



**UNIVERSIDAD DON VASCO A.C.**

Incorporación N° 8727 - 15  
a la Universidad Nacional Autónoma de México.

Escuela de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA CASA HABITACIÓN  
PARA LA COLONIA AMPLIACION REVOLUCION.**

Tesis  
que para obtener el título de  
Ingeniero Civil  
presenta:

**Hugo Alberto Damian Aguayo.**

Asesor:  
I.C. Sandra Natalia Parra Macías

**Uruapan, Michoacán, 2008.**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## **GRACIAS**

### **A DIOS.**

Por haberme permitido terminar mis estudios con sabiduría y paciencia.

### **A MI PADRE.**

Por darme la formación con su ejemplo y firmeza.

### **A MI MADRE.**

Le agradezco sus consejos, desvelos y atención.

### **A MIS HERMANAS.**

Por su comprensión y tolerancia en cada momento que compartimos juntos.

### **A MI ESPOSA E HIJO.**

Por su apoyo moral y darme coraje necesario para terminar con mi carrera.

### **A MIS MAESTROS.**

Por darme los conocimientos y armas para ejercer mi profesión con honestidad y  
rectitud.

### **A MIS COMPAÑEROS.**

Por el apoyo técnico y humano que me brindaron en cada momento que lo necesite.

# ÍNDICE

## **Introducción**

Antecedentes.....	1
Planteamiento.....	2
Objetivos.....	3
Pregunta de investigación.....	3
Justificación.....	4
Delimitación,.....	4
Marco de referencia.....	5

## **Capítulo 1.- Conceptos básicos de diseño estructural.**

1.1. Procesos de diseño estructural.....	6
1.1.1 Estructuración.....	7
1.1.2. Análisis.....	7
1.1.2.1. Determinación de las acciones de diseño.....	8
1.1.2.2 Determinación de los elementos mecánicos de diseño.....	8
1.2. Dimensionamiento.....	8
1.3. Seguridad estructural.....	9
1.3.1. Estados límites de fallas.....	9
1.3.2. Estado límite de servicios.....	9
1.4. Criterios de diseño.....	10
1.5. Reglamento de diseño .....	12

1.5.2 Reglamentos funcionales.....	12
1.5.3. Reglamentos descriptivos.....	12

## **Capítulo 2.- Acciones en las estructuras**

2.1. Clasificación de las acciones.....	14
2.2. Cargas muertas.....	16
2.3. Cargas Vivas.....	18
2.4. Cargas Accidentales.....	20
2.5. Origen de los Sismos.....	21
2.5.1. Detección de los sismos.....	23
2.6. Viento.....	26
2.7. Combinación de Acciones.....	27

## **Capítulo 3.- Materiales estructurales más comunes para la construcción de casa habitación.**

3.1. Mampostería.....	30
3.2. Concreto.....	32
3.3. Acero de Refuerzo.....	34
3.3.1. Ventajas del acero como material estructural.....	36

## **Capítulo 4.- Estructuración del proyecto arquitectónico.**

4.1 Sistemas estructurales.....	38
4.1.1. Sistemas formados por barras.....	39
4.1.2. Sistema a base de placas.....	40

4.1.3 Sistemas combinados.....	42
--------------------------------	----

**Capítulo 5.- Canalización de las cargas de los elementos estructurales.....44**

**Capítulo 6.- Método de análisis estructural.**

6.1. Método de Cross.....	47
6.2. Procedimiento de aplicación en el método de Cross.....	51
6.3. Método de las rigideces.....	54
6.4. Determinación de la matriz de rigideces.....	55

**Capítulo 7.- Diseño de los elementos resistentes.**

7.1. Trabes de concreto reforzado.....	65
7.1.1 Flexión simple.....	65
7.1.2. Comportamiento y modos de falla de elementos sujetos a flexión simple.....	66
7.1.3. Resistencia de elementos sujetos a flexión simple.....	68
7.1.4. Procedimiento para el cálculo del momento resistente.....	70
7.2. Fuerza cortante.....	75
7.2.1. Refuerzo por tensión diagonal.....	75
7.3. Columnas de concreto reforzado.....	77
7.3.1. Determinación de la resistencia de columnas de concreto reforzado sujetas a Carga axial y momentos flexionantes.....	79
7.3.2. Modos de falla de elementos sujetos a flexocompresion.....	80

7.4. Recomendaciones para el diseño de columnas.....	81
7.5. Refuerzo transversal para columnas.....	84
7.6. Losas de concreto reforzado.....	85
7.6.1 Losa perimetrales.....	86
7.6.2 Losas planas.....	86
7.7. Diseño de losas de concreto.....	88
7.7.1 Losas macizas.....	88
7.7.2. Aplicación del método de los coeficientes.....	91
7.8. Losas encasetonadas.....	95
7.8.1. Clasificación de las losas encasetonadas.....	95

**Capítulo 8.- Diseño de la cimentación.**

8.1. Clasificación de las cimentaciones.....	99
8.2. Zapatas.....	100
8.3. Zapatas aisladas.....	101
8.3.1 Criterios para el diseño de zapatas.....	101
8.4. Diseño de zapatas aisladas.....	104
8.4.1 Zapatas aisladas sujetas a carga axial.....	104
8.5. Diseño de zapatas corridas.....	110
8.5.1. Zapatas corridas bajo columnas.....	111
8.6. Losa de cimentación.....	117

## **Capítulo 9.- Metodología.**

9.1. Método empleado.....	120
9.2. Enfoque de la investigación.....	121
9.2.1. Alcance.....	122
9.3. Diseño de la investigación.....	123
9.4. Instrumentos de recopilación de datos.....	123
9.5. Descripción del proceso de investigación.....	124

## **Capítulo 10.- Cálculo y análisis de resultados.**

10.1. Memoria de cálculo.....	125
10.2. Especificaciones generales.....	126
10.3. Calculo de elementos mecánicos.....	127

<b>Conclusiones.....</b>	<b>324</b>
--------------------------	------------

<b>Bibliografía.....</b>	<b>326</b>
--------------------------	------------

## **Anexos**



## **Antecedentes**

En la historia, el hombre se ha enseñado a construir objetos que lo ayudaron a cubrir las necesidades primordiales que en cada etapa de su existencia ha requerido por ejemplo: herramientas de caza, viviendas, edificios caminos etc.

“Las primeras casas que se conoce de su construcción fueron en 300000 a.C. por grupo de cazadores, eran simples refugios de ramas y arbustos, 35000 a 10000 a.C. grupos de cazadores del grupo glacial, hacen tiendas con enormes pieles y huesos de mamut., de 12000 a.C. comunidades de cazadores nómadas en Europa construían campamentos de invierno para grandes grupos familiares hechas de madera de los grandes bosques que poblaban el continente, en 6000 a.C. aparecen las primeras ciudades a las orillas de los fértiles ríos del oriente medio ”, hasta llegar a nuestros días donde existe una diversidad de materiales y procedimientos de construcción.

Una estructura al desarrollar la función para la que fue diseñada, estará sujeta a ciertas cargas durante su vida útil, como son el peso propio de la misma, el peso de los muebles y personas, así como las cargas que nos impone la naturaleza como los sismos, la nieve, el viento, etc. Las cuales deberán de ser capaces de soportar, por lo que es de gran importancia que estén bien diseñadas.

## **Planteamiento del problema.**

Cuando se trata de casa habitación no es muy común escuchar que estas se calculen, lo han tomado como una receta, puesto que se argumenta que no vale la pena hacer el gasto para un buen cálculo estructural, en otro de los casos se dice que las cargas que se presenta son tan pequeñas que no causarán la falla de la estructura, de estas dos razones no parecen ser malas, sin embargo es fácil caer en errores.

Respecto a la primera razón, es cierto que el costo de un buen cálculo cuesta, lo cual implica un gasto, sin embargo también es cierto que con un buen calculo se tendrá grandes ahorros en la obra negra, pues la finalidad del diseño, es determinar las dimensiones óptimas de los elementos estructurales, que conduciría en un ahorro sustancial de los materiales.

Ahora a la segunda razón, si se toma como falla que la estructura tuviera colapso total o parcial, en realidad, en casas habitación se presentan pocas. Sin embargo, estrictamente hablando, las fallas también son todas aquellas diferencias entre lo que se espera de un proyecto y lo que en realidad sucede. Si midiéramos la posición, forma y condiciones de los elementos estructurales, encontraríamos una cantidad de fallas muy grande, por ejemplo una losa flechada, una conexión con excentricidades, una columna desplomada o un agrietamiento en un muro. Estas fallas típicas pueden ser por errores en el proceso constructivo, pero también en ocasiones se presentan por deficiencias en el diseño.

## **Objetivo.**

### **Objetivo General**

- Realizar el cálculo estructural en casa habitación de tal manera que el resultado de tal sea satisfactorio como consecuencia de la adecuada distribución de los elementos que la integran, dando la seguridad de no tener fallas.

### **Objetivos particulares**

- ✓ Determinar las características físicas de la estructura en estudio
- ✓ Garantizar que la estructura resistirá las cargas a las que estará expuesta sin sufrir daño alguno
- ✓ Proponer estructuras que sean seguras y económicas

## **Pregunta de investigación**

El diseño estructural abarca diversas actividades al desarrollar un proyecto, como determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o sea de aquella parte de la construcción que tiene como función absorber las solicitaciones que se presentarán durante las distintas etapas de su existencia.

Es por tal motivo que se debería de hacer la siguiente pregunta:

¿Por qué es importante un buen calculo estructural para casa habitación y sus solicitaciones a las que estará sometida durante su vida útil?

Durante el desarrollo del proyecto estructural se van mostrando las características físicas que habrá de tomar al final la construcción, que sin un

adecuado o nulo cálculo de la misma se cometerían errores sin darse cuenta teniendo consecuencias, tanto económicas, estéticas y de seguridad estructural.

### **Justificación**

El presente trabajo de investigación es de relevante importancia, ya que impactará de manera decisiva en la seguridad y ahorro de materiales de construcción en casa habitación.

Las personas que se benefician con la realización de esta investigación es en primer término el investigador, al resolver la duda que lo llevó a iniciarla, después las personas que tengan incertidumbre de la efectividad de un calculo estructural, así como la Ingeniería Civil se verá enriquecida, ya que se le realizarán aportes al llevar a cabo la investigación y el diseño, beneficia también a la comunidad estudiantil de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Don Vasco, ya que será un documento de consulta, y además sirve a todos aquellos que estén interesados en el tema de diseño estructural en casa habitación.

### **Delimitación**

El presente trabajo de investigación sólo comprende la realización de los cálculos estructurales de una casa habitación, la cual para su realización se apoyó en los siguientes autores y fuentes bibliográficas: Meli Piralla, González Cuevas, Robles, Pérez Alama, Camba, Sánchez, Navarro, Olmos.

**Marco de referencia.**

A petición del Sr. Antonio Gonzáles Martínez se realizó el proyecto estructural de una casa habitación que se construirá en la calle Tlacaelel S/N de la colonia Ampliación Revolución, en la ciudad de Uruapan Michoacán.

Se trata de una casa habitación de tres niveles y tendrá una superficie de construcción de 300 m<sup>2</sup>, la estructuración se dispuso a través de marcos rígidos de concreto reforzado, muros tapón de tabique rojo recocido, así como una combinación de losa maciza y aligerada de concreto reforzado. La cimentación más adecuada según las características de sistema estructural utilizado en este proyecto, fue a través de losas de cimentación de concreto reforzado, la capacidad de carga del terreno se tomo de 5.30 Ton/m<sup>2</sup>, la cual fue proporcionada por el Sr. Antonio Gonzáles Martínez, en base a un estudio de mecánica de suelos previamente realizado.

# CAPÍTULO 1

## CONCEPTOS BÁSICOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural es un conjunto de actividades que desarrolla el proyectista, cuyo objetivo es determinar la forma, dimensiones y características físicas de una estructura, de manera tal que nos garantice que esta soportara durante su vida útil, las cargas a las que estará sujeta sin tener fallas o mal funcionamiento.

Una obra se debe concebir como un sistema, en el cual a su vez esta integrado por un conjunto de subsistemas y elementos que se combinan en forma ordenada para cumplir con la función por la cual fueron destinadas a desempeñar, los diversos subsistemas a los cuales están integrados serán: elementos arquitectónicos, las instalaciones eléctricas, las sanitarias, etc.; todos estos subsistemas interactúan entre si, por tanto el diseño debe tomar en cuenta la relación que existe entre ellos para así lograr el objetivo final del diseño, puesto que las obras no se construyen para que resistir, se construyen para que mantengan su forma y condición a lo largo del tiempo, su resistencia es fundamental pero no la finalidad última.

Así pues, al encargado del diseño debe tomar en cuenta todos los subsistemas que intervienen en el proyecto con el fin de no hacer correcciones de los diseños, provocando alteraciones importantes en las especificaciones.

### 1.1. Proceso del diseño estructural.

El diseño es un proceso mediante el cual se definen las características de un

Sistema de tal manera que cumpla con su objetivo, el cual debe de resistir las fuerzas a los que va estar sometidas, sin daño alguno o mal funcionamiento.

Para su mayor facilidad del proceso de diseño estructural resulta útil dividirlo en tres etapas las cuales son:

### **1.1.1 Estructuración.**

“En esta parte de proceso se determinan los materiales con los que van a estar Construidos los elementos estructurales, la forma en la que van a disponerse el arreglo de sus elementos y el dimensionamiento, con el fin de conocer el peso de la misma y su resistencia, en este proceso es necesario que el proyectista tenga un grado de conocimiento de la teoría estructural, puesto que se requiere realizar el predimensionamiento de los elementos”. (Meli; 2001:22)

### **1.1.2. Análisis.**

En esta actividad se determinan la respuesta de la estructura al ser sometidas a diferentes acciones y se subdividen en:

- Modelación de la estructura
- Determinación de las acciones de diseño
- Obtención de los elementos mecánicos de diseño
- Modelación de estructura

Al idealizar la estructura real por medio de un modelo teórico factible de ser analizado con los procedimientos de cálculo disponibles. La modelación incluye la definición de las propiedades de los elementos tales como las propiedades de los materiales y características geométricas.

### **1.1.2.1. Determinación de las acciones de diseño.**

En esta parte se trata de determinar las acciones que actúan sobre la estructura y es necesario que el proyectista conozca los sistemas de construcción, ubicación de ella y toda la información necesaria que ayude a determinar las solicitaciones, eventuales o permanentes que actúan sobre la estructura, puesto que así se obtendrá una mayor aproximación en el diseño, estos esfuerzos y acciones están definidos por códigos y es responsabilidad del proyectista sujetarse a ellos.

### **1.1.2.2. Determinación de los elementos mecánicos de diseño.**

En esta etapa se realizan los diferentes métodos de cálculo para la obtención de las fuerzas internas o elementos mecánicos como son los momentos flexionantes, y de torsión, fuerzas axiales y cortantes, así como su deformación de la estructura y las flechas de los diferentes elementos estructurales como son: las vigas, muros, columnas etc., puesto que los métodos de cálculo se utilizan para modelos teóricos, los resultados obtenidos serán exactos y no así para la estructura real, es importante hacer la evaluación correcta de las acciones en el método de cálculo que se pretenda utilizar.

## **1.2. Dimensionamiento.**

Durante esta etapa se definen con detalle las dimensiones de los elementos estructurales, que cumplan con los requisitos de seguridad establecidos, además se elaboran los planos y especificaciones de construcción de la estructura, siendo esta parte importante transmitir los resultados obtenidos en forma clara y precisa, sin omitir información y procurando que esta sea lo mas detallada posible para que pueda entenderse y la obra pueda desarrollarse con precisión y apego al criterio usado en el proyecto.



### **1.3. Seguridad estructural.**

El objetivo del diseño estructural es dar una solución haciendo uso óptimo de los materiales y de los métodos de construcción y cumpliendo con los requisitos del proyecto, de un adecuado comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento de la estructura y tenga una seguridad adecuada ante cualquier ocurrencia o tipo de falla.

La función de la estructura es absorber las solicitaciones que provienen del funcionamiento de la construcción, además de soportar acciones externas que ocurren a la estructura ocasionándole deformaciones y desplazamientos.

Para que la construcción cumpla con la función por la cual ha sido diseñada es necesario que la respuesta de la construcción se mantenga dentro de los límites, que no afecten su estabilidad y buen funcionamiento.

Por tal, basándose en lo anterior se han establecido límites de comportamiento de la estructura que indica cuando la respuesta de la estructura es inaceptable.

Se distinguen dos estados límites que son:

#### **1.3.1. Estados límites de falla.**

Corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus miembros o cuando la estructura sin agotar su capacidad de carga sufra daños irreversibles que afecten su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

#### **1.3.2. Estado límite de servicio.**

Se relaciona con situaciones donde afecta al correcto funcionamiento de la estructura aun sin poner en peligro la seguridad de la misma; como son

deformaciones, vibraciones, agrietamiento etc. Es decir provocan que el usuario se sienta inseguro dentro de la construcción.

Con lo anterior, el objetivo del diseño debe proporcionar una seguridad adecuada ante la aparición del estado límite de falla para las acciones mas desfavorables que se presentan durante la vida útil de la construcción y procurando que no se sobrepase los estados límite de servicio en condiciones normales de operación.

Los requisitos de servicio dependen principalmente de la estructura y de sus miembros, de ella dependen los movimientos, flechas y vibraciones que constituyen la respuesta de la misma que afectan con frecuencia su correcto funcionamiento.

La resistencia en toda la estructura y en cualquiera de sus miembros debe ser siempre mayor o igual que la fuerza actuante en ella para esto es necesario que se tome en cuenta todos los efectos de la carga que actúan en la estructura.

#### **1.4. Criterios de diseño.**

Para tratar el problema de seguridad, es necesario plantear el diseño en términos que permita identificar claramente contra que se pretende tener seguridad, donde se debe aplicar factores de seguridad y los efectos que estos pretender cubrir, el planteamiento de estado límite permite comparar la resistencia para cada estado límite de falla contra las acciones respectivas.

La forma más lógica de operar sería a través de un sólo factor de seguridad óptima

Sí se maneja adecuadamente el concepto de resistencia y la acción, que se puede expresar como:

Donde:

$$F_s = \frac{R}{S}$$

R = valor de la resistencia esperada

S = Valor de la acción o carga de servicio

Un sólo factor de seguridad presenta diversos inconvenientes prácticos, puesto que en cada caso particular, la magnitud de incertidumbre que existen en diversas variables y aspectos de diseño son muy diversas y que el valor del factor de seguridad debería ser distinto en cada caso.

Por sencillez, los reglamentos presentan los factores de seguridades en forma rígida mediante factores parciales, esto se debe a que existe incertidumbre que se tiene a la hora de determinar las resistencias y las acciones.

El reglamento maneja incertidumbre a través de factores de reducciones y los aplica a los valores de resistencia de los materiales y la incertidumbre en las acciones o cargas se toman en cuenta especificando valores conservadores mediante los llamados factores de carga.

El planteamiento de estado límite conduce al llamado Criterio de Diseño por Resistencia Última, y plantea lo siguiente:

$$FR R_d > \Sigma F_c S_d$$

La resistencia  $R_d$  calculada de los esfuerzos resistentes de los materiales, se multiplican por un factor de reducción  $FR$  que generalmente es un valor conservador. Por el otro lado de la desigualdad, las acciones de diseño  $S_d$  obtenida

del análisis de la estructura, multiplicada por un factor de carga  $F_c$  que toma en cuenta la probabilidad de que el efecto de las acciones se incremente cuando estas se combinan con las cargas consideradas en el análisis.

### **1.5. Reglamento de diseño.**

Los reglamentos para diseño estructural son documentos de tipo legal donde su función es de proteger a la sociedad contra colapsos a mal funcionamiento de la construcción, objetivo similar tienen las especificaciones, normas y recomendaciones.

Los reglamentos son elaborados generalmente por especialistas en materiales y revisados por personas o instituciones interesadas, productores de materiales de construcción, profesionistas, etc. y refleja los puntos de vista de los redactores y el estado de conocimiento en el momento de la evaluación.

Existen dos tipos de reglamentos de diseño estructural que son:

#### **1.5.1 Reglamentos funcionales.**

Los que se limitan a fijar requisitos generales de Seguridad y funcionamiento, dejando con libertad al proyectista acerca de cumplir con dichos requisitos.

#### **1.5.2. Reglamentos descriptivos.**

Estos describen en forma detallada los procedimientos que deben seguirse para lograr un nivel de seguridad deseado.

La mayoría de los reglamentos son prescriptivos, algunos de ellos son:

Código ACI American Concrete Institute

Código AISC American Institute of steel Construction

Código AASHTO American Association of State Highway and Transportation officials

Código USC Uniform Building Code

Código CEB Comite European Du Beton.

En México la reglamentación más actualizada y la que nos sirve como modelo para otros estados es el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF) y este se refiere únicamente a la construcción urbana (edificios), otro documento que abarca con mayor amplitud es el Manual de Diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad, este abarca obras industriales, de chimeneas, tanques, torres y cimentaciones, además de especificar acciones de diseño para distintas regiones de la republica mexicana.

El RCDF vigente en su titulo VI se refiere a aspectos específicos de diseño estructural que son las Normas Técnicas de Complementarias, donde abarca diversos materiales estructurales. Estas se dividen en:

- NTC Concreto reforzado
- NTC Madera
- NTC Cimentación
- NTC Viento
- NTC Acero
- NTC Mampostería
- NTC Sismo
- NTC Prevención de incendios.

## **CAPÍTULO 2**

### **ACCIONES EN LAS ESTRUCTURAS**

Durante el análisis y diseño de una estructura es necesario considerar todas las acciones que intervendrán durante la vida útil de la construcción, existe un inconveniente durante esta etapa de diseño, pues se tiene gran incertidumbre a la hora de determinar estas acciones.

El reglamento de diseño ayuda a definir el tipo de carga que se presenta en la estructura, donde especifica de manera general las cargas mas usuales que actúan en ella, en algunos casos se utilizan algunos criterios y métodos para determinar el valor de las acciones que no son tan comunes y que no se encuentran en normas.

Por tanto es de suma importancia definir, que es una acción y el tipo de acciones que debe considerarse en el diseño de clasificación, los modelos de análisis, su magnitud, sus efectos y como se combinan para tomar en cuenta el efecto en su conjunto.

Las acciones se deben a fenómenos físicos complejos, para su evaluación se usan métodos simplificados, los cuales consisten en representar acciones como sistemas de fuerzas concentradas, lineales, distribuidas uniformemente o no uniformemente, por deformaciones, por sistema de fuerzas equivalentes o por excitación dinámica.

#### **2.1 Clasificación de las acciones.**

Se pueden hacer clasificaciones de las acciones con diferentes criterios, según el origen de las acciones, como cargas muertas, cargas de funcionamiento, según la

forma en que actúan las acciones, en estática y dinámica etc. El criterio mas conveniente de clasificación es en base a la duración con que obran en la estructura con una intensidad cercana a la máxima. Siguiendo el criterio de RCDF distingue los siguientes tipos de acciones:

a) Acciones Permanentes (cargas muertas)

“Son las que actúan en la estructura en forma continua y cuya intensidad se considera que varia muy poco con el tiempo”. Dentro de estas acciones entran la carga muerta debida al peso de los materiales, estructura, instalaciones, peso de equipo, empuje estático de sólidos o líquidos de carácter permanente, desplazamientos y deformaciones impuestos a la estructura.

b) Acciones Variables (cargas vivas)

“Son las que actúan en la estructura con una intensidad que varia con el tiempo en forma significativa”. Las comprendidas dentro de esta categoría son; las cargas vivas debidas al peso de las personas, muebles, maquinas no fijas permanentemente los efectos producidos a la estructura por cambios de temperatura, el peso de la nieve, los efectos de equipo y maquinaria que produzcan acciones dinámicas.

c) Acciones Accidentales

“Son las que actúan en una estructura con intensidad significativa solamente durante cortos periodos de tiempo”. Se consideran dentro de esta categoría; sismos debido a las acciones dinámicas, las acciones dinámicas y estáticas debido al viento; explosiones, incendios y otras acciones que puedan ocurrir en casos extraordinarios.(Pérez;1993:10)

## 2.2. Cargas muertas.

Se les llama muertas al peso propio de la construcción, incluye el peso de la estructura misma, y de los elementos no constructivos como muros divisorios, pisos, revestimientos, las ventanas, las instalaciones, en resumen todos aquellos elementos que mantienen una posición fija en la construcción, por lo que la carga muerta es la principal acción permanente.

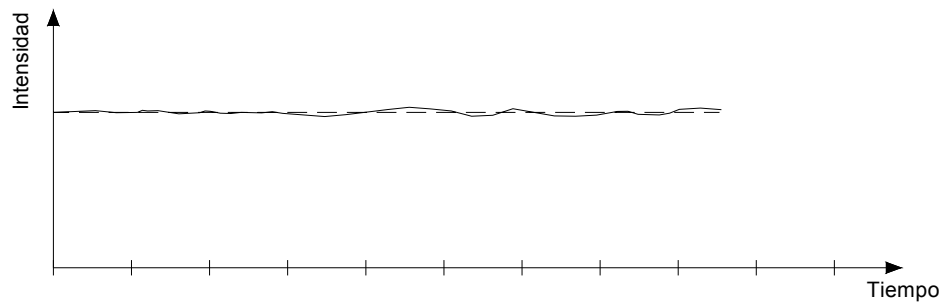


Fig. 2.1. Gráfica que muestra la Acción permanente (carga muerta) respecto al tiempo.

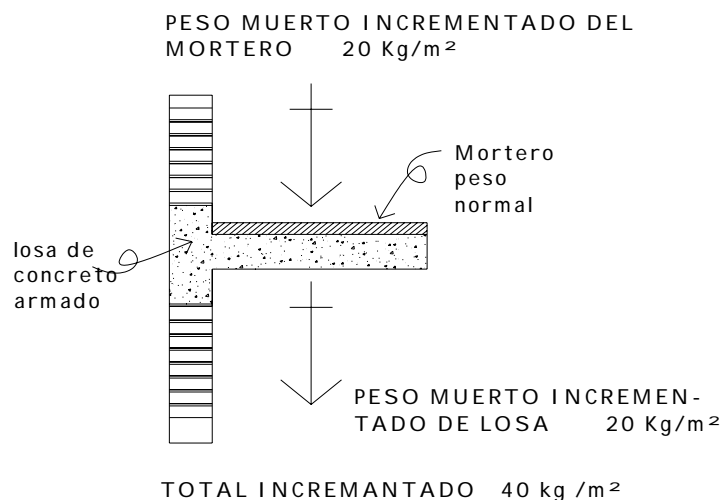
El cálculo de las cargas muertas es sencillo puesto que solo se requiere determinar los volúmenes de los distintos elementos estructurales y su multiplicación por el peso volumétrico de los materiales de construcción.

Se tiene la creencia de que las cargas muertas se puedan calcular con exactitud, aunque estas acciones son las que menos grado de incertidumbre presenta a la hora del cálculo, la diferencia que existe entre el valor calculado y el real no son despreciables: y esto se debe a que las dimensiones especificadas en el proyecto no son las mismas que resultan en la construcción debido a modificaciones en los elementos constructivos y a la variación de los pesos volumétricos de los materiales utilizados, en algunos de los casos se han llegado a encontrar diferencias hasta de un 20% de las cargas muertas consideradas en el cálculo de la estructura.



El peso por unidad de área es generalmente mayor que el calculado a partir del espesor especificado en planos, esto se debe a que los espesores de las losas son superiores a los especificados en el proyecto ya que irregularidades y desniveles en las cimbras se corrigen nivelando la cara superior de la losa colocando un firme de mortero, manteniendo el espesor especificado, donde las flechas son mínimas, esto da lugar a que en el centro de las losas donde las flechas son máximas el espesor del firme son superiores a las nominales.

El RCDF especifica el peso muerto calculado de losa de concreto de peso normal, colocados en lugar, se incrementa en  $20 \text{ Kg/cm}^2$ . Cuando sobre la losa colada en sitio o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso de esta capa se incrementará también en  $20 \text{ kg/cm}^2$  de manera que el incremento total será de  $40 \text{ kg/cm}^2$ .



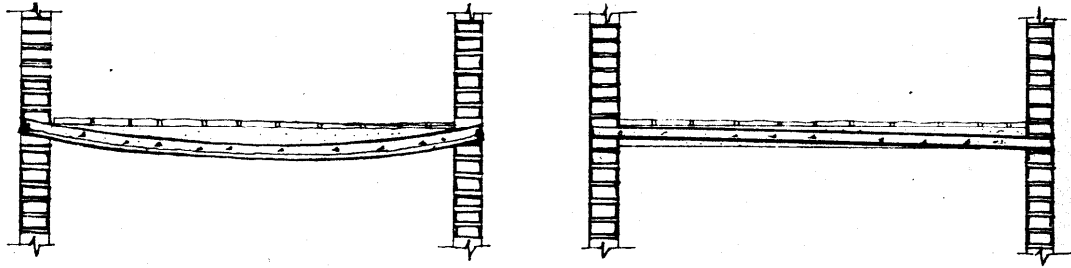


Fig. 2.2 Muestra el peso muerto según el RCDF

### 2.3. Cargas Vivas.

Son las cargas debidas a la operación y al uso de la construcción, y a diferencia de las cargas muertas no tienen carácter de permanentes. Incluye todo aquello que no tiene posición fija y definitiva dentro de la misma como son, muebles, mercancías, equipos y personas, su principal característica es que son variables con el tiempo por tanto la carga viva es la principal acción variable que se debe considerar en el diseño.

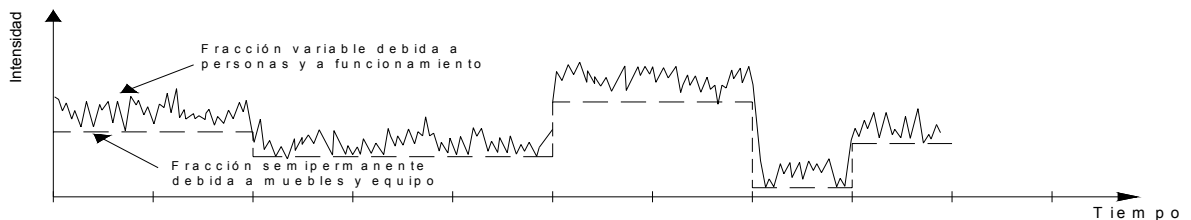


Fig. 2.3 gráfica que muestra la Acción variable (carga viva) respecto al tiempo

Se pueden distinguir tres grandes grupos de construcción en cuanto a la carga viva que en ella se deben considerar que son: los edificios, la construcción industrial

y los puentes. Por lo anterior, un modelo de carga viva que pretenda presentar con precisión el efecto real de las acciones resulta ser muy complicado, y se recurre para fines de diseño a modelos sumamente simplistas, y consiste usualmente en una carga uniformemente distribuida y ocasionalmente por una carga concentrada, este modelo pretende representar el efecto global de la carga viva real, incluyendo sus aspectos dinámicos y de impacto.

Es conveniente tener en cuenta las dos características básicas de la carga que es: su variación temporal y su variación espacial

El RCDF maneja tres valores de la carga viva los cuales son:

a) Carga viva máxima ( $W_m$ ):

Es la máxima intensidad que esta puede adquirir a lo largo de la vida esperada de la estructura. Esta carga se emplea para el diseño de los elementos de una estructura sujeta a la acción de las cargas verticales gravitacionales, así como el cálculo de asentamientos del suelo y en el diseño de las cimentaciones.

b) Carga viva instantánea ( $W_a$ ):

Es el valor que pueda adquirir en un instante cualquiera dentro de la vida de la estructura. Esta se utiliza para el diseño de la estructura cuando esta sujeta a acciones de sismo o viento.

c) Carga media ( $W$ ):

Esta carga se utiliza para estimar efectos a largo plazo como son: las deformaciones diferida en estructuras de concreto, hundimientos en suelos arcillosos, así como para el calculo de flechas diferidas.

## 2.4. Cargas Accidentales.

Las cargas accidentales se presentan de manera accidental en la estructura y se debe principalmente a las acciones por efecto sísmico y de viento.

De las acciones accidentales, la mas importante para el diseño de casa habitación, es el sismo, los efectos del sismo en una construcción, a diferencia de las cargas vivas y las muertas, no se pueden estudiar como una acción permanente o semi permanente.

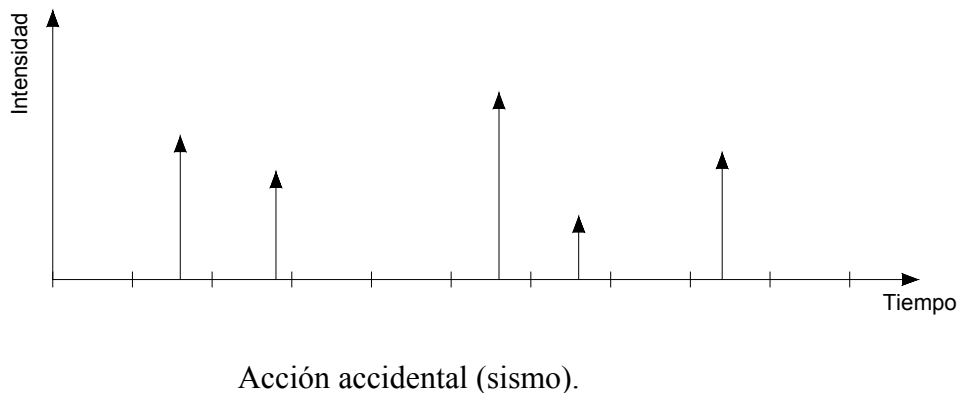


Fig. 2.4 Muestra la acción del sismo.

El carácter accidental de la acción sísmica junto al elevado costo que implica lograr que ante un sismo de gran intensidad, la respuesta de una estructura se mantenga sin daño alguno, hace que trate de aprovechar el trabajo de la estructura para deformaciones que sobrepase el intervalo clásico, por lo cual, las propiedades inelásticas de los materiales y elementos estructurales, y en particular la ductilidad, adquieren una importancia fundamental en al diseño sísmico.

A grandes rasgos el diseño sísmico implica:

- a) La identificación de las acciones de diseño, los reglamentos especifican la

Intensidad sísmica que debe usarse en el diseño de diversos tipos de estructuras.

- b) La selección de una estructura adecuada, los efectos sísmicos dependen fuertemente de las propiedades de la estructura misma y de los elementos considerados normalmente no estructurales, mediante una estructuración adecuada se puede lograr que sean menos desfavorables las acciones que inducen al sismo de una estructura.
- c) El cálculo de la respuesta estructural, Estos se logran mediante métodos de análisis sísmicos, el cual varía grandemente en el nivel de refinamiento; desde la consideración del efecto de una serie de fuerzas estáticas equivalentes, hasta el análisis dinámico ante movimientos de la base de la estructura.
- d) El dimensionamiento y detallado de la estructura, debido a que los criterios de diseño permiten que la estructura entre en etapas inelásticas de comportamiento ante el sismo de diseño, es importante evitar que ocurran fallas frágiles locales y en el caso de ocurrir un sismo de excepcional intensidad, se logre una disipación uniforme de la energía del sismo mediante sus elementos estructurales.

## **2.5. Origen de los Sismos.**

Los sismos o temblores son vibraciones de la corteza terrestre generados por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, el colapso de cavernas subterráneas y hasta explosiones.

Sin embargo, los sismos más fuertes y dañinos son los debidos a movimientos tectónicos, esto se explica con la teoría de placas, ocurre cuando en la zona donde la

litosfera tiene un menor espesor (que generalmente es en el fondo de los océanos, a través de las discontinuidades de estas placas fluye el magma que se encuentra a presión y en estado líquido, esta emersión del magma produce empujes sobre las placas adyacentes a la falla. Este empuje se refleja en los extremos opuestos de las placas donde se generan grandes presiones en la zona de contacto. En esta zona una placa oceánica entra en contacto contra otra continental, la primera de menor espesor y mayor densidad se hunde debajo de la segunda, ocasionando la desaparición de parte de la litosfera.

Este corrimiento entre las placas, no ocurre de manera suave y continua, la fricción que se pueda generar en la zona de contacto, hacen que se generen esfuerzos considerables entre placas hasta que se vence la resistencia mecánica de dicha superficie, provocando un deslizamiento brusco y liberando súbitamente una gran cantidad de energía.

Esta energía produce ondas en la corteza terrestre, las cuales se transmiten a grandes distancias, provocando la vibración de la superficie terrestre, entre estas ondas sísmicas están las ondas "P" o de compresión, ondas "S" o de cortante, que se transmiten en el medio terráqueo y que sufren deflexiones y refracciones hasta llegar a la superficie, donde dan origen a otro tipo de ondas (superficiales) llamadas ondas "love" y ondas "Reyleigh".

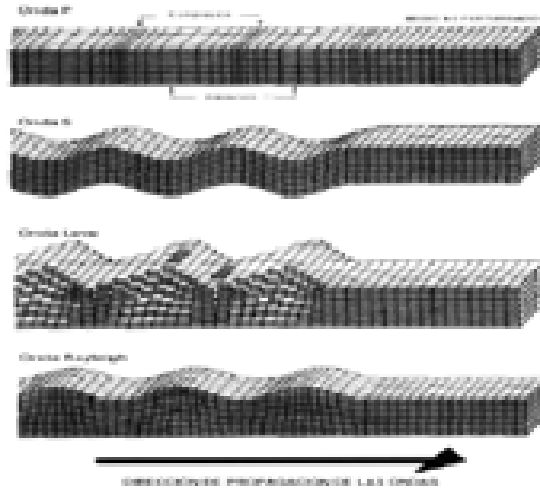


Fig.2.5 Dirección de propagación de las tres ondas.

### 2.5.1. Detección de los sismos.

Las ondas producidas durante un sismo son registradas mediante un acelerógrafo o sismógrafo, estos arrancan automáticamente al ser excitados por el movimiento del terreno y registran simultáneamente la aceleración en dos direcciones, ortogonales horizontal y en una vertical, los registros de los acelerógrafos nos proporcionan las características del sismo

- a) La Magnitud; en un sismo es la medida del tamaño del mismo que es independiente al lugar en donde se hace la observación y que se relaciona en forma aproximada con la cantidad de energía que se libera durante un sismo. La escala mas conocida de magnitudes es la *Richter*, cada incremento de una unidad en la escala, implica un aumento de 32 veces en la cantidad de energía liberada.
- b) La intensidad; es una medida de los efectos que se producen en un determinado lugar y son las características del movimiento del terreno y de la

potencia destructiva del sismo, existen varias escalas de medición, la mas conocida y utilizada es la escala de Mercalli Modificada, en la que la intensidad se mide por una apreciación subjetiva del comportamiento de las construcciones en el sitio.

- c) El foco; es el lugar donde comienza el corrimiento de la falla geológica que origino el sismo.
- d) El epicentro, es el punto sobre la superficie terrestre directamente encima del foco.



Fig. 2.6 Acelerograma de un temblor.

Los sismos son registrados en tres direcciones: Norte-Sur, Este-Oeste y vertical. En la siguiente figura se presenta el registro (acelerograma) de las tres componentes de un sismo registrado en suelo firme, a una distancia muy cercana al epicentro.



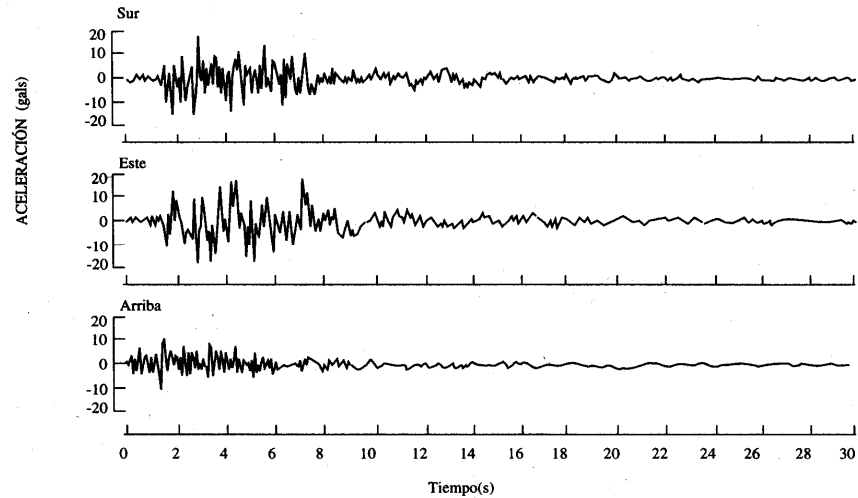


Fig.2.7. Acelerogramas de las tres componentes de un sismo registrado a 20 Km. del epicentro.

En la figura que se muestra a continuación se presentan los acelerogramas de las tres componentes de un sismo registrado en suelo suave, a una distancia lejana del epicentro.

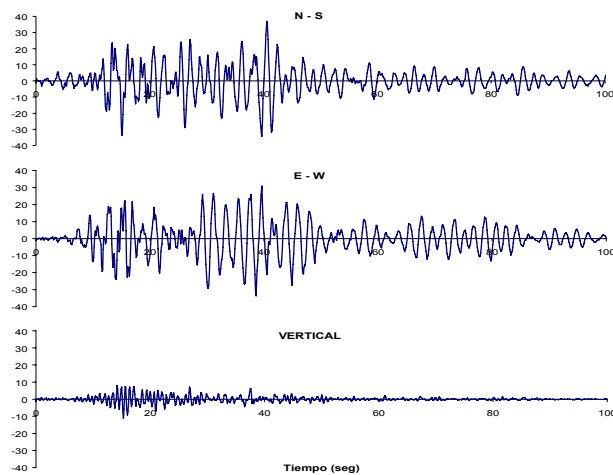


Fig.2.8. Acelerogramas de las tres componentes de un sismo registrado en la Ciudad de México.

Las aceleraciones que producen mayores daños alas estructuras, son las horizontales, las aceleraciones verticales son de amplitud apreciables solo en

lugares cercanos al epicentro y producen daños severos solo en algunas estructuras en particular.

## **2.6. Viento.**

Los vientos son movimientos horizontales de masa de aire debidas a diferencias de presión en las distintas zonas de la atmósfera y a la rotación terrestre. Los movimientos ocurren constantemente pero para efectos de diseño interesa los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se les asocian con fenómenos atmosféricos excepcionales.

En diferentes regiones existen distintas probabilidades que se presenten las acciones de viento extraordinario, dependiendo de la ubicación geográfica y de las condiciones topográficas. En las costas de México durante la temporada de huracanes, provocan vientos de muy altas velocidades, pero estos al entrar tierra adentro, pierden rápidamente su potencia, por tanto la probabilidad de que se presenten vientos extraordinarios en el interior del país es menor.

Cuando el libre flujo de viento se ve obstaculizado por un objeto fijo, tiene que desviarse para rodear, por lo cual produce presión sobre el objeto. Las partículas de aire golpea la cara expuesta directamente al efecto del viento, cara de *barlovento*, ejerciendo sobre ella un empuje. En la cara opuesta de *sotavento*, las estelas de fajo se separan del objeto provocando una succión, estos dos efectos se suman dando lugar a una fuerza de arrastre sobre el objeto.

En la siguiente figura se muestra como es la trayectoria de las líneas de acción del flujo de aire en construcciones de paredes cerradas.

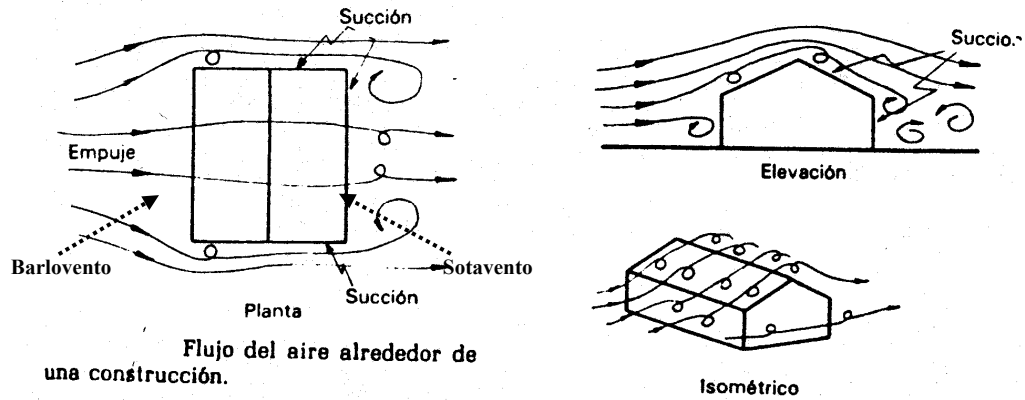
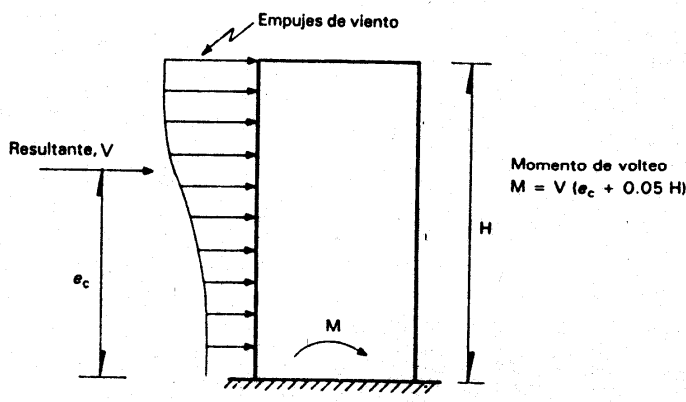


Fig.2.9 flujo de aire alrededor de una construcción.

Tal como se puede observar en la figura, el viento produce un empuje sobre la cara de barlovento y succiones en la cara de sotavento y el techo. En edificios altos el efecto de volteo debido al empuje del viento se considera como se muestra en la siguiente figura.



Momento de volteo  
 $M = V (e_c + 0.05 H)$

Momento de volteo en un edificio por las fuerzas laterales de viento.

Fig. 2.10 Momento de volteo en un edificio por las fuerzas laterales de viento.

**2.7. Combinación de Acciones.**

En un instante dado de vida útil de la construcción estarán presentes acciones simultáneamente, por lo tanto el reglamento de construcción nos pide

revisar la seguridad estructural para efectos de combinados de acciones que puedan actuar en la construcción.

La combinación de las acciones pueden clasificarse en:

- a) Comunes, son aquellas incluye exclusivamente acciones permanentes y variables.
- b) Excepcionales, son aquellas que incluyen algunas acciones accidentales.

Las acciones permanentes por su carácter, deberán intervenir en todas las combinaciones de acciones de diseño debido a que siempre están presentes sobre la estructura, también las acciones variables intervienen en todas las combinaciones.

Según el RCDF las combinaciones comunes intervienen todas las acciones permanentes, una acción variable con su valor máxima y otras acciones variables que tengan la probabilidad de ocurrir simultáneamente con la primera, de las cuales se tomaran su componente semipermanente.

En las combinaciones excepcionales de acciones intervienen todas las acciones permanentes, una sola acción accidental y las acciones variables que tienen una probabilidad significativa de presentarse en el instante que ocurre la acción accidental.

En una edificación común las acciones se reducen a las siguientes:

- a) La carga muerta, como una acción permanente
- b) La carga viva, como única acción variable.
- c) El efecto de sismo o viento como posible acción accidental.

La combinación de diseño resulta:

- Carga muerta + carga viva (con su valor máximo CM y CV)

- Carga muerta + carga viva + sismo o viento como posible acción accidental.

Para cada combinación de acciones constituye un caso para el cual la estructura debe ser analizada, y el dimensionamiento final de los elementos de la estructura se hace con base a los efectos más desfavorables que se hayan obtenido.

## **CAPÍTULO 3**

### **MATERIALES ESTRUCTURALES MÁS COMUNES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CASA HABITACIÓN.**

Es de importancia conocer las características estructurales de los materiales de construcción, para saber si serán capaces de resistir las cargas que actúan sobre ellos. La gama de materiales que se utilizan son muy variados pero los más comunes son: acero, concreto, tabique, madera, material pétreo entre otros. Estos deben soportar cargas y proporcionar resistencia y dar estabilidad a la construcción.

La resistencia es la propiedad más importante del material, ya que define la fuerza que será capaz de soportar en un elemento antes de que falle. Adicionalmente los materiales de construcción deben de cumplir dentro de la construcción funciones adicionales a los puramente estructurales, también deben tener propiedades de impermeabilidad y durabilidad ante la intemperie, de aislamiento térmico y acústico y de resistencia al fuego.

#### **3.1. Mampostería.**

“La mampostería es el material más utilizado en construcción de viviendas y sus usos son diversos, desde muros de retención, hasta muros de ornato y de carga, en construcciones de cimentación, chimeneas y otros elementos.

Existen variedad de alternativas en cuanto a mampostería, las tres más populares son: la piedra natural, el ladrillo y el bloque de cemento.

- a) Los ladrillos. Se clasifican entre los materiales que se obtienen mediante la colocación de arcillas naturales previamente moldeados o materiales cerámicos, algunas de las ventajas que este material presenta son: es agradable a la vista, durable, resistente al fuego y al paso del tiempo, existen muchas variedades para escoger.
  
- b) Piedras naturales o las rocas. Se trata de uno de los más antiguos materiales de construcción empleados por el hombre. Las piedras se encuentran en la naturaleza en formaciones de grandes dimensiones, y sin forma determinada y no todos los tipos de piedras son funcionales para la construcción ya que es necesario que reúnan una serie de cualidades que garanticen su aptitud a las que están destinadas. Estas cualidades dependen de su estructura, densidad, compacidad, porosidad, dureza, composición, durabilidad, resistencia a la que estará sometida etc. Su clasificación más comúnmente utilizada según su origen son: eruptivas, sedimentarias y metamórficas.
  
- c) El block de cemento es otra alternativa muy económica y atractiva, es muy resistente sobre todo a la intemperie, y su cualidad es duradera, es versátil por su moldura y permite el paso de las instalaciones por el interior de los muros, se pueden encontrar en diversos colores, texturas y terminados.

Para unir las piezas de mamposterías se utilizan conglomerados, que en construcción se da el nombre de mortero, que es una mezcla constituida por cemento, arena y eventualmente otro conglomerado (cal o yeso) y agua, que amasándolos da lugar a una pasta plástica o fluida que después fragua y endurece a consecuencia de procesos químicos que en ella se producen.

Se utiliza principalmente, en la unión monolítica ya sea de piedra, ladrillo o block de cemento, aplanados de muros y losas, gracias a que se adhiere a las superficies mas o menos irregulares, con ella da al conjunto cierta compacidad y resistencia a la compresión. “(Sánchez;2005:15)

### **3.2 Concreto.**

“El concreto es básicamente una mezcla de dos componentes, agregado y pasta. La pasta, esta compuesta de Cemento Pórtland y agua, une a los agregados (arena y grava o piedra triturada) para formar una masa semejante a una roca pues la pasta endurece debido a la reacción química entre el cemento y el agua, los agregados generalmente se dividen en dos grupos, finos y gruesos, Los agregados finos consisten en arenas naturales o manufacturadas con tamaños de partícula que pueden llegar hasta 10mm , los agregados gruesos son aquellos cuyas partículas se retienen en la malla No. 16 y pueden variar hasta 152 mm. El tamaño máximo de agregado que se emplea comúnmente es el de 19 mm o el de 25mm.

Las propiedades del concreto en estado fresco (plástico) y endurecido, se puede modificar agregando aditivos al concreto, usualmente en forma líquida, durante su dosificación. Los aditivos se usan comúnmente para:

- a) Ajustar el tiempo de fraguado o endurecimiento,
- b) Reducir la demanda de agua,
- c) Aumentar la trabajabilidad,
- d) Incluir intencionalmente aire,



Después de un proporcionamiento adecuado, así como, dosificación, mezclado, colocación, consolidación, acabado, y curado, el concreto endurecido se transforma en un material de construcción resistente, no combustible, durable, resistente al desgaste y prácticamente impermeable que requiere poco o nulo mantenimiento. El concreto también es un excelente material de construcción por que puede moldearse en una gran variedad de formas, colores y texturizados para ser usado en un numero ilimitado de aplicaciones.

La resistencia a la compresión se puede definir como la máxima resistencia medida de un espécimen de concreto o de mortero a carga axial. Generalmente se expresa en kilogramos por centímetro cuadrado ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ ) a una edad de 28 días se le designa con el símbolo “ $f_c$ ”, Para determinar la resistencia a la compresión, se realizan pruebas especimenes de mortero o de concreto.

La resistencia del concreto a la compresión es una propiedad física fundamental, y es frecuentemente empleado en los cálculos para diseño de puentes, de edificios y otras estructuras. El concreto de uso generalizado tiene una resistencia a la compresión entre 210 y 350  $\text{kg}/\text{cm}^2$ . Un concreto de alta resistencia tiene una resistencia a la compresión de cuando menos 420  $\text{kg}/\text{cm}^2$ . Resistencias de 1,400  $\text{kg}/\text{cm}^2$ , se han Llegado a utilizar en aplicaciones de construcción.

La resistencia a la flexión del concreto se utiliza generalmente al diseñar pavimentos y otras losas sobre el terreno. La resistencia a la compresión se puede utilizar como índice de la resistencia a la flexión, una vez que entre ellas se ha establecido la relación empírica para los materiales y el tamaño del elemento en cuestión. La resistencia a la flexión, también llamada módulo de ruptura, para un

concreto de peso normal se aproxima a menudo de 1.99 a 2.65 veces el valor de la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión. El valor de la resistencia a la tensión del concreto es aproximadamente de 8% a 12% de su resistencia a compresión y a menudo se estima como 1.33 a 1.99 veces la raíz cuadrada de la resistencia a compresión, la resistencia a la torsión para el concreto esta relacionada con el módulo de ruptura y con las dimensiones del elemento de concreto. la resistencia al cortante del concreto puede variar desde el 35% al 80% de la resistencia a compresión. La correlación existe entre la resistencia a la compresión y resistencia a flexión, tensión, torsión, y cortante, de acuerdo a los componentes del concreto y al medio ambiente en que se encuentre.

El módulo de elasticidad, denotando por medio del símbolo "E", se puede definir como la relación del esfuerzo normal a la deformación correspondiente para esfuerzos de tensión o de compresión por debajo del límite de proporcionalidad de un material. Para concretos de peso normal, E fluctúa entre 140,600 y 422,000 kg/cm<sup>2</sup>, y se puede aproximar como 15,100 veces el valor de la raíz cuadrada de la resistencia a compresión.

Las relaciones Edad - Resistencia a compresión. Cuando se requiera de valores más precisos para el concreto se deberán desarrollar curvas para los materiales específicos y para las proporciones de mezclado que se utilicen en el trabajo". ([www.construaprende.com](http://www.construaprende.com))

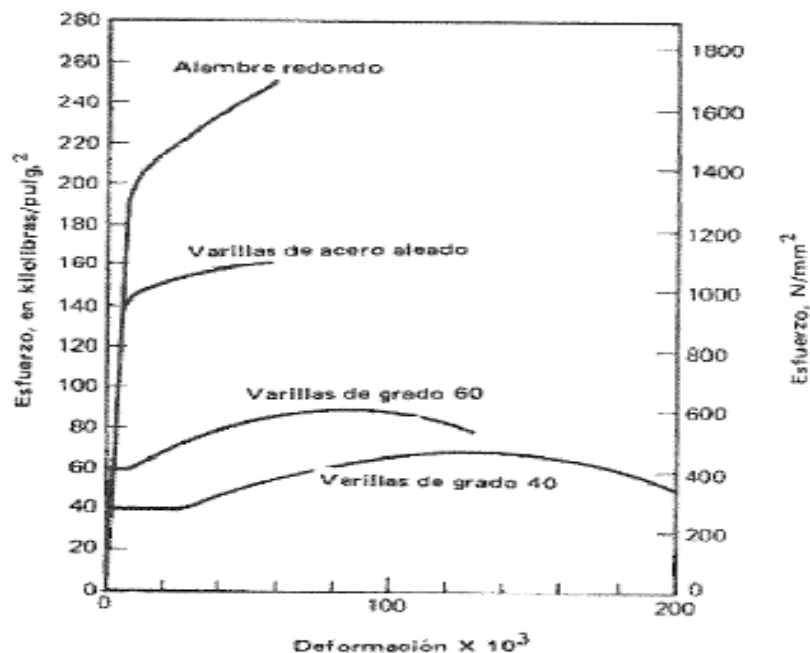
### **3.3. Acero de Refuerzo.**

Para reducir el comportamiento frágil del concreto se emplea el acero de

refuerzo, sobre todo en aquellas zonas donde se prevé que se desarrollan tensiones, logrando así restringir el desarrollo de las grietas originadas por la poca resistencia a tensión del concreto.

La mayoría de las propiedades de los aceros que son de interés para los ingenieros se pueden obtener directamente de sus curvas de esfuerzo deformación. Tales características importantes como el límite elástico proporcional, el punto de fluencia, la resistencia, la ductilidad y las propiedades de endurecimiento por deformación son evidentes de inmediato.

En la figura comparamos las curvas de esfuerzo deformación a tensión de varillas ordinarias con las de aceros típicos para el preesfuerzo



Grafica 3.1. Curvas comparativas de esfuerzo-deformación para acero de refuerzo y Acero de preesfuerzo.

En el acero de esfuerzo ordinario, tipificados mediante los grados 40 y 60, existe una respuesta inicial elástica hasta un punto de fluencia bien definido, mas allá

del cual, ocurre un incremento substancial en la deformación sin que venga aparejado un incremento en el esfuerzo. Si se sigue incrementando la carga, esta mesa de fluencia es seguida por una región de endurecimiento por deformación, durante el cual se obtiene una relación pronunciadamente no lineal entre el esfuerzo y la deformación. Eventualmente ocurrirá la ruptura del material, a una deformación bastante grande alrededor del 13% para varillas de grado 60 y del 20% para varillas del grado 40.

### **3.3.1. Ventajas del acero como material estructural**

- a) “Alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será poco el peso de las estructuras, esto es de gran importancia en puentes de grandes claros.
- b) Uniformidad, Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo como es el caso de las estructuras de concreto reforzado.
- c) Durabilidad, Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado duraran indefinidamente.
- d) Ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente, evitando así fallas prematuras.
- e) Tenacidad, los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad”. ([www.construaprende.com](http://www.construaprende.com))

## CAPÍTULO 4

### ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO.

La parte más importante en el proceso de diseño, es la elección del sistema estructural, a esto se conoce como estructuración del sistema por diseñar. El buen resultado final de nuestro diseño depende en gran medida al acierto que se haya tenido en adoptar la estructuración, que sea la mas adecuada, capaz de soportar las acciones a las que estará sujeta la estructura, la que mejor funcionalidad ofrezca y a la que mejor se adapte a los procesos constructivos que convengan para una situación en particular de la obra.

Durante esta etapa se seleccionan los materiales con los que va estar constituida la estructura, el arreglo y predimensionamiento de los elementos estructurales. El objetivo es encontrar la mejor solución entre una gama de posibles opciones de estructuración, con la finalidad de que la estructura tenga el mejor comportamiento ante las cargas y sollicitaciones a las que estará expuesta durante su vida útil.

Las recomendaciones para lograr que una estructura sea estable en una zona sísmicas son las siguientes:

- a) Tener regularidad plana en nuestro proyecto, en los aspectos de geometría, masa y resistencia.
- b) Tener regularidad en elevación.
- c) Evitar pasos innecesarios.
- d) Evitar que el periodo del suelo sea semejante al de la estructura.
- e) Evitar influencia de elementos “ no estructurales”
- f) Evitar que las conexiones sean excéntricas.

- g) Evitar fallas por penetración.
- h) Procurar que las fallas sean en vigas y no en columnas.

#### **4.1 Sistemas estructurales.**

Una estructura esta formada generalmente por un arreglo de elementos básicos, este arreglo debe aprovechar las características peculiares de cada elemento y lograr la forma más eficiente del sistema estructural global, cumpliendo con las restricciones impuestas por el funcionamiento de la construcción.

De manera semejante a lo que se estableció para los materiales y elementos, las características estructurales más importantes de un sistema es que debe resistir de manera eficiente las diversas condiciones de carga a las que pueda estar sometida la estructura y poseer rigidez para las diferentes direcciones en que la carga pueda actuar tanto vertical como horizontal. Es conveniente que posea ductilidad en el sentido de que no alcance un estado límite de resistencia en una sección, que pueda ocasionar el colapso brusco de la estructura, sino que posea capacidad de deformarse estando sometida a una carga máxima y que posea una reserva de capacidad de carga antes del colapso.

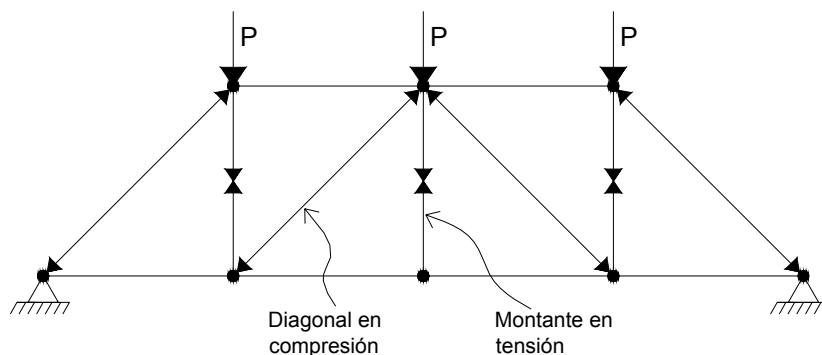
Cabe recalcar las ventajas de la hiperestaticidad de un sistema puesto que al mayor grado de hiperestaticidad tenga este, mayor es el número de secciones individuales que tienen que llegar a su máxima capacidad antes de que se deforme un mecanismo.

A continuación se describen los sistemas estructurales más utilizados.

#### 4.1.1. Sistemas formados por barras.

Con arreglos de barras se pueden hacer diversos sistemas estructurales y los cuales se pueden hacer una división entre arreglos triangulares: tipo armadura y tipo marco.

La armadura plana es un sistema formado por barras articuladas en sus extremos, arreglados de manera que formen un triangulo y tengan alta rigidez para resistir cargas exteriores. Este sistema es muy útil donde se tenga que salvar grandes claros, el cual nos permite tener un ahorro de material sustancial, en este sistema la carga es resistida solo por fuerzas axiales en los miembros.



**Fig. 4.1 Arreglo triangular tipo armadura.**

Los marcos son un tipo de arreglo no triangular, el cual sirve para transmitir cargas de un techo o piso a la cimentación, el cual se obtiene de la simple superposición de viga sobre poste, de tal forma que cada uno cumple con su función sin interacción compleja entre ellos. Este sistema trabaja cuando la viga transmite la carga hacia sus apoyos y los postes o columnas las bajan a la cimentación, este arreglo es conocido comúnmente como *poste y dintel*, y es la forma más elemental del marco. Este sistema estructural fue uno de los empleados por el hombre primitivo para sus construcciones.

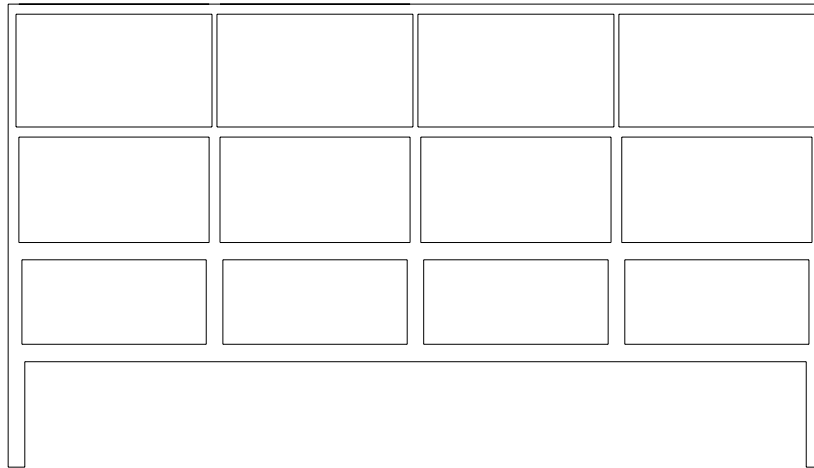


Fig. 4.2 ejemplo de Arreglo tipo marco.

#### **4.1.2. Sistema a base de placas.**

Mediante arreglo de placas verticales (muros) y horizontales (Losas), se forman sistemas de diversas características los que en general se denominan tipo cajón. Estos trabajan con la sobre posición simplemente apoyada en una sola dirección y muros, el cual integra un sistema equivalente al poste y dintel y que tiene limitaciones semejantes. La falta de continuidad en los apoyos lo hace vulnerable ante acciones que pueden introducir tensiones verticales o esfuerzos cortantes en la conexión.

Este sistema es empleado en edificios de varios niveles en zonas no sísmicas, pero se tiene que recurrir a espesores de muro cada vez más exagerados a medida que crece el número de pisos.



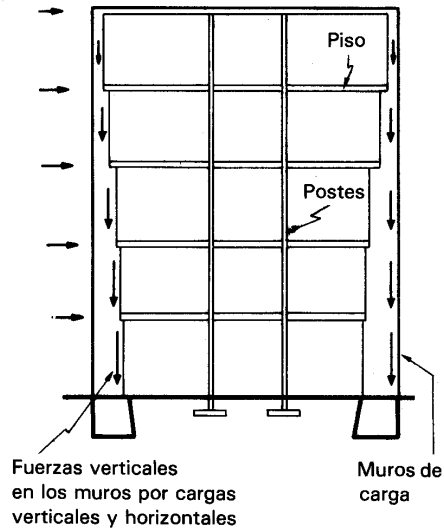


Fig.4.3 Estructura típica de un edificio de varios pisos

Su principal limitación es la poca resistencia a cargas laterales las que deben ser resistidas por flexión normal al plano de los muros, el cual presenta poca resistencia ante esta sollicitación ya que cuenta con poco peralte.

Si se obtiene la continuidad de las conexiones muro-losa se logra una acción de marco con la cual se reducen los momentos y las deflexiones en la losa. Pero se introducen flexiones en los muros ante cargas verticales.

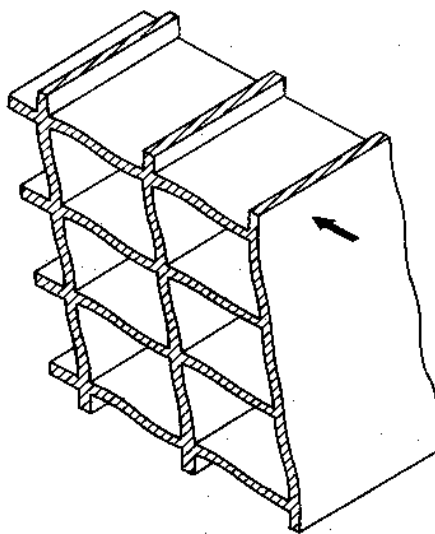


Fig. 4.4 Deformación ante carga lateral.

Ante cargas laterales, la acción de marco proporciona cierta rigidez y resistencia, sin embargo, el sistema resulta en general poco eficiente debido a que los momentos de inercia son muy pocos por su espesor reducido.

#### 4.1.3 Sistemas combinados.

Existen innumerables sistemas que pueden formarse con combinaciones de los elementos de barras y placas. Estos sistemas buscan sacar el mayor provecho posible de las ventajas que ofrece al poder actuar en conjunto.

Algunos ejemplos de estos sistemas pueden ser losas apoyadas sobre columnas Y los marcos con muros diafragma a muros de cortante.

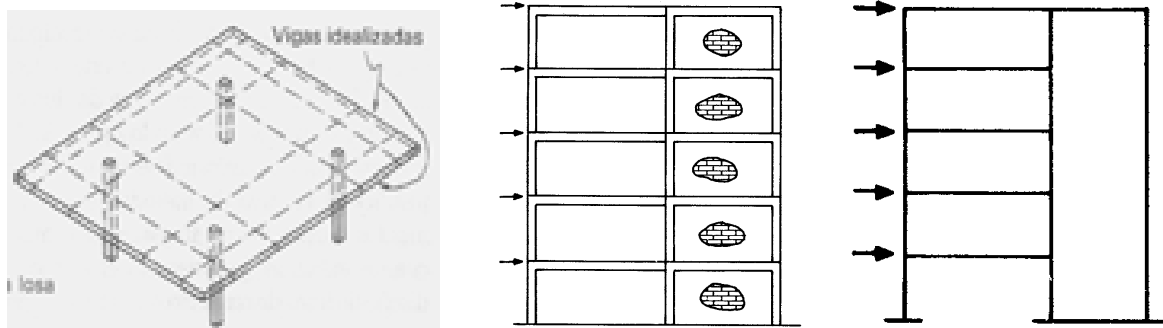


Fig.4.5 diversos tipos de sistemas.

Para obtener una estructuración adecuada se puede aplicar las siguientes reglas:

- Estudiar el plano arquitectónico cuidadosamente y establecer la disposición de los muros y de los locales que contenga la construcción.
- Observar la coincidencia de muros situados en niveles sucesivos para así poder plantear los muros que serian de carga y los divisorios.
- Definir las aberturas, puertas y ventanas etc. Que contengan cada muro para

juzgar si es necesaria la colocación de una trabe que cubra el claro o si se considera una línea resistente.

- d) Analizar si es posible plantear tableros de mediana dimensión en planta baja para evitar un excesivo gasto en tramos de cimentación. Un tablero puede cubrir claros pequeños (medios baños, alacenas, etc.) mediante la disposición de muros divisorios.

Es recomendable repetir en azotea las trabes que se planteen en entrepiso con carga de muro para así aligerar la carga sobre estas.

## **CAPÍTULO 5**

### **CANALIZACIÓN DE LAS CARGAS DE LOS ELEMENTOS**

#### **ESTRUCTURAES.**

La canalización de las cargas no es más que la forma en que las cargas transmiten por medio de los elementos estructurales desde la azotea hasta la cimentación.

La transmisión de las cargas comienzan cuando se calcula la carga  $W$  por metro cuadrado de la losa de azotea y entrepiso, lo cual transmite la carga hacia los bordes de cada tablero en que estará dividida la estructura.

Teóricamente la forma del área tributaria indica la forma en que varía la carga en cada borde (triangular, trapezoidal, rectangular). Se ha demostrado que las cargas actúan uniforme en el perímetro del tablero por lo que la carga se considera uniformemente distribuida al borde correspondiente.

El área tributaria es aquella área que se multiplica por la carga uniforme  $W$  y define la carga total actuando sobre el elemento de borde del tablero.

Para determinar las áreas tributarias se puede seguir las reglas basadas en la localización de las áreas en que la fuerza cortante sería nula si solo hubiera transmisión de momentos en una dirección:

- En elementos que trabajan en una sola dirección, el área está limitada para los centros de claros entre elementos.

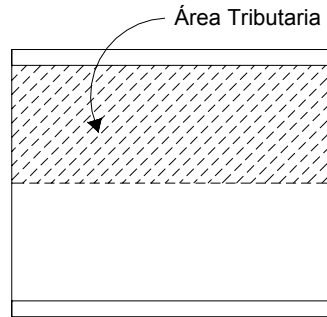


Fig. 5.1 distribución de área tributarias en elementos estructurales.

- En columnas, el área tributaria esta limitada por las áreas medias de los tableros adyacentes.

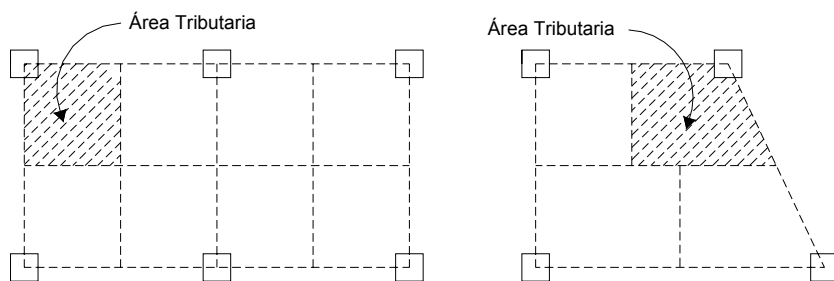


Fig. 5.2 áreas tributarias en columnas.

