



872715

**ESTUDIOS REALIZADOS EN LA  
UNIVERSIDAD DON VASCO, A.C.**

INCORPORACIÓN No. 8727-15 A LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

---

**TESIS PROFESIONAL PARA OBTENER EL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**T E M A :**

**PROYECTO ESTRUCTURAL DE LA CASA-HABITACIÓN  
DE LA FAMILIA PARDO VALDES.**

**PRESENTA:**

**JORGE JESÚS GONZÁLEZ VIGIL**

**URUAPAN, MICHOACÁN, AGOSTO 2005.**

m348938



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.

## **AGRADECIMIENTOS**

**A DIOS**, gracias por permitirme llegar a terminar mis estudios a nivel profesional y con ello poder realizar uno de mis más grandes anhelos.

**A MIS PADRES**, Matías González Diez y Esperanza Vigil Barragán, gracias por el esfuerzo, sacrificio, paciencia y dedicación, ya que sin su apoyo y amor brindado a lo largo de estos años de preparación, no hubiera concluido esta etapa de mi vida, por todo esto muchas gracias.

**A MI TÍO**, Joaquín Barragán Ortega, gracias por su apoyo incondicional y su confianza en mí, ya que sin su ayuda no hubiera logrado conseguir esta meta.

**A MI HERMANA**, Miriam Lorena, porque siempre me alentó y apoyo en todo lo posible para no declinar y seguir adelante, gracias.

**A MI ASESOR**, Ing. Esteban Brito Chávez, gracias por enseñarme, ayudarme y apoyarme con sus conocimientos y tiempo para concluir de buena forma esta tesis.

**A MI DIRECTOR**, Ing. Anastasio Blanco Simiano, gracias por sus enseñanzas, paciencia, consejos y en ocasiones regaños, pero todo con la intención de guiarme al mejor camino.

A todos mis profesores y a quienes por falta de espacio no nombre pero que siempre han estado conmigo en todo momento, de verdad mil gracias por lo que aprendí con ustedes.

*JORGE*

# INDICE

Introducción	1
<b>CAPÍTULO 1 Conceptos Básicos del Diseño Estructural</b>	
1.1 Objetivos del Diseño Estructural	3
1.2 Procesos del Diseño Estructural	3
1.3 Seguridad Estructural	5
1.4 Criterios Reglamentarios de Diseño Estructural	6
1.5 Reglamentos de Diseño	6
<b>CAPÍTULO 2 Acciones en las Estructuras</b>	
2.1 Clasificación de las Acciones	8
2.2 Cargas Muertas	8
2.3 Cargas Vivas	9
2.4 Cargas Accidentales	10
2.5 Combinación de Acciones	12
2.6 Acciones Últimas	12
<b>CAPÍTULO 3 Materiales Estructurales más Comunes para la Construcción de Casas Habitación</b>	
3.1 Mampostería	13
3.2 Concreto	14
3.3 Acero de Refuerzo	15
<b>CAPÍTULO 4 Estructuración del Proyecto Arquitectónico y Bajada de Cargas a los Elementos Estructurales</b>	
4.1 Importancia de la Estructuración	16
4.2 Sistemas Estructurales	16
4.3 Canalización de Cargas en los Elementos Estructurales	18
<b>CAPÍTULO 5 Métodos de Análisis Estructural</b>	
5.1 Método de Cross	20
5.2 Método de Rigideces	22
<b>CAPÍTULO 6 Diseño Estructural de los Elementos Resistentes</b>	
6.1 Trabes de Concreto Reforzado	33
6.2 Columnas de Concreto Reforzado	39
6.3 Losas de Concreto Reforzado	45
6.4 Diseño de muros de mampostería	52

6.5 Método Dinámico de Análisis sísmico	57
6.6 Método Estático de Análisis sísmico	57
6.7 Método Simplificado de Análisis sísmico	58
<b>CAPÍTULO 7 Diseño de la Cimentación</b>	
7.1 Funciones de la cimentación	60
7.2 Capacidad de carga de un suelo	60
7.3 Asentamientos admisibles	60
7.4 Distribución de presiones en el terreno	60
7.5 Clasificación de las cimentaciones	61
7.6 Zapatas	61
<b>CAPÍTULO 8 Ejemplo de Análisis y Diseño de la Casa Habitación</b>	
8.1 Descripción arquitectónica del proyecto estructural	67
8.2 Análisis y diseño estructural de losas	72
8.3 Análisis y diseño estructural de trabes y columnas	95
8.4 Revisión de muros	135
8.5 Análisis y diseño estructural de cimentación	140
8.6 Planos Estructurales	153
Especificaciones para la vivienda	154
Conclusiones	155
Glosario	157
Bibliografía	159



## INTRODUCCIÓN

Desde el principio de la civilización, el hombre ha requerido satisfacer sus necesidades básicas, una de estas es la vivienda. A lo largo de la historia el hombre ha aprendido a construir estructuras cada vez más complejas, y ha desarrollado métodos que permiten que éstas sean cómodas, con buena apariencia, funcionales y útiles.

La importancia de un buen diseño en las estructuras es clave, ya que éstas están sujetas a ciertas cargas que deben resistir, con un buen diseño se obtienen las óptimas dimensiones de los elementos estructurales, los cuales proporcionan la estabilidad que requiere la estructura.

En lo referente a casas habitación es común que debido a que, las cargas a las que son sometidas son pequeñas, la gente cree que éstas no pueden causar la falla de la estructura y consideran innecesario gastar en un buen cálculo. Pero esto no es necesariamente verdad, ya que aunque un buen cálculo representa un gasto, también es cierto que con éste se tendrá un ahorro considerable en la obra negra, ya que la finalidad del diseño es dar dimensiones óptimas a los elementos estructurales, lo que genera en la mayoría de las ocasiones un ahorro considerable en materiales.

Por otro lado, es cierto que una falla total es poco común en una casa habitación, pero hay fallas que pueden presentarse en los elementos estructurales que generan incomodidad e inseguridad en el usuario, como ejemplo de esto se puede tener: una losa colgada, grietas en los muros, una columna desplomada, etc.

Por lo anterior, se puede concluir que el análisis y diseño de una casa habitación es necesario, ya que reduce fallas, y por tanto, el riesgo de un colapso en caso de sismo, una deficiente estructuración o algún desastre natural y sobre todo, ayuda a un dimensionamiento óptimo, lo que reduce el costo al ahorrarse en materiales.

Muchas personas tienen la impresión de que no es necesario pagar por un cálculo, que es mejor que ese dinero se invierta en trabes más robustas o losas más peraltadas y así su casa será más resistente, sin embargo, una casa sobrada no puede ser tan buena idea, ya que en el caso de un sismo sucede que la fuerza es igual a la masa por la aceleración, lo que nos lleva a que un incremento de la masa genere una mayor fuerza, por lo que es tan malo tener una casa sobrada como una con debilidades estructurales por ahorro de materiales.

En esta tesis se tratará el análisis y diseño de casas habitación con el propósito de proveer las herramientas necesarias para hacer un buen análisis y diseño de una casa habitación apegado a los reglamentos de construcción, de manera práctica y racionalmente sencilla.

Para llevar a cabo lo antes planteado se establecen los siguientes objetivos:

**Objetivo general:**

Realizar el análisis y diseño de una casa habitación en la ciudad de Uruapan Michoacán, para cambiar el concepto de los profesionistas dedicados a la construcción, de un cálculo es innecesario en casas habitación y crear un documento que proporcione información clara sobre cómo realizar un buen análisis y diseño de una casa habitación con base en los reglamentos vigentes.

**Objetivos específicos:**

- Dar una solución óptima a este problema.
- Conjuntar la totalidad de la teoría para proveer las herramientas necesarias para lograr un buen análisis y diseño estructural.
- Proporcionar la suficiente información técnica para el adecuado análisis y diseño de una casa habitación.

Las obras realizadas por ingenieros civiles deben ser económicas, seguras, funcionales y estéticas, de tal manera que cumplan bien los objetivos para los cuales fueron proyectadas y construidas.



## CAPÍTULO 1

### CONCEPTOS BÁSICOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

En este capítulo se abordarán conceptos indispensables para un ingeniero estructural. El diseño estructural abarca diversas actividades que ayudan al proyectista a determinar la forma, dimensiones y características de una estructura.

Es importante conocer estos conceptos porque una estructura debe garantizar que ésta soportará las cargas a las que va a estar sujeta en las diferentes etapas de su vida útil sin sufrir daño alguno.

En este capítulo se abordarán conceptos básicos, la seguridad estructural, así como criterios y reglamentos de diseño imprescindibles para un diseño estructural confiable.

#### 1.1 OBJETIVOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

El diseño estructural abarca una serie de actividades a desarrollar por el proyectista para determinar las características físicas de una estructura. Estas características deben cumplir de manera adecuada las funciones para la cual está diseñada. Para que esto ocurra es primordial que la estructura no sufra fallas o mal comportamiento, debido a que no es capaz de soportar las cargas que sobre ella actúan a lo largo de su vida útil. También es importante cuidar otros aspectos como el funcionamiento y la habitabilidad.

Una estructura debe concebirse como un sistema, es decir, como un conjunto de partes o componentes que combinados realizan una función. La cual puede ser: librar un claro, encerrar un espacio o contener un empuje. Las estructuras deben cumplir la función para la que fueron diseñadas con seguridad y de manera que tenga un comportamiento adecuado en condiciones normales de servicio, y además, mantener el costo dentro de límites económicos. Es importante tomar en cuenta al realizar el diseño de una estructura los subsistemas como instalaciones, acabados, etc., para evitar alteraciones importantes en las especificaciones y correcciones sobre la marcha y con esto se afecte el diseño. (MELI, 2004: 15-17) Y (GONZÁLEZ CUEVAS, 1990: 13)

#### 1.2 PROCESOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

El diseño se puede considerar como un proceso creativo con el cual se definen las características de un sistema de manera que cumpla en forma óptima con sus objetivos. El proceso de diseño estructural se puede dividir en tres etapas que son:

##### 1.2.1 ESTRUCTURACIÓN.

En esta etapa del diseño se seleccionan los materiales de los elementos de la estructura para así poder conocer su peso y sus resistencias, así como el tipo de estructura que en particular ese tipo de obra requiere o debe tener. En esta etapa es



de suma importancia el grado de experiencia y conocimiento del proyectista en lo referente a la teoría estructural, ya que se realiza el predimensionamiento de los elementos de la estructura.

## 1.2.2 ANÁLISIS.

El análisis determina la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que pueden afectarla. El análisis se subdivide en:

### 1.2.2.1 Modelación de la estructura.

Para este procedimiento se idealiza la estructura con un modelo teórico realizable mediante los procedimientos y métodos conocidos de análisis estructural. Para esto es necesario conocer las propiedades de los materiales y características geométricas de las secciones. Los valores supuestos al principio de esta etapa para estas propiedades, pueden tener que cambiarse y depurarse a medida que se obtienen los resultados del análisis.

### 1.2.2.2 Determinación de las acciones de diseño.

En esta parte del análisis se determinan las acciones que actuarán en la estructura, pues en muchas situaciones las cargas y otros agentes que ejercen esfuerzos en la estructura están definidos por las normas y reglamentos, por lo que es obligación sujetarse a ellos. Sin embargo, en ocasiones es responsabilidad del proyectista encontrar el valor de alguna carga, por lo que será necesario conocer los sistemas constructivos así como la ubicación de la estructura.

### 1.2.2.3 Determinación de los elementos mecánicos de diseño.

En esta etapa se determinan las fuerzas internas, así como las flechas y las deformaciones en la estructura. Los métodos de cálculo han evolucionado con el desarrollo de las computadoras y dan resultados muy exactos para el modelo teórico elegido, no así para la estructura real, por lo que es importante evaluar adecuadamente las acciones y modelo que la estructura tendrá.

## 1.2.3 DIMENSIONAMIENTO.

En esta etapa se precisa en detalle la estructura, además de revisarla de que cumpla con los requisitos de seguridad establecidos. Estos resultados se vacían en los planos constructivos, definiendo en ellos las especificaciones correspondientes, es decir, los planos deben contener toda la información de manera fácil de entender, para que la obra pueda desarrollarse adecuadamente.

Una vez que el proyecto está determinado, lo siguiente es su construcción, para esto un aspecto muy importante es la supervisión, ya que ésta será la responsable de la buena ejecución de los trabajos a desarrollar al vigilar y controlar que cumplan todas las especificaciones y normas que del proyecto resultaron.



Una etapa final es la puesta en servicio, es decir, poner en funcionamiento la estructura para que cumpla con las necesidades para la que fue construida. (MELI, 2004: 21-26)

### **1.3. SEGURIDAD ESTRUCTURAL**

El diseño estructural tiene como objetivo proporcionar soluciones que den lugar a un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento, con una seguridad adecuada contra la posible ocurrencia de una falla. Esto se logra aprovechando de manera óptima las propiedades de los materiales y las técnicas de construcción.

La respuesta de la estructura está representada por el conjunto de medidas físicas que describen su comportamiento ante las acciones. Esta respuesta, debe estar comprendida dentro de ciertos valores llamados límites, lo que garantiza el funcionamiento y la estabilidad de la estructura.

El estado límite es la etapa del comportamiento a partir de la cual la estructura se considera inadmisibile.

#### **1.3.1 ESTADO LÍMITE DE FALLA.**

Corresponde a situaciones en la que la estructura sufre una falla total, parcial o sufre daños que no le permiten seguir resistiendo nuevas acciones.

#### **1.3.2 ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.**

Este estado relaciona las situaciones que afectan el correcto funcionamiento de la estructura, sin poner en riesgo la estabilidad de la misma, pero que provocan en el usuario inseguridad, tales como deformaciones, vibraciones, etc.

Por lo tanto, se puede concluir que el objetivo del diseño estructural es no rebasar los estados límite, tanto de falla como de servicio. Por lo tanto, se puede definir como resistencia de un elemento con respecto a un efecto determinado al valor de tal efecto capaz de conducir a la estructura a un estado límite de falla.

