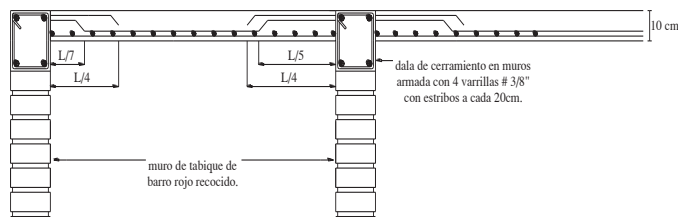


TABLA DE ANCLAJES Y TRASLAPES DE VARILLAS

IDENTIFICACION	DIAMETRO	LONGITUD DE ANCLAJE	LONGITUD DE GANCHO	LONGITUD DE NUDO
# 3	3/8"	42 cm	4db	40 cm
# 4	1/2"	45 cm	4db	45 cm
# 5	5/8"	54 cm	4db	50 cm
# 6	3/4"	68 cm	4db	55 cm

DETALLES DE CASTILLOS Y DALAS PARA LA PLANTA DE AZOTEA Y ENTREPISOS

TRABES DE LOSA AZOTEA

TRABES DE LOSA ENTREPISO

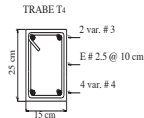
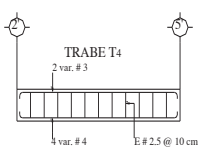
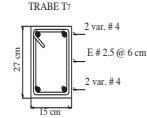