- El área tributaria de dos elementos adyacentes se separa por las bisectrices de los ángulos que éstos forman.

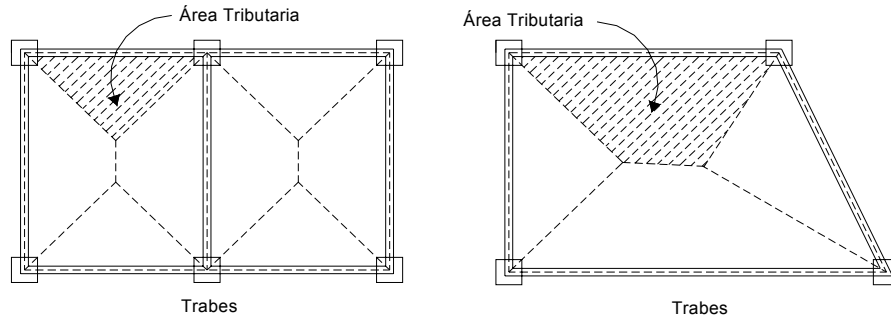


Fig.5.3 áreas tributarias en trabes.

Otros ejemplos de áreas tributarias de sistemas de piso típico se muestran en la siguiente figura:

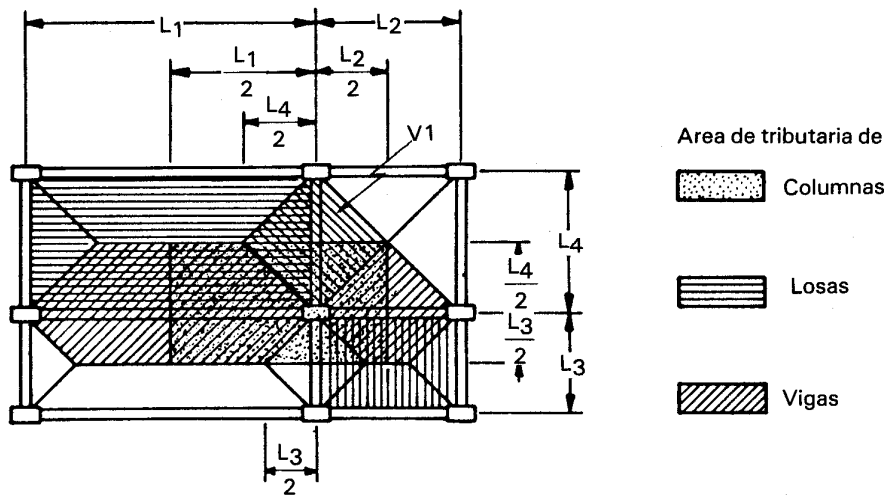


Fig.5.4 sistema de piso con losa en dos direcciones.

## CAPÍTULO 6

### MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural se refiere al uso de las ecuaciones de la resistencia de materiales para encontrar los esfuerzos internos que actúan sobre una estructura resistente, como edificaciones o esqueletos resistentes de maquinaria. El tipo de método empleado difiere según la complejidad y precisión requerida por los cálculos. Para determinar esfuerzos sobre marcos o pórticos se usa frecuentemente el método matricial de la rigidez basado en el modelo de barras largas, que idealiza los elementos resistentes como elementos unidimensionales sometidos predominantemente a flexión, Así también para el análisis de las estructuras de marcos continuos de concreto reforzado y puede considerarse uno de los mayores aportes al análisis de estructuras indeterminadas. Este método de Cross. Este procedimiento lleva a la determinación de la respuesta del sistema estructural ante la sollicitación de las acciones externas que puedan incidir sobre dicho sistema. La respuesta de una estructura o de un elemento es su comportamiento bajo una acción determinada; está en función de sus propias características y puede expresarse en función de deformaciones, agrietamiento, vibraciones, esfuerzos, reacciones, etc.

#### **6.1. Método de Cross.**

Este es el método de relajaciones. Fue ideado por Hardy Cross en 1932. También se llama "Método de distribución de momentos". No es un método de los llamados aproximados, si no un proceso de aproximaciones sucesivas que nos permite determinar las incógnitas hiperestáticas con la precisión deseada.

En estructuras impedidas al desplazamiento lateral, el método de Cross evita el tener que efectuar la solución de un sistema de ecuaciones. Si la estructura puede desplazarse, el método de Cross también conduce a un sistema de ecuaciones, pero el número de dichas ecuaciones es muy inferior al que se obtendría aplicando por ejemplo, el método de las flexibilidades o el método general de rigideces.

El método de Cross puede aplicarse a estructuras con elementos de sección constante o variable, así como a estructuras con elementos de eje recto o curvo. Para comprender este método es necesario comprender perfectamente ciertos términos básicos, los cuales son:

a) Convención de signos.

El momento flexionante tiende a hacer girar al apoyo en sentido de las manecillas del reloj, al momento de flexión se considera positivo, esta convención de signos es conocida como convención "Nodo Sobre Barra"

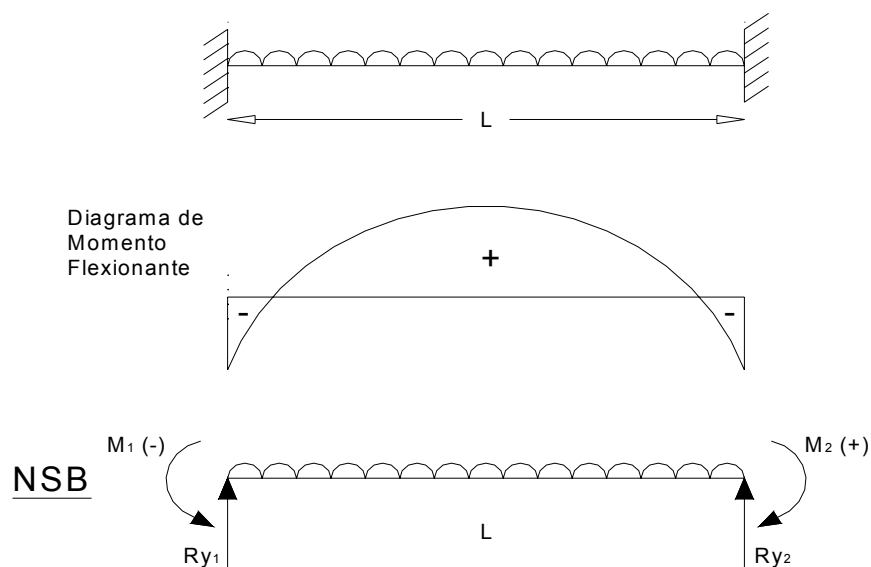




Fig. 6.1 diagrama de momento flexionante.

b) Factor de distribución.

Para explicar este concepto considerese la siguiente figura, en la cual la estructura esta sujeta a la aplicación externa de un momento M.

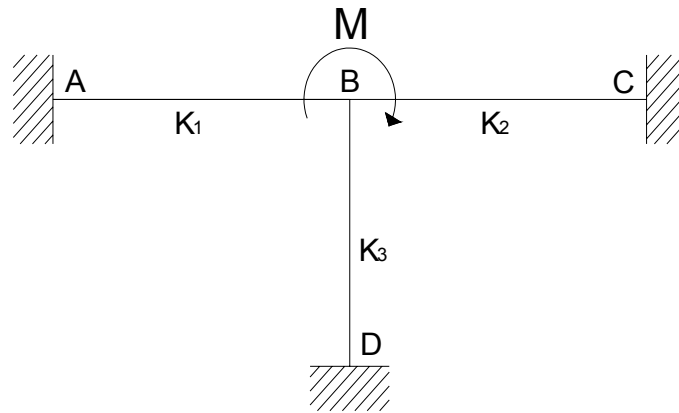


Fig. 6.2 Estructura con momento externo.

La estructura soportara el momento M por medio de los elementos BA, BC, BD. La contribución de cada elemento para resistir el momento M estará en función de las rigiezes  $k_1$ ,  $k_2$ , Y  $K_3$  de cada elemento respectivamente, se puede decir entonces que la contribución de cada elemento es:

$$M_{BA} = \frac{K_1}{\sum K} M$$

$$M_{BC} = \frac{K_2}{\sum K} M$$

$$M_{BD} = \frac{K_3}{\sum K} M$$





Donde:  $\sum k = k_1 + k_2 + K_3$

Por lo tanto, se puede decir que:

El factor de distribución para un elemento de un nudo en una estructura, es igual a la rigidez del elemento dividida por la suma de las rigideces de todos los elementos que llegan a dicho nudo.

c) Factor de transporte.

Cuando se desarrolla un momento resistente en le extremo de un elemento, se induce un momento en el extremo opuesto de dicho elemento. Este momento inducido en el extremo opuesto tiene siempre una relación con el momento resistente desarrollado en el extremo que gira o que se desplaza, por lo tanto, se puede definir que "El factor de transporte es el valor por el cual debe multiplicarse el momento que se desarrolla en el extremo girado o desplazado de un elemento (siendo el otro empotrado) para obtener el valor del momento inducido en el extrema opuesto".

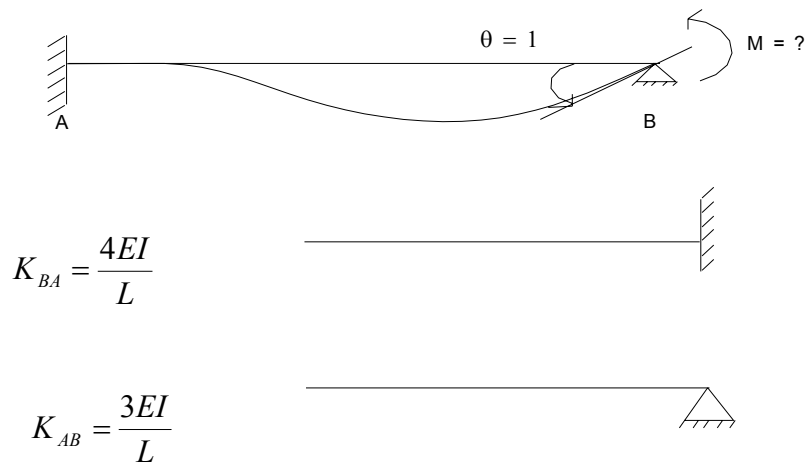
ESTRUCTURA	F.T.
	$\frac{1}{2}$
	1
	0
	0

\*F.T. "Factor de transporte"

Fig. 6.2. factor de transporte.

d) Rigidez angular.

La rigidez angular es el momento flexionante que hay que aplicar en el extremo de la barra para producir en dicho extremo un giro unitario.



## 6.2. Procedimiento de aplicación en el método de Cross.

Para aplicar el método de cross se sugiere aplicar el siguiente procedimiento:

- *Rigidez*

Determinar la rigidez angular de cada barra de la estructura.

- *Factor de distribución.*

Calcular los factores de distribución de acuerdo a la rigidez de los elementos que ocurren al nodo.

- *Momentos de Empotramiento.*

Calcular los momentos de empotramiento de todas las barras que tengan carga.

- *Distribución.*

Realizar el equilibrio de los nodos sumando algebraicamente los momentos de empotramiento de las barras que ocurren a un nodo, obteniendo de esa forma el momento desequilibrado. Una vez obtenido este, se le cambia de signo para obtener el momento equilibrante. Para distribuir dicho momento equilibrante se multiplica por cada factor de distribución en el nodo, obteniendo así el momento de equilibrio para cada extrema de las barras que ocurren a ese nodo.

- *Transporte.*

Realizada la primera distribución en todos los nodos de la estructura se procede a efectuar el transporte de momentos. Esto es, transportar la mitad de momentos de equilibrio correspondiente a cada extremo de cada barra al extremo opuesto de esta.

- *Continuación.*

Una vez que se realizaron los transportes, sucede que estos desequilibran los

nodos de nuevo, consecuentemente tenemos que repetir las etapas 4 y 5 cuantas veces sea necesario hasta llegar a la aproximación deseada.

- Momentos Finales.

Los momentos finales para cada extremo de las barras se obtienen sumando los momentos de empotramiento con todos sus momentos de distribución y transporte correspondiente a dicho extremo.

- Cortantes Isostáticos.

Una vez logrado el equilibrio de momentos de la estructura se obtienen los cortantes isostáticos. Se entiende por cortante isostático a la acción de la carga sobre el apoyo considerando cada tramo de la estructura como simplemente apoyado (isostático).

- Cortante Hiperestático

Se obtendrán los cortantes hiperestáticos sumando algebraicamente los momentos finales en los extremos de cada una de las barras y dividiendo el resultado entre la longitud del elemento.

- Cortante Total.

Calculados los cortantes isostáticos e hiperestáticos se procede a sumarlos algebraicamente (en cada extremo de cada barra) para obtener el cortante total y de esa forma también obtendremos las reacciones en cada nodo.

- Diagramas.

Con los datos obtenidos se dibujan los diagramas de fuerzas cortantes y momentos flexionantes correspondientes.

### **6.3. Método de las rigideces.**

Según Sánchez (2004), este método permite analizar estructuras con elemento barra, por ejemplo vigas, armaduras, marcos, retículas y estructuras en el espacio.

Cuando una estructura se analiza con este método se consideran a los desplazamientos de los nodos (translaciones y rotaciones) como las incógnitas inmediatas, estos desplazamientos son el número de grados de libertad de la estructura. Se escriben ecuaciones de equilibrio en cada nodo de la estructura en términos de:

- a) Las cargas aplicadas.
- b) Las propiedades de los elementos que se conectan al nudo.
- c) los desplazamientos desconocidos de los nudos.

Se tiene así un conjunto de ecuaciones algebraicas lineales que pueden resolverse simultáneamente para encontrar los desplazamientos de los nudos. Estos desplazamientos se usan luego para determinar las fuerzas o momentos en los elementos, así como las reacciones en los apoyos.

La ventaja de este método es que se pueden utilizar tanto en estructuras isostáticas como estructuras estáticamente indeterminadas, y proporciona los desplazamientos y las fuerzas directamente, además si la estructura es inestable no puede determinarse ninguna solución.

La rigidez de un nudo se define generalmente como la fuerza o momento necesario para producir un desplazamiento unitario o rotación de nudo si en todos los nudos restantes de la estructura no se permite un desplazamiento.

#### 6.4. Determinación de la matriz de rigideces.

Al aislar un elemento de un sistema estructural plano, el estado de esfuerzos que se presenta en cada uno de sus extremos esta definido por tres acciones siguientes:

Una fuerza axial a lo largo de  $x'$ , una fuerza cortante a lo largo de  $y'$  y un momento flexionante alrededor de  $z'$ , como se muestra en la figura 1.

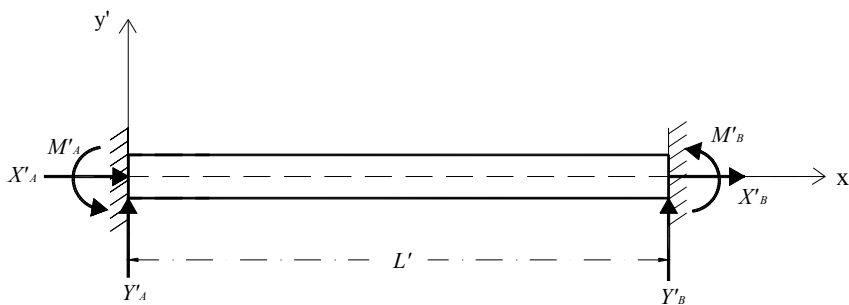


Fig. 6.3 Cargas en los extremos.

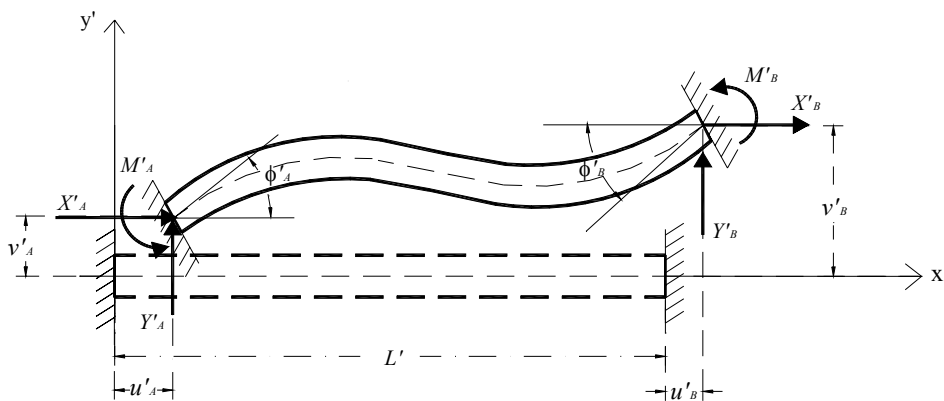


Fig. 6.4. Cargas y deformaciones.

Para establecer la relación entre fuerza y desplazamiento es necesario usar las

propiedades geométricas de los materiales de los elementos del sistema estructural, así como también los conceptos de equilibrio y compatibilidad. La relación entre las acciones de los extremos que mantienen al elemento en una configuración deformada y los desplazamientos correspondientes (figura 2) se puede escribir como,

$$\{F\} = [K] \{D\}$$

En donde  $[k]$  es la matriz de rigideces del elemento.  $\{D\}$  es al vector de desplazamientos y  $\{F\}$  es al vector de fuerzas o acciones en los nodos del sistema estructural. De esta forma, los vectores  $\{F\}$  y  $\{D\}$  quedan definidos por:

$$\{F\} = \begin{bmatrix} X'_A \\ Y'_A \\ M'_A \\ X'_B \\ Y'_B \\ M'_B \end{bmatrix}, \quad \{D\} = \begin{bmatrix} u'_A \\ v'_A \\ \phi'_A \\ u'_B \\ v'_B \\ \phi'_B \end{bmatrix} \quad \text{y} \quad [K]_{6 \times 6}$$

Para deducir la matriz de rigideces de un plano se aplica a la barra un desplazamiento unitario en cada una de las posibles direcciones. La primera columna de la matriz de rigideces la forma la fuerza que se genera al aplicar un desplazamiento unitario en la dirección horizontal de la barra, fuerza axial, la segunda columna corresponde a las fuerzas que se generan por aplicar un desplazamiento unitario en la dirección vertical, fuerza cortante, y la tercera columna la forman las fuerzas producto del giro unitario, momento flexionante, estos resultados corresponden al nudo 1 de la barra; de igual forma se determinan las otras tres columnas aplicando ahora desplazamientos independientes al nudo 2 de la barra.



a) *Rigidez Axial.*

Barra sometida únicamente al desplazamiento en dirección al eje  $x'$ , en el punto nodal A.

En la figura 6.5 se muestra la configuración deformada y los elementos mecánicos correspondientes, producidos por el desplazamiento en dirección al eje  $x'$  en el punto nodal A.

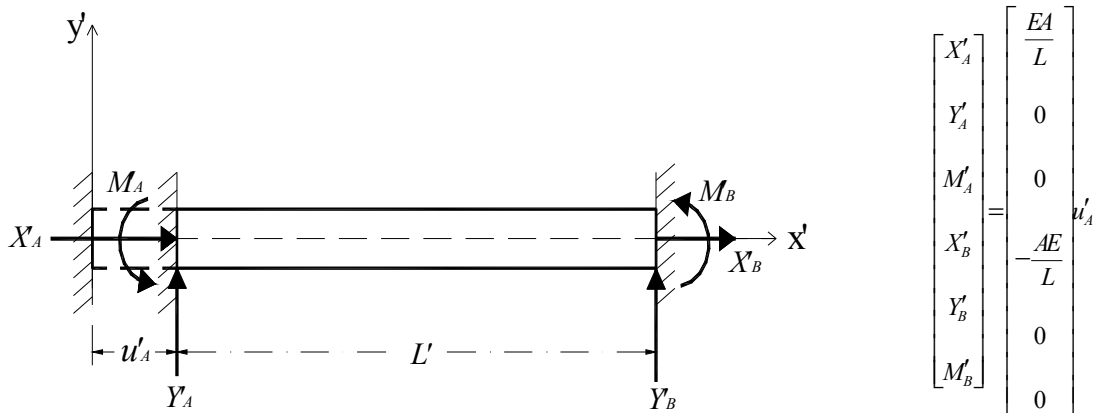


Fig.6.5. Desplazamiento en dirección  $x'$  aplicado en el nodo A

b) *Rigidez al Corte.*

Barra sometida únicamente al desplazamiento en dirección al eje  $y'$ , en el punto nodal A.

La configuración asociada a este desplazamiento se indica en la figura siguiente:

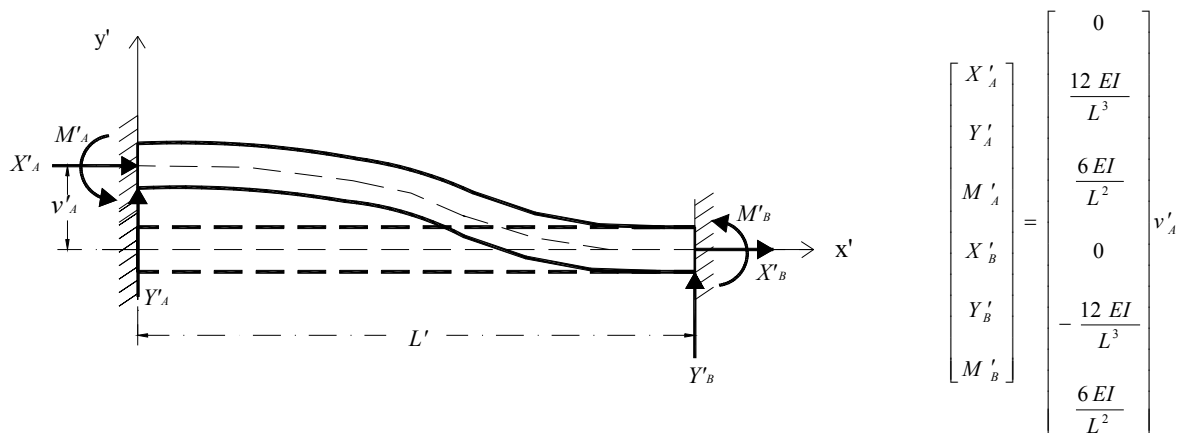


Fig.6.6. Desplazamiento en dirección  $y'$  aplicado en el nodo A.

c) Rigidez angular.

Barra sometida únicamente al desplazamiento angular respecto al eje  $z'$ , en el punto nodal A.

La configuración se muestra a continuación (figura 6.7)

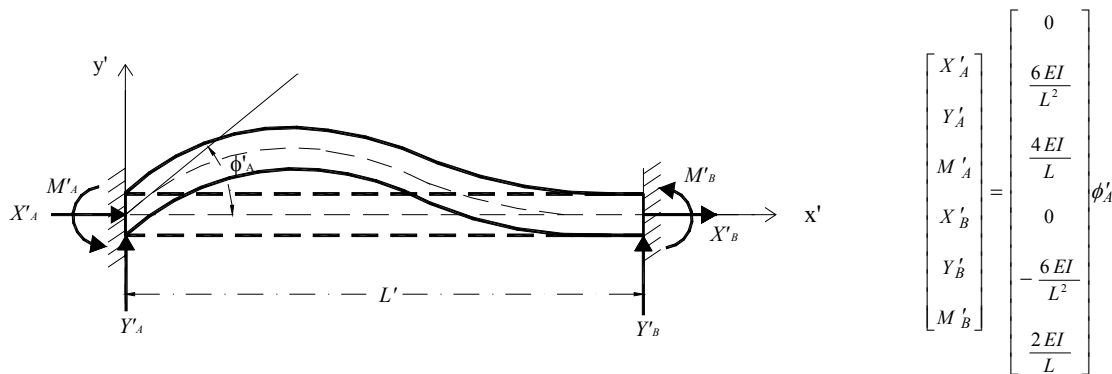


Fig.6.7. desplazamiento angular alrededor de  $z'$  aplicado en el nodo.

En forma similar aplicamos desplazamientos unitarios al nodo B y se obtienen las acciones restringidas para todo el elemento.

Al aplicar un desplazamiento en dirección al eje  $x$  en el nodo B, se obtiene lo Figura (figura 6.8)

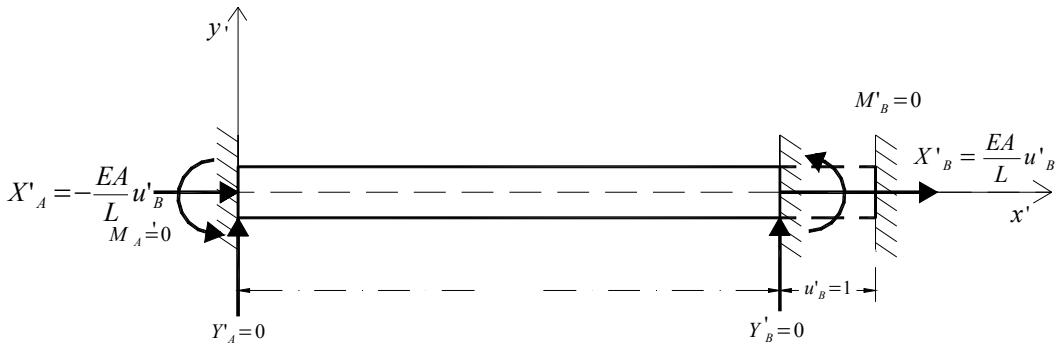


Fig.6.8. Desplazamiento en dirección  $x'$  aplicado en el nodo B.

Al aplicar un desplazamiento en dirección al eje  $y'$  en el nodo B, se obtiene lo siguiente (figura 6.9)

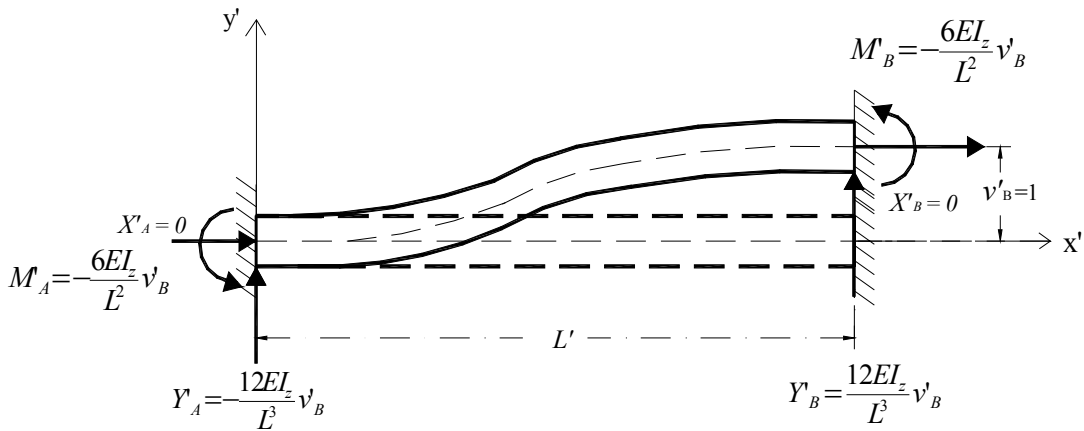


Fig.6.9. Desplazamiento en dirección  $y'$  aplicado en el nodo B.

Al aplicar un desplazamiento angular respecto al eje  $z'$  en el nodo B, se obtiene lo siguiente (figura 6.10)

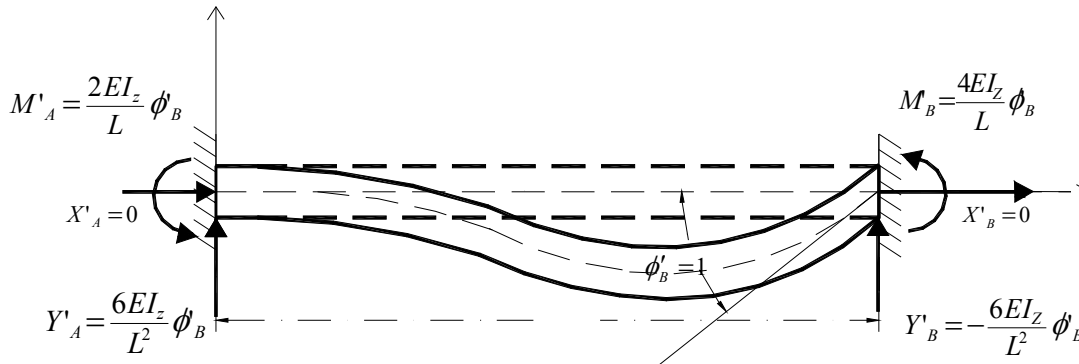


Fig.6.10. Desplazamiento angular alrededor de  $z'$  aplicado en el nodo B.

Por tratarse de un sistema elástico lineal, la fuerza total sobre los extremos de la barra es la suma de los casos individuales (superposición). Representando las ecuaciones matricialmente se obtiene lo siguiente:

$$\begin{bmatrix} X'_A \\ Y'_A \\ M'_A \\ X'_B \\ Y'_B \\ M'_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & -\frac{6EI_z}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u'_A \\ v'_A \\ \phi'_A \\ u'_B \\ v'_B \\ \phi'_B \end{bmatrix}$$

Donde:

$E$  = Módulo de elasticidad o módulo de Young.

$A$  = Área de la sección transversal.

$I_z$  = Momento de inercia con respecto al eje z.

$N_x$  = Fuerza axial.

$\phi$  = Desplazamiento angular.

$M_z$  = Momento flexionante alrededor del eje z.

$V_y$  = Fuerza cortante en la dirección y.

$v$  = Deflexión de una viga.

$u$  = Desplazamiento axial.

d) Vector de cargas.

Generalmente las estructuras están sometidas a cargas distribuidas o concentradas a lo largo de sus elementos y a cargas aplicadas en sus nodos (cargas nodales). Para el análisis de estas estructuras es necesario tomar en cuenta ambos tipos de cargas, en el método de las rigideces se consideran de acuerdo con la ecuación (7).

$$\{F.N\} = [K]\{D\} + \{F.E.P.\}$$

Los elementos del vector de fuerzas  $\{F\}$  de la ecuación (1) resultan de sumar las componentes de las cargas aplicadas directamente en los nodos  $\{F.N\}$  y las acciones que las cargas aplicadas a lo largo del elemento producen en los nodos, a tales acciones se les conoce como fuerzas de empotramiento perfecto  $\{F.E.P.\}$ , de manera que,

$$\{F\} = \{F.N\} - \{F.E.P.\}$$

e) Rotación de ejes locales a ejes globales.

Hasta aquí, las acciones y desplazamientos de los extremos de un elemento, incluso los coeficientes de rigidez están definidos respecto a los ejes locales del elemento. Si observamos la estructura de la figura 9, concluimos que a cada barra le corresponde un sistema de referencia local que en general difiere de la referencia global.

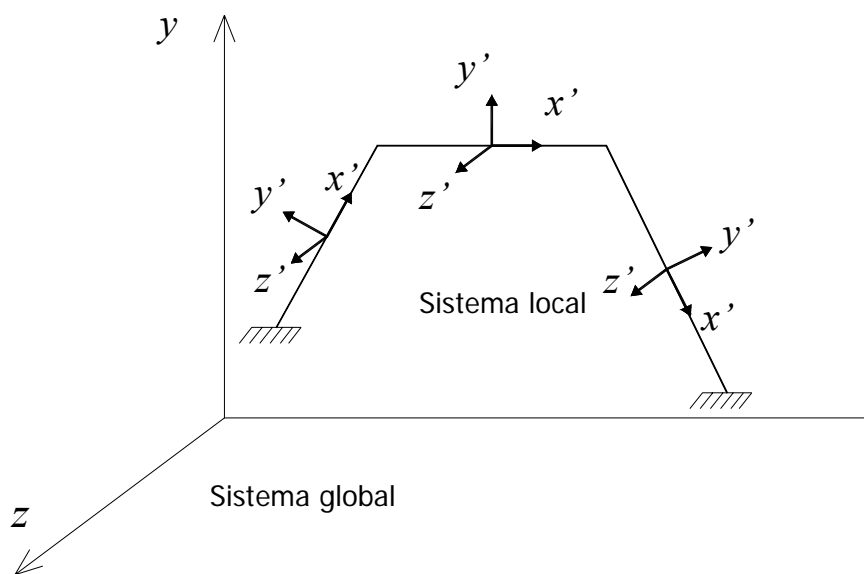


Fig.6.11. Ejes locales en las barras.

La matriz de rigideces en el sistema global de una barra es:

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} c_\theta^2 + \frac{12EI_z}{L^3} s_\theta^2 & \left[ \frac{EA}{L} \frac{12EI_z}{L} \right] s_\theta c_\theta & -\frac{6EI_z}{L^2} s_\theta & -\left[ \frac{EA}{L} c_\theta^2 + \frac{12EI_z}{L^3} s_\theta^2 \right] & -\left[ \frac{EA}{L} \frac{12EI_z}{L} \right] s_\theta c_\theta & -\frac{6EI_z}{L^2} s_\theta \\ \left[ \frac{EA}{L} \frac{12EI_z}{L} \right] s_\theta c_\theta & \frac{EA}{L} s_\theta^2 + \frac{12EI_z}{L^3} c_\theta^2 & -\frac{6EI_z}{L^2} c_\theta & -\left[ \frac{EA}{L} \frac{12EI_z}{L} \right] s_\theta c_\theta & -\left[ \frac{EA}{L} s_\theta^2 + \frac{12EI_z}{L^3} c_\theta^2 \right] & -\frac{6EI_z}{L^2} c_\theta \\ -\frac{6EI_z}{L^2} s_\theta & \frac{6EI_z}{L^2} c_\theta & \frac{4EI_z}{L} & \frac{6EI_z}{L^2} s_\theta & -\frac{6EI_z}{L^2} c_\theta & \frac{2EI_z}{L} \\ -\left[ \frac{EA}{L} c_\theta^2 + \frac{12EI_z}{L^3} s_\theta^2 \right] & -\left[ \frac{EA}{L} \frac{12EI_z}{L} \right] s_\theta c_\theta & \frac{6EI_z}{L^2} s_\theta & \frac{EA}{L} c_\theta^2 + \frac{12EI_z}{L^3} s_\theta^2 & \left[ \frac{EA}{L} \frac{12EI_z}{L} \right] s_\theta c_\theta & \frac{6EI_z}{L^2} s_\theta \\ -\left[ \frac{EA}{L} \frac{12EI_z}{L} \right] s_\theta c_\theta & -\left[ \frac{EA}{L} s_\theta^2 + \frac{12EI_z}{L^3} c_\theta^2 \right] & -\frac{6EI_z}{L^2} c_\theta & \left[ \frac{EA}{L} \frac{12EI_z}{L} \right] s_\theta c_\theta & \frac{EA}{L} s_\theta^2 + \frac{12EI_z}{L^3} s_\theta^2 & -\frac{6EI_z}{L^2} c_\theta \\ -\frac{6EI_z}{L^2} s_\theta & \frac{6EI_z}{L^2} c_\theta & \frac{2EI_z}{L} & \frac{6EI_z}{L^2} s_\theta & -\frac{6EI_z}{L^2} c_\theta & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

#### F) Vigas continuas.

Las vigas continuas están fundamentalmente sometidas a flexión y a fuerzas cortantes. Las deformaciones axiales que se presentan son pequeñas y tienen poca influencia sobre la respuesta de la estructura por lo que pueden despreciarse.

Una viga continua queda representada por cuatro grados de libertad,

$$\begin{bmatrix} Y_A \\ M_A \\ Y_B \\ M_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} & -\frac{12EI_z}{L^3} & \frac{6EI_z}{L^2} \\ \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} & -\frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} \\ -\frac{12EI_z}{L^3} & -\frac{6EI_z}{L^2} & \frac{12EI_z}{L^3} & -\frac{6EI_z}{L^2} \\ \frac{6EI_z}{L^2} & \frac{2EI_z}{L} & -\frac{6EI_z}{L^2} & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} v_A \\ \phi_A \\ v_B \\ \phi_B \end{bmatrix}$$

Si sólo se considera flexión la rigidez del elemento viga queda de la siguiente manera,

$$[K] = \begin{bmatrix} \frac{4EI_z}{L} & \frac{2EI_z}{L} \\ \frac{2EI_z}{L} & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix}$$

En las vigas continuas el sistema de referencia local coincide con el sistema global, por lo que no es necesario transformar coordenadas.



## **CAPÍTULO 7**

### **DISEÑO DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES.**

Los elementos mecánicos producidos en los distintos elementos por las solicitaciones de servicio o de trabajo se calculan por medio de un análisis estructural. Se determinan después los esfuerzos en las distintas secciones debido a los elementos mecánicos, El diseño de los elementos resistente, determina la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, ósea de aquella parte de la construcción que tiene como función absorber la solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia tal como las trabes, columnas, losa, cimentaciones, etc.

#### **7.1. Trabes de concreto reforzado**

##### **7.1.1 Flexión simple.**

La flexión se presenta en elementos estructurales tales como vigas o losas que trabajan en una sola dirección, cargados simétricamente y detenidos de tal forma que no exista posibilidad de un pandeo lateral torsional, aparece una flexión simple producida por las cargas. Cuando esto sucede, el problema es mas sencillo, a tal grado que el momento flector es resistido por los esfuerzos internos de la viga, y en caso de falla, esta puede producirse por influencia del acero, o también por una sección insuficiente de concreto.

Cuando el elemento no está soportado por algún elemento estructural, las cargas aplicadas pueden volverlo inestable, de tal forma que produce una flexión, o pandeo lateral, acompañado por una torsión, que obliga para su estabilidad un

refuerzo transversal y longitudinal por torsión para darle a la viga una rigidez torsional adecuada, usualmente aparece junto a la torsión fuerzas de flexión, cortante y axial.

### **7.1.2. Comportamiento y modos de falla de elementos sujetos a flexión simple.**

Para estudiar el comportamiento de una viga sometida a flexión, por simplicidad se describe exclusivamente un elemento con refuerzo de tensión.

Al empezar la carga, el comportamiento de la pieza es esencialmente elástico, y toda la sección contribuye a resistir el momento exterior. Cuando la tensión en las fibras más esforzada de alguna sección excede la resistencia del concreto a la tensión, empieza a aparecer grietas. A medida que se incrementa la carga, estas aumentan en número, longitud y en abertura. Se puede observar muy claramente la zona de la pieza sujeta a tensión, en la que se presentan las grietas y la zona sujeta a compresión.

A partir de la aparición de las primeras grietas, el comportamiento del espécimen ya no es elástico y las deflexiones no son proporcionales a las cargas. En las regiones agrietadas, el acero toma prácticamente toda la tensión. En esta etapa, el esfuerzo en el acero aumenta hasta que alcanza su valor de fluencia. Desde el momento que el acero empieza a fluir, la deflexión crece en forma considerable sin que apenas aumente la carga. Esto es, la resistencia del elemento es solo ligeramente mayor que la carga que produce la fluencia del acero.

Los primeros síntomas de la fluencia del acero son un incremento notable en la abertura y longitud de las grietas y un quiebre marcado en la curva carga-deflexión. A medida que aumenta la longitud de las grietas, la zona de compresión se va reduciendo, hasta que el concreto en esta zona es incapaz de tomar la

compresión y se aplasta. El primer indicio del aplastamiento es el desplazamiento de escamas en la zona de compresión. Cuando esta ocurre, la carga disminuye con mayor o menor rapidez dependiendo de la rigidez del sistema de aplicación de la carga hasta que se produce el colapso final.

Cuando en una viga de concreto reforzado se la aplica la carga máxima, la falla se puede presentar de diferentes maneras, las cuales dependiendo a la cantidad de acero longitudinal que este tenga, se presentan tres casos que son:

a) Vigas subreforzadas.

Es cuando la cantidad de acero longitudinal no es suficiente para resistir la carga y por lo tanto fluye. El comportamiento de la viga es dúctil, es decir que se produce deflexiones considerables antes del colapso final, apareciendo grietas importantes en la zona de tensión.

b) Vigas sobreforzadas.

Es cuando la cantidad del acero de tensión es sobrada a la que requiere y en consecuencia no fluye, la zona de aplastamiento del concreto a compresión es mayor que en el caso de vigas subreforzadas y las grietas en la zona de tensión son menores. El elemento falla por aplastamiento del concreto y se presenta una falla frágil.

c) Sección balanceada.

El acero y el concreto alcanzan a fluir al mismo tiempo, por lo que se presenta una falla dúctil.

Es importante señalar que la existencia del acero longitudinal en la zona de compresión restringido por refuerzo transversal (estribos) aumenta la ductilidad y resistencia del elemento.

### 7.1.3. Resistencia de elementos sujetos a flexión simple.

Según Sánchez (2005) señala que para determinar la resistencia de un elemento sujeto a flexión es necesario plantear algunas hipótesis.

Hipótesis en las que se basa el diseño por flexión.

- La distribución de deformaciones unitarias en la sección transversal de un elemento es plana.
- Se conoce la distribución de los esfuerzos de compresión del elemento.
- No existen corrimientos relativos en el acero y el concreto que lo rodea, es decir, existe una adherencia perfecta entre el concreto y el acero.
- El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
- Se considera que el concreto trabaja a una deformación útil  $\epsilon_{cu} = 0.003$

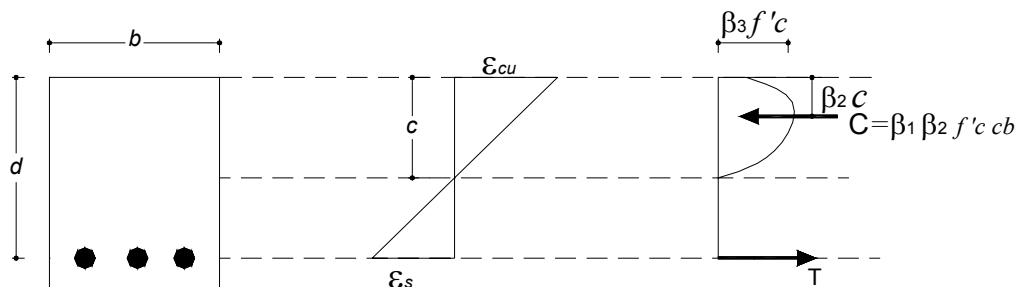
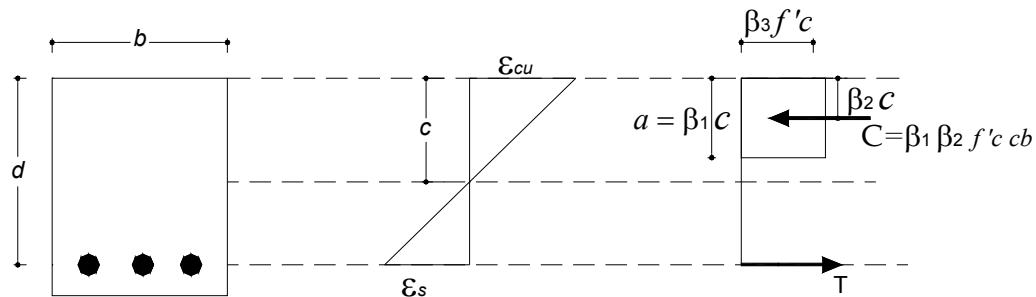


Fig7.1. muestra el estado de la deformación y de los esfuerzos de una sección rectangular sujeta a flexión.

Se puede apreciar que mientras las deformaciones tienen una distribución lineal, la distribución de los esfuerzos es similar a la curva esfuerzo-deformación del concreto a compresión.

El área del diagrama de esfuerzos y la posición de la resultante se pueden definir mediante expresiones matemáticas complejas. Sin embargo, con el fin de desarrollar métodos de cálculo más sencillos, se ha simplificado considerando una distribución rectangular de esfuerzos.

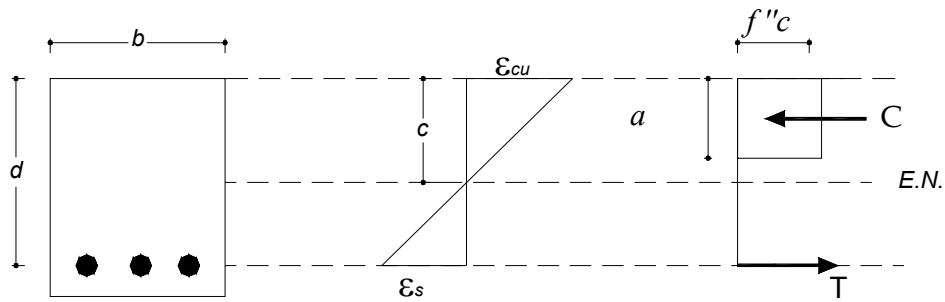


$\beta_1$  = Relación entre el esfuerzo promedio y el esfuerzo máximo en la zona de Compresión.

$\beta_2$  = Posición de la resultante de compresión.

$\beta_3$  = Relaciona el esfuerzo máximo en flexión con la resistencia de los cilindros de control.

- **Propuesta de las NTC del RCDF**



$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

$\epsilon_s$  = deformación del acero

E.N. = Eje Neutro

$c$  = profundidad del eje neutro

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

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

$$a = \beta_1 c$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$C = f''c a b$$

$$T = A_s f_s = \rho b d f_y$$

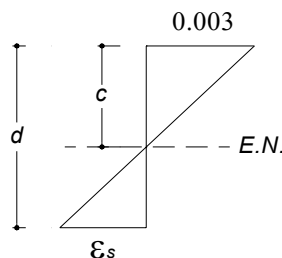
$$f_s = E_s \epsilon_s$$

#### 7.1.4. Procedimiento para el cálculo del momento resistente.

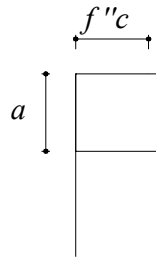
Existen 3 procedimientos para el cálculo del momento resistente ( $M_R$ ) de una sección rectangular simplemente armada: tanteos, ecuación y gráfica.

a) Por tanteos.

1. Se elige un estado de deformaciones definido por  $\epsilon_{cu} = 0.003$  y un valor propuesto de la profundidad del eje neutro.



2. Se determina el estado de esfuerzos.



3. Se calcula la fuerza de compresión en el concreto.

$$C = f''c \cdot a \cdot b$$

4. Se calcula la deformación en el acero por triángulos semejantes y se compara con la deformación de fluencia ( $\epsilon_y = 0.002$ ).

$$\text{Si } \epsilon_s \geq \epsilon_y \quad \Rightarrow \quad f_s = f_y$$

$$\text{Si } \epsilon_s < \epsilon_y \quad \Rightarrow \quad f_s = \epsilon_s E_s$$

5. Se calcula la fuerza de tensión del acero.

$$T = A_s \cdot f_s$$

6. Si  $C \neq T$ , se propone otro valor para la profundidad del eje neutro y se repite el proceso.

Si  $C = T$ , la profundidad del eje neutro es correcta y se calcula el  $M_R$ .

$$M_R = T \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

b) Por la ecuación.

Este procedimiento es aplicable únicamente para secciones subreforzadas, y consiste en aplicar una ecuación que proporciona directamente el momento nominal resistente.

Por equilibrio  $C = T$  ó  $f''c \cdot a \cdot b = A_s \cdot f_s$

Dado que es una sección subreforzada, el acero de tensión fluye, por lo que  $f_s = f_y$  y también  $A_s = \rho b d$

Despejando  $a$ ,

$$a = \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{f''c}$$

Tomando momentos respecto al acero de tensión:  $M_n = C \left( d - \frac{a}{2} \right)$

Pero,  $C = f''c \cdot a \cdot b$ , por lo tanto,  $M_n = f''c \cdot a \cdot b \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right)$

Si multiplicamos el término  $\left( d - \frac{a}{2} \right)$  por  $\frac{d}{d} \left( d - \frac{a}{2} \right) \frac{d}{d} = d \left( \frac{d}{d} - \frac{a}{2d} \right) = d \left( 1 - \frac{a}{2d} \right)$

Entonces,

$$M_n = f''c \cdot a \cdot b \cdot d \left( 1 - \frac{a}{2d} \right)$$

Sustituyendo  $a$   $M_n = f''c \cdot \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{f''c} \cdot b \cdot d \left( 1 - \frac{\rho \cdot d \cdot f_y}{2df''c} \right)$

$$M_n = f''c \cdot b d^2 \frac{\rho \cdot f_y}{f''c} \left( 1 - \frac{1}{2} \frac{\rho \cdot f_y}{f''c} \right)$$

Haciendo  $q = \frac{\rho \cdot f_y}{f''c}$  ( $q$  es la relación entre el esfuerzo del acero y el del concreto)

$$M_n = f''c \cdot b d^2 q (1 - 0.5q)$$

El momento resistente se obtiene entonces afectando el  $M_n$  con un factor de reducción  $F_R$ , quedando la ecuación de la siguiente manera:

$$M_R = F_R f''c \cdot b d^2 q (1 - 0.5q)$$

Para flexión, las NTC indican un valor de  $F_R = 0.9$  (NTC-2001 sec. 1.6)



c) Por la gráfica o tabla.

En este procedimiento se obtiene el momento resistente directamente a partir de la cuantía de acero  $\rho$  con la ayuda de una gráfica que es la representación de la ecuación anterior.

- Secciones rectangulares doblemente armadas

Existen dos formas de calcular el momento resistente en una viga doblemente armada:

a) Por tanteos.

1. Se elige un valor de la profundidad del eje neutro.
2. Se determina el estado de esfuerzos.
3. Se calcula la fuerza de compresión en el concreto.

$$C = C_1 + C_2$$

$$C_1 = f''c \cdot a \cdot b \quad (\text{concreto})$$

$$C_2 = f's \cdot A_s \quad (\text{acero de compresión})$$

Para determinar  $f's$  se calcula la deformación del acero a compresión  $\epsilon'_s$

$$\text{Si } \epsilon'_s \geq \epsilon_y \quad \Rightarrow \quad f's = f_y$$

$$\text{Si } \epsilon'_s < \epsilon_y \quad \Rightarrow \quad f's = \epsilon'_s E_s$$

4. Se calcula la fuerza de tensión del acero.

$$T = A_s \cdot f_s$$

5. Si  $C \neq T$ , se propone otro valor para la profundidad del eje neutro y se repite el proceso.

Si  $C = T$ , la profundidad del eje neutro es correcta y se calcula el  $M_R$  tomando momentos respecto al eje neutro.

b) *Por la ecuación*

La ecuación para el cálculo del momento resistente en vigas doblemente armadas se obtiene de manera similar que para las simplemente armadas

$$M_n = f''c \cdot bd^2 q(1 - 0.5q)$$

El momento resistente se obtiene entonces afectando el  $M_n$  con un factor de reducción  $F_R$ , quedando la ecuación de la siguiente manera:

$$M_R = F_R \left[ (A_s - A_s') f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right]$$

Donde: 
$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f''c \cdot b}$$

$a$  = profundidad del bloque equivalente de esfuerzos;

$A_s$  = área del acero a tensión;

$A_s'$  = área del acero a compresión; y

$d'$  = distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión.

Esta ecuación es válida sólo si el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si

$$\rho - \rho' \geq \frac{6000\beta_1}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f''c}{f_y} \quad \text{donde } \rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d}$$

## 7.2. Fuerza cortante.

El efecto de la fuerza cortante en elementos de concreto, es el desarrollo de esfuerzos de tensión inclinados con respecto al eje longitudinal del miembro, los cuales pueden originar la falla del elemento antes de que alcance su resistencia máxima a flexión.

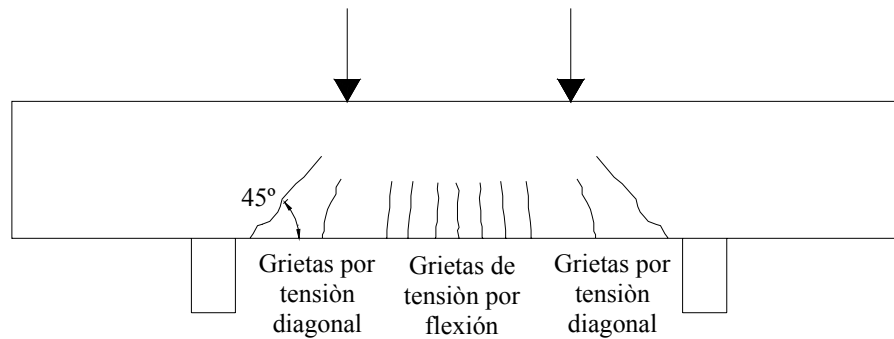


Fig.7.2. muestra la acción de las fuerzas cortantes en una viga.

### 7.2.1. Refuerzo por tensión diagonal.

Las NTC del RCDF proponen el siguiente criterio para la obtención del refuerzo transversal (estribos) en trabes de concreto reforzado:

1. Se calcula la fuerza cortante que toma el concreto

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

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

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

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

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

2. Se compara el  $V_U$  con el  $V_{CR}$

Si  $V_U \leq V_{CR}$  se colocara el refuerzo mínimo  $A_{v \min} = 0.25 \sqrt{f^* c} \frac{b s}{f_y}$

Si  $V_U > V_{CR}$  se colocara el refuerzo a una separación calculada con la siguiente expresión:

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

donde:  $A_v$  = área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia  $s$ ;

$\theta$  = ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza;

$V_{sR}$  = fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal

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

- Limitaciones:

- $s \geq 6cm$

- Si  $1.5F_R b d \sqrt{f^* c} > V_u > V_{cR}$   $S_{\max} = 0.5d$

- Si  $1.5F_R b d \sqrt{f^* c} < V_u$   $S_{\max} = 0.25d$  (Sánchez; 2005:65)

### 7.3. Columnas de concreto reforzado.

Las columnas son elementos estructurales donde actúan fuerzas longitudinales apreciables.

Para una mayor claridad en su estudio la clasificamos de acuerdo a lo siguiente:

a) Según la forma de su sección transversal:

- Columnas circulares.
- Columnas rectangulares.
- Cualquier otra forma.

b) Según su carga:

Si atendemos a la posición de la carga con respecto al eje de la columna, se divide en columnas sometidas a carga axial y columnas cargadas excéntricamente.

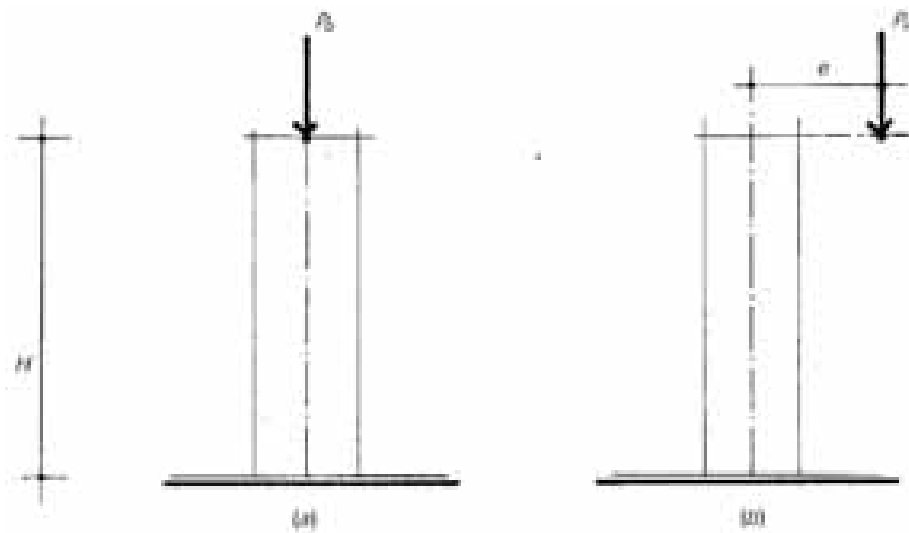


Fig.7.3 (a) carga axial (b) carga excéntrica.

Las columnas sometidas a carga axial se encuentran en la práctica con poca frecuencia por ello el reglamento especifica que todo miembro sujeto a carga de compresión, la excentricidad mínima será de  $0.05h \geq 2 \text{ cm}$ . siendo  $h$  la dimensión de la sección en la misma dirección que se considera a flexión. Una carga excéntrica equivaldría a una carga axial con un momento. (Pérez; 1993:62)

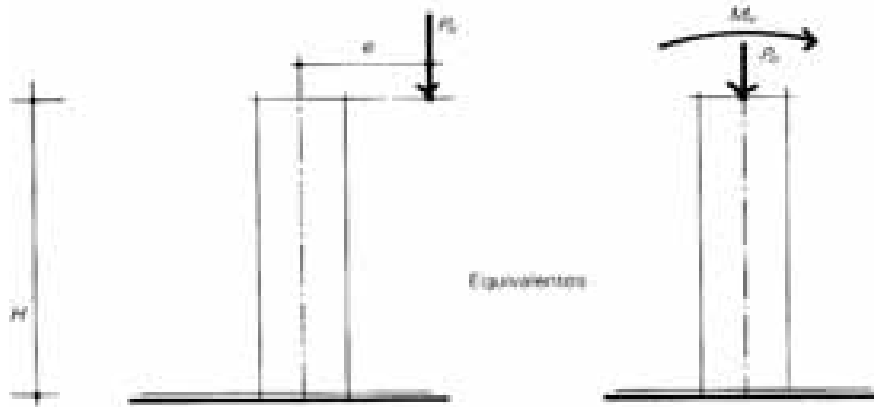


Fig.7.3 carga axial con momento

c) Forma del armado:

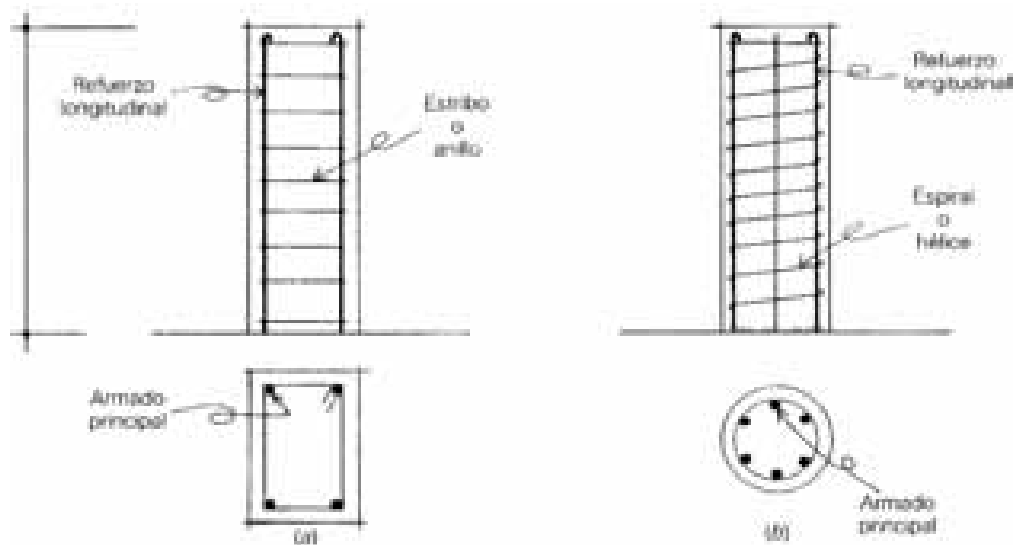


Fig. 7.4 (a) columna estribada (b) columna zunchada

### 7.3.1 Determinación de la resistencia de columnas de concreto reforzado sujetas a carga axial y momentos flexionantes.

Para su estudio se supondrá conocida la geometría del elemento incluyendo la cantidad y distribución del acero de refuerzo y la cantidad de concreto.

Considerando el problema de un modo general, se puede suponer que la carga axial  $P$  y el momento flexionante  $M$ , varía independientemente. En la siguiente figura se muestra una representación esquemática de un elemento bajo la acción de  $P$  y  $M$  y un sistema estáticamente equivalente en el que  $M=Pe$ .

Un elemento puede alcanzar su resistencia bajo innumerables combinaciones de carga axial y momentos flexionantes. Estas combinaciones desde una carga axial máxima  $P$ , de tensión o compresión y un momento nulo, hasta un momento  $M$ , aunado a una carga axial nula.

El lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y un momento flexionante con las que un elemento puede alcanzar su resistencia, se representa gráficamente por medio de un diagrama de iteración.

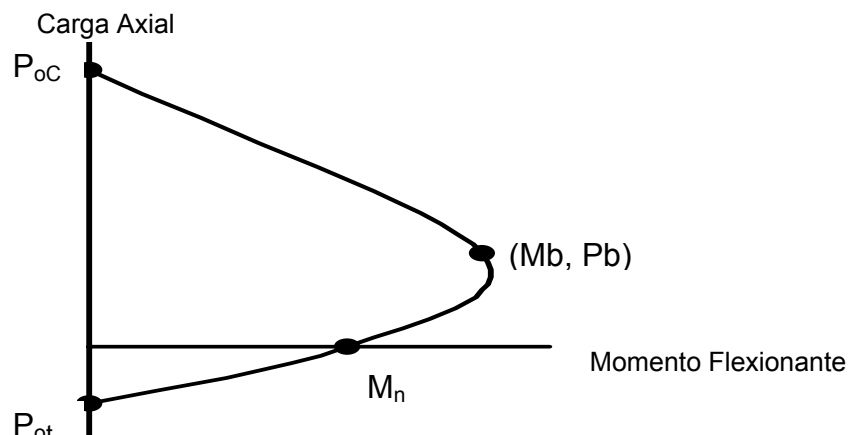


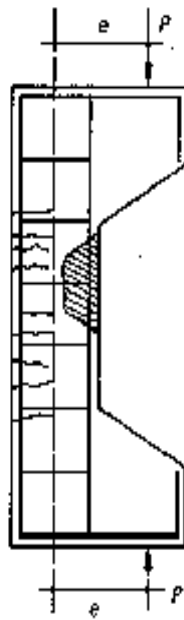
Fig.7.5 diagrama de iteración carga axial-momento flexionante

### 7.3.2. Modos de falla de elementos sujetos a flexocompresión.

Existen dos modos principales de falla de elementos sujetos a flexocompresión: falla en compresión y falla a tensión.

El primer caso la falla se produce por aplastamiento del concreto. El acero del lado mas comprimido fluye, en tanto que el del lado opuesto no fluye en tensión.

El segundo modo de falla se produce cuando el acero de un lado fluye en tensión antes de que se produzca el aplastamiento del concreto en el lado opuesto mas comprimido.



*Fig.7.6 Especimen para ensaye en flexocompresión con agrietamiento típico.*



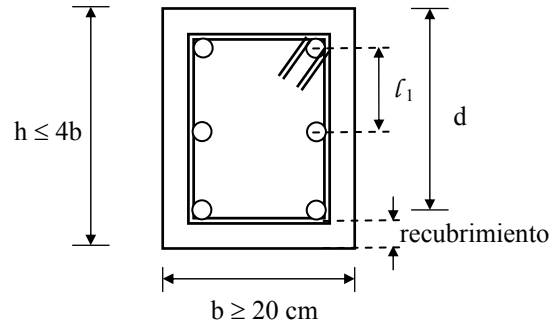
#### 7.4. Recomendaciones para el diseño de columnas.

$$f'_c = 0.68 f_c$$

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

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

$$h \leq 4b$$



$$F_R = 0.8 \quad \text{Núcleo confinado}$$

$$F_R = 0.7 \quad \text{Núcleo no confinado}$$

##### ➤ Recubrimiento mínimo

- 1.25 x (tamaño nominal del agregado)
- 1.0 x (diámetro de la barra)
- 1.5 x (diámetro de la barra mas grande del paquete)

\* En la práctica:  $\text{rec} = 3 \text{ cm}$

##### ➤ Separación entre barras longitudinales

$$l_1 \geq \begin{cases} 1.5(\phi \text{ de la barra}) \\ 1.5(T.M.A) \\ 4 \text{ cm} \end{cases}$$

##### ➤ Porcentaje de acero

$$\rho_{\min} = \frac{20}{f_y}$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

\* En la práctica:  $0.01 < \rho < 0.035$

- **Refuerzo por tensión diagonal según el RCDF**

- Calculo de  $V_{CR}$

Se presentan dos casos:

1. Cuando  $Pu < F_R(0.7f^*cAg + 2000As)$

En este caso  $V_{CR}$  se obtiene de la siguiente manera:

- Si  $\rho < 0.015$

$$V_{CR} = F_R bd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f^*c} \left(1 + 0.007 \frac{Pu}{Ag}\right)$$

- Si  $\rho > 0.015$

$$V_{CR} = 0.5F_R bd\sqrt{f^*c} \left(1 + 0.007 \frac{Pu}{Ag}\right)$$

donde:

$\rho =$  Área de las barras de la cara más próxima a la cara de tensión o a la de compresión para secciones rectangulares; y  $0.33A_S$  en columnas circulares.

$$Ag = bh$$

$$F_R = 0.8 \text{ para cortante}$$

2. Cuando  $Pu > F_R(0.7f^*cAg + 2000As)$

En este caso  $V_{CR}$  se hará variar linealmente en función de  $Pu$ , hasta cero para  $Pu = F_R(Ag f''c + As fy)$

- Calculo de los estribos

Cuando  $V_u < V_{CR}$

Se colocará el refuerzo mínimo  $\Rightarrow E \# 2.5 @ \frac{d}{2}$

En secciones circulares sustituir  $d$  por  $D$

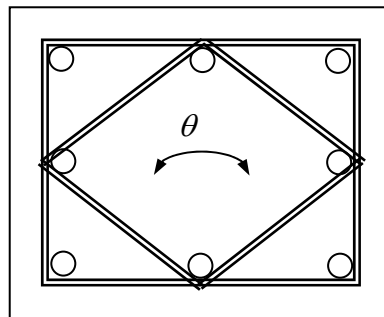
Cuando  $V_u > V_{CR}$

La separación de los estribos será  $\Rightarrow S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)$

cumpliendo con  $S \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$

donde:  $\theta$  = Ángulo del refuerzo con el eje de la pieza.

$A_v$  = Área transversal del refuerzo



Limitaciones:

- $S \geq 6 \text{ cm}$
- Si  $1.5 F_R db \sqrt{f^* c} > V_u > V_{CR} \Rightarrow S_{\max} = 0.5 d$
- Si  $1.5 F_R db \sqrt{f^* c} < V_u \Rightarrow S_{\max} = 0.25 d$
- En ningún caso se permite que  $V_u > 2F_R bd \sqrt{f^* c}$

## 7.5. Refuerzo transversal para columnas

De acuerdo con Sánchez (2005) además de proporcionar resistencia al cortante, el refuerzo transversal debe ser tal que confine adecuadamente el núcleo de concreto.

Para considerar que el núcleo está confinado los estribos o grapas deben cumplir con:

➤  $l_{\max} \leq 15cm$  ----- 1

➤ Anillos cerrados

➤  $\theta \leq 135^\circ$

- Separación entre estribos:

$$Sep = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta) \text{ ----- 2}$$

$$S_{\max} \leq \left[ \frac{850}{\sqrt{f_y}} \right] \phi \text{ refuerzo longitudinal ----- 3}$$

$$S_{\max} \leq 48\phi \text{ estribo ----- 4}$$

$$S_{\max} \leq \frac{1}{2} \text{ de la menor dimensión de la columna ----- 5}$$

$$Sh = \frac{As \pi d_s}{\rho' A_c} \leq 7cm \text{ ----- 6}$$

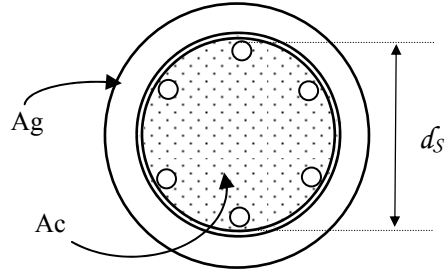
$As$  = Área de refuerzo en espiral.

Donde:

$d_s$  = Diámetro interno de la espiral.

$Sh$  = Paso de la espiral.

$$\rho' \geq \begin{cases} 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y} \\ 0.12 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \end{cases}$$



- Longitud en la zona confinada ( $l_c$ )

$s_1$  se obtiene con las expresiones 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

$s_2$  se obtiene con las expresiones 2, 3, 4 y 5.

$$l_c \geq \begin{cases} * \text{dimensión mayor de la columna} \\ * \text{Altura libre} / 6 \\ * 60 \text{ cm} \end{cases}$$

## 7.6. Losas de concreto reforzado.

Las losas son elementos estructurales cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación a su peralte.

Las acciones principales que intervienen sobre las losas, son cargas verticales, las losas se utilizan para disponer de superficies útiles horizontales como pisos de edificios o la cubierta de puentes, algunas veces además de las cargas verticales, intervienen cargas contenidas en su plano, como es el caso de losas inclinadas en la que la carga vertical tiene una componente paralela a la losa.

Para su estudio se pueden dividir en diferentes tipos de losas las cuales son:

### 7.6.1 Losas perimetrales.

Son aquellas que están apoyadas perimetral e interiormente por vigas monolíticas de mayor peralte, por vigas de otro material independiente o integradas a la losa, o soportada por muros de concreto, mampostería u otro material.

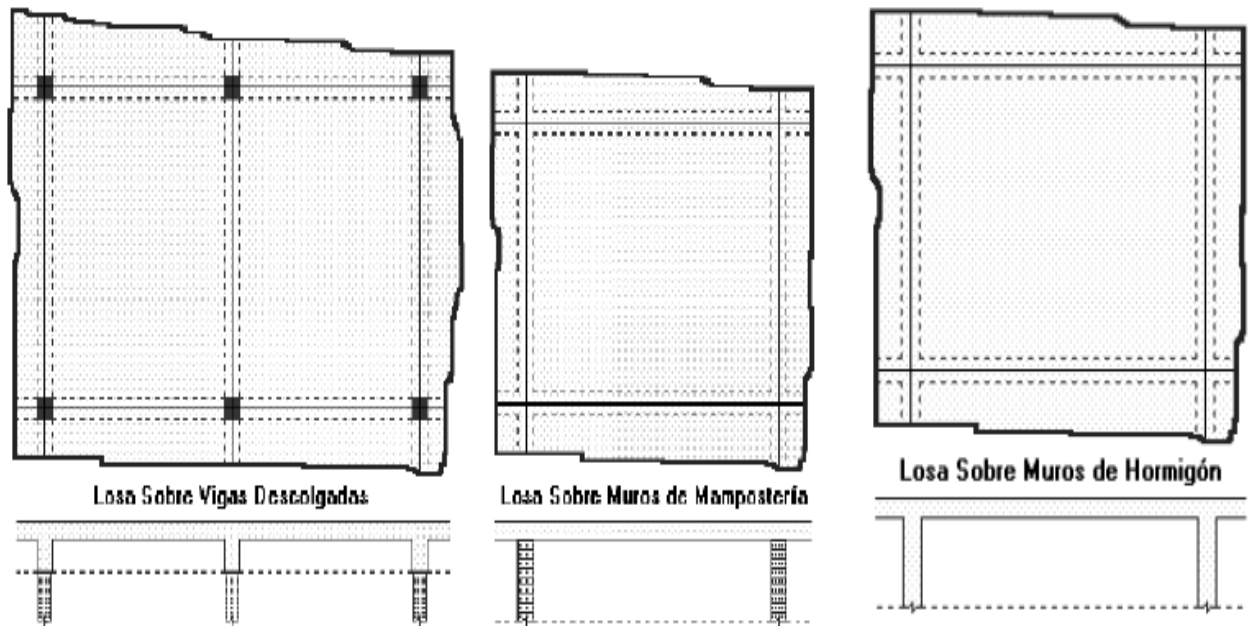


Fig.7.9. distintos tipos de apoyos en losas

### 7.6.2 Losas planas.

Se consideran losas planas aquellas que transmiten las cargas directamente a las columnas sin necesidad de colocar vigas. Estas pueden ser aligeradas o macizas, su espesor puede ser constante o tener franjas con espesor menor en la parte central de los tableros.

Las losas se podrán apoyar directamente sobre las columnas o a través de ábacos, capiteles o mediante las combinaciones de los 2, esto para mejorar la resistencia al punzonamiento.