Es de suma importancia que la estructura nunca llegue a un estado límite de falla, por lo que el proyectista debe tener en cuenta los factores de seguridad basados en los siguientes factores:

1. La porción de la estructura afectada por la falla.
2. El costo de lo que pueda dañarse en equipo u otros aspectos.
3. El número de personas afectadas por la falla.
4. Las consecuencias de la interrupción del servicio de la estructura.
5. La forma de la falla, dúctil o frágil.

Es importante poner en primer lugar la seguridad en relación con el costo de la estructura, pero también lograr una confiabilidad adecuada al menor costo, esto es de suma importancia si la estructura se construirá varias veces.



En los reglamentos de diseño se pueden encontrar los factores de seguridad más usuales, pero es importante que el proyectista juzgue de acuerdo con su criterio si la estructura no se sale de lo usual, lo cual llevaría a decidir factores de seguridad mayores. (MELI, 2004: 55-59)

#### 1.4. CRITERIOS REGLAMENTARIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL.

Para tratar adecuadamente el problema de la seguridad, es de suma importancia plantear el diseño en términos que permitan identificar claramente contra que se quiere o se intenta tener seguridad, en dónde se deben aplicar estos factores y qué efectos se quieren cubrir. El planteamiento de estados límite es el indicado en este caso, ya que permite comparar la resistencia para cada estado límite contra la acción correspondiente. Se puede llegar a un factor de seguridad óptimo manejando adecuadamente el concepto de resistencia y el de acción, y se puede expresar como:

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

Donde:

$R$  = Valor de la resistencia esperada

$S$  = Valor de la acción o carga de servicio

$FS$  = Factor de seguridad óptimo

En los reglamentos, mediante factores parciales se definen en forma rígida los factores de seguridad. En gran parte se debe a que hay una gran incertidumbre sobre la valuación de resistencias y acciones.

Los reglamentos resuelven de diversa manera el problema de la revisión de la seguridad. El planteamiento de los estados límite conduce en forma directa a lo que se denomina criterio de diseño por resistencia, la revisión consiste en probar que se cumple la siguiente desigualdad:

$$F_R(R) > F_c(S)$$

Donde, las resistencias  $R$  se multiplican por un factor de reducción, el cual genera un valor menor. Por el otro lado de la desigualdad se tienen las cargas de servicio  $S$  que generó el análisis, y éstas se multiplican por un factor de carga basado en la probabilidad de que el efecto de las acciones se incremente cuando éstas se combinan. (MELI, 2004: 95 Y 96)

#### 1.5. REGLAMENTOS DE DISEÑO

Los reglamentos son documentos legales realizados para proteger a la sociedad contra el colapso o mal funcionamiento de las estructuras. Los reglamentos son realizados por grupos de personas especialistas en la materia y son revisados por personas o instituciones interesadas; por lo que los reglamentos son un punto de vista de sus realizadores, así como los conocimientos que se cuentan al momento de su elaboración.

En lo relativo al diseño estructural existen dos tipos de reglamentos, los cuales son:



1. **Reglamentos funcionales:** Estos fijan requisitos de seguridad y funcionamiento; el proyectista tiene la libertad para cumplirlos de acuerdo con su criterio y su experiencia.
2. **Reglamentos prescriptivos:** Estos describen en detalle los procedimientos que deben seguirse para lograr el grado de seguridad deseado.

En su gran mayoría, los reglamentos vigentes de diseño son prescriptivos. Ejemplos de estos son los siguientes:

Código ACI	American Concrete Institute
Código AISC	American Institute of Steel Construction
Código AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
Código UBC	Uniform Building Code
Código CEB	Comité Européen Du Béton

En México, hay varios códigos que reglamentan el diseño estructural; se tiene el Manual de Obras civiles editado por Comisión Federal de Electricidad (CFE). Pero en lo referente a construcciones urbanas el más utilizado es el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), que es la base para reglamentos del interior de la república.

El RCDF vigente consta de un cuerpo principal que en su título VI se refiere a aspectos específicos del diseño estructural. Las Normas Técnicas Complementarias (NTC) fueron emitidas para abarcar los diversos materiales estructurales. Estas normas se dividen en:

NTC Concreto reforzado	NTC Acero
NTC Madera	NTC Mampostería
NTC Cimentaciones	NTC Sismo
NTC Viento	NTC Prevención de incendios

(MELI, 2004: 101-108)

Los conceptos tratados en este capítulo forman una fuerte base para entender los objetivos y procesos del diseño estructural, así como también se abordó la seguridad estructural, basada en criterios reglamentarios y la importancia de los reglamentos de diseño como base para un buen diseño estructural.



## CAPÍTULO 2

### ACCIONES EN LAS ESTRUCTURAS

En este capítulo se mostrarán los diferentes tipos de acciones que actúan sobre una estructura durante su vida útil. Para definir estos tipos de cargas se cuenta con la ayuda de los reglamentos de diseño, donde se especifican en general las cargas más usuales en las estructuras. Lo importante es definir qué es una acción, cuáles deben considerarse en el diseño, cómo se clasifican, los modelos apropiados para el análisis de sus efectos, su magnitud y sus combinaciones para poder tomar su efecto en conjunto.

#### 2.1 CLASIFICACIÓN DE LAS ACCIONES.

Las acciones se clasifican con base en la duración con la que actúan en la estructura, su máxima intensidad o cercanía a ella. El RCDF las clasifica en:

##### 2.1.1 ACCIONES PERMANENTES (CARGAS MUERTAS).

Se pueden definir como aquellas que actúan en la estructura en forma constante y que su intensidad no cambia a la largo del tiempo. Dentro de estas acciones se puede considerar las cargas muertas, son generadas por el peso propio de la estructura y a empujes estáticos de tierras o líquidos, que se mantengan a través del tiempo. También se pueden considerar como cargas muertas los equipos y maquinaria.

##### 2.1.2. ACCIONES VARIABLES (CARGAS VIVAS).

Éstas se definen como aquellas que actúan con una intensidad variable con respecto al tiempo, las cuales pueden alcanzar valores considerables durante largos periodos. Dentro de estas se puede considerar las cargas vivas que son originadas por el funcionamiento de la estructura y que no son permanentes, algunos ejemplos de cargas vivas son: personas, mobiliario, etc.

##### 2.1.3. ACCIONES ACCIDENTALES.

Éstas pueden definirse como aquellas que no son generadas por el funcionamiento normal de la estructura, pero que pueden tener grandes valores durante periodos pequeños de tiempo durante la vida útil de la estructura. Como ejemplos se tiene: el sismo, el viento, explosiones, etc. (MELI, 2004: 76)

#### 2.2 CARGAS MUERTAS

Como ya se dijo las cargas muertas son originadas por el peso propio de la construcción, comprendiendo la estructura y los elementos no estructurales, como son: muros divisorios, pisos, recubrimientos, fachada, instalaciones, entre otros o sea



todo aquello estático en la construcción, por lo que la carga muerta se considera como la principal acción sobre la estructura.

Es probable que al realizar el cálculo de una estructura no se cuente con un proyecto arquitectónico detallado en lo referente al tipo y posición de los elementos no estructurales, como muros divisorios y recubrimientos. Lo cual produce errores en el valor de la carga. Por lo tanto, es necesario hacer suposiciones conservadoras en relación a las cargas debidas a estos elementos.

En los reglamentos de construcción de cada estado se cuenta con los pesos volumétricos de los materiales de construcción más comunes. Al utilizar estos pesos, se debe tener en cuenta que en algunos casos la carga muerta puede favorecer la estabilidad de la estructura, como cuando se revisa el volteo por viento, empuje de suelos o flotación por agua. Por esto se presentan dos valores para los pesos volumétricos de materiales de construcción, uno máximo, utilizado cuando el efecto de la carga es desfavorable, y uno mínimo que se utiliza cuando éste sea favorable.

El RCDF menciona que en las losas de concreto de peso volumétrico normal, coladas en el lugar, deberá incrementarse  $20 \text{ kg/cm}^2$  al peso propio que resulte de las dimensiones nominales de la losa y una igual cantidad deberá aumentarse al peso calculado con las dimensiones nominales del firme que se coloque sobre una losa de concreto. Por lo tanto, el total de incremento será de  $40 \text{ kg/cm}^2$ .

Esto se explica porque el peso por unidad de área de las losas de concreto es mayor que la calculada debido a las irregularidades que produce la cimbra y que generalmente son corregidas al emparejar el nivel superior de la losa. Lo que también ocurre con los pisos y firmes que se colocan en estas losas. Es importante mencionar que este incremento se dejará de aplicar en el caso en que la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.

### **2.3 CARGAS VIVAS.**

Se les puede considerar a las cargas gravitacionales que actúan sobre una estructura y que no son permanentes. Su principal característica es que son variables con el tiempo, como ya se mencionó, pueden ser el peso de una persona, muebles, equipo, mercancías, etc. Una persona no está fija en un lugar determinado, los muebles también pueden cambiar de posición. Tomando en cuenta esto, se utiliza una solución probabilística para definir una carga uniforme que, dentro de ciertos criterios de seguridad, sea equivalente a la esperanza de cargas concentradas o repartidas aplicadas en la estructura. Las construcciones urbanas tienen diversas funciones, por ejemplo en un mismo edificio puede haber áreas destinadas a usos muy diversos, por lo que existen diversas cargas vivas dependiendo de los casos que se puedan presentar. El RCDF maneja tres valores:



### 2.3.1 CARGA VIVA MÁXIMA "Wm"

Esta carga se empleará en el diseño de los elementos de una estructura sujeta a la acción de las cargas verticales gravitacionales, así como en el cálculo de asentamientos inmediatos del suelo y en el diseño de las cimentaciones.

### 2.3.2 CARGA INSTANTÁNEA "Wa"

Ésta se utilizará para el diseño de las estructuras cuando estén sujetas a la acción del sismo o del viento.

### 2.3.3 CARGA MEDIA "W"

Ésta se deberá emplear para el cálculo de asentamientos diferidos, así como para el cálculo de flechas diferidas.

Es importante mencionar que cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estructura, como en el caso de problemas de flotación y volteo, su intensidad se considerará nula sobre toda el área. (MELI, 2004: 128-133)

## 2.4 CARGAS ACCIDENTALES

Estas cargas se presentan sólo en ocasiones especiales y se deben principalmente a la acción de un sismo o efectos de viento en una estructura. En lo referente a las casas habitación la acción más importante es el sismo. La acción de un sismo en una edificación, a diferencia de las cargas muertas y vivas, no puede ser estudiado como una acción permanente o semi-permanente. Para lograr un buen diseño sísmico se tienen que lograr que una estructura sea: resistente, rígida y dúctil.

En estructuras de mampostería como en el caso de una casa habitación, la acción del sismo es resistida por los muros alineados en cada dirección, la rigidez es una característica principal de las casas habitación, por lo cual no es necesario considerar los daños que sufran los elementos no estructurales debidos a los desplazamientos sísmicos. (MELI, 2004: 236)

### 2.4.1 EFECTOS DEL SISMO EN LAS ESTRUCTURAS

Al momento de que un sismo ocurre, la base del edificio sigue el movimiento del terreno y por efectos de la inercia la masa del edificio se opone a ser desplazada. Esto genera una serie de fuerzas llamadas de inercia que pueden poner en riesgo la estabilidad de la estructura. Estas fuerzas pueden evaluarse con la siguiente fórmula:

$$F_i = ma$$

Donde:

$F_i$  = Fuerza sísmica o de inercia

$m$  = masa de la construcción

$a$  = aceleración sísmica



Esta fuerza sísmica genera efectos mecánicos como son: flexiones, cortantes y torsiones que pueden provocar una falla total en la estructura. Pero además, el sismo también provoca la respuesta dinámica de la estructura, así como características de rigidez, amortiguamiento y ductilidad de la estructura.

Las casas habitación, por lo general, son estructuras construidas a base de mampostería y es característico que sean rígidas y poco esbeltas, al calcular la fuerza sísmica con la expresión anterior se considera que su principal efecto es el cortante, siendo las flexiones y la torsión menos importantes.

Para calcular el cortante  $V_b$  que actúa en la base de la construcción se tiene la siguiente fórmula:

$$V_b = C_s W$$

Donde:

$V_b$  = Cortante basal

$C_s = a/g$  = Coeficiente sísmico (adimensional)

$W$  = Peso de la construcción

El coeficiente sísmico equivale a la relación entre la aceleración del suelo por la acción de un sismo y la aceleración de la gravedad.

#### 2.4.1.1 Espectros de respuesta

Se define como la relación entre los periodos de un sistema de un grado de libertad y la respuesta máxima que produce la carga estudiada. Cuando se conocen los acelerogramas de temblores intensos, se puede estimar la respuesta de modelos teóricos simples en función del tiempo, y por lo tanto la respuesta máxima que puede ocurrir en un instante dado. A la gráfica que relaciona las respuestas máximas y los periodos de dichos modelos se les llama espectros de respuesta.

Un espectro de respuesta puede estar referido a desplazamientos máximos, velocidades máximas o aceleraciones máximas.

#### 2.4.1.2 Espectros de diseño

A un envolvente de varios espectros de respuesta se le conoce como espectro de diseño. Su principal objetivo es cubrir los valores máximos de los espectros de respuesta en un sitio en particular. (MELI, 2004: 423-431)

### 2.4.2 EFECTOS DEL VIENTO EN LAS ESTRUCTURAS

El efecto del viento en las estructuras ocurre constantemente, pero para el caso del diseño estructural sólo se consideran los vientos que tienen gran velocidad, producidos por fenómenos atmosféricos poco usuales. Por esto, el viento es considerado como una carga accidental.

El viento en casas habitación es despreciable, generalmente es muy importante en edificios muy altos en el que el viento produce un efecto de volteo debido a su empuje y debe ser considerado al momento de ser diseñado. (MELI, 2004: 207)



## 2.5 COMBINACIÓN DE ACCIONES

Las acciones descritas anteriormente no actúan una por una, por eso es importante tener en cuenta que éstas pueden actuar en conjunto en algún momento. Por esta razón, los reglamentos especifican que debe revisarse la seguridad de una estructura para cuando se combinan dichas acciones.

El RCDF establece que en la combinación común de acciones intervendrán todas las acciones permanentes, una acción accidental y las acciones variables que tengan probabilidad significativa de ocurrir al mismo tiempo que cuando actúa la acción accidental. Las acciones en edificaciones comunes son:

1. Carga muerta, como acción permanente.
2. Carga viva, como acción variable.
3. El sismo o viento como acción accidental, aunque sin actuar al mismo tiempo ya que esto casi nunca ocurre.