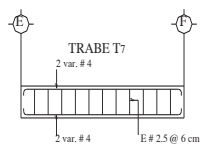
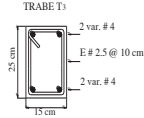
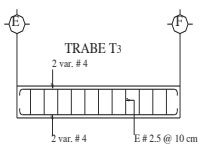
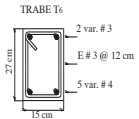
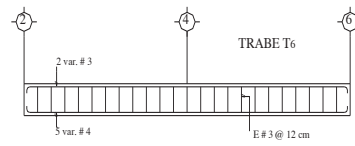
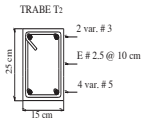
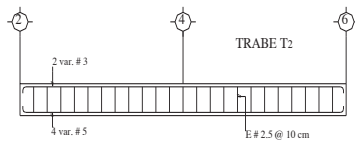
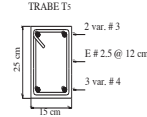
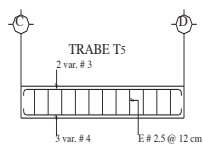
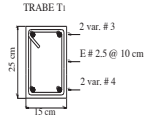
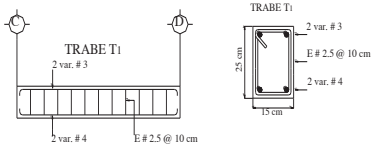
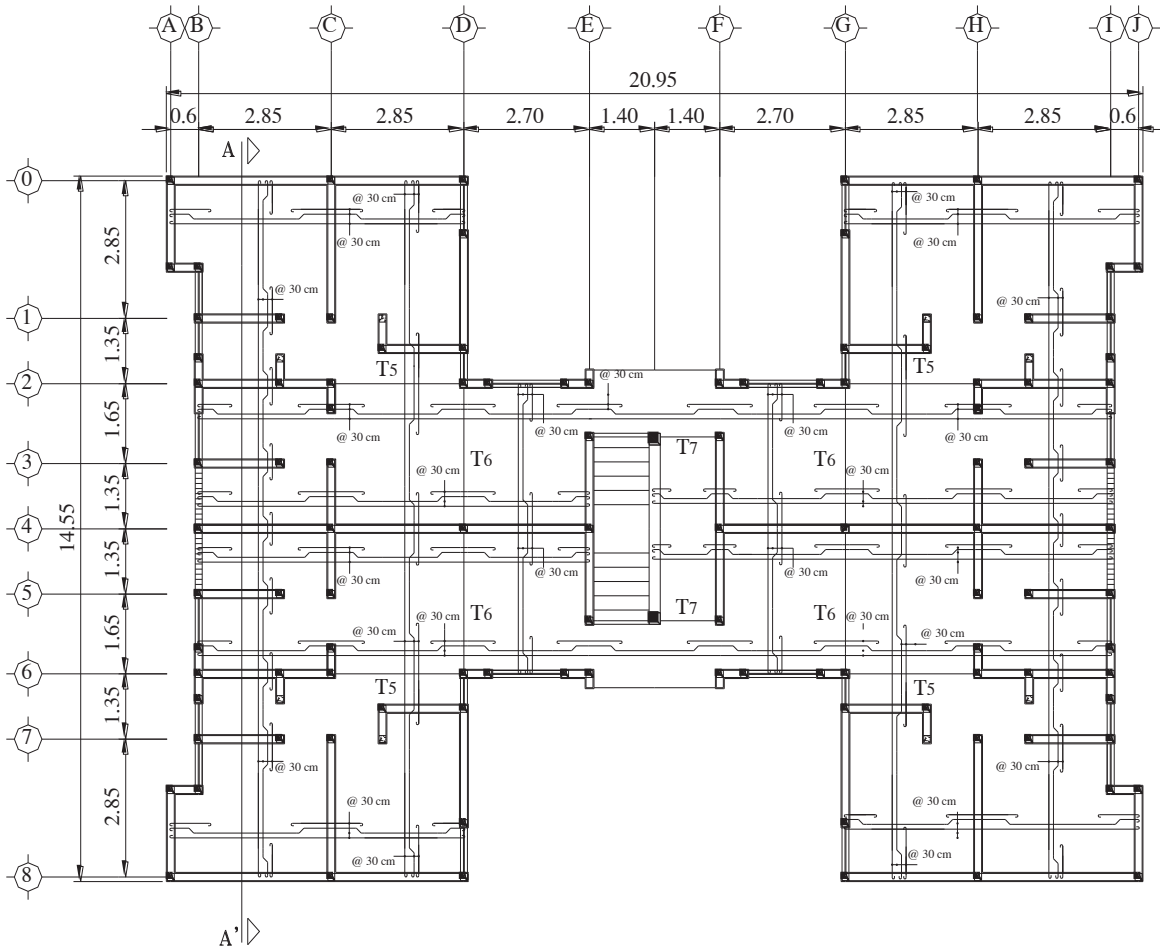