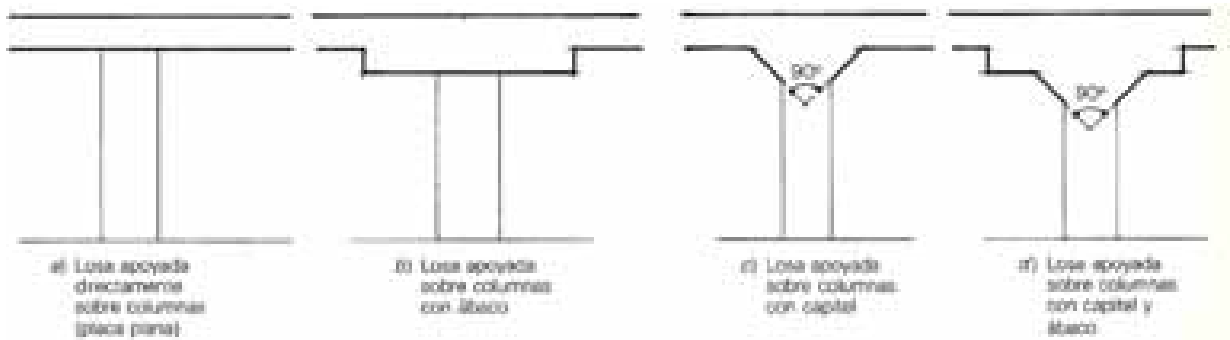


Fig.7.10 diferentes tipos de losas planas

De acuerdo al tipo de material que compone la losa, esta se puede clasificar en losa maciza y losa aligerada. Cuando el concreto ocupa todo el espesor de la losa se llama losa maciza y cuando parte del volumen de la losa es ocupado por material más ligero o espacios vacíos se le llama losa aligerada.

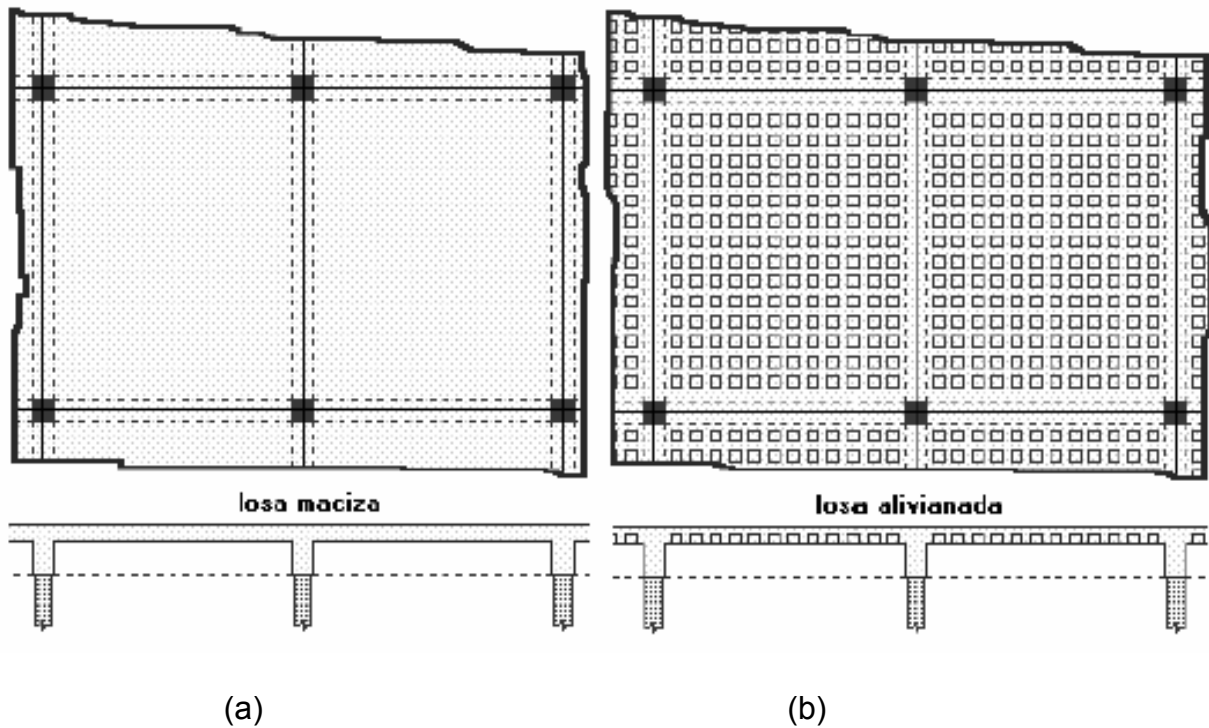


Fig.7.11 (a) losa maciza (b) losa aligerada

Por su geometría y tipo de apoyo, las losas pueden tener deflexiones en una dirección (losas unidireccionales) las cuales están apoyadas en solo dos lados paralelos, este tipo de losa tienen tableros rectangulares con una relación claro largo a claro corto mayor o igual a 2 y la deflexiones considera únicamente en el claro corto, aunque la losa se encuentre apoyada en mas de 2 lados.

Las losas en dos direcciones (bidireccionales) son aquellas que están apoyadas en todo su perímetro y que tienen una relación claro largo a claro corto menor que dos.

## **7.7 Diseño de losas de concreto.**

### **7.7.1 losas macizas.**

Para su estudio se pueden dividir en dos tipos de losa, unidireccionales y bidireccionales

- ***Losas unidireccionales***

Las losas macizas trabajan únicamente en la dirección perpendicular a los apoyos. Estos apoyos pueden ser las vigas de un marco o en muros que soportan la losa directamente.

Este tipo de losas se comportan esencialmente como vigas pueden considerarse que la losa es una viga cuyo ancho es la longitud del apoyo, o se puede suponer que la losa esta formada por una serie de vigas, paralelas de un metro de ancho.



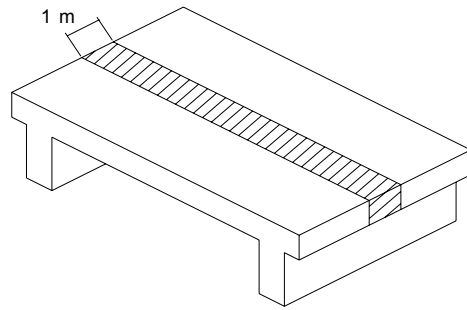
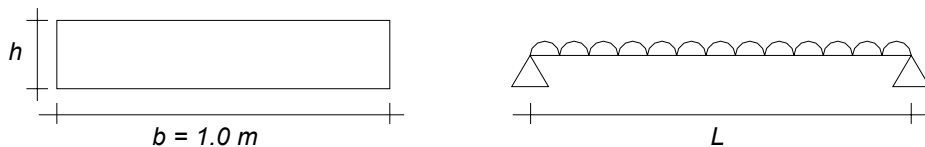


Fig. 7.12 franja de losa que trabaja como viga de un metro de ancho

Para iniciar el diseño se recomienda fijar un valor del peralte el cual nos garantice que no ocurra deflexiones excesivas ya que esto es el factor que nos rige el diseño para ello se puede utilizar la siguiente expresión:

$$h = \frac{\ell}{24} \qquad d = h - \text{recubrimiento}$$

El cálculo de los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes se realiza considerando la losa como una viga simplemente apoyada con un ancho de 1 m. y carga uniformemente distribuida. Según (Sánchez;2005:80)



El acero de refuerzo necesario se calcula con las ecuaciones de flexión en vigas simplemente armadas.

$$M_R = F_R f'c \cdot bd^2 q(1-0.5q)$$

El refuerzo obtenido deberá ser mayor que el mínimo y se coloca en la dirección paralela a la franja,

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

En la dirección perpendicular se coloca acero mínimo por temperatura.

$$A_{st} = \frac{660x_1}{fy(x_1 + 100)}$$

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suministrarse un refuerzo mínimo con cuantía igual a 0.002 en elementos estructurales protegidos de la intemperie, y 0.003 en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

Para calcular la separación de las barras se puede aplicar la siguiente expresión:  $s = \frac{100a_0}{A_s}$

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

- **Losas bidireccionales.**

Según Sánchez (2005) Este tipo de losas están apoyadas en sus cuatro lados por lo tanto trabajan en dos direcciones.

La diferencia de losas unidireccionales y bidireccionales es que la primera se reflexiona en curvatura simple, mientras que la segunda lo hace en curvatura doble.

Para el diseño de losas que trabajan en dos direcciones las NTC. Proponen usar el método de los coeficientes, siempre y cuando satisfagan las siguientes limitaciones:

- a) Los tableros deberán ser aproximadamente rectangulares.
- b) Las cargas serán uniformes en el tablero.
- c) Los momentos negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes no diferirán entre si una cantidad mayor del 50%.
- d) Cuando se traten de las losas monolíticas con sus apoyos, la relación entre carga viva y muerta no será mayor de 2.5 ni mayor de 1.5 en otros casos.
- e) El esfuerzo de la losa se colocara, en cada dirección, en una franja central y dos franjas extremas.

#### **7.7.2. Aplicación del método de los coeficientes.**

##### **1. Revisión del peralte mínimo.**

Se recomienda iniciar el diseño fijando un peralte que garantice que no se presentarán deflexiones excesivas, para lo cual las NTC proponen utilizar la siguiente expresión:

$$d_{\min} = \frac{\textit{perimetro}}{250} \quad \textit{para concreto clase I}$$
$$d_{\min} = \frac{\textit{perimetro}}{170} \quad \textit{para concreto clase II}$$

siempre y cuando  $fs \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$  y  $w \leq 380 \text{ kg/m}^2$ , donde  $fs = 0.6 fy$ .

Para otras combinaciones de  $fs$  y  $w$ , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por  $0.032 \sqrt[4]{fs \cdot w}$ .

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

## 2. Obtención de los coeficientes.

Los coeficientes se obtienen de la tabla 6.1 (página 50) de las NTC-2001, para lo cual se requiere conocer:

- La relación entre los lados del tablero  $m = \frac{a_1}{a_2} = \frac{\text{lado corto}}{\text{lado largo}}$ .
- La forma del apoyo del tablero: caso 1 = *monolítico*, caso II = *no monolítico*.
- Condiciones de continuidad de los bordes.

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

## 3. Cálculo de los momentos últimos.

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

$$M = Coef \times 10^{-4} \cdot w \cdot a_1^2$$

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

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

de distribución se obtiene como:  $f_d = \frac{ki}{\sum ki}$

#### 4. Diseño por flexión.

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

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

$$A_{st} = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} \qquad S = \frac{100a_0}{A_s}$$

Para calcular la separación de las barras se puede aplicar

La separación no excederá de 50 cm ni de 3.5  $x_1$ .

#### 5. Revisión del peralte por cortante.

Debe verificarse que el cortante resistente  $V_{CR}$  sea mayor o igual al cortante último  $V_u$ .

donde:

$$V_{CR} = 0.5F_R bd \sqrt{f * c}$$

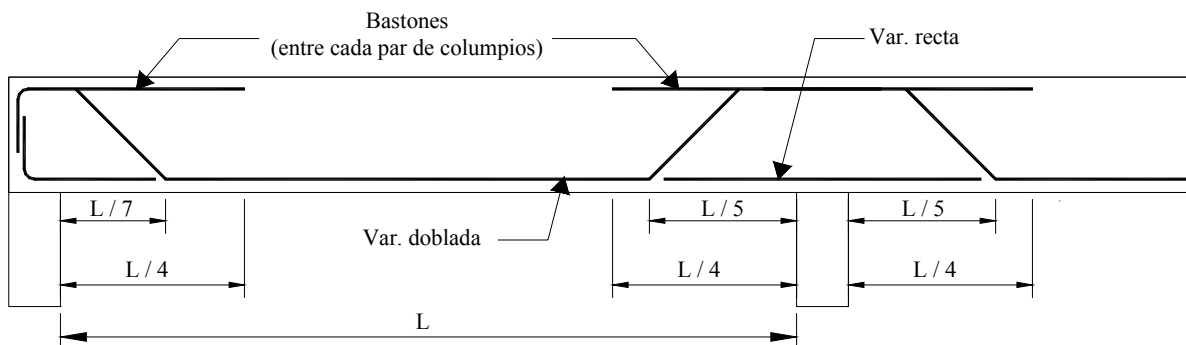
$$V = \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left[ 0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right] w$$

## 6. Armado de la losa Maciza

Para el armado de la losa, un aspecto importante a considerar es garantizar que el acero se coloque en las zonas donde se desarrollarán los esfuerzos de tensión. Para cumplir con este aspecto, se disponen dobleces llamados *columpios*, de tal manera que la varilla quede colocada en la parte inferior en los centros de los claros, que es donde se presentan los momentos positivos y en la parte superior en las zonas de los apoyos, lugar donde se tendrán momentos negativos.

Se acostumbra configurar la parrilla de cada dirección con pares de varillas, una recta en el lecho inferior y la siguiente doblada con los columpios. Sin embargo, de esta manera se pierde una varilla que debería ir sobre el apoyo en la zona de momento negativo, para compensar la situación se disponen bastones en dicha zona.

Para llevar a cabo lo mencionado en el párrafo anterior y cumplir con los requisitos dispuestos en reglamento se debe respetar lo siguiente.



## **7.8. Losas encasetonadas.**

El mismo Sánchez (2005) establece que las losas aligeradas son aquellas que forman vacíos en un patrón rectilíneo que aligera la carga muerta debido al peso propio. Estas losas son mas eficientes que las losas macizas ya que permiten tener espesores mayores sin aumentar el volumen de concreto con respecto a una losa maciza.

Este tipo de losas se utilizan para salvar grandes claros, o para soportar cargas lineales o concentradas sobre ellas.

También es utilizada para apoyarse directamente sobre columnas (evitando las trabes que normalmente irían si se construyera con losa maciza). Este tipo de estructura no es recomendable para edificios de más de 5 niveles,

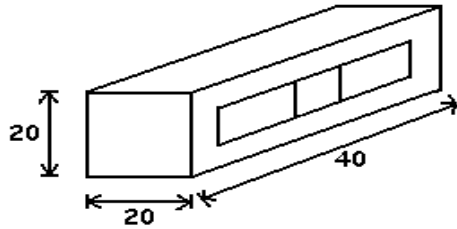
### **7.8.1 Clasificación de las losas encasetonadas.**

- Losas Perimetrales
- Losas apoyadas directamente sobre columnas

*Tipos de Bloques:*

1. Casetón o bloque de concreto ligero

Tiene un peso de entre 8 y 10 kg / pza



Dos bloques forman un casetón de 40 x 40, este bloque es el más comercial; su limitación es el espesor que se obtiene de la losa ( $H = 20+5 = 25\text{cm}$ ).

## 2. Bloque de “Espuma de Poliestireno”

El casetón es un bloque de poliestireno expandido de tamaño ajustable de acuerdo con las dimensiones y espesores requeridos por el diseño y se cortan a la medida, suministrándose a la obra ya lista para su colocación.

Es utilizado como elemento aligerante principalmente en losas de cubierta y entrepiso ya sean reticulares o nervadas en una dirección, de igual forma en losas reticulares de cimentación o en rellenos del subsuelo.

Algunas ventajas que ofrecen estos aligerantes son:

- Aligerador en losas de cubierta y entrepiso para salvar grandes claros
- Gran capacidad autoportante debida a la rigidez de las nervaduras reticulares
- Sistema constructivo económico
- Se tiene una gama muy amplia en dimensiones disponibles del casetón
- Peso  $17 \text{ kg/cm}^3$  (se desprecia su peso)

## 3. Madera

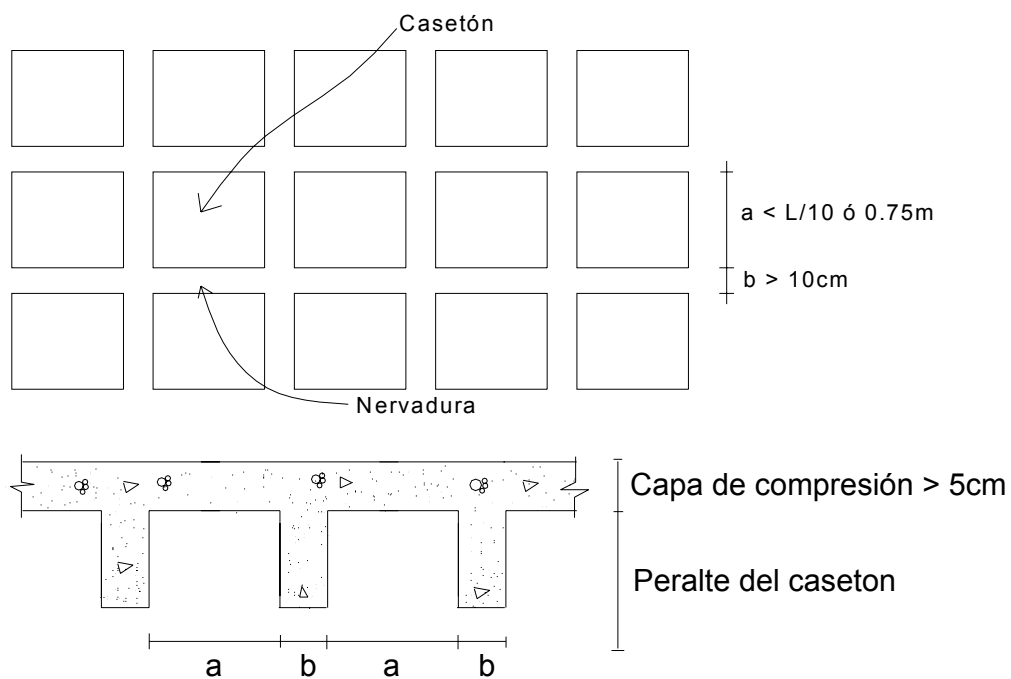


Se utiliza en casetones, cajones de madera que pueden quedar ahogados en la losa o pueden ser recuperables para reutilizar o no.

4. Bloque de Vidrio.
5. Bloque de Barro.

➤ **Especificaciones para losas nervadas:**

- La distancia entre nervaduras no será mayor de 75 cm.
- El ancho de las nervaduras no será menor de 10 cm.
- El patín de compresión no deberá tener un espesor menor de 5 cm.
- El peralte de las nervaduras no será mayor de 3 veces el ancho.



Por economía:  $N \leq 15$  cm

Y las nervaduras que pasan sobre las columnas: Ancho  $\leq 2N$  ó 40cm

## **CAPÍTULO 8**

### **DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN**

Se la llama cimentación a la estructura o parte de la misma, destinada a soportar el peso de la construcción que gravita sobre ella y lo transmite sobre el terreno en que se encuentra desplantada, en una forma segura y sin que se produzcan fallas o deformaciones excesivas en el terreno.

Toda construcción o estructura deberá ser soportada por una cimentación adecuada y apropiada que satisfaga todas las medidas de seguridad. Es recomendable hacer un análisis del terreno y calcular el peso de la construcción antes de decidir el tipo de cimentación a emplear.

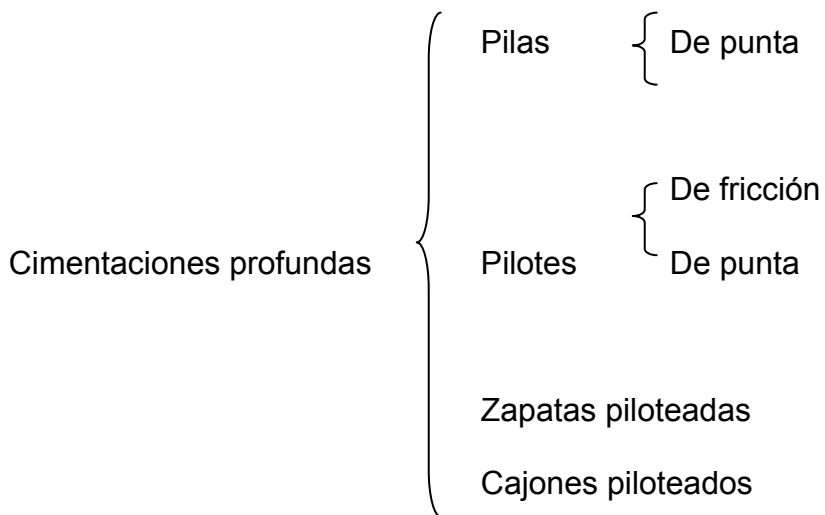
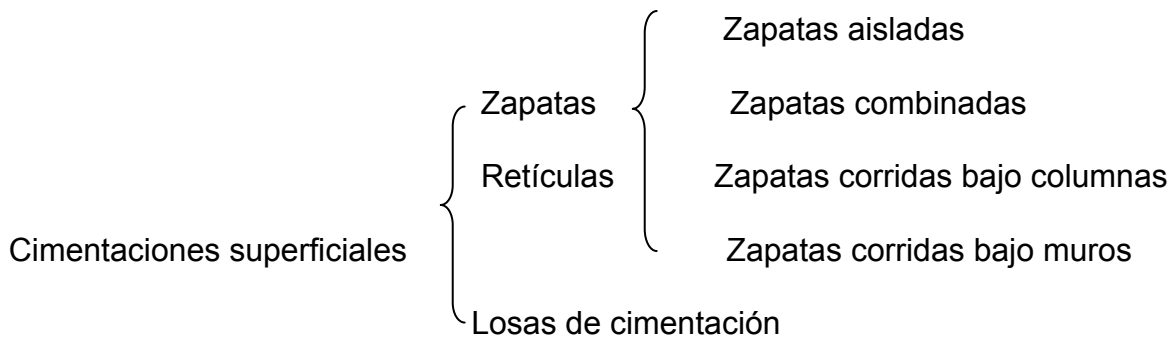
La cimentación es la parte más importante de la construcción y en la cual no debe ahorrarse en materiales ni en cuidados.

Las cimentaciones de un edificio debe cumplir con:

- Transmitir al terreno las cargas estáticas.
- Transmitir las cargas dinámicas.
- Que los asentamientos no superen los límites admisibles.
- Prevenir los asentamientos por sobreconsolidación.
- Prevenir la licuefacción del suelo en caso de sismos.
- Trabajar en conjunto, limitando los desplazamientos diferenciales, horizontales y verticales, entre los apoyos.

### 8.1. Clasificación de las cimentaciones.

Según Sánchez (2005) la forma más común de clasificar las cimentaciones es en función de la profundidad de los estratos resistentes de suelos, las cimentaciones se clasifican en cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas



## 8.2. Zapatas.

Las zapatas son cimentaciones superficiales que se usan cuando las descargas de la estructura son relativamente pequeñas y tenemos a poca profundidad un estrato con la capacidad de carga y rigidez necesarias para aceptar las presiones transmitidas por la cimentación sin que ocurran fallas o hundimientos excesivos.

Los tipos de zapatas pueden ser:

a) Por su forma de trabajar:

- Aisladas.
- Combinadas.
- Continúas bajo columnas.
- Continúas bajo muros.
- Arriostradas.

b) Por su morfología:

- Macizas.

Que a su vez pueden ser.

- ❖ Rectas.
- ❖ Escalonadas.
- ❖ Piramidales.
- ❖ Aligeradas.

Por la relación entre sus dimensiones (lo que condiciona su forma de trabajo).

- Rígidas. En las que el vuelo es menor o igual a dos veces el peralte.
- Flexibles. En las que el vuelo es mayor a dos veces el canto.

c) Por la forma:

- Rectangulares
- Cuadradas
- Circulares
- Poligonales.

### **8.3. Zapatas aisladas.**

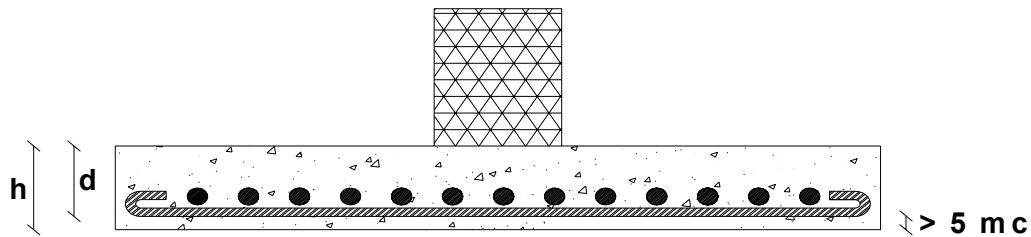
Las zapatas aisladas son elementos estructuras, generalmente cuadradas o rectangulares y mas raramente circulares, que se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir la carga de estas al terreno a una mayor área, para lograr una presión apropiada.

En zonas de riesgo sísmico es conveniente unir las zapatas por medio de trabes de liga, cuya función es lograr que la estructura se mueva en conjunto ante la acción de los posibles desplazamientos horizontales del terreno. No se pretende que estas vigas absorban momentos flexionantes considerables, sino fuerzas axiales. Por ello se diseñan para que su capacidad de carga axial de tensión sea por lo menos igual al 10% de la carga máxima transferida por las columnas que se unen.

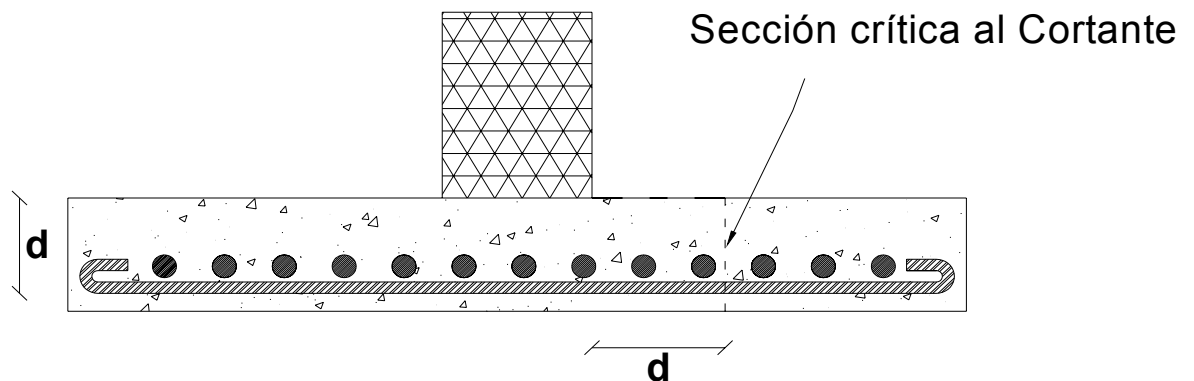
#### **8.3.1 Criterios para el diseño de zapatas.**

A) Los esfuerzos en el suelo no deben sobrepasar los esfuerzos admisibles.

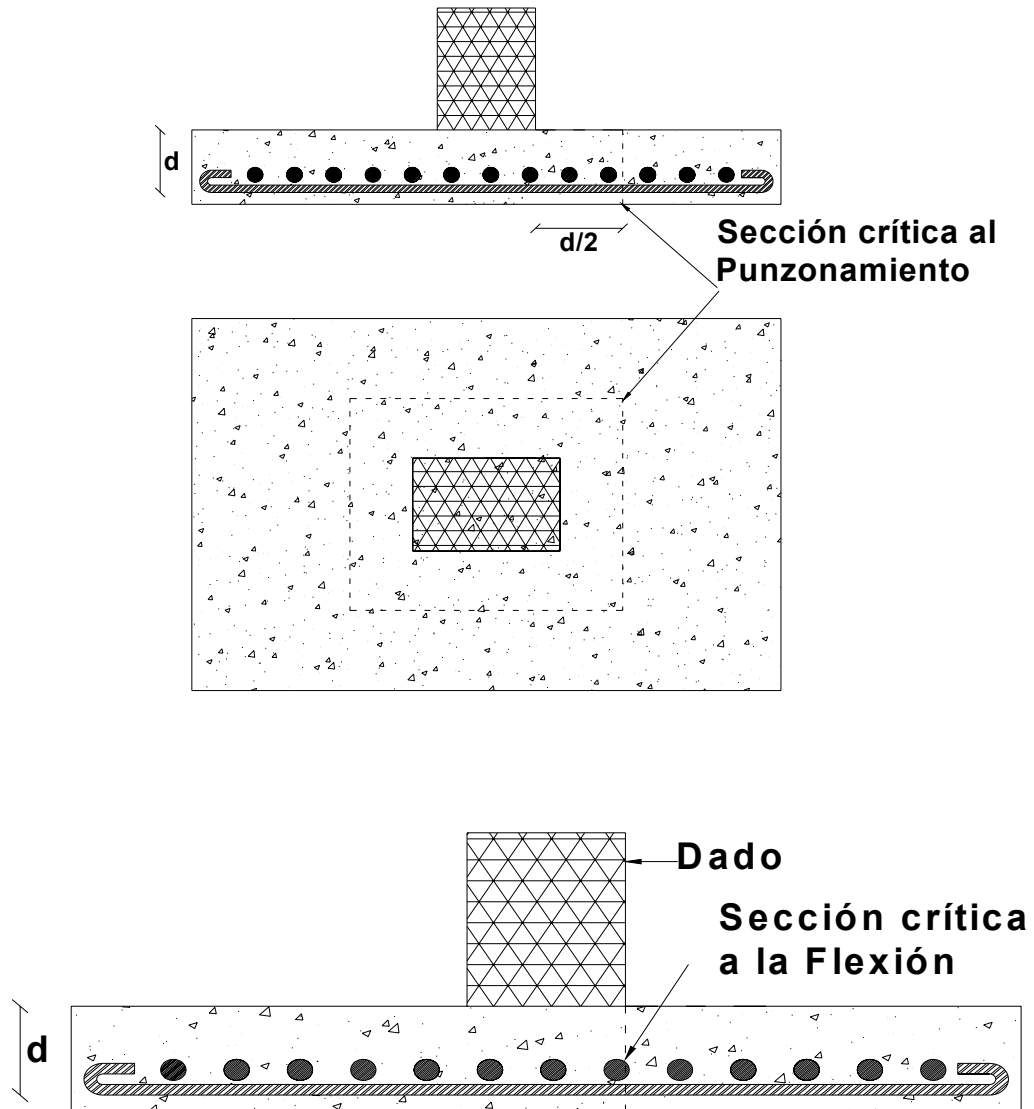
- B) Cuando las combinaciones de carga incluyan el efecto de solicitaciones accidentales como sismos y viento, los esfuerzos admisibles pueden incrementarse en un 33.3%.
- C) El recubrimiento mínimo para el acero cuando la zapata este en contacto directo con el terreno es de 7.5 cm, y 5.0 cm cuando se tenga una plantilla de cimentación.



- D) Las zapatas deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes en cada dirección independientemente, tomando la sección crítica a una distancia  $d$  desde la cara de las columnas, los dados o elementos verticales.

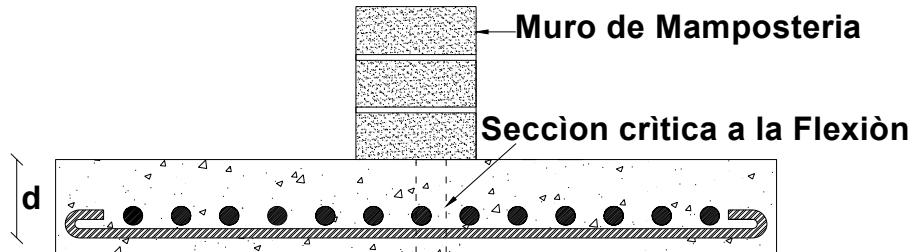


- E) Las zapatas deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes de punzonamiento o penetración, tomando como sección crítica a aquella que se ubica a una distancia  $d/2$  alrededor del elemento vertical de carga (columna, dado, muro, etc.).



- F) La sección crítica de flexión en una dirección se ubicará en las caras de los elementos verticales de carga.
- G) En cimentaciones de muros de mampostería, la sección crítica de diseño a la flexión se considerará ubicada en la mitad, entre el eje medio y el borde del

muro. En zapatas reforzadas en una dirección y en zapatas rectangulares reforzadas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a través del ancho total de la zapata.



#### 8.4. Diseño de zapatas aisladas.

##### 8.4.1. zapatas aisladas sujetas a carga axial.

1. Cálculo de la Descarga Total de la Cimentación.

$$P_T = P + W_S$$

donde:  $P_T = \text{descarga total}$

**P = descarga de la superestructura**

$W_S = \text{peso propio supuesto de la zapata (se propone de } 0.2P \text{ a } 0.3P)$

$$W_S = \begin{cases} 0.2P \rightarrow D_f \leq 1.5m \\ 0.3P \rightarrow D_f > 1.5m \end{cases}$$

Siendo  $D_f$  la profundidad de cimentación.



2. Dimensionamiento de la Zapata.

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

donde:  $A_z = \text{área de la zapata}$

$q_r = \text{esfuerzo de diseño del terreno}$

3. Cálculo de las Presiones de Contacto.

$$q = \frac{P_T}{A_z} \leq q_r$$

donde:  $q = \text{presión de contacto del terreno}$

4. Cálculo de la Presión Neta Última.

$$q_n = \frac{P}{A_z} \quad ; \quad q_{nu} = Fc(q_n)$$

donde:  $q_n = \text{presión neta del terreno}$

$q_{nu} = \text{presión neta última del terreno}$

$Fc = \text{factor de carga}$   $\left\{ \begin{array}{l} 1.5 \rightarrow (CM + CV) \text{ Estructura tipo A} \\ 1.4 \rightarrow (CM + CV) \text{ Estructura tipo B} \\ 1.1 \rightarrow (CM + CV + CA) \end{array} \right.$

(Art. 194. RCDF)

5. Cálculo del Peralte Necesario para Resistir Cortante como Viga Ancha.

$$d = \frac{q_{nu} \ell}{v_{CR} + q_{nu}}$$

donde:  $d = \text{peralte}$

$$\ell = \text{vuelo de la zapata} \quad \ell = \frac{L - C_1}{2}$$

$C_1 = \text{dimensión más larga del dado}$

$v_{CR} = \text{esfuerzo cortante resistente del concreto}$

$$v_{CR} = 0.5F_R\sqrt{f^*c} \quad (2.5.1.2 \text{ NTC pag. 21})$$

$$F_R = \text{factor de resistencia} = 0.8 \quad (1.6 \text{ NTC pag. 16})$$

$$\therefore v_{CR} = 0.4\sqrt{f^*c}$$

#### 6. Cálculo del Peralte Necesario para Resistir Cortante por Penetración.

Se obtiene resolviendo la siguiente ecuación cuadrática:

$$[q_{nu} + 4v_{CR}]d^2 + [(q_{nu} + 2v_{CR})(C_1 + C_2)]d + q_{nu}C_1C_2 - Pu = 0$$

donde:  $d = \text{peralte}$

$v_{CR} = \text{resistencia de diseño del concreto}$

$$v_{CR} = F_R\sqrt{f^*c} \quad \text{ó} \quad F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f^*c} \quad (2.5.9.3 \text{ NTC pag. 26})$$

$$F_R = 0.8 \quad \text{para CM+CV}$$

$$F_R = 0.7 \quad \text{para CM+CV+CA}$$

$C_1 = \text{dimensión mayor del dado}$

$C_2 = \text{dimensión menor del dado}$

$$Pu = \text{carga última aplicada} \quad Pu = Fc (P)$$

De los dos peraltes calculados en los pasos 5 y 6 se toma el mayor, y se calcula el espesor total como:

$$H = d + \text{recubrimiento}$$

- Comprobación de que el peso propio supuesto no exceda al peso real

$$W_{plantilla} = B \times L \times \text{Espesor} \times \text{Peso volumétrico del material}$$

$$W_{losa} = B \times L \times \text{Espesor} \times \text{Peso volumétrico del material}$$

$$W_{dado} = C_1 \times C_2 \times \text{Altura} \times \text{Peso volumétrico del material}$$

$$W_{relleno} = [(B \times L) - (C_1 \times C_2)] \times \text{Altura} \times \text{Peso volumétrico del material}$$

El peso propio supuesto no debe exceder al peso real en más de un 10%, es decir:

$$W_S \geq 1.1 W_{real}$$

## 7. Diseño por Flexión.

Se calcula el acero necesario para el lado largo y para el lado corto

$$\rho = \frac{f''c}{fy} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R bd^2 f''c}} \right] \quad ; \quad A_s = \rho bd$$

donde:

$\rho$  = porcentaje de acero

$A_s$  = área de acero necesaria

$b$  = ancho de la sección (se toma un ancho unitario de  $1m = 100cm$ )

$d$  = peralte de la sección

$$Mu = \text{momento último} \quad : \quad Mu = \frac{q_{nu} \ell^2}{2}$$

Una vez obtenida el área de acero necesaria se elige el diámetro de las varillas que se van a utilizar y se calcula la separación a la que se van a colocar:

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

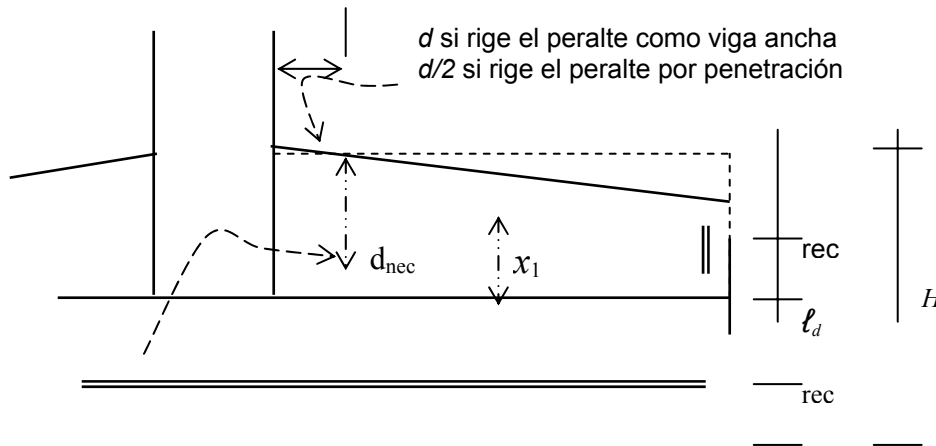
Donde:

$s$  = separación entre varillas

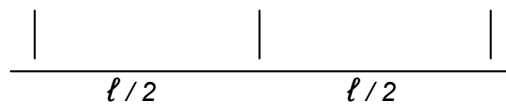
$a_0$  = área de acero de una varilla

- Economía del concreto

Se puede economizar concreto dando pendiente a la zapata, siempre y cuando se cumpla con el peralte necesario en la sección crítica y con el recubrimiento mínimo en el extremo.



Sección crítica al  
cortante



## 8. Acero por temperatura

Cuando el espesor total ( $H$ ) de la zapata sea mayor que 30 cm se recomienda colocar acero por temperatura en el lecho superior. La cantidad de acero por temperatura se calcula con la siguiente expresión:

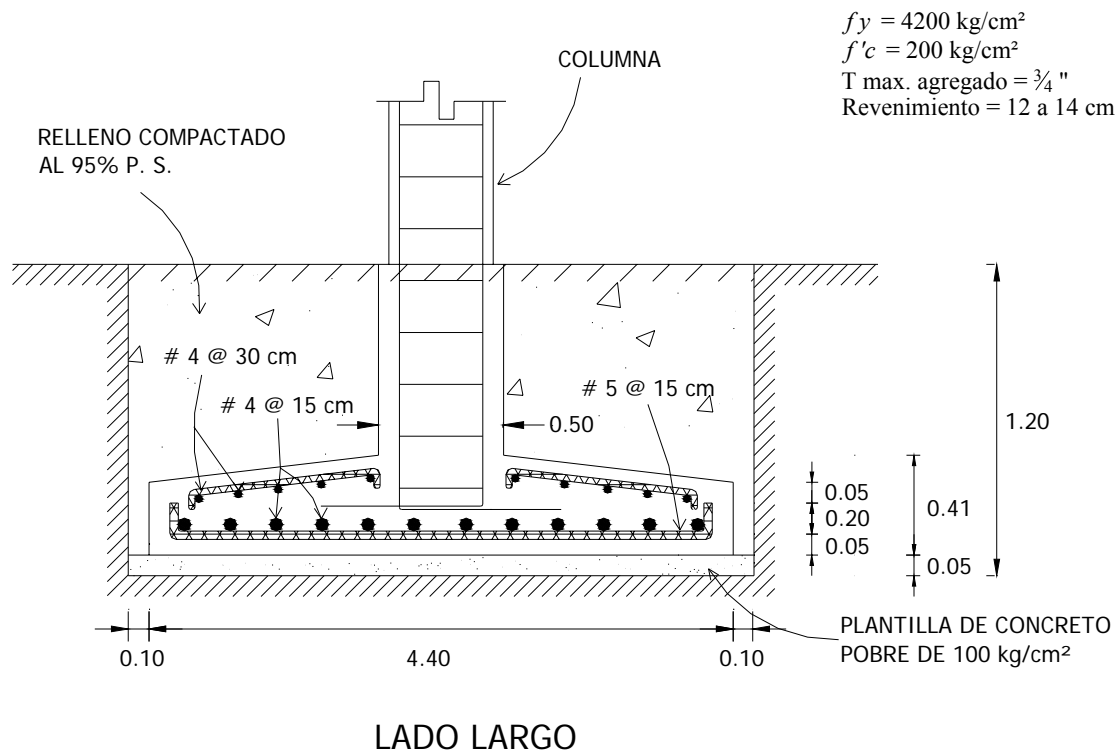
$$A_{ST} = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} (1.5)(1.5) (100) \quad (\text{pág. 42 NTC-2002})$$

Donde:

$x_1$  = dimensión media del miembro medida perpendicularmente al refuerzo principal.

Si  $x_1$  no excede de 15 cm, el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si  $x_1$  es mayor que 15 cm, el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

## 9. Croquis de armado (ejemplo)



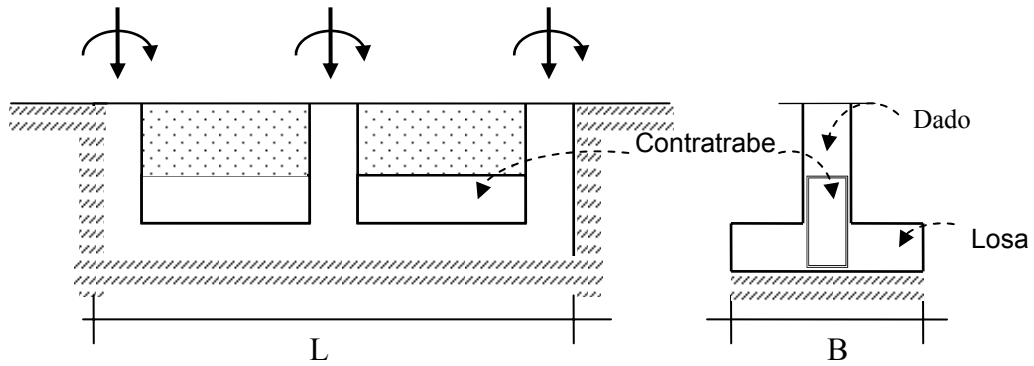
### **8.5. Diseño de zapatas corridas.**

Las zapatas corridas son elementos estructurales análogos a las zapatas aisladas, en los que la longitud supera en mucho al ancho. Soportan varias columnas o un muro y pueden ser de concreto reforzados o de mampostería, en el caso de cimientos que transmiten cargas no muy grandes. La zapata corrida es una forma evolucionada de la zapata aislada, en el caso de que el suelo ofrezca una resistencia baja, que obligue al empleo mayores áreas de repartición o en el caso de que se deban transmitirse al suelo grandes cargas.

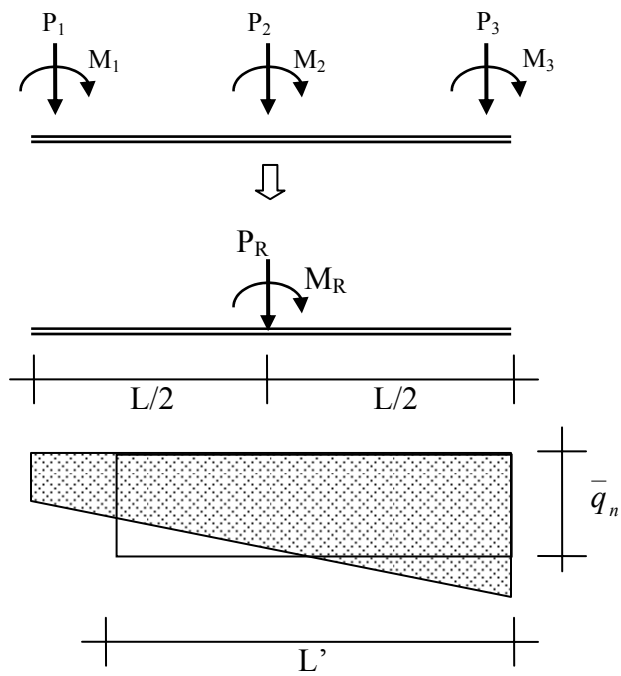
Las zapatas corridas se usan cuando cuando:

- 1- Se trata de cimentar un elemento continuo, como por ejemplo un muro.
- 2- Se busca homogeneizar los asentamientos de una alineación de columnas.
- 3- Se quieren reducir los esfuerzos en el terreno.
- 4- Para puentear defectos y heterogeneidades del terreno
- 5- Por la proximidad de zapatas aisladas, resulta más sencillo realizar una zapata corrida.

### 8.5.1. Zapatas corridas bajo columnas.



Se hace la siguiente consideración:



1. Cálculo de la Descarga Total de la Cimentación.

$$P_T = P + W_S$$

donde:  $P_T =$  descarga total

$P =$  descarga de la superestructura

$W_S =$  peso propio supuesto de la zapata

$$\text{se propone } W_S = \left( \frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) BLD_f$$

$D_f =$  profundidad de cimentación

$\gamma_c =$  peso volumétrico del material de la zapata

$\gamma_s =$  peso volumétrico del suelo

2. Dimensionamiento de la Zapata.

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

$$A_z = BL'$$

$$L' = L - 2e$$

$$e = \frac{M}{P + W_S}$$

3. Cálculo de las Presiones de Contacto.

$$q = \frac{P_T}{BL'} \leq q_r$$

donde:  $q =$  presión de contacto del terreno

4. Cálculo de la Presión Neta Última.

$$q_n = \frac{P}{BL'} \quad ; \quad q_{nu} = Fc(q_n)$$

donde:  $q_n =$  presión neta del terreno

$q_{nu} =$  presión neta última del terreno



$$F_c = \text{factor de carga} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.5 \rightarrow (CM + CV) \text{ Estructura tipo A} \\ 1.4 \rightarrow (CM + CV) \text{ Estructura tipo B} \\ 1.1 \rightarrow (CM + CV + CA) \end{array} \right. \quad (\text{Art. 194. RCDF})$$

## 5. Diseño de la Losa.

a) Por cortante:

$$d = \frac{q_{nu} \ell}{v_{CR} + q_{nu}}$$

donde:  $d = \text{peralte}$

$$\ell = \text{vuelo de la zapata} \quad \ell = \frac{B - c}{2}$$

$c = \text{ancho de la contratrabe}$

$v_{CR} = \text{esfuerzo cortante resistente del concreto}$

$$v_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f^* c} \quad (2.5.1.2 \text{ NTC pág. 21})$$

$$F_R = \text{factor de resistencia} = 0.8 \quad (1.6 \text{ NTC pág. 16})$$

$$\therefore v_{CR} = 0.4 \sqrt{f^* c}$$

- Espesor total.

$$H = d + \text{recubrimiento}$$

- Revisión del peso real.

b) Por flexión:

Se calcula el refuerzo en el sentido transversal y en el longitudinal se coloca el refuerzo mínimo por temperatura.

$$Mu = \frac{q_{mu} \ell^2}{2}$$

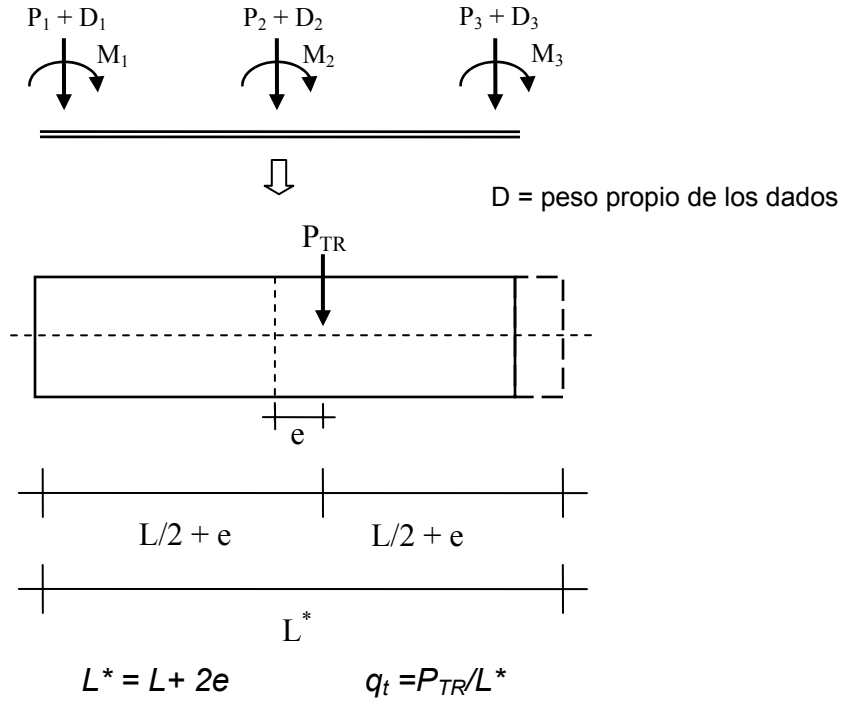
$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f''c}} \right] \quad ; \quad A_s = \rho b d$$

Una vez obtenida el área de acero necesaria se elige el diámetro de las varillas que se van a utilizar y se calcula la separación a la que se van a colocar:

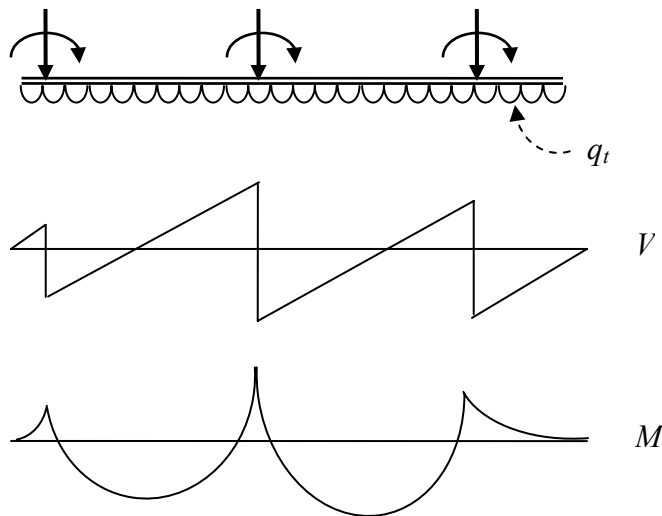
$$s = \frac{100a_0}{A_s}$$

#### 6. Diseño de la Contratrabe.

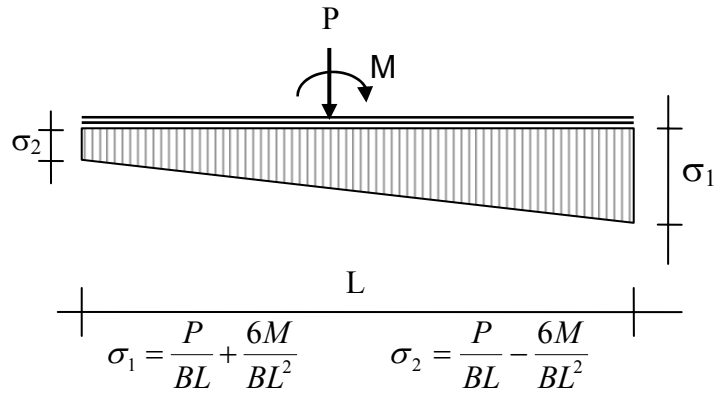
Para facilitar el diseño de la contratrabe se recomienda que de ser posible se modifique la dimensión L de la zapata para que la resultante de las cargas quede en el centro de gravedad, y así tener una presión uniforme.



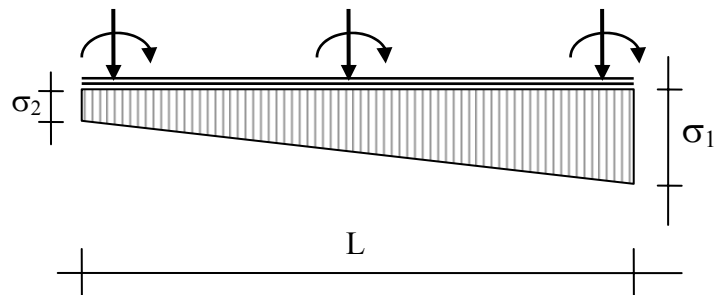
Se diseña como una viga continua con una carga uniformemente distribuida.



Cuando no se tiene la posibilidad de modificar la dimensión del lado L se tendrá una distribución de presiones lineal.



La viga continua tendrá una carga trapezoidal en lugar de uniformemente repartida, lo cual hace más laborioso el cálculo de los diagramas de cortante y momento.



## 8.6. Losa de cimentación.

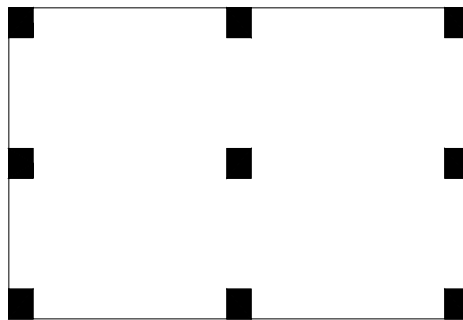
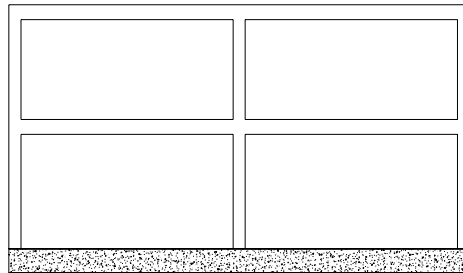
Las losas de cimentación se emplean en suelos pocos resistentes, para integrar superficialmente la cimentación de varias columnas. Cuando la superficie de cimentación supera el 66% del área total, es recomendable utilizar losas de cimentación.

Cuando son insuficientes otros tipos de cimentación o se prevean asentamientos diferenciales en el terreno, se aplica una cimentación por losas.

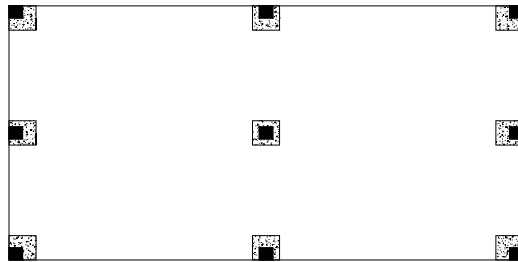
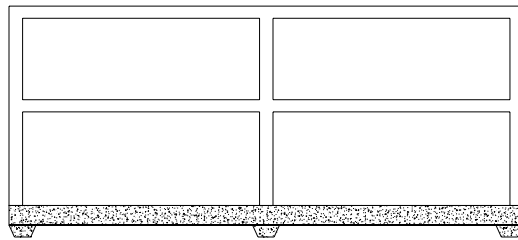
También es frecuente su aplicación cuando la tensión admisible del terreno es menor de  $0.8 \text{ Kg/cm}^2$

Las losas de cimentación pueden ser de varios tipos, los más comunes son:

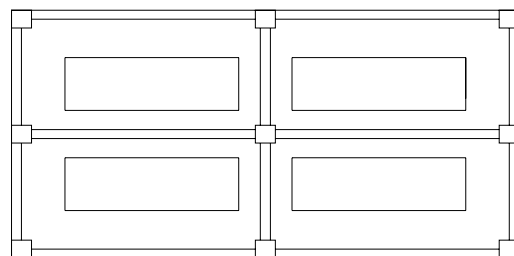
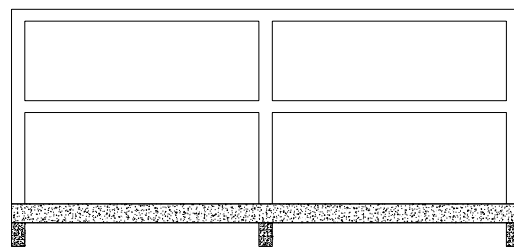
- a) Losa plana de espesor uniforme.



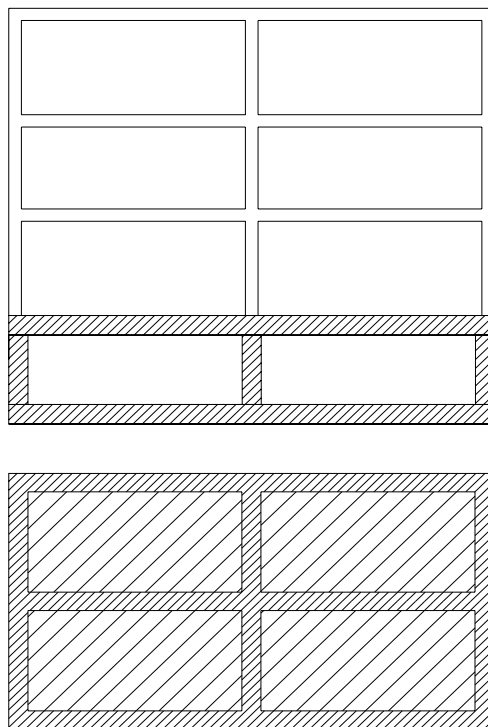
b) Losa plana con mayor espesor bajo columnas



c) Retícula.



d) Losa con muro sótano (cajón de cimentación).



## **CAPÍTULO 9**

### **METODOLOGÍA.**

El presente estudio se desarrolló partiendo del análisis y cálculo estructural de una casa habitación, para posteriormente realizar el dimensionamiento de los elementos mecánicos que intervendrán en el estudio en cuestión.

Después fue preciso recurrir a la investigación documental para recopilar la información teórica que soportara la revisión de dicho estudio. Así, fue necesario establecer el encuadre metodológico para definir el alcance e instrumentos de recopilación de datos.

Posteriormente se realizó el análisis estructural con la ayuda de los programas Autocad, y Staad, los resultados se capturaron en una hoja de cálculo diseñada en el programa computacional llamado Excel, para posteriormente los resultados obtenidos se vaciaron a planos estructurales en el programa Autocad y se contrastó con la teoría recabada, haciendo un análisis minucioso del proyecto hasta establecer las conclusiones que dieran cumplimiento al objetivo de investigación de esta tesis.

#### **9.1 Método empleado.**

El método a emplear en la investigación fue el método científico deductivo, ya que éste presenta la característica de ir de lo general a lo particular. Este método parte de datos generales aceptados como verdaderos, para inferir, por medio del razonamiento lógico, varias suposiciones. El método deductivo consta de las siguientes etapas:

- Determinar los hechos más importantes, del fenómeno por analizar.
- Deduce las relaciones constantes de naturaleza que dan lugar al fenómeno.



- Con base en las deducciones anteriores, se formula una hipótesis.
- Del proceso anterior se deducen leyes.

Dentro del método deductivo se encuentra el método matemático – analítico que aplica a nuestra investigación:

a) Método matemático.- Es en el que se comparan cantidades para obtener nociones derivadas, de importancia, valor económico y capacidad.

“En cualquier investigación que asiente números de relaciones constantes, variedad de hipótesis, diversidad de comprobaciones y éstas se tomen en cuenta para afirmar o negar algo, se está aplicando el método cuantitativo” (Mendieta,2005;49).

b) Método analítico.- Este método “distingue los elementos de un fenómeno y permite revisar ordenadamente cada uno de ellos por separado, como lo hace la física, la química y la biología, disciplinas que lo aplican, para luego, a partir de él y de la experimentación de un gran número de casos, establecer leyes universales”. (Jurado,2005;2).

## **9.2 Enfoque de la investigación.**

El enfoque de la investigación será de carácter cuantitativo, ya que ofrece la posibilidad de generalizar los resultados más ampliamente, otorga el control sobre los fenómenos y un punto de vista de conteo y magnitudes de éstos. De la misma forma, brinda una gran posibilidad de réplica y un enfoque sobre puntos específicos de tales fenómenos, además de que facilita la comparación entre estudios similares.

Otra característica por la que se aplicaran los métodos cuantitativos es por que son los más usados por las ciencias llamadas “exactas” como son la Física, la Química y Biología.

### **9.2.1 Alcance.**

Si se ha decidido, una vez hecha la revisión de la literatura, que la investigación vale la pena y se debe realizar, el siguiente paso consiste en visualizar el alcance del estudio a efectuar.

En los estudios cuantitativos como en este caso esto ocurre antes de elaborar la o las hipótesis, definir o elegir un diseño de investigación y recolectar datos.

El diseño, los datos que se recolectan, la manera de obtenerlos, el muestreo y otros componentes del proceso de investigación son distintos en estudios exploratorios, descriptivos, correlacionales y explicativos, trátase de investigaciones cuantitativas, cualitativas o mixtas.

Para la investigación se realizarán estudios descriptivos; estos por lo general fundamentan las investigaciones correlacionales, las cuales a su vez proporcionan información para llevar a cabo estudios explicativos que generan un sentido de entendimiento y son altamente estructurados.

Como menciona Danhke (1989), los estudios descriptivos buscan especificar las propiedades, las características y los perfiles importantes de personas, grupos, comunidades o cualquier otro fenómeno que se someta a un análisis.

Miden, evalúan o recolectan datos sobre diversos aspectos, dimensiones o componentes del fenómeno a investigar.

Estos estudios pretenden medir o recoger información de manera independiente o conjunta sobre los conceptos o las variables a las que se refieren. Desde luego, pueden integrar las mediciones o información de cada una de dichas variables o conceptos para decir cómo es y cómo se manifiesta el fenómeno de interés; su objetivo no es indicar cómo se relacionan las variables medidas.

### **9.3 Diseño de la investigación.**

Para la investigación corresponde el tipo de diseño no experimental, no obstante para su clasificación los investigadores han tomado los siguientes factores en cuenta: su dimensión temporal o el número de momentos o puntos en el tiempo, en los cuales se recolectan datos.

Según Hernández S. Roberto y Cols. (2004), en algunas ocasiones la investigación se centra en: a) analizar cual es el nivel, estado o la presencia de una o diversas variables en un momento dado; b) evaluar una situación, comunidad, evento, fenómeno o contexto en un punto del tiempo, c) determinar o ubicar cual es la relación entre un conjunto de variables en un momento. En estos casos el diseño apropiado (bajo un enfoque no experimental) es el transversal o transeccional.

Los diseños de investigación transeccional o transversal recolectan datos en un solo momento, en un tiempo único. Su finalidad es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado. Es como tomar una fotografía de algo que sucede.

### **9.4 Instrumentos de recopilación de datos.**

Para la investigación la recopilación de datos se realizo utilizando como instrumentos la investigación documental, la observación cuantitativa y los programas computacionales.

Para los estudios cuantitativos es frecuente que se incluyan varios tipos de de cuestionarios al mismo tiempo que pruebas estandarizadas y recopilación de contenidos para análisis estadístico.

Según Hernández S., Roberto y Cols. (2004), recolectar los datos implica:

- a) Seleccionar uno o varios métodos o instrumentos disponibles o desarrollarlos, tanto cuantitativos como cualitativos, dependiendo del enfoque del estudio, del planteamiento del problema y de los alcances de la investigación.
- b) Aplicar los instrumentos.
- c) Preparar las mediciones obtenidas o datos levantados para analizarlos correctamente.

### **9.5 Descripción del procedimiento de investigación.**

El proceso que se siguió para llevar a cabo la investigación fue en primer término la recopilación de datos por medio de la observación en donde se apreciaron las características físicas del proyecto, se trata de una estructura a base de marcos rígidos, donde se analizaron las losa de entrepiso y azotea, diseño de trabes y columnas y se determino el tipo de cimentación mas adecuada.

El diseño de los elementos estructurales fue respaldado por documentación oficial así como reglamentos de construcción y normas técnicas.

Una vez que se obtuvieron todas las bases técnicas se llevó a cabo el diseño de los elementos mecánicos por medio de programas computacionales, los cálculos realizados se efectuaron y plasmaron en por medio efectuados con los programas Autocad y Staad, el primero programa para dibujo de los planos estructurales y arquitectónicos; el segundo es un programa utiliza el método de la rigideces para determinar las fuerza mecánicas que actuaran en los elementos estructurales bajo distintas condiciones de carga.

De esta forma se procedió para llegar al diseño final de este proyecto.

## CAPÍTULO 10

### CÁLCULO Y ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se concretan los resultados por medio de una memoria de cálculo la cual es un procedimiento descrito de forma detallada de cómo se realizó el cálculo y análisis que interviene en el desarrollo de un proyecto estructural,

#### 10.1. Memoria de cálculo

La memoria de cálculo más importante es la memoria de cálculo estructural, en la cual se describen los cálculos y procedimientos que se llevaron a cabo para determinar las secciones de los elementos estructurales, así mismo, esta memoria de cálculo estructural indica cuáles fueron los criterios con los cuales se calcularon todos y cada uno de los elementos estructurales, como son las cargas vivas, las cargas muertas, los factores de seguridad, los factores sísmicos (en su caso), los factores de seguridad por viento (en su caso) y en general todos y cada uno de los cálculos para determinar la estructura.

La principal función de las memorias de cálculo es la revisión por un tercero (que no sea ni el constructor ni el proyectista) para avalar su proyecto frente a un representante avalado por la unidad gubernamental correspondiente.

La memoria de cálculo también sirve para verificar, entender y acatar los criterios de construcción por los que fueron determinadas, en el caso de la memoria de cálculo estructural por ejemplo servirá para verificar la capacidad de

carga de una losa que en un principio fue calculada como bodega y ahora esa losa se quiere usar como cuarto de maquinas en este caso el constructor o el proyectista debería de consultar la memoria de calculo estructural para ver con que capacidad de carga fue calculada esa losa para ver si es o no factible cambiar su uso.

### 10.2. Especificaciones generales

1. El concreto tendrá una calidad de  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  y un agregado máximo de  $\frac{3}{4}$  "así como peso volumétrico de  $2400 \text{ Kg/cm}^2$ .
2. El acero de refuerzo tendrá un limite de fluencia de  $4200 \text{ Kg/cm}^2$ , con excepción de la varilla de  $\frac{1}{4}$  de pulgada cuyo limite de fluencia es de  $2530 \text{ Kg/cm}^2$ .
3. El recubrimiento medido a partir de la superficie externa de la varilla, será de 1.5 veces de su diámetro, pero nunca menor de 2 cm. Cuando se utilicen paquetes de varillas, se usará el diámetro de la varilla más grande para el cálculo anterior.
4. No deberá traslaparse mas del 50% de las varillas en una misma dirección
5. La longitud y traslape de las varillas son las que se indican en la tabla siguiente:

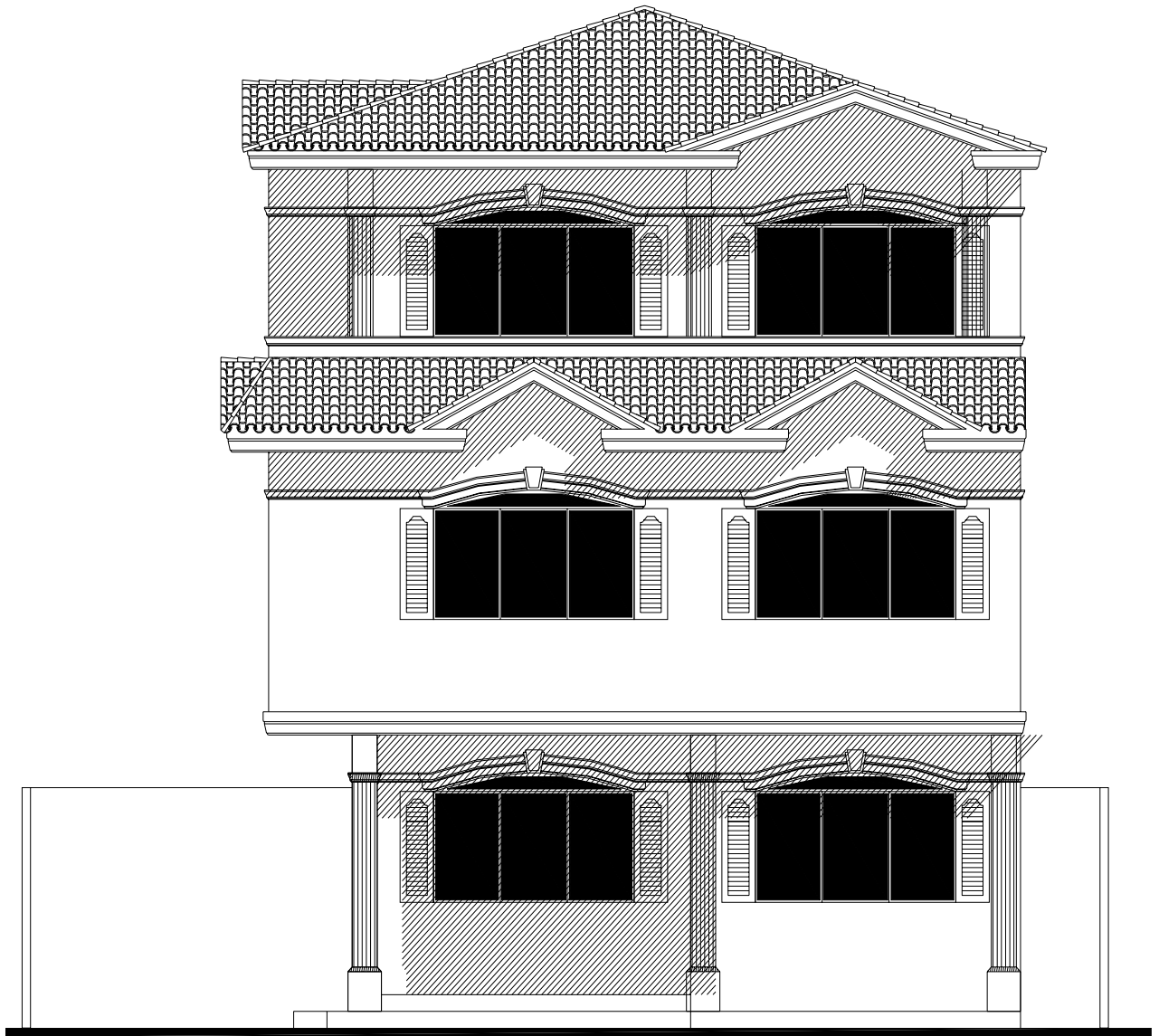
Varilla No	Diámetro (pulg)	Longitud de traslape o anclaje (cm)
3	3/8	35
4	1/2	45
5	5/8	55
6	3/4	70
8	1	115

6. Rematar todos los estribos con un gancho de 10 cm de longitud, doblado con un ángulo exterior mínimo de  $135^\circ$ .
7. La cimentación esta diseñada para una capacidad de carga de acuerdo a lo indicado en el estudio de mecánica de suelos.
8. Se aplicaron los reglamentos de Michoacán y el Distrito federal.