Con base en lo anterior del reglamento se desprende lo siguiente:

1. Carga muerta+Carga viva Con valor máximo para CM y CV
2. Carga muerta+Carga viva+Sismo o viento Con valor reducido para CM y CV

Estos dos casos son analizados en la estructura, y el dimensionamiento final de los elementos de la estructura se hace con base en los efectos más desfavorables obtenidos en el análisis.

## 2.6 ACCIONES ÚLTIMAS

El RCDF indica que estas acciones se obtienen de multiplicar a las combinaciones de las acciones calculadas por unos factores llamados de carga ( $F_c$ ), con lo cual se obtendrá las cargas últimas con las cuales se diseñará.

En el reglamento se especifica que los factores de carga para una combinación de acciones de cargas muertas más vivas en estructuras del grupo B es de 1.4, y para estructuras del grupo A toma un valor de 1.5.

Para combinación de acciones que incluyan cargas muertas, vivas y accidentales, el valor del factor de carga es de 1.1.

En este capítulo se trataron los diferentes tipos de acciones o cargas que se presentan en una estructura, cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales, como se obtienen según los reglamentos y como se combinan para sacar la carga última que es la que servirá para realizar el diseño.



## CAPÍTULO 3

### MATERIALES ESTRUCTURALES MÁS COMUNES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CASAS HABITACIÓN

Las principales características de los materiales estructurales son su resistencia y su costo. La resistencia es importante conocerla para determinar si son capaces de soportar las cargas, proporcionar la resistencia y estabilidad para lo que van a ser utilizados; el costo es otro factor que debe tomarse en cuenta, ya que no se pueden utilizar materiales muy costosos por no estar al alcance de la mayoría de las personas. En construcción los materiales más importantes son: acero, concreto, piedras naturales, tabique y madera, entre otros que a continuación se describen.

#### 3.1 MAMPOSTERÍA.

Los materiales pétreos, ya sea naturales o artificiales, fueron los primeros, al igual que la madera en ser utilizados por los hombres para hacer construcciones. Tienen buena resistencia y módulo de estabilidad a compresión, pero tienen una baja resistencia a la tensión. Al material compuesto por un conjunto de piedras sobrepuestas se le llama mampostería. La mampostería de piedras artificiales está constituida por piezas de tamaño pequeño, las piezas pueden tener gran variedad de formas y de materiales. A la mampostería se le puede considerar el material que más se utiliza en la construcción de viviendas, tanto unifamiliares como multifamiliares, su única limitación es la altura, ya que construcciones mayores a cinco niveles de mampostería ya no son viables. También la mampostería puede utilizarse para construir muros de contención, ornamentación, división y en la construcción de cimientos, entre otros elementos.

Entre los tipos más populares de mampostería utilizados en la construcción se encuentran: la piedra natural, el ladrillo y el bloque de cemento. El ladrillo se encuentra entre las mejores mamposterías, ya que reúne muchas ventajas. Es durable, agradable a la vista, resistente al fuego y al paso del tiempo. Es fácil de encontrar en cualquier parte, hay gran variedad para escoger y su costo es aceptable. La piedra es otra buena alternativa aunque su costo es elevado. Su principal desventaja es que no se tiene disponibilidad de ella en cualquier parte, esto debido a que no todos los tipos de piedra son útiles para la construcción, ya que algunas son demasiado suaves o muy porosas, sin embargo, si en el lugar se cuenta con disponibilidad es una excelente alternativa. El bloque de cemento es otra gran alternativa principalmente por su bajo costo. Tiene buena resistencia a la intemperie, duradero, versátil por ser modular y permite el paso de instalaciones fácilmente. Su principal desventaja es que no es muy agradable a la vista.

Para la unión de la mampostería son utilizados los llamados conglomerantes, materiales capaces de adherirse a otros y dar cohesión al compuesto. En construcción es normal nombrar a la mezcla a uno o más conglomerados y arena como mortero. El mortero amasado con agua forma una pasta plástica que después fragua y endurece por consecuencia de reacciones químicas que ocurren en ella.



El mortero se adhiere a las superficies de ladrillos y bloques formando una compactación del conjunto y otorgando resistencia a la compresión. Hay diferentes tipos de morteros dependiendo del conglomerado utilizado, los principales son de cal y de yeso.

Las propiedades del mortero que más influyen en el comportamiento estructural de los elementos de mampostería son su deformabilidad y adherencia a las piezas. De la deformabilidad dependen las deformaciones totales del elemento y, en parte, su resistencia a carga vertical. La adherencia entre el mortero y las piezas es fundamental para la resistencia por cortante del elemento. Además, es importante que el mortero tenga una trabajabilidad adecuada para que pueda ser colocado de forma tal que permita el asentamiento correcto de las piezas y así evitar concentraciones de esfuerzos y excentricidades. La resistencia a la compresión del mortero no tiene una influencia importante en el comportamiento de la mampostería.

Las pruebas que se realizan a la mampostería son: resistencia a compresión y a cortante.

El concreto simple también puede ser considerado como mampostería, ya que sus características estructurales y el tipo de fabricación y empleo son semejantes.

El refuerzo en materiales pétreos permite eliminar la principal limitación estructural de la mampostería, o sea su baja resistencia a esfuerzos de tensión.

El concreto reforzado es el más popular de estos materiales porque aprovecha de manera óptima la buena resistencia en compresión, durabilidad, resistencia al fuego y moldeabilidad del concreto, junto con las de alta resistencia en tensión y ductilidad del acero, para formar un material compuesto que reúne muchas de las ventajas de ambos materiales que lo componen.

### 3.2 CONCRETO

Al material que se obtiene de la mezcla de cemento, agregados y agua en proporciones determinadas se le conoce como concreto. Es elaborado en estado plástico, por lo que se emplean moldes, generalmente con madera, hasta que adquiere la suficiente resistencia para auto sustentarse.

Por su moldeabilidad, el concreto se presta a tomar las formas más adecuadas para el funcionamiento estructural requerido y gracias a la gran facilidad de colocar el refuerzo en diferentes cantidades es posible lograr que la estructura resista las fuerzas internas a la que está sometida.

Otra importante característica del concreto es que mediante una dosificación adecuada de los ingredientes, puede proporcionar diferentes resistencias a compresión y así cumplir la función estructural deseada, desde columnas y trabes de  $250 \text{ kg/cm}^2$  hasta plantillas de desplante de  $100 \text{ kg/cm}^2$ .

El módulo de elasticidad depende de los agregados, el peso volumétrico del concreto y la velocidad con que se aplica la carga. El intervalo de comportamiento lineal es pequeño, ya que para esfuerzos mayores al 40% de  $f_c$  (resistencia del concreto a compresión) ocurre un microagrietamiento que reduce la rigidez del material.

El esfuerzo máximo de compresión se presenta para deformaciones unitarias cercanas al 0.002 y la falla por aplastamiento para deformaciones entre 0.003 y



0.004, mientras que la resistencia a tensión es tan sólo del orden del 10% de su resistencia a compresión.

Las pruebas que se realizan al concreto son: la de revestimiento, resistencia a la compresión y la de resistencia a la tensión.

### 3.3 ACERO DE REFUERZO

De los materiales más utilizados en la construcción con fines estructurales está el acero, por su gran resistencia, rigidez y ductilidad. Su eficiencia estructural es además alta debido a que puede fabricarse en secciones con la forma más adecuada para resistir flexión y compresión.

En casas habitación el acero se utiliza generalmente para reducir el comportamiento frágil del concreto, a esto se le llama acero de refuerzo, es importante colocarlo en zonas donde se puede predecir la presencia de tensiones en los elementos, logrando así que no se generen grietas que podrían producirse por la baja resistencia a tensión del concreto.

Con el llamado confinamiento con acero transversal, o sea colocando estribos en los elementos se logra aumentar su capacidad y proporciona ductilidad, lográndose así aumentar su resistencia a la compresión e incrementando su capacidad de deformarse.

El acero de refuerzo se fabrica generalmente en barras, conocidas como varillas y tienen corrugaciones en su superficie para obtener una buena adherencia con el concreto.

La curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo se caracteriza por tener una zona inicial en la que los esfuerzos y las deformaciones tienen una variación lineal, seguida de una región plástica donde aumentan considerablemente las deformaciones sin incrementos apreciables en los esfuerzos. Después viene una región de endurecimiento en la que el esfuerzo nuevamente aumenta con la deformación, finalmente, viene la zona en que el esfuerzo decae hasta llegar a la falla.

El módulo de elasticidad del acero es de aproximadamente de  $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ . Al punto donde inicia la zona plástica se le conoce como esfuerzo de fluencia y generalmente se presenta para una deformación unitaria de fluencia de 0.002. La deformación unitaria plástica que precede al endurecimiento es de 10 a 20 veces mayor, así que para llegar a este punto el acero debe desarrollar grandes deformaciones. (MELI; 2004: 273 a 280)

En este capítulo se analizaron los diferentes tipos de mampostería, los cuales son los principales elementos para construir casas habitación, así como el concreto un material indispensable para la construcción de viviendas por su moldeabilidad y resistencia a compresión y el acero de refuerzo que proporciona al concreto la resistencia a tensión que requiere para su óptimo funcionamiento, dando como resultado el concreto reforzado, el material más popular utilizado en la construcción.



## CAPÍTULO 4

### ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO Y BAJADA DE CARGAS A LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

En este capítulo se estudiarán aspectos importantes para el diseño, se tratarán temas como los diferentes tipos de sistemas estructurales para poder comparar y hacer la elección del sistema estructural más óptimo para el proyecto a desarrollar, así como también se tratará el tema de bajada de cargas a los elementos estructurales, importante para el dimensionamiento preliminar de los elementos estructurales.

#### 4.1 IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURACIÓN

Una parte esencial del diseño es la elección del sistema estructural, la funcionalidad del diseño depende en gran parte de una buena elección del sistema estructural teniendo en cuenta las acciones a las que va a estar sometida la estructura, los procedimientos constructivos en obra y las funciones a desarrollar por la estructura. En la estructuración se seleccionan los materiales a utilizar en la construcción, el sistema estructural principal, el arreglo y dimensiones preliminares de los elementos estructurales más importantes. El principal objetivo es escoger la óptima solución para un eficaz comportamiento de la estructura ante las cargas a las que será expuesta.

Es difícil escoger el sistema estructural adecuado, el proyectista debe basarse en sus conocimientos de materiales, elementos estructurales y condiciones de carga. Pero se pueden dar una serie de puntos a tomar en cuenta para lograr una estructura estable en una zona sísmica:

1. Regularidad en planta: Geometría, masa, rigidez y resistencia.
2. Regularidad en elevación: Geometría y rigidez.
3. Evitar pesos innecesarios.
4. Evitar que el periodo del suelo sea semejante al de la estructura.
5. Evitar influencia de elementos no estructurales.
6. Evitar que las conexiones sean excéntricas.
7. Evitar fallas por penetración.
8. Procurar que la falla se presente en las vigas y no en columnas.
9. Mayor hiperestaticidad, ya que a menor hiperestaticidad en la estructura es más fácil que se presente la falla.

Si se toman en cuenta los anteriores puntos se pueden evitar problemas de torsión los cuales pueden generar daños en las estructuras.

#### 4.2 SISTEMAS ESTRUCTURALES

Una estructura se forma de una combinación de elementos básicos. Es importante que el sistema aproveche al máximo las características de cada elemento para lograr una eficiente estructura global.



Las más importantes características de un sistema son la resistencia, rigidez y ductilidad. La resistencia es la manera en que el sistema resiste las diferentes condiciones de carga a las que está expuesto. La rigidez debe tenerse en las diferentes direcciones en que las cargas actúan, ya sea verticales como horizontales y la ductilidad que es la capacidad que tiene el sistema de deformarse sosteniendo su carga máxima. (MELI, 2004: 299-300)

#### 4.2.1 SISTEMAS A BASE DE BARRAS

Entre los sistemas formados por barras se puede encontrar los triangulares, tipo armadura y arreglos tipo marco.

Los sistemas tipo armadura son de gran utilidad cuando se tienen que librar grandes claros, ya que permiten un gran ahorro en material. Las fuerzas que se presentan en estos sistemas son cargas axiales que provocan compresión en las diagonales de la armadura y tensión en los montantes.

En lo referente a los marcos son sistemas que permiten la transmisión de cargas de un techo o piso a la cimentación al superponer vigas sobre postes. Las vigas transportan las cargas a sus apoyos y los postes la bajan a la cimentación. En los marcos la transmisión de cargas genera que se presente la flexión y el cortante. (MELI, 2004: 304-307)

#### 4.2.2 SISTEMAS A BASE DE PLACAS

Mediante una combinación de muros y losas se forma un sistema al que se denomina tipo cajón. Este tipo de sistemas transmiten a la cimentación las cargas verticales como fuerzas axiales en los muros y los momentos flexionantes que se presentan en la losa son pequeños por que éstas se apoyan en las dos direcciones y los claros que se presentan son pequeños.

“Si la relación altura a longitud de los muros es muy pequeña predominan las deformaciones de cortante en el comportamiento de los muros, de lo contrario las deformaciones son debidas a flexión de los muros, los cuales funcionan como voladizos verticales”. (MELI, 2004: 310)

Este sistema es empleado en edificios de varios niveles en zonas no sísmicas, aunque se tiene que aumentar en gran proporción el espesor de los muros a medida que se aumenta el número de niveles del edificio. La gran desventaja de estos sistemas es que son muy vulnerables a acciones accidentales (sismo) las que producen tensiones verticales o esfuerzos cortantes en las conexiones del sistema.

Una limitante de este sistema se genera cuando la losa se apoya sólo en una dirección, generando escasa resistencia a cargas laterales. Por esto, lo ideal es tener un sistema en forma de cajón en el que la losa se encuentra apoyada en dos direcciones, lo que permite rigidez y resistencia ante cargas verticales, pero la principal ventaja es que al haber muros en dos direcciones ortogonales las fuerzas laterales son absorbidas por los elementos orientados en las direcciones de la carga. (MELI, 2004: 310-311)



### 4.2.3 SISTEMAS COMBINADOS

Algo importante es que todos los sistemas estructurales son tridimensionales y que al dividirlos en subsistemas planos se tiende a ignorar la interacción entre ellos y el comportamiento de conjunto. Se presentan importantes momentos torsionantes que se generan entre un sistema plano y los ortogonales a éste. También son importantes las solicitaciones que pueden presentarse por la asimetría en planta de la estructura.