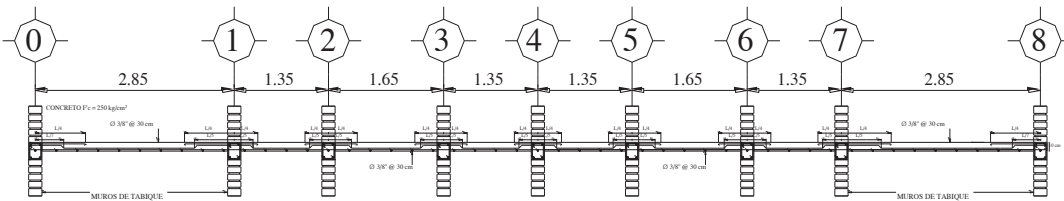
TABLA DE ANCLAJES Y TRASLAPES DE VARILLAS

IDENTIFICACION	DIAMETRO	LONGITUD DE ANCLAJE	LONGITUD DE GANCHO	LONGITUD DE NUDO
# 3	3/8"	42 cm	4db	40 cm
# 4	1/2"	45 cm	4db	45 cm
# 5	5/8"	54 cm	4db	50 cm
# 6	3/4"	68 cm	4db	55 cm

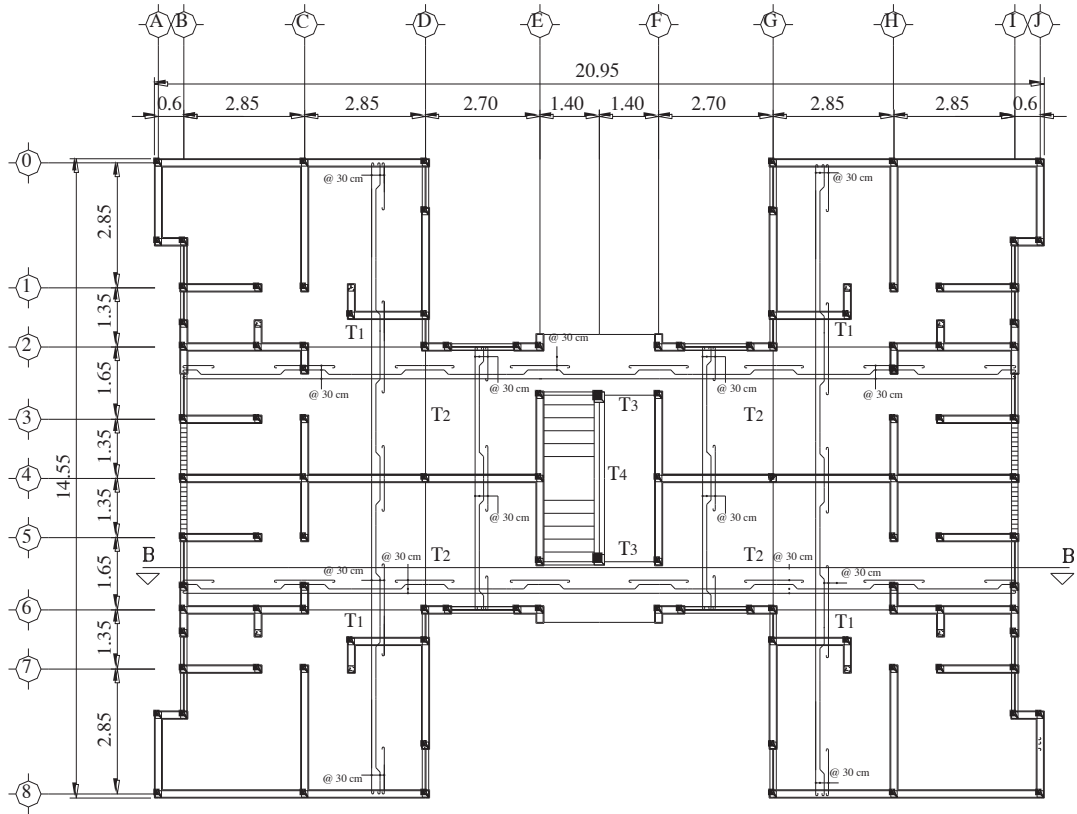
DETALLES DE TRABES PARA PLANTA DE AZOTEA Y ENTREPISOS