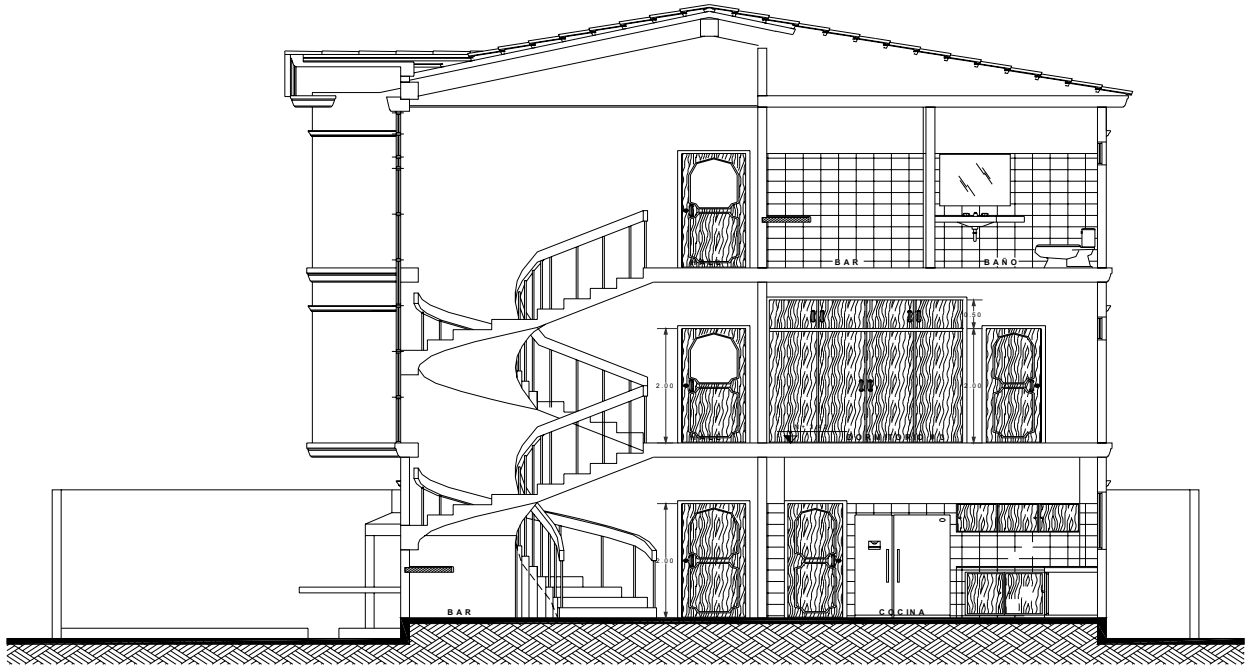
### **10.3. Calculo de elementos mecánicos**

# **PLANTA ARQUITECTÓNICA**

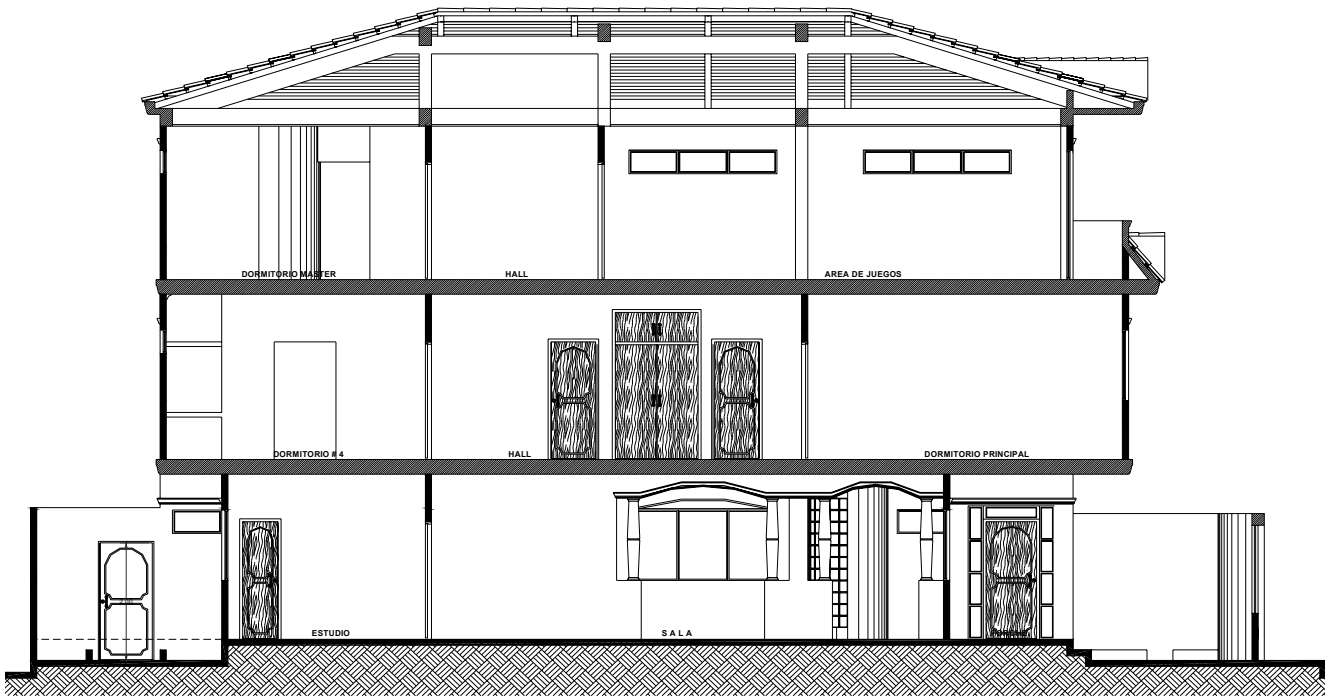




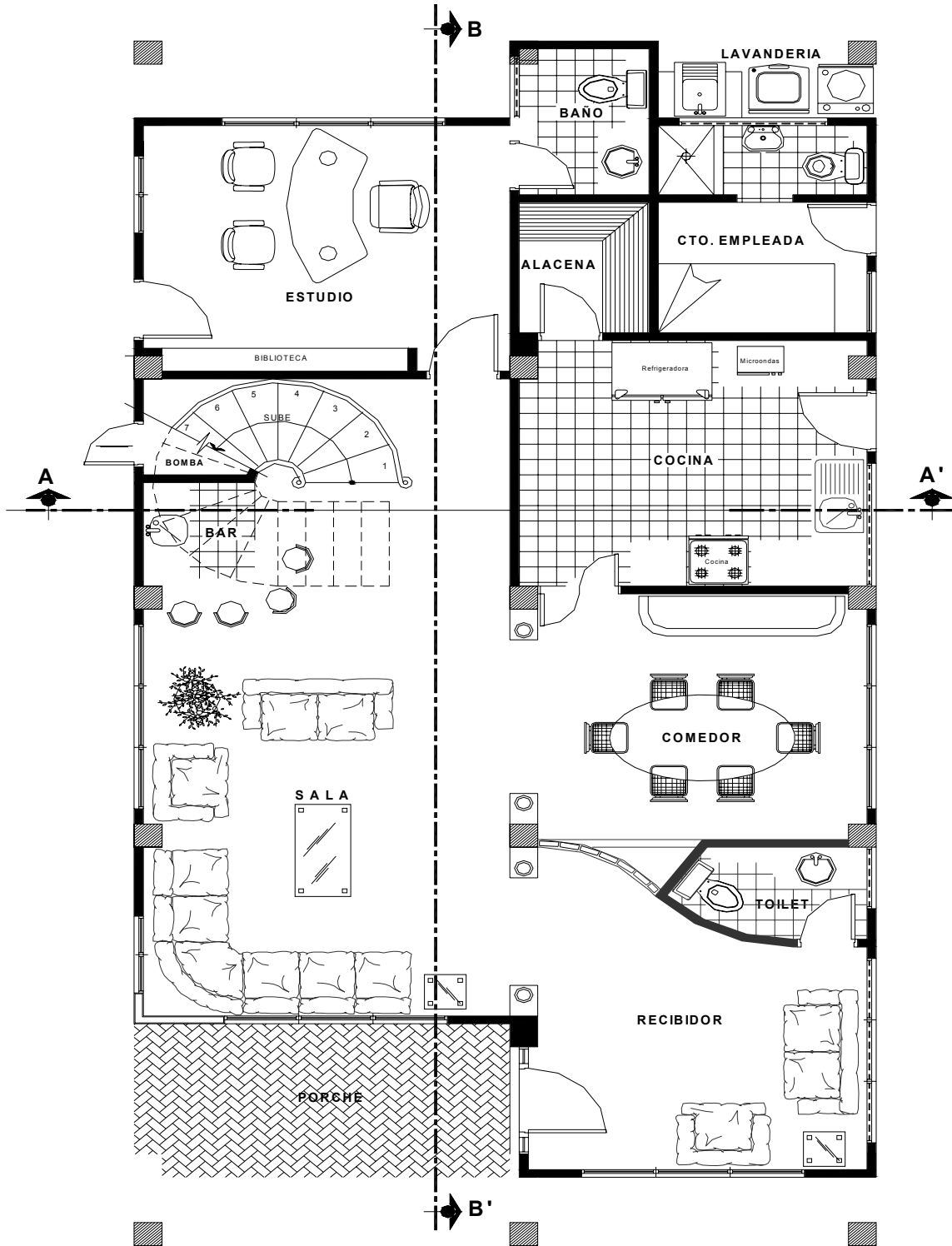
 **FACHADA PRINCIPAL**



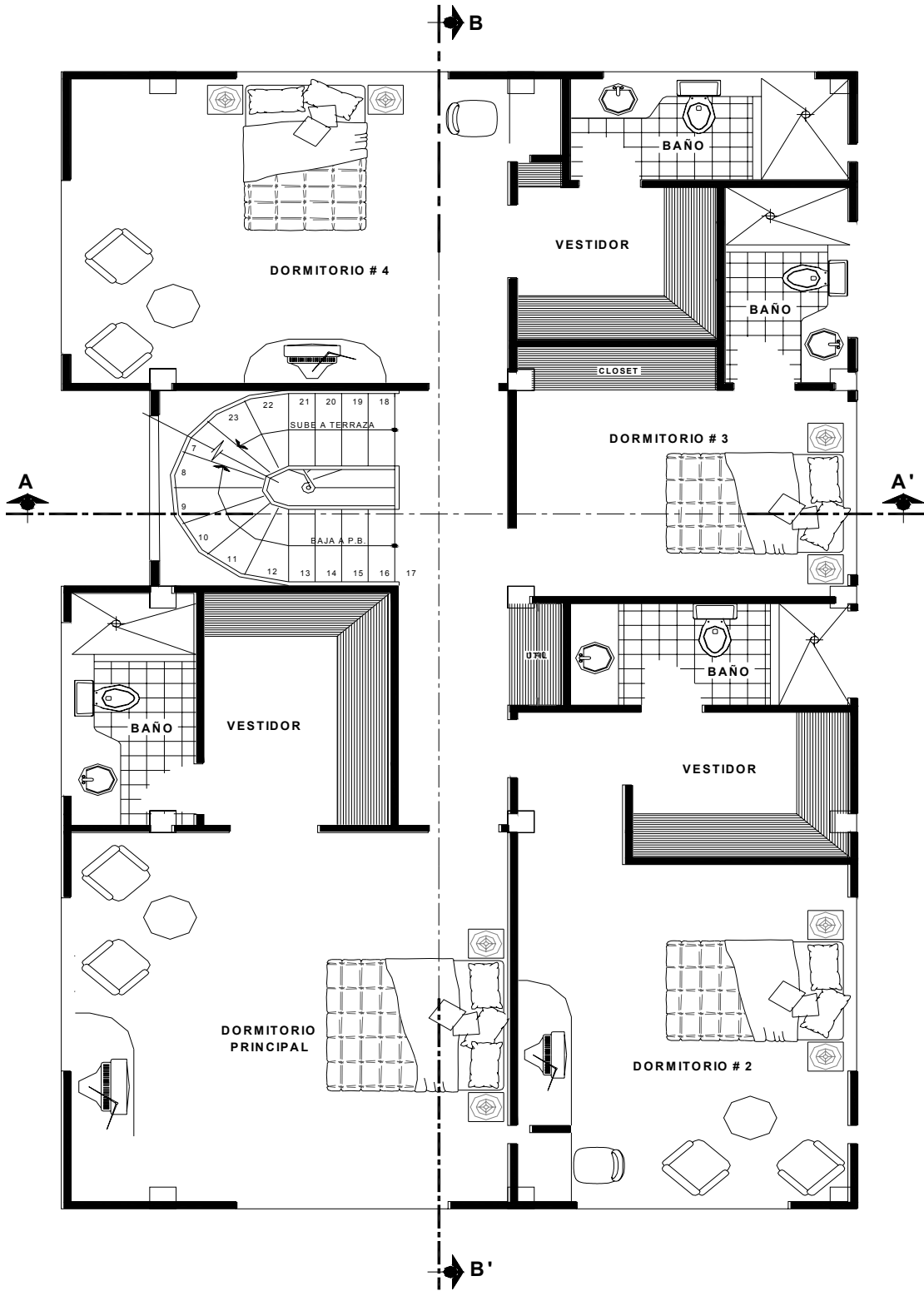
**CORTE A-A'**



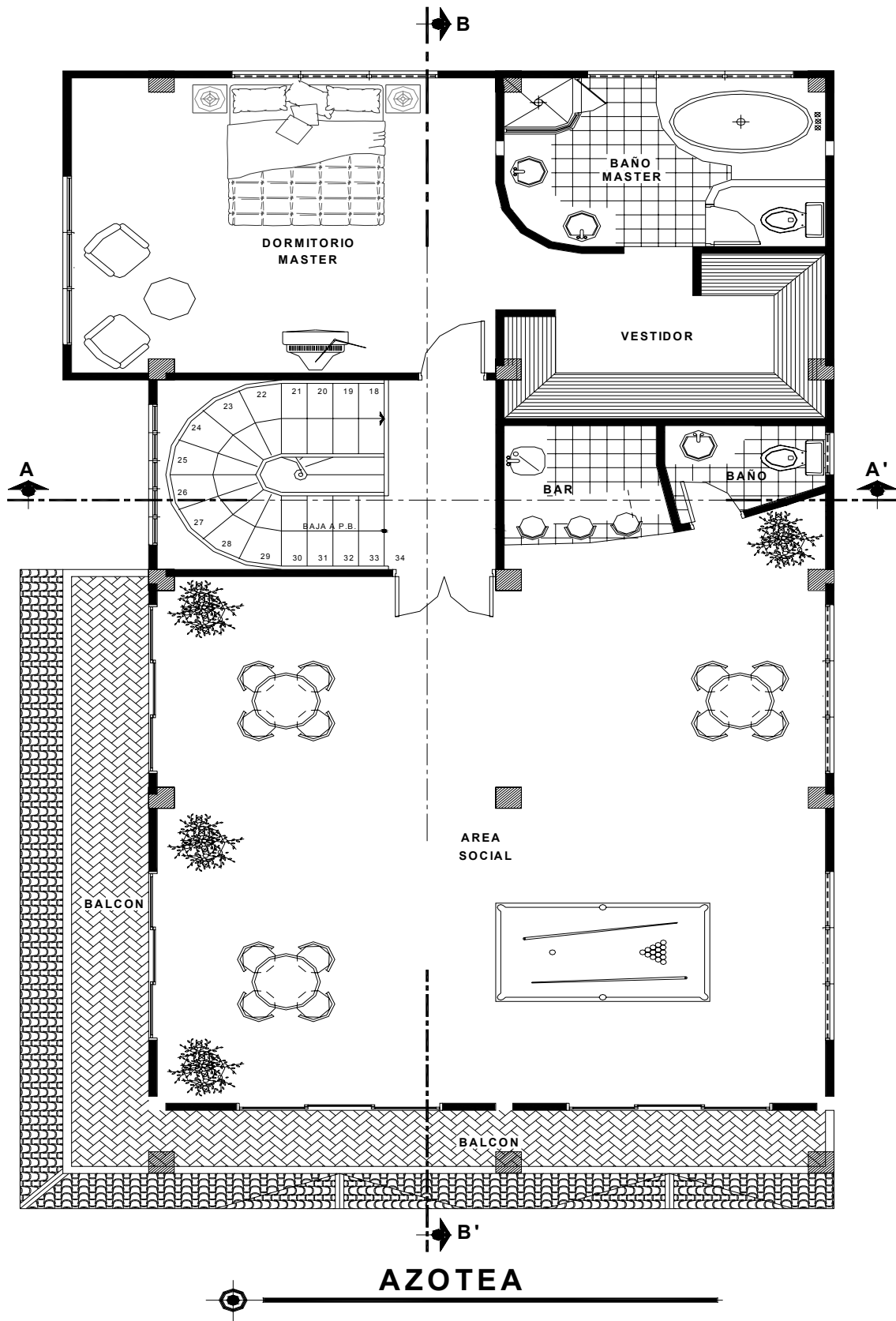
**CORTE B-B'**



**PRIMER PISO**



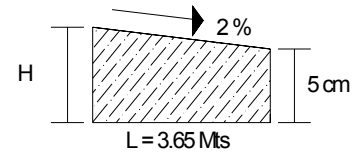
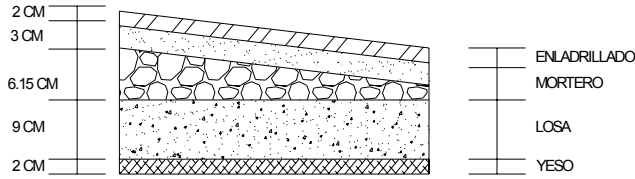
**SEGUNDO PISO**



# DISEÑO DE LOSA DE AZOTEA “PARA TABLERO DE TINACO”

## ANALISIS DE CARGAS

### LOSA DE AZOTEA (TINACO)



$$H = 5 + 0.20(3.65)$$

$$H = 12.3 \text{ cm}$$

$$hm = \frac{12.3}{2} = 6.15 \text{ cm}$$

MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m <sup>3</sup> )	PESO TOT (ton/m <sup>2</sup> )
Enladrillado	0.02	1.5	0.030
Mortero	0.03	2.1	0.063
Relleno	0.062	1.6	0.099
Losa de concreto	0.09	2.4	0.216
Recubrimiento de yeso	0.02	1.5	0.030
<b>SUMA CM =</b>			<b>0.438</b>

### CARGAS DE SERVICIO

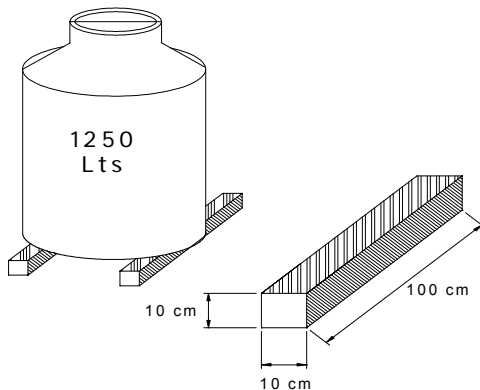
#### Cargas permanentes

$$\begin{aligned} CM &= 0.438 \text{ ton/m}^2 \\ Cad &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \\ CV &= 0.100 \text{ ton/m}^2 \\ CT &= \underline{0.578} \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

#### Cargas permanentes + accidentales

$$\begin{aligned} CM &= 0.438 \text{ ton/m}^2 \\ Cad &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \\ CV &= 0.070 \text{ ton/m}^2 \\ CT &= \underline{0.548} \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

### Peso del tinaco



$$\begin{aligned} \text{Peso propio} &= 0.0270 \text{ ton} \\ \text{Peso del agua} &= 1.2500 \text{ ton} \\ \text{Peso base} &= \underline{0.0440} \text{ ton} \\ &= 1.3210 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\text{Vol} = [1.0(0.10)(0.10) \times 2] = 0.02 \text{ M}^3$$

$$\text{Peso Base} = 0.02 (2.2) = 0.044 \text{ ton}$$

$$W \text{ tinaco} = \frac{Pt}{A \text{ tablero}}$$

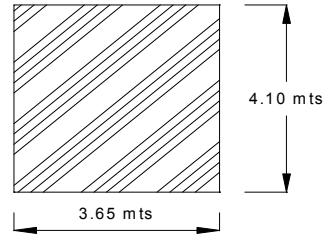
$$W \text{ tinaco} = \frac{1.321}{(3.65)(4.1)} = 0.088 \text{ t/m}^2$$

**Carga total del tablero**

$$W = 0.578 + 0.088 = 0.666 \text{ Ton/M}^2$$

**Revisión del peralte mínimo**

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



**Se tomara el tablero que es el más desfavorable**

$$\text{perimetro} = 1.25 (410 + 410 + 365 + 365) = 1937.5 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = \frac{1937.5}{250} (0.032 \sqrt[4]{2520 \cdot 666}) = 8.93 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor total, H} = d_{\min} + \text{recubrimiento} = 10.93 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Se tomará: } d &= 9 \text{ cm} \\ H &= 11 \text{ cm} \end{aligned}$$

### DISEÑO POR FLEXIÓN

**Datos de diseño**

M (-) =	478	kg-m	f'c =	250	kg/cm <sup>2</sup>
M (+) =	717	kg-m	fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
FR =	0.9		f*c =	200	kg/cm <sup>2</sup>
b =	100	cm	f''c =	170	kg/cm <sup>2</sup>
d =	9	cm			
recubrimiento =	2	cm			

**Para Momento (-) 0.478 Ton-Mt**

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{Frbd^2f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(0.478)(100)(1000)}{(0.9)(100)(9)^2(170)}} = q_{req} = 0.039376$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(fy)} = Pr_{eq} = \frac{(0.039)(170)}{4200} = 0.001594$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = P_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left[ \frac{f''c}{fy} \left[ \frac{4800}{6000 + fy} \right] \right] = p_{\max} = 0.75 \left[ \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] \right] = 0.014286$$



**$\rho < \rho_{min}$ , se usará  $A_{smin}$**

$$\rho \text{ diseño} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(100)(9) = 2.37 \text{ cm}^2 \quad \text{RIGE}$$

**Comparando con el area de acero por temperatura**

$$a_{st} = \frac{660X_1}{4200(100 + X_1)} \quad a_{st} = \frac{660(9)}{4200(100 + 9)} = 0.01298 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{st} = (0.01298 \times 100) = 1.29751 \text{ cm}^2$$

**Para Momento (+) 0.717 Ton-Mt**

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(0.717)(100)(1000)}{(0.9)(100)(9)^2(170)}} = q_{req} = 0.059630$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{f_y} = \rho_{req} = \frac{(0.059)(170)}{4200} = 0.002414$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] \right] = \rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] \right] = 0.014286$$

**$\rho < \rho_{min}$ , se usará  $A_{smin}$**

$$\rho \text{ diseño} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(100)(9) = 2.37 \text{ cm}^2 \quad \text{RIGE}$$

**Comparando con el area de acero por temperatura**

$$a_{st} = \frac{660X_1}{4200(100 + X_1)} \quad a_{st} = \frac{660(9)}{4200(100 + 9)} = 0.01298 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{st} = (0.01298 \times 100) = 1.29751 \text{ cm}^2$$

Proponiendo acero para M (-) y M (+)

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

Proponiendo varilla # 3  $a_o = 0.71$

$$S = \frac{100(0.71)}{2.37} \quad \mathbf{29.96 \quad cm}$$

$$S_{max} \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ cm} \\ 3.5 \text{ XI} \quad 3.5(9) = 31.5 \\ \text{Por armado se usara varilla \# 3 @ 30 cm c.a.c.} \end{array} \right.$$

<b>REVISION POR CORTANTE</b>
------------------------------

**VCR > Vu**

$$V = \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W \quad V = \left( \frac{3.65}{2} - 0.09 \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{3.65}{4.10} \right) 666 = 583.39 \quad \text{kg}$$

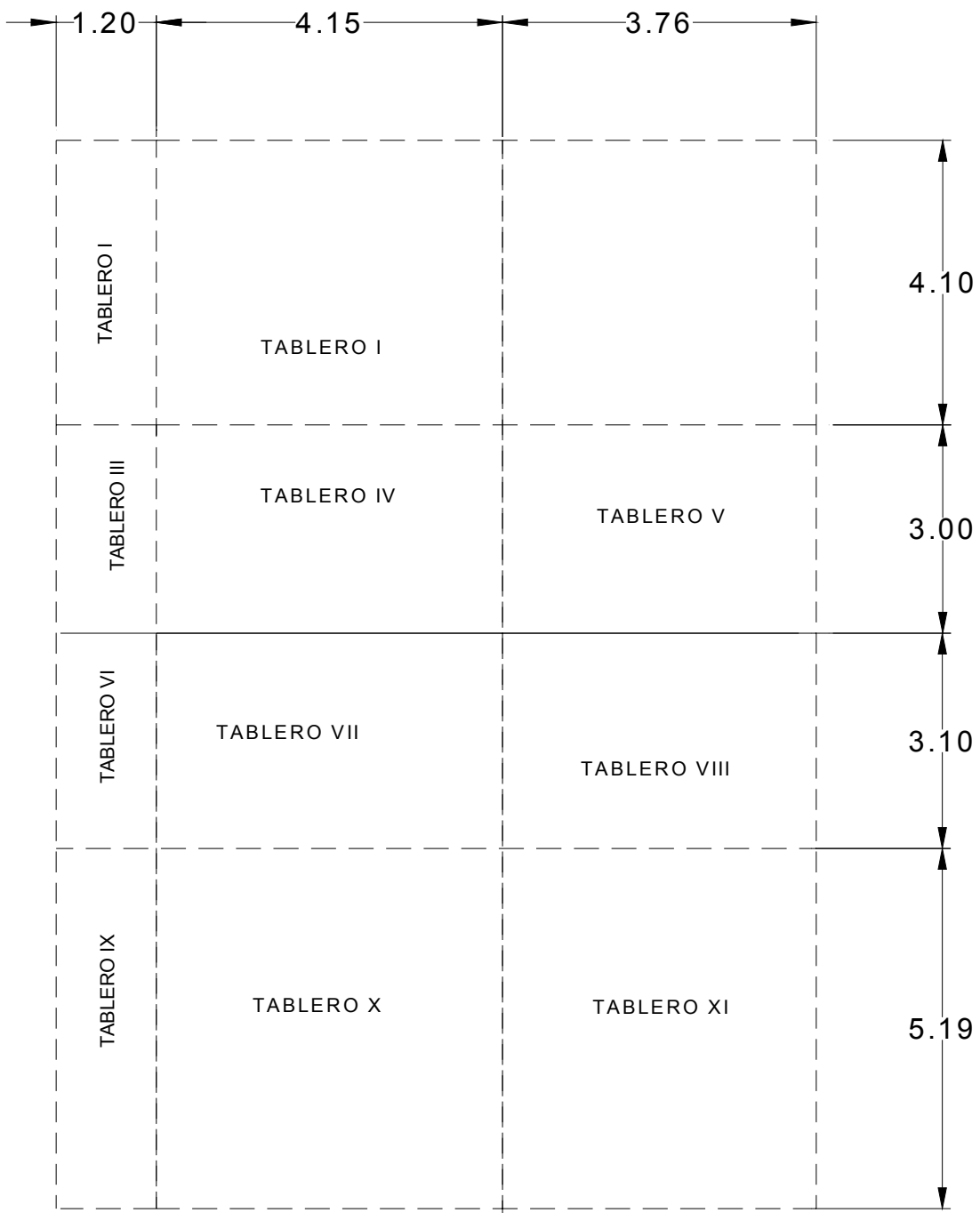
$$V_u = F_c V \quad V_u = 583.39 \times 1.4 = \quad \mathbf{816.75 \quad kg}$$

$$VCR = 0.5 F_r b d \sqrt{f * c}$$

$$VCR = 0.5(0.8)(100)(9)\sqrt{200} \quad \mathbf{5091.17 \quad kg}$$

**VCR > Vu      SE ACEPTA LA LOSA**

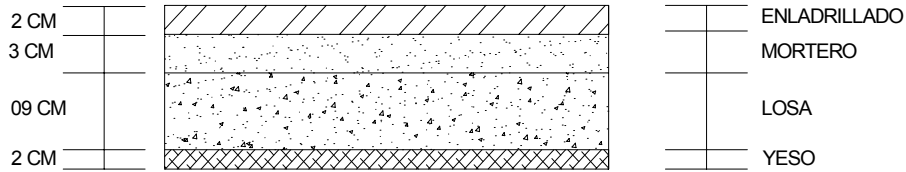
# DISEÑO DE LOSA DE AZOTEA



**LOSA AZOTEA**

## ANALISIS DE CARGAS

### LOSA DE AZOTEA



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m <sup>3</sup> )	PESO TOT (ton/m <sup>2</sup> )
Enladrillado	0.02	1.5	0.030
Mortero	0.03	2.1	0.063
Losa de concreto	0.09	2.4	0.216
Recubrimiento de yeso	0.02	1.5	0.030
<b>SUMA CM =</b>			<b>0.339</b>

### CARGAS DE SERVICIO

#### Cargas permanentes

$$\begin{aligned} \text{CM} &= 0.339 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Cad} &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \\ \text{CV} &= 0.100 \text{ ton/m}^2 \\ \text{CT} &= \underline{0.479} \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

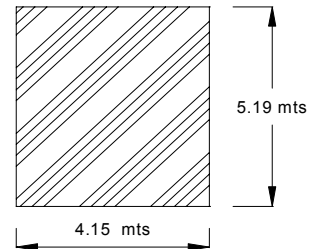
#### Cargas permanentes + accidentales

$$\begin{aligned} \text{CM} &= 0.339 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Cad} &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \\ \text{CV} &= 0.070 \text{ ton/m}^2 \\ \text{CT} &= \underline{0.449} \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

### Revisión del peralte mínimo

$$d_{\min} = \frac{\text{perimetro}}{250} \left( 0.032 \sqrt[4]{f_s \cdot W} \right)$$

Se tomara el tablero X que es el más desfavorable



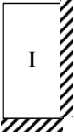


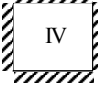
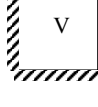
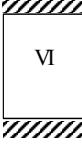


$$\text{perimetro} = 519 + 519 + 415 + 1.25 \times 415 = 1971.75 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = \frac{1971.75}{250} \left( 0.032 \sqrt[4]{2520 \cdot 479} \right) = 8.37 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor total, H} = d_{\min} + \text{recubrimiento} = 10.37 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Se tamará: } d &= 9 \text{ cm} \\ H &= 11 \text{ cm} \end{aligned}$$

CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO POR EL METODO DE LOS COEFICIENTES

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	$M_u$ (ton-m)	$M_u$ ajustado (ton-m)	As Req. Cm	Ast Cm	As min Cm	Area de var.Prop.c m <sup>2</sup>	Sep. Por Armado c.a.c. cms
 I a1 = 1.2 a2 = 4.1 m = 0.29 w = 479	Negativo en bordes continuos	Corto	792.04	76.48	0.287	0.86	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	527.5	50.94	0.049	0.14	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	483.38	46.68	0.011	0.03	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	286.56	27.67	0.014	0.04	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	523.06	50.51	0.051	0.15	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	168.38	16.26	0.016	0.05	1.30	2.37	0.71	30
 II a1 = 4.05 a2 = 4.1 m = 0.99 w = 479	Negativo en bordes interiores	Corto	301.9	332.08	0.299	0.89	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	318.2	350.00	0.287	0.86	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	192.9	212.18	0.123	0.36	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	0	0.00	0.011	0.03	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	132.5	145.74	0.146	0.43	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	133.1	146.40	0.146	0.43	1.30	2.37	0.71	30
 III a1 = 1.2 a2 = 3 m = 0.40 w = 479	Negativo en bordes interiores	Corto	678.4	65.51	0.177	0.52	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	489.4	47.26	0.049	0.14	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	419.8	40.54	0.012	0.03	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	0	0.00	0.014	0.04	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	417.4	40.31	0.040	0.12	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	154.6	14.93	0.015	0.04	1.30	2.37	0.71	30
 IV a1 = 3 a2 = 4.15 m = 0.72 w = 479	Negativo en bordes interiores	Corto	421.8	254.57	0.299	0.89	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	366.2	221.02	0.216	0.64	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.123	0.36	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	0	0.00	0.067	0.20	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	220.8	133.26	0.133	0.39	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	129.6	78.22	0.078	0.23	1.30	2.37	0.71	30
 V a1 = 3 a2 = 3.76 m = 0.80 w = 479	Negativo en bordes interiores	Corto	403	243.23	0.249	0.74	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	350	211.24	0.216	0.64	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.000	0.00	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	222	133.99	0.070	0.21	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	202	121.92	0.122	0.36	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	131	79.06	0.079	0.23	1.30	2.37	0.71	30
 VI a1 = 1.2 a2 = 3.1 m = 0.39 w = 479	Negativo en bordes interiores	Corto	687.94	66.43	0.185	0.55	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	491.84	47.50	0.049	0.15	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	425.58	41.10	0.011	0.03	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	0	0.00	0.000	0.00	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	425.74	41.11	0.041	0.12	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	155.36	15.00	0.015	0.04	1.30	2.37	0.71	30
 VII a1 = 3.1 a2 = 4.15 m = 0.75 w = 479	Negativo en bordes interiores	Corto	406.5	261.97	0.343	1.02	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	359	231.36	0.227	0.67	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.147	0.43	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	0	0.00	0.071	0.21	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	210	135.33	0.135	0.40	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	129	83.13	0.083	0.25	1.30	2.37	0.71	30
 VIII a1 = 3.1 a2 = 3.76 m = 0.82 w = 479	Negativo en bordes interiores	Corto	393.8	253.78	0.336	1.00	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	345.2	222.46	0.227	0.67	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.141	0.42	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	218.8	141.00	0.071	0.21	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	195	125.67	0.126	0.37	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	130.6	84.16	0.084	0.25	1.30	2.37	0.71	30

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	$M_u$ (ton-m)	$M_u$ ajustado (ton-m)	As Req. Cm	Ast Cm	As min Cm	Area de var.Prop.c m <sup>2</sup>	Sep. Por Armado c.a.c. cms
IX a1 = 1.2 a2 = 5.19 m = 0.23 w = 479	Negativo en bordes interiores	Corto	840.58	81.17	0.379	1.22	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	530.88	51.27	0.049	0.15	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	518.06	50.03	0.011	0.03	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	0	0.00	0.000	0.00	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	559.18	54.00	0.054	0.16	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	167.52	16.18	0.016	0.05	1.30	2.37	0.71	30
X a1 = 4.15 a2 = 5.19 m = 0.80 w = 479	Negativo en bordes interiores	Corto	403	465.44	0.452	1.48	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	350	404.23	0.343	1.09	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.122	0.37	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	222	256.40	0.147	0.44	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	202	233.30	0.233	0.72	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	131	151.30	0.151	0.46	1.30	2.37	0.71	30
XI a1 = 3.76 a2 = 5.19 m = 0.72 w = 479	Negativo en bordes interiores	Corto	460.6	436.68	0.452	1.48	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	422	400.08	0.336	1.07	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	271.6	257.50	0.122	0.37	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	233.2	221.09	0.141	0.43	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	250.4	237.40	0.237	0.73	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	141.6	134.25	0.134	0.41	1.30	2.37	0.71	30


AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES DE BORDES CONTINUOS  
Cálculo de la rigidez en los tableros

TABLERO	d (cm)	a <sup>1</sup> (cm)	k (kg/cm <sup>2</sup> )
I	9	120	6.075
II	9	405	1.800
III	9	120	6.075
IV	9	300	2.430
V	9	300	2.430
VI	9	120	6.075
VII	9	310	2.352
VIII	9	310	2.352
IX	9	120	6.075
X	9	415	1.757
XI	9	376	1.939

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

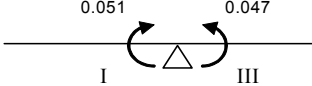
$$f_d = \frac{ki}{\sum ki}$$

Tablero I con II



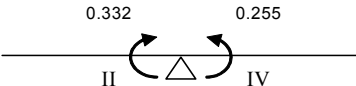
	I	II
k	6.075	1.800
f <sub>d</sub>	-0.771	-0.229
Me	0.076	-0.350
Md	-0.274	
Mdist.	0.211	0.063
<b>M aj</b>	<b>0.287</b>	<b>-0.287</b>

Tablero I con III



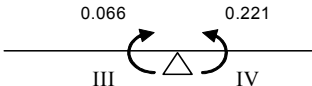
	I	III
k	6.075	6.075
f <sub>d</sub>	-0.500	-0.500
Me	0.051	-0.047
Md	0.004	
Mdist.	-0.002	-0.002
<b>M aj</b>	<b>0.049</b>	<b>-0.049</b>

Tablero II con IV



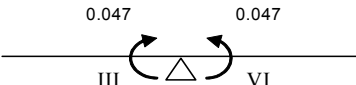
	II	IV
k	1.800	2.430
f <sub>d</sub>	-0.426	-0.574
Me	0.332	-0.255
Md	0.078	
Mdist.	-0.033	-0.045
<b>M aj</b>	<b>0.299</b>	<b>-0.299</b>

Tablero III con IV



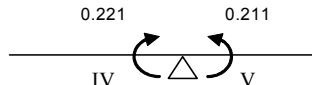
	III	IV
k	6.075	2.430
f <sub>d</sub>	-0.714	-0.286
Me	0.066	-0.221
Md	-0.156	
Mdist.	0.111	0.044
<b>M aj</b>	<b>0.177</b>	<b>-0.177</b>

Tablero III con VI



	III	VI
k	6.075	6.075
f <sub>d</sub>	-0.500	-0.500
Me	0.047	-0.047
Md	0.000	
Mdist.	0.000	0.000
<b>M aj</b>	<b>0.047</b>	<b>-0.047</b>

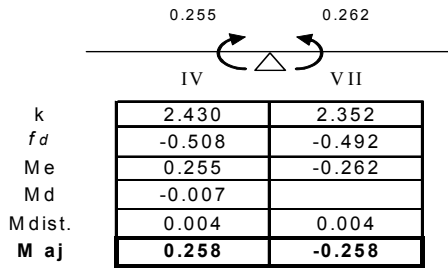
Tablero IV con V



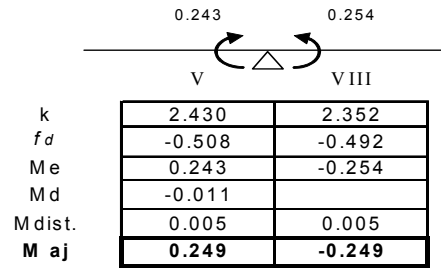
	IV	V
k	2.430	2.430
f <sub>d</sub>	-0.500	-0.500
Me	0.221	-0.211
Md	0.010	
Mdist.	-0.005	-0.005
<b>M aj</b>	<b>0.216</b>	<b>-0.216</b>



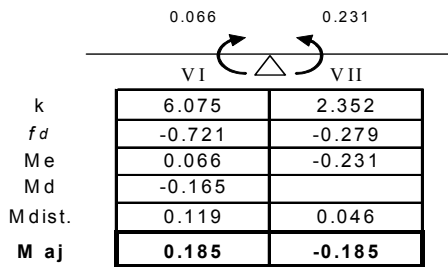
Tablero IV con VII



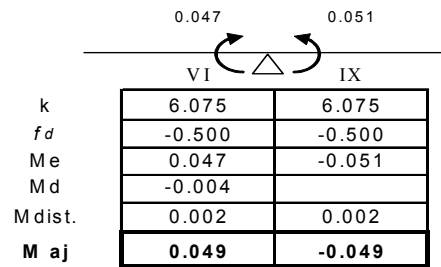
Tablero V con VIII



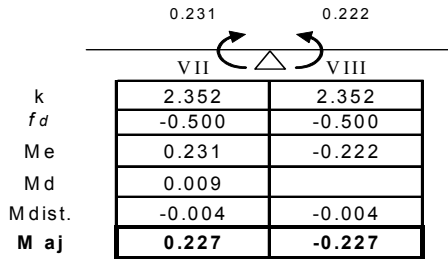
Tablero VI con VII



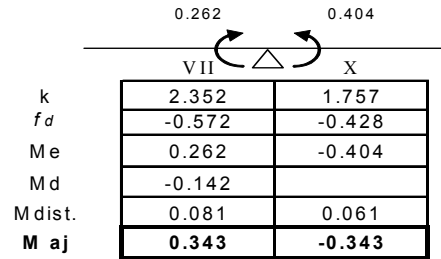
Tablero VI con IX



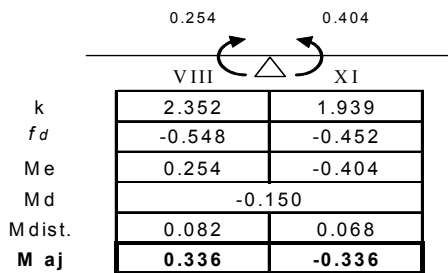
Tablero VII con VIII



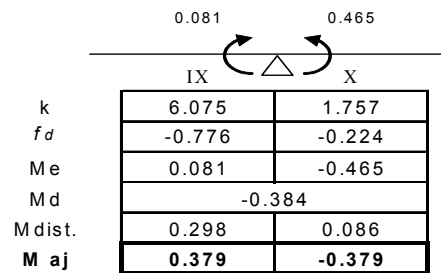
Tablero VII con X



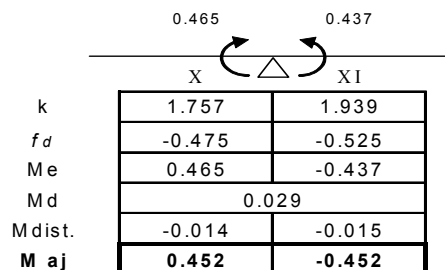
Tablero VIII con XI



Tablero IX con X



Tablero X con XI



## DISEÑO POR FLEXIÓN

Para momento negativo

Se toma el momento positivo y negativo mayor del tablero mas desfavorable en este caso es el Tablero XI

Datos de diseño

M (-)=	452	kg-m	f'c =	250	kg/cm <sup>2</sup>
M (+)=	237	kg-m	fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
FR =	0.9		f*c =	200	kg/cm <sup>2</sup>
b =	100	cm	f''c =	170	kg/cm <sup>2</sup>
d =	9	cm			
recubrimiento =	2	cm			

Para Momento (-) 0.452 Ton-Mt

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{Frbd^2f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(0.452)(100)(1000)}{(0.9)(100)(9)^2(170)}} = q_{req} = 0.037163$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(fy)} = \rho_{req} = \frac{(0.0371)(170)}{4200} = 0.001504$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{f''c}{fy} \left[ \frac{4800}{6000 + fy} \right] \right] = \rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] \right] = 0.014286$$

$\rho < \rho_{min}$ , se usará  $\rho_{min}$

$$\rho_{diseño} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(100)(9) = 2.37 \text{ cm}^2 \quad \text{RIGE}$$

Comparando con el area de acero por temperatura

$$a_{st} = \frac{660X_1}{4200(100 + X_1)} \quad a_{st} = \frac{660(9)}{4200(100 + 9)} = 0.01298 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{st} = (0.01298 \times 100) = 1.29751 \text{ cm}^2$$

Para Momento (+) 0.237 Ton-Mt

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{Frbd^2f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(0.237)(100)(1000)}{(0.9)(100)(9)^2(170)}} = q_{req} = 0.019310$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} = \quad \rho_{req} = \frac{(0.0193)(170)}{4200} = 0.000782$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \quad \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{f'c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] \right] = \quad \rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] \right] = 0.014286$$

**$\rho < \rho_{min}$ , se usará  $\rho_{min}$**

$$\rho_{diseño} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d) \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(100)(9) = 2.37 \text{ cm}^2 \quad \text{RIGE}$$

Comparando con el area de acero por temperatura

$$a_{st} = \frac{660X_1}{4200(100 + X_1)} \quad a_{st} = \frac{660(9)}{4200(100 + 9)} = 0.01298 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{st} = (0.01298 \times 100) = 1.29751 \text{ cm}^2$$

Proponiendo acero para M (-) y M (+)

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

Proponiendo varilla # 3  $a_o = 0.71$

$$S = \frac{100(0.71)}{2.37} = 29.96 \text{ cm}$$

$$S_{max} \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ cm} \\ 3.5 X_l \quad 3.5(9) = 31.5 \\ \text{Por armado se usara varilla \# 3 @ 30 cm c.a.c.} \end{array} \right.$$

<b>REVISION POR CORTANTE</b>
------------------------------

**VCR > Vu**

$$V = \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W \quad V = \left( \frac{4.15}{2} - 0.09 \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{4.15}{5.19} \right) 479 \quad 523.13 \quad \text{kg}$$

se incrementara 15 % según N.T.C. 6.3.3.6

$$V ( 1.15 \times 523.13 ) = \quad 601.60 \quad \text{kg}$$

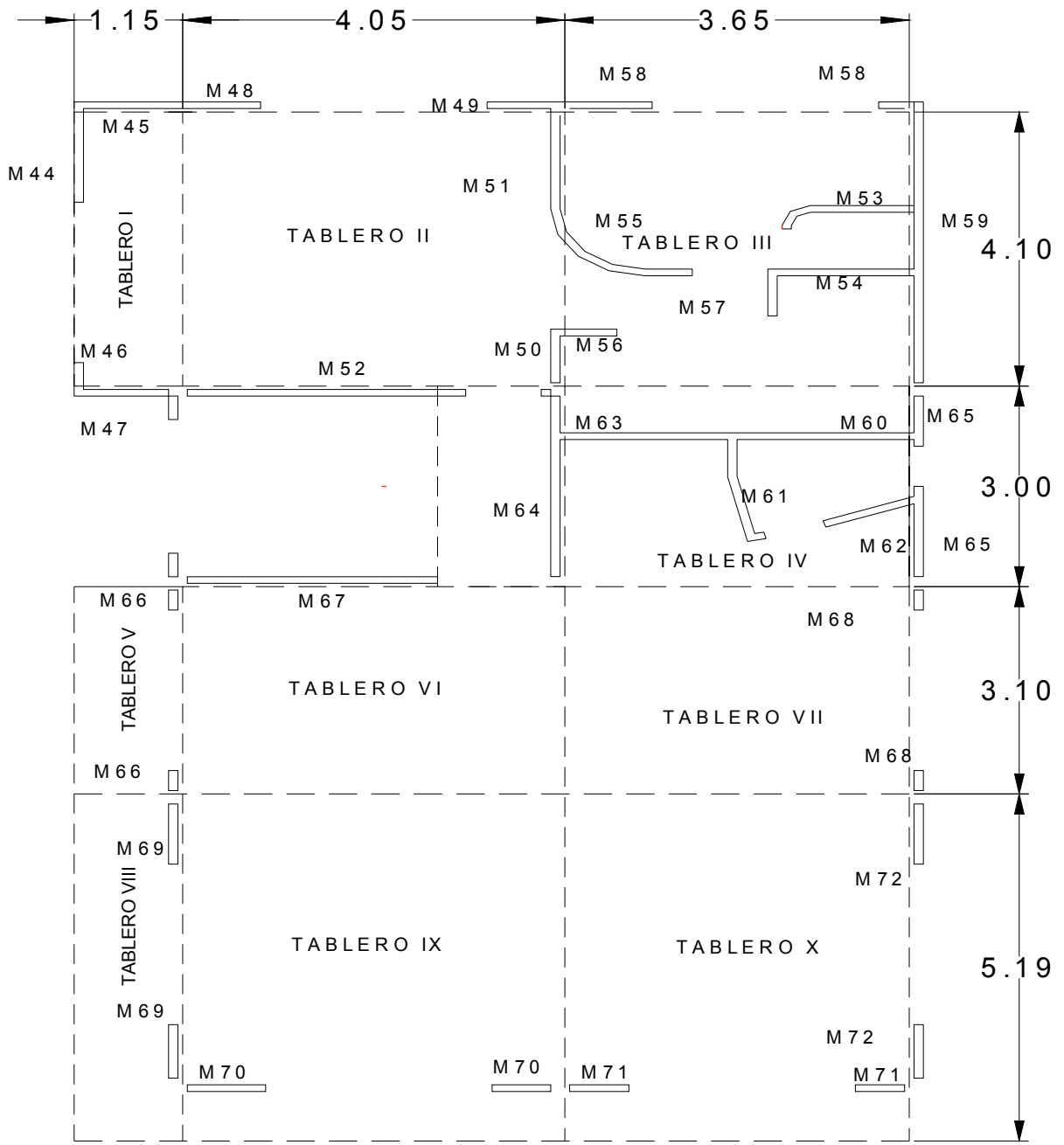
$$Vu = Fc V \quad Vu = 601.60 \times 1.4 = \quad 842.24 \quad \text{kg}$$

$$VCR = 0.5 F_r b d \sqrt{f' * c}$$

$$VCR = 0.5(0.8)(100)(9)\sqrt{200} \quad 5091.17 \quad \text{kg}$$

**VCR > Vu      SE ACEPTA LA LOSA**

# DISEÑO DE LOSA DE SEGUNDO PISO



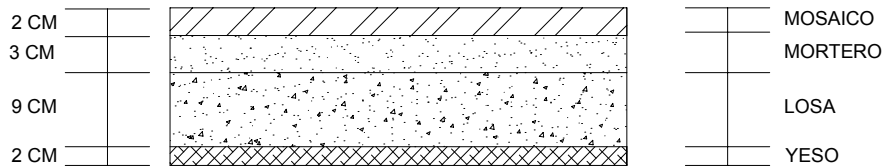
**LOSA SEGUNDO PISO**

**IMBOLOGÍA**

 Muros tapon

## ANALISIS DE CARGAS

### LOSA DE SEGUNDO PISO



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m <sup>3</sup> )	PESO TOT (ton/m <sup>2</sup> )
Mosaico	0.02	1.75	0.035
Mortero	0.03	2.1	0.063
Losa de concreto	0.09	2.4	0.216
Recubrimiento de yeso	0.02	1.5	0.030
<b>SUMA CM =</b>			<b>0.344</b>

### CARGAS DE SERVICIO

#### Cargas permanentes

$$\begin{aligned} \text{CM} &= 0.344 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Cad} &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \\ \text{CV} &= 0.170 \text{ ton/m}^2 \\ \text{CT} &= \underline{0.554} \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

#### Cargas permanentes + accidentales

$$\begin{aligned} \text{CM} &= 0.344 \text{ ton/m}^2 \\ \text{Cad} &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \\ \text{CV} &= 0.090 \text{ ton/m}^2 \\ \text{CT} &= \underline{0.474} \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

### Revisión del peralte mínimo

$$d_{\min} = \frac{\text{perimetro}}{250} \left( 0.032 \sqrt[4]{f_s \cdot W} \right)$$

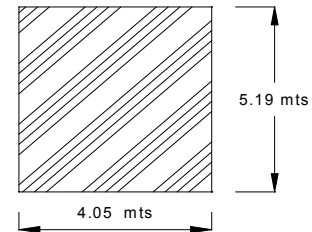
Se tomara el tablero IX que es el más desfavorable

$$\begin{aligned} \text{Peso del tablero} &= 627 \text{ kg} \\ \text{perimetro} &= 519 + 519 + 405 + 1.25 \times 405 = 1949.25 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$d_{\min} = \frac{1949.25}{250} \left( 0.032 \sqrt[4]{2520 \cdot 627} \right) = 8.85 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor total, H} = d_{\min} + \text{recubrimiento} = 10.85 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Se tamará: } d &= 9 \text{ cm} \\ H &= 11 \text{ cm} \end{aligned}$$



Pesos adicionales a en la losa de segundo piso por muros divisorios

Factores correspondientes a cada muro

TABLEROS	a <sub>2</sub>	a <sub>1</sub>
I	1.15	4.10
II	4.05	4.10
.III	3.65	4.10
IV	3.00	3.65
V	1.15	3.10
VI	3.10	4.05
VII	3.10	3.65
VIII	1.15	5.19
IX	4.05	5.19
X	3.65	5.19

TABLEROS	SL	SC
I	1.89	1.17
II	1.61	1.66
.III	1.65	1.54
IV	1.48	1.69
V	1.85	1.22
VI	1.71	1.48
VII	1.67	1.52
VIII	1.91	1.13
IX	1.71	1.49
X	1.73	1.43

**Pesos adicionales en la losa de segundo piso**

**Calculo del peso de los muros de tabique rojo recocido de 12 cms de espesor**

**TABLERO I**

M44 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
Peso Muro : 1.50 x 2.7 x 0.263 = **1.065 Ton**

M45 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
Peso Muro : 1.15 x 2.7 x 0.263 = **0.817 Ton**

M46 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
Peso Muro : 0.35 x 2.7 x 0.263 = **0.249 Ton**

M47 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
Peso Muro : 0.90 x 2.7 x 0.263 = **0.639 Ton**

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.888 Ton/m2**

**TABLERO I**

Wm44=  $\frac{1.065}{1.15 \times 4.10} (1.89) = 0.427 \text{ Ton/m}^2$

Wm45=  $\frac{0.817}{1.15 \times 4.10} (1.17) = 0.203 \text{ Ton/m}^2$

Wm46=  $\frac{0.249}{1.15 \times 4.10} (1.89) = 0.100 \text{ Ton/m}^2$

Wm47=  $\frac{0.639}{1.15 \times 4.10} (1.17) = 0.159 \text{ Ton/m}^2$

**TABLERO II**

M48 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
Peso Muro : 0.68 x 2.7 x 0.263 = **0.483 Ton**

M49 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
Peso Muro : 0.68 x 2.7 x 0.263 = **0.483 Ton**

M50 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
Peso Muro : 0.70 x 2.7 x 0.285 = **0.539 Ton**

M51 Peso propio (Yeso/Mortero-Azulejo)  
Peso Muro : 1.30 x 2.7 x 0.310 = **1.088 Ton**

M52 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
Peso Muro : 2.85 x 2.7 x 0.285 = **2.193 Ton**

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.474 Ton/m2**

**TABLERO II**

Wm48=  $\frac{0.483}{4.05 \times 4.10} (1.66) = 0.048 \text{ Ton/m}^2$

Wm49=  $\frac{0.483}{4.05 \times 4.10} (1.66) = 0.048 \text{ Ton/m}^2$

Wm50=  $\frac{0.539}{4.05 \times 4.10} (1.61) = 0.052 \text{ Ton/m}^2$

Wm51=  $\frac{1.088}{4.05 \times 4.10} (1.61) = 0.106 \text{ Ton/m}^2$

Wm52=  $\frac{2.193}{4.05 \times 4.10} (1.66) = 0.219 \text{ Ton/m}^2$

**TABLERO .III**

M53 Peso propio (Yeso/Mortero-Azulejo)  
Peso Muro : 1.51 x 2.7 x 0.310 = **1.264 Ton**

M54 Peso propio (Yeso/Mortero-Azulejo)  
Peso Muro : 1.50 x 2.7 x 0.310 = **1.256 Ton**

M55 Peso propio (Yeso/Mortero-Azulejo)  
Peso Muro : 1.91 x 2.7 x 0.310 = **1.599 Ton**

M56 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
Peso Muro : 0.55 x 2.7 x 0.285 = **0.423 Ton**

M57 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
Peso Muro : 0.70 x 2.7 x 0.285 = **0.539 Ton**

M58 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
Peso Muro : 0.95 x 2.7 x 0.263 = **0.675 Ton**

M59 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
Peso Muro : 3.80 x 2.7 x 0.263 = **2.698 Ton**

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.903 Ton/m2**

**TABLERO .III**

Wm53=  $\frac{1.264}{3.65 \times 4.10} (1.54) = 0.130 \text{ Ton/m}^2$

Wm54=  $\frac{1.256}{3.65 \times 4.10} (1.65) = 0.138 \text{ Ton/m}^2$

Wm55=  $\frac{1.599}{3.65 \times 4.10} (1.54) = 0.165 \text{ Ton/m}^2$

Wm56=  $\frac{0.423}{3.65 \times 4.10} (1.54) = 0.044 \text{ Ton/m}^2$

Wm57=  $\frac{0.539}{3.65 \times 4.10} (1.65) = 0.059 \text{ Ton/m}^2$

Wm58=  $\frac{0.675}{3.65 \times 4.10} (1.54) = 0.069 \text{ Ton/m}^2$

Wm59=  $\frac{2.698}{3.65 \times 4.10} (1.65) = 0.298 \text{ Ton/m}^2$



**TABLERO IV**

M60 Peso propio (Yeso/Mortero-Azulejo)  
 Peso Muro : 1.87 x 2.7 x 0.310 = **1.565 Ton**

M61 Peso propio (Yeso/Mortero-Azulejo)  
 Peso Muro : 1.55 x 2.7 x 0.310 = **1.297 Ton**

M62 Peso propio (Yeso/Mortero-Azulejo)  
 Peso Muro : 1.03 x 2.7 x 0.310 = **0.862 Ton**

M63 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
 Peso Muro : 1.83 x 2.7 x 0.285 = **1.408 Ton**

M64 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
 Peso Muro : 2.70 x 2.7 x 0.285 = **2.078 Ton**

M65 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
 Peso Muro : 2.10 x 2.7 x 0.285 = **1.616 Ton**

**Peso total adicional de muros en este tablero 1.289 Ton/m2**

**TABLERO IV**

Wm60=  $\frac{1.565}{3.00 \times 3.65} (1.48) = 0.212 \text{ Ton/m}^2$

Wm61=  $\frac{1.297}{3.00 \times 3.65} (1.69) = 0.200 \text{ Ton/m}^2$

Wm62=  $\frac{0.862}{3.00 \times 3.65} (1.48) = 0.117 \text{ Ton/m}^2$

Wm63=  $\frac{1.408}{3.00 \times 3.65} (1.48) = 0.190 \text{ Ton/m}^2$

Wm64=  $\frac{2.078}{3.00 \times 3.65} (1.48) = 0.321 \text{ Ton/m}^2$

Wm65=  $\frac{1.616}{3.00 \times 3.65} (1.69) = 0.249 \text{ Ton/m}^2$

**TABLERO V**

M66 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
 Peso Muro : 0.40 x 2.7 x 0.263 = 0.284 Ton

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.147 Ton/m2**

**TABLERO V**

Wm66=  $\frac{0.284}{1.15 \times 3.10} (1.85) = 0.147 \text{ Ton/m}^2$

**TABLERO VI**

M67 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
 Peso Muro : 2.55 x 2.7 x 0.285 = **1.962 Ton**

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.267 Ton/m2**

**TABLERO VI**

Wm67=  $\frac{1.962}{4.05 \times 3.10} (1.71) = 0.267 \text{ Ton/m}^2$

**TABLERO VII**

M68 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
 Peso Muro : 0.40 x 2.7 x 0.263 = **0.284 Ton**

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.038 Ton/m2**

**TABLERO VII**

Wm68=  $\frac{0.284}{3.65 \times 3.10} (1.52) = 0.038 \text{ Ton/m}^2$

**TABLERO VIII**

M69 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
 Peso Muro : 1.73 x 2.7 x 0.263 = 1.228 Ton

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.393 Ton/m2**

**TABLERO VIII**

Wm69=  $\frac{1.228}{5.19 \times 3.15} (1.91) = 0.393 \text{ Ton/m}^2$

**TABLERO IX**

M70 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
 Peso Muro : 1.45 x 2.7 x 0.263 = 1.030 Ton

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.073 Ton/m2**

**TABLERO IX**

Wm70=  $\frac{1.030}{4.05 \times 5.19} (1.49) = 0.073 \text{ Ton/m}^2$

**TABLERO X**

M71 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
 Peso Muro : 1.15 x 2.7 x 0.263 = **0.817 Ton**

**Peso total de muros en este tablero 0.185 Ton/m2**

**TABLERO X**

Wm71=  $\frac{0.817}{3.65 \times 5.19} (1.73) = 0.075 \text{ Ton/m}^2$

M72 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
 Peso Muro : 1.70 x 2.7 x 0.263 = **1.207 Ton**

Wm72=  $\frac{1.207}{3.65 \times 5.19} (1.73) = 0.110 \text{ Ton/m}^2$

CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO POR EL METODO DE LOS COEFICIENTES  
PARA LOSA DE SEGUNDO PISO

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	$M_u$ (ton-m)	$M_u$ ajustado (ton-m)	As Req. Cm	Ast Cm	As mín Cm	Area de var.Prop.cri 2	Sep. Por Armado c.a.c. cms
I 	Negativo en bordes continuos	Corto	1009.6	269.51	0.672	2.03	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	0	0.00	0.000	0.00	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	493.64	131.78	0.389	1.16	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	220	58.73	0.059	0.17	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	739.24	197.34	0.197	0.58	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	322.2	86.01	0.086	0.25	1.30	2.37	0.71	30
II 	Negativo en bordes interiores	Corto	333.4	786.67	0.898	2.74	1.30	2.37	0.71	25
		Largo	331.2	781.48	0.781	2.37	1.30	2.37	0.71	25
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	195.8	462.00	0.389	1.16	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	193.2	455.86	0.456	1.37	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	144.8	341.66	0.342	1.02	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	137.2	323.73	0.324	0.96	1.30	2.37	0.71	30
III 	Negativo en bordes interiores	Corto	375.8	1021.16	0.898	2.74	1.30	2.37	0.71	20
		Largo	363.4	987.47	0.971	2.98	1.30	2.37	0.71	20
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	222.1	603.51	0.529	1.59	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	207.6	564.11	0.565	1.70	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	180	489.11	0.489	1.47	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	138.2	375.53	0.376	1.12	1.30	2.37	0.71	30
IV 	Negativo en bordes interiores	Corto	409.4	950.54	0.971	2.98	1.30	2.37	0.71	20
		Largo	387.2	899.00	0.899	2.75	1.30	2.37	0.71	20
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	243.8	566.05	0.565	1.70	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	218.8	508.01	0.508	1.53	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	208	482.93	0.483	1.45	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	139.6	324.12	0.324	0.97	1.30	2.37	0.71	30
V 	Negativo en bordes interiores	Corto	718.12	93.26	0.338	1.01	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	507.5	65.91	0.081	0.24	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	437.14	56.77	0.015	0.05	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	275.68	35.80	0.065	0.19	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	460.18	59.76	0.060	0.18	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	162.14	21.06	0.021	0.06	1.30	2.37	0.71	30
VI 	Negativo en bordes interiores	Corto	413.8	457.22	0.487	1.46	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	388.6	429.37	0.386	1.15	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	259.9	287.17	0.308	0.92	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	0	0.00	0.046	0.14	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	213.7	236.12	0.236	0.70	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	135.9	150.16	0.150	0.44	1.30	2.37	0.71	30
VII 	Negativo en bordes interiores	Corto	380	302.74	0.621	1.87	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	338	269.28	0.386	1.15	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.308	0.92	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	214	170.49	0.046	0.14	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	184.5	146.99	0.147	0.43	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	130	103.57	0.104	0.31	1.30	2.37	0.71	30

VIII

IX

X

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	$M_u$ (ton-m)	$M_u$ ajustado (ton-m)	As Req. Cm	Ast Cm	As min Cm	Area de var.Prop.cm <sup>2</sup>	Sep. Por Armado c.a.c. cms
VIII a1 = 1.15 a2 = 5.19 m = 0.22 w = 947	Negativo en bordes interiores	Corto	856.72	150.24	0.496	1.49	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	545	95.57	0.081	0.24	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	523.84	91.86	0.020	0.06	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	534.08	93.66	0.065	0.19	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	578.08	101.37	0.101	0.30	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	173.84	30.48	0.030	0.09	1.30	2.37	0.71	30
IX a1 = 4.05 a2 = 5.19 m = 0.78 w = 627	Negativo en bordes interiores	Corto	412.6	594.05	0.620	1.87	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	354.4	510.26	0.487	1.46	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.181	0.54	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	224.8	323.66	0.308	0.92	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	209.6	301.78	0.302	0.90	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	131.4	189.19	0.189	0.56	1.30	2.37	0.71	30
X a1 = 3.65 a2 = 5.19 m = 0.70 w = 739	Negativo en bordes interiores	Corto	471	649.04	0.620	1.87	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	429	591.17	0.496	1.49	1.30	2.37	0.71	30
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	277	381.71	0.181	0.54	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	236	325.21	0.308	0.92	1.30	2.37	0.71	30
	Positivo	Corto	259	356.90	0.357	1.06	1.30	2.37	0.71	30
		Largo	142	195.68	0.196	0.58	1.30	2.37	0.71	30

AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES DE BORDES CONTINUOS

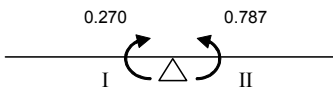
$$k = \frac{d^3}{a_1}$$

$$f_d = \frac{ki}{\sum ki}$$

Cálculo de la rigidez en los tableros

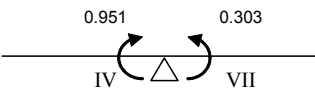
TABLERO	d (cm)	a <sub>1</sub> (cm)	k (kg/cm <sup>2</sup> )
I	9	115	6.339
II	9	405	1.800
III	9	365	1.997
IV	9	300	2.430
V	9	115	6.339
VI	9	310	2.352
VII	9	310	2.352
VIII	9	115	6.339
IX	9	405	1.800
X	9	365	1.997

Tablero I con II



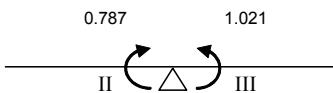
k	6.339	1.800
f <sub>d</sub>	-0.779	-0.221
Me	0.270	-0.787
Md	-0.517	
Mdist.	0.403	0.114
<b>M aj</b>	<b>0.672</b>	<b>-0.672</b>

Tablero IV con VII



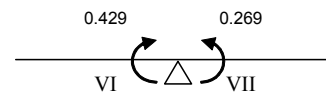
k	2.430	2.352
f <sub>d</sub>	-0.508	-0.492
Me	0.951	-0.303
Md	0.648	
Mdist.	-0.329	-0.319
<b>M aj</b>	<b>0.621</b>	<b>-0.621</b>

Tablero II con III



k	1.800	1.997
f <sub>d</sub>	-0.474	-0.526
Me	0.787	-1.021
Md	-0.234	
Mdist.	0.111	0.123
<b>M aj</b>	<b>0.898</b>	<b>-0.898</b>

Tablero VI con VII



k	2.352	6.339
f <sub>d</sub>	-0.271	-0.729
Me	0.429	-0.269
Md	0.160	
Mdist.	-0.043	-0.117
<b>M aj</b>	<b>0.386</b>	<b>-0.386</b>

AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES DE BORDES CONTINUOS

Tablero III con IV

	0.987	0.951
	III	IV
<i>k</i>	1.997	2.430
<i>f<sub>d</sub></i>	-0.451	-0.549
<i>M<sub>e</sub></i>	0.987	-0.951
<i>M<sub>d</sub></i>	0.037	
<i>M<sub>dist.</sub></i>	-0.017	-0.020
<b><i>M<sub>aj</sub></i></b>	<b>0.971</b>	<b>-0.971</b>

Tablero VI con IX

	0.457	0.510
	VI	IX
<i>k</i>	2.352	1.800
<i>f<sub>d</sub></i>	-0.566	-0.434
<i>M<sub>e</sub></i>	0.457	-0.510
<i>M<sub>d</sub></i>	-0.053	
<i>M<sub>dist.</sub></i>	0.030	0.023
<b><i>M<sub>aj</sub></i></b>	<b>0.487</b>	<b>-0.487</b>

Tablero V con VI

	0.093	0.429
	V	VI
<i>k</i>	6.339	2.352
<i>f<sub>d</sub></i>	-0.729	-0.271
<i>M<sub>e</sub></i>	0.093	-0.429
<i>M<sub>d</sub></i>	-0.336	
<i>M<sub>dist.</sub></i>	0.245	0.091
<b><i>M<sub>aj</sub></i></b>	<b>0.338</b>	<b>-0.338</b>

Tablero VIII con IX

	0.150	0.594
	VIII	IX
<i>k</i>	6.339	1.800
<i>f<sub>d</sub></i>	-0.779	-0.221
<i>M<sub>e</sub></i>	0.150	-0.594
<i>M<sub>d</sub></i>	-0.444	
<i>M<sub>dist.</sub></i>	0.346	0.098
<b><i>M<sub>aj</sub></i></b>	<b>0.496</b>	<b>-0.496</b>

Tablero IX con X

	0.594	0.649
	IX	X
<i>k</i>	1.800	1.997
<i>f<sub>d</sub></i>	-0.474	-0.526
<i>M<sub>e</sub></i>	0.594	-0.649
<i>M<sub>d</sub></i>	-0.055	
<i>M<sub>dist.</sub></i>	0.026	0.029
<b><i>M<sub>aj</sub></i></b>	<b>0.620</b>	<b>-0.620</b>

Tablero VII con X

	0.457	0.591
	VII	X
<i>k</i>	2.352	1.997
<i>f<sub>d</sub></i>	-0.541	-0.459
<i>M<sub>e</sub></i>	0.457	-0.591
<i>M<sub>d</sub></i>	-0.134	
<i>M<sub>dist.</sub></i>	0.072	0.062
<b><i>M<sub>aj</sub></i></b>	<b>0.530</b>	<b>-0.530</b>

Tablero V con VIII

	0.066	0.096
	V	VIII
<i>k</i>	6.339	6.339
<i>f<sub>d</sub></i>	-0.500	-0.500
<i>M<sub>e</sub></i>	0.066	-0.096
<i>M<sub>d</sub></i>	-0.030	
<i>M<sub>dist.</sub></i>	0.015	0.015
<b><i>M<sub>aj</sub></i></b>	<b>0.081</b>	<b>-0.081</b>

## DISEÑO POR FLEXIÓN

Se toma el momento positivo y negativo mayor del tablero mas desfavorable en este caso es el Tablero III

### Datos de diseño

M (-)=	971	kg-m		f'c =	250	kg/cm <sup>2</sup>
M (+)=	489	kg-m		fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
FR =	0.9			f*c =	200	kg/cm <sup>2</sup>
b =	100	cm		f''c =	170	kg/cm <sup>2</sup>
d =	9	cm				
recubrimiento =	2	cm				

**Para Momento (-)**      0.971      Ton-Mt

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{FRbd^2f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(0.971)(100)(1000)}{(0.9)(100)(9)^2(170)}} = \quad q_{req} = 0.081687$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(fy)} = \quad \rho_{req} = \frac{(0.081)(170)}{4200} = 0.003306$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = \quad \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{f''c}{fy} \left[ \frac{4800}{6000 + fy} \right] \right] = \quad \rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] \right] = 0.014286$$

**$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$ , OK**

$$p \text{ diseño} = 0.003306$$

$$A_s = (p)(b)(d) \quad A_s = (3.30 \times 10^{-3})(100)(9) = \quad \mathbf{2.98 \quad cm^2} \quad \mathbf{RIGE}$$

### Comparando con el area de acero por temperatura

$$a_{st} = \frac{660X_1}{4200(100 + X_1)} \quad a_{st} = \frac{660(9)}{4200(100 + 9)} = 0.01298 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{st} = (0.01298 \times 100) = \quad \mathbf{1.29751 \text{ cm}^2}$$

**Para Momento (+)**      0.489      Ton-Mt

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(0.489)(100)(1000)}{(0.9)(100)(9)^2(170)}} = \quad q_{req} = 0.040269$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} = \quad \rho_{req} = \frac{(0.0212)(170)}{4200} = 0.001630$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \quad \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] \right] = \quad \rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] \right] = 0.014286$$

**$\rho < \rho_{min}$ , se usará  $A_{smin}$**

$$\rho_{diseño} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(100)(9) = \quad \mathbf{2.37 \quad cm^2 \quad RIGE}$$

Comparando con el area de acero por temperatura

$$a_{st} = \frac{660X_1}{4200(100 + X_1)} \quad a_{st} = \frac{660(9)}{4200(100 + 9)} = 0.01298 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{st} = (0.01298 \times 100) = \quad \mathbf{1.29751 \text{ cm}^2}$$

Proponiendo acero para M (-)

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

Proponiendo varilla # 3  $a_o = 0.71$

$$S = \frac{100(0.71)}{2.98} \quad \mathbf{23.83 \quad cm}$$

$$S_{max} \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ cm} \\ 3.5 X_1 \quad 3.5(9) = 31.5 \\ \text{Por armado se usara varilla \# 3 @ 20 cm c.a.c.} \end{array} \right.$$

Proponiendo acero para M ( + )

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

Proponiendo varilla # 3  $a_o = 0.71$

$$S = \frac{100(0.71)}{2.37} \quad \mathbf{29.96 \quad cm}$$

$$S_{max} \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ cm} \\ 3.5 \text{ XI} \quad 3.5(9) = 31.5 \\ \text{Por armado se usara varilla \# 3 @ 30 cm c.a.c.} \end{array} \right.$$