También pueden presentarse sistemas a base de combinaciones de elementos barra y de placas. Su principal objetivo es obtener el mayor provecho de las ventajas que cada sistema ofrece al actuar en conjunto. Algunos ejemplos de sistemas combinados pueden ser: losas apoyadas sobre columnas y marcos con muro diafragma o muros de cortante. (MELI, 2004: 312-313)

A continuación se enlista una serie de reglas para lograr una buena estructuración:

1. Estudiar el plano arquitectónico cuidadosamente y establecer la disposición de los muros y de los locales que contenga la construcción.
2. Observar la coincidencia de muros situados en niveles sucesivos para así poder plantear los muros que serán de carga y los divisorios.
3. Definir las aberturas, o sea puertas, ventanas, etc. que tenga cada muro para juzgar si es necesario colocar una trabe que cubra el claro o si es lo suficientemente resistente.
4. Intentar plantear tableros de mediana dimensión en planta baja para evitar un gasto excesivo en tramas de cimentación. Un tablero puede cubrir claros pequeños mediante la disposición de muros divisorios.
5. Es aconsejable repetir en azotea las trabes que se propongan en entrepiso con carga de muro para así aligerar la carga sobre éstas.

### 4.3 CANALIZACIÓN DE CARGAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La canalización de cargas es la forma en que las cargas se transmiten a los elementos estructurales desde la azotea hasta la cimentación.

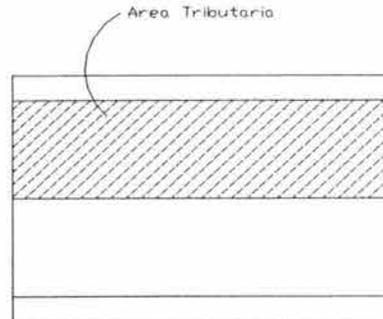
En primer lugar se debe calcular la carga  $W$  por metro cuadrado en las losas de la estructura. También se debe calcular la carga que se transmite hacia el borde de cada tablero de la estructura. Para realizar este cálculo es importante tomar en cuenta el área tributaria que le corresponde a cada borde del tablero. En base a estudios, se ha demostrado que las cargas actúan de manera muy uniforme en el perímetro del tablero, por esto la carga transmitida se consideran uniformemente distribuida en el borde de cada tablero.

El área tributaria se puede definir como el área que al ser multiplicada por la carga uniforme  $W$  da como resultado la carga total sobre el elemento de borde del tablero. Este concepto es sacado del análisis de estructuras en las que no hay continuidad en los apoyos, por lo que sólo se transmite fuerza cortante. Por esto la relación en cada apoyo es la suma de las de las cargas aplicadas desde el apoyo hasta el centro del claro o mejor dicho hasta el punto donde la fuerza cortante es nula.

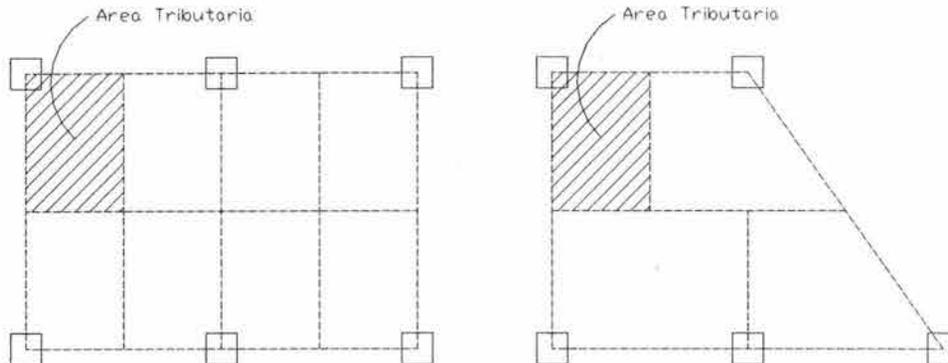
El área tributaria es determinada por la localización de las líneas en que la fuerza cortante sería nula si sólo se considera transmisión de momentos en una dirección.

En elementos que trabajan en una dirección el área está limitada por los centros de claros entre elementos.

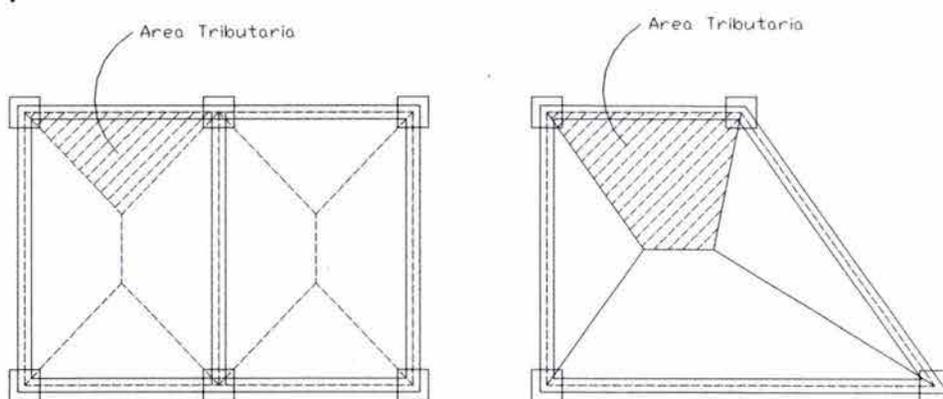
En el dibujo se observa cómo los muros reciben el área tributaria.



En columnas, el área tributaria está limitada por las líneas medias de los tableros adyacentes.



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



En este capítulo se mostró la importancia de escoger un adecuado sistema estructural para así poder alcanzar el óptimo funcionamiento de la estructura a realizar, también se explicó cómo sacar las áreas tributarias de diferentes elementos tomando en cuenta sus diferentes apoyos y formas geométricas, estas áreas se utilizarán para el cálculo de los elementos estructurales que se verán en capítulos posteriores.



## CAPÍTULO 5

### MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En este capítulo se tratarán los métodos más utilizados en el análisis estructural, con estos métodos se podrán obtener los momentos en los extremos de las barras, ya sea en los apoyos de las vigas continuas o en los nodos de los marcos, permitiendo con esto poder realizar los diagramas de fuerzas cortantes y momentos flexionantes que servirán para el dimensionamiento de los elementos estructurales, lo cual se tratará en capítulos posteriores.

#### 5.1 MÉTODO DE CROSS

Este método es conocido así en reconocimiento a Hardy Cross que en mayo de 1930 lo publicó en las memorias de la American Society of Civil Engineers, sin embargo, ya lo enseñaba en la Universidad de Illinois desde 1924. El método también se conoce como de distribución de momentos y no obstante que implica más trabajo que los métodos aproximados, proporciona una buena exactitud.

Este método se basa en aproximaciones sucesivas que consisten en suponer una estructura virtual, cuyos nodos son totalmente rígidos, o sea que no admiten giros ni desplazamientos en los extremos de las barras que llegan a un nodo. El comportamiento de la estructura real se logra permitiendo giros y desplazamientos en cada ciclo, disminuyendo gradualmente la rigidez supuesta.

Las operaciones pueden suspenderse después de dos o tres ciclos, obteniendo un análisis aproximado o si se continúan los ciclos se puede llegar a la precisión deseada.

El método determina los momentos en los nodos, las fuerzas cortantes y normales deben realizarse por medio de procedimientos convencionales.

Para aplicar el método de Cross es importante conocer los siguientes conceptos:

##### 5.1.1 RIGIDEZ ANGULAR

Se conoce como rigidez angular al momento flexionante que hay que aplicar en el extremo de una barra para producir en dicho extremo un giro unitario. Si se considera una barra y se denomina con la letra *A* el extremo empotrado y con la letra *B* el extremo donde se aplica el momento necesario para producir un giro unitario se obtiene:

$$K_{BA} = \frac{4EI}{L} \quad K_{AB} = \frac{3EI}{L}$$

##### 5.1.2 FACTOR DE TRANSPORTE

Al aplicar un momento en un extremo de una viga empotrada en el otro, se transmitirá un momento de magnitud igual a la mitad del valor del primero y de signo contrario.

El factor de transporte se calcula con:



$$t_{AB} = 0 \quad t_{BA} = \frac{1}{2}$$

### 5.1.3 FACTOR DE DISTRIBUCIÓN

El problema principal en la distribución de momentos en los nodos a los que llegan dos o más barras, fue analizado por Ritter, encontrando el factor de distribución de momentos con la siguiente expresión:

$$D_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_i}$$

Si se considera una barra empotrada en ambos extremos con un apoyo simple en su mitad y se nombra *A* el primer empotramiento, *B* el apoyo simple y *C* el segundo empotramiento se obtienen las siguientes fórmulas:

$$D_{AB} = \frac{K_{AB}}{K_{AB} + K_{apoyo}} \quad D_{BA} = \frac{K_{BA}}{K_{BA} + K_{BC}} \quad D_{BC} = \frac{K_{BC}}{K_{BA} + K_{BC}}$$
$$D_{BA} + D_{BC} = 1.0 \quad D_{CB} = \frac{K_{CB}}{K_{CB} + K_{apoyo}}$$

### 5.1.4 MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO

Cuando todos los nodos de una estructura están fijos e impiden cualquier rotación, las cargas externas producen momentos flexionantes en los extremos de los elementos que la soportan. A estos momentos se les denomina momentos de empotramiento.

### 5.1.5 CONVENCION DE SIGNOS

Los momentos en el extremo de un elemento se consideran negativos cuando tienden a girar con respecto al nodo en sentido horario, al momento resistente en el nodo se le considera que gira en sentido antihorario, por lo tanto, positivo.

### 5.1.6 PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN DEL MÉTODO DE CROSS

1. Rigidez: Obtener la rigidez angular de cada barra de la estructura.
2. Factor de Distribución: Se calculan los factores de distribución de acuerdo a la rigidez de los elementos que concurren al nodo.
3. Momentos de Empotramiento: Calcular los momentos de empotramiento de todas las barras que tengan carga.
4. Distribución: Se realiza el equilibrio de los nodos sumando de forma algebraica los momentos de empotramiento de las barras que llegan al nodo, y se obtiene el momento desequilibrado, a este se le cambia el signo y se obtiene el momento equilibrado. Para distribuir este momento equilibrante se multiplica por cada factor de distribución en el nodo, resultando el momento de equilibrio para cada extremo de las barras en ese nodo.



5. Transporte: Se transporta la mitad del momento de equilibrio correspondiente a cada extremo de cada barra al extremo opuesto de ésta.
6. Continuación: Después que se realizaron los transportes, se desequilibran nuevamente los nodos, por lo que se tienen que repetir los números 4 y 5 varias veces hasta llegar a la aproximación deseada.
7. Momentos Finales: Estos se obtienen sumando los momentos de empotramiento con todos sus momentos de distribución y transporte correspondientes a dicho extremo.
8. Cortantes Isostáticos: Se la llama cortante isostático a la acción de la carga sobre el apoyo considerando cada tramo como simplemente apoyado. Cuando se logra el equilibrio de momentos de la estructura se obtienen los cortantes Isostáticos.
9. Cortantes Hiperestáticos: Estos se obtienen de la suma algebraica de los momentos finales en los extremos de cada barra y dividiendo el resultado entre la longitud del elemento.
10. Cortante Total: Es la suma de los cortantes Isostáticos e Hiperestáticos, con esto también se obtienen las reacciones en cada nodo.
11. Diagramas: Con los datos obtenidos es posible dibujar los diagramas de fuerzas cortantes y momentos flexionantes de la estructura.

(McCormac, 1983: 490-498)

## 5.2 MÉTODO DE LAS RIGIDECES

### 5.2.1 IMPORTANCIA DEL MÉTODO DE LAS RIGIDECES

Los métodos clásicos de análisis estructural que fueron desarrollados a fines del siglo XIX, tienen las cualidades de la generalidad, simplicidad lógica y elegancia matemática. Desgraciadamente, conducían a menudo a cálculos muy laboriosos cuando se los aplicaba en casos prácticos, y en aquella época, esto era un gran defecto.

Por esta razón sucesivas generaciones de ingenieros se dedicaron a tratar de reducir el conjunto de cálculos. Muchas técnicas ingeniosas de gran valor práctico fueron apareciendo, entre ellas el Método de Cross, pero la mayoría de éstas tenían una desventaja, eran aplicables sólo a determinados tipos de estructuras.

La principal objeción a los primeros métodos de análisis fue que los mismos conducían a sistemas con un gran número de ecuaciones lineales, difíciles de resolver manualmente. Con la aparición de computadoras caseras, capaces de realizar el trabajo numérico, esta objeción no tiene ahora sentido, mientras que la generalidad de los métodos permanece. Esto explica por qué los métodos matriciales deben en su tratamiento básico de las estructuras más al siglo XIX que al XX.

El empleo de la notación matricial presenta dos ventajas en el cálculo de estructuras:

Desde el punto de vista teórico, permite utilizar métodos de cálculo en forma compacta, precisa y, al mismo tiempo, completamente general. Esto facilita el tratamiento de la teoría de estructuras como unidad, sin que los principios fundamentales se vean oscurecidos por operaciones de cálculo, por un lado, o diferencias físicas entre estructuras, por otro.



Desde el punto de vista práctico, proporciona un sistema apropiado de análisis de estructuras y determina una base muy conveniente para el desarrollo de programas de computación. En contraste con estas ventajas, debe admitirse que los métodos matriciales se caracterizan por una gran cantidad de cálculos sistemáticos.