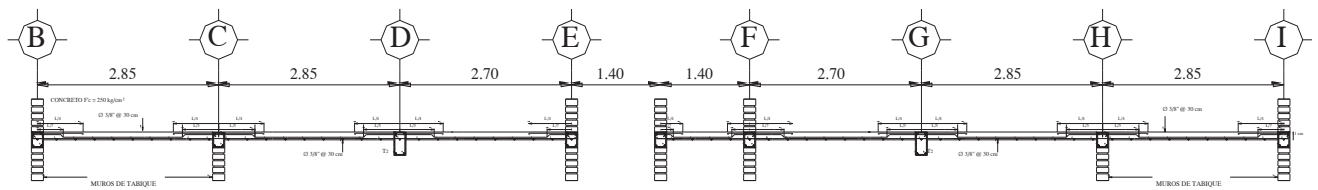
PLANTA DE ENTREPISOS 1,2,3



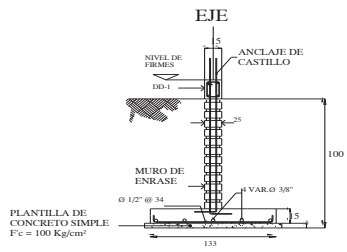
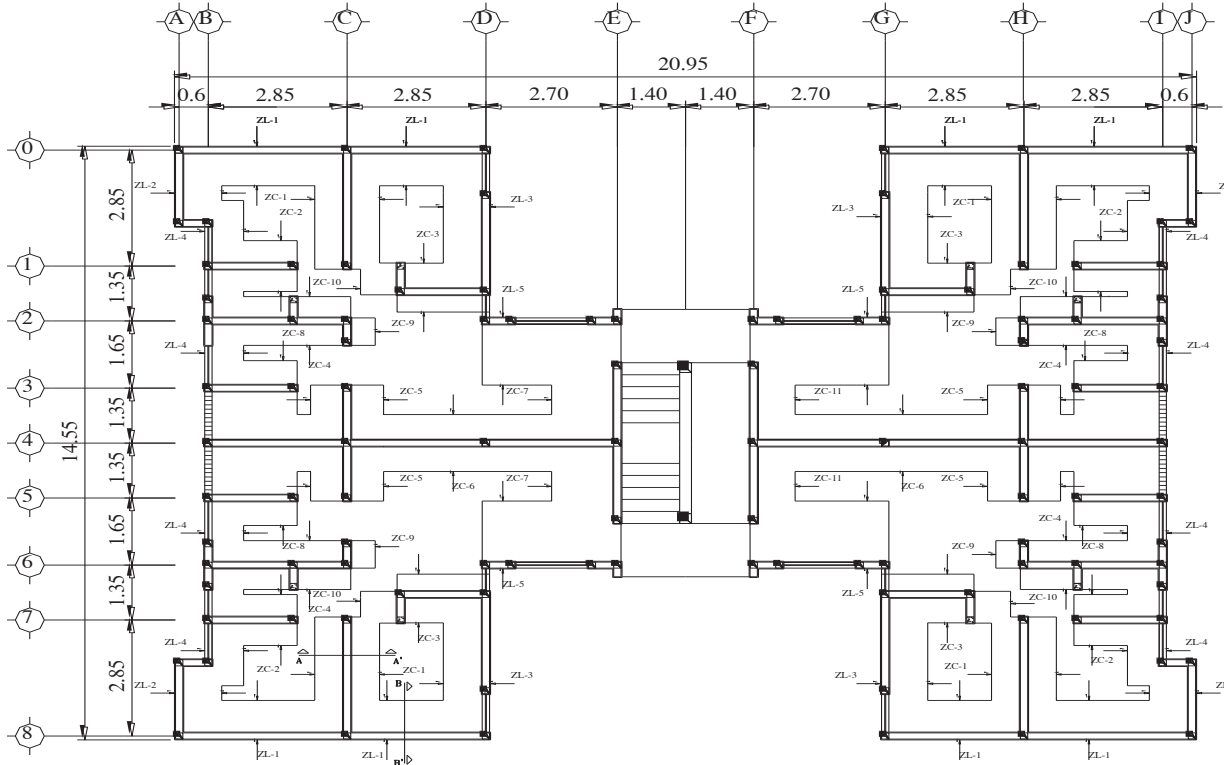
CORTE A - A



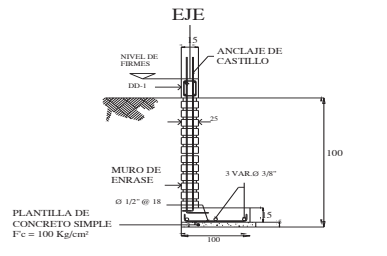
PLANTA DE AZOTEA



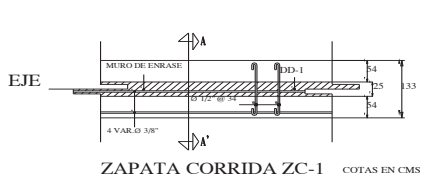
CORTE B - B
S/E



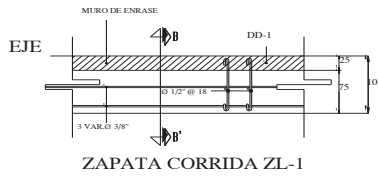
CORTE A-A' COTAS EN CMS.