**REVISION POR CORTANTE**

**VCR > Vu**

$$V = \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W \quad V = \left( \frac{4.05}{2} - 0.09 \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{4.05}{5.19} \right) 627 \quad 679.20 \quad \text{kg}$$

se incrementara 15 % según N.T.C. 6.3.3.6

$$V ( 1.15 \times 679.20 ) = 781.08 \quad \text{kg}$$

$$\mathbf{Vu = Fc V} \quad \mathbf{Vu = 781.08 \times 1.4 = 1093.51 \quad kg}$$

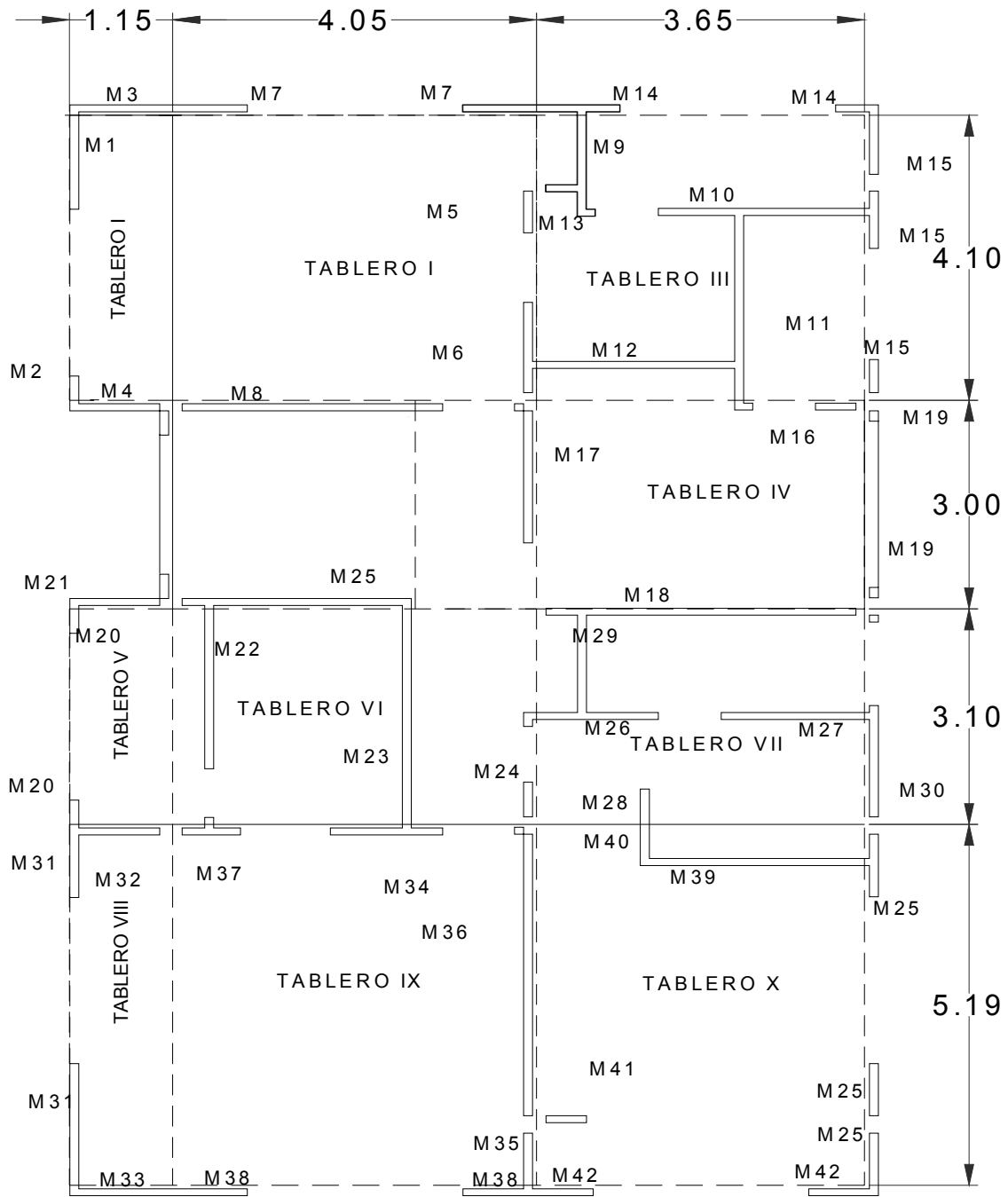
$$VCR = 0.5 F_r b d \sqrt{f * c}$$

$$VCR = 0.5(0.8)(100)(9)\sqrt{200} \quad \mathbf{5091.17 \quad kg}$$

**VCR > Vu      SE ACEPTA LA LOSA**



# DISEÑO DE LOSA DE PRIMER PISO



### LOSA PRIMER PISO

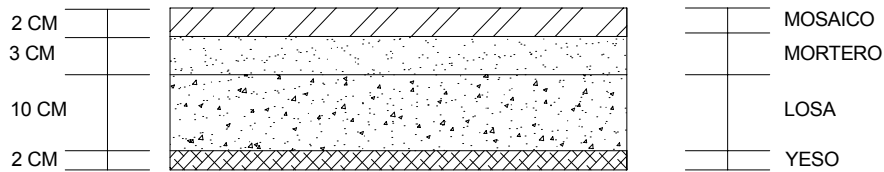
#### SIMBOLOGÍA

 Muros tapon



## ANALISIS DE CARGAS

### LOSA DE PRIMER PISO



MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m <sup>3</sup> )	PESO TOT (ton/m <sup>2</sup> )
Mosaico	0.02	1.75	0.035
Mortero	0.03	2.1	0.063
Losa de concreto	0.10	2.4	0.240
Recubrimiento de yeso	0.02	1.5	0.030
<b>SUMA CM =</b>			<b>0.368</b>

### CARGAS DE SERVICIO

#### Cargas permanentes

$$\begin{aligned}
 CM &= 0.368 \text{ ton/m}^2 \\
 Cad &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \\
 CV &= 0.170 \text{ ton/m}^2 \\
 \hline
 CT &= \mathbf{0.578} \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

#### Cargas permanentes + accidentales

$$\begin{aligned}
 CM &= 0.368 \text{ ton/m}^2 \\
 Cad &= 0.040 \text{ ton/m}^2 \\
 CV &= 0.090 \text{ ton/m}^2 \\
 \hline
 CT &= \mathbf{0.498} \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

### Revisión del peralte mínimo

$$d_{\min} = \frac{\text{perimetro}}{250} \left( 0.032 \sqrt[4]{f_s \cdot W} \right)$$

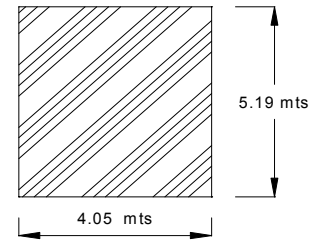
#### Se tomara el tablero IX que es el más desfavorable

$$\begin{aligned}
 \text{Peso del tablero} &= 1037 \text{ kg} \\
 \text{perimetro} &= 519 + 519 + 405 + 1.25 \times 405 = 1949.25 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$d_{\min} = \frac{1949.25}{250} \left( 0.032 \sqrt[4]{2520 \cdot 1037} \right) = 10.03 \text{ cm}$$

$$\text{Espesor total, } H = d_{\min} + \text{recubrimiento} = 12.03 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Se tamará: } d &= 10 \text{ cm} \\
 H &= 12 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



### Pesos adicionales a en la losa de segundo piso por muros divisorios

Factores correspondientes a cada muro

TABLEROS	a <sub>2</sub>	a <sub>1</sub>
1	1.15	4.10
2	4.05	4.10
3	3.65	4.10
4	3.00	3.65
5	1.15	3.10
6	3.10	4.05
7	3.10	3.65
8	1.15	5.19
9	4.05	5.19
10	3.65	5.19

TABLEROS	SL	SC
I	1.89	1.17
II	1.61	1.66
III	1.65	1.54
IV	1.48	1.69
V	1.85	1.22
VI	1.71	1.48
VII	1.67	1.52
VIII	1.91	1.13
IX	1.71	1.49
X	1.73	1.43

## Pesos adicionales en la losa de primer piso

### Calculo del peso de los muros de tabique rojo recocido de 12 cms de espesor

Pesos adicionales en la losa de entrepiso

#### TABLERO I

M1	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)		
	Peso Muro = 1.35 x 2.7 x 0.263 =	0.959	Ton
M2	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)		
	Peso Muro = 0.35 x 2.7 x 0.263 =	0.249	Ton
M3	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)		
	Peso Muro = 1.00 x 2.7 x 0.263 =	0.710	Ton
M4	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)		
	Peso Muro = 0.90 x 2.7 x 0.263 =	0.639	Ton

#### TABLERO I

Wm1=	$\frac{0.959}{1.15 \times 4.10} (1.89) =$	0.384	Ton/m2
Wm2=	$\frac{0.249}{1.15 \times 4.10} (1.89) =$	0.100	Ton/m2
Wm3=	$\frac{0.710}{1.15 \times 4.10} (1.17) =$	0.176	Ton/m2
Wm4=	$\frac{0.639}{1.15 \times 4.10} (1.17) =$	0.159	Ton/m2

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.819 Ton/m2**

#### TABLERO II

M5	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)		
	Peso Muro = 0.60 x 2.7 x 0.285 =	0.462	Ton
M6	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)		
	Peso Muro = 1.26 x 2.7 x 0.285 =	0.970	Ton
M7	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)		
	Peso Muro = 1.36 x 2.7 x 0.263 =	0.966	Ton
M8	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)		
	Peso Muro = 2.85 x 2.7 x 0.285 =	2.193	Ton

#### TABLERO II

Wm5=	$\frac{0.462}{4.05 \times 4.10} (1.61) =$	0.045	Ton/m2
Wm6=	$\frac{0.970}{4.05 \times 4.10} (1.61) =$	0.094	Ton/m2
Wm7=	$\frac{0.966}{4.05 \times 4.10} (1.66) =$	0.097	Ton/m2
Wm8=	$\frac{2.193}{4.05 \times 4.10} (1.66) =$	0.219	Ton/m2

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.455 Ton/m2**

#### TABLERO .III

M9	Peso propio (Yeso/Mortero-Azulejo)		
	Peso Muro = 1.50 x 2.7 x 0.310 =	1.256	Ton
M10	Peso propio (Azulejo-Azulejo)		
	Peso Muro = 2.33 x 2.7 x 0.335 =	2.107	Ton
M11	Peso propio (Yeso/Mortero-Azulejo)		
	Peso Muro = 2.66 x 2.7 x 0.310 =	2.226	Ton
M12	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)		
	Peso Muro = 2.23 x 2.7 x 0.285 =	1.716	Ton
M13	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)		
	Peso Muro = 0.35 x 2.7 x 0.285 =	0.269	Ton
M14	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)		
	Peso Muro = 0.95 x 2.7 x 0.263 =	0.675	Ton
M15	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)		
	Peso Muro = 2.00 x 2.7 x 0.263 =	1.420	Ton

#### TABLERO .III

Wm9=	$\frac{2.107}{3.65 \times 4.10} (1.54) =$	0.138	Ton/m2
Wm10=	$\frac{2.107}{3.65 \times 4.10} (1.54) =$	0.217	Ton/m2
Wm11=	$\frac{2.226}{3.65 \times 4.10} (1.65) =$	0.245	Ton/m2
Wm12=	$\frac{1.716}{3.65 \times 4.10} (1.54) =$	0.177	Ton/m2
Wm13=	$\frac{0.269}{3.65 \times 4.10} (1.54) =$	0.028	Ton/m2
Wm14=	$\frac{0.675}{3.65 \times 4.10} (1.54) =$	0.069	Ton/m2
Wm15=	$\frac{1.420}{3.65 \times 4.10} (1.65) =$	0.157	Ton/m2

**Peso total adicional de muros en este tablero 1.031 Ton/m2**

**TABLERO IV**

M16	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)		
	Peso Muro = 0.45 x 2.7 x 0.285 =	0.346	Ton
M17	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)		
	Peso Muro = 1.90 x 2.7 x 0.285 =	1.462	Ton
M18	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)		
	Peso Muro = 3.35 x 2.7 x 0.285 =	2.578	Ton
M19	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)		
	Peso Muro = 0.28 x 2.7 x 0.263 =	0.199	Ton

**TABLERO IV**

Wm16=	$\frac{0.346}{3.00 \times 3.65} (1.48) =$	0.047	Ton/m <sup>2</sup>
Wm17=	$\frac{1.462}{3.00 \times 3.65} (1.48) =$	0.198	Ton/m <sup>2</sup>
Wm18=	$\frac{2.578}{3.00 \times 3.65} (1.48) =$	0.348	Ton/m <sup>2</sup>
Wm19=	$\frac{0.199}{3.00 \times 3.65} (1.69) =$	0.031	Ton/m <sup>2</sup>

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.624 Ton/m<sup>2</sup>**

**TABLERO V**

M20	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)		
	Peso Muro = 0.70 x 2.7 x 0.263 =	0.497	Ton
M21	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)		
	Peso Muro = 1.00 x 2.7 x 0.285 =	0.770	Ton

**TABLERO V**

Wm20=	$\frac{0.497}{1.15 \times 3.10} (1.85) =$	0.258	Ton/m <sup>2</sup>
Wm21=	$\frac{0.770}{1.15 \times 3.10} (1.85) =$	0.399	Ton/m <sup>2</sup>

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.657 Ton/m<sup>2</sup>**

**TABLERO VI**

M22	Peso propio (Yeso/Mortero-Azulejo)		
	Peso Muro = 2.30 x 2.7 x 0.310 =	1.925	Ton
M23	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)		
	Peso Muro = 3.11 x 2.7 x 0.285 =	2.393	Ton
M24	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)		
	Peso Muro = 0.46 x 2.7 x 0.285 =	0.354	Ton
M25	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)		
	Peso Muro = 2.25 x 2.7 x 0.285 =	1.731	Ton

**TABLERO VI**

Wm22=	$\frac{1.925}{4.05 \times 3.10} (1.48) =$	0.227	Ton/m <sup>2</sup>
Wm23=	$\frac{2.393}{4.05 \times 3.10} (1.48) =$	0.282	Ton/m <sup>2</sup>
Wm24=	$\frac{0.354}{4.05 \times 3.10} (1.48) =$	0.042	Ton/m <sup>2</sup>
Wm25=	$\frac{1.731}{4.05 \times 3.10} (1.48) =$	0.234	Ton/m <sup>2</sup>

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.785 Ton/m<sup>2</sup>**

**TABLERO VII**

M26	Peso propio (Yeso/Mortero-Azulejo)		
	Peso Muro = 1.35 x 2.7 x 0.310 =	1.130	Ton
M27	Peso propio (Yeso/Mortero-Azulejo)		
	Peso Muro = 1.60 x 2.7 x 0.310 =	1.339	Ton
M28	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)		
	Peso Muro = 0.50 x 2.7 x 0.285 =	0.385	Ton
M29	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)		
	Peso Muro = 1.40 x 2.7 x 0.285 =	1.077	Ton
M30	Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)		
	Peso Muro = 1.40 x 2.7 x 0.285 =	1.077	Ton

**TABLERO VII**

Wm26=	$\frac{1.130}{3.65 \times 3.10} (1.67) =$	0.167	Ton/m <sup>2</sup>
Wm27=	$\frac{1.339}{3.65 \times 3.10} (1.67) =$	0.198	Ton/m <sup>2</sup>
Wm28=	$\frac{0.385}{3.65 \times 3.10} (1.67) =$	0.057	Ton/m <sup>2</sup>
Wm29=	$\frac{1.077}{3.65 \times 3.10} (1.52) =$	0.145	Ton/m <sup>2</sup>
Wm30=	$\frac{1.077}{3.65 \times 3.10} (1.52) =$	0.145	Ton/m <sup>2</sup>

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.711 Ton/m<sup>2</sup>**

**TABLERO VIII**

M31 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
 Peso Muro =  $2.65 \times 2.7 \times 0.263 = 1.882$  Ton

M32 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
 Peso Muro =  $0.90 \times 2.7 \times 0.285 = 0.693$  Ton

M33 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
 Peso Muro =  $0.90 \times 2.7 \times 0.285 = 0.693$  Ton

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.864 Ton/m2**

**TABLERO IX**

M34 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
 Peso Muro =  $1.25 \times 2.7 \times 0.285 = 0.962$  Ton

M35 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
 Peso Muro =  $0.60 \times 2.7 \times 0.285 = 0.462$  Ton

M36 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
 Peso Muro =  $4.04 \times 2.7 \times 0.285 = 3.109$  Ton

M37 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
 Peso Muro =  $0.60 \times 2.7 \times 0.285 = 0.462$  Ton

M38 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
 Peso Muro =  $1.35 \times 2.7 \times 0.263 = 0.959$  Ton

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.459 Ton/m2**

**TABLERO X**

M39 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
 Peso Muro =  $2.50 \times 2.7 \times 0.285 = 1.924$  Ton

M40 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
 Peso Muro =  $0.55 \times 2.7 \times 0.285 = 0.423$  Ton

M41 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero/Yeso)  
 Peso Muro =  $0.45 \times 2.7 \times 0.285 = 0.346$  Ton

M42 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
 Peso Muro =  $0.96 \times 2.7 \times 0.263 = 0.682$  Ton

M43 Peso propio (Yeso/Mortero-Mortero)  
 Peso Muro =  $2.25 \times 2.7 \times 0.263 = 1.598$  Ton

**Peso total adicional de muros en este tablero 0.382 Ton/m2**

**TABLERO VIII**

Wm31=  $\frac{1.882}{1.15 \times 5.19} (1.91) = 0.602$  Ton/m2

Wm32=  $\frac{0.693}{1.15 \times 5.19} (1.13) = 0.131$  Ton/m2

Wm33=  $\frac{0.693}{1.15 \times 5.19} (1.13) = 0.131$  Ton/m2

**TABLERO IX**

Wm34=  $\frac{0.962}{4.05 \times 5.19} (1.49) = 0.068$  Ton/m2

Wm35=  $\frac{0.462}{4.05 \times 5.19} (1.49) = 0.033$  Ton/m2

Wm36=  $\frac{3.109}{4.05 \times 5.19} (1.71) = 0.253$  Ton/m2

Wm37=  $\frac{0.462}{4.05 \times 5.19} (1.71) = 0.038$  Ton/m2

Wm38=  $\frac{0.959}{4.05 \times 5.19} (1.49) = 0.068$  Ton/m2

**TABLERO X**

Wm39=  $\frac{1.924}{3.65 \times 5.19} (1.43) = 0.145$  Ton/m2

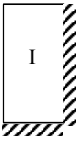
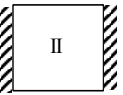






Wm40=  $\frac{0.423}{3.65 \times 5.19} (1.73) = 0.039$  Ton/m2

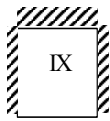
Wm41=  $\frac{0.346}{3.65 \times 5.19} (1.43) = 0.026$  Ton/m2

Wm42=  $\frac{0.682}{3.65 \times 5.19} (1.43) = 0.051$  Ton/m2

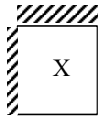
Wm43=  $\frac{1.598}{3.65 \times 5.19} (1.43) = 0.121$  Ton/m2

CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO POR EL METODO DE LOS COEFICIENTES  
PARA LOSA DE PRIMER PISO

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (ton-m)	Mu ajustado (ton-m)	As Req. Cm	Ast Cm	As min Cm	Area de var. Pro p.cm2	Sep. Por Armado c.a.c. cms
	Negativo en bordes continuos	Corto	1009.6	261.08	0.673	1.82	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	0	0.00	0.000	0.00	1.43	2.64	0.71	25
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	493.64	127.65	0.390	1.04	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	220	56.89	0.057	0.15	1.43	2.64	0.71	25
	Positivo	Corto	739.24	191.16	0.191	0.51	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	322.2	83.32	0.083	0.22	1.43	2.64	0.71	25
a1 = 1.15 a2 = 4.1 m = 0.28 w = 1397										
	Negativo en bordes interiores	Corto	333.4	790.53	0.950	2.60	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	331.2	785.31	0.785	2.13	1.43	2.64	0.71	25
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	195.8	464.27	0.390	1.04	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	193.2	458.10	0.458	1.23	1.43	2.64	0.71	25
	Positivo	Corto	144.8	343.34	0.343	0.92	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	137.2	325.32	0.325	0.87	1.43	2.64	0.71	25
a1 = 4.05 a2 = 4.1 m = 0.98 w = 1033										
	Negativo en bordes interiores	Corto	375.5	1126.95	0.950	2.60	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	363.4	1090.63	0.878	2.39	1.43	2.64	0.71	25
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	222.1	666.57	0.560	1.51	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	207.6	623.05	0.508	1.37	1.43	2.64	0.71	25
	Positivo	Corto	180	540.22	0.540	1.46	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	138.2	414.77	0.415	1.11	1.43	2.64	0.71	25
a1 = 3.65 a2 = 4.1 m = 0.89 w = 1609										
	Negativo en bordes interiores	Corto	409.4	619.80	0.878	2.39	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	387.2	586.19	0.586	1.58	1.43	2.64	0.71	25
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	243.8	369.09	0.508	1.37	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	218.8	331.24	0.331	0.89	1.43	2.64	0.71	25
	Positivo	Corto	208	314.89	0.315	0.84	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	139.6	211.34	0.211	0.56	1.43	2.64	0.71	25
a1 = 3 a2 = 3.65 m = 0.82 w = 1202										
	Negativo en bordes interiores	Corto	718.12	164.24	0.564	1.52	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	507.5	116.07	0.131	0.35	1.43	2.64	0.71	25
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	437.14	99.98	0.027	0.07	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	275.68	63.05	0.103	0.27	1.43	2.64	0.71	25
	Positivo	Corto	460.18	105.25	0.105	0.28	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	162.14	37.08	0.037	0.10	1.43	2.64	0.71	25
a1 = 1.15 a2 = 3.1 m = 0.37 w = 1235										
	Negativo en bordes interiores	Corto	413.8	758.70	0.807	2.19	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	388.6	712.49	0.678	1.84	1.43	2.64	0.71	25
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	259.9	476.52	0.510	1.37	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	0	0.00	0.100	0.27	1.43	2.64	0.71	25
	Positivo	Corto	213.7	391.82	0.392	1.05	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	135.9	249.17	0.249	0.66	1.43	2.64	0.71	25
a1 = 3.1 a2 = 4.05 m = 0.77 w = 1363										
	Negativo en bordes interiores	Corto	380	658.82	0.640	1.73	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	338	586.01	0.678	1.84	1.43	2.64	0.71	25
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.447	1.20	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	214	371.02	0.100	0.27	1.43	2.64	0.71	25
	Positivo	Corto	184.5	319.88	0.320	0.86	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	130	225.39	0.225	0.60	1.43	2.64	0.71	25
a1 = 3.1 a2 = 3.65 m = 0.85 w = 1289										
	Negativo en bordes interiores	Corto	856.72	228.80	0.816	2.22	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	545	145.55	0.131	0.35	1.43	2.64	0.71	25
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	523.84	139.90	0.031	0.08	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	534.08	142.63	0.103	0.27	1.43	2.64	0.71	25
	Positivo	Corto	578.08	154.39	0.154	0.41	1.43	2.64	0.71	25
		Largo	173.84	46.43	0.046	0.12	1.43	2.64	0.71	25
a1 = 1.15 a2 = 5.19 m = 0.22 w = 1442										



IX a1 = 4.05 a2 = 5.19 m = 0.78 w = 1037	Negativo en bordes interiores	Corto	412.6	982.85	0.917	2.50	1.43	264	0.71	25
		Largo	354.4	844.21	0.807	2.19	1.43	264	0.71	25
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.235	0.63	1.43	264	0.71	25
		Largo	224.8	535.49	0.510	1.37	1.43	264	0.71	25
	Positivo	Corto	209.6	499.29	0.499	1.34	1.43	264	0.71	25
		Largo	131.4	313.01	0.313	0.84	1.43	264	0.71	25
X a1 = 3.65 a2 = 5.19 m = 0.70 w = 960	Negativo en bordes interiores	Corto	471	843.41	0.917	2.50	1.43	264	0.71	25
		Largo	429	768.21	0.816	2.22	1.43	264	0.71	25
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	277	496.02	0.235	0.63	1.43	264	0.71	25
		Largo	236	422.60	0.447	1.20	1.43	264	0.71	25
	Positivo	Corto	259	463.79	0.464	1.25	1.43	264	0.71	25
		Largo	142	254.28	0.254	0.68	1.43	264	0.71	25





AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES DE BORDES CONTINUOS  
 PARA LOSA DE PRIMER PISO

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

$$f_d = \frac{ki}{\sum ki}$$

Cálculo de la rigidez en los tableros

TABLERO	d (cm)	a <sub>1</sub> (cm)	k (kg/cm <sup>2</sup> )
I	10	115	8.696
II	10	405	2.469
III	10	365	2.740
IV	10	300	3.333
V	10	115	8.696
VI	10	310	3.226
VII	10	310	3.226
VIII	10	115	8.696
IX	10	405	2.469
X	10	365	2.740

Tablero I con II

0.261      0.791

I      △      II

k	8.696	2.469
f <sub>d</sub>	-0.779	-0.221
Me	0.261	-0.791
Md	-0.529	
Mdist.	0.412	0.117
<b>M aj</b>	<b>0.673</b>	<b>-0.673</b>

Tablero IV con VII

0.620      0.659

IV      △      VII

k	3.333	3.226
f <sub>d</sub>	-0.508	-0.492
Me	0.620	-0.659
Md	-0.039	
Mdist.	0.020	0.019
<b>M aj</b>	<b>0.640</b>	<b>-0.640</b>

Tablero II con III

0.791      1.127

II      △      III

k	2.469	2.740
f <sub>d</sub>	-0.474	-0.526
Me	0.791	-1.127
Md	-0.336	
Mdist.	0.159	0.177
<b>M aj</b>	<b>0.950</b>	<b>-0.950</b>

Tablero VI con VII

0.712      0.586

VI      △      VII

k	3.226	8.696
f <sub>d</sub>	-0.271	-0.729
Me	0.712	-0.586
Md	0.126	
Mdist.	-0.034	-0.092
<b>M aj</b>	<b>0.678</b>	<b>-0.678</b>

Tablero III con IV

1.091      0.620

III      △      IV

k	2.740	3.333
f <sub>d</sub>	-0.451	-0.549
Me	1.091	-0.620
Md	0.471	
Mdist.	-0.212	-0.258
<b>M aj</b>	<b>0.878</b>	<b>-0.878</b>

Tablero VI con IX

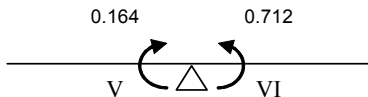
0.759      0.844

VI      △      IX

k	3.226	2.469
f <sub>d</sub>	-0.566	-0.434
Me	0.759	-0.844
Md	-0.086	
Mdist.	0.048	0.037
<b>M aj</b>	<b>0.807</b>	<b>-0.807</b>

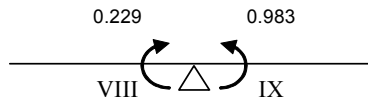
AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES DE BORDES CONTINUOS  
 PARA LOSA DE PRIMER PISO

Tablero V con VI



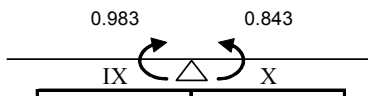
	0.164	0.712
	V	VI
k	8.696	3.226
<i>fd</i>	-0.729	-0.271
Me	0.164	-0.712
Md	-0.548	
Mdist.	0.400	0.148
<b>M aj</b>	<b>0.564</b>	<b>-0.564</b>

Tablero VIII con IX



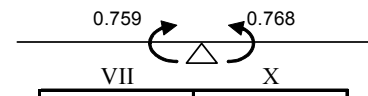
	0.229	0.983
	VIII	IX
k	8.696	2.469
<i>fd</i>	-0.779	-0.221
Me	0.229	-0.983
Md	-0.754	
Mdist.	0.587	0.167
<b>M aj</b>	<b>0.816</b>	<b>-0.816</b>

Tablero IX con X



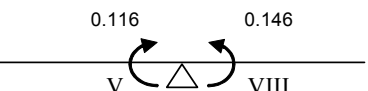
	0.983	0.843
	IX	X
k	2.469	2.740
<i>fd</i>	-0.474	-0.526
Me	0.983	-0.843
Md	0.139	
Mdist.	-0.066	-0.073
<b>M aj</b>	<b>0.917</b>	<b>-0.917</b>

Tablero VII con X



	0.759	0.768
	VII	X
k	3.226	2.740
<i>fd</i>	-0.541	-0.459
Me	0.759	-0.768
Md	-0.010	
Mdist.	0.005	0.004
<b>M aj</b>	<b>0.764</b>	<b>-0.764</b>

Tablero V con VIII



	0.116	0.146
	V	VIII
k	8.696	8.696
<i>fd</i>	-0.500	-0.500
Me	0.116	-0.146
Md	-0.029	
Mdist.	0.015	0.015
<b>M aj</b>	<b>0.131</b>	<b>-0.131</b>

## DISEÑO POR FLEXIÓN

Para momento negativo

Se toma el momento positivo y negativo mayor del tablero mas desfavorable en este caso es el Tablero III

### Datos de diseño

M (-)=	950	kg-m		f'c =	250	kg/cm <sup>2</sup>
M (+)=	540	kg-m		fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
FR =	0.9			f*c =	200	kg/cm <sup>2</sup>
b =	100	cm		f''c =	170	kg/cm <sup>2</sup>
d =	10	cm				
recubrimiento =	2	cm				

Para Momento (-)      0.950      Ton-Mt

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{FRbd^2f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(0.950)(100)(1000)}{(0.9)(100)(10)^2(170)}} = \quad q_{req} = 0.064149$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(fy)} = \quad \rho_{req} = \frac{(0.0641)(170)}{4200} = 0.002597$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = \quad \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{f''c}{fy} \left[ \frac{4800}{6000 + fy} \right] \right] = \quad \rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] \right] = 0.014286$$

**$\rho < \rho_{min}$ , se usará  $\rho_{min}$**

$$\rho_{diseño} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d) \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(100)(10) = \quad \mathbf{2.64 \quad cm^2} \quad \mathbf{RIGE}$$

Comparando con el area de acero por temperatura

$$a_{st} = \frac{660X_1}{4200(100 + X_1)} \quad a_{st} = \frac{660(10)}{4200(100 + 10)} = 0.01429 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{st} = (0.01298 \times 100) = \quad \mathbf{1.428571 \text{ cm}^2}$$

**Para Momento (+)**      0.540      Ton-Mt

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(0.540)(100)(1000)}{(0.9)(100)(10)^2(170)}} = \quad q_{req} = 0.035940$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} = \quad \rho_{req} = \frac{(0.0359)(170)}{4200} = 0.001455$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \quad \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] \right] = \quad \rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] \right] = 0.014286$$

**$\rho < \rho_{min}$ , se usará  $\rho_{min}$**

$$\rho_{diseño} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d) \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(100)(10) = \quad \mathbf{2.64} \quad \mathbf{cm^2} \quad \mathbf{RIGE}$$

Comparando con el area de acero por temperatura

$$a_{st} = \frac{660X_1}{4200(100 + X_1)} \quad a_{st} = \frac{660(10)}{4200(100 + 10)} = 0.01429 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{st} = (0.01298 \times 100) = \quad \mathbf{1.43} \quad \mathbf{cm^2}$$

Proponiendo acero para M (-)

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

Proponiendo varilla # 3  $a_o = 0.71$

$$S = \frac{100(0.71)}{2.64} \quad \mathbf{26.89} \quad \mathbf{cm}$$

$$S_{max} \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ cm} \\ 3.5 \text{ XI} \quad 3.5(10) = 35 \\ \text{Por armado se usara varilla \# 3 @ 25 cm c.a.c.} \end{array} \right.$$

Proponiendo acero para M (+)

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

Proponiendo varilla # 3  $a_o = 0.71$

$$S = \frac{100(0.71)}{2.64} \quad \mathbf{26.89 \text{ cm}}$$

$$S_{max} \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ cm} \\ 3.5 \text{ XI} \quad 3.5(9) = 35 \\ \text{Por armado se usara varilla \# 3 @ 25 cm c.a.c.} \end{array} \right.$$

**REVISION POR CORTANTE**

**VCR > Vu**

$$V = \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W \quad V = \left( \frac{4.05}{2} - 0.10 \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{4.05}{5.19} \right) 1037 \quad 1117.53 \text{ kg}$$

se incrementara 15 % según N.T.C. 6.3.3.6

$$V ( 1.15 \times 1117.53 ) = 1285.16 \text{ kg}$$

$$\mathbf{Vu = Fc V} \quad \mathbf{Vu = 1285.16 \times 1.4 = 1799.22 \text{ kg}}$$

$$VCR = 0.5 F_r b d \sqrt{f^* c}$$

$$VCR = 0.5(0.8)(100)(10)\sqrt{200} \quad \mathbf{5656.85 \text{ kg}}$$

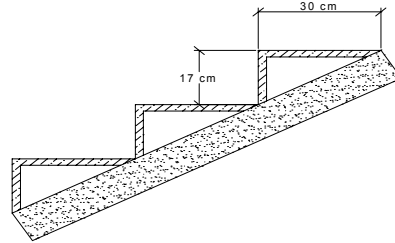
**VCR > Vu      SE ACEPTA LA LOSA**

# DISEÑO DE LOSA DE RAMPA DE ESCALERA

## ANALISIS DE CARGAS

### LOSA DE RAMPA DE ESCALERA

Se propone una losa de 10 cms de espesor con plafon de yeso y escalones de tabique



MATERIAL	ESPELOR (m)	PESO VOL. (ton/m <sup>3</sup> )	PESO TOT (ton/m <sup>2</sup> )
Escalon	0.085	1.5	0.128
Losa de concreto	0.10	2.4	0.240
Recubrimiento de yeso	0.02	1.5	0.030
<b>SUMA CM =</b>			<b>0.398</b>

### CARGAS DE SERVICIO

**Cargas permanentes**

CM =	0.398	ton/m <sup>2</sup>
Cad =	0.040	ton/m <sup>2</sup>
CV =	0.350	ton/m <sup>2</sup>
<b>CT =</b>	<b>0.788</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>

**Cargas permanentes + accidentales**

CM =	0.398	ton/m <sup>2</sup>
Cad =	0.040	ton/m <sup>2</sup>
CV =	0.150	ton/m <sup>2</sup>
<b>CT =</b>	<b>0.588</b>	<b>ton/m<sup>2</sup></b>

### DISEÑO POR FLEXIÓN

#### Para momento Positivo

##### Datos de diseño

M (+)=	718	kg-m	f'c =	250	kg/cm <sup>2</sup>
FR =	0.9		fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
b =	100	cm	f*c =	200	kg/cm <sup>2</sup>
d =	10	cm	f'c =	170	kg/cm <sup>2</sup>
recubrimiento =	2	cm			

**Para Momento (-)**      0.718      Ton-Mt

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{Frbd^2f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(0.718)(100)(1000)}{(0.9)(100)(10)^2(170)}} = \quad q_{req} = 0.048084$$

$$p_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(fy)} = \quad P_{req} = \frac{(0.048)(170)}{4200} = 0.001946$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \quad \quad \quad P_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \left[ \frac{f'c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] \right] = \rho_{\max} = 0.75 \left[ \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] \right] = 0.014286$$

**$\rho < \rho_{\min}$ , se usará  $A_{s\min}$**

p diseño = 0.002635

$A_s = (\rho)(b)(d')$                        **$A_s = (2.63 \times 10^{-3})(100)(10) = 2.64 \text{ cm}^2$**                       **RIGE**

**Comparando con el area de acero por temperatura**

$$a_{st} = \frac{660X_1}{4200(100 + X_1)} \quad \quad \quad a_{st} = \frac{660(10)}{4200(100 + 10)} = 0.01429 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

**$A_{st} = (0.01298 \times 100) = 1.428571 \text{ cm}^2$**

Proponiendo acero para M (+)

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

Proponiendo varilla # 3  $a_o = 0.71$

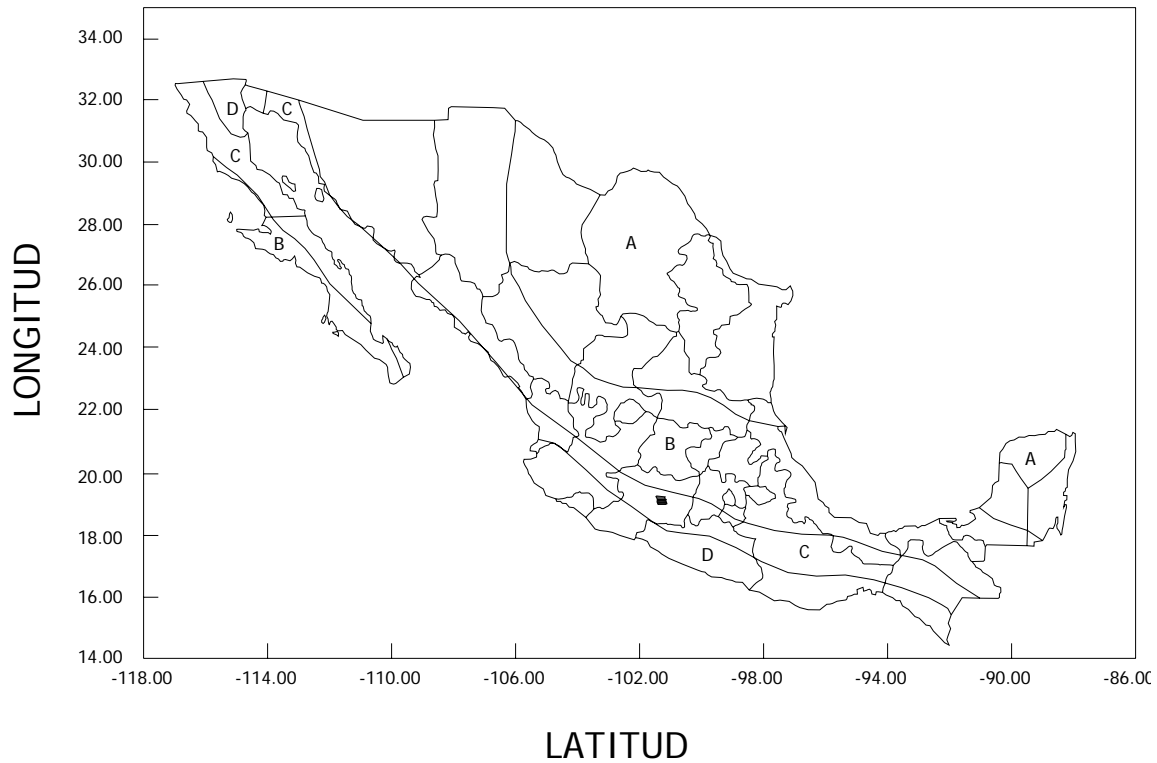
$$S = \frac{100(0.71)}{2.64} \quad \quad \quad \mathbf{26.89 \text{ cm}}$$

$$S_{\max} \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ cm} \\ 3.5 \text{ XI} \quad 3.5(10) = 35 \\ \text{Por armado se usara varilla \# 3 @ 25 cm c.a.c.} \end{array} \right.$$



# ANÁLISIS SISMICO ESTÁTICO

A continuación se analizarán las fuerzas sísmicas que actuarán en la estructura



Regionalización sísmica de México (Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE,

Zona sísmica de la Republica	Tipo de suelo	a0	C	T1(s)	T2(s)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	0.5
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	0.667
	III	0.05	0.2	0.6	2.5	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	0.5
	II	0.08	0.3	0.3	1.5	0.667
	III	0.1	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0	0.6	0.5
	II	<b>0.64</b>	<b>0.64</b>	<b>0</b>	<b>1.4</b>	<b>0.667</b>
	III	0.64	0.64	0	1.9	1
D	I	0.5	0.5	0	0.6	0.5
	II	0.86	0.86	0	1.2	0.667
	III	0.86	0.86	0	1.7	1

$$1 \quad 0 < T < T_1 : a = a_0 + \frac{C - a_0}{T_1} T$$

$$2 \quad T_1 \leq T \leq T_2 : a = c$$

$$3 \quad T > T_2 : a = c \left( \frac{T_2}{T} \right)^r$$

Donde:

a: ordenada espectral

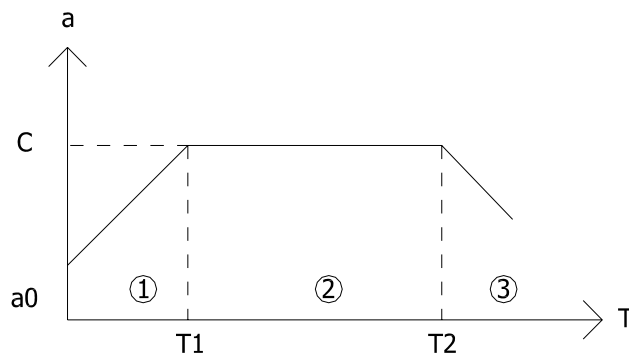
a<sub>0</sub>: ordenada espectral para T=0

c: coeficiente sísmico básico

r: exponente adimensional

T: periodo natural de la estructura o uno de sus modos, en segundos

T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>: periodos naturales que definen la forma del espectro, en segundos



• **Determinación del coeficiente cortante basal**

Para zona sísmica tipo "C" y terreno tipo II, estructuras del grupo B corresponde un valor de Q = 4

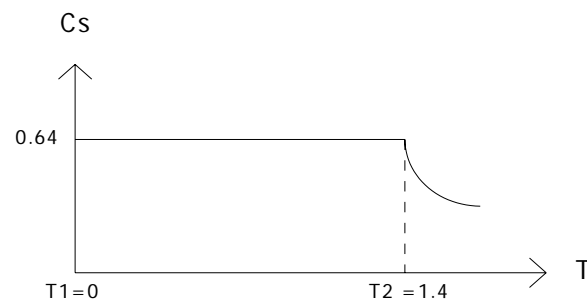
$$a_0 = 0.64$$

$$C = 0.64$$

$$T_1 = 0$$

$$T_2 = 1.4$$

$$r = 0.667$$



$$F_i = \frac{(C_s) (W_i h_i) (W_i)}{(Q) \left( \sum_{i=1}^n W_i h_i \right)}$$

$$T = C_T H^{0.75} \quad C_s = \frac{C}{Q} = 0.16 \quad Q = 4$$

**MARCO 1**

NIVEL	hi (m)	Wi (ton)	Wi hi	Fi (ton)	Vi (ton)
3	8.10	7.69	62.31	2.02	2.02
2	5.40	13.06	70.53	2.29	4.31
1	2.70	13.75	37.13	1.21	5.52
SUMA =		34.51	169.97		

**MARCO 2**

NIVEL	hi (m)	Wi (ton)	Wi hi	Fi (ton)	Vi (ton)
3	8.10	14.01	113.45	3.55	8.77
2	5.40	20.87	112.71	3.53	5.22
1	2.70	19.93	53.81	1.69	1.69
SUMA =		54.81	279.96		

**MARCO 3**

NIVEL	hi (m)	Wi (ton)	Wi hi	Fi (ton)	Vi (ton)
3	8.10	12.39	100.37	3.20	7.86
2	5.40	17.32	93.51	2.98	4.66
1	2.70	19.41	52.40	1.67	1.67
SUMA =		49.12	246.29		

**MARCO 4**

NIVEL	hi (m)	Wi (ton)	Wi hi	Fi (ton)	Vi (ton)
3	8.10	14.36	116.29	3.73	8.19
2	5.40	14.64	79.04	2.54	4.46
1	2.70	22.21	59.98	1.92	1.92
SUMA =		51.21	255.31		

**MARCO 5**

NIVEL	hi (m)	Wi (ton)	Wi hi	Fi (ton)	Vi (ton)
3	8.10	9.99	80.93	2.46	4.85
2	5.40	8.70	46.98	1.43	2.39
1	2.70	11.64	31.42	0.96	0.96
SUMA =		30.33	159.33		

**MARCO A**

NIVEL	hi (m)	Wi (ton)	Wi hi	Fi (ton)	Vi (ton)
3	8.10	18.99	153.82	5.05	12.09
2	5.40	22.74	122.79	4.03	7.04
1	2.70	33.86	91.42	3.00	3.00
SUMA =		75.59	368.03		

**MARCO B**

NIVEL	hi (m)	Wi (ton)	Wi hi	Fi (ton)	Vi (ton)
3	9.00	18.35	165.14	5.40	15.82
2	5.40	37.53	202.64	6.62	10.42
1	2.70	43.00	116.09	3.80	3.80
SUMA =		98.87	483.87		

**MARCO C**

NIVEL	hi (m)	Wi (ton)	Wi hi	Fi (ton)	Vi (ton)
3	8.10	11.86	96.06	3.18	9.19
2	5.40	21.49	116.02	3.85	6.00
1	2.70	24.06	64.97	2.15	2.15
SUMA =		57.41	277.05		

A continuación una vez encontradas las fuerzas sísmicas, se hizo el análisis estructural con un modelo de marcos rígidos aplicando las fuerzas sísmicas en cada nodo de la estructura, y analizarlas en el programa STAAD.

Primero se procede a calcular todas las áreas tributarias de cada nudo de la estructura, así como las áreas tributarias de trabes y columna, posteriormente se calcularon los elementos mecánicos actuantes en la estructura bajo diferentes combinaciones de diseño las cuales son:

- Carga muerta + Carga viva máxima
- Carga muerta + Carga viva instantánea + Sismo en X + 30% de sismo en Y
- Carga muerta + Carga viva instantánea + Sismo en X - 30% de sismo en Y
- Carga muerta + Carga viva instantánea - Sismo en X + 30% de sismo en Y
- Carga muerta + Carga viva instantánea - Sismo en X - 30% de sismo en Y
- Carga muerta + Carga viva instantánea + 30% Sismo en X + de sismo en Y
- Carga muerta + Carga viva instantánea - 30% Sismo en X + de sismo en Y
- Carga muerta + Carga viva instantánea + 30% Sismo en X - de sismo en Y
- Carga muerta + Carga viva instantánea - 30% Sismo en X - de sismo en Y

Pesos que intervienen en las combinaciones de diseño para cada corrida del programa.

Elemento	Wt (Ton)	AREAS TRIBUTARIA	Area tributaria (M <sup>2</sup> )	Longitud	Carga
E 48	0.498	0.00	4.10	4.05	0.504
E 49	0.498	0.00	3.33	3.65	0.454
E 50	0.996	0.91	5.01	4.05	0.616
E 51	0.996	3.22	6.55	3.65	0.894
E 52	0.996	0.91	4.78	4.05	0.588
E 53	0.996	3.25	6.47	3.65	0.883
E 54	0.996	4.10	7.97	4.05	0.980
E 55	0.996	3.33	6.58	3.65	0.898
E 56	0.498	0.00	4.10	4.05	0.504
E 57	0.498	0.00	3.33	3.65	0.454
E 58	0.996	4.21	7.60	4.10	0.923
E 59	0.996	4.15	8.36	4.10	1.015
E 60	0.498	0.00	4.15	4.10	0.504
E 62	0.996	2.25	3.82	3.00	0.634
E 63	0.498	0.00	2.25	3.00	0.374
E 64	0.996	2.40	4.64	3.10	0.745
E 65	0.996	2.40	4.80	3.10	0.771
E 66	0.498	0.00	2.40	3.10	0.386
E 67	0.996	6.41	11.05	5.19	1.060
E 68	1.076	6.14	12.55	5.19	1.299
E 69	0.498	0.00	6.14	5.19	0.589
E 137	0.498	0.00	0.66	1.15	0.286
E 138	0.498	0.00	0.66	1.15	0.286
E 139	0.498	0.00	0.66	1.15	0.286
E 140	0.996	0.66	1.32	1.15	0.572
E 141	0.498	0.00	0.66	1.15	0.286
E 142	0.498	0.00	2.06	3.06	0.335
E 70	0.474	0.00	0.66	1.15	0.272
E 70	0.474	0.00	4.10	4.05	0.480
E 70	0.474	0.00	3.33	3.65	0.432
E 73	0.474	0.00	0.66	1.15	0.272
E 74	0.948	0.91	5.01	4.05	0.586
E 75	0.948	3.22	6.55	3.65	0.851
E 76	0.474	0.00	0.66	1.15	0.272
E 77	0.948	0.91	4.78	4.05	0.559
E 78	0.948	3.25	6.47	3.65	0.840
E 79	0.948	0.66	1.32	1.15	0.544
E 80	0.948	4.10	7.97	4.05	0.933
E 81	0.948	3.33	6.58	3.65	0.854

ELEMENTO	Wt (Ton)	AREAS TRIBUTARIA	Area tributaria (M <sup>2</sup> )	Longitud	CARGA
E 82	0.474	0.00	0.66	1.15	0.272
E 83	0.474	0.00	4.10	4.05	0.480
E 84	0.474	0.00	3.33	3.65	0.432
E 86	0.948	4.21	7.60	4.10	0.879
E 87	0.948	4.15	8.36	4.10	0.966
E 88	0.474	0.00	4.15	4.10	0.480
E 91	0.948	2.25	4.47	3.00	0.706
E 92	0.474	0.00	2.25	3.00	0.356
E 94	0.948	2.40	4.64	3.10	0.709
E 95	0.948	2.40	4.80	3.10	0.734
E 96	0.474	0.00	2.40	3.10	0.367
E 98	0.948	6.41	11.05	5.19	1.009
E 99	0.948	6.14	12.55	5.19	1.146
E 100	0.474	0.00	6.14	5.19	0.561
E 101	0.449	0.00	0.72	1.20	0.269
E 102	0.449	0.00	2.49	4.15	0.269
E 103	0.636	0.00	3.33	3.70	0.572
E 104	0.898	0.72	1.44	1.20	0.539
E 105	0.898	3.97	6.46	4.15	0.699
E 132	0.449	0.00	3.39	3.76	0.405
E 106	0.636	0.00	3.33	3.70	0.572
E 107	0.898	0.72	1.44	1.20	0.539
E 108	0.898	4.03	8.00	4.15	0.866
E 109	0.898	3.42	6.81	3.76	0.813
E 110	0.898	0.72	1.44	1.20	0.539
E 111	0.898	2.79	6.82	4.15	0.738
E 112	0.898	2.40	5.82	3.76	0.695
E 113	0.449	0.00	0.72	1.20	0.269
E 114	0.449	0.00	2.79	4.15	0.302
E 115	0.449	0.00	2.40	3.76	0.287
E 117	0.898	2.49	5.97	4.10	0.654
E 136	0.898	3.52	7.04	5.83	0.542
E 135	0.449	0.00	2.49	4.20	0.266
E 118	0.636	0.00	4.15	4.10	0.644
E 119	0.636	0.00	4.15	4.10	0.644
E 121	0.898	2.25	4.41	3.00	0.660
E 122	0.898	2.25	4.50	3.00	0.674
E 123	0.449	0.00	2.25	3.00	0.337
E 125	0.898	2.40	4.68	3.10	0.678
E 126	0.898	2.40	4.80	3.10	0.695
E 127	0.449	0.00	2.40	3.10	0.348
E 129	0.898	3.50	8.28	5.19	0.716
E 133	0.898	4.47	8.94	6.65	0.604
E 130	0.898	3.28	6.78	5.27	0.578
E 134	0.898	4.06	8.12	6.40	0.570
E 131	0.449	0.00	3.28	5.19	0.284

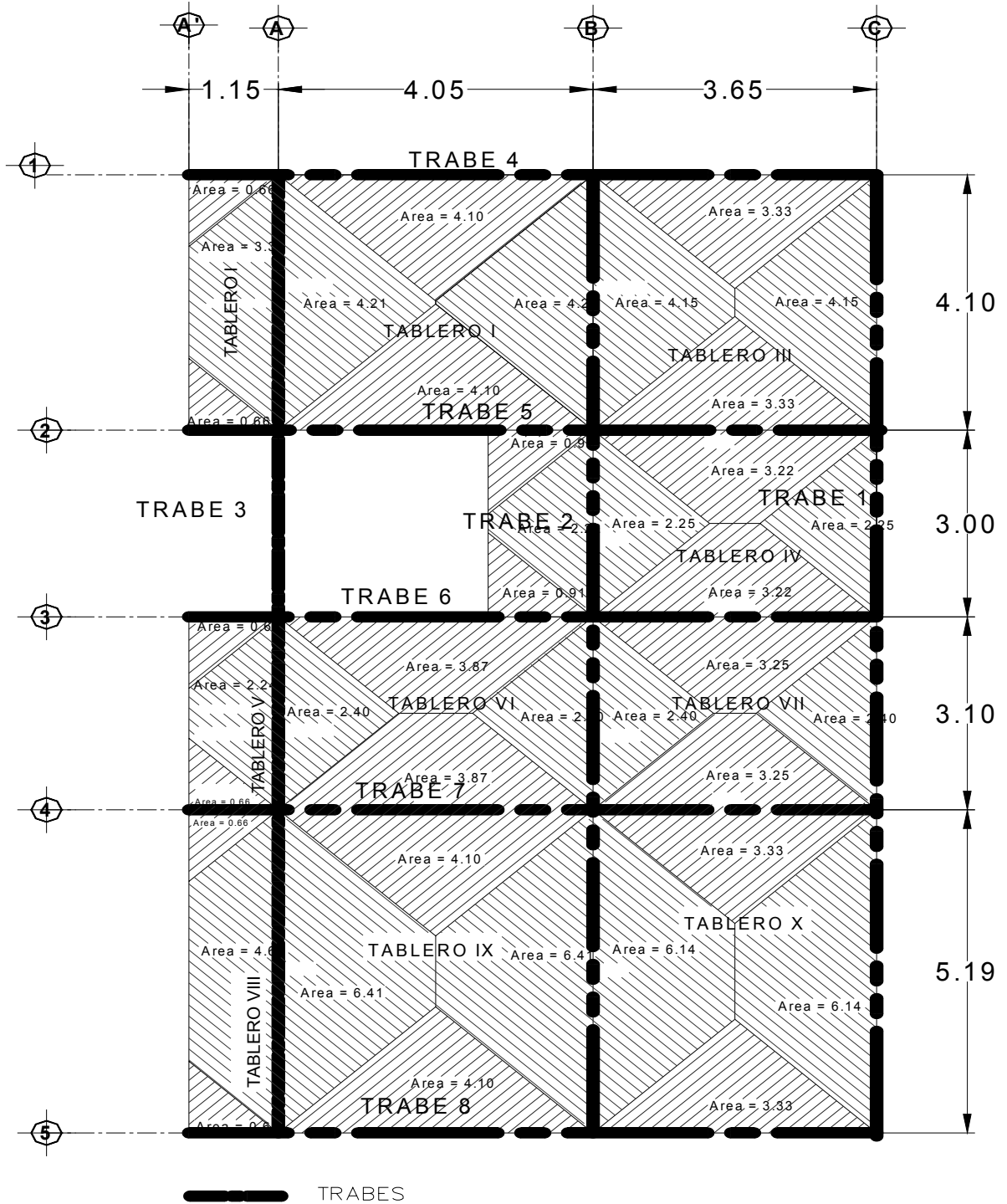
Nudo	Fi (Ton)	30% Fi
16	3.000	0.900
17	3.800	1.140
18	2.150	0.645
19	3.000	0.900
20	3.800	1.140
21	2.150	0.645
22	3.000	0.900
23	3.800	1.140
24	2.150	0.645
25	3.000	0.900
26	3.800	1.140
27	2.150	0.645
28	3.000	0.900
29	3.800	1.140
30	2.150	0.645
32	4.030	1.209
33	6.620	1.986
34	3.850	1.155
36	4.030	1.209
37	6.620	1.986
38	3.850	1.155
40	4.030	1.209
41	6.620	1.986
42	3.850	1.155
44	4.030	1.209
45	6.620	1.986
46	3.850	1.155
48	4.030	1.209
49	6.620	1.986
50	3.850	1.155
52	5.050	1.515
71	5.400	1.620
54	3.180	0.954
56	5.050	1.515
72	5.400	1.620
57	5.400	1.620
58	3.550	1.065
60	5.050	1.515
61	5.400	1.620
62	3.200	0.960
64	5.050	1.515
65	5.400	1.620
66	3.730	1.119
68	5.050	1.515
69	5.400	1.620
70	3.180	0.954

Una vez encontradas los elementos mecánicos que intervienen en la estructura se tomo la combinación de diseño más desfavorable para cada elemento y diseñar.



# DISEÑO DE TRABES DE PRIMER PISO

# AREAS TRIBUTARIAS DE TRABES

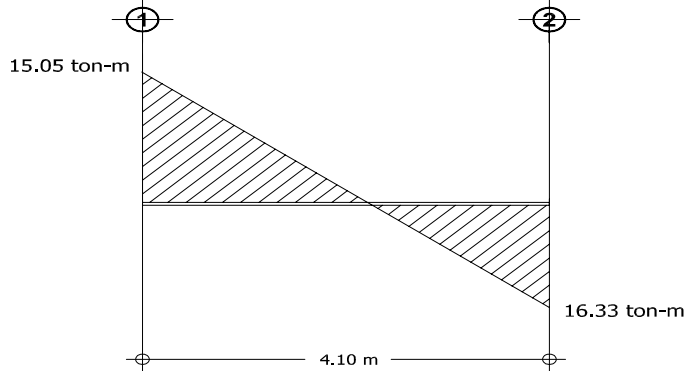


## LOSA PRIMER PISO

## DISEÑO DE TRABES

<b>Diseño de trabe :</b>	<b>2</b>		<b>f'c =</b>	250	kg/cm <sup>2</sup>
<b>M (-)=</b>	16330	kg-m	<b>fy =</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>M (+)=</b>	15050	kg-m			
<b>V =</b>	10040	kg			

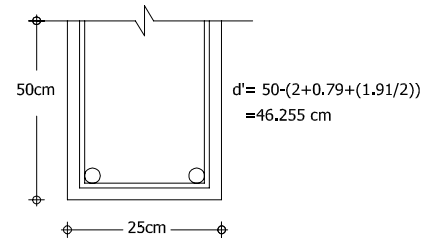
**DIAGRAMA DE MOMENTOS**



## DATOS

<b>Seccion propuesta :</b>		50 x 25 cm		<b>f'c =</b>	200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>FR =</b>	0.9			<b>f'c =</b>	170	kg/cm <sup>2</sup>
<b>b =</b>	25	cm				
<b>h =</b>	50	cm				
<b>recubrimiento =</b>	2	cm				
<b>d =</b>	46.26	cm				
<b>Varilla propuesta =</b>	6					
<b>Long de la Trabe</b>	4.1	mts				

**Para Momento (-)**      16.330      Ton - Mt



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(16.33)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = \quad q_{req} = \quad 0.224814$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} = \quad \rho_{req} = \frac{(0.2248)(170)}{4200} = \quad 0.009100$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \quad \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = \quad 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = P_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$p_{\text{diseño}} = 0.009100$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (9.10 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 10.52 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 6 y 2 Varillas del No 4 = 11.09 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 15.050 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(15.05)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.204893$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = P_{\text{req}} = \frac{(0.2048)(170)}{4200} = 0.008293$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = P_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = P_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

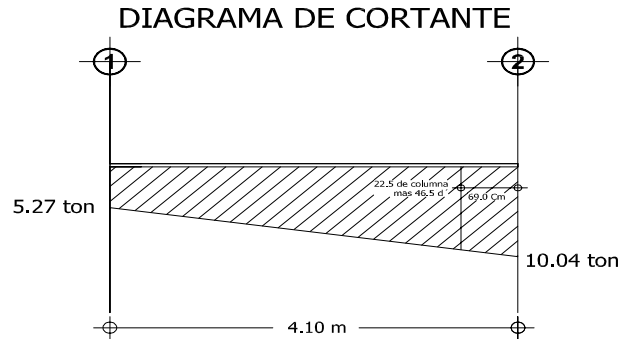
**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$p_{\text{diseño}} = 0.008293$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (8.29 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 9.59 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 6 y 1 Varilla del No 4 = 9.82 Cm<sup>2</sup>**

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.



$$\frac{10.04 - 5.27}{4.10} = \frac{10.04 - V_u}{0.69} \quad V_u = \quad \mathbf{9237.58 \text{ kg}}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto  
Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$p_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{11.09}{(25)(46.26)} = \mathbf{0.0096}$$

Si  $p_{real} < 0.015$      $V_{cr} = Fr[0.2 + 20p]bd\sqrt{f^*c}$

Si  $p_{real} > 0.015$      $0.5 F_r b d \sqrt{f^*c}$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0096)](25)(46.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 9237.58 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 5125.96 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$     se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 4111.62 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{F_r A_v F_y d}{V_s} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)(46.26)}{4111.62} = \mathbf{22.31 \text{ Cm}} \quad \text{RIGE PARA L/4}$$

$$S_{minima} = \frac{F_r A_v F_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)}{3.5(25)} = \mathbf{22.67 \text{ Cm}}$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6\text{cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad \mathbf{S_{max} = 0.5d}$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = \quad \mathbf{19624.334}$$

$$\mathbf{S_{max} = 23.13 \text{ Cm}}$$

**Por Armado colocar @ 20 Cms**

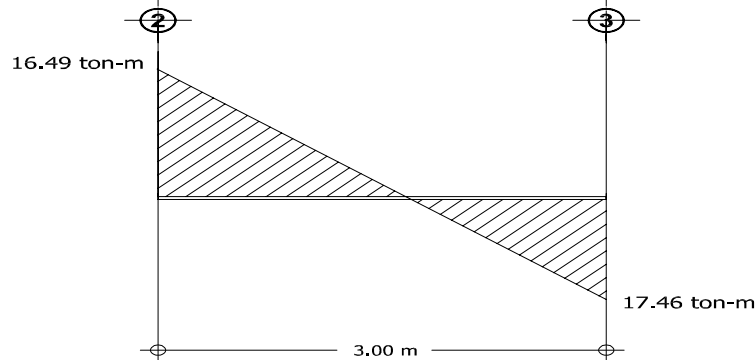
$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{23.13}{2} = 11.56$$

**Por lo que quedara a cada 10 cm**

## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	<b>2</b>		$f_c =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
$M (-) =$	17460	kg-m	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$M (+) =$	16490	kg-m			
$V =$	12400	kg			

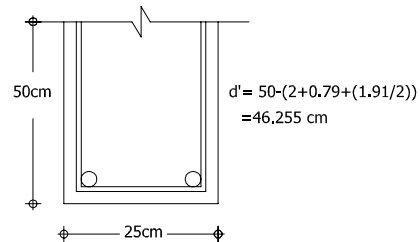
### DIAGRAMA DE MOMENTOS



## DATOS

Seccion propuesta : 50 x 25 cm

$FR =$	0.9		$f_c =$	200	kg/cm <sup>2</sup>
$b =$	25	cm	$f_c =$	170	kg/cm <sup>2</sup>
$h =$	50	cm			
recubrimiento =	2	cm			
$d =$	46.26	cm			
Varilla propuesta =	6				
Long de la Trabe	3.00	mts			
Para Momento (-)	17.460	Ton - Mt			



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{Frbd^2f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(17.46)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = \quad q_{req} = 0.242836$$

$$p_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} = \quad P_{req} = \frac{(0.2428)(170)}{4200} = 0.009829$$

$$p_{min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \quad P_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

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

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.009829$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (9.82 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 11.37 \text{ cm}^2$$

Usaremos 4 Varillas del No 6 = 11.40 Cmr<sup>2</sup>

Para Momento (+) 16.490 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(16.49)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.227340$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.2273)(170)}{4200} = 0.009202$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

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

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.009202$$

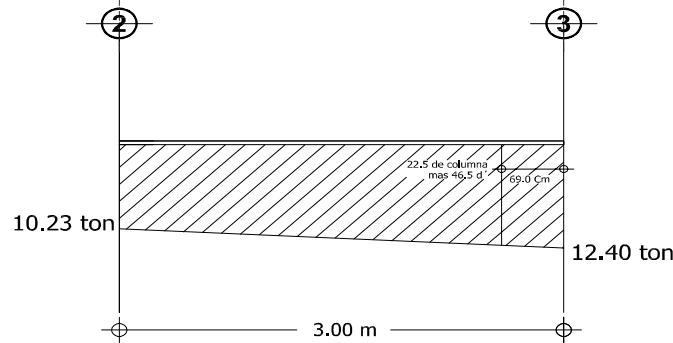
$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (9.20 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 10.64 \text{ cm}^2$$

Usaremos 3 Varillas del No 6 y 2 Varilla del No 4 = 11.09 Cmr<sup>2</sup>



## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

### DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{12.40 - 10.23}{3.00} = \frac{12.40 - V_u}{0.69} \quad V_u = \quad \mathbf{11900.90 \text{ kg}}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto**

**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{\mathbf{11.4}}{(25)(46.26)} = \mathbf{0.0099}$$

Si  $\rho_{real} < 0.015$      $V_{cr} = Fr[0.2 + 20\rho]bd\sqrt{f'c}$

Si  $\rho_{real} > 0.015$      $0.5 Frbd\sqrt{f'c}$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0099)](25)(46.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 11900.90 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 5196.10 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$     se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 6704.80 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{FrA_vF_yd}{V_s} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)(46.26)}{6704.80} = \mathbf{13.68 \text{ Cm}} \quad \text{RIGE PARA L/4}$$

$$S_{minima} = \frac{FrA_vF_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)}{3.5(25)} = \mathbf{22.67 \text{ Cm}}$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad S_{\max} = 0.5d$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = \quad \mathbf{19624.334}$$

$$S_{\max} = \quad \mathbf{23.13} \quad \text{Cm}$$

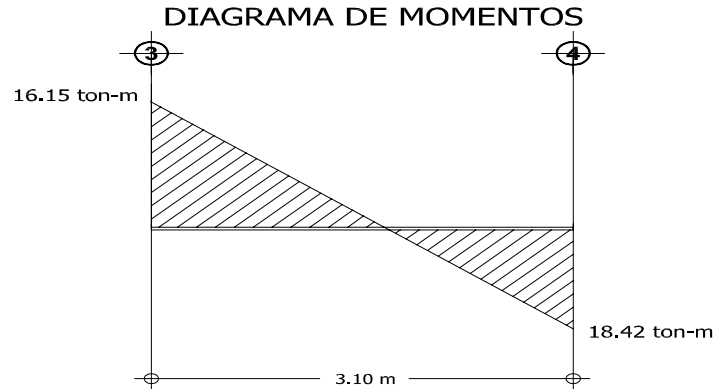
**Por Armado colocar @ 10 Cms**

$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{\mathbf{13.68}}{\mathbf{2}} \quad \mathbf{6.84}$$

**Por lo que quedara a cada 6 cm**

## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	<b>2</b>			$f_c =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
$M (-) =$	18420	kg-m		$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$M (+) =$	16150	kg-m				
$V =$	12520	kg				

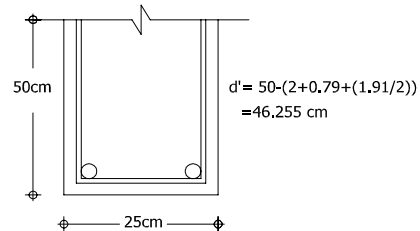


## DATOS

Seccion propuesta : 50 x 25 cm

FR =	0.9				
<b>b</b> =	25	cm		$f'_c =$	200 kg/cm <sup>2</sup>
<b>h</b> =	50	cm		$f'_c =$	170 kg/cm <sup>2</sup>
recubrimiento =	2	cm			
<b>d</b> =	46.26	cm			
Varilla propuesta =	6				
Long de la Trabe	3.10	mts			

Para Momento (-) 18.420 Ton - Mt



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(M_r)}{F_r b d^2 f'_c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(18.42)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{req} = 0.258491$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f'_c)}{(f_y)} = \rho_{req} = \frac{(0.2584)(170)}{4200} = 0.010463$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} = \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = P_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

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

$$p_{\text{diseño}} = 0.010463$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (1.04 \times 10^{-2})(25)(46.26) = 12.10 \text{ cm}^2$$

Usaremos 3 Varillas del No 6 y 3 Varillas del No 4 = 12.36 Cm<sup>2</sup>

Para Momento (+) 16.150 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(16.15)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.221982$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = P_{\text{req}} = \frac{(0.2219)(170)}{4200} = 0.008985$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = P_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = P_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

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

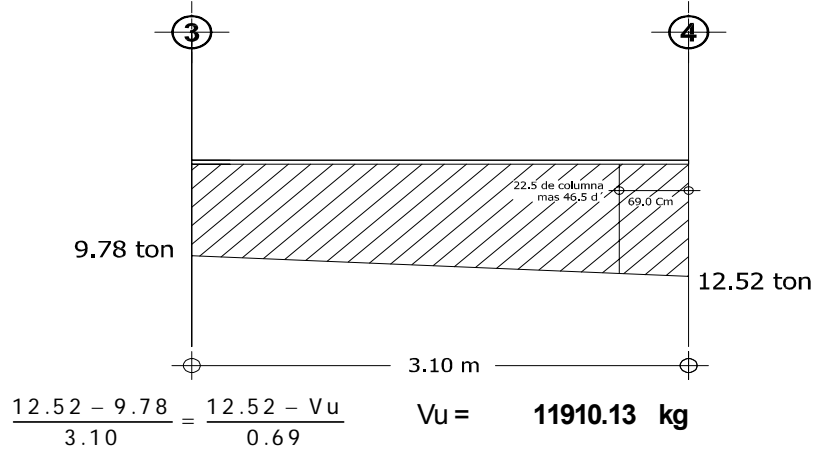
$$p_{\text{diseño}} = 0.008985$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (8.98 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 10.39 \text{ cm}^2$$

Usaremos 3 Varillas del No 6 y 2 Varilla del No 4 = 11.09 Cm<sup>2</sup>

**DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.**

**DIAGRAMA DE CORTANTE**



**Fuerza cortante que toma el concreto**

**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{12.36}{(25)(46.26)} = 0.0107$$

Si  $\rho_{real} < 0.015 \quad V_{cr} = Fr[0.2 + 20p]bd\sqrt{f^*c}$

Si  $\rho_{real} > 0.015 \quad 0.5 Fr b d \sqrt{f^*c}$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0107)](25)(46.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 11910.13 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 5413.33 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$  se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

**SEPARACION DE LOS ESTRIBOS**

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 6496.80 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{FrA_vF_{yd}}{V_s} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)(46.26)}{6496.80} = \mathbf{14.12 \text{ Cm}} \quad \text{RIGE PARA L/4}$$

$$S_{minima} = \frac{FrA_vF_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)}{3.5(25)} = \mathbf{22.67 \text{ Cm}}$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad S_{\max} = 0.5d$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = \quad \mathbf{19624.334}$$

$$S_{\max} = \quad \mathbf{23.13} \quad \text{Cm}$$

**Por Armado colocar @ 10 Cms**

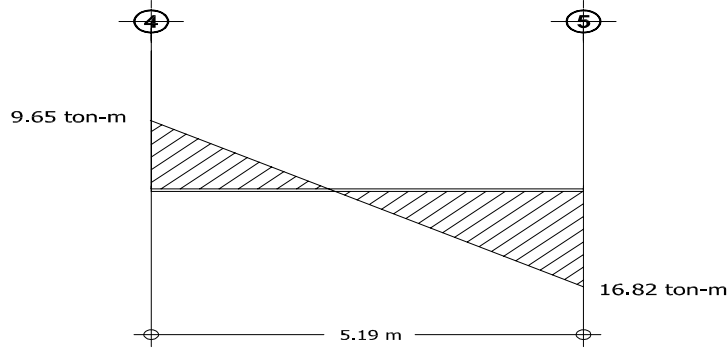
$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{14.12}{2} = 7.06$$

**Por lo que quedara a cada 6 cm**

## DISEÑO DE TRABES

<b>Diseño de trabe :</b>	<b>2</b>		<b>f'c =</b>	250	kg/cm <sup>2</sup>	
	<b>M (-) =</b>	16820	kg-m	<b>fy =</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
	<b>M (+) =</b>	9650	kg-m			
	<b>V =</b>	8680	kg			