Por lo anterior se puede decir que la principal ventaja del Método de las Rigideces es que al estar basado en procedimientos matriciales es relativamente fácil de programar, lo que simplifica su operación, sin embargo, el ingenio debe tener cuidado al preparar el modelo con que se pretende representar la realidad y el análisis crítico de los resultados. Se debe ser consciente que sin un modelo adecuado o sin una interpretación final, la simplificación en el análisis no tiene sentido. (ing.unne.edu.ar)

### 5.2.2 CONCEPTOS PRINCIPALES DEL MÉTODO DE RIGIDECES

Se puede definir como rigidez a la carga necesaria para producir un desplazamiento unitario. El Método de las Rigideces idealiza a la estructura con las siguientes características: considera a la estructura lineal, los movimientos y esfuerzos deben ser funciones lineales de las cargas y las barras son rectas y de sección constante.

Para estudiar una estructura por el Método de la Rigidez, al igual que en cualquier otro problema elástico, se dispone de tres conjuntos de ecuaciones que deben cumplirse:

1. Ecuaciones de compatibilidad.
2. Ecuaciones constitutivas.
3. Ecuaciones de equilibrio.

“Las ecuaciones de compatibilidad relacionan las deformaciones de barras con los desplazamientos nodales. Introduciendo estas relaciones en las ecuaciones constitutivas, relacionamos las fuerzas en los extremos de barras con los desplazamientos nodales. Introduciendo estas últimas relaciones en las ecuaciones de equilibrio se obtiene un conjunto de ecuaciones de fuerzas nodales en función de desplazamientos nodales, que pueden ser consideradas como Ecuaciones de Equilibrio de la estructura en función de desplazamientos.

La resolución de este sistema de ecuaciones nos permite obtener el valor de las incógnitas (desplazamientos nodales), a partir de los cuales se obtienen las fuerzas de las barras de la estructura, así como las reacciones”. (ing.unne.edu.ar)

### 5.2.3 SISTEMA DE REFERENCIA

Cuando se van a calcular las relaciones esfuerzos de extremo de barra, o sea desplazamientos, es natural escoger un sistema de coordenadas que haga estas ecuaciones lo más sencillas posible.

Se tomará, por lo tanto, como eje  $x$  el que coincide con el eje geométrico de la pieza y los ejes  $y$  y  $z$  coincidentes con los ejes principales de la sección transversal.

Tal sistema pertenece a la barra, y no depende de la orientación de la misma en la estructura y se denominará sistema de ejes locales.



Por el contrario, cuando las piezas se unen entre sí para formar la estructura, es necesario tener un sistema de coordenadas común para todos los movimientos y esfuerzos de extremo de barras para poder aplicar las condiciones de equilibrio y compatibilidad. A dicho sistema se denominará sistema de ejes globales, y se determinará con  $X$ ;  $Y$  y  $Z$ .

Dichos esfuerzos de extremos de barras y desplazamientos dependerán del tipo de estructura que se está resolviendo. (ing.unne.edu.ar)

#### 5.2.4 ETAPAS FUNDAMENTALES DEL MÉTODO DE RIGIDECES

Una de las características más importantes del Método de la Rigidez es la forma en que las propiedades elásticas de las piezas, y su orientación dentro de la estructura, son introducidas en el cálculo antes de que se efectúe ninguna consideración sobre el equilibrio o la compatibilidad de los nudos.

Esto permitirá establecer relaciones entre las fuerzas de extremo de barras y los desplazamientos de nudo. Estas relaciones expresadas en forma matricial se denominan o conforma la matriz de rigidez de barra.

Al considerar la interrelación de cada barra con las demás se obtiene un sistema global de ecuaciones que define el comportamiento de toda la estructura y conduce a la solución del problema.

Se Puede considerar seis etapas fundamentales en la solución de un problema:

1. Identificación Estructural.
2. Cálculo de la Matriz de Rigideces.
3. Cálculo del Vector de Cargas.
4. Rotación de Ejes Locales a Ejes Globales
5. Cálculo de la matriz de rigidez global y del vector de cargas global para Armaduras, Vigas y Marcos.

##### 5.2.4.1 Identificación Estructural

El Método de Rigideces permite analizar estructuras modeladas como elementos barra, por ejemplo:

- Armadura en el Plano: se tienen dos desplazamientos por nudo.
- Armadura en el Espacio: tres desplazamientos por nudo. (en ambos casos sólo tendremos esfuerzos normales).
- Vigas: dos desplazamientos por nudo. (una rotación y una translación), como fuerzas de extremo de barra un esfuerzo cortante y un momento flexionante.
- Marco en el Plano: tres desplazamientos por nudo. (una rotación en el plano del marco y dos traslaciones), como fuerzas de extremo de barra una fuerza axial, un esfuerzo cortante y un momento flexionante.
- Marco en el Espacio: seis desplazamientos por nudo, tres traslaciones y tres rotaciones. Como fuerzas de extremo de barra una fuerza axial, dos esfuerzos de cortante y dos momentos flexionantes y un momento torsionante.
- Reticulado de vigas: tres desplazamientos nodales (un corrimiento normal al plano de la retícula) y dos rotaciones alrededor de los ejes contenidos en el

plano mencionado). Los esfuerzos son un cortante y dos momentos (un torsor y un flector).

(ing.unne.edu.ar)

Ya identificada la estructura se deben seguir los siguientes pasos en esta etapa:

1. Definir a través de números y datos las barras de la estructura.
2. Definir un sistema de ejes globales para la estructura. Las coordenadas de los nudos se refieren a dicho sistema.
3. Conectividad de los elementos, identificando para cada barra el nudo inicial y el final. A cada barra está asociado un sistema de ejes locales al cual se refieren todas las dimensiones y características de la barra. El mismo queda definido automáticamente por el orden establecido para la numeración de los nudos de la barra. El eje  $x$  local coincide con el eje geométrico de la barra, siendo el sentido positivo el que va del nudo inicial (nudo de menor numeración) al final (nudo de mayor numeración). Los otros ejes locales deberán coincidir con los ejes principales de Inercia de la sección transversal de la barra formando un triedro directo.
4. Propiedades de la sección transversal de cada barra. Dependiendo del tipo de estructura (reticulado, pórtico plano, pórtico espacial, emparrillado) se debe dar el área de la sección transversal, los momentos de inercia en relación a los ejes principales y la inercia a la torsión.
5. Propiedades del material. Se debe indicar, para cada barra, el módulo de elasticidad longitudinal y/o el módulo de elasticidad transversal.
6. Especificación de los vínculos: se debe indicar el nombre del nudo que tiene una o más restricciones y cuales son las mismas.
7. Descripción de la carga: se da el nombre del nudo y los componentes de globales de las cargas externas y las reacciones de empotramiento perfecto en relación a los ejes locales de la barra, si hay cargas en el tramo.

(ing.unne.edu.ar)

#### 5.2.4.2 Cálculo de la Matriz de Rigideces

- Armadura en el plano

Se considera una barra de armadura en el plano, se supone que la misma esté arbitrariamente orientada con relación a un sistema de ejes globales  $X$  e  $Y$ .

Se supone que la barra es recta, de sección transversal constante y que el material responde a la ley de Hooke.

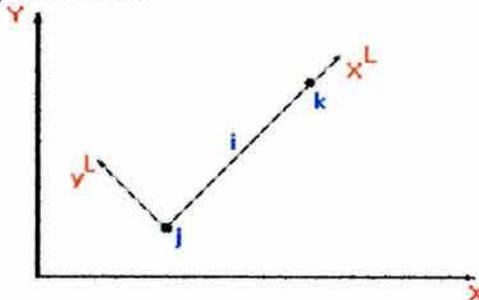


Figura 1



En la barra  $i$  de la figura 1 el nudo inicial es el  $j$  y el final es el  $k$ , quedando definida la orientación de los ejes locales  $x$  e  $y$ .

Considerando que no existen deformaciones iniciales y que la deformación es elástica el alargamiento de la barra  $i$  estará dado por:

$$\Delta L_i = D_{Xk}^L - D_{Xj}^L$$

Donde  $D_{Xk}^L$  y  $D_{Xj}^L$  son los desplazamientos del nudo  $k$  y  $j$  respectivamente en la dirección local  $x^L$ .

Para una barra de reticulado existe una sola fuerza posible que es el esfuerzo axial o normal.

Suponiendo un material elástico lineal sometido a esfuerzo de tracción tendremos para los nudos  $j$  y  $k$  respectivamente:

$$F_{Xj} = -\frac{EA}{L}\Delta L_i \quad F_{Xk} = \frac{EA}{L}\Delta L_i$$

$$F_{Xj} = -\frac{EA}{L}(D_{Xk}^L - D_{Xj}^L)$$

$$F_{Xk} = \frac{EA}{L}(D_{Xk}^L - D_{Xj}^L)$$

Donde:

$E$  = Módulo de elasticidad

$L$  = Longitud de la barra

$A$  = Área de la sección transversal de la barra.

Como en la dirección  $y^L$  para barras de armaduras no existen fuerzas podemos expresar las ecuaciones anteriores en forma matricial:

$$\begin{bmatrix} F_{Xj} \\ F_{Yj} \\ F_{Xk} \\ F_{Yk} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{EA}{L} & 0 & \frac{EA}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{matrix} \left[ \begin{matrix} D_{Xj}^L \\ D_{Yj}^L \\ D_{Xk}^L \\ D_{Yk}^L \end{matrix} \right] \\ \times \end{matrix}$$

La expresión anterior corresponde a la ecuación matricial de la barra  $i$  en coordenadas locales y expresa las fuerzas de extremo de barra  $F$  en función de los desplazamientos de nudos  $D$ .

A la Matriz que relaciona  $F$  y  $D$  se la denomina matriz de Rigidez de barra de reticulado en coordenadas locales  $K$ . Expresando en forma compacta o simbólica:

$$F^L = K^L(D^L)$$

La ecuación anterior define las fuerzas de extremo  $F_j$  y  $F_k$  para cualquier pareja de desplazamientos  $D_j$ ,  $D_k$  dados. Estas ecuaciones son simétricas, como se puede esperar a partir del teorema de reciprocidad. No es posible, sin embargo, "resolverlas" y obtener los desplazamientos ( $D$ ) en términos de las fuerzas ( $F$ ), puesto que la matriz  $K$  es singular. Esto refleja el hecho de que la pieza puede

sufrir un movimiento arbitrario de conjunto, sin afectar las fuerzas que actúan en sus extremos.

Si en la ecuación matricial anterior, se hacen nulos todos los desplazamientos excepto  $D_{xj}^L$  que es igual a la unidad, entonces los esfuerzos en los extremos de la barra serán los indicados en la figura:

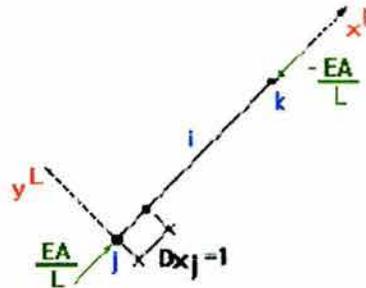


Figura 2

Desplazamiento unitario  $D_{xj}$ 

$$F_{X_j} = \frac{EA}{L} \quad \text{y} \quad F_{X_k} = -\frac{EA}{L}$$

Estas ecuaciones corresponderán a la primera columna de K.

De la misma forma podemos hacer  $D_{yj}^L = 1$  y el resto de los corrimientos nulos, siendo en este caso nulos los esfuerzos en los extremos de barra, ya que se considera una barra doblemente articulada y pequeños desplazamientos. Por esta razón los cuatro valores de la segunda columna son nulos.

Si en cambio se hacen  $D_{xk}^L = 1$  y el resto de los desplazamientos nulos, los esfuerzos serán:

$$F_{X_j} = -\frac{EA}{L} \quad \text{y} \quad F_{X_k} = \frac{EA}{L}$$

$$F_{Y_j} = 0 \quad \text{y} \quad F_{Y_k} = 0$$

Estas ecuaciones corresponden a la tercera columna de la matriz de rigidez de la barra i.

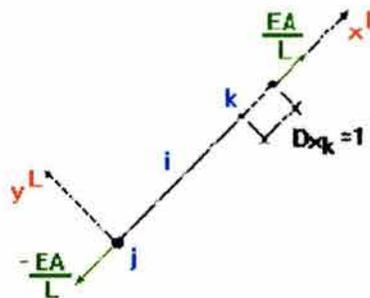


Figura 3

Desplazamiento unitario  $D_{xk}$

En forma análoga se puede analizar la cuarta columna aplicando un desplazamiento  $D_{yk}=1$ . Asociando los desplazamientos y reacciones de nudos en las direcciones indicadas en la figura, podemos deducir el significado físico de la matriz de rigidez de la barra.

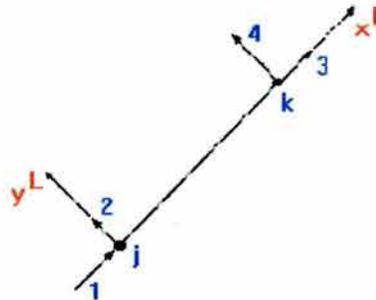


Figura 4

Con lo cual se puede observar que los elementos  $K_{ij}$  de la matriz de rigidez, representan las fuerzas que se generan en  $i$  al aplicar un desplazamiento unitario en  $j$ , permaneciendo fijos los restantes.

Además para un desplazamiento del nudo  $k$  se obtiene una reacción en  $j$  que es la misma que la obtenida en  $k$  para un desplazamiento en  $j$ , lo cual nos es expresado por la simetría de la matriz de rigidez.

$$\begin{bmatrix} 1 & \frac{EA}{L} & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 \\ 2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 3 & -\frac{EA}{L} & 0 & \frac{EA}{L} & 0 \\ 4 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

También se puede ver que una columna  $j$  está formada por las reacciones debidas a un desplazamiento unitario impuesto en la dirección  $j$ , y una fila  $i$  no es más que las reacciones en  $i$  debido a corrimientos unitarios impuestos en las distintas direcciones. (ing.unne.edu.ar)

- Marco en el plano

En base al significado físico de los elementos de la matriz de rigidez, se deduce la Matriz de Rigideces para una barra de Marco Plano en coordenadas locales.

Para este tipo de elemento corresponden tres desplazamientos por nudo (2 traslaciones y una rotación en el plano).

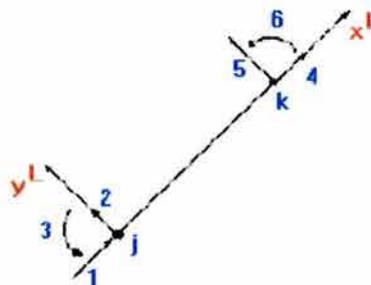


Figura 5

La Matriz de Rigidez se obtiene dando desplazamientos unitarios de a uno por vez en las direcciones de la figura mientras los otros permanecen nulos.