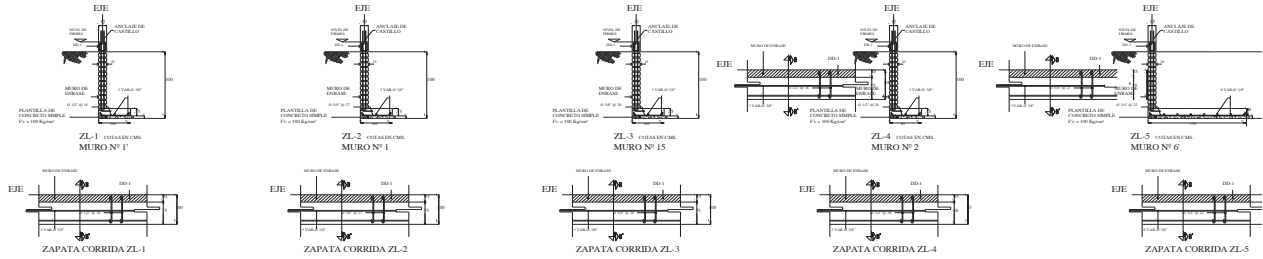
CORTE B-B' COTAS EN CMS.



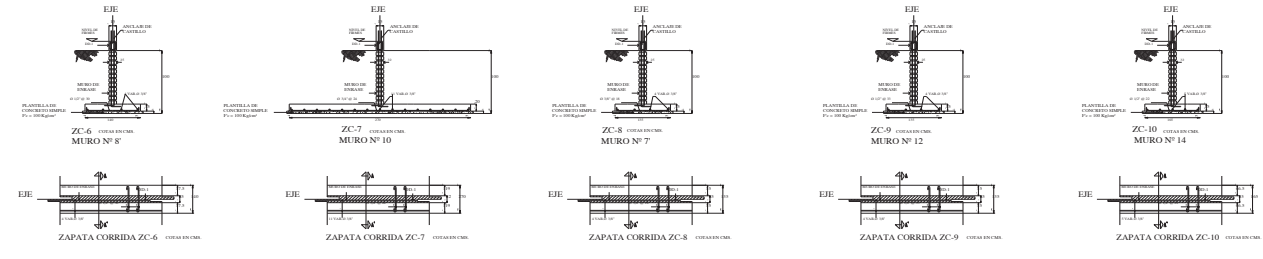
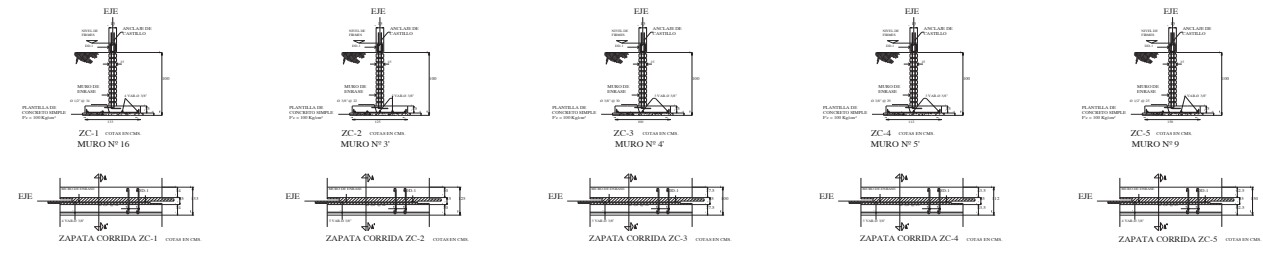
ZAPATA CORRIDA ZC-1 COTAS EN CMS.



ZAPATA CORRIDA ZL-1



ZAPATA DE LINDERO



ZAPATA DE CENTRO

IX.- CONCLUSIONES.

IX.- CONCLUSIONES.

L... A...

C...

E... N.T.C.

E... M... S... M... D...

P... C... E... M... D... E...

E... D...

D...

X.- BIBLIOGRAFIAS.

X.- BIBLIOGRAFIAS.

P... N... T... C... P... D... C...
E...00
M...
C...
C...

R... C... D...00

R... C... E... M...
S... C... O... P... SCOP
G... M...

M... C... E...
S... C...
T... 1...
C...

A...
O... M. G... C...
R...
L...