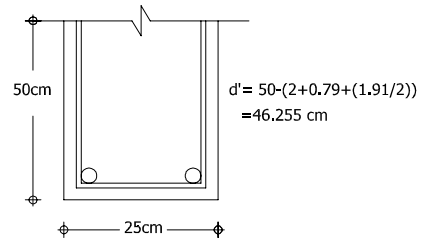
**DIAGRAMA DE MOMENTOS**



## DATOS

**Seccion propuesta :** 50 x 25 cm

<b>FR =</b>	0.9		<b>f'c =</b>	200	kg/cm <sup>2</sup>	
	<b>b =</b>	25	cm	<b>f'c =</b>	170	kg/cm <sup>2</sup>
	<b>h =</b>	50	cm			
	<b>recubrimiento =</b>	2	cm			
	<b>d =</b>	46.26	cm			
	<b>Varilla propuesta =</b>	6				
	<b>Long de la Trabe</b>	5.19	mts			
<b>Para Momento (-)</b>	16.820	Ton - Mt				



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(M_r)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(16.82)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = \quad q_{req} = 0.232577$$

$$p_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} = \quad P_{req} = \frac{(0.2325)(170)}{4200} = 0.009414$$

$$p_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \quad P_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.009414$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (9.41 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 10.89 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 6 y 2 Varilla del No 4 = 11.09 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 9.650 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(9.65)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.125835$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.1258)(170)}{4200} = 0.005093$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.005093$$

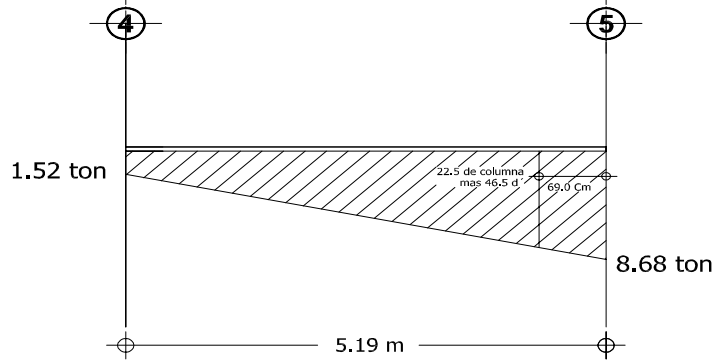
$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (5.09 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 5.89 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 2 Varillas del No 6 y 1 Varilla del No 4 = 6.97 Cm<sup>2</sup>**



## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

### DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{8.68 - 1.52}{5.19} = \frac{8.68 - V_u}{0.69} \quad V_u = \quad \mathbf{7728.09 \text{ kg}}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto**

**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$p_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{\mathbf{11.09}}{(25)(46.26)} = \mathbf{0.0096}$$

Si  $p_{real} < 0.015$      $V_{cr} = Fr[0.2 + 20p]bd\sqrt{f' * c}$

Si  $p_{real} > 0.015$      $0.5 Fr b d \sqrt{f' * c}$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0096)](25)(46.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 7728.09 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 5125.96 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$     se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 2602.13 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{FrA_vF_{yd}}{V_s} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)(46.26)}{2602.13} = \mathbf{35.26 \text{ Cm}}$$

$$S_{minima} = \frac{FrA_vF_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)}{3.5(25)} = \mathbf{22.67 \text{ Cm}}$$

**RIGE PARA L/4**

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6\text{cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad S_{\max} = 0.5d$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = \quad \mathbf{19624.334}$$

$$S_{\max} = \quad \mathbf{23.13} \quad \text{Cm}$$

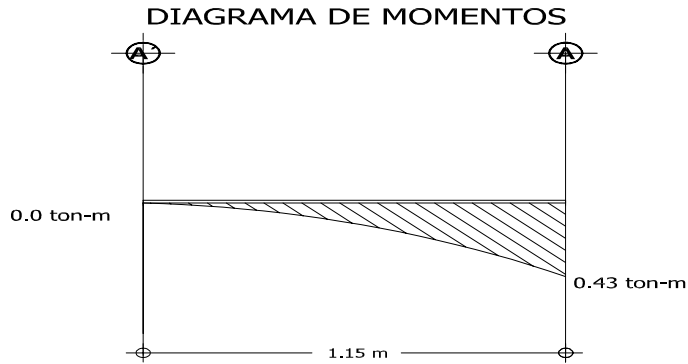
**Por Armado colocar @20 Cms**

$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{22.67}{2} \quad 11.33$$

**Por lo que quedara a cada 10 cm**

## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	7								
M (-)=	430	kg-m	f'c =	250	kg/cm <sup>2</sup>				
M (+)=	0	kg-m	fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>				
V =	750	kg							



## DATOS

Seccion propuesta : 50 x 25 cm

FR = 0.9

b = 25 cm

h = 50 cm

recubrimiento = 2 cm

d = 46.26 cm

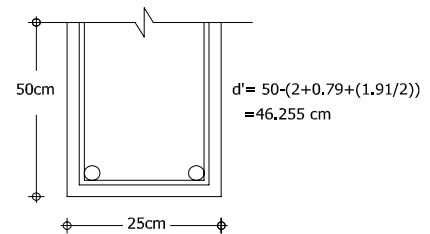
Varilla propuesta = 6

Long de la Trabe 1.15 mts

Para Momento (-) 0.430 Ton - Mt

f'c = 200 kg/cm<sup>2</sup>

f'c = 170 kg/cm<sup>2</sup>



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{FRbd^2f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(0.43)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} =$$

$$q_{req} = 0.005268$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(fy)} =$$

$$P_{req} = \frac{(0.00465)(170)}{4200} = 0.000213$$

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

$$P_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

$\rho < \rho_{\min}$ , se usará  $A_{s\min}$

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 3.05 \text{ cm}^2$$

**Por armado Usaremos 2 Varillas del No 6 = 5.70 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 0.000 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(0.0)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.000000$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.000)(170)}{4200} = 0.000000$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

$\rho < \rho_{\min}$ , se usará  $A_{s\min}$

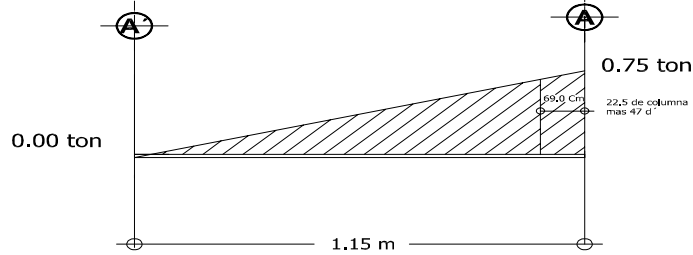
$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 3.05 \text{ cm}^2$$

**Por armado Usaremos 2 Varillas del No 6 = 5.70 Cm<sup>2</sup>**

**DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.**

**DIAGRAMA DE CORTANTE**



$$\frac{0.75}{1.15} = \frac{0.75 - V_u}{0.69} \quad V_u = \quad \mathbf{300.00 \quad kg}$$

**Fueza cortante que toma el concreto  
Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{5.7}{(25)(46.26)} = \mathbf{0.0049}$$

Si  $\rho_{real} < 0.015$      $V_{cr} = Fr[0.2 + 20\rho]bd\sqrt{f^*c}$

Si  $\rho_{real} > 0.015$      $0.5Frbd\sqrt{f^*c}$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0049)](25)(46.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 300.00 \quad kg$$

$$V_{cr} = 3906.34 \quad kg$$

$\frac{h}{b} < 6$      $\frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6$     No es necesario disminuir el  $V_{cr}$  un 30%

**$V_u < V_{cr}$     se colocara solo refuerzo mínimo**

**SEPARACION DE LOS ESTRIBOS**

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = \quad \mathbf{0.98 \quad Cm^2}$$

Limitaciones de S requerida

$$S > 6 \quad Cm$$

Si  $1.5Frbd\sqrt{f^*c} > V_u > V_{cr}$      **$S_{max} = 0.5d$**

$$1.5Frbd\sqrt{f^*c} = \quad \mathbf{19624.334}$$

**$S_{max} = 23.13 \quad Cm$     RIGE PARA L/4**

**Por Armado colocar @ 20 Cms**

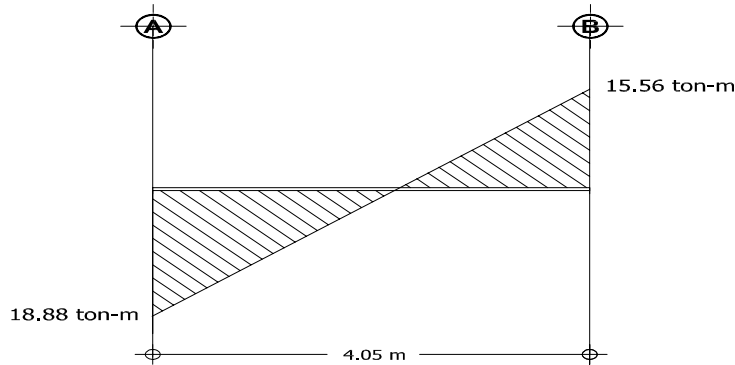
La separacion de la distancia critica sera  $\frac{23.13}{2} = \mathbf{11.56}$

**Por lo que quedara a cada 10 cm**

## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	7		$f'c =$ 250 kg/cm <sup>2</sup>
$M (-) =$	18560 kg-m		$f_y =$ 4200 kg/cm <sup>2</sup>
$M (+) =$	14020 kg-m		
$V =$	10320 kg		

### DIAGRAMA DE MOMENTOS



## DATOS

Seccion propuesta : 50 x 25 cm

$FR =$  0.9

$b =$  25 cm

$h =$  50 cm

recubrimiento = 2 cm

$d =$  46.26 cm

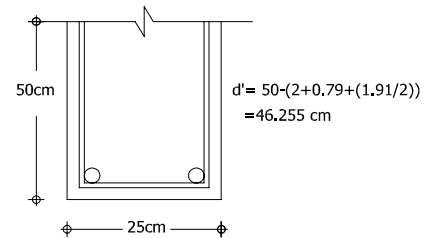
Varilla propuesta = 6

Long de la Trabe 4.05 mts

Para Momento (-) 18.560 Ton - Mt

$f'c =$  200 kg/cm<sup>2</sup>

$f'c =$  170 kg/cm<sup>2</sup>



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{FRbd^2f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(18.56)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{req} = 0.260801$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{req} = \frac{(0.2608)(170)}{4200} = 0.010556$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.010556$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (1.05 \times 10^{-2})(25)(46.26) = 12.21 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 6 y 3 Varillas del No 4 = 12.36 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 14.020 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(14.02)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.189218$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.1892)(170)}{4200} = 0.007659$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

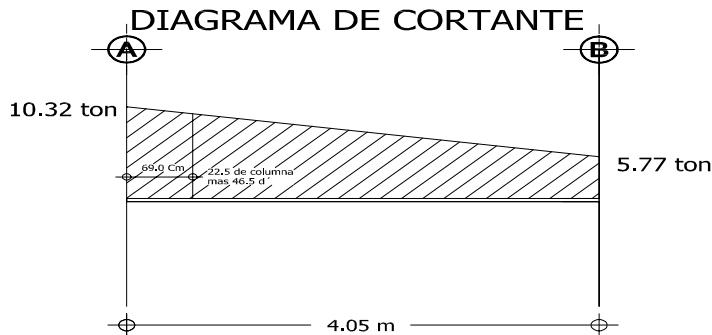
**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.007659$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (7.65 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 8.86 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 6 y 1 Varilla del No 4 = 9.84 Cm<sup>2</sup>**

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.



$$\frac{10.32 - 5.77}{4.05} = \frac{10.32 - V_u}{0.69} \quad V_u = \quad \mathbf{9544.81 \text{ kg}}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto**  
**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{s_{real}}}{bd'} = \frac{\mathbf{12.36}}{(25)(46.26)} = \mathbf{0.0107}$$

$$\text{Si } \rho_{real} < 0.015 \quad V_{cr} = Fr[0.2 + 20\rho]bd\sqrt{f' * c}$$

$$\text{Si } \rho_{real} > 0.015 \quad 0.5 Fr b d \sqrt{f' * c}$$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0107)](25)(46.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 9544.81 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 5413.33 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$  se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 4131.49 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{FrA_vF_yd}{V_s} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)(46.26)}{4131.49} = \mathbf{22.21 \text{ Cm}} \quad \text{RIGE PARA L/4}$$

$$S_{minima} = \frac{FrA_vF_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)}{3.5(25)} = \mathbf{22.67 \text{ Cm}}$$



Limitaciones de S requerida

$$S > 6 \text{ Cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad \mathbf{S_{max} = 0.5d}$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = \quad \mathbf{19624.334}$$

$$\mathbf{S_{max} = 23.13 \text{ Cm}}$$

**Por Armado colocar @ 20 Cms**

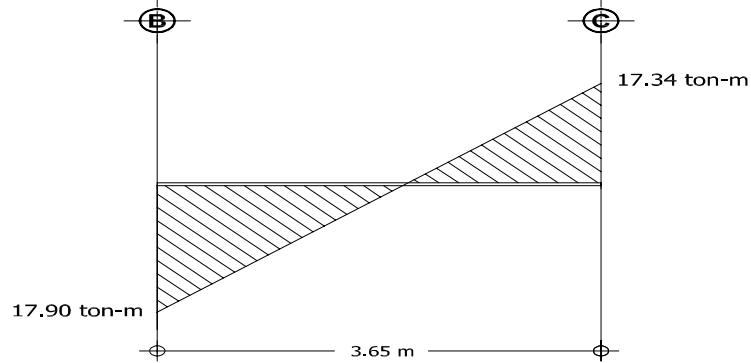
La separacion de la distancia critica sera  $\frac{22.21}{2} = 11.10$

Por lo que quedara a cada 10 cm

## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	7		$f'c =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
$M (-) =$	17900	kg-m	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$M (+) =$	17340	kg-m			
$V =$	11530	kg			

### DIAGRAMA DE MOMENTOS



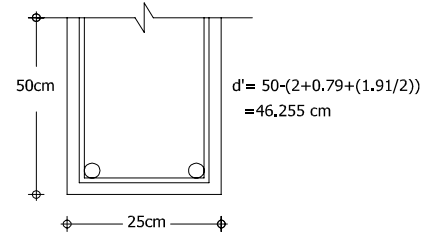
## DATOS

**Seccion propuesta :** 50 x 25 cm

$FR =$	0.9	
$b =$	25	cm
$h =$	50	cm
<b>recubrimiento =</b>	2	cm
$d =$	46.26	cm
<b>Varilla propuesta =</b>	6	
<b>Long de la Trabe</b>	3.65	mts

$f'c =$	200	kg/cm <sup>2</sup>
$f''c =$	170	kg/cm <sup>2</sup>

**Para Momento (-)** 17.900 Ton - Mt



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(17.90)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = \quad q_{req} = 0.249971$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} = \quad \rho_{req} = \frac{(0.2499)(170)}{4200} = 0.010118$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \quad \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.010118$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (1.01 \times 10^{-2})(25)(46.26) = 11.70 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 6 y 3 Varillas del No 4 = 12.36 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 17.340 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(17.34)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.240902$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.2409)(170)}{4200} = 0.009751$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

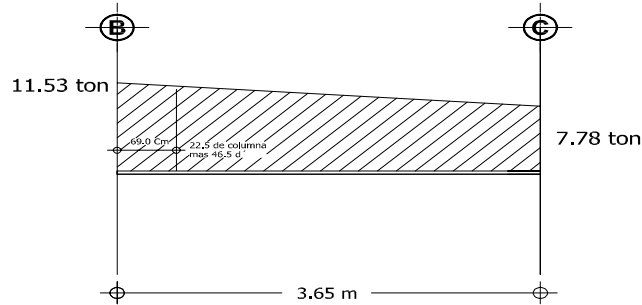
$$\rho_{\text{diseño}} = 0.009751$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (9.75 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 11.28 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 6 y 3 Varillas del No 4 = 12.36 Cm<sup>2</sup>**

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

### DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{11.53 - 7.78}{3.65} = \frac{11.53 - V_u}{0.69} \quad V_u = \quad \mathbf{10821.10 \text{ kg}}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto**  
**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$p_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{\mathbf{12.36}}{(25)(46.26)} = \mathbf{0.0107}$$

$$\text{Si } p_{real} < 0.015 \quad V_{cr} = Fr[0.2 + 20p]bd\sqrt{f' * c}$$

$$\text{Si } p_{real} > 0.015 \quad 0.5 F_r b d \sqrt{f' * c}$$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0107)](25)(46.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 10821.10 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 5413.33 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$  se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 5407.77 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{FrA_vF_yd}{V_s} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)(46.26)}{5407.77} = \mathbf{16.97 \text{ Cm}} \quad \text{RIGE PARA L/4}$$

$$S_{minima} = \frac{FrA_vF_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)}{3.5(25)} = \mathbf{22.67 \text{ Cm}}$$

Limitaciones de S requerida

$$S > 6 \text{ Cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad S_{\max} = 0.5d$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = \quad \mathbf{19624.334}$$

$$S_{\max} = \quad \mathbf{23.13} \quad \text{Cm}$$

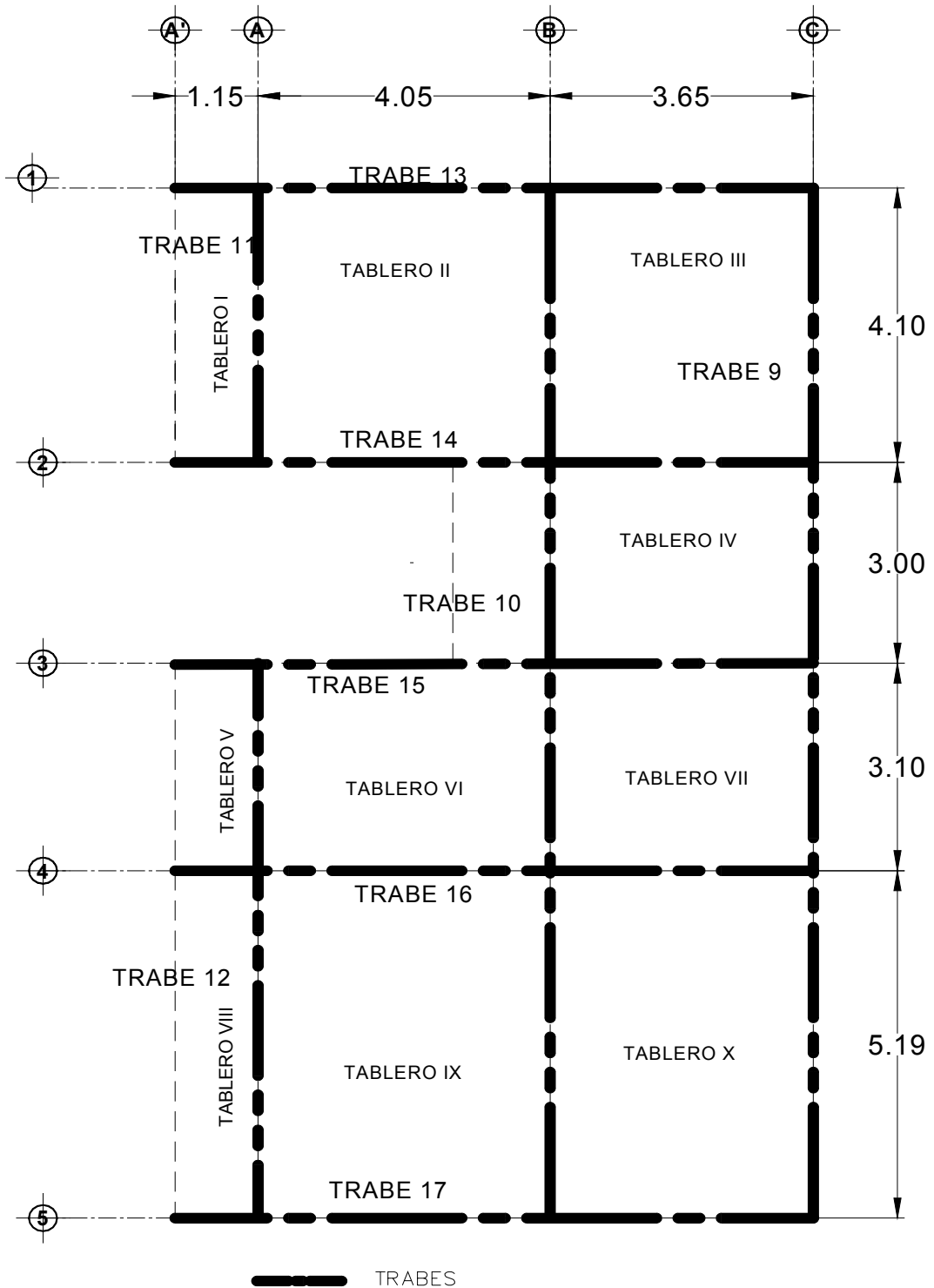
**Por Armado colocar @ 15 Cms**

$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{\mathbf{16.97}}{\mathbf{2}} \quad \mathbf{8.48}$$

**Por lo que quedara a cada 5 cm**

# DISEÑO DE LOSA DE SEGUNDO PISO

# AREAS TRIBUTARIAS DE TRABES

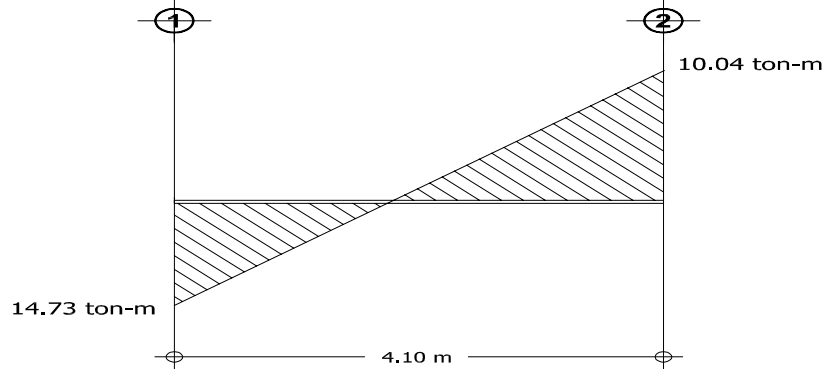


**LOSA SEGUNDO PISO**

## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	<b>10</b>		$f'c =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
$M (-) =$	14730	kg-m	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$M (+) =$	10040	kg-m			
$V =$	8220	kg			

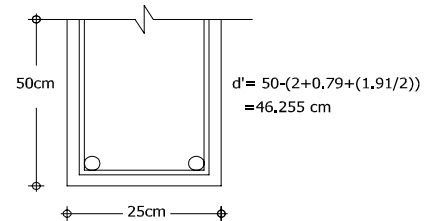
### DIAGRAMA DE MOMENTOS



## DATOS

Seccion propuesta :		50 x 25 cm		$f'c =$	200	kg/cm <sup>2</sup>
$FR =$	0.9			$f'c =$	170	kg/cm <sup>2</sup>
$b =$	25	cm				
$h =$	50	cm				
recubrimiento =	2	cm				
$d =$	46.26	cm				
Varilla propuesta =	6					
Long de la Trabe	4.1	mts				

Para Momento ( - )      14.730      Ton - Mt



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(14.73)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = \quad q_{req} = \quad 0.199990$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} = \quad \rho_{req} = \frac{(0.1999)(170)}{4200} = \quad 0.008095$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \quad \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = \quad 0.002635$$



$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.008095$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (8.09 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 9.36 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 6 y 1 Varillas del No 4 = 9.82 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 10.040 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(10.04)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.131303$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.1313)(170)}{4200} = 0.005315$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

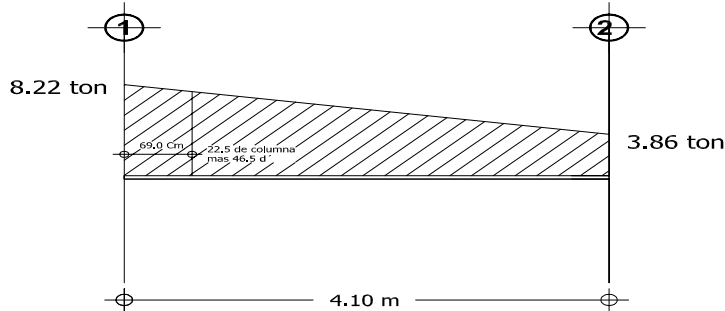
$$\rho_{\text{diseño}} = 0.005315$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (8.29 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 6.15 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 2 Varillas del No 6 y 1 Varilla del No 4 = 6.97 Cm<sup>2</sup>**

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

### DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{8.22 - 3.86}{4.10} = \frac{8.22 - V_u}{0.69} \quad V_u = \quad \mathbf{7486.24 \text{ kg}}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto**  
**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{s_{real}}}{bd'} = \frac{\mathbf{9.82}}{(25)(46.26)} = \mathbf{0.0085}$$

$$\text{Si } \rho_{real} < 0.015 \quad V_{cr} = Fr[0.2 + 20\rho]bd\sqrt{f' * c}$$

$$\text{Si } \rho_{real} > 0.015 \quad 0.5 F_r b d \sqrt{f' * c}$$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0085)](25)(46.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 7486.24 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 4838.59 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$  se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 2647.65 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{F_r A_v F_{yd}}{V_s} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)(46.26)}{2647.65} = \mathbf{34.65 \text{ Cm}}$$

$$S_{minima} = \frac{F_r A_v F_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)}{3.5(25)} = \mathbf{22.67 \text{ Cm}} \quad \text{RIGE PARA L/4}$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad \mathbf{S_{max} = 0.5d}$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = \quad \mathbf{19624.334}$$

$$\mathbf{S_{max} = 23.13 \text{ Cm}}$$

**Por Armado colocar @ 20 Cms**

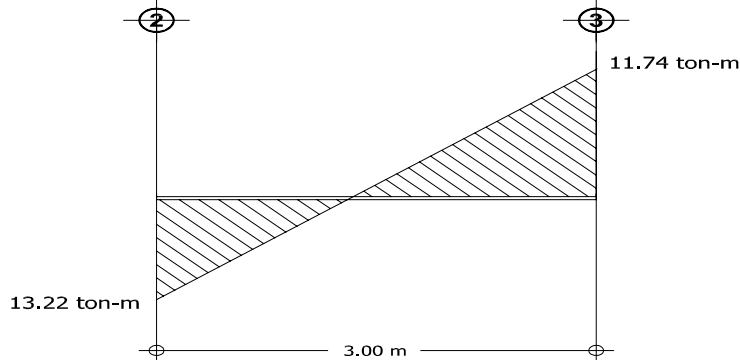
La separacion de la distancia critica sera  $\frac{22.67}{2}$  11.33

**Por lo que quedara a cada 10 cm**

## DISEÑO DE TRABES

<b>Diseño de trabe :</b>	<b>10</b>		<b>f'c =</b> 250 kg/cm <sup>2</sup>
<b>M (-) =</b>	13220	kg-m	<b>fy =</b> 4200 kg/cm <sup>2</sup>
<b>M (+) =</b>	11740	kg-m	
<b>V =</b>	9490	kg	

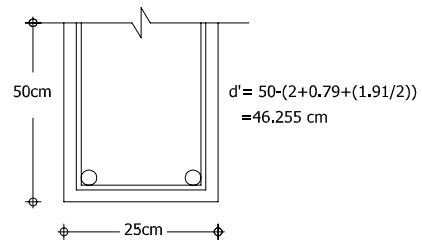
### DIAGRAMA DE MOMENTOS



## DATOS

**Seccion propuesta :** 50 x 25 cm

<b>FR =</b>	0.9		<b>f*c =</b> 200 kg/cm <sup>2</sup>
<b>b =</b>	25	cm	<b>f'c =</b> 170 kg/cm <sup>2</sup>
<b>h =</b>	50	cm	
<b>recubrimiento =</b>	2	cm	
<b>d =</b>	46.26	cm	
<b>Varilla propuesta =</b>	6		
<b>Long de la Trabe</b>	3.00	mts	
<b>Para Momento (-)</b>	13.220	Ton - Mt	



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(13.22)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{req} = 0.177250$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{req} = \frac{(0.1772)(170)}{4200} = 0.007174$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

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

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.007174$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (7.17 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 8.30 \text{ cm}^2$$

Usaremos 3 Varillas del No 6 = 8.55 Cm<sup>2</sup>

Para Momento (+) 11.740 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(11.74)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.155555$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.1555)(170)}{4200} = 0.006296$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

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

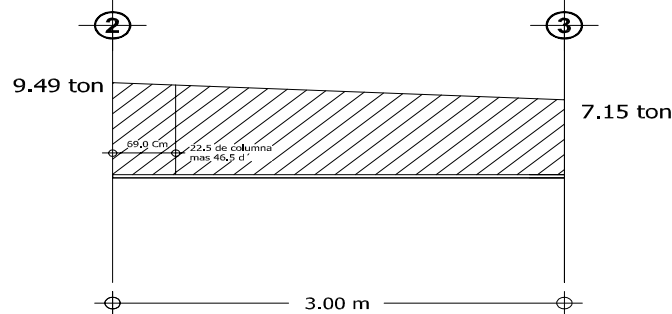
$$\rho_{\text{diseño}} = 0.006296$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (6.29 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 7.28 \text{ cm}^2$$

Usaremos 2 Varillas del No 6 y 2 Varilla del No 4 = 8.24 Cm<sup>2</sup>

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

### DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{9.49 - 7.15}{3.00} = \frac{9.49 - V_u}{0.69} \quad V_u = \quad \mathbf{8951.80 \text{ kg}}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto**

**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$p_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{\mathbf{8.55}}{(25)(46.26)} = \mathbf{0.0074}$$

Si  $p_{real} < 0.015$      $V_{cr} = Fr[0.2 + 20p]bd\sqrt{f' * c}$

Si  $p_{real} > 0.015$      $0.5 Fr b d \sqrt{f' * c}$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0074)](25)(46.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 8951.80 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 4551.22 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$     se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 4400.58 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{FrA_vF_{yd}}{V_s} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)(46.26)}{4400.58} = \mathbf{20.85 \text{ Cm}} \quad \text{RIGE PARA L/4}$$

$$S_{minima} = \frac{FrA_vF_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)}{3.5(25)} = \mathbf{22.67 \text{ Cm}}$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad S_{\max} = 0.5d$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = \quad \mathbf{19624.334}$$

$$S_{\max} = \quad \mathbf{23.13} \quad \text{Cm}$$

**Por Armado colocar @ 20 Cms**

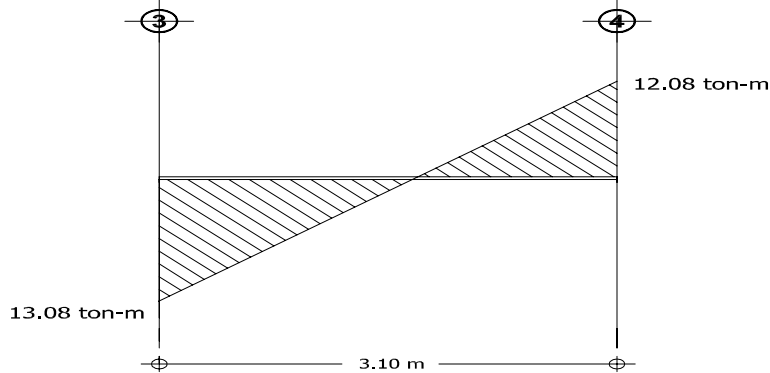
$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{20.85}{2} \quad 10.42$$

**Por lo que quedara a cada 10 cm**

## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	<b>10</b>		$f'c =$ 250 kg/cm <sup>2</sup>
$M (-) =$	13080 kg-m		$f_y =$ 4200 kg/cm <sup>2</sup>
$M (+) =$	12080 kg-m		
$V =$	9370 kg		

### DIAGRAMA DE MOMENTOS



## DATOS

Seccion propuesta : 50 x 25 cm

$FR =$  0.9

$b =$  25 cm

$h =$  50 cm

recubrimiento = 2 cm

$d =$  46.26 cm

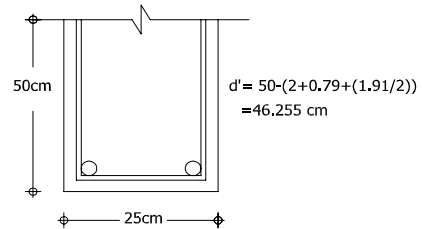
Varilla propuesta = 6

Long de la Trabe 3.10 mts

Para Momento (-) 13.080 Ton - Mt

$f'c =$  200 kg/cm<sup>2</sup>

$f'c =$  170 kg/cm<sup>2</sup>



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{FRbd^2f'c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(13.08)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{req} = 0.175173$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f'c)}{(f_y)} = \rho_{req} = \frac{(0.1751)(170)}{4200} = 0.007090$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$



$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$p \text{ diseño} = 0.007090$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (7.09 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 8.20 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 2 Varillas del No 6 y 2 Varillas del No 4 = 8.24 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 12.080 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(12.08)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.160489$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.1604)(170)}{4200} = 0.006496$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

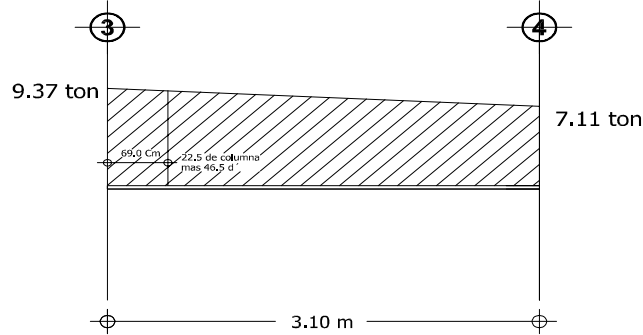
$$p \text{ diseño} = 0.006496$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (6.49 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 7.51 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 2 Varillas del No 6 y 2 Varillas del No 4 = 8.24 Cm<sup>2</sup>**

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

### DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{9.37 - 7.11}{3.10} = \frac{9.37 - V_u}{0.69} \quad V_u = \quad \mathbf{8866.97 \text{ kg}}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto**  
**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{\mathbf{8.24}}{(25)(46.26)} = \mathbf{0.0071}$$

$$\text{Si } \rho_{real} < 0.015 \quad V_{cr} = Fr[0.2 + 20p]bd\sqrt{f' * c}$$

$$\text{Si } \rho_{real} > 0.015 \quad 0.5 F_r b d \sqrt{f' * c}$$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0071)](25)(46.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 8866.97 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 4481.08 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$       se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 4385.89 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{F_r A_u F_{yd}}{V_s} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)(46.26)}{4385.89} = \mathbf{20.92 \text{ Cm}} \quad \text{RIGE PARA L/4}$$

$$S_{minima} = \frac{F_r A_u F_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)}{3.5(25)} = \mathbf{22.67 \text{ Cm}}$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad S_{\max} = 0.5d$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = \quad \mathbf{19624.334}$$

$$S_{\max} = \quad \mathbf{23.13} \quad \text{Cm}$$

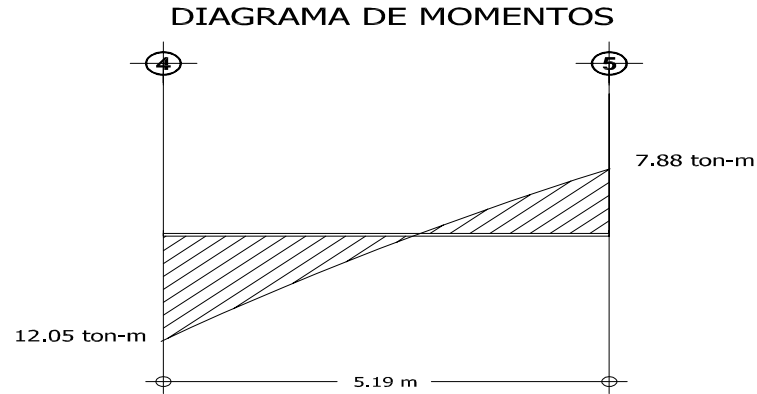
**Por Armado colocar @ 20 Cms**

La separacion de la distancia critica sera  $\frac{20.92}{2} \quad 10.46$

**Por lo que quedara a cada 10 cm**

## DISEÑO DE TRABES

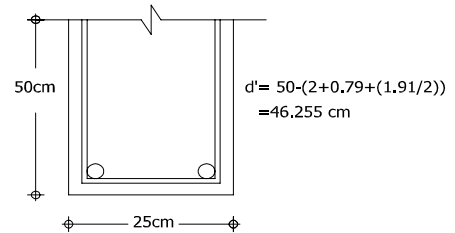
Diseño de trabe :	<b>10</b>		$f'c =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
	$M (-) =$	12050	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
	$M (+) =$	7880			
	$V =$	7110			
		kg-m			
		kg-m			
		kg			



## DATOS

<b>Seccion propuesta :</b> 50 x 25 cm		$f^*c =$	200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>FR =</b>	0.9	$f''c =$	170	kg/cm <sup>2</sup>
<b>b =</b>	25			
	cm			
<b>h =</b>	50			
	cm			
<b>recubrimiento =</b>	2			
	cm			
<b>d =</b>	46.26			
	cm			
<b>Varilla propuesta =</b>	6			
<b>Long de la Trabe</b>	5.19			
	mts			

**Para Momento (-)** 12.050 Ton - Mt



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{Frbd^2f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(12.05)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = \quad q_{req} = 0.160053$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} = \quad \rho_{req} = \frac{(0.1600)(170)}{4200} = 0.006478$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \quad \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.006478$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (6.47 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 7.49 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 2 Varillas del No 6 y 2 Varillas del No 4 = 8.24 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento ( + )** 7.880 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(7.88)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.101434$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.1014)(170)}{4200} = 0.004106$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

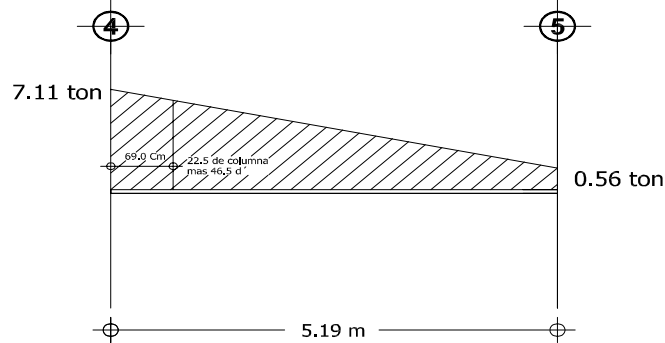
$$\rho_{\text{diseño}} = 0.004106$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (4.10 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 4.75 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 2 Varillas del No 6 = 5.70 Cm<sup>2</sup>**

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

### DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{7.11 - 0.56}{5.19} = \frac{7.11 - V_u}{0.69} \quad V_u = \quad \mathbf{6239.19 \text{ kg}}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto**  
**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{\mathbf{8.24}}{(25)(46.26)} = \mathbf{0.0071}$$

Si  $\rho_{real} < 0.015$      $V_{cr} = Fr[0.2 + 20\rho]bd\sqrt{f' * c}$

Si  $\rho_{real} > 0.015$      $0.5 F_r b d \sqrt{f' * c}$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0071)](25)(46.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 6239.19 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 4481.08 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$     se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 1758.11 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{F_r A_v F_{yd}}{V_s} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)(46.26)}{1758.11} = \mathbf{52.19 \text{ Cm}}$$

$$S_{minima} = \frac{F_r A_v F_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)}{3.5(25)} = \mathbf{22.67 \text{ Cm}}$$

**RIGE PARA L/4**

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_rbd\sqrt{f^*c} > V_u > V_{cr} \quad \mathbf{S_{max} = 0.5d}$$

$$1.5F_rbd\sqrt{f^*c} = \quad \mathbf{19624.334}$$

$$\mathbf{S_{max} = 23.13 \text{ Cm}}$$

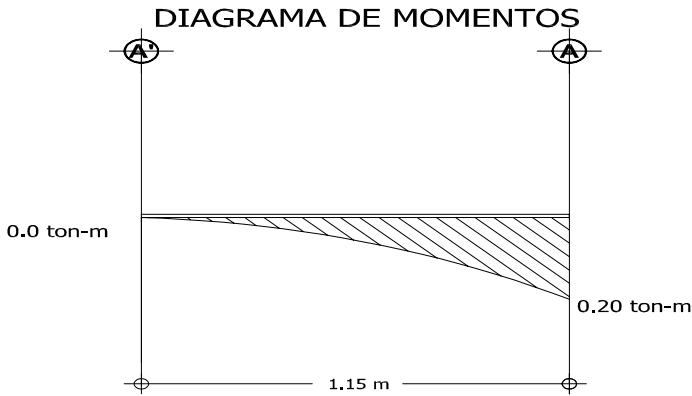
**Por Armado colocar @ 20 Cms**

La separacion de la distancia critica sera  $\frac{22.67}{2}$  11.33

**Por lo que quedara a cada 10 cm**

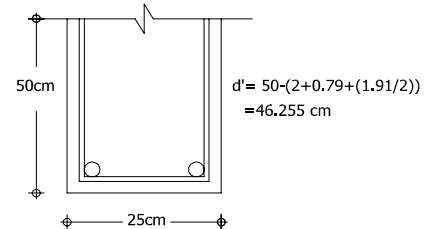
## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	<b>14</b>		$f'c =$ 250 kg/cm <sup>2</sup>
$M (-) =$	200.000 kg-m	$f_y =$	4200 kg/cm <sup>2</sup>
$M (+) =$	0.000 kg-m		
$V =$	350 kg		



## DATOS

<b>Seccion propuesta :</b> 50 x 25 cm			
$FR =$	0.9		$f'c =$ 200 kg/cm <sup>2</sup>
$b =$	25 cm	$f'c =$	170 kg/cm <sup>2</sup>
$h =$	50 cm		
<b>recubrimiento =</b>	2 cm		
$d =$	46.26 cm		
<b>Varilla propuesta =</b>	6		
<b>Long de la Trabe</b>	1.15 mts		



**Para Momento (-)** 0.200 Ton - Mt

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f'c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(0.20)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = \quad q_{req} = 0.002447$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f'c)}{(f_y)} = \quad \rho_{req} = \frac{(0.00465)(170)}{4200} = 0.000099$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \quad \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$



$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

$\rho < \rho_{\min}$ , se usará  $A_{s\min}$

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 3.05 \text{ cm}^2$$

**Por armado Usaremos 2 Varillas del No 6 = 5.70 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 0.000 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(0.0)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.000000$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.000)(170)}{4200} = 0.000000$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

$\rho < \rho_{\min}$ , se usará  $A_{s\min}$

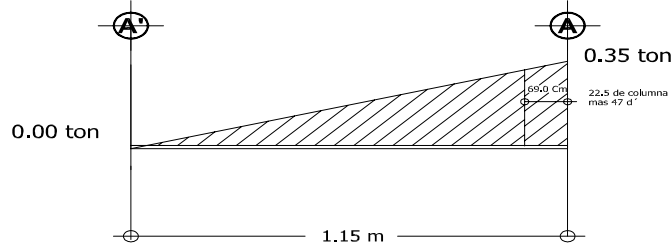
$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 3.05 \text{ cm}^2$$

**Por armado Usaremos 2 Varillas del No 6 = 5.70 Cm<sup>2</sup>**

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

### DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{0.35}{1.15} = \frac{0.35 - V_u}{0.69} \quad V_u = \quad \mathbf{140.00 \quad kg}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto**  
**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$p_{real} = \frac{A_{s_{real}}}{bd'} = \frac{5.7}{(25)(46.26)} = \mathbf{0.0049}$$

$$\text{Si } p_{real} < 0.015 \quad V_{cr} = Fr[0.2 + 20p]bd\sqrt{f^*c}$$

$$\text{Si } p_{real} > 0.015 \quad 0.5 Frbd\sqrt{f^*c}$$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0049)](25)(46.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 140.00 \quad kg$$

$$V_{cr} = 3906.34 \quad kg$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u < V_{cr}$  se colocara solo refuerzo mínimo**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \quad \text{Cm}^2$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$\text{Si } 1.5Frbd\sqrt{f^*c} > V_u > V_{cr} \quad \mathbf{S_{max} = 0.5d}$$

$$1.5Frbd\sqrt{f^*c} = \mathbf{19624.334}$$

$$\mathbf{S_{max} = 23.13 \quad Cm \quad RIGE PARA L/4}$$

**Por Armado colocar @ 20 Cms**

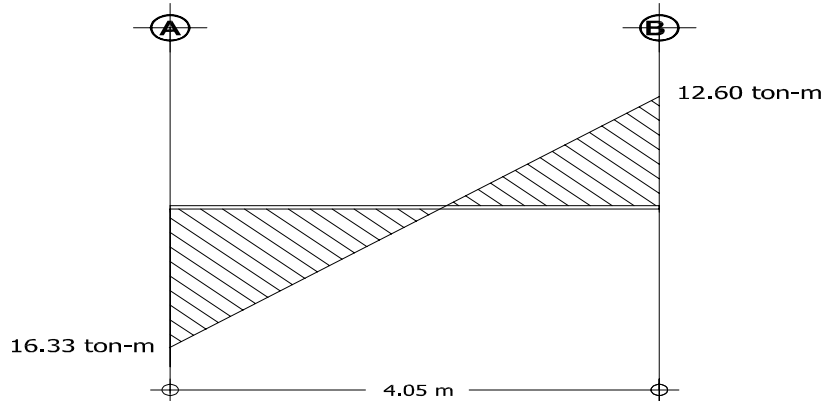
$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{23.13}{2} = \mathbf{11.56}$$

Por lo que quedara a cada 10 cm

## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	<b>14</b>		$f'c =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
$M (-) =$	16330	kg-m	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$M (+) =$	12600	kg-m			
$V =$	8450	kg			

### DIAGRAMA DE MOMENTOS

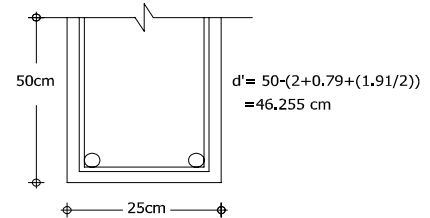


## DATOS

Seccion propuesta : 50 x 25 cm

FR =	0.9		$f'c =$	200	kg/cm <sup>2</sup>
$b =$	25	cm	$f'c =$	170	kg/cm <sup>2</sup>
$h =$	50	cm			
recubrimiento =	2	cm			
$d =$	46.26	cm			
Varilla propuesta =	6				
Long de la Trabe	4.05	mts			

Para Momento (-)      16.330      Ton - Mt



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f'c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(16.33)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = \quad q_{req} = 0.224814$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f'c)}{(f_y)} = \quad \rho_{req} = \frac{(0.2248)(170)}{4200} = 0.009100$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \quad \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$p \text{ diseño} = 0.009100$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (9.10 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 10.52 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 6 y 2 Varillas del No 4 = 11.09 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 12.600 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(12.60)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.168092$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.1680)(170)}{4200} = 0.006804$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

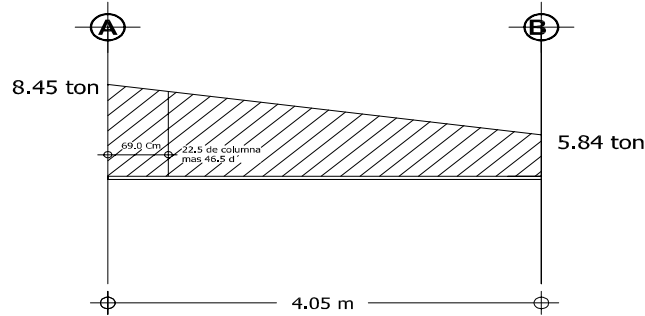
$$p \text{ diseño} = 0.006804$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (6.80 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 7.87 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 2 Varillas del No 6 y 2 Varilla del No 4 = 8.24 Cm<sup>2</sup>**

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

### DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{8.45 - 5.84}{4.05} = \frac{8.45 - V_u}{0.69} \quad V_u = \quad \mathbf{8005.33 \text{ kg}}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto**  
**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$p_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{\mathbf{11.09}}{\mathbf{(25)(46.26)}} = \mathbf{0.0096}$$

Si  $p_{real} < 0.015$      $V_{cr} = Fr[0.2 + 20p]bd\sqrt{f' * c}$

Si  $p_{real} > 0.015$      $0.5 F_r b d \sqrt{f' * c}$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0096)](25)(46.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 8005.33 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 5125.96 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$       se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 2879.37 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{FrA_vF_yd}{V_s} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)(46.26)}{2879.37} = \mathbf{31.86 \text{ Cm}}$$

$$S_{minima} = \frac{FrA_vF_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)}{3.5(25)} = \mathbf{22.67 \text{ Cm}}$$

**RIGE PARA L/4**

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad \mathbf{S_{max} = 0.5d}$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = \quad \mathbf{19624.334}$$

$$\mathbf{S_{max} = 23.13 \text{ Cm}}$$

**Por Armado colocar @ 20 Cms**

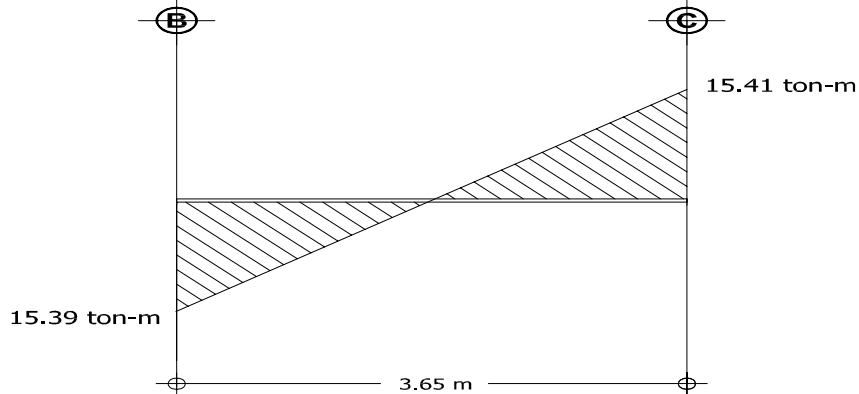
La separacion de la distancia critica sera  $\frac{22.67}{2}$  11.33

Por lo que quedara a cada 10 cm

## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	<b>14</b>		$f'c =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
$M (-) =$	15390	kg-m	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$M (+) =$	15410	kg-m			
$V =$	10150	kg			

### DIAGRAMA DE MOMENTOS

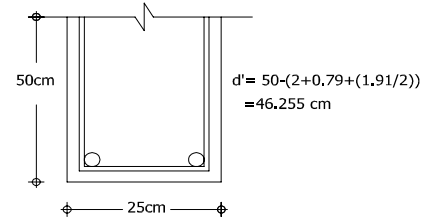


## DATOS

Seccion propuesta : 50 x 25 cm

$FR =$	0.9		$f'c =$	200	kg/cm <sup>2</sup>
$b =$	25	cm	$f'c =$	170	kg/cm <sup>2</sup>
$h =$	50	cm			
recubrimiento =	2	cm			
$d =$	46.26	cm			
Varilla propuesta =	6				
Long de la Trabe	3.65	mts			

Para Momento (-) 15.390 Ton - Mt



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{FRbd^2f'c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(15.39)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = \quad q_{req} = 0.210136$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f'c)}{(f_y)} = \quad \rho_{req} = \frac{(0.2101)(170)}{4200} = 0.008505$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \quad \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = P_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$p_{\text{diseño}} = 0.008505$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (8.50 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 9.84 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 6 y 2 Varillas del No 4 = 11.09 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 15.410 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(15.41)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.210445$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = P_{\text{req}} = \frac{(0.2104)(170)}{4200} = 0.008518$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = P_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = P_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

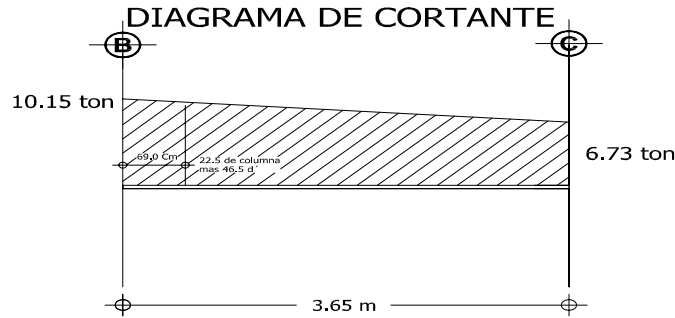
$$p_{\text{diseño}} = 0.008518$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (8.51 \times 10^{-3})(25)(46.26) = 9.85 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 6 y 2 Varillas del No 4 = 11.09 Cm<sup>2</sup>**



## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.



$$\frac{10.15 - 6.73}{3.65} = \frac{10.15 - V_u}{0.69} \quad V_u = \quad \mathbf{9503.48 \text{ kg}}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto**  
**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$p_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{\mathbf{11.09}}{(25)(46.26)} = \mathbf{0.0096}$$

$$\text{Si } p_{real} < 0.015 \quad V_{cr} = Fr[0.2 + 20p]bd\sqrt{f * c}$$

$$\text{Si } p_{real} > 0.015 \quad 0.5 Fr b d \sqrt{f * c}$$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0096)](25)(46.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 9503.48 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 5125.96 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$  se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 4377.52 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{FrA_vF_yd}{V_s} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)(46.26)}{4377.52} = \mathbf{20.96 \text{ Cm}} \quad \text{RIGE PARA L/4}$$

$$S_{minima} = \frac{FrA_vF_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)}{3.5(25)} = \mathbf{22.67 \text{ Cm}}$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad S_{\max} = 0.5d$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = \quad \mathbf{19624.334}$$

$$S_{\max} = \quad \mathbf{23.13} \quad \text{Cm}$$

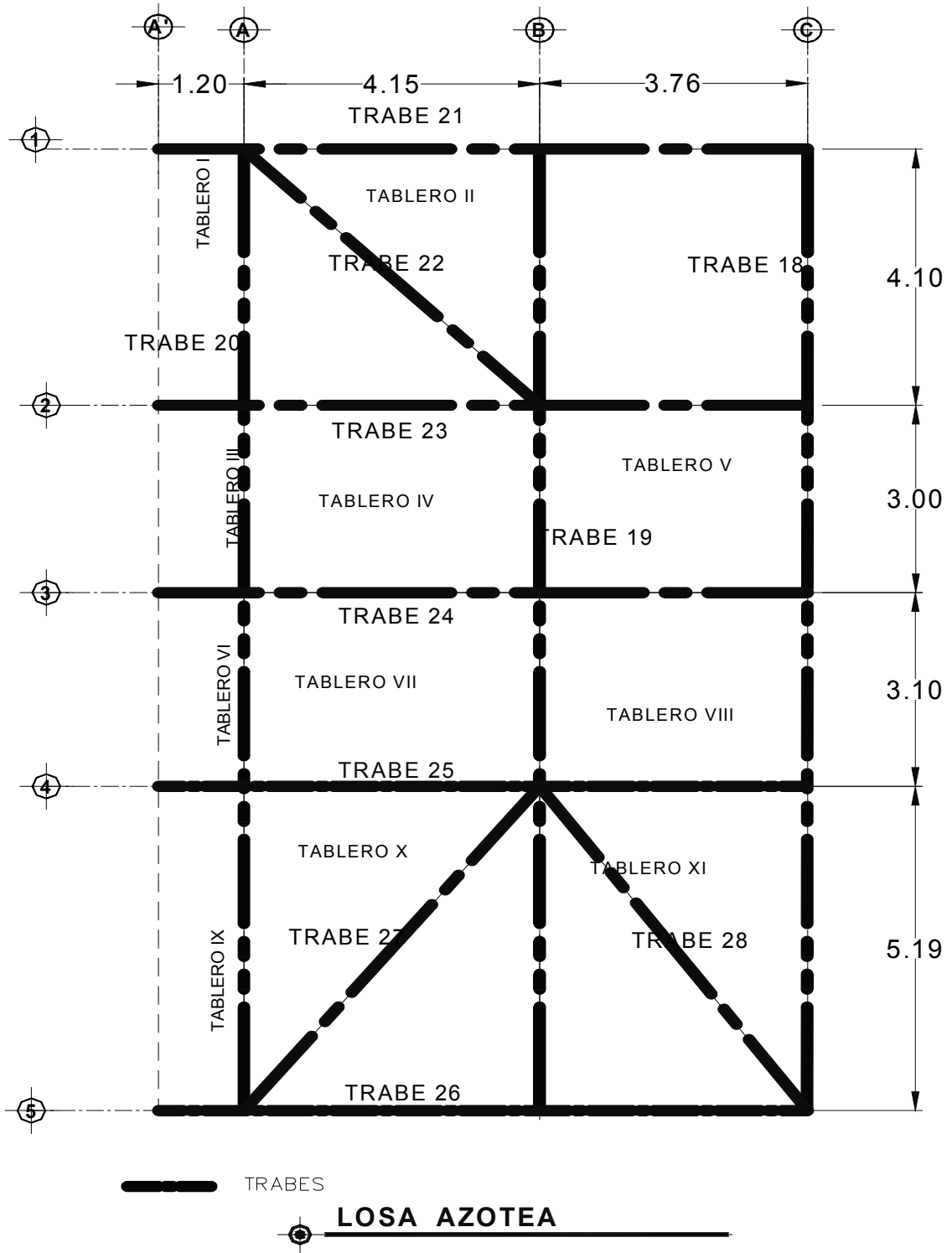
**Por Armado colocar @ 20 Cms**

$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{20.96}{2} \quad \mathbf{10.48}$$

**Por lo que quedara a cada 10 cm**

# DISEÑO DE LOSA DE AZOTEA

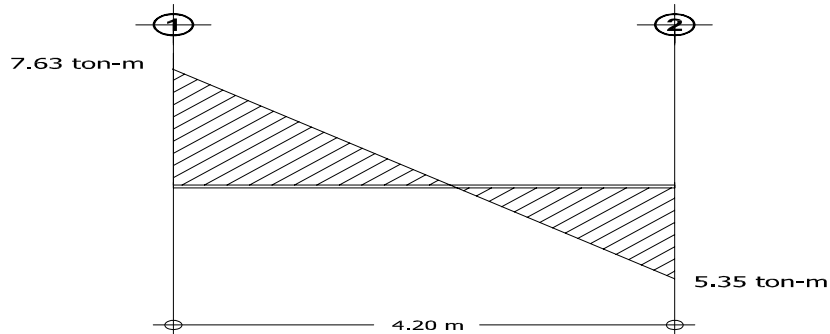
# AREAS TRIBUTARIAS DE TRABES



## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	<b>19</b>		$f'c =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
$M (-) =$	5350	kg-m	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$M (+) =$	7630	kg-m			
$V =$	3700	kg			

### DIAGRAMA DE MOMENTOS



## DATOS

**Seccion propuesta :** 50 x 25 cm

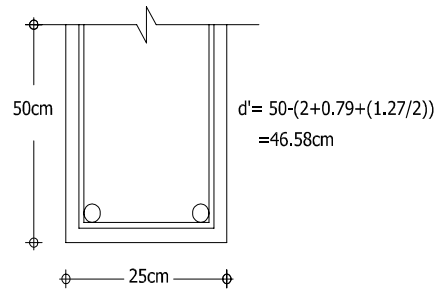
**FR =** 0.9  
**b =** 25 cm  
**h =** 50 cm

**recubrimiento =** 2 cm  
**d =** 46.58 cm

**Varilla propuesta =** 4  
**Long de la Trabe** 4.20 mts

**Para Momento (-)** 5.350 Ton - Mt

$f'c =$  200 kg/cm<sup>2</sup>  
 $f'c =$  170 kg/cm<sup>2</sup>



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f'c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(5.35)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.58)^2(170)}} =$$

$$q_{req} = 0.066703$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f'c)}{(f_y)} =$$

$$\rho_{req} = \frac{(0.066)(170)}{4200} = 0.002700$$

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

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002700$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.70 \times 10^{-3})(25)(46.58) = 3.14 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 4 = 3.81 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 7.630 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(7.63)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.58)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.096626$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.0966)(170)}{4200} = 0.003911$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

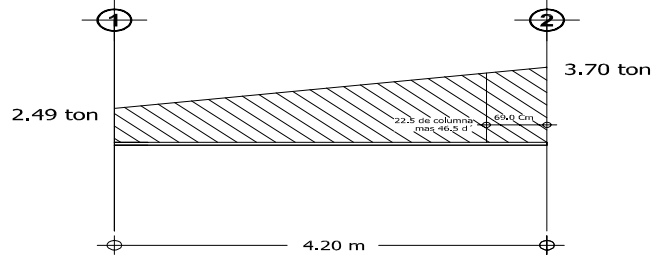
$$\rho_{\text{diseño}} = 0.003911$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (3.91 \times 10^{-3})(25)(46.58) = 4.55 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 4 Varillas del No 4 = 5.08 Cm<sup>2</sup>**

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

### DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{3.70 - 2.49}{4.20} = \frac{3.70 - V_u}{0.69} \quad V_u = \quad \mathbf{3501.21 \quad kg}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto**  
**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{\mathbf{5.08}}{\mathbf{(25)(46.58)}} = \mathbf{0.0044}$$

$$\text{Si } \rho_{real} < 0.015 \quad V_{cr} = Fr[0.2 + 20\rho]bd\sqrt{f^*c}$$

$$\text{Si } \rho_{real} > 0.015 \quad 0.5Frbd\sqrt{f^*c}$$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0044)](25)(46.58)\sqrt{200}$$

$$V_u = 3501.21 \quad \text{kg}$$

$$V_{cr} = 3784.15 \quad \text{kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

$$V_u < V_{cr} \quad \text{se colocara solo refuerzo mínimo}$$

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \quad \text{Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = -282.94 \quad \text{kg}$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$\text{Si } 1.5Frbd\sqrt{f^*c} > V_u > V_{cr} \quad S_{max} = 0.5d$$

$$1.5Frbd\sqrt{f^*c} = \mathbf{19760.099}$$

$$S_{max} = \mathbf{23.29 \quad Cm} \quad \text{RIGE PARA L/4}$$

**Por Armado colocar @ 20 Cms**

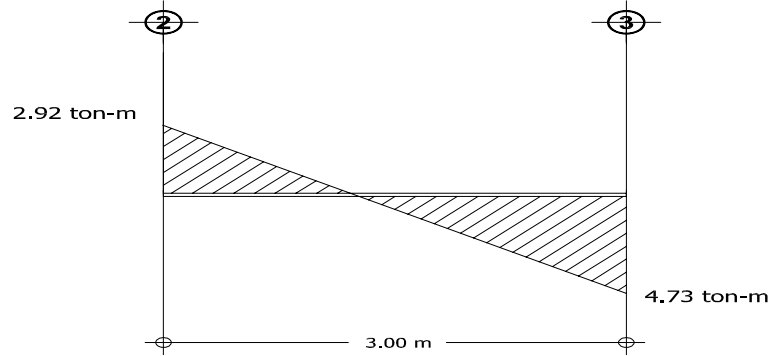
$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{\mathbf{23.29}}{\mathbf{2}} \mathbf{11.64}$$

Por lo que quedara a cada 10 cm

## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	<b>19</b>		$f'c =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
$M (-) =$	4730	kg-m	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$M (+) =$	2920	kg-m			
$V =$	3670	kg			

### DIAGRAMA DE MOMENTOS



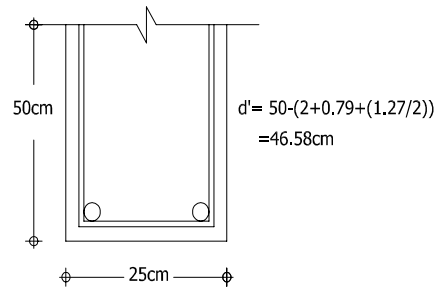
## DATOS

Seccion propuesta : 50 x 25 cm

$FR =$	0.9	
$b =$	25	cm
$h =$	50	cm
recubrimiento =	2	cm
$d =$	46.58	cm
Varilla propuesta =	4	
Long de la Trabe	3.00	mts

$f'c =$	200	kg/cm <sup>2</sup>
$f''c =$	170	kg/cm <sup>2</sup>

Para Momento (-) 4.730 Ton - Mt



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(4.73)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.58)^2(170)}} =$$

$$q_{req} = 0.058731$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} =$$

$$Pr_{eq} = \frac{(0.058)(170)}{4200} = 0.002377$$

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

$$P_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$



$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho < \rho_{\min}$ , se usará  $A_{smin}$**

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(25)(46.58) = 3.07 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 4 = 3.81 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 2.920 kg-cm

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(2.92)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.58)^2(170)}} = q_{req} = 0.035834$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{req} = \frac{(0.0358)(170)}{4200} = 0.001450$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho < \rho_{\min}$ , se usará  $A_{smin}$**

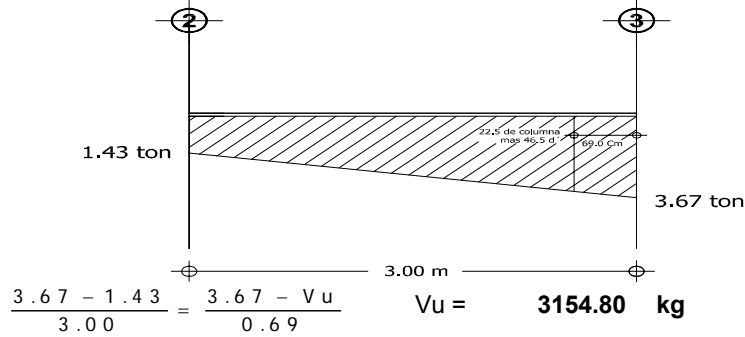
$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(25)(46.58) = 3.07 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 4 = 3.81 Cm<sup>2</sup>**

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

### DIAGRAMA DE CORTANTE



**Fuerza cortante que toma el concreto**  
**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{\mathbf{3.81}}{(25)(46.58)} = \mathbf{0.0033}$$

Si  $\rho_{real} < 0.015$      $V_{cr} = Fr[0.2 + 20\rho]bd\sqrt{f^*c}$   
 Si  $\rho_{real} > 0.015$      $0.5Frbd\sqrt{f^*c}$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0033)](25)(46.58)\sqrt{200}$$

$$V_u = 3154.80 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 3496.78 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

$$V_u < V_{cr} \quad \text{se colocara solo refuerzo m\u00ednimo}$$

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$\text{Si } 1.5Frbd\sqrt{f^*c} > V_u > V_{cr} \quad S_{max} = 0.5d$$

$$1.5Frbd\sqrt{f^*c} = \mathbf{19760.099}$$

$$S_{max} = \mathbf{23.29 \text{ Cm}} \quad \text{RIGE PARA L/4}$$

**Por Armado colocar @ 20 Cms**

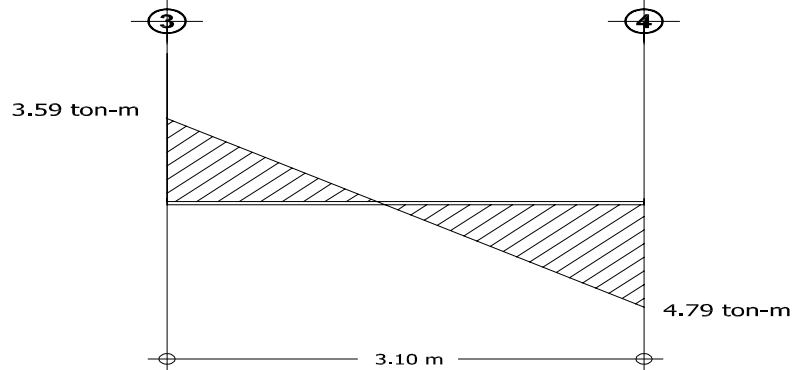
La separacion de la distancia critica sera  $\frac{\mathbf{23.29}}{2} = \mathbf{11.64}$

Por lo que quedara a cada 10 cm

## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	<b>19</b>		<b>f<sub>c</sub></b> =	250	kg/cm <sup>2</sup>	
	<b>M (-)</b> =	4790	kg-m	<b>f<sub>y</sub></b> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
	<b>M (+)</b> =	3590	kg-m			
	<b>V</b> =	3900	kg			

### DIAGRAMA DE MOMENTOS



## DATOS

**Seccion propuesta :** 50 x 25 cm

**FR** = 0.9

**b** = 25 cm

**h** = 50 cm

**recubrimiento** = 2 cm

**d** = 46.58 cm

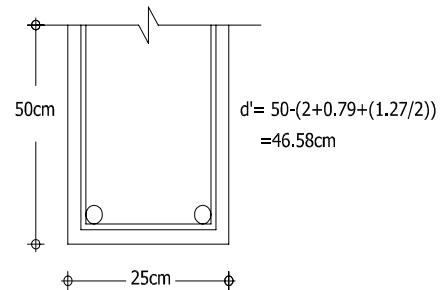
**Varilla propuesta** = 4

**Long de la Trabe** = 3.10 mts

**Para Momento (-)** 4.790 Ton - Mt

**f<sub>c</sub>** = 200 kg/cm<sup>2</sup>

**f<sub>c</sub>** = 170 kg/cm<sup>2</sup>



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(4.79)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.58)^2(170)}} =$$

$$q_{req} = 0.059500$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} =$$

$$\rho_{req} = \frac{(0.059)(170)}{4200} = 0.002408$$

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

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho < \rho_{\min}$ , se usará  $A_{smin}$**

$$p_{\text{diseño}} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(25)(46.58) = 3.07 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 4 = 3.81 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 3.590 kg-cm

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(3.59)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.58)^2(170)}} = q_{req} = 0.044246$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{req} = \frac{(0.044)(170)}{4200} = 0.001791$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho < \rho_{\min}$ , se usará  $A_{smin}$**

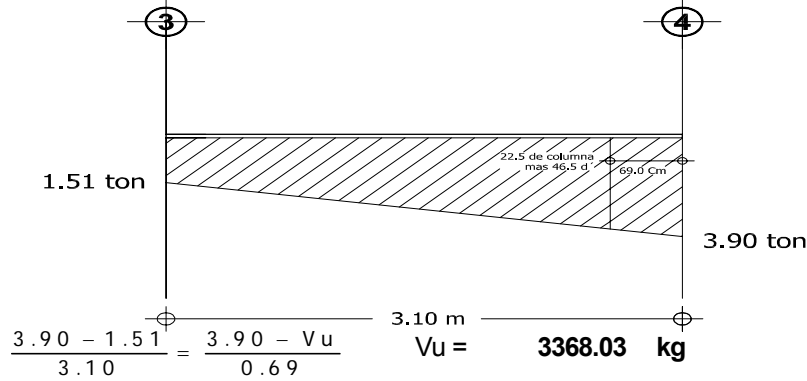
$$p_{\text{diseño}} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(25)(46.58) = 3.07 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 4 = 3.81 Cm<sup>2</sup>**

**DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.**

**DIAGRAMA DE CORTANTE**



**Fuerza cortante que toma el concreto  
Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$p_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{3.81}{(25)(46.58)} = 0.0033$$

Si  $p_{real} < 0.015$      $V_{cr} = Fr[0.2 + 20p]bd\sqrt{f * c}$   
 Si  $p_{real} > 0.015$      $0.5 Fr b d \sqrt{f * c}$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0033)](25)(46.58)\sqrt{200}$$

$$V_u = 3368.03 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 3496.78 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u < V_{cr}$  se colocara solo refuerzo mínimo**

**SEPARACION DE LOS ESTRIBOS**

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

Si  $1.5Frbd\sqrt{f * c} > V_u > V_{cr}$     **Smax = 0.5d**  
 $1.5Frbd\sqrt{f * c} = 19760.099$