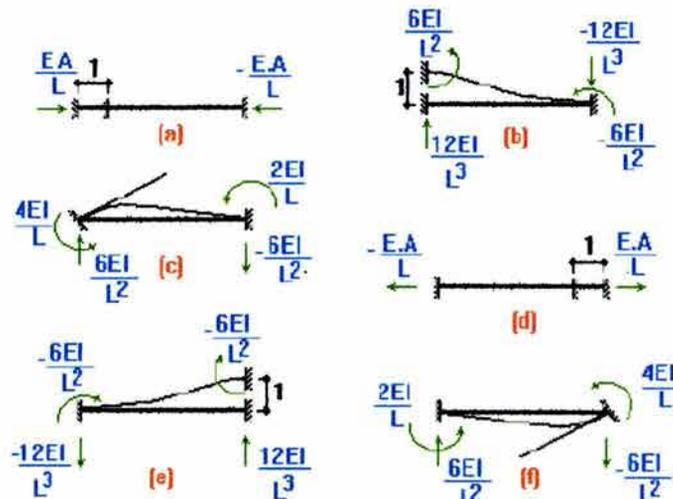


Figura 6 Desplazamientos unitarios para marco plano

Las reacciones mostradas en la figura 6 constituyen las respectivas columnas de la matriz de rigidez de la barra de Marco Plano.

$$\begin{bmatrix} F_{Xj}^L \\ F_{Yj}^L \\ F_{Zj}^L \\ F_{Xk}^L \\ F_{Yk}^L \\ F_{Zk}^L \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_{Xj}^L \\ D_{Yj}^L \\ D_{Zj}^L \\ D_{Xk}^L \\ D_{Yk}^L \\ D_{Zk}^L \end{bmatrix}$$

(ing.unne.edu.ar)

Escribiendo en forma compacta tenemos:

$$F^L = K^L x D^L$$

Esta matriz relaciona las fuerzas de extremo de barra con los desplazamientos nodales en ejes locales.

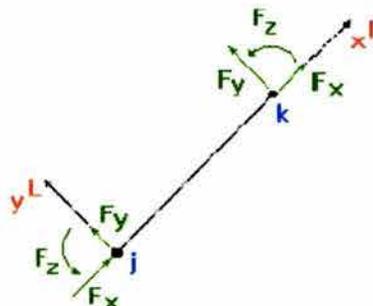


Figura 7 Fuerzas para barra de Marco Plano

### 5.2.4.3 Cálculo del vector de cargas

Hasta ahora se ha supuesto que las cargas estaban aplicadas en los nudos, y por lo tanto, existe una correspondencia biunívoca entre los puntos de aplicación de las cargas y los desplazamientos que están siendo calculados. Si esto no ocurriera, por ejemplo si se tuviera cargas en el tramo de las barras, en forma distribuida o concentrada, se debería sustituir las cargas en las mismas por un sistema de cargas equivalentes aplicadas en los nodos que produzca en la estructura el mismo efecto que las cargas originales.

Aplicando el principio de superposición, que es válido por haber supuesto que el sistema es lineal, podemos descomponer las cargas tal como se indica en la figura 8:

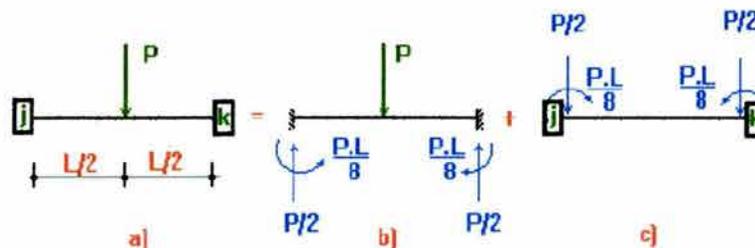


Figura 8 Barra de Marco con cargas en el tramo

“Como se puede observar las cargas, reacciones y deformaciones de la estructura a serán equivalentes a la suma de los dos estados b y c. Como las deformaciones de nodos en b son nulas, serán iguales las deformaciones de los casos c y a. O sea que las cargas de c producen la misma respuesta estructural en lo referente a desplazamientos de nudos que las cargas originales. Estas serán entonces las cargas equivalentes en los nudos, que no son más que las reacciones de empotramiento perfecto cambiadas de signo”. (ing.unne.edu.ar)

Escribiendo en forma compacta se tiene:

$$F.N^L = K^L xD^L + F.E.P^L$$

Los elementos del vector de fuerzas  $F^L$  resultan de sumar las componentes de las cargas aplicadas directamente en los nodos  $F.N^L$  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  $F.E.P^L$ , por lo tanto:

$$F^L = F.N^L - F.E.P^L$$

(ing.unne.edu.ar)

### 5.2.4.4 Rotación de Ejes Locales a Ejes Globales

Hasta el momento se ha expresado la matriz de rigidez del elemento barra, tanto de armadura plana como de marco plano, según un sistema de ejes locales, estando los desplazamientos y esfuerzos de extremo de barra referidos a los mismos.

No obstante, antes de poder aplicar las condiciones de equilibrio en los nudos y de compatibilidad de desplazamientos es necesario transformar las fuerzas y corrimientos a un sistema de ejes globales.

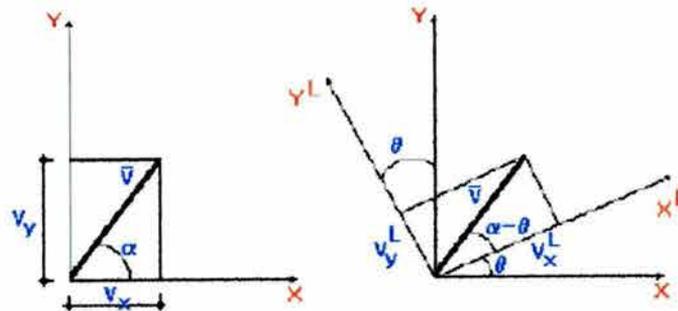


Figura 9 Rotación de un vector

Se supone el vector  $V$  de la figura referido al sistema de ejes  $X$  e  $Y$ . Las componentes del mismo serán:

$$V_x = V \cdot \cos \alpha \quad V_y = V \cdot \sin \alpha$$

En el sistema de ejes  $X^L$  e  $Y^L$ , las componentes serán:

$$V_x^L = V \cdot \cos(\alpha - \theta) \quad V_y^L = V \cdot \sin(\alpha - \theta)$$

$$V_x^L = V \cdot \cos \alpha \cdot \cos \theta + V \cdot \sin \alpha \cdot \sin \theta$$

$$V_y^L = V \cdot \sin \alpha \cdot \cos \theta - V \cdot \cos \alpha \cdot \sin \theta$$

Escribiéndolo en forma matricial:

$$\begin{bmatrix} V_x^L \\ V_y^L \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_x \\ V_y \end{bmatrix}$$

A esta matriz de cosenos directores se le llamará matriz de rotación. Para pasar del sistema local al global, se necesita cambiar la matriz de rotación por su transpuesta.

$$\begin{bmatrix} V_x \\ V_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & -\sin \theta \\ \sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_x^L \\ V_y^L \end{bmatrix}$$

Como la matriz de rotación es una matriz ortogonal su transpuesta es igual a su inversa, por lo que se puede expresar:

$$V = R^{-1} V^L$$

(ing.unne.edu.ar)

#### 5.2.4.5 Cálculo de la matriz de rigidez global y el vector de cargas global para armaduras, vigas y marcos.

Tanto las fuerzas como los desplazamientos pueden expresarse como vectores en el plano, se puede entonces aplicar la transformación lineal antes vista para llevar los esfuerzos y desplazamientos de extremos de barra del sistema local al global. Con lo anterior se puede obtener la matriz transpuesta para una barra de armadura.

$$\begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta & 0 & 0 \\ -\sin \theta & \cos \theta & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \cos \theta & \sin \theta \\ 0 & 0 & -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix}$$



Por lo tanto, la matriz de rotación para una barra de armadura será:

$$\begin{bmatrix} c^2 & c.s & -c^2 & -c.s \\ c.s & s^2 & -c.s & -s^2 \\ -c^2 & -c.s & c^2 & c.s \\ -c.s & -s^2 & c.s & s^2 \end{bmatrix} \cdot EA/L$$

De igual forma la matriz transpuesta para una barra de marco plano

$$\begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\sin \theta & \cos \theta & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \cos \theta & \sin \theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sin \theta & \cos \theta & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Por lo que la matriz de rotación para una barra de marco plano será:

$$\begin{bmatrix} (EA_c^2/L + 12EI_s^2/L^3) & (EA_c/L - 12EI_c/L^3) & -6EI_s/L^2 & (-EA_c^2/L - 12EI_s^2/L^3) & (-EA_c/L + 12EI_c/L^3) & -6EI_s/L^2 \\ (EA_c/L - 12EI_c/L^3) & (EA_s^2/L - 12EI_c^2/L^3) & 6EI_c/L^2 & (-EA_c/L + 12EI_c/L^3) & (EA_s^2/L - 12EI_c^2/L^3) & 6EI_c/L^2 \\ -6EI_s^2/L^2 & 6EI_c^2/L^2 & 4EI/L & 6EI_s/L^2 & 6EI_c^2/L^2 & 2EI/L \\ (-EA_c^2/L - 12EI_s^2/L^3) & (-EA_c/L + 12EI_c/L^3) & 6EI_s/L^2 & (EA_c^2/L + 12EI_s^2/L^3) & (EA_c/L - 12EI_c/L^3) & 6EI_s/L^2 \\ (-EA_c/L + 12EI_c/L^3) & (EA_s^2/L - 12EI_c^2/L^3) & -6EI_c/L^2 & (EA_c/L - 12EI_c/L^3) & (EA_s^2/L + 12EI_c^2/L^3) & -6EI_c/L^2 \\ -6EI_s/L^2 & 6EI_c/L^2 & 2EI/L & 6EI_s/L^2 & -6EI_c/L^2 & 4EI/L \end{bmatrix}$$

A esta matriz se le llamara K por estar ya en el sistema global.

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

$$\begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

(ing.unne.edu.ar)

Escribiendo en forma compacta se tiene:

$$F = K(D)$$

Donde:

F = Vector fuerzas en el sistema global

K = Matriz de rigidez en el sistema global

D = Vector desplazamientos en el sistema global

En este capítulo se estudió la metodología de dos de los principales métodos de análisis estructural. El Método de Cross se utilizará para equilibrar los momentos en los tableros de las losas del proyecto que se analizarán con el Método de los Coeficientes, y el Método de Rigideces es la base del software con el que se calculará un marco de pórtico en la casa habitación a diseñar.

## CAPÍTULO 6

### DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES

En este capítulo se estudiará el diseño de los elementos que sustentan la estructura, estos son las trabes, columnas, losas y muros. Así como su comportamiento a flexión simple, cortante y flexocompresión.

#### 6.1 TRABES DE CONCRETO REFORZADO.

##### 6.1.1 FLEXIÓN SIMPLE.

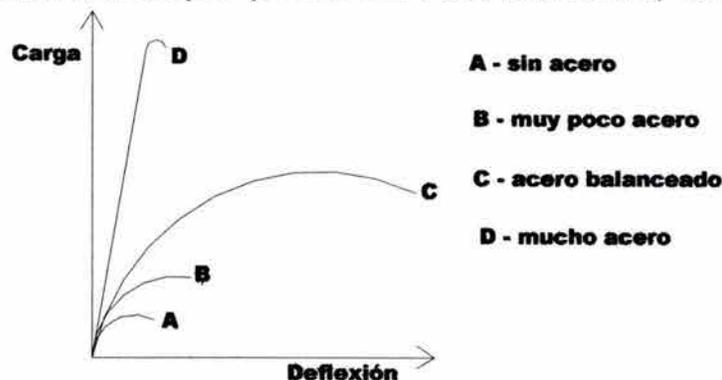
La flexión simple se presenta en elementos estructurales, tales como vigas y losas, casi siempre acompañado de fuerza cortante. Pero se ha comprobado que la resistencia a flexión de un elemento puede calcularse con muy buena exactitud cuando no se considera la fuerza cortante.

Cuando a una viga de concreto reforzado se le aplica una carga máxima, la falla puede presentarse de diferentes maneras, esto depende de la cantidad de acero longitudinal que contenga, se pueden identificar tres casos que son:

1. Vigas Subreforzadas: La cantidad que tienen en acero longitudinal es pequeña por lo que este fluye. En estas vigas se producen grandes deflexiones antes de llegar al colapso, lo que produce grandes grietas en la zona de tensión. El elemento se comporta de forma dúctil.
2. Vigas Sobrerreforzadas: La cantidad de acero a tensión es grande por lo que no fluye, la zona de aplastamiento del concreto a compresión es mayor que en el caso anterior y las grietas en tensión son menores, el elemento falla por aplastamiento del concreto y su falla es frágil.
3. Sección Balanceada: El acero y el concreto alcanzan la fluencia al mismo tiempo por lo que se presenta una falla dúctil.

Es conveniente mencionar que la existencia de acero longitudinal en la zona de compresión, adecuadamente restringidos por refuerzo transversal o sea estribos provoca un aumento en la ductilidad y resistencia del elemento.

En la siguiente gráfica se muestra el comportamiento de los elementos de concreto reforzado sujetos a flexión simple. (GONZÁLEZ CUEVAS: 2004; 79-81)



### 6.1.1.1 Resistencia de los elementos sujetos a flexión simple.

Para determinar la resistencia de un elemento sujeto a flexión es necesario plantear algunas hipótesis en las que se basa el diseño por flexión.

1. La distribución de deformaciones unitarias en la sección transversal de un elemento es plana.
2. Se conoce la distribución de los esfuerzos de compresión del elemento.
3. No existen corrimientos relativos en el acero y el concreto que lo rodea, ósea, existe una adherencia perfecta entre el concreto y el acero.
4. El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
5. Se considera que el concreto trabaja a una deformación útil de  $\epsilon_c = 0.003$

(GONZÁLEZ CUEVAS: 2004; 83-84)

Distribución de esfuerzos de la sección transversal.

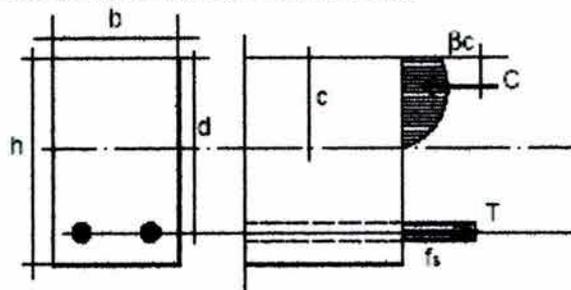
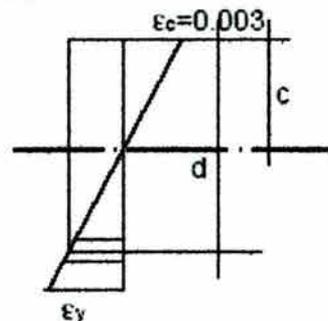


Diagrama de deformaciones unitarias



(OJEDA; 2004)

Las figuras anteriores muestran el estado de la deformación y de esfuerzos de una sección rectangular sujeta a flexión. Es posible 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.

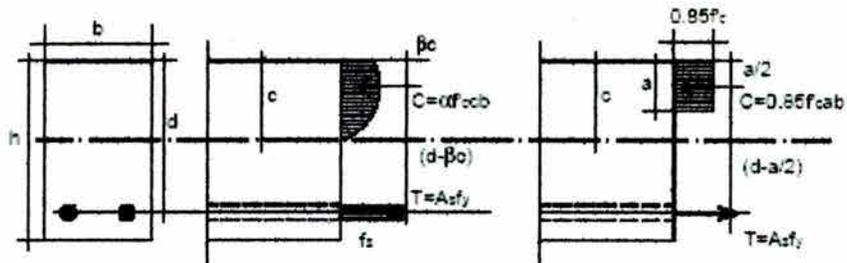
El área del diagrama de esfuerzos y la posición de la resultante se pueden definir mediante expresiones matemáticas complejas. Por eso, con el fin de desarrollar métodos de cálculo más sencillos, se ha simplificado.

Uno de los principales investigadores que han simplificado los métodos de cálculo es Whitney, él ha sugerido "reemplazar el perfil actual del bloque de esfuerzos de concreto a compresión por un rectángulo equivalente, como medida de simplificación. Para obtener la resistencia a flexión, sólo se necesita conocer la magnitud y la posición de la fuerza de compresión del concreto. El bloque de



esfuerzo rectangular equivalente logra esto y facilita considerablemente los calculos.” (PARK; 1997: 56)

En el código del ACI en Estados Unidos se ha remplazado el bloque actual de esfuerzos por un rectángulo equivalente como se muestra enseguida:



Para valores  $f_c \leq 4000$  psi o  $lb / p lg^2$ :  $\alpha=0.72$  y  $\beta=0.425$

Valor de la constante  $k_1$ :

$k_1 = a/c = 0.85$  para  $f_c \leq 4000$  psi y disminuye en 0.05 por cada 1000 psi de aumento.

$k_1 = 0.85$  para  $f_c \leq 280$   $kg/cm^2$  y disminuye en 0.05 por cada 70  $kg/cm^2$  de aumento.

Se tendrá para la relación balanceada de refuerzo  $\rho_b$ , para valores de  $f_c > 4000$  psi:

$$\rho_b = \alpha \frac{0.003 f'_c}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.85k_1 \frac{87000 f'_c}{87000 + f_y} & \text{-- sist.inglés} \\ 0.85k_1 \frac{6000 f'_c}{6000 + f_y} & \text{-- sist.métrico} \end{cases}$$

De el diagrama de distribución de esfuerzos equivalente.

$$C = T$$

$$0.85f'_c ab = A_s f_y$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85f'_c b}$$

Al tener definida la relación de refuerzo,  $\rho$  como

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$a = \frac{f_y}{0.85f'_c} \rho d$$

De el equilibrio con respecto a la compresión,  $\sum M_c = 0$

$$M_u = T \left( d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

En términos de la relación de refuerzo:

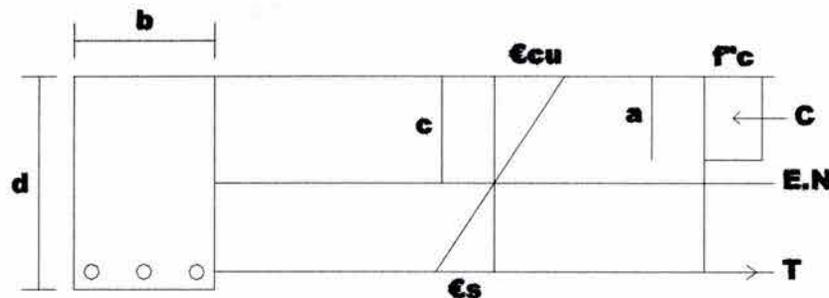
$$M_u = \rho b d f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Sustituyendo en esta última, la expresión anterior para la profundidad del bloque a compresión "a"

$$M_u = \rho b d^2 f_y \left( 1 - 0.59 \frac{f_y}{f'_c} \rho \right)$$

(OJEDA; 2004)

En nuestro caso se utilizará la propuesta de las NTC del RCDF



Donde:

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

E.N = Eje Neutro

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

$$a = \beta_1 c$$

$$C = f^*c a b$$

$$f_s = E_s \epsilon_s$$

$\epsilon_s$  = deformación del acero

c = profundidad del eje neutro

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

$$\beta_1 = 0.85$$

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

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

• 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.  
 $C = f^*c a b$
4. Se calcula la deformación en el acero por triángulos semejantes y se compara con la deformación de fluencia  $\epsilon_y = 0.002$ .  
Si  $\epsilon_s \geq \epsilon_y$ , entonces  $f_s = f_y$   
Si  $\epsilon_s < \epsilon_y$ , entonces  $f_s = \epsilon_s E_s$
5. Se calcula la fuerza de tensión del acero.  
 $T = A_s f_s$
6. Si  $C \neq T$ , entonces proponer otro valor para la profundidad del eje neutro y repetir el proceso.



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

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

- Ecuación:

Este procedimiento es aplicable únicamente a secciones subreforzadas, y se basa en aplicar una ecuación que proporciona directamente el momento resistente.

$$M_R = F_R \cdot f'' \cdot c \cdot b \cdot d^2 \cdot q(1 - 0.5q) \quad (\text{NTC-2001 Ec. 2.4})$$

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

(GONZÁLEZ CUEVAS; 2004:93-94)

- 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 para diseño por flexión que es la representación de la ecuación anterior.

(GONZÁLEZ CUEVAS; 2004:723)

Cuando el área a compresión en el concreto no soporta las condiciones de esfuerzo impuestas en la sección transversal, es decir, el área de compresión es poca se utilizan secciones rectangulares doblemente armadas.

En el diseño del acero de refuerzo, por condiciones económicas, se utilizan los momentos máximos en la secciones.

“En el diseño de vigas continuas, con la finalidad de tener una sección constante a lo largo de toda la viga, las dimensiones de esta sección se determinan utilizando un determinado valor de momento actuante en la longitud de la viga, sin embargo, en función de las condiciones de carga y de apoyo, existirán diferentes valores de momentos flexionantes, en el caso de las secciones transversales sometidas a mayores momento flexionantes, el área de concreto faltante se compensará con área adicional de acero de refuerzo”.

En vigas con apoyos intermedios, el refuerzo normal que es el de tensión está por la parte superior de la viga, el doble refuerzo estará en la parte inferior y se colocara para soportar los esfuerzos que no pueda desarrollar el concreto a compresión. (OJEDA; 2004)

Existen dos formas de calcular el momento resistente en una sección doblemente armada: tanteos y ecuación.

- 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.

$$C = C_1 + C_2$$

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

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

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

Si  $\varepsilon's \geq \varepsilon_y$  entonces  $f's = f_y$

Si  $\varepsilon's < \varepsilon_y$  entonces  $f's = \varepsilon's E_s$

4. Se calcula la fuerza de tensión del acero.

$$T = A_s f_s$$

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.

- Ecuación:

Para secciones doblemente armadas las NTC proporciona la siguiente ecuación.

$$M_R = F_R \left( (A_s - A's) f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A's f_y (d - d') \right) \quad (\text{NTC-2001 Ec. 2.8})$$

Donde:  $a = \frac{(A_s - A's) f_y}{f'c b}$  (NTC-2001 Ec. 2.9)

$a$  = profundidad del bloque equivalente de esfuerzos

$A_s$  = área del acero a tensión

$A's$  = área del acero a compresión

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

La ecuación anterior sólo es válida si el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto ocurre si se cumple la siguiente desigualdad:

$$\rho - \rho' \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f'c}{f_y} \quad (\text{NTC-2001 Ec. 2.10})$$

Donde:  $\rho' = \frac{A's}{b.d}$  (NTC-2001 Ec. 2.11)

(GONZÁLEZ CUEVAS; 2004: 101)

## 6.1.2 FUERZA CORTANTE

Es importante determinar el efecto de la fuerza cortante en elementos de concreto, ya que pueden originar la falla del elemento antes de que alcance su resistencia máxima a flexión, estos esfuerzos de tensión se desarrollan de forma inclinada con respecto al eje longitudinal del miembro.

Las NTC del RCDF proponen el siguiente criterio para la obtención del refuerzo transversal, mejor conocido como estribos en traveses de concreto reforzado.

1. Se calcula la fuerza cortante que toma el concreto

Si  $\rho < 0.015$   $V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'c}$  (NTC-2001 Ec. 2.19)

Si  $\rho \geq 0.015$   $V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'c}$  (NTC-2001 Ec. 2.20)



Para que estas ecuaciones se puedan aplicar se tiene que tener un peralte total de la viga no mayor de 70 cm, en caso contrario el  $V_{CR}$  obtenido deberá afectarse por un factor obtenido con la siguiente expresión:

$$1-0.0004(h-700) \quad (\text{NTC-2001 Ec. 2.18})$$

Este factor no deberá tomarse mayor que 1.0 ni menor que 0.8; es importante hacer notar que la dimensión de h estará dada en mm.

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

Si  $V_U \leq V_{CR}$  Se colocara el refuerzo mínimo:

$$A_{V_{\min}} = 0.25 \sqrt{f^*} c \frac{bs}{f_y} \quad (\text{NTC-2001 Ec. 2.22})$$

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

$$s = \frac{F_R A_V f_y d}{V_{SR}} (\text{sen} \theta + \text{cos} \theta) \quad (\text{NTC-2001 Ec. 2.23})$$

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:

$$s \geq 6cm$$

$$\text{Si } 1.5F_R bd \sqrt{f^*} c \leq V_U > V_{CR} \quad S_{\max} = 0.5d$$

$$\text{Si } 1.5F_R bd \sqrt{f^*} c < V_U \quad S_{\max} = 0.25d$$

## 6.2 COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO

### 6.2.1 FLEXOCOMPRESIÓN

Se le da este nombre a la acción combinada de flexión y de compresión. El principal caso donde se presenta es en las columnas.

Las columnas se pueden clasificar según ciertos criterios como:

1. Según la forma de su sección transversal:
  - Columnas circulares.
  - Columnas rectangulares.
  - Cualquier otra forma.
2. Según su armado:
  - Columna con estribos: Son utilizados en columnas rectangulares.
  - Columnas con zunchos: Son utilizados en columnas circulares.
3. Según su carga:
  - Carga axial: La carga coincide con el eje de la columna, sin embargo, estas columnas jamás se presentan en la realidad.

- Carga excéntrica: La carga no coincide con el eje de la columna, generando un momento.
4. Según el sentido de la flexión:
    - Flexión alrededor del eje y: El momento se presenta alrededor del eje y.
    - Flexión alrededor del eje x: El momento se presenta alrededor del eje x.
  5. Columna real:

En la realidad las columnas están sujetas a compresión y a flexión en dos direcciones tanto en el eje y como en el eje x.

#### 6.2.1.1 Columnas sujetas a la acción combinada de flexión y compresión (columna real).

“Un elemento puede alcanzar su resistencia bajo innumerables combinaciones de carga axial y momento flexionante. Estas combinaciones varían desde una carga axial máxima,  $P_o$ , de tensión o compresión, y un momento nulo, hasta un momento  $M_o$ , aunado a una carga axial nula. El lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que un elemento puede alcanzar su resistencia, se representa gráficamente por medio de un diagrama de interacción”. (GONZÁLEZ CUEVAS; 2004: 129-130)

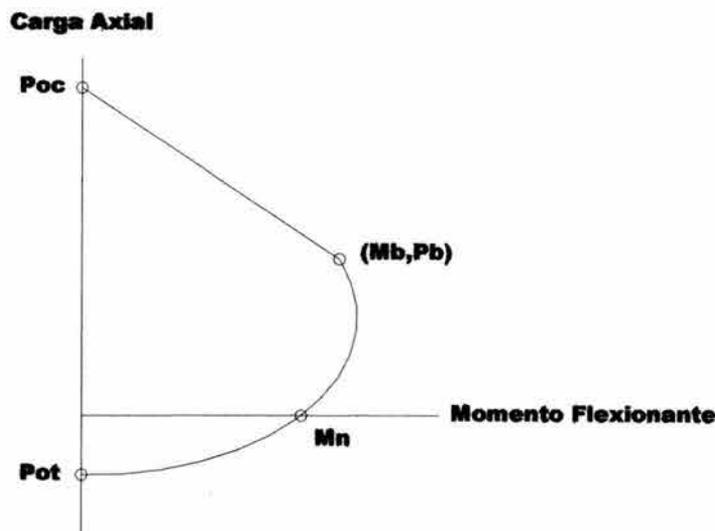


Diagrama de interacción de una columna sujeta a la acción combinada de flexión y compresión.

#### 6.2.1.2 Diseño de columnas según NTC-2001

Las NTC-2001 dan las siguientes recomendaciones para el diseño de columnas:

- Geometría:

La base  $b$  de la columna será siempre mayor o igual a 20cm.  
La altura  $h$  no será mayor a  $4b$ .