**S max = 23.29 Cm    RIGE PARA L/4**

**Por Armado colocar @ 20 Cms**

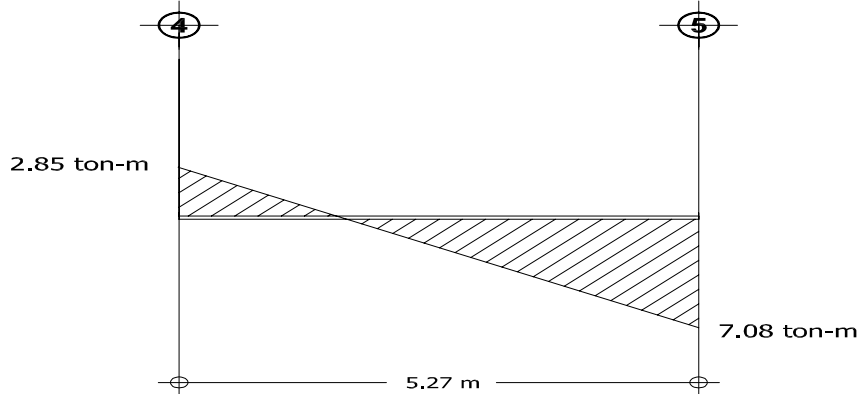
La separacion de la distancia critica sera  $\frac{23.29}{2} = 11.64$

**Por lo que quedara a cada 10 cm**

## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	<b>19</b>		$f'c =$ 250 kg/cm <sup>2</sup>
$M (-) =$	7080 kg-m		$f_y =$ 4200 kg/cm <sup>2</sup>
$M (+) =$	2850 kg-m		
$V =$	3540 kg		

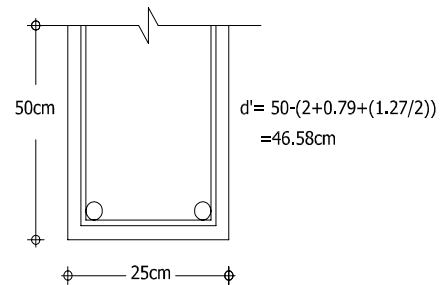
### DIAGRAMA DE MOMENTOS



## DATOS

Seccion propuesta : 50 x 25 cm

$FR =$	0.9		$f'c =$ 200 kg/cm <sup>2</sup>
$b =$	25 cm		$f'c =$ 170 kg/cm <sup>2</sup>
$h =$	50 cm		
recubrimiento =	2 cm		
$d =$	46.58 cm		
Varilla propuesta =	4		
Long de la Trabe	5.27 mts		
Para Momento (-)	7.080 Ton - Mt		



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f'c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(7.08)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.58)^2(170)}} =$$

$$q_{req} = 0.089318$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f'c)}{(f_y)} =$$

$$\rho_{req} = \frac{(0.089)(170)}{4200} = 0.003615$$

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

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$p_{\text{diseño}} = 0.003615$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (3.61 \times 10^{-3})(25)(46.58) = 4.21 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 4 Varillas del No 4 = 5.08 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 2.850 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(2.85)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.58)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.034960$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.0349)(170)}{4200} = 0.001415$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho < \rho_{\min}$ , se usará  $A_{s\min}$**

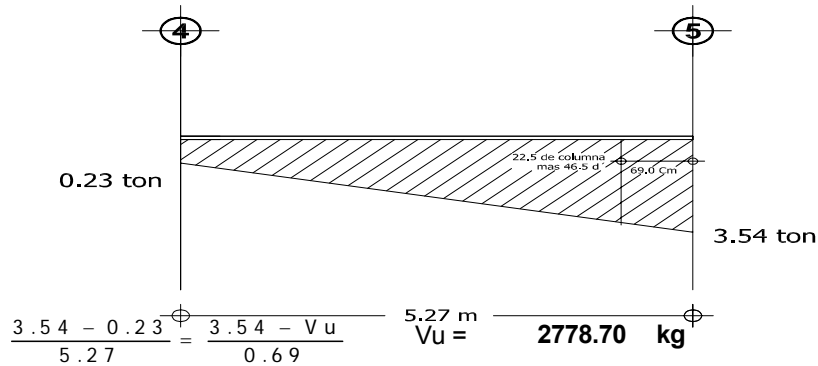
$$p_{\text{diseño}} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(25)(46.58) = 3.07 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 4 = 3.81 Cm<sup>2</sup>**

**DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.**

**DIAGRAMA DE CORTANTE**



**Fueza cortante que toma el concreto  
Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{5.08}{(25)(46.58)} = 0.0044$$

Si  $\rho_{real} < 0.015$      $V_{cr} = Fr[0.2 + 20\rho]bd\sqrt{f'c}$   
 Si  $\rho_{real} > 0.015$      $0.5Frbd\sqrt{f'c}$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0044)](25)(46.58)\sqrt{200}$$

$$V_u = 2778.70 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 3784.15 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u < V_{cr}$  se colocara solo refuerzo mínimo**

**SEPARACION DE LOS ESTRIBOS**

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$\text{Si } 1.5Frbd\sqrt{f'c} > V_u > V_{cr} \quad S_{max} = 0.5d$$

$$1.5Frbd\sqrt{f'c} = 19760.099$$

$$S_{max} = 23.29 \text{ Cm} \quad \text{RIGE PARA L/4}$$

Por Armado colocar @ 20 Cms

La separacion de la distancia critica sera  $\frac{23.29}{2} = 11.64$

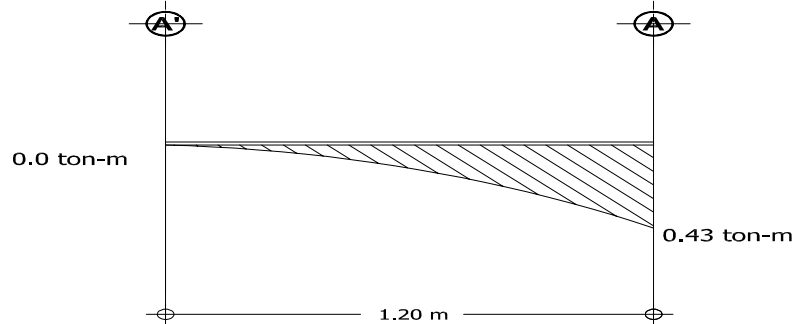
Por lo que quedara a cada 10 cm



## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	<b>24</b>		$f'c =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
$M (-) =$	430	kg-m	$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$M (+) =$	0	kg-m			
$V =$	720	kg			

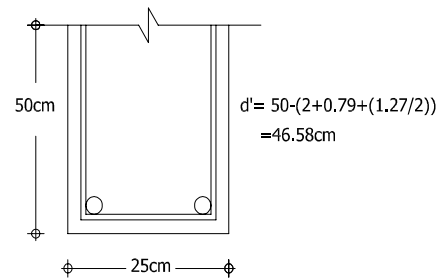
### DIAGRAMA DE MOMENTOS



## DATOS

**Seccion propuesta :** 50 x 25 cm

$FR =$	0.9		$f'c =$	200	kg/cm <sup>2</sup>
$b =$	25	cm	$f'c =$	170	kg/cm <sup>2</sup>
$h =$	50	cm			
recubrimiento =	2	cm			
$d =$	46.58	cm			
Varilla propuesta =	4				
Long de la Trabe	1.20	mts			
Para Momento (-)	0.430	Ton - Mt			



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{FRbd^2f'c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(0.43)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.58)^2(170)}} =$$

$$q_{req} = 0.005196$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f'c)}{(f_y)} =$$

$$\rho_{req} = \frac{(0.0051)(170)}{4200} = 0.000210$$

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

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = P_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho < \rho_{\min}$ , se usará  $A_{smin}$**

$$p_{\text{diseño}} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad \quad \quad \mathbf{As = 2.63 \times 10^{-3}}(25)(46.58) = \quad \mathbf{3.07} \quad \mathbf{cm^2}$$

**Usaremos 3 Varillas del No 4 = 3.81 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 0.000 kg-cm

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(7.57)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.58)^2(170)}} = \quad \quad \quad q_{req} = 0.000000$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} = \quad \quad \quad P_{req} = \frac{(0.000)(170)}{4200} = 0.000000$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \quad \quad \quad P_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = P_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho < \rho_{\min}$ , se usará  $A_{smin}$**

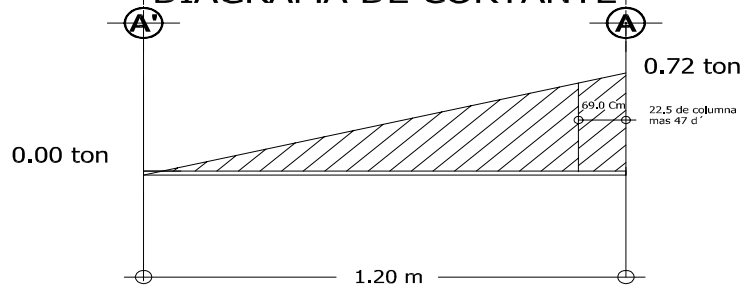
$$p_{\text{diseño}} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad \quad \quad \mathbf{As = (3.87 \times 10^{-3})(25)(46.58) = \quad 3.07 \quad cm^2}$$

**Usaremos 3 Varillas del No 4 = 3.81 Cm<sup>2</sup>**

**DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.**

**DIAGRAMA DE CORTANTE**



$$\frac{0.72}{1.20} = \frac{0.72 - V_u}{0.69} \quad V_u = \quad \mathbf{306.00 \quad kg}$$

**Fueza cortante que toma el concreto  
Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{\mathbf{3.81}}{(25)(46.58)} = \mathbf{0.0033}$$

Si  $\rho_{real} < 0.015$      $V_{cr} = Fr[0.2 + 20\rho]bd\sqrt{f^*c}$

Si  $\rho_{real} > 0.015$      $0.5Frbd\sqrt{f^*c}$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0033)](25)(46.58)\sqrt{200}$$

$$V_u = 306.00 \quad kg$$

$$V_{cr} = 3496.78 \quad kg$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u < V_{cr}$     se colocara solo refuerzo mínimo**

**SEPARACION DE LOS ESTRIBOS**

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \quad Cm^2$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

Si  $1.5Frbd\sqrt{f^*c} > V_u > V_{cr}$

$$S_{max} = 0.5d$$

$$1.5Frbd\sqrt{f^*c} = \mathbf{19760.099}$$

$$S_{max} = \mathbf{23.29 \quad Cm}$$

**RIGE PARA L/4**

**Por Armado colocar @ 20 Cms**

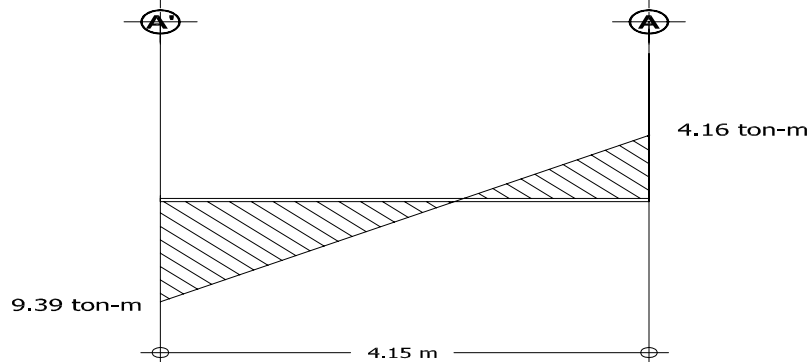
La separacion de la distancia critica sera  $\frac{\mathbf{23.29}}{\mathbf{2}} = \mathbf{11.64}$

Por lo que quedara a cada 10 cm

## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	<b>24</b>		$f'c =$ 250 kg/cm <sup>2</sup>
$M (-) =$	9390 kg-m		$f_y =$ 4200 kg/cm <sup>2</sup>
$M (+) =$	4160 kg-m		
$V =$	5210 kg		

### DIAGRAMA DE MOMENTOS

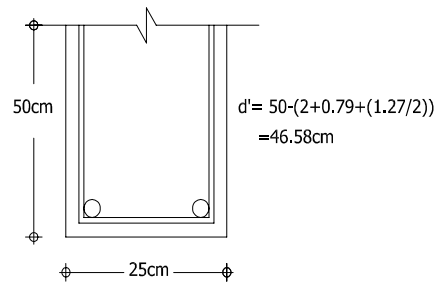


## DATOS

Seccion propuesta : 50 x 25 cm

$FR =$	0.9		$f'c =$ 200 kg/cm <sup>2</sup>
$b =$	25 cm		$f'c =$ 170 kg/cm <sup>2</sup>
$h =$	50 cm		
recubrimiento =	2 cm		
$d =$	46.58 cm		
Varilla propuesta =	4		
Long de la Trabe	4.15 mts		

Para Momento (-) 9.390 Ton - Mt



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f'c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(9.39)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.58)^2(170)}} =$$

$$q_{req} = 0.120420$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f'c)}{(f_y)} =$$

$$P_{req} = \frac{(0.120)(170)}{4200} = 0.004874$$

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

$$P_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.004874$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (4.87 \times 10^{-3})(25)(46.58) = 5.68 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 5 Varillas del No 4 = 6.35 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 4.160 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(4.16)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.58)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.051461$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.0514)(170)}{4200} = 0.002083$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho < \rho_{\min}$ , se usará  $A_{s\min}$**

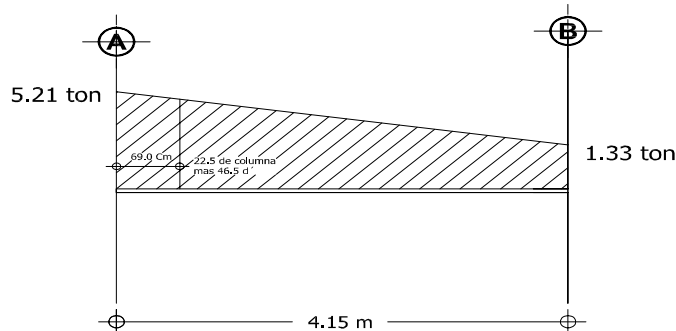
$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (3.91 \times 10^{-3})(25)(46.58) = 3.07 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 4 Varillas del No 4 = 5.08 Cm<sup>2</sup>**

**DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.**

**DIAGRAMA DE CORTANTE**



$$\frac{5.21 - 1.33}{4.15} = \frac{5.21 - V_u}{0.69} \quad V_u = \quad \mathbf{4564.89 \text{ kg}}$$

**Fueza cortante que toma el concreto  
Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{\mathbf{6.35}}{(25)(46.58)} = \mathbf{0.0055}$$

Si  $\rho_{real} < 0.015$      $V_{cr} = Fr[0.2 + 20\rho]bd\sqrt{f' * c}$

Si  $\rho_{real} > 0.015$      $0.5 Fr b d \sqrt{f' * c}$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0055)](25)(46.58)\sqrt{200}$$

$$V_u = 4564.89 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 4071.52 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$     se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

**SEPARACION DE LOS ESTRIBOS**

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 493.37 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{FrA_vF_yd}{V_s} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)(46.26)}{493.37} = \mathbf{187.25 \text{ Cm}}$$

$$S_{minima} = \frac{FrA_vF_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)}{3.5(25)} = \mathbf{22.67 \text{ Cm}}$$

**RIGE PARA L/4**

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_{rbd}\sqrt{f^*c} > V_u > V_{cr} \quad S_{max} = 0.5d$$

$$1.5F_{rbd}\sqrt{f^*c} = \quad 19760.099$$

$$S_{max} = \quad 23.29 \quad \text{Cm}$$

Por Armado colocar @20 Cms

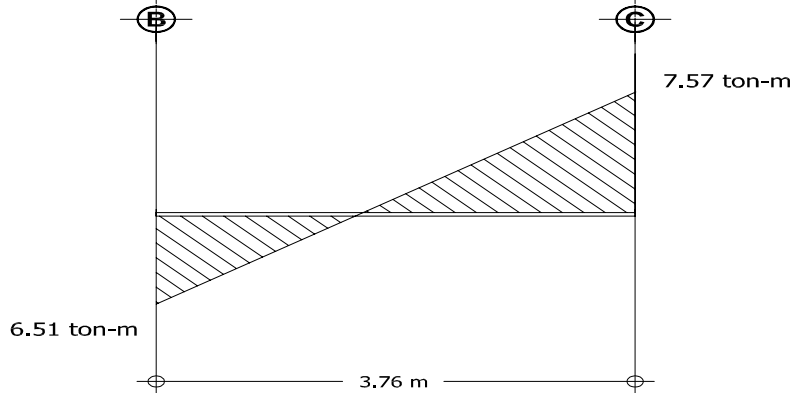
$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{22.67}{2} \quad 11.33$$

Por lo que quedara a cada 10 cm

## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	<b>24</b>		$f'c =$ 250 kg/cm <sup>2</sup>
$M (-) =$	6510	kg-m	$f_y =$ 4200 kg/cm <sup>2</sup>
$M (+) =$	7570	kg-m	
$V =$	5390	kg	

### DIAGRAMA DE MOMENTOS

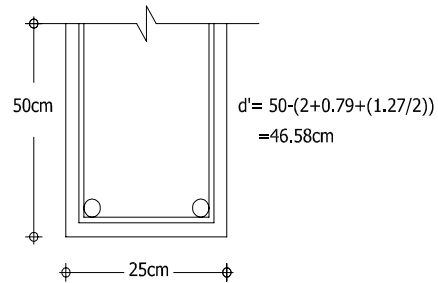


## DATOS

Seccion propuesta : 50 x 25 cm

$FR =$ 0.9		$f'c =$ 200 kg/cm <sup>2</sup>	
$b =$ 25	cm	$f'c =$ 170	kg/cm <sup>2</sup>
$h =$ 50	cm		
recubrimiento =	2	cm	
$d =$ 46.58	cm		
Varilla propuesta =	4		
Long de la Trabe	3.76	mts	

Para Momento ( - ) 6.510 Ton - Mt



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{Frbd^2f'c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(6.51)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.58)^2(170)}} =$$

$$q_{req} = 0.081805$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f'c)}{(f_y)} =$$

$$\rho_{req} = \frac{(0.081)(170)}{4200} = 0.003311$$

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

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$



$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = P_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$p \text{ diseño} = 0.003311$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (3.31 \times 10^{-3})(25)(46.58) = 3.86 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 4 Varillas del No 4 = 5.08 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 7.570 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(7.57)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.58)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.095826$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = P_{\text{req}} = \frac{(0.0958)(170)}{4200} = 0.003879$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = P_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = P_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

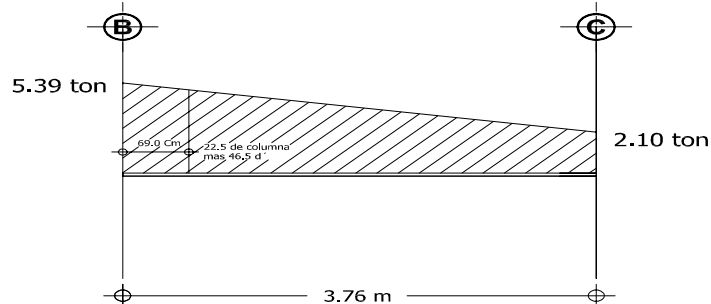
$$p \text{ diseño} = 0.003879$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (3.87 \times 10^{-3})(25)(46.58) = 4.52 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 4 Varillas del No 4 = 5.08 Cm<sup>2</sup>**

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

### DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{5.39 - 2.10}{3.76} = \frac{5.39 - V_u}{0.69} \quad V_u = 4786.25 \text{ kg}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto**  
**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{5.08}{(25)(46.58)} = 0.0044$$

Si  $\rho_{real} < 0.015$      $V_{cr} = Fr[0.2 + 20\rho]bd\sqrt{f' * c}$

Si  $\rho_{real} > 0.015$      $0.5 Fr b d \sqrt{f' * c}$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0044)](25)(46.58)\sqrt{200}$$

$$V_u = 4786.25 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 3784.15 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$     se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 2.5 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.49) = 0.98 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 1002.10 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{FrA_vF_yd}{V_s} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)(46.26)}{1002.10} = 92.19 \text{ Cm}$$

$$S_{minima} = \frac{FrA_vF_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.98)(2530)}{3.5(25)} = 22.67 \text{ Cm} \quad \text{RIGE PARA L/4}$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad S_{\max} = 0.5d$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = \quad 19760.099$$

$$S_{\max} = \quad 23.29 \quad \text{Cm}$$

Por Armado colocar @20 Cms

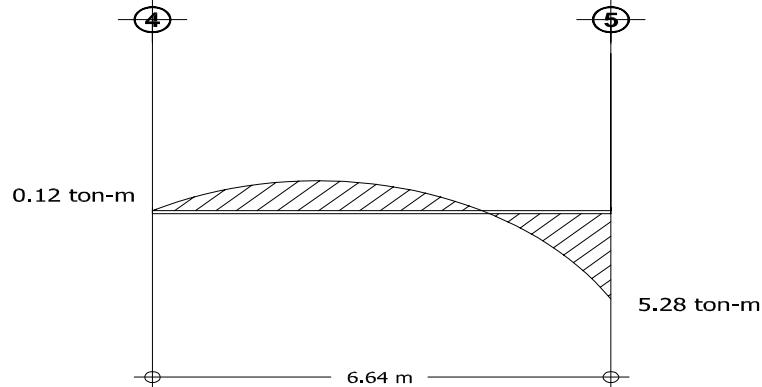
La separacion de la distancia critica sera  $\frac{22.67}{2}$  11.33

Por lo que quedara a cada 10 cm

## DISEÑO DE TRABES

Diseño de trabe :	<b>27</b>		$f'c =$ 250 kg/cm <sup>2</sup>
$M (-) =$	5280 kg-m		$f_y =$ 4200 kg/cm <sup>2</sup>
$M (+) =$	120 kg-m		
$V =$	3010 kg		

### DIAGRAMA DE MOMENTOS



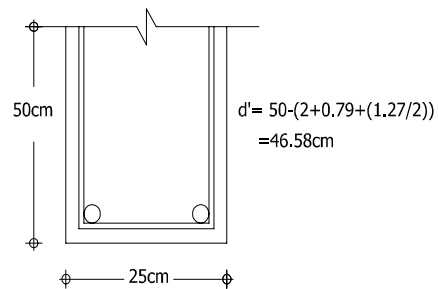
## DATOS

**Seccion propuesta :** 50 x 25 cm

<b>FR =</b>	0.9	
<b>b =</b>	25	cm
<b>h =</b>	50	cm
<b>recubrimiento =</b>	2	cm
<b>d =</b>	46.58	cm
<b>Varilla propuesta =</b>	4	
<b>Long de la Trabe</b>	6.64	mts

$f'c =$	200	kg/cm <sup>2</sup>
$f''c =$	170	kg/cm <sup>2</sup>

**Para Momento (-)** 5.280 Ton - Mt



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(5.28)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.58)^2(170)}} =$$

$$q_{req} = 0.065800$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} =$$

$$Pr_{eq} = \frac{(0.065)(170)}{4200} = 0.002663$$

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

$$P_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

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

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002663$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.66 \times 10^{-3})(25)(46.58) = 3.10 \text{ cm}^2$$

Usaremos 3 Varillas del No 4 = 3.81 Cm<sup>2</sup>

Para Momento (+) 0.120 kg-cm

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(0.12)(100)(1000)}{(0.9)(25)(46.58)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.001447$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.0014)(170)}{4200} = 0.000059$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

$\rho < \rho_{\min}$ , se usará  $A_{s\min}$

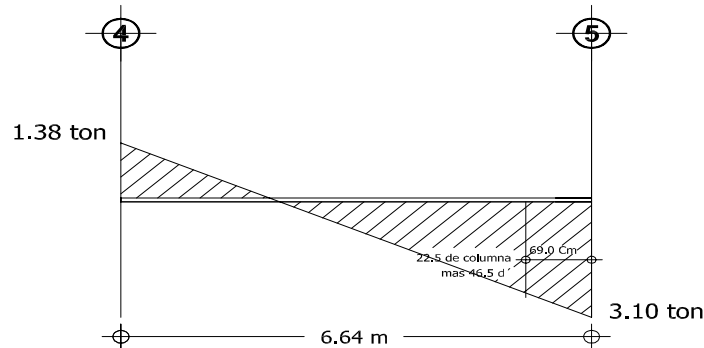
$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(25)(46.58) = 3.07 \text{ cm}^2$$

Usaremos 3 Varillas del No 4 = 3.81 Cm<sup>2</sup>

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

### DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{3.010}{2.74} = \frac{V_u}{2.27} \quad V_u = 2494.18 \text{ kg}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto**

**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$p_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{3.81}{(25)(46.58)} = 0.0033$$

$$\text{Si } p_{real} < 0.015 \quad V_{cr} = Fr[0.2 + 20p]bd\sqrt{f' * c}$$

$$\text{Si } p_{real} > 0.015 \quad 0.5 Fr b d \sqrt{f' * c}$$

$$V_{cr} = 0.8[0.2 + 20(0.0033)](25)(46.58)\sqrt{200}$$

$$V_u = 2494.18 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 3496.78 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{50}{25} = 2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u < V_{cr}$  se colocara solo refuerzo mínimo**

### SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$\text{Si } 1.5Frbd\sqrt{f' * c} > V_u > V_{cr} \quad S_{max} = 0.5d$$

$$1.5Frbd\sqrt{f' * c} = 19760.099$$

$$S_{max} = 23.29 \text{ Cm} \quad \text{RIGE PARA L/4}$$

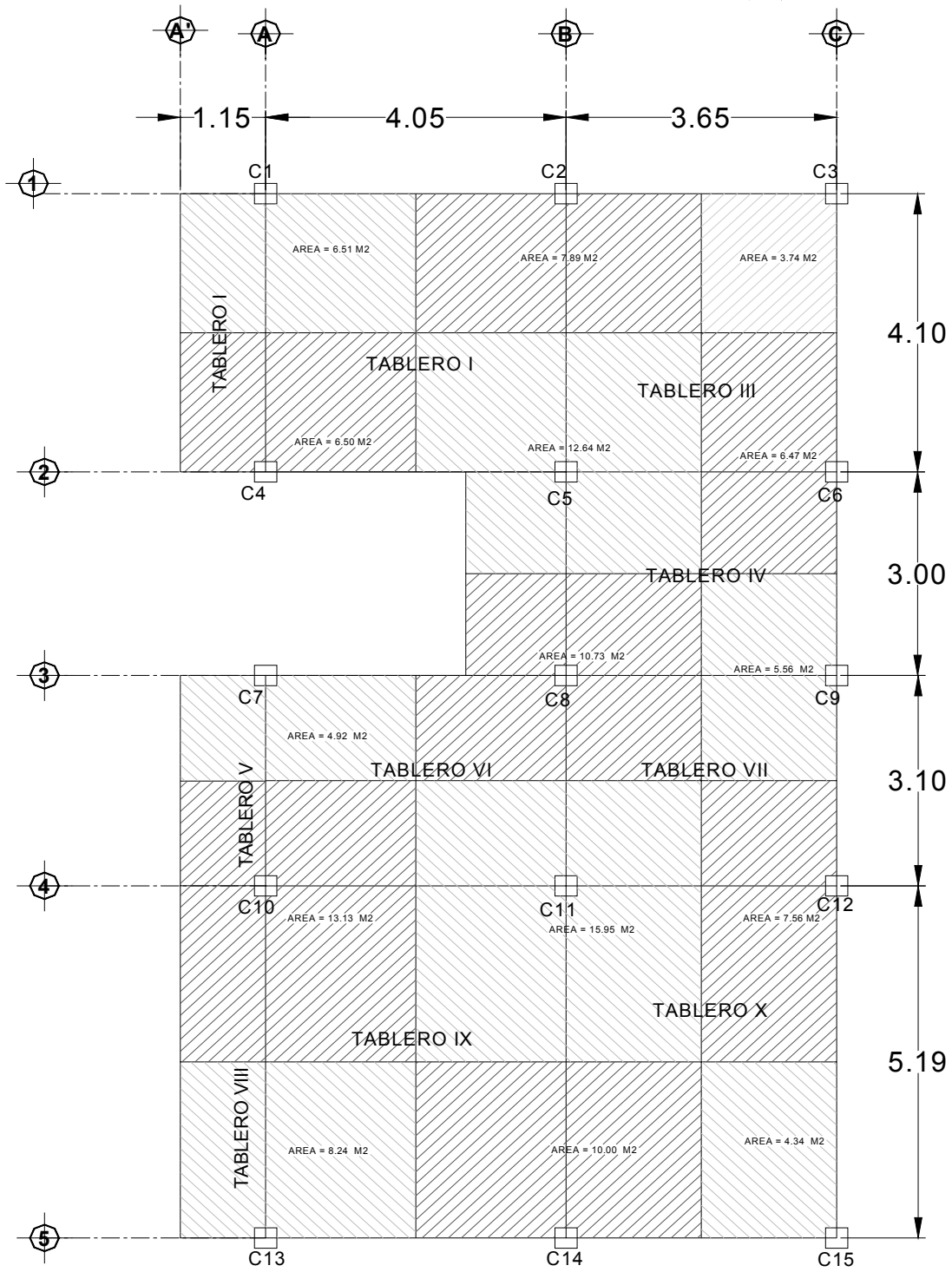
Por Armado colocar @20 Cms

$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{23.29}{2} = 11.64$$

Por lo que quedara a cada 10 cm

# DISEÑO DE COLUMNAS

# AREAS TRIBUTARIAS DE COLUMNAS

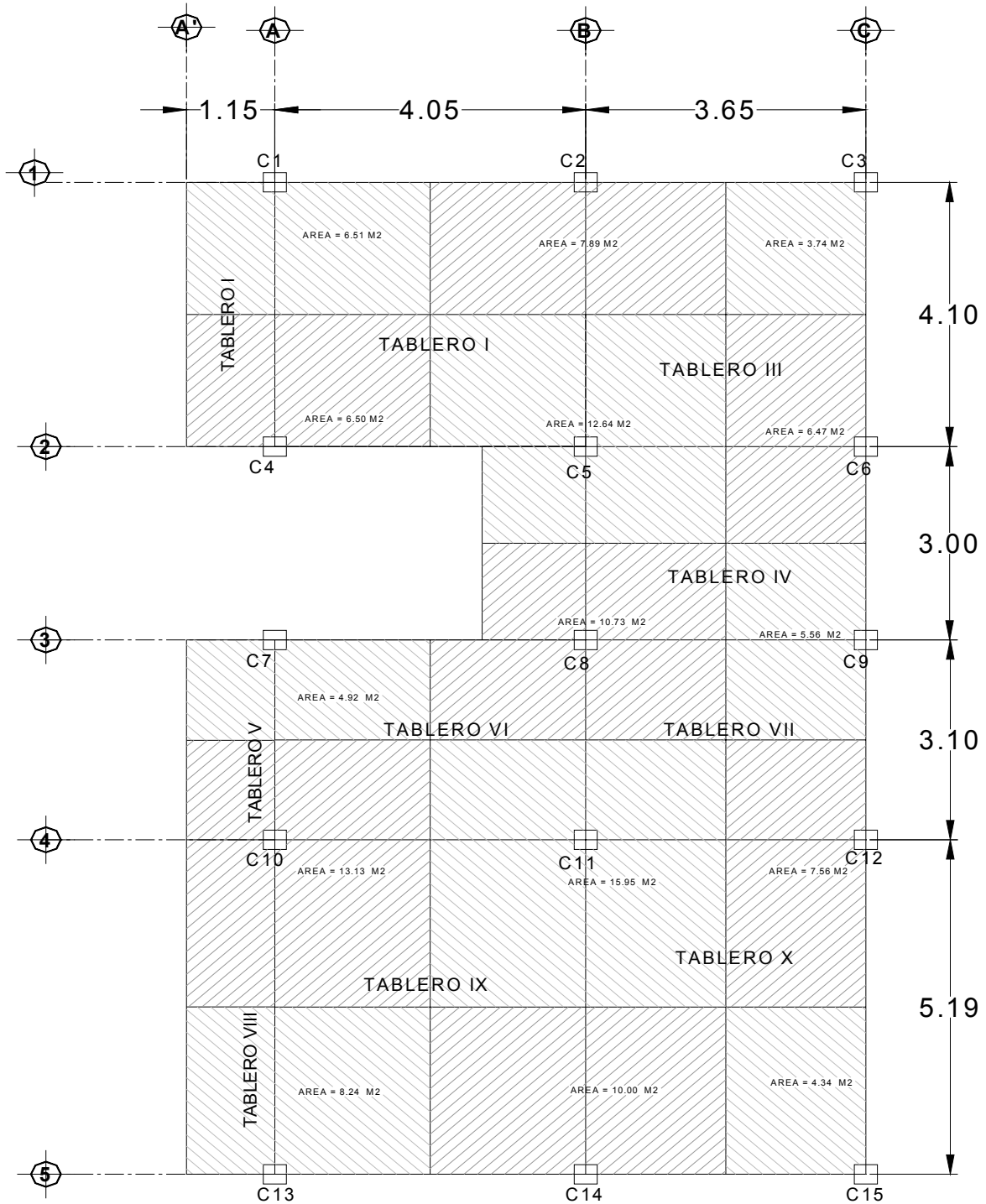


## PLANTA BAJA



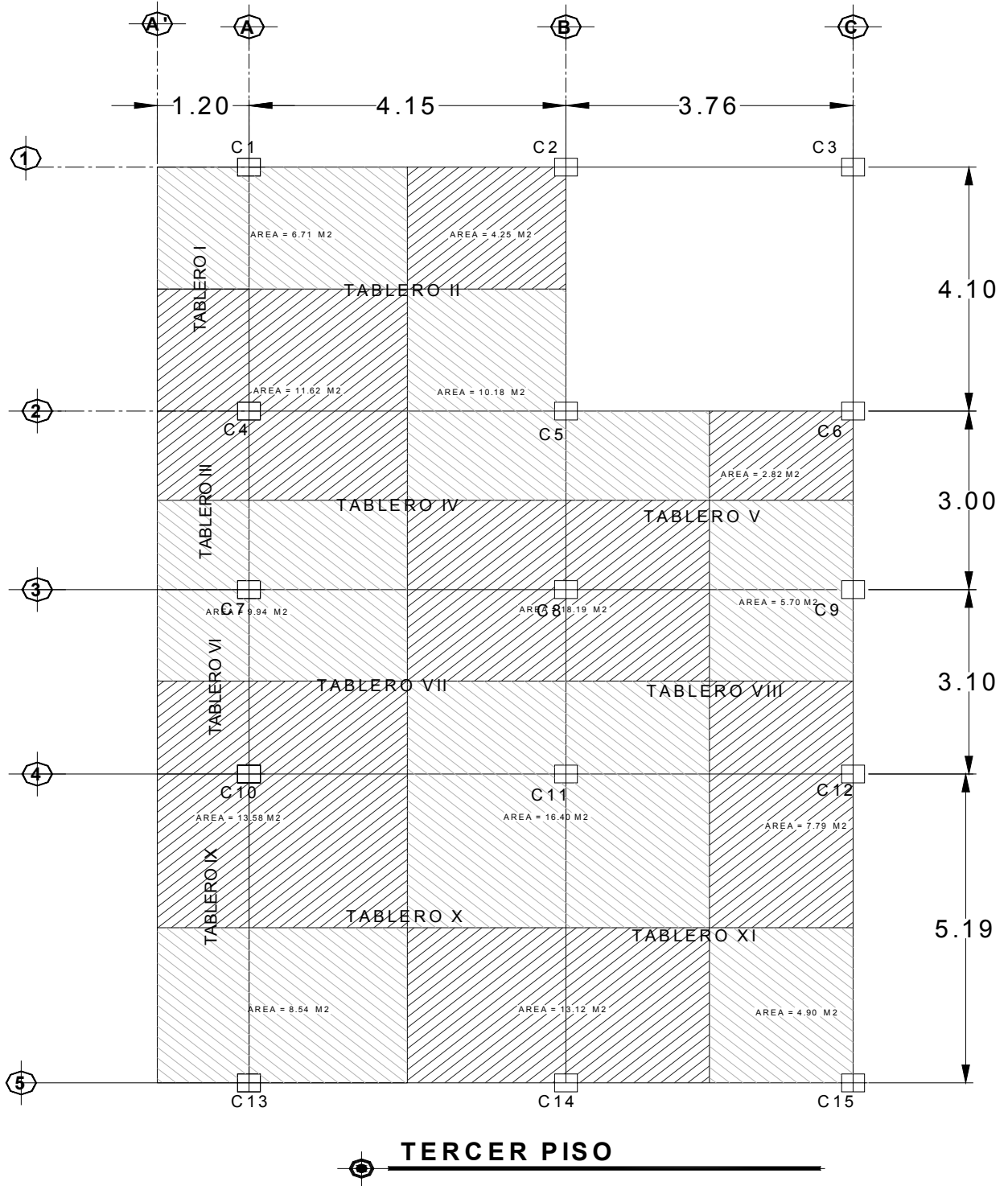


## AREAS TRIBUTARIAS DE COLUMNAS



**SEGUNDO PISO**

# AREAS TRIBUTARIAS DE COLUMNAS



## DISEÑO DE COLUMNAS POR EL MÉTODO DE BRESLER

### DATOS

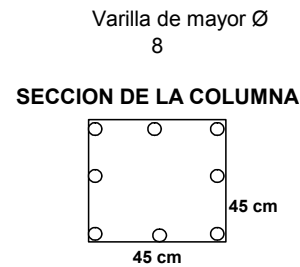
<b>COLUMNA No</b>	<b>1</b>			
P =	37.15	TON	Pu	FR (P)
My =	6.46	TON-M	Muy	FR(My)
Mx =	23.18	TON-M	Mux	FR(Mx)
Vy =	12.03	TON		
FR	1.4			

Pu (ton)	Mx (t-m)	My (t-m)
52.01	32.452	9.044

FR	b (cm)
0.7	40

### VARILLAS PROPUESTAS

#	a <sub>o</sub>	N° de Barras	As
3	0.71		0
4	1.27		0
5	1.98		0
6	2.85	2	5.7
7	3.88		0
8	5.07	10	50.7
9	6.41		0
10	7.92		0
12	11.4		0
<b>As =</b>			<b>56.40</b>



hx (cm)	hy (cm)	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sup>*</sup> c (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sup>*</sup> c (kg/cm <sup>2</sup> )	recubrim
45	45	250	4200	170	200	5

$$As = P b d = 56.40$$

$$\rho_{prom} = \frac{As}{b d} = 0.0279$$

$$\rho_{min} = \frac{20}{fy} = 0.0048$$

$$\rho_{max} = 0.006$$

$$P_{min} < P_{prop} < P_{max}$$

se propone

r	q
0.0279	0.6893

As	As real	r real
56.4975	56.4	0.0279

### CALCULO DE LAS EXENTRICIDADES

#### ACCIDENTALES

SOBRE EL EJE Y

$$l_{ay} = 0.05 h \quad 2.25$$

$$l_{ax} = 0.05 h \quad 2.25$$

#### EXENTRICIDAD

$$l_x = \frac{M \mu_x}{p \mu} = \frac{FR(Mx)}{FR(P)} = 62.396 \text{ Cm}$$

$$l_y = \frac{M \mu_y}{p \mu} = \frac{FR(My)}{FR(P)} = 17.389 \text{ Cm}$$

#### EXENTRICIDAD TOTAL

$$l_{xt} = 64.646$$

$$l_{yt} = 19.639$$

**Cálculo de Prx**

de los diagramas de interacción

emin (cm)	dx/hx	ex (cm)	ex/hx	Kx
2.25	0.89	64.6457	1.44	0.29

Prx = FR Kx b d f'c

Prx (kg)
<b>69882.75</b>

**Cálculo de Pry**

de los diagramas de interacción

emin (cm)	dy/hy	ey (cm)	ey/hy	Ky
2.25	0.89	19.6390	0.44	0.76

Pry = FR Ky b d f'c

Pry (kg)
<b>183141</b>

**Cálculo de Pro**

Pro = FR(F'c bd(1 - ρ) + fy bdp)

Pro (kg)
<b>400354.4475</b>

**Cálculo de Pr**

**EMPLEANDO LA FORMLA DE BRESLER**

$$P_r = \frac{1}{\frac{1}{PRX} + \frac{1}{PRY} - \frac{1}{PRO}}$$

Pr (ton)	Pu (ton)
<b>57.8966</b>	<b>52.01</b>

Pr/Pro > 0.1
0.1446

Pr > Pu	% diferencia
mayor	0.10

**si es aplicable**

**DISEÑO POR CORTANTE**

**REFUERZO POR TENSION DIAGONAL**

Vy = 12.03 TON

FACTOR =	1.1	0.8
Vu =	<b>13233.00 Kg</b>	

**CALCULO DEL VCR**

Pu 52010.00 Kg  
 FR(0.7 f'c Ag + 2000 As) = 0.8(0.7 (200)(45 x 45)+2000 (81.12)) = **317040.00 Kg**

**317040.00 > 52010.00**

$$\rho_{real} = \frac{As}{bd} = \frac{56.4975}{40 \times 45} = 0.0313875$$

si P real < 0.015  $V_{cr} = FRbd(0.20 + 20\rho)\sqrt{f^*c}(1 + 0.007\frac{Pu}{Ag})$

si P real > 0.015  $V_{cr} = 0.5FRbd\sqrt{f^*c}(1 + 0.007\frac{Pu}{Ag})$

**Vcr = 12013.00 kg**  
**Vu > Vcr**

**se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

**SE PROPONE ESTRIBOS DEL No 3 EN 2 RAMAS**

$$A_v = 1.42 \text{ Cm}$$

Limitaciones

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$1.5FRdb\sqrt{f^*c} > Vu > Vcr \Rightarrow 0.5d \quad 20.00 \text{ Cm}$$

**SEPARACIÓN ENTRE ESTRIBOS**

$$S_{\max} \leq \left[ \frac{850}{\sqrt{f_y}} \right] \phi \quad 33.31 \text{ Cm}$$

$$S_{\max} \leq 48\phi_{\text{Estribo}} \quad 45.60 \text{ Cm}$$

$$S_{\max} \frac{1}{2} d \text{ menor} \quad 20.00 \text{ Cm}$$

**EN ESTE CASO RIGE S = 20 Cm**

**Para zonas de confinamiento se separaran los estribos a  $20/2 = 10$  cms en una longitud minima de**

1.- Dim mayor de la columna = 45 CM

2.- 1/6 Altura libre  $2.7/6 = 45$  cms

3.- 60 cms

**RIGE**

## DISEÑO DE COLUMNAS POR EL MÉTODO DE BRESLER

### DATOS

<b>COLUMNA No</b>	<b>10</b>			
P =	42.52	TON	Pu	FR (P)
My =	6.8	TON-M	Muy	FR(My)
Mx =	21.68	TON-M	Mux	FR(Mx)
Vy =	11.38	TON		
FR	1.4			

Pu (ton)	Mx (t-m)	My (t-m)
59.528	30.352	9.52

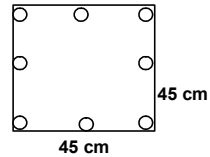
FR	b (cm)
0.7	40

#### VARILLAS PROPUESTAS

#	a <sub>o</sub>	N° de Barras	As
3	0.71		0
4	1.27		0
5	1.98		0
6	2.85	2	5.7
7	3.88		0
8	5.07	6	30.42
9	6.41		0
10	7.92		0
12	11.4		0
<b>As =</b>			<b>36.12</b>

Varilla de mayor Ø  
8

#### SECCION DE LA COLUMNA



hx (cm)	hy (cm)	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	f*c (kg/cm <sup>2</sup> )	recubrim
45	45	250	4200	170	200	5

$$As = P b d = 36.12$$

$$\rho_{prom} = \frac{As}{bd} = 0.0178$$

$$\rho_{min} = \frac{20}{fy} = 0.0048$$

$$\rho_{max} = 0.006$$

**Pmin < Pprop < Pmax**

se propone

r	q
0.0178	0.4398

As	As real	r real
36.045	36.12	0.0178

### CALCULO DE LAS EXENTRICIDADES

#### ACCIDENTALES

SOBRE EL EJE Y

$$l_{ay} = 0.05h \quad 2.25$$

$$l_{ax} = 0.05h \quad 2.25$$

#### EXENTRICIDAD

$$l_x = \frac{M \mu x}{p \mu} = \frac{FR(Mx)}{FR(P)} = 50.988 \text{ Cm}$$

$$l_y = \frac{M \mu y}{p \mu} = \frac{FR(My)}{FR(P)} = 15.992 \text{ Cm}$$

#### EXENTRICIDAD TOTAL

$$l_{xt} = 53.238$$

$$l_{yt} = 18.242$$

**Cálculo de Prx**

de los diagramas de interacción

emin (cm)	dx/hx	ex (cm)	ex/hx	<b>Kx</b>
2.25	0.89	53.2378	1.18	0.31

Prx = FR Kx b d f'c

Prx (kg)
<b>74702.25</b>

**Cálculo de Pry**

de los diagramas de interacción

emin (cm)	dy/hy	ey (cm)	ey/hy	<b>Ky</b>
2.25	0.89	18.2425	0.41	0.71

Pry = FR Ky b d f'c

Pry (kg)
<b>171092.25</b>

**Cálculo de Pro**

Pro = FR(F'c bd(1 - p) + fy bdp)

Pro (kg)
<b>342657.945</b>

**Cálculo de Pr**

**EMPLEANDO LA FORMLA DE BRESLER**

$$P_r = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

Pr (ton)	<b>Pu (ton)</b>
<b>61.3011</b>	<b>59.528</b>

Pr/Pro>0.1
0.1789

Pr>Pu	% diferencia
mayor	0.03

si es aplicable

**DISEÑO POR CORTANTE**

**REFUERZO POR TENSION DIAGONAL**

Vy = 11.38 TON

FACTOR =	1.1	0.8
Vu =	12518.00 Kg	

**CALCULO DEL VCR**

**Pu 59528.00 Kg**

FR(0.7 f'c Ag + 2000 As) = 0.8(0.7 (200)(45 x 45)+2000 (64.8)) = **284592.00 Kg**

**284592.00 > 59528.00**

$$\rho_{real} = \frac{As}{bd} = \frac{36.045}{40 \times 45} = 0.020025$$

si P real < 0.015  $V_{cr} = FR b d (0.20 + 20\rho) \sqrt{f'c} (1 + 0.007 \frac{Pu}{Ag})$

si P real > 0.015  $V_{cr} = 0.5 FR b d \sqrt{f'c} (1 + 0.007 \frac{Pu}{Ag})$

**Vcr = 12277.62 kg**  
**Vu > Vcr**

se debe colocar refuerzo por tensión diagonal

**SE PROPONE ESTRIBOS DEL No 3 EN 2 RAMA**

$$A_v = 1.42 \text{ Cm}$$

Limitaciones

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$1.5FRdb\sqrt{f^*c} > Vu > Vcr \Rightarrow 0.5d \quad 20.00 \text{ Cm}$$

**SEPARACION ENTRE ESTRIBOS**

$$S_{max} \leq \left[ \frac{850}{\sqrt{f_y}} \right] \phi \quad 33.31 \text{ Cm}$$

$$S_{max} \leq 48\phi_{Estribo} \quad 45.60 \text{ Cm}$$

$$S_{max} \leq \frac{1}{2}d \text{ menor} \quad 20.00 \text{ Cm}$$

**EN ESTE CASO RIGE S = 20 Cm**

Para zonas de confinamiento se separaran los estribos a  $20/2 = 10$  cms en una longitud minima de

1.- Dim mayor de la columna = 45 CM

2.- 1/6 Altura libre  $2.7/6 = 45$  cm

3.- 60 cms **RIGE**



## DISEÑO DE COLUMNAS POR EL MÉTODO DE BRESLER

### DATOS

<b>COLUMNA No</b>	<b>8</b>			
P =	36.85	TON	Pu	FR (P)
My =	6.71	TON-M	Muy	FR(My)
Mx =	22.08	TON-M	Mux	FR(Mx)
Vy =	11.5	TON		
FR	1.4			

Pu (ton)	Mx (t-m)	My (t-m)
<b>51.59</b>	<b>30.912</b>	<b>9.394</b>

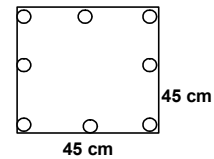
FR	b (cm)
<b>0.7</b>	<b>40</b>

#### VARILLAS PROPUESTAS

#	a <sub>o</sub>	N° de Barras	As
3	0.71		0
4	1.27		0
5	1.98		0
6	2.85		0
7	3.88		0
8	5.07	8	40.56
9	6.41		0
10	7.92		0
12	11.4		0
<b>As =</b>			<b>40.56</b>

Varilla de mayor Ø  
8

#### SECCION DE LA COLUMNA



hx (cm)	hy (cm)	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	f*c (kg/cm <sup>2</sup> )	recubrim
<b>45</b>	<b>45</b>	250	4200	170	200	5

$$As = P b d = 40.56$$

$$\rho_{prom} = \frac{As}{bd} = 0.0200$$

$$\rho_{min} = \frac{20}{fy} = 0.0048$$

$$\rho_{max} = 0.006$$

**Pmin < Pprop < Pmax**

se propone

r	q
0.0200	0.4941

As	As real	r real
40.5	40.56	0.0200

### CALCULO DE LAS EXENTRICIDADES

#### ACCIDENTALES SOBRE EL EJE Y

$$l_{ay} = 0.05h \quad 2.25$$

$$l_{ax} = 0.05h \quad 2.25$$

#### EXENTRICIDAD

$$l_x = \frac{M \mu x}{p \mu} = \frac{FR(Mx)}{FR(P)} = 59.919 \text{ Cm}$$

$$l_y = \frac{M \mu y}{p \mu} = \frac{FR(My)}{FR(P)} = 18.209 \text{ Cm}$$

#### EXENTRICIDAD TOTAL

$$l_{xt} = 62.169$$

$$l_{yt} = 20.459$$

**Cálculo de Prx**

de los diagramas de interacción

emin (cm)
2.25

dx/hx	ex (cm)	ex/hx	<b>Kx</b>
0.89	62.1686	1.38	0.27

Prx = FR Kx b d f'c

Prx (kg)
<b>65063.25</b>

**Cálculo de Pry**

de los diagramas de interacción

emin (cm)
2.25

dy/hy	ey (cm)	ey/hy	<b>Ky</b>
0.89	20.4590	0.45	0.59

Pry = FR Ky b d f'c

Pry (kg)
<b>142175.25</b>

**Cálculo de Pro**

Pro = FR(F'c bd(1 - p) + fy bdp)

Pro (kg)
<b>355225.5</b>

**Cálculo de Pr**

**EMPLEANDO LA FORMULA DE BRESLER**

$$P_r = \frac{1}{\frac{1}{PRX} + \frac{1}{PRY} - \frac{1}{PRO}}$$

<b>Pr (ton)</b>	<b>Pu (ton)</b>
<b>51.0514</b>	<b>51.59</b>

Pr/Pro>0.1
0.1437

Pr>Pu	% diferencia
menor	-0.01

**si es aplicable**

**DISEÑO POR CORTANTE**

**REFUERZO POR TENSION DIAGONAL**

Vy = 11.50 TON      FACTOR = 1.1      0.8  
Vu = 12650.00 Kg

**CALCULO DEL VCR**

Pu      **51590.00 Kg**  
FR(0.7 f'c Ag + 2000 As) = 0.8(0.7 (200)(45 x 45)+2000 (40.56)) =      **291696.00 Kg**

**291696.00 > 51590.00**

$$\rho_{real} = \frac{As}{bd} = \frac{40.56}{40 \times 45} = 0.0225$$

si P real < 0.015       $V_{cr} = FRbd(0.20 + 20\rho)\sqrt{f'c}(1 + 0.007\frac{Pu}{Ag})$

si P real > 0.015       $V_{cr} = 0.5FRbd\sqrt{f'c}(1 + 0.007\frac{Pu}{Ag})$

**Vcr = 11998.21 kg**  
**Vu > Vcr**

**se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

**SE PROPONE ESTRIBOS DEL No 3 EN 2 RAMAS**

$$A_v = 1.42 \text{ Cm}$$

Limitaciones

$$S \geq 6 \text{ cm}$$

$$1.5FRdb\sqrt{f^*c} > Vu > Vcr \Rightarrow 0.5d \quad 20.00 \text{ Cm}$$

**SEPARACION ENTRE ESTRIBOS**

$$S_{max} \leq \left[ \frac{850}{\sqrt{f_y}} \right] \phi \quad 33.31 \text{ Cm}$$

$$S_{max} \leq 48\phi_{Estribo} \quad 45.60 \text{ Cm}$$

$$S_{max} \frac{1}{2} d \text{ menor} \quad 20.00 \text{ Cm}$$

**EN ESTE CASO RIGE S = 20 Cm**

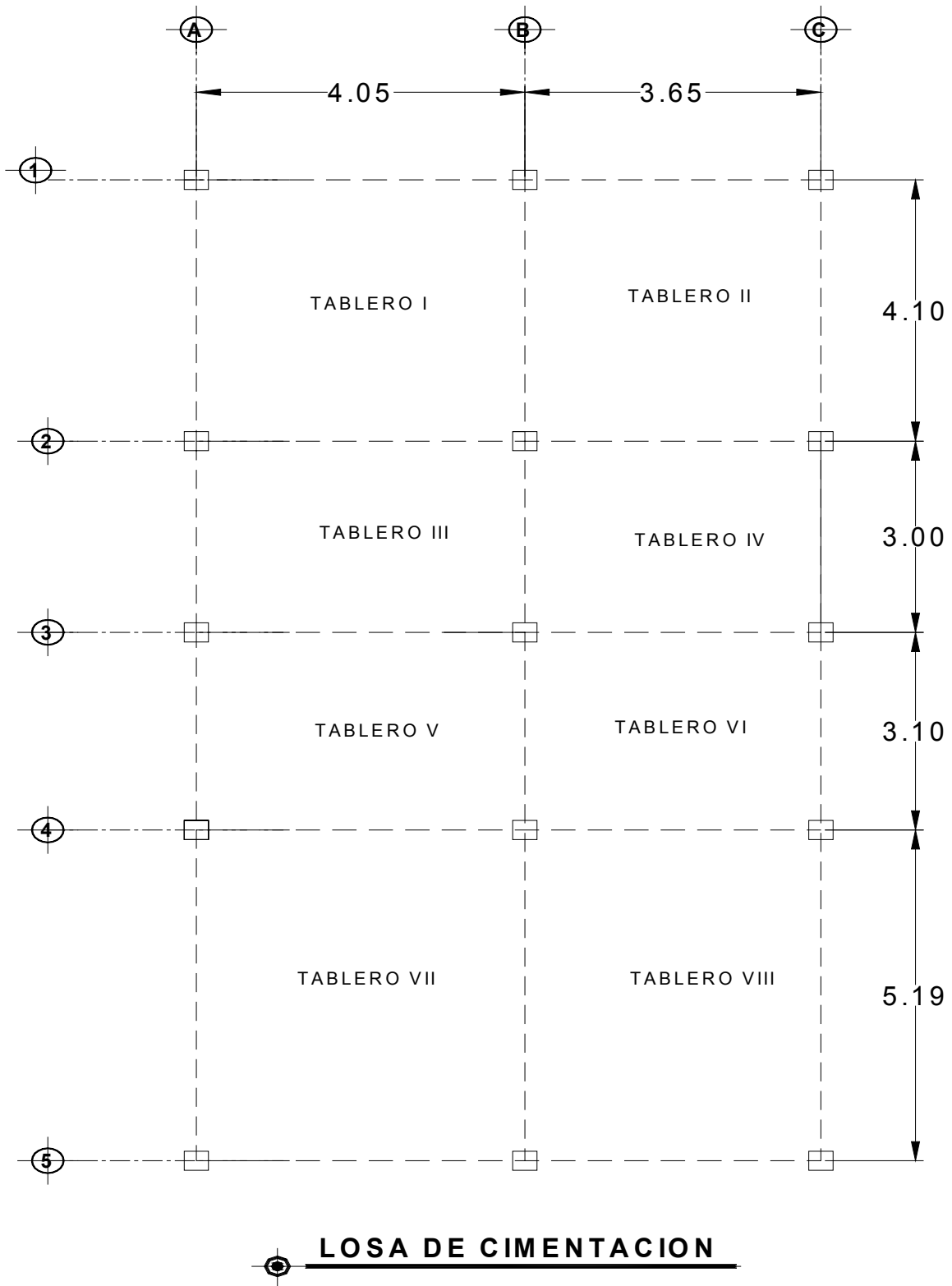
**Para zonas de confinamiento se separaran los estribos a  $20/2 = 10$  cms en una longitud minima de**

1.- Dim mayor de la columna = 45 CM

2.- 1/6 Altura libre  $2.7/6 = 45$  cms

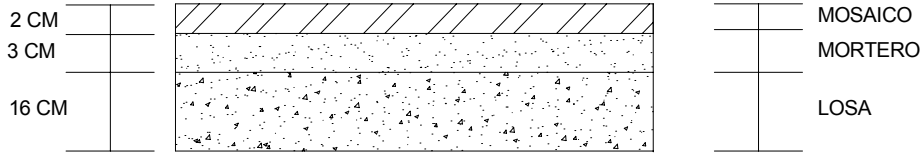
3.- 60 cms **RIGE**

# DISEÑO DE LOSA DE CIEMENTACION



## ANALISIS DE CARGA

### LOSA DE CIMENTACION UTILIZANDO LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO



Utilizando la capacidad de carga del terreno = 5300 kg/m<sup>2</sup>

Revisión del peralte mínimo

$$d_{\min} = \frac{\text{perimetro}}{250} \left( 0.032 \sqrt[4]{f_s \cdot W} \right)$$

Se tomara el tablero VII que es el más desfavorable

Peso del tablero = 5300 kg

perimetro = 519 + 405 + 1.25 (405 + 519) =

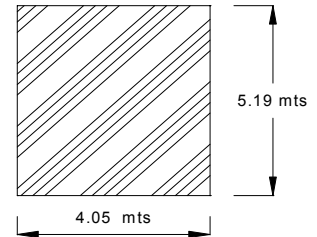
2079 cm

$$d_{\min} = \frac{2079}{250} \left( 0.032 \sqrt[4]{2520 \cdot 5300} \right) = 16.09 \text{ cm}$$

2520  
5,300  
250

Espesor total, H = d<sub>min</sub> + recubrimiento = 18.09 cm

Se tamará: d = 16 cm



**CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO POR EL METODO DE LOS COEFICIENTES  
LOSA DE CIMENTACION PARA LA CAPACIDAD DE CARGA DEL TERRENO**

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (ton-m)	Mu ajustado (ton-m)	As Cm	Ast Cm	As min Cm	Area de var.Pro p.cm2	Sep. Por Armado c.a.c. cms
I 	Negativo en bordes interiores	Corto	333.4	4057.70	3.363	5.82	2.17	2.64	1.27	15
		Largo	331.2	4030.92	3.823	6.66	2.17	2.64	1.27	15
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	195.8	2383.01	0.000	0.00	2.17	2.64	1.27	30
		Largo	193.2	2351.37	2.351	4.01	2.17	2.64	1.27	30
	Positivo	Corto	144.8	1762.31	1.762	2.98	2.17	2.64	1.27	40
		Largo	137.2	1669.81	1.670	2.82	2.17	2.64	1.27	40
II 	Negativo en bordes interiores	Corto	375.5	3711.93	3.077	5.31	2.17	2.64	1.27	15
		Largo	363.4	3592.32	3.823	6.66	2.17	2.64	1.27	15
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	222.1	2195.52	0.000	0.00	2.17	2.64	1.27	45
		Largo	207.6	2052.19	0.000	0.00	2.17	2.64	1.27	45
	Positivo	Corto	180	1779.35	1.779	3.01	2.17	2.64	1.27	40
		Largo	138.2	1366.15	1.366	2.30	2.17	2.64	1.27	10
III 	Negativo en bordes interiores	Corto	431.8	2883.56	2.757	4.73	2.17	2.64	1.27	20
		Largo	363.2	2425.45	3.363	5.82	2.17	2.64	1.27	20
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.000	0.00	2.17	2.64	1.27	45
		Largo	230.4	1538.61	1.539	2.60	2.17	2.64	1.27	45
	Positivo	Corto	224.8	1501.21	1.501	2.53	2.17	2.64	1.27	45
		Largo	132.2	882.83	0.883	1.48	2.17	2.64	1.27	45
IV 	Negativo en bordes interiores	Corto	393.8	2629.80	2.757	4.73	2.17	2.64	1.27	20
		Largo	345.2	2305.25	3.077	5.31	2.17	2.64	1.27	20
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.000	0.00	2.17	2.64	1.27	45
		Largo	218.8	1461.15	0.000	0.00	2.17	2.64	1.27	45
	Positivo	Corto	195	1302.21	1.302	2.19	2.17	2.64	1.27	45
		Largo	130.6	872.15	0.872	1.46	2.17	2.64	1.27	45
V 	Negativo en bordes interiores	Corto	417.4	2976.32	2.843	4.88	2.17	2.64	1.27	15
		Largo	356.6	2542.78	3.867	6.74	2.17	2.64	1.27	15
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.000	0.00	2.17	2.64	1.27	45
		Largo	226.2	1612.95	0.000	0.00	2.17	2.64	1.27	45
	Positivo	Corto	213.4	1521.67	1.522	2.57	2.17	2.64	1.27	45
		Largo	131.6	938.39	0.938	1.57	2.17	2.64	1.27	45
VI 	Negativo en bordes interiores	Corto	380	2709.64	2.843	4.88	2.17	2.64	1.27	20
		Largo	338	2410.15	3.400	5.89	2.17	2.64	1.27	20
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.000	0.00	2.17	2.64	1.27	45
		Largo	214	1525.95	0.000	0.00	2.17	2.64	1.27	45
	Positivo	Corto	184.5	1315.60	1.316	2.21	2.17	2.64	1.27	45
		Largo	130	926.98	0.927	1.55	2.17	2.64	1.27	45
VII 	Negativo en bordes interiores	Corto	429.4	5226.08	3.867	6.74	2.17	2.64	1.27	10
		Largo	401	4880.43	4.577	8.07	2.17	2.64	1.27	10
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	255.4	3108.39	0.000	0.00	2.17	2.64	1.27	45
		Largo	224.8	2735.96	0.000	0.00	2.17	2.64	1.27	45
	Positivo	Corto	224.6	2733.53	2.734	4.69	2.17	2.64	1.27	25
		Largo	140.4	1708.76	1.709	2.89	2.17	2.64	1.27	25
VIII 	Negativo en bordes interiores	Corto	471	4655.97	3.400	5.89	2.17	2.64	1.27	10
		Largo	429	4240.79	4.577	8.07	2.17	2.64	1.27	10
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	277	2738.23	0.000	0.00	2.17	2.64	1.27	45
		Largo	236	2332.93	0.000	0.00	2.17	2.64	1.27	45
	Positivo	Corto	259	2560.29	2.560	4.38	2.17	2.64	1.27	25
		Largo	142	1403.71	1.404	2.36	2.17	2.64	1.27	25

AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES DE BORDES CONTINUOS

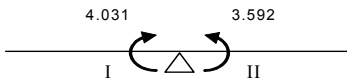
Cálculo de la rigidez en los tableros

TABLERO	d (cm)	a <sub>1</sub> (cm)	k (kg/cm <sup>2</sup> )
I	16	405	10.114
II	16	365	11.222
III	16	300	13.653
IV	16	300	13.653
V	16	310	13.213
VI	16	310	13.213
VII	16	405	10.114
VIII	16	365	11.222

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

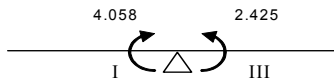
$$f_d = \frac{ki}{\sum ki}$$

Tablero I con II



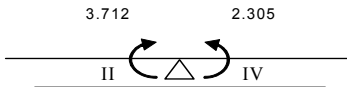
k	10.114	11.222
f <sub>d</sub>	-0.474	-0.526
Me	4.031	-3.592
Md	0.439	
Mdist.	-0.208	-0.231
<b>M aj</b>	<b>3.823</b>	<b>-3.823</b>

Tablero I con III



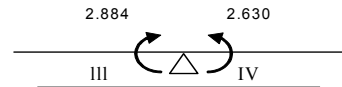
k	10.114	13.653
f <sub>d</sub>	-0.426	-0.574
Me	4.058	-2.425
Md	1.632	
Mdist.	-0.695	-0.938
<b>M aj</b>	<b>3.363</b>	<b>-3.363</b>

Tablero II con IV



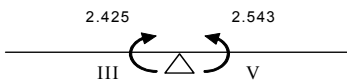
k	11.222	13.653
f <sub>d</sub>	-0.451	-0.549
Me	3.712	-2.305
Md	1.407	
Mdist.	-0.635	-0.772
<b>M aj</b>	<b>3.077</b>	<b>-3.077</b>

Tablero III con IV



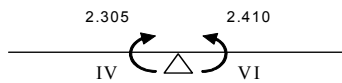
k	13.653	13.653
f <sub>d</sub>	-0.500	-0.500
Me	2.884	-2.630
Md	0.254	
Mdist.	-0.127	-0.127
<b>M aj</b>	<b>2.757</b>	<b>-2.757</b>

Tablero III con V



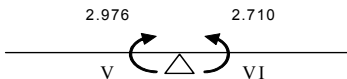
k	13.653	13.213
f <sub>d</sub>	-0.508	-0.492
Me	2.425	-2.543
Md	-0.117	
Mdist.	0.060	0.058
<b>M aj</b>	<b>2.485</b>	<b>-2.485</b>

Tablero IV con VI



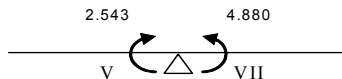
k	13.653	13.213
f <sub>d</sub>	-0.508	-0.492
Me	2.305	-2.410
Md	-0.105	
Mdist.	0.053	0.052
<b>M aj</b>	<b>2.359</b>	<b>-2.359</b>

Tablero V con VI



k	13.213	13.213
f <sub>d</sub>	-0.500	-0.500
Me	2.976	-2.710
Md	0.267	
Mdist.	-0.133	-0.133
<b>M aj</b>	<b>2.843</b>	<b>-2.843</b>

Tablero V con VII



k	13.213	10.114
f <sub>d</sub>	-0.566	-0.434
Me	2.543	-4.880
Md	-2.338	
Mdist.	1.324	1.014
<b>M aj</b>	<b>3.867</b>	<b>-3.867</b>



## DISEÑO POR FLEXIÓN

Para momento negativo

Se toma el momento positivo y negativo mayor del tablero mas desfavorable en este caso es el Tablero VII

Datos de diseño

M (-)=	4577	kg-m	f'c =	250	kg/cm <sup>2</sup>
M (+)=	2734	kg-m	fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
FR =	0.9		f*c =	200	kg/cm <sup>2</sup>
b =	100	cm	f''c =	170	kg/cm <sup>2</sup>
d =	16	cm			
recubrimiento =	2	cm			

Para Momento (-)      4.577      Ton-Mt

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{FRbd^2f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(4.577)(100)(1000)}{(0.9)(100)(16)^2(170)}} = \quad q_{req} = 0.124621$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(fy)} = \quad \rho_{req} = \frac{(0.1246)(170)}{4200} = 0.005044$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = \quad \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{f''c}{fy} \left[ \frac{4800}{6000 + fy} \right] \right] = \quad \rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] \right] = 0.014286$$

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

$$\rho_{diseño} = 0.005044$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (5.04 \times 10^{-3})(100)(16) = \quad 8.07 \quad \text{cm}^2 \quad \text{RIGE}$$

Comparando con el area de acero por temperatura

$$a_{st} = \frac{660X_1}{4200(100 + X_1)} \quad a_{st} = \frac{660(17)}{4200(100 + 17)} = 0.02167 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{st} = (0.02167 \times 100) = \quad 2.167488 \text{ cm}^2$$

**Para Momento (+)**      2.734      Ton-Mt

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(2.734)(100)(1000)}{(0.9)(100)(16)^2(170)}} = \quad q_{req} = 0.072425$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} = \quad \rho_{req} = \frac{(0.0724)(170)}{4200} = 0.002931$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \quad \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] \right] = \quad \rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] \right] = 0.014286$$

**$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$ , OK**

$$\rho_{diseño} = 0.002931$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.93 \times 10^{-3})(100)(16) = 4.69 \quad \text{cm}^2$$

Comparando con el area de acero por temperatura

$$a_{st} = \frac{660X_1}{4200(100 + X_1)} \quad a_{st} = \frac{660(17)}{4200(100 + 17)} = 0.02167 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{st} = (0.02167 \times 100) = 2.167488 \text{ cm}^2$$

Proponiendo acero para M (-)

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

Proponiendo varilla # 4  $a_o = 1.27$

$$S = \frac{100(1.27)}{8.07} \quad \mathbf{15.74 \quad \text{cm}}$$

$$S_{max} \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ cm} \\ 3.5 \text{ XI} \quad 3.5(16) = 56 \\ \text{Por armado se usara varilla \# 4 @ 15 cm c.a.c.} \end{array} \right.$$

Proponiendo acero para M ( + )

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

Proponiendo varilla # 4  $a_o = 1.27$

$$S = \frac{100(1.27)}{4.69} \quad \mathbf{27.08 \text{ cm}}$$

$$S_{max} \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ cm} \\ 3.5 \text{ XI} \quad 3.5(16) = 56 \\ \text{Por armado se usara varilla \# 4 @ 25 cm c.a.c.} \end{array} \right.$$

**REVISION POR CORTANTE**

**VCR > Vu**

$$V = \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W \quad V = \left( \frac{4.05}{2} - 0.16 \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{4.05}{5.19} \right) 5300 \quad 5524.08 \text{ kg}$$

se incrementara 15 % según N.T.C. 6.3.3.6

$$V ( 1.15 \times 5524.08 ) = 6352.69 \text{ kg}$$

$$\mathbf{Vu = Fc V} \quad \mathbf{Vu = 6352.69 \times 1.4 = 8893.77 \text{ kg}}$$

$$VCR = 0.5 F_r b d \sqrt{f' * c}$$

$$VCR = 0.5(0.8)(100)(16)\sqrt{200} \quad \mathbf{9050.97 \text{ kg}}$$

**VCR > Vu      SE ACEPTA LA LOSA**

CÁLCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO POR EL METODO DE LOS COEFICIENTES  
**LOSAS DE CIMENTACION PARA EL PESO DEL EDIFICIO**

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (ton-m)	Mu ajustado (ton-m)	As Cm	As <sub>Rec</sub> Cm	As min Cm	Area de var. Prop. c m <sup>2</sup>	Sep. Por Armado c.a.c. cms
I 	Negativo en bordes interiores	Corto	333.4	894.22	0.741	1.24	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	331.2	888.32	0.843	1.41	2.17	4.22	0.71	15
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	195.8	525.16	0.000	0.00	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	193.2	518.19	0.518	0.86	2.17	4.22	0.71	15
	Positivo	Corto	144.8	388.37	0.388	0.65	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	137.2	367.99	0.368	0.61	2.17	4.22	0.71	15
II 	Negativo en bordes interiores	Corto	375.5	818.02	0.678	1.13	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	363.4	791.67	0.843	1.41	2.17	4.22	0.71	15
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	222.1	483.84	0.000	0.00	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	207.6	452.26	0.000	0.00	2.17	4.22	0.71	15
	Positivo	Corto	180	392.13	0.392	0.65	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	138.2	301.07	0.301	0.50	2.17	4.22	0.71	15
III 	Negativo en bordes interiores	Corto	431.8	635.47	0.608	1.01	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	363.2	534.51	0.741	1.24	2.17	4.22	0.71	15
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.000	0.00	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	230.4	339.08	0.339	0.56	2.17	4.22	0.71	15
	Positivo	Corto	224.8	330.83	0.331	0.55	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	132.2	194.56	0.195	0.32	2.17	4.22	0.71	15
IV 	Negativo en bordes interiores	Corto	393.8	579.55	0.608	1.01	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	345.2	508.02	0.678	1.13	2.17	4.22	0.71	15
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.000	0.00	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	218.8	322.00	0.000	0.00	2.17	4.22	0.71	15
	Positivo	Corto	195	286.98	0.287	0.48	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	130.6	192.20	0.192	0.32	2.17	4.22	0.71	15
V 	Negativo en bordes interiores	Corto	417.4	655.91	0.627	1.04	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	356.6	560.37	0.852	1.42	2.17	4.22	0.71	15
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.000	0.00	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	226.2	355.46	0.000	0.00	2.17	4.22	0.71	15
	Positivo	Corto	213.4	335.34	0.335	0.56	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	131.6	206.80	0.207	0.34	2.17	4.22	0.71	15
VI 	Negativo en bordes interiores	Corto	380	597.14	0.627	1.04	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	338	531.14	0.749	1.25	2.17	4.22	0.71	15
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0.00	0.000	0.00	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	214	336.29	0.000	0.00	2.17	4.22	0.71	15
	Positivo	Corto	184.5	289.93	0.290	0.48	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	130	204.29	0.204	0.34	2.17	4.22	0.71	15
VII 	Negativo en bordes interiores	Corto	429.4	1151.71	0.852	1.42	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	401	1075.54	1.009	1.69	2.17	4.22	0.71	15
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	255.4	685.02	0.000	0.00	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	224.8	602.94	0.000	0.00	2.17	4.22	0.71	15
	Positivo	Corto	224.6	602.41	0.602	1.00	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	140.4	376.57	0.377	0.63	2.17	4.22	0.71	15
VIII 	Negativo en bordes interiores	Corto	471	1026.07	0.749	1.25	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	429	934.57	1.009	1.69	2.17	4.22	0.71	15
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	277	603.44	0.000	0.00	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	236	514.12	0.000	0.00	2.17	4.22	0.71	15
	Positivo	Corto	259	564.23	0.564	0.94	2.17	4.22	0.71	15
		Largo	142	309.35	0.309	0.51	2.17	4.22	0.71	15

AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES DE BORDES CONTINUOS

Cálculo de la rigidez en los tableros

TABLERO	d (cm)	a l (cm)	k (kg/cm <sup>2</sup> )
I	16	405	10.114
II	16	365	11.222
III	16	300	13.653
IV	16	300	13.653
V	16	310	13.213
VI	16	310	13.213
VII	16	405	10.114
VIII	16	365	11.222

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

$$f_d = \frac{ki}{\sum ki}$$

Tablero I con II

0.888      0.792

I      II

k	10.114	11.222
f <sub>d</sub>	-0.474	-0.526
Me	0.888	-0.792
Md	0.097	
Mdist.	-0.046	-0.051
<b>M aj</b>	<b>0.843</b>	<b>-0.843</b>

Tablero I con III

0.894      0.535

I      III

k	10.114	13.653
f <sub>d</sub>	-0.426	-0.574
Me	0.894	-0.535
Md	0.360	
Mdist.	-0.153	-0.207
<b>M aj</b>	<b>0.741</b>	<b>-0.741</b>

Tablero II con IV

0.818      0.508

II      IV

k	11.222	13.653
f <sub>d</sub>	-0.451	-0.549
Me	0.818	-0.508
Md	0.310	
Mdist.	-0.140	-0.170
<b>M aj</b>	<b>0.678</b>	<b>-0.678</b>

Tablero III con IV

0.635      0.580

III      IV

k	13.653	13.653
f <sub>d</sub>	-0.500	-0.500
Me	0.635	-0.580
Md	0.056	
Mdist.	-0.028	-0.028
<b>M aj</b>	<b>0.608</b>	<b>-0.608</b>

Tablero III con V

0.535      0.560

III      V

k	13.653	13.213
f <sub>d</sub>	-0.508	-0.492
Me	0.535	-0.560
Md	-0.026	
Mdist.	0.013	0.013
<b>M aj</b>	<b>0.548</b>	<b>-0.548</b>

Tablero IV con VI

0.508      0.531

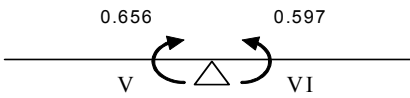
IV      VI

k	13.653	13.213
f <sub>d</sub>	-0.508	-0.492
Me	0.508	-0.531
Md	-0.023	
Mdist.	0.012	0.011
<b>M aj</b>	<b>0.520</b>	<b>-0.520</b>

# AJUSTE DEL MOMENTO EN TABLEROS ADYACENTES DE BORDES CONTINUOS

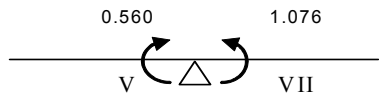
Cálculo de la rigidez en los tableros

Tablero V con VI



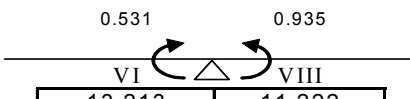
$k$	13.213	13.213
$f_d$	-0.500	-0.500
$M_e$	0.656	-0.597
$M_d$	0.059	
$M_{dist.}$	-0.029	-0.029
<b><math>M_{aj}</math></b>	<b>0.627</b>	<b>-0.627</b>

Tablero V con VII



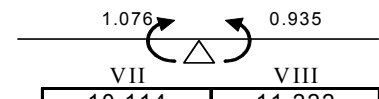
$k$	13.213	10.114
$f_d$	-0.566	-0.434
$M_e$	0.560	-1.076
$M_d$	-0.515	
$M_{dist.}$	0.292	0.223
<b><math>M_{aj}</math></b>	<b>0.852</b>	<b>-0.852</b>

Tablero VI con VIII



$k$	13.213	11.222
$f_d$	-0.541	-0.459
$M_e$	0.531	-0.935
$M_d$	-0.403	
$M_{dist.}$	0.218	0.185
<b><math>M_{aj}</math></b>	<b>0.749</b>	<b>-0.749</b>

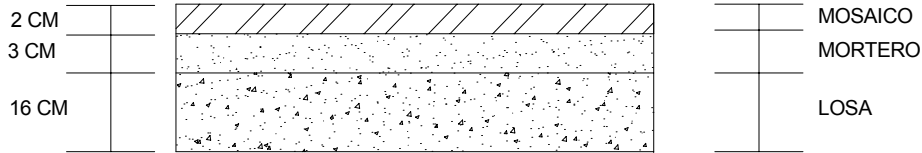
Tablero VII con VIII



$k$	10.114	11.222
$f_d$	-0.474	-0.526
$M_e$	1.076	-0.935
$M_d$	0.141	
$M_{dist.}$	-0.067	-0.074
<b><math>M_{aj}</math></b>	<b>1.009</b>	<b>-1.009</b>

## ANALISIS DE CARGAS

### LOSA DE CIMENTACION UTILIZANDO EL PESO DE LA ESTRUCTURA X M<sup>2</sup>



### DISEÑO POR FLEXION

Para momento negativo

Se toma el momento positivo y negativo mayor del tablero mas desfavorable en este caso es el Tablero VII

#### Datos de diseño

M (-)=	1009	kg-m	f'c =	250	kg/cm <sup>2</sup>
M (+)=	602	kg-m	fy =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
FR =	0.9		f*c =	200	kg/cm <sup>2</sup>
b =	100	cm	f'c =	170	kg/cm <sup>2</sup>
d =	16	cm			
recubrimiento =	2	cm			

Para Momento (-) 1.009 Ton-Mt

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{FRbd^2f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(1.009)(100)(1000)}{(0.9)(100)(16)^2(170)}} = q_{req} = 0.026101$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(fy)} = \rho_{req} = \frac{(0.0261)(170)}{4200} = 0.001056$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{f''c}{fy} \left[ \frac{4800}{6000 + fy} \right] \right] = \rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] \right] = 0.014286$$

$\rho < \rho_{min}$ , se usará  $\rho_{min}$

$$\rho_{diseño} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d) \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(100)(16) = 4.22 \text{ cm}^2 \quad \text{RIGE}$$

**Comparando con el area de acero por temperatura**

$$a_{st} = \frac{660X_1}{4200(100 + X_1)} \quad a_{st} = \frac{660(17)}{4200(100 + 17)} = 0.02167 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{st} = (0.02167 \times 100) = 2.167488 \text{ cm}^2$$

**Para Momento (+)**      0.602      Ton-Mt

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{Frbd^2f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(0.602)(100)(1000)}{(0.9)(100)(16)^2(170)}} = q_{req} = 0.015490$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{req} = \frac{(0.0154)(170)}{4200} = 0.000627$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] \right] = \rho_{max} = 0.75 \left[ \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] \right] = 0.014286$$

**$\rho < \rho_{min}$ , se usará  $A_{smin}$**

$$\rho_{diseño} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d) \quad A_s = (2.63 \times 10^{-3})(100)(16) = 4.22 \text{ cm}^2$$

**Comparando con el area de acero por temperatura**

$$a_{st} = \frac{660X_1}{4200(100 + X_1)} \quad a_{st} = \frac{660(17)}{4200(100 + 17)} = 0.02167 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_{st} = (0.02167 \times 100) = 2.167488 \text{ cm}^2$$

**Proponiendo acero para M (-)**

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

Proponiendo varilla # 3  $a_o = 0.71$

$$S = \frac{100(0.71)}{4.22} \quad \mathbf{16.82 \text{ cm}}$$



$$S_{max} \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ cm} \\ 3.5 \text{ XI} \quad 3.5(16) = 56 \\ \text{Por armado se usara varilla \# 3 @ 15 cm c.a.c.} \end{array} \right.$$

Proponiendo acero para M (+)

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

Proponiendo varilla # 3  $a_o = 0.71$

$$S = \frac{100(0.71)}{4.22} \quad \mathbf{16.82 \text{ cm}}$$

$$S_{max} \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ cm} \\ 3.5 \text{ XI} \quad 3.5(16) = 56 \\ \text{Por armado se usara varilla \# 3 @ 15 cm c.a.c.} \end{array} \right.$$

**REVISION POR CORTANTE**

**VCR > Vu**

$$V = \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) W \quad V = \left( \frac{4.05}{2} - 0.16 \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{4.05}{5.19} \right) 1168 \quad 1219.48 \text{ kg}$$

se incrementara 15 % según N.T.C. 6.3.3.6

$$V (1.15 \times 1219.48) = 1402.40 \text{ kg}$$

$$\mathbf{Vu = Fc V} \quad \mathbf{Vu = 1402.40 \times 1.4 = 1963.36 \text{ kg}}$$

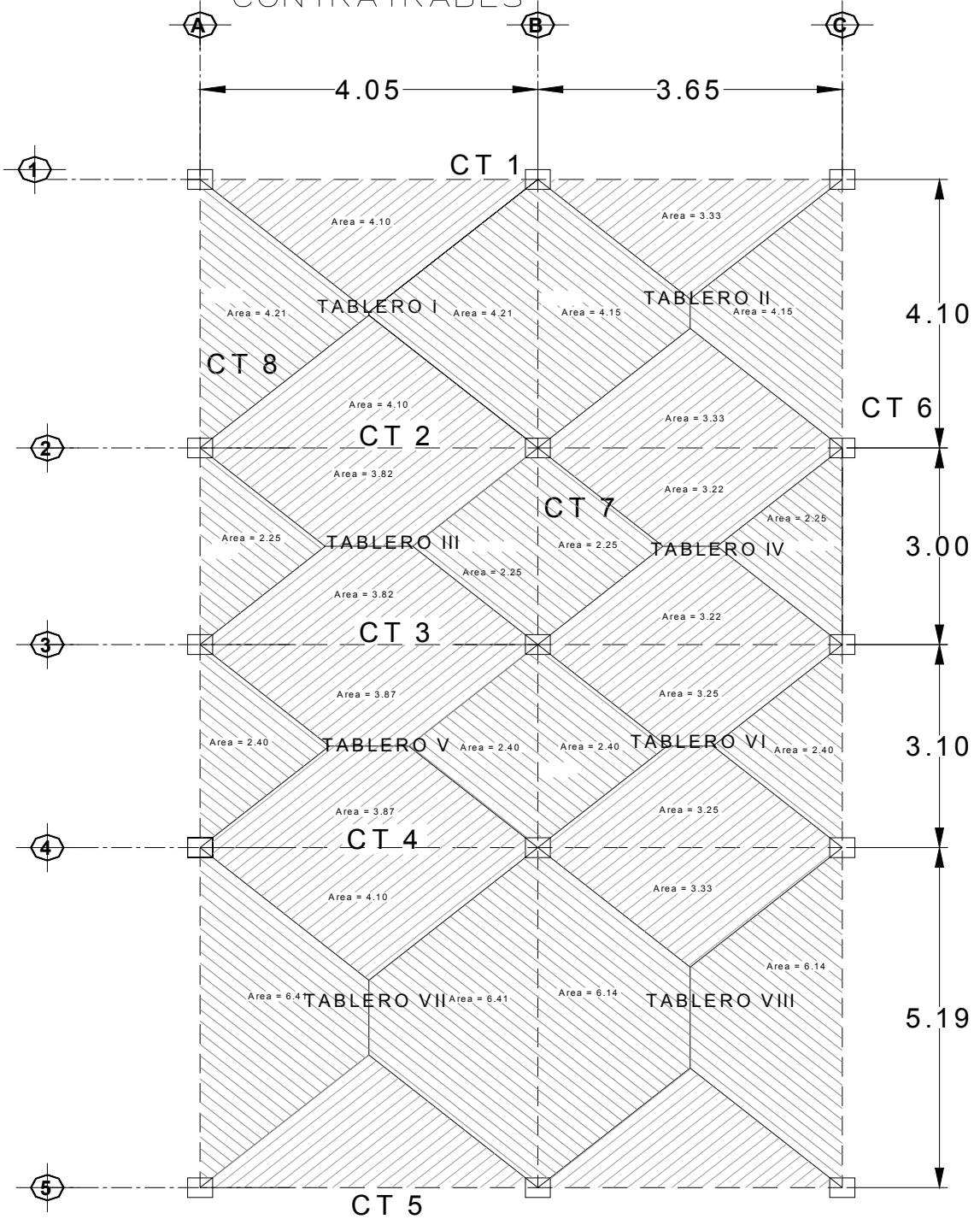
$$VCR = 0.5 F_r b d \sqrt{f^* c}$$

$$VCR = 0.5(0.8)(100)(16)\sqrt{200} \quad \mathbf{9050.97 \text{ kg}}$$

**VCR > Vu      SE ACEPTA LA LOSA**

# DISEÑO DE CONTRATRABES DE CIEMENTACION

# AREAS TRIBUTARIAS DE CONTRATRABES

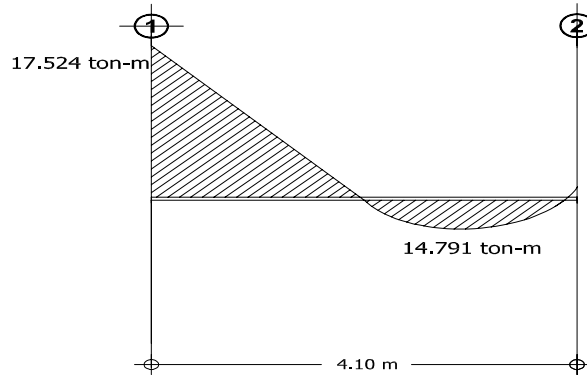


**LOSA DE CIMENTACION**

## DISEÑO DE CONTRATRABE

Diseño de la Contratrabe :	<b>CT 7</b>	$f'c =$	250	kg/cm <sup>2</sup>
	<b>M (-)=</b> 14791.00		<b>fy =</b> 4200	kg/cm <sup>2</sup>
	<b>M (+)=</b> 17524.12			
	<b>V =</b> 26428.00			kg

### DIAGRAMA DE MOMENTOS



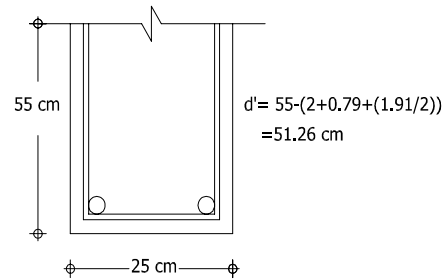
### DATOS

**Seccion propuesta :** 55 X 25 cm

<b>FR =</b>	0.9	
<b>b =</b>	25	cm
<b>h =</b>	55	cm
<b>recubrimiento =</b>	2	cm
<b>d =</b>	51.26	cm
<b>Varilla propuesta =</b>	6	
<b>Long de la Trabe</b>	4.10	mts

$f'c =$	200	kg/cm <sup>2</sup>
$f'c =$	170	kg/cm <sup>2</sup>

**Para Momento (-)** 14.791 Ton-Mt



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f'c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(14.791)(100)(1000)}{(0.9)(25)(51.26)^2(170)}} =$$

$$q_{req} = 0.159994$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f'c)}{(f_y)} =$$

$$P_{req} = \frac{(0.1599)(170)}{4200} = 0.006476$$

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

$$P_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.006476$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (6.47 \times 10^{-3})(25)(51.26) = 8.30 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 2 Varillas del No 6 y 3 Varillas del No = 9.51 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 17.524 Ton-Mt

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(17.524)(100)(1000)}{(0.9)(25)(51.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.193023$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.193)(170)}{4200} = 0.007813$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

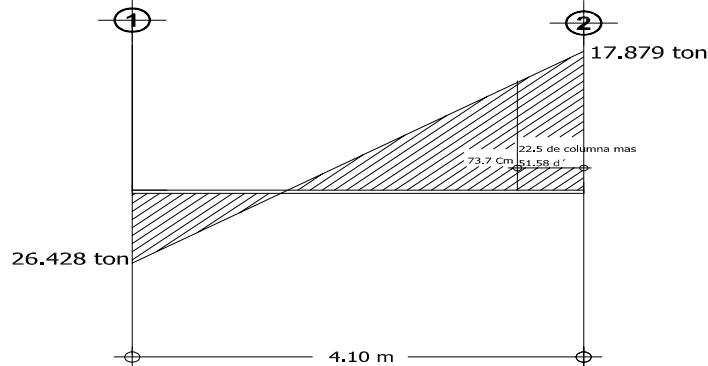
$$\rho_{\text{diseño}} = 0.007813$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (7.78 \times 10^{-3})(25)(51.26) = 10.01 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 2 Varillas del No 6 y 4 Varillas del No = 10.78 Cm<sup>2</sup>**

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

### DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{18763.68}{2.360} = \frac{V_u}{1.620} \quad V_u = 18430.979 \text{ kg}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto  
Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{10.78}{(25)(51.26)} = 0.0084$$

$$\text{Si } \rho_{real} < 0.015 \quad V_{cr} = F_r [0.2 + 20\rho] b d \sqrt{f' * c}$$

$$\text{Si } \rho_{real} > 0.015 \quad 0.5 F_r b d \sqrt{f' * c}$$

$$V_{cr} = 0.8 [0.2 + 20(0.0079)] (25) (51.26) \sqrt{200}$$

$$V_u = 18430.98 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 5338.66 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{55}{25} = 2.2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$  se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 3 en 2 ramas

$$A_v = (2) (0.71) = 1.42 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 13092.32 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{F_r A_v F_y d}{V_s} = \frac{(0.8)(1.42)(2530)(51.26)}{13092.32} = 11.25 \text{ Cm} \quad \text{RIGE PARA } L/4$$

$$S_{minima} = \frac{F_r A_v F_y}{3.5 b} = \frac{(0.8)(1.42)(2530)}{3.5(25)} = 22.67 \text{ Cm}$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6\text{cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad \mathbf{S_{max} = 0.5d}$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = 21745.655$$

$$\mathbf{S_{max} = 25.63 \text{ Cm}}$$

**Por Armado colocar @ 10 Cms**

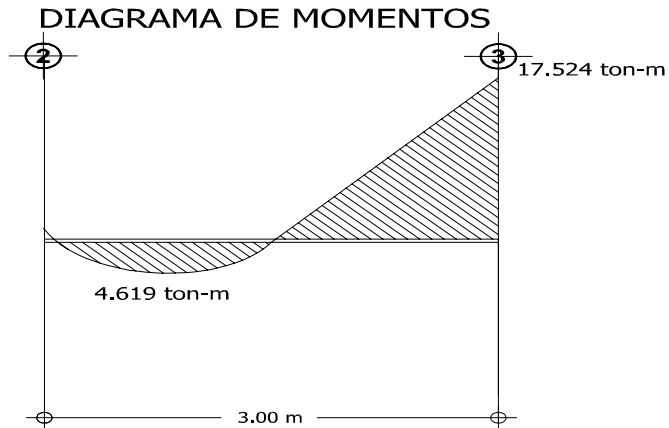
$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{11.25}{2} = 5.63$$

**Por lo que quedara a cada 6 cm**

## DISEÑO DE CONTRATRABE

Diseño de la Contratrabe : CT 7

<b>M (-)</b> =	4619.00	kg-m	<b>f'c</b> =	250	kg/cm <sup>2</sup>
<b>M (+)</b> =	17524.12	kg-m	<b>fy</b> =	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>V</b> =	18763.68	kg			



## DATOS

Seccion propuesta : 55 X 25 cm

FR = 0.9

b = 25 cm

h = 55 cm

recubrimiento = 2 cm

d = 51.26 cm

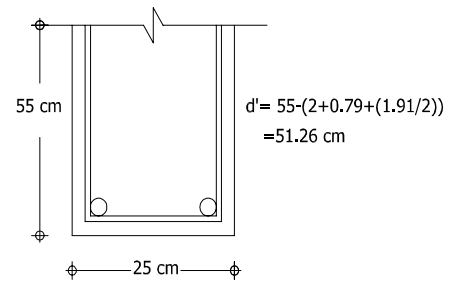
Varilla propuesta = 6

Long de la Trabe = 3.00 mts

Para Momento (-) 4.619 Ton-Mt

f'c = 200 kg/cm<sup>2</sup>

f'c = 170 kg/cm<sup>2</sup>



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{Frbd^2f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(4.619)(100)(1000)}{(0.9)(25)(51.26)^2(170)}} =$$

$$q_{req} = 0.047075$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(fy)} =$$

$$P_{req} = \frac{(0.0470)(170)}{4200} = 0.001905$$

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

$$P_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$



$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho < \rho_{\min}$ , se usará  $\rho_{\min}$**

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.635 \times 10^{-3})(25)(51.26) = 3.38 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 2 Varillas del No 6 = 5.7 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 17.524 Ton-Mt

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(17.524)(100)(1000)}{(0.9)(25)(51.58)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.193023$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.1903)(170)}{4200} = 0.007813$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f''c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

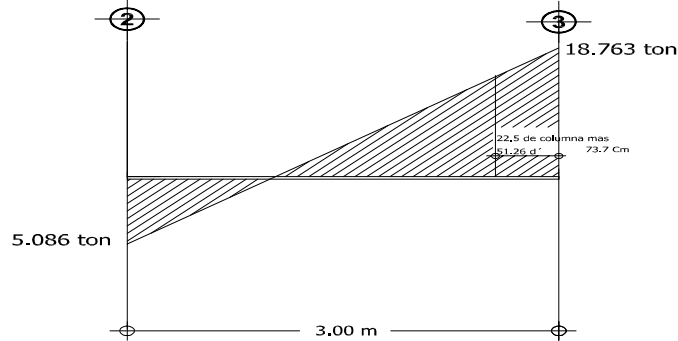
$$\rho_{\text{diseño}} = 0.007813$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (7.70 \times 10^{-3})(25)(51.26) = 10.01 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 2 Varillas del No 6 Y 4 Varillas del No 4 = 10.78 Cm<sup>2</sup>**

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{18763.68}{2.360} = \frac{V_u}{1.620} \quad V_u = 12880.678 \text{ kg}$$

**Fueza cortante que toma el concreto**  
**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{10.78}{(25)(51.26)} = 0.0084$$

$$\text{Si } \rho_{real} < 0.015 \quad V_{cr} = F_r [0.2 + 20\rho] bd \sqrt{f'c}$$

$$\text{Si } \rho_{real} > 0.015 \quad 0.5 F_r b d \sqrt{f'c}$$

$$V_{cr} = 0.8 [0.2 + 20(0.0079)] (25)(51.26) \sqrt{200}$$

$$V_u = 12880.68 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 5338.66 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{55}{25} = 2.2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$  se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 3 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 7542.02 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{F_r A_v F_y d}{V_s} = \frac{(0.8)(1.42)(2530)(51.26)}{7542.02} = 19.53 \text{ Cm} \quad \text{RIGE PARA L/4}$$

$$S_{minima} = \frac{F_r A_v F_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(1.42)(2530)}{3.5(25)} = 32.85 \text{ Cm}$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6\text{cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad \mathbf{S_{max} = 0.5d}$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = \quad 21745.655$$

$$\mathbf{S_{max} = \quad 25.63 \quad Cm \quad RIGE}$$

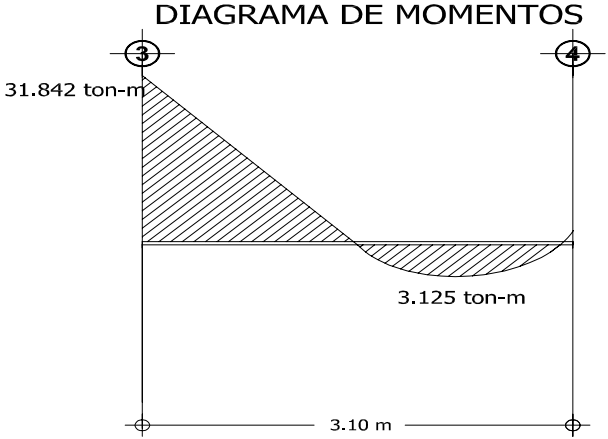
**Por Armado colocar @ 15 Cms**

$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{19.53}{2} \quad 9.77$$

**Por lo que quedara a cada 10 cm**

# DISEÑO DE CONTRATRABE

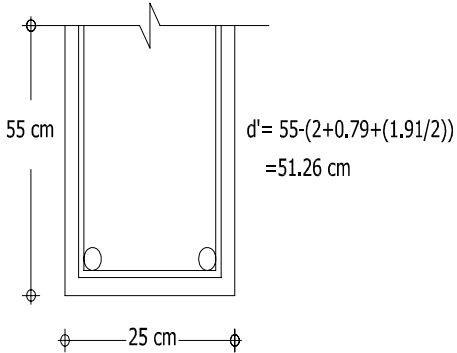
**Diseño de la Contratrabe :**    **CT 7**
**f'c =** 250    kg/cm<sup>2</sup>  
**M (-)=** 3125.93    kg-m
**fy =** 4200    kg/cm<sup>2</sup>  
**M (+)=** 31842.24    kg-m  
**V =** 23956.81    kg



## DATOS

**Seccion propuesta :** 55 X 25 cm  
**FR =** 0.9  
**b =** 25    cm  
**h =** 55    cm  
**recubrimiento =** 2    cm  
**d =** 51.26    cm  
**Varilla propuesta =** 6  
**Long de la Trabe** 3.10    mts  
**Para Momento (-)** 3.126    Ton-Mt

**f'c =** 200    kg/cm<sup>2</sup>  
**f'c =** 170    kg/cm<sup>2</sup>



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f'c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(3.125)(100)(1000)}{(0.9)(25)(51.26)^2(170)}} =$$

$$q_{req} = 0.031608$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f'c)}{(f_y)} =$$

$$\rho_{req} = \frac{(0.0316)(170)}{4200} = 0.001279$$

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

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

$\rho < \rho_{\min}$ , se usará  $A_{s\min}$

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.002635$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (2.635 \times 10^{-3})(25)(51.26) = 3.38 \text{ cm}^2$$

Usaremos 2 Varillas del No 6 = 5.70 Cm<sup>2</sup>

Para Momento (+) 31.842 Ton-Mt

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(31.842)(100)(1000)}{(0.9)(25)(51.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.394828$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.3948)(170)}{4200} = 0.015981$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

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

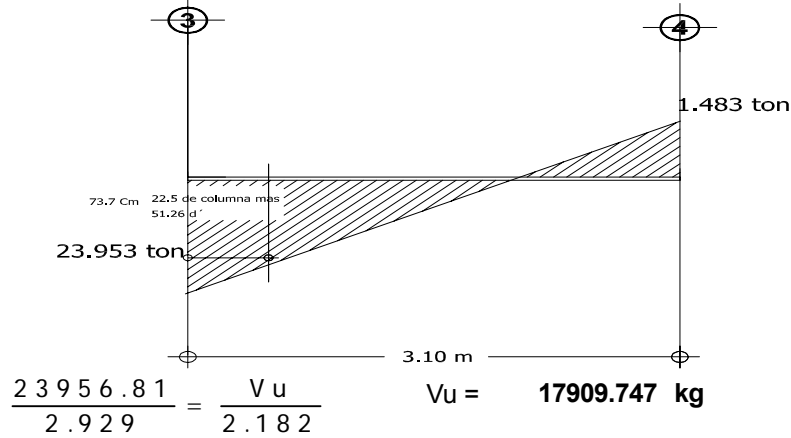
$$\rho_{\text{diseño}} = 0.015981$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (1.59 \times 10^{-2})(25)(51.26) = 20.48 \text{ cm}^2$$

Usaremos 5 Varillas del No 4 y 5 Varillas del No 6 = 20.6 Cm<sup>2</sup>

**DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.**

**DIAGRAMA DE CORTANTE**



**Fuerza cortante que toma el concreto  
Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{s_{real}}}{bd'} = \frac{20.6}{(25)(51.26)} = 0.0161$$

*Si  $\rho_{real} < 0.015$*   $V_{cr} = Fr[0.2 + 20\rho]bd\sqrt{f^*c}$

*Si  $\rho_{real} > 0.015$*   $0.5 Frbd\sqrt{f^*c}$

$$V_{cr} = 0.5(0.8)(25)(51.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 17909.75 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 9060.69 \text{ kg}$$

$\frac{h}{b} < 6$        $\frac{h}{b} = \frac{55}{25} = 2.2 < 6$       No es necesario disminuir el  $V_{cr}$  un 30%

**$V_u > V_{cr}$       se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

**SEPARACION DE LOS ESTRIBOS**

Proponiendo Estribos del No 3 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 8849.06 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{FrA_vF_yd}{V_s} = \frac{(0.8)(1.42)(2530)(51.26)}{8849.06} = 16.65 \text{ Cm} \quad \text{RIGE}$$

$$S_{minima} = \frac{FrA_vF_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.142)(2530)}{3.5(25)} = 32.85 \text{ Cm}$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6\text{cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad S_{\max} = 0.5d$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = 21745.655$$

$$S_{\max} = 25.63 \text{ Cm} \quad \text{RIGE}$$

Por Armado colocar @ 15 Cms

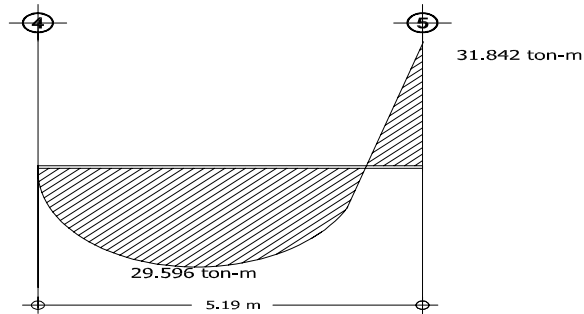
$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{16.65}{2} \quad 8.32$$

Por lo que quedara a cada 6 cm por armado

## DISEÑO DE CONTRATRABE

<b>Diseño de la Contratrabe :</b>	<b>CT 7</b>	<b>f'c =</b>	250	kg/cm <sup>2</sup>
<b>M (-)=</b>	29596.45 kg-m	<b>fy =</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>M (+)=</b>	31842.24 kg-m			
<b>V =</b>	40108.29 kg			

### DIAGRAMA DE MOMENTOS

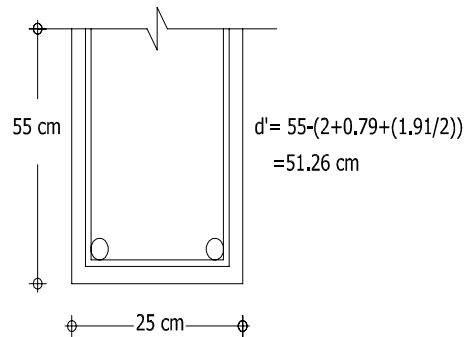


## DATOS

**Seccion propuesta :** 55 X 25 cm

<b>FR =</b>	0.9	
<b>b =</b>	25	cm
<b>h =</b>	55	cm
<b>recubrimiento =</b>	2	cm
<b>d =</b>	51.26	cm
<b>Varilla propuesta =</b>	6	
<b>Long de la Trabe</b>	5.19	mts
<b>Para Momento (-)</b>	29.596	Ton-Mt

<b>f'c =</b>	200	kg/cm <sup>2</sup>
<b>f'c =</b>	170	kg/cm <sup>2</sup>



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(29.596)(100)(1000)}{(0.9)(25)(51.26)^2(170)}} =$$

$$q_{req} = 0.358961$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(f_y)} =$$

$$P_{req} = \frac{(0.3589)(170)}{4200} = 0.014529$$

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

$$P_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$



$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

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

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.014529$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (1.45 \times 10^{-2})(25)(51.26) = 18.62 \text{ cm}^2$$

Usaremos 4 Varillas del No 4 y 5 Varillas del No 6 = 19.33 Cm<sup>2</sup>

Para Momento (+) 31.842 Ton-Mt

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(31.842)(100)(1000)}{(0.9)(25)(51.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.394828$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.3948)(170)}{4200} = 0.015981$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

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

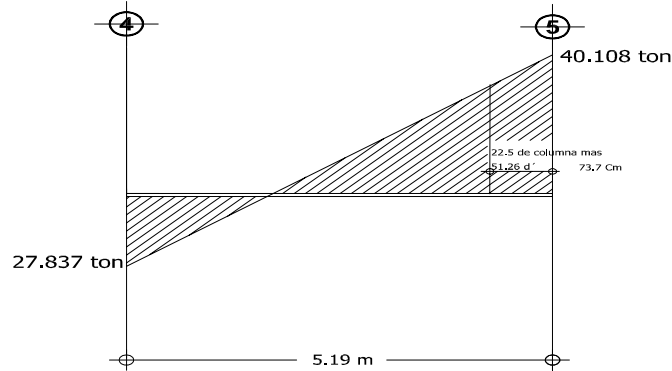
$$\rho_{\text{diseño}} = 0.015981$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (1.59 \times 10^{-2})(25)(51.26) = 20.48 \text{ cm}^2$$

Usaremos 5 Varillas del No 4 y 5 Varillas del No 6 = 20.6 Cm<sup>2</sup>

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

### DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{40.108 \cdot 2.9}{3.063} = \frac{V_u}{2.327} \quad V_u = 30470.777 \text{ kg}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto**

**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$p_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{20.6}{(25)(51.26)} = 0.0161$$

$$\text{Si } p_{real} < 0.015 \quad V_{cr} = Fr[0.2 + 20p]bd\sqrt{f'c}$$

$$\text{Si } p_{real} > 0.015 \quad 0.5 Frbd\sqrt{f'c}$$

$$V_{cr} = 0.5(0.8)(25)(51.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 30470.78 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 9060.69 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{55}{25} = 2.2 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$  se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 3 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 21410.09 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{FrA_vF_yd}{V_s} = \frac{(0.8)(1.42)(2530)(51.26)}{21410.09} = 6.88 \text{ Cm} \quad \text{RIGE}$$

$$S_{minima} = \frac{FrA_vF_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(1.42)(2530)}{3.5(25)} = 32.85 \text{ Cm}$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6\text{cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_{rbd}\sqrt{f^*c} > V_u > V_{cr} \quad \mathbf{S_{max} = 0.5d}$$

$$1.5F_{rbd}\sqrt{f^*c} = 21745.655$$

$$\mathbf{S_{max} = 25.63 \text{ Cm}}$$

**Por Armado colocar @ 6 Cms**

$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{6.88}{2} \quad 3.44$$

**Por lo que quedara a cada 6 cm por armado**

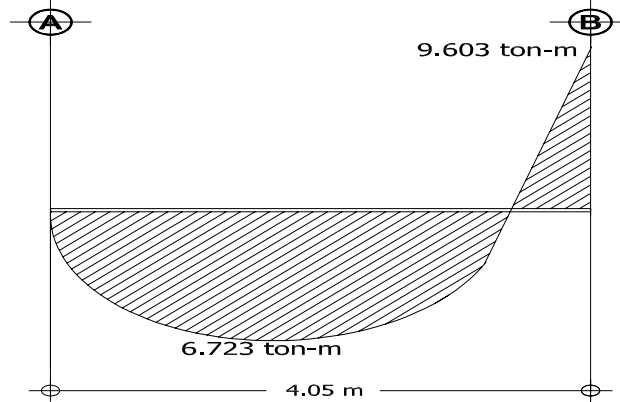
## DISEÑO DE CONTRATRABE

**Diseño de la Contratrabe : CT 3**

**M (-)**= 6723.17 kg-m  
**M (+)**= 9603.16 kg-m  
**V** = 13236.00 kg

**f'c** = 250 kg/cm<sup>2</sup>  
**fy** = 4200 kg/cm<sup>2</sup>

### DIAGRAMA DE MOMENTOS

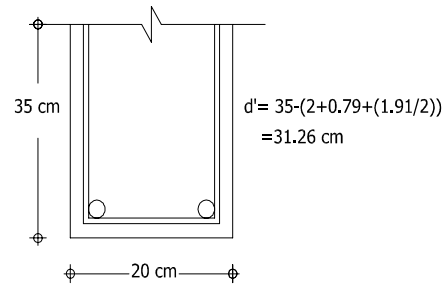


## DATOS

**Seccion propuesta :** 35 X 20 cm

**FR** = 0.9  
**b** = 20 cm  
**h** = 35 cm  
**recubrimiento** = 2 cm  
**d** = 31.26 cm  
**Varilla propuesta** = 6  
**Long de la Trabe** = 4.05 mts  
**Para Momento (-)** = 6.723 Ton-Mt

**f'c** = 200 kg/cm<sup>2</sup>  
**f'c** = 170 kg/cm<sup>2</sup>



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{Frbd^2f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(6.723)(100)(1000)}{(0.9)(20)(31.26)^2(170)}} =$$

$$q_{req} = 0.258262$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(fy)} =$$

$$P_{req} = \frac{(0.2582)(170)}{4200} = 0.010453$$

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

$$P_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$\rho_{\text{diseño}} = 0.010453$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (1.04 \times 10^{-2})(20)(31.26) = 6.53 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 2 Varillas del No 6 y 1 Varillas del No 4 = 6.97 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 9.603 Ton-Mt

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(9.603)(100)(1000)}{(0.9)(20)(31.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.402100$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.4021)(170)}{4200} = 0.016275$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

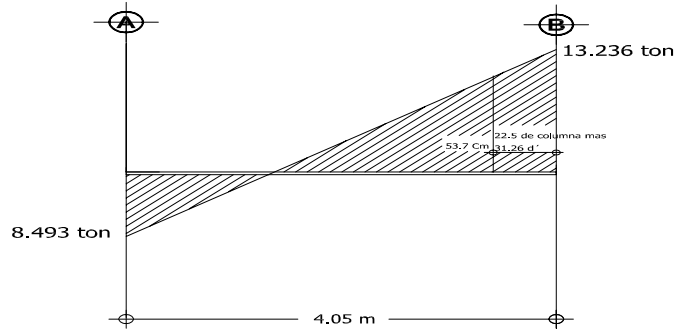
$$\rho_{\text{diseño}} = 0.016275$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (1.62 \times 10^{-2})(20)(31.26) = 10.17 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 6 y 2 Varillas del No 4 = 11.09 Cm<sup>2</sup>**

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{13236.14}{2.467} = \frac{V_u}{1.930} \quad V_u = 10354.784 \text{ kg}$$

**Fuerza cortante que toma el concreto**  
**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{11.09}{(20)(31.26)} = 0.0177$$

$$\text{Si } \rho_{real} < 0.015 \quad V_{cr} = Fr[0.2 + 20\rho]bd\sqrt{f'c}$$

$$\text{Si } \rho_{real} > 0.015 \quad 0.5 Frbd\sqrt{f'c}$$

$$V_{cr} = 0.5(0.8)(20)(31.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 10354.78 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 4420.12 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{35}{20} = 1.75 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$       se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 3 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 5934.66 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{FrA_vF_yd}{V_s} = \frac{(0.8)(1.42)(2530)(51.26)}{5934.66} = 15.14 \text{ Cm}$$

$$S_{minima} = \frac{FrA_vF_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.142)(2530)}{3.5(20)} = 41.06 \text{ Cm}$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6\text{cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad \mathbf{S_{max} = 0.5d}$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = \quad 10608.299$$

$$\mathbf{S_{max} = \quad 15.63 \quad \text{Cm} \quad \text{RIGE}}$$

**Por Armado colocar @ 15 Cms**

$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{15.63}{2} \quad 7.81$$

**Por lo que quedara a cada 6 cm**

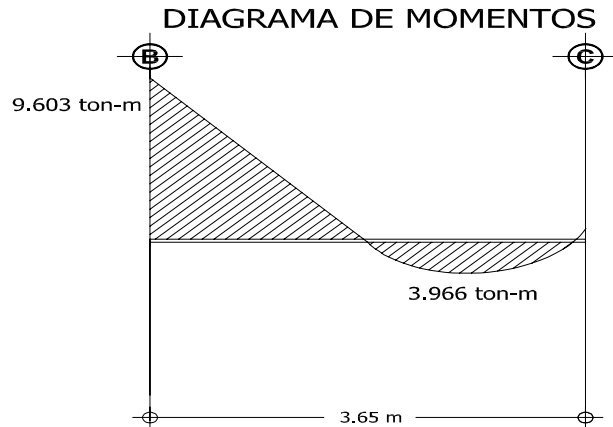
## DISEÑO DE CONTRATRABE

**Diseño de la Contratrabe : CT 3**

**M (-)**= 3966.56 kg-m  
**M (+)**= 9603.16 kg-m  
**V** = 11455.50 kg

**f'c** = 250 kg/cm<sup>2</sup>

**fy** = 4200 kg/cm<sup>2</sup>



## DATOS

**Seccion propuesta :** 35 X 20 cm

**FR** = 0.9

**b** = 20 cm

**h** = 35 cm

**recubrimiento** = 2 cm

**d** = 31.26 cm

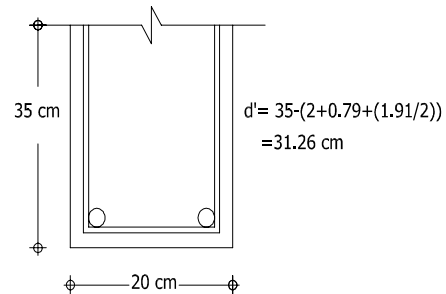
**Varilla propuesta** = 6

**Long de la Trabe** = 3.65 mts

**Para Momento (-)** 3.967 Ton-Mt

**f'c** = 200 kg/cm<sup>2</sup>

**f'c** = 170 kg/cm<sup>2</sup>



$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{FRbd^2f''c}}$$

$$q_{req} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(3.967)(100)(1000)}{(0.9)(20)(31.26)^2(170)}} =$$

$$q_{req} = 0.142906$$

$$\rho_{req} = \frac{(q_{req})(f''c)}{(fy)} =$$

$$P_{req} = \frac{(0.1429)(170)}{4200} = 0.005784$$

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

$$P_{min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$



$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

$$p \text{ diseño} = 0.005784$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (5.78 \times 10^{-3})(20)(31.26) = 3.62 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 2 Varillas del No 6 = 5.70 Cm<sup>2</sup>**

**Para Momento (+)** 9.603 Ton-Mt

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(Mr)}{F_r b d^2 f''c}}$$

$$q_{\text{req}} = 1 \pm \sqrt{1 - \frac{2(9.603)(100)(1000)}{(0.9)(20)(31.26)^2(170)}} = q_{\text{req}} = 0.402100$$

$$\rho_{\text{req}} = \frac{(q_{\text{req}})(f''c)}{(f_y)} = \rho_{\text{req}} = \frac{(0.4021)(170)}{4200} = 0.016275$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = \rho_{\min} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

$$\rho_{\max} = \frac{f''c}{f_y} \left[ \frac{4800}{6000 + f_y} \right] = \rho_{\max} = \frac{170}{4200} \left[ \frac{4800}{6000 + 4200} \right] = 0.019048$$

**$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}$ , OK**

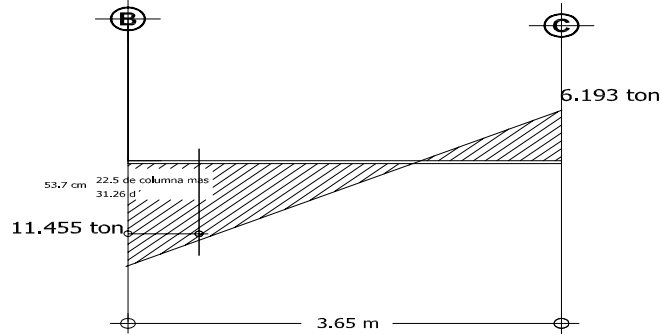
$$p \text{ diseño} = 0.016275$$

$$A_s = (\rho)(b)(d') \quad A_s = (1.62 \times 10^{-2})(20)(31.26) = 10.17 \text{ cm}^2$$

**Usaremos 3 Varillas del No 6 y 2 Varillas del No 4 = 11.09 Cm<sup>2</sup>**

## DISEÑO A CORTANTE N.T.C. 2.1.5.

### DIAGRAMA DE CORTANTE



$$\frac{11.455 \cdot 5.0}{2.369} = \frac{V_u}{1.832} \quad V_u = 8858.9226 \text{ kg}$$

**Fueza cortante que toma el concreto**  
**Como nuestra seccion es menor que 70 Cm y**

$$\rho_{real} = \frac{A_{S_{real}}}{bd'} = \frac{11.09}{(20)(31.26)} = 0.0177$$

$$\text{Si } \rho_{real} < 0.015 \quad V_{cr} = Fr[0.2 + 20\rho]bd\sqrt{f'c}$$

$$\text{Si } \rho_{real} > 0.015 \quad 0.5 Fr b d \sqrt{f'c}$$

$$V_{cr} = 0.5(0.8)(20)(31.26)\sqrt{200}$$

$$V_u = 8858.92 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 4420.12 \text{ kg}$$

$$\frac{h}{b} < 6 \quad \frac{h}{b} = \frac{35}{20} = 1.75 < 6 \quad \text{No es necesario disminuir el } V_{cr} \text{ un } 30\%$$

**$V_u > V_{cr}$  se debe colocar refuerzo por tensión diagonal**

## SEPARACION DE LOS ESTRIBOS

Proponiendo Estribos del No 3 en 2 ramas

$$A_v = (2)(0.71) = 1.42 \text{ Cm}^2$$

$$V_s = V_u - V_{cr} = 4438.80 \text{ kg}$$

$$S_{requerida} = \frac{FrA_vF_{yd}}{V_s} = \frac{(0.8)(1.42)(2530)(51.26)}{4438.80} = 20.24 \text{ Cm}$$

$$S_{minima} = \frac{FrA_vF_y}{3.5b} = \frac{(0.8)(0.142)(2530)}{3.5(20)} = 41.06 \text{ Cm}$$

Limitaciones de S requerida

$$S \geq 6\text{cm}$$

$$\text{Si } 1.5F_r b d \sqrt{f' c} > V_u > V_{cr} \quad \mathbf{S_{max} = 0.5d}$$

$$1.5F_r b d \sqrt{f' c} = 10608.299$$

$$\mathbf{S_{max} = 15.63 \text{ Cm} \quad \text{RIGE}}$$

**Por Armado colocar @ 15 Cms**

$$\text{La separacion de la distancia critica sera } \frac{15.63}{2} = 7.81$$

**Por lo que quedara a cada 6 cm**

## CONCLUSIONES

La presente tesis con nombre “Análisis y diseño estructural de una casa habitación para la colonia Ampliación Revolución”, tiene como objetivo realizar el cálculo estructural en casa habitación de tal manera que el resultado sea satisfactorio como consecuencia de la adecuada distribución de los elementos que la integran, dando la seguridad de no tener fallas, y plantea como pregunta de investigación: ¿Por qué es importante un buen calculo estructural para casa habitación y sus solicitaciones a las que estará sometida durante su vida útil? para dar respuesta a la anterior interrogante se presenta el capítulo 10 donde aparece la memoria de cálculo, en el cual se puede encontrar la respuesta de la estructura en los elementos mecánicos como resultado de las acciones de diseño a la que fue sometida en el programa de diseño “Staad” bajo criterios de normativas y reglamentos de construcción, tales respuestas fueron consecuencia del adecuado determinación de las acciones diseño, su dimensionamiento, seguridad estructural, criterios de diseño, así como la conveniente selección de materiales de construcción para casa habitación y su estructuración de proyecto arquitectónico la cual se utilizo un sistemas de marcos rígidos, la canalización de las cargas y los métodos de análisis estructural que para este caso se realizó por el método de la rigideces jugaron un papel muy importante en el proceso, ya que es la base del correcto cálculo estructural de los elementos resistentes como son: trabes, columnas, losas de entrepiso, cimentación, dichos cálculos se realizaron en el programa de computadora Excel el cual por medio de esta herramienta se logró una adecuado orden durante este proceso.

El objetivo de esta investigación sí se cumplió ya que para su análisis y diseño estructural se tomó en cuenta criterios de diseño así como reglamentos vigentes y normas técnicas de construcción , contando con la seguridad estructural adecuada y la correcta utilización de las acciones en las estructuras que en este caso fueron fundamentales, ya que en el proceso de el análisis realizado por el programa “Staad”, se incluyeron como parte principal las combinaciones de las cargas de servicio, accidentales, muertas y sísmicas que intervinieron en la estructura.

Los hallazgos principales que se encontraron durante esta investigación de tesis fueron aprender a usar el programa computacional “Staad” analizando un edificio de 3 niveles a base de marcos rígidos con diferentes condiciones de carga, teniendo así para cada uno de ellas múltiples resultados y realizar un cálculo adecuado, dentro de los parámetros de su seguridad y economía para quien requiera de ellos rompiendo así con la creencia de que tratándose de casa habitación no se calcula y se tome como receta, puesto que se vio que las fuerzas que intervinieron en el análisis no fueron nada despreciables, evitando un colapso total o parcial de la estructura.

## BIBLIOGRAFIA

Camba José Luís, Cachón Francisco, Pérez Francisco (1982).

Apuntes de análisis estructural I.

Fac. ing. UNAM

González Cuevas, Robles (2000).

Aspectos fundamentales del concreto reforzado.

Ed. Limusa, México

Hernández s, Roberto y Cols. (2004)

Metodología de la investigación

Ed. Mc. Graw Hill. México

Jurado Rojas, Yolanda. (2005).

Técnicas de investigación documental.

Ed. Thompson, México.

Meli Pirilla (2001).

Diseño estructural.

Ed. Limusa, México

Pérez Alamá Vicente (1998).

Materiales y Procedimientos de construcción.

Ed. Trillas, México

Pérez Alamá Vicente (1993).

Diseño y cálculo estructural de estructuras de concreto reforzado por resistencia máxima y de servicio.

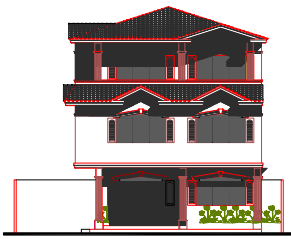
Ed. Trillas, México

Sánchez Alma Rosa, Navarro Enrique Omar, Olmos Berta Alejandra.

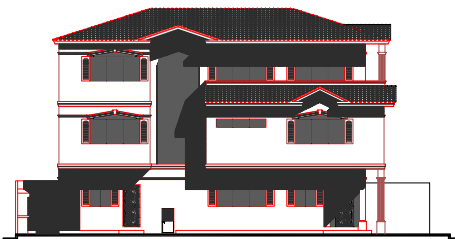
Manual de apuntes de curso “Proyecto estructural de una casa habitación”

### **OTRAS FUENTES DE INFORMACIÓN**

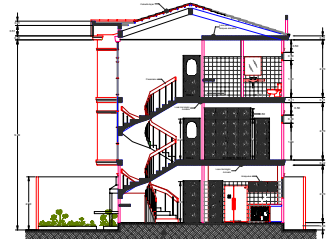
<http://www.construaprende.com>.



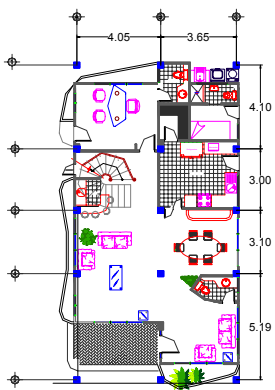
FACHADA PRINCIPAL



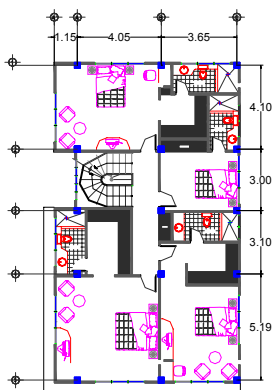
FACHADA LATERAL



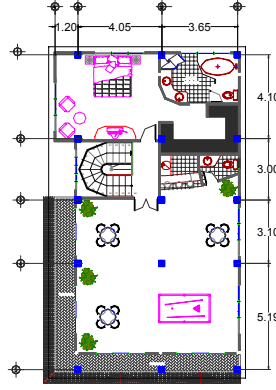
CORTE A-A'



PRIMER PISO



SEGUNDO PISO



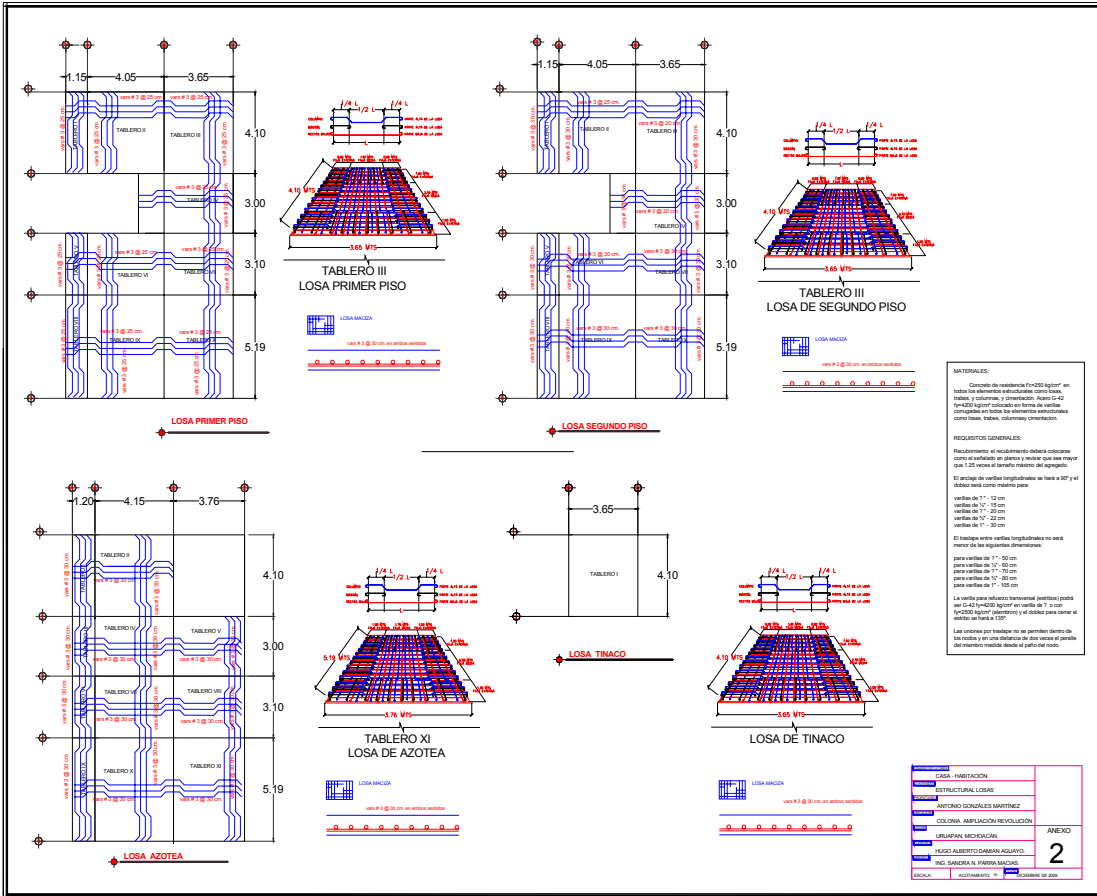
AZOTEA

**MATERIALES**  
 Concreto de resistencia  $f_{ck} = 250 \text{ kg/cm}^2$  en todos los elementos estructurales como losas, muros, y columnas, y construcción Acero C-42  $f_{yk} = 250 \text{ kg/cm}^2$  colocado en forma de varillas, cumpliendo en todos los elementos estructurales como losas, muros, columnas y construcción.

**REQUISITOS GENERALES**  
 Reclutamiento: el reclutamiento deberá colocarse como al señalado en planos y tener que sea mayor que 1:20 excepto el terreno mayor del alzado.  
 El ancho de varillas longitudinales se hará a 90° y el ancho será como máximo para:  
 varillas de 7" - 12 cm  
 varillas de 10" - 15 cm  
 varillas de 11" - 20 cm  
 varillas de 12" - 25 cm  
 varillas de 13" - 30 cm  
 El espacaje entre varillas longitudinales no será menor de las siguientes dimensiones:  
 para varillas de 7" - 10 cm  
 para varillas de 10" - 15 cm  
 para varillas de 11" - 20 cm  
 para varillas de 12" - 25 cm  
 para varillas de 13" - 30 cm  
 Las varillas para refuerzo transversal (vertical) podrá ser C-42  $f_{yk} = 250 \text{ kg/cm}^2$  en varillas de 7" a 10 cm.  
 El ángulo de inclinación será de 45° y el diámetro para cerrar el sector se hará a 130°.  
 Las uniones por fricción no se permitirán dentro de los muros y en una distancia de dos veces el grado del miembro medida desde el punto del nudo.

PROYECTO	CASA - HABITACION	ANEXO
ESTRUCTURAL	LOSAS	1
PROYECTADO POR	ANTONIO GONZALEZ MARTINEZ	
CLIENTE	COLONIA AMPLIACION REVOLUCION	
UBICACION	URUAPAN, MICHOACAN	
PROYECTADO POR	HUGO ALBERTO DAMIAN AGUIAYO	
PROYECTADO POR	ING. SANDRA N. PARRA SANCAS	
ESCALA	RECLUTAMIENTO: 1:20	FECHA: 15/06/2016

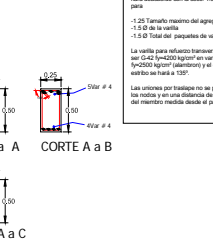
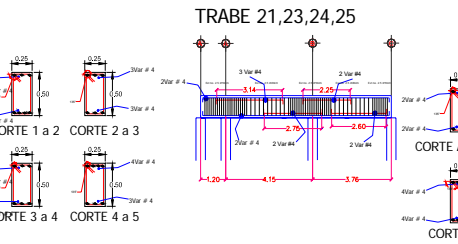
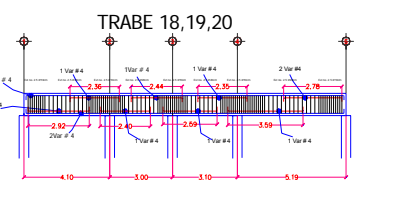
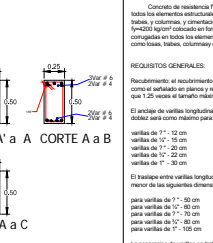
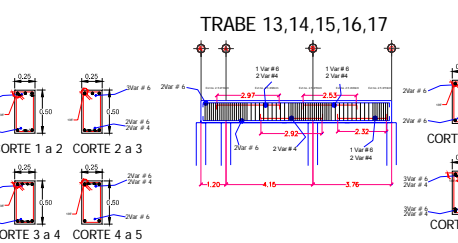
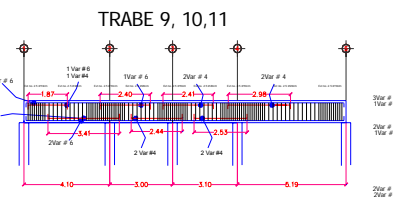
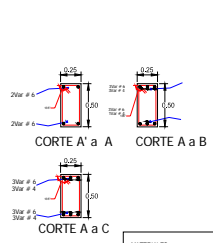
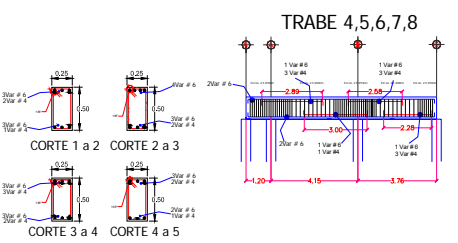
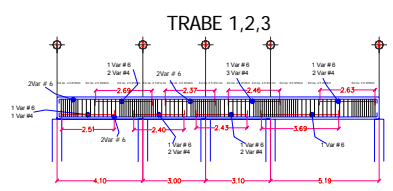




**MATERIALES**  
 Concreto de resistencia F'CD=30kg/cm<sup>2</sup> en todos los elementos estructurales como bases, muros, y columnas, y pavimento. Acero C-42.  
 F'CD=30kg/cm<sup>2</sup> colocado en forma de varillas longitudinales en todos los elementos estructurales como bases, muros, columnas y cimentaciones.

**REQUISITOS GENERALES:**  
 El tratamiento del pavimento deberá colocarse como el indicado en planta y tener un espesor mínimo de 15 cm en el borde exterior del aligerado.  
 El acabado de varillas longitudinales en techos y en alfileres será como mínimo para:  
 varillas de 12 - 16 cm  
 varillas de 17 - 18 cm  
 varillas de 17 - 22 cm  
 varillas de 17 - 28 cm  
 El trabajo entre varillas longitudinales no será menor de las siguientes distancias:  
 para varillas de 12 - 20 cm  
 para varillas de 17 - 22 cm  
 para varillas de 17 - 28 cm  
 para varillas de 17 - 30 cm  
 La varilla para alfileres transversales (pernos) podrá ser C-20 longitudinales en varillas de 7 cm.  
 F'CD=30kg/cm<sup>2</sup> aligerado (relleno) y el alfileres para cubrir el alfileres en techos a 120°.  
 Las cintas por trabajo no se permitirán dentro de los techos y en su ubicación de los espacios aligerados del momento desde el punto del nivel.

PROYECTO	CASA - HABITACION	FECHA	
CLIENTE	ESTRUCTURA LOSAS	FECHA	
PROYECTISTA	ANTONIO GONZALEZ MARTINEZ	FECHA	
PROYECTO	COLUMNA AMPLIACION REVOLUCION	FECHA	
PROYECTISTA	COLUMNA REVICION	FECHA	
PROYECTO	MURO ALBERTO DAMIAN AGUIRRE	FECHA	
PROYECTISTA	ING. SANDRA N. PARRA MACIAS	FECHA	
ESCALA	ACORDADO =	FECHA	15/06/2018



**MATERIALES:**  
 Concreto de resistencia  $f_{cd} = 200 \text{ kg/cm}^2$  en todos los elementos estructurales como losa, vigas, y columnas, y cerramiento. Acero G-42  $f_{cd} = 200 \text{ kg/cm}^2$  colocado en forma de varillas, distribuidas en todos los elementos estructurales como losa, vigas, columnas y cerramiento.

**REQUISITOS GENERALES:**  
 Recubrimiento: el recubrimiento deberá colocarse como el señalado en planos y tener que sea mayor que 1.25 veces el diámetro del agregado.  
 El ancho de varillas longitudinales se hará a 50° y el diámetro será como máximo para:  
 varillas de 1" - 12 cm  
 varillas de 1 1/2" - 15 cm  
 varillas de 2" - 20 cm  
 varillas de 2 1/2" - 25 cm  
 varillas de 3" - 30 cm

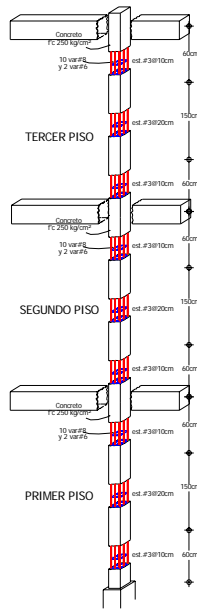
El espacio entre varillas longitudinales no será menor de las siguientes dimensiones:  
 para varillas de 1" - 50 cm  
 para varillas de 1 1/2" - 75 cm  
 para varillas de 2" - 100 cm  
 para varillas de 2 1/2" - 125 cm  
 para varillas de 3" - 150 cm

La separación de varillas en vigas y columnas se hará de acuerdo con la secc. 4.9 de las N.T.C. que para:  
 - 24 Transv. máximo del agregado.  
 - 5.00 de la varilla.  
 - 5.00 total del espesor de varillas.

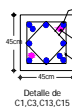
La varilla para refuerzo transversal (estribos) podrá ser G-42  $f_{cd} = 200 \text{ kg/cm}^2$  en varillas de 1" o con  $f_{cd} = 200 \text{ kg/cm}^2$  (estribos) y el diámetro para estar en el estribo se hará a 1/30".

Las armaduras de refuerzo de los pernos dentro de los nodos y en una distancia de dos veces el peralte del miembro desde el perno del nodo.

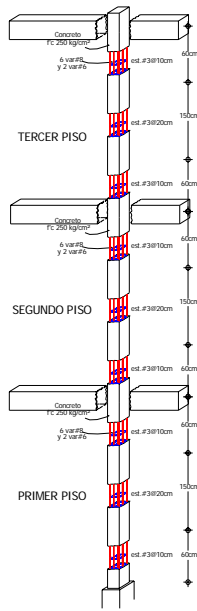
CASA - HABITACION	
ESTRUCTURAL LOSAS	
ANTONIO GONZALES MARTINEZ	
COLONIA IMPLANTACION REVOLUCION	
URUPAN MICHOCAN	ANEXO
HUGO ALBERTO DAMIAN AGUILAR	3
ING. SANDRA N. PARRA MACIAS	
ESCALA: ACOMPAÑADO IN	FECHA: FEBRERO DE 2008.



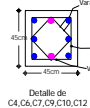
Columna C1



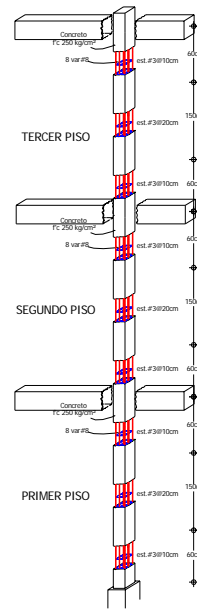
Detalle de C1, C3, C13, C15



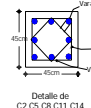
Columna C10



Detalle de C4, C6, C7, C9, C10, C12



Columna C8



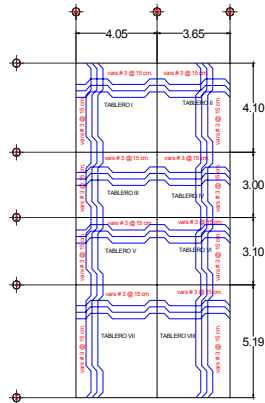
Detalle de C2, C5, C8, C11, C14

**MATERIALES:**  
 Concreto de resistencia  $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$  en todos los elementos estructurales como: columnas, baldaes, y cornisas, y cimentación. Acero CA-42  $f_y=42000 \text{ kg/cm}^2$  en forma de varillas, corrugadas en todos los elementos estructurales como: columnas, baldaes, cornisas y cimentación.

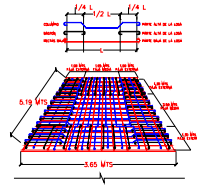
**REQUISITOS GENERALES:**  
 El desarrollo del refuerzo de las columnas como el detallado en planta y menor que sea mayor que 1.25 veces el tamaño mínimo del elemento.  
 El anclaje de varillas longitudinales se hará a  $30d$  y el doblado será como máximo para:  
 Columnas de 17 - 20 cm  
 Varillas de 17 - 20 cm  
 Varillas de 17 - 20 cm  
 Varillas de 17 - 20 cm  
 Varillas de 17 - 20 cm  
 El brido entre varillas longitudinales no será menor de los siguientes diámetros:  
 Para varillas de 17 - 20 cm  
 Para varillas de 17 - 20 cm  
 Para varillas de 17 - 20 cm  
 Para varillas de 17 - 20 cm  
 La separación de varillas en baldaes y cornisas se hará de acuerdo con la especificación 4.3.3 del R.T.C. que para:  
 17 - 20 cm tamaño máximo del agregado  
 17 - 20 cm tamaño máximo de varilla  
 17 - 20 cm tamaño máximo de varilla  
 La varilla con el extremo horizontal (enflechado) para el CA-42  $f_y=42000 \text{ kg/cm}^2$  en varillas de 17 a 20 cm  $f_y=42000 \text{ kg/cm}^2$  (aparente) y el doblado para estar al exterior se hará a  $130d$ .

Las columnas de refuerzo de las plantas superiores de los edificios y en una distancia de dos veces el perímetro del miembro vertical desde el punto del nudo.

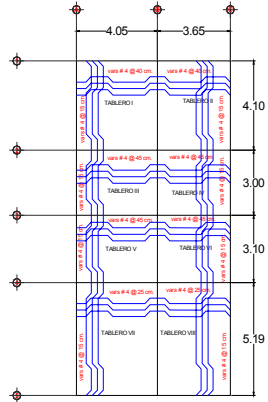
ESTRUCTURAL	CIEN - HABITACION	
ESTRUCTURAL	ESTRUCTURAL LOGAS	
ESTRUCTURAL	ANTONIO GONZALEZ MARTINEZ	
ESTRUCTURAL	COLONIA IMBELLACION REVOLUCION	
ESTRUCTURAL	LEONARDO MECHECALAN	ANEXO
ESTRUCTURAL	TRUJILLO ALBERTO DAMIAN AGUIAR	4
ESTRUCTURAL	ING. SANDRA N. PARRA MORALES	
ESTRUCTURAL	ACOMPAÑADO DE	



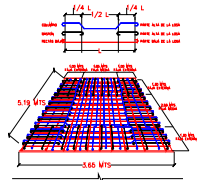
LOSA DE CIMENTACION  
ARMADO LECHO SUPERIOR



TABLERO VII  
LECHO SUPERIOR



LOSA DE CIMENTACION  
ARMADO LECHO INFERIOR



TABLERO VII  
LECHO INFERIOR



**MATERIALES**  
 Concreto de resistencia  $f'_{cd} = 200 \text{ kg/cm}^2$  en todos los elementos estructurales como base, faldas y columnas, y cimentación. Acero C-42 y C-200 kg/cm<sup>2</sup> colocados en forma de varillas, compuestas en todas las elementos estructurales como bases, faldas, columnas y cimentación.

**REQUISITOS GENERALES:**  
 El recubrimiento de los elementos deberá colocarse como el señalado en planta y sección que sea mayor a las 120 veces el tamaño nominal del alambre.  
 El ancho de varillas longitudinales se hará a 50% el ancho neto como máximo para:  
 varillas de 7" - 12 cm  
 varillas de 12 - 18 cm  
 varillas de 17 - 22 cm  
 varillas de 17 - 22 cm  
 varillas de 17 - 22 cm  
 El traspase entre varillas longitudinales no será menor de las siguientes dimensiones:  
 para varillas de 7" - 20 cm  
 para varillas de 17" - 22 cm  
 para varillas de 17" - 22 cm  
 para varillas de 17" - 22 cm  
 para varillas de 17" - 100 cm  
 Las varillas para el armado transversal (vertical) podrá ser C-42 y C-200 kg/cm<sup>2</sup> en varillas de 7" o con (C-200 kg/cm<sup>2</sup> (planchales)) y el diámetro para el acero se hará a 120%.  
 Las armaduras por traspase no se permitirán dentro de los nodos y en una distancia de diez veces el diámetro del miembro medida desde el punto del nodo.

PROYECTO	CASA - HABITACION	ANEXO <b>5</b>
TIPO DE OBRA	ESTRUCTURAL, LOSAS	
CLIENTE	ANTONIO GONZALEZ SANFINEZ	
UBICACION	COLONIA AMPLIACION REVOLUCION	
PROYECTISTA	URLAPPA MACHUCAJAN	
PROYECTISTA	RUGO ALBERTO DAMAZO AGUIRRE	
PROYECTISTA	RAUL SANDOVAL PARRA MENDOZA	
ESCALA	ACORDADO EN	FECHA: 02/03/2024