(NTC-2001 Sec.6.2.1)

- Factores de Resistencia:

$F_R = 0.8$  Núcleo confinado



$F_R = 0.7$  Núcleo no confinado

(NTC-2001 Sec. 1.6)

- Resistencia del concreto:

$$f^*c = 0.68 f'c$$

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

- Recubrimiento mínimo:

1.25 por (tamaño nominal del agregado)

1.0 por (diámetro de la barra)

1.5 por (diámetro de la barra mas grande del paquete)

(NTC-2001 Sec. 4.9.2)

- Separación entre barras longitudinales:

La separación entre barras no será mayor o igual a 1.5 del diámetro de la barra,

Ni de 1.5 del tamaño máximo de agregado o,

4 cm.

(NTC-2001 Sec. 4.9.2)

- Porcentaje de acero:

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

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

(NTC-2001 Sec. 6.2.2)

### 6.2.1.3 Refuerzo por tensión diagonal según NTC-2001

Para calcular el  $V_{CR}$  se presentan dos casos:

1. Cuando  $Pu < F_R(0.7 f^*cAg + 2000As)$  en este caso  $V_{CR}$  se obtiene:

$$\text{Si } \rho < 0.015 \quad V_{CR} = F_R bd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f^*c}\left(1 + 0.007 \frac{Pu}{Ag}\right)$$

$$\text{Si } \rho > 0.015 \quad V_{CR} = 0.5F_R bd\sqrt{f^*c}\left(1 + 0.007 \frac{Pu}{Ag}\right)$$

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  $0.33 As$  en columnas circulares.

$$Ag = bd$$

$F_R = 0.8$  para cortante.

2. Cuando  $Pu > F_R(0.7 f^*cAg + 2000As)$  en este caso  $V_{CR}$  se hará variar literalmente en función de  $Pu$ , hasta cero para:

$$Pu = F_R (Ag f^*c + As fy)$$

(NTC-2001 Sec. 2.5.1.3)



Para calcular de estribos también se presentan dos casos:

1. Cuando  $V_U < V_{CR}$  entonces:

Se colocará el refuerzo mínimo o sea estribos del número 2.5 @ d/2 sabiendo que d es el peralte efectivo de la columna rectangular.

En secciones circulares se debe sustituir el peralte efectivo d por el diámetro de la sección D.

2. Cuando  $V_U > V_{CR}$  entonces:

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

Se debe cumplir que 
$$s \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

Donde:

$A_v$  = área transversal del refuerzo.

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

(NTC-2001 Sec. 2.5.2.3)

Limitaciones:

$$s \geq 6cm$$

$$\text{Si } 1.5F_R b d \sqrt{f^*} c \geq V_U > V_{CR} \quad S_{\max} = 0.5d$$

$$\text{Si } 1.5F_R b d \sqrt{f^*} c > V_U \quad S_{\max} = 0.25d$$

En ningún caso se permite que  $V_U > 2F_R b d \sqrt{f^*} c$

(NTC-2001 Sec. 2.5.2.4)

#### 6.2.1.4 Refuerzo transversal para columnas según NTC-2001

El refuerzo transversal debe ser tal que logre confinar adecuadamente el núcleo de concreto, ya que este proporciona resistencia al cortante.

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

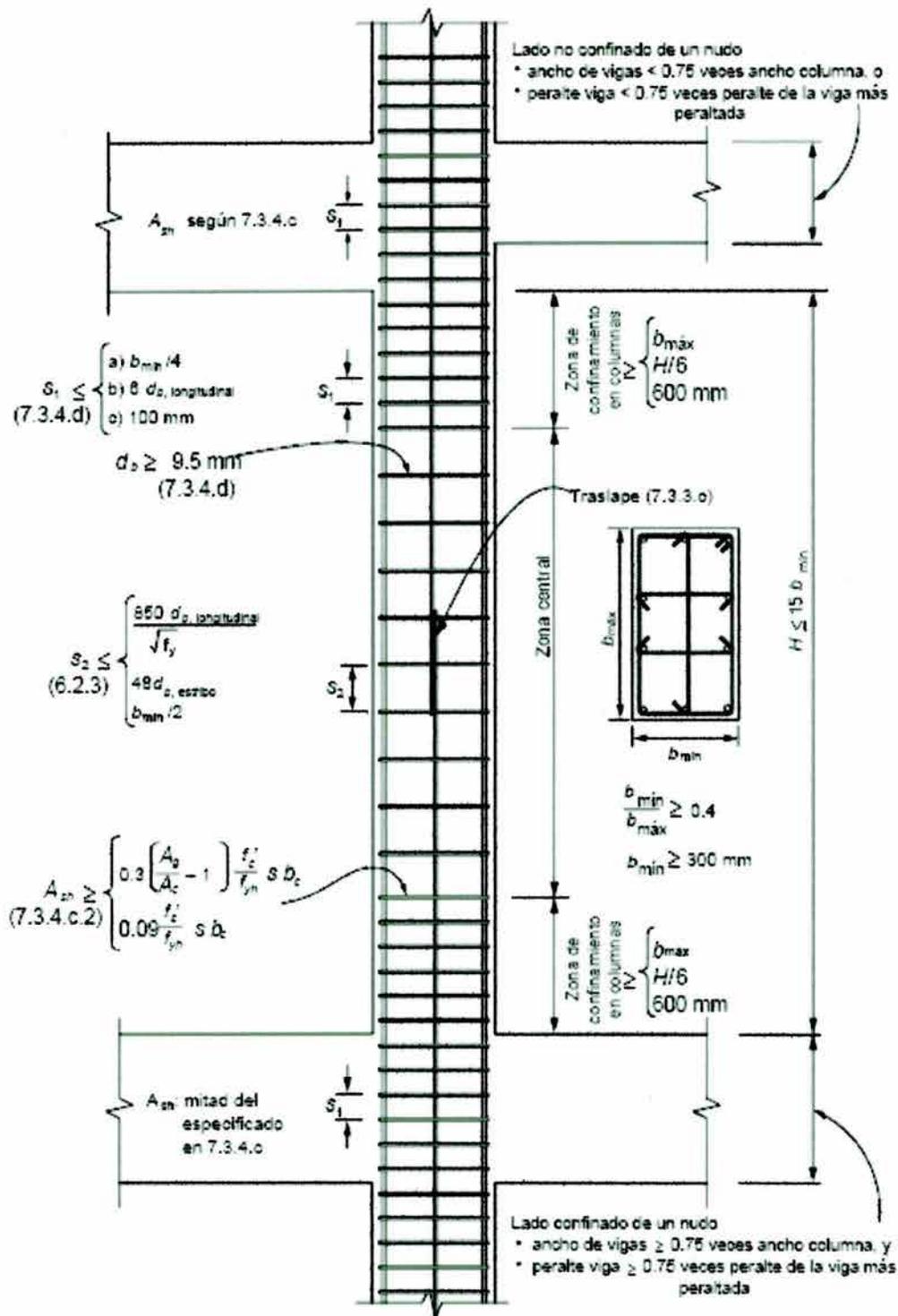


Figura 7.3 NTC-2001  
Refuerzo transversal para columnas según NTC-2001

### 6.2.1.6 Secuencia de cálculo empleando el método de Bresler

1. Se determina  $P_u$ ,  $M_{ux}$  y  $M_{uy}$

$$P_u = F.C.P_s, \quad M_{ux} = F.C. M_{cx}, \quad M_{uy} = F.C. M_{cy}$$



Donde:

$M_{cx}$  = momento amplificado =  $F_a(M_x)$

$M_{cy}$  = momento amplificado =  $F_a(M_y)$

$F_a = 1.0$  para columnas cortas

2. Se propone un porcentaje de acero  $\rho$  de la columna.

$$\rho_{\text{supuesto}} : A_s / d_h \quad A_s = \rho \text{ supuesto } (bh)$$

$$q = \rho_{\text{supuesto}} f_y / f'_c f'_c = 0.68 f'_c$$

$$\frac{20}{f_y} \leq \rho \leq 0.06$$

3. Calcular  $P_{Ro}$

$$P_{Ro} = F_R (f'_m c b h (1 - \rho) + f_y b h \rho)$$

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

$F_R = 0.7$  Estribos o zunchos que no confinen bien el núcleo y/o cuando la falla es por compresión.

4. Calcular  $P_{Rx}$

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

Donde:

$K_x$  se obtiene de los diagramas de interacción para diseño. A dichas graficas se

entra con:  $\frac{d_x}{h_x}; f_y; \frac{e_x}{h_x}; q$ ; distribución del acero.

5. Calcular  $P_{Ry}$

$$P_{Ry} = F_R K_y b h f'_m c$$

Donde:

$K_y$  se obtiene de los diagramas de interacción para diseño. A dichas graficas se

entra con:  $\frac{d_y}{h_y}; f_y; \frac{e_y}{h_y}; q$ ; distribución del acero.

6. Sustituir  $P_{RO}, P_{Rx}, P_{Ry}$  en:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} + \frac{1}{P_{RO}}} \quad \text{Esta ecuación es aplicable si } \frac{P_R}{P_{RO}} \geq 0.1$$

Si  $P_R > P_U$  Proponer un  $\rho$  menor.

Si  $P_R < P_U$  Proponer un  $\rho$  mayor.

7. Tratar de cumplir con:

$$P_R \approx P_U$$

8. Verificar que:  $\frac{P_R}{P_{RO}} \geq 0.1$  de lo contrario usar:



$$\frac{M_{Ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{Uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

Donde:

$P_R$  = Carga nominal de diseño considerando las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$ .

$P_{Rx}$  = Carga nominal de trabajo considerando las excentricidades  $e_x$ .

$P_{Ry}$  = Carga nominal de trabajo considerando las excentricidades  $e_y$ .

$P_{RO}$  = Carga axial considerando que no hay excentricidades.

$M_{Ux}$  y  $M_{Uy}$  = Momentos de diseño alrededor de los ejes x y y.

$M_{Rx}$  y  $M_{Ry}$  = Momentos resistentes de diseño alrededor de los ejes x y y.

$$M_{Rx} = P_{Rx}(e_x)$$

$$M_{Ry} = P_{Ry}(e_y)$$

Es importante hacer notar que las excentricidades tienen que cumplir con: e no será menor que  $0.05 \geq 2cm$

Donde:

h = Es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

$e_x$  = momento que sigue la dirección del eje x

$$P_U$$

$e_y$  = momento que sigue la dirección del eje y

$$P_U$$

(NTC-2001 Sec. 2.3.2)

### 6.3 LOSAS DE CONCRETO REFORZADO

Las losas de concreto reforzado se encuentran entre los elementos estructurales más usuales, no obstante el gran número de losas que se han diseñado y construido, los detalles del comportamiento elástico y plástico no siempre son fáciles de comprender. Esto es por la complejidad matemática de las ecuaciones elásticas de las losas, sobretodo para las condiciones de apoyo, que se acercan de un modo realista a las de las losas en construcción de pisos de paneles múltiples.

Debido a que el análisis teórico de losas es menos practicado que el de otros elementos estructurales, como vigas, los códigos de construcción especifican generalmente los criterios de diseño a aplicar, así como métodos de análisis para las losas, mientras sólo proporcionan criterios de diseño para la mayoría de los demás elementos. (PARK; 1992: 19)

#### 6.3.1 TIPOS DE LOSAS

Las losas se pueden definir como elementos estructurales bidimensionales, se caracterizan por que una dimensión es pequeña (peralte) con relación a las otras dos. Las cargas que afectan a las losas son principalmente verticales, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.



“Desde sus inicios, los pisos de losas de concreto reforzado han adoptado diversas formas. Algunas eran obviamente imitaciones directas de los primeros pisos fabricados en su totalidad de madera o de madera soportada por vigas de acero o de hierro. Otras formas fueron obviamente inventadas, sin antecedentes conocidos, para acomodarse a las propiedades de los materiales, es decir, varillas de acero y concreto”.

“La economía y el desarrollo de los métodos de construcción, la conveniencia de ciertas losas para conjuntos particulares de requisitos y los avances en los métodos de análisis de las losas han contribuido a conformar la práctica usual, y estos factores, seguirán cambiando los tipos de losas que se construyan”. (PARK; 1992: 21)

Existen diferentes tipos de losas las que pueden estar soportadas perimetralmente e interiormente por vigas monolíticas de mayor peralte, por vigas de diferentes materiales independientes o integradas a la losa; o soportadas por muros de concreto, mampostería, etc., a estas se les llama losas perimetralmente apoyadas.

Existen también losas apoyadas directamente sobre columnas; a estas se les llama losas apoyadas sobre columnas o losas planas, estas losas son consideradas inadecuadas para zonas de alto riesgo sísmico como las que existen en nuestro país, ya que no tienen capacidad resistente suficiente para desarrollar alta ductilidad. Para mejorar la integración de estas losas planas con las columnas, suele utilizarse capiteles y ábacos lo que mejora la resistencia de la losas al punzonamiento.

En cuanto al tipo del material del que están conformadas las losas estas se pueden clasificar en macizas y aligeradas. La losa maciza se puede definir como la losa que esta conformada en todo su espesor por concreto, la losa aligerada se caracteriza por contener dentro de su volumen materiales más ligeros al concreto o incluso espacios vacíos.

Según su geometría y tipo de apoyo, las losas pueden tener flexión en una dirección, conociéndose estas como losas unidireccionales o en dos direcciones llamadas losas bidireccionales. Las losas unidireccionales se pueden definir como las que se encuentran apoyadas en sólo dos lados paralelos, o cuando, aunque se apoyan en sus cuatro lados ya sea sobre vigas o muros, su relación largo/ancho es mayor o igual a 2. Las losas bidireccionales se identifican por estar apoyadas en todo su perímetro y que tienen una relación largo/ancho menor que 2. (PARK; 1992: 21-27)

### 6.3.2 SELECCIÓN DEL TIPO DE LOSA

La selección del tipo de losas depende de muchos factores, uno de los principales es la economía de la construcción, sin embargo también son importantes las cargas de diseño, los claros necesarios, los requerimientos de servicio y de resistencia.

Es compleja la selección entre losas reforzadas en dos direcciones y losas sobre columnas para situaciones más usuales. En lo referente a la economía del material, especialmente en lo referente al acero, la losa reforzada en dos direcciones es con frecuencia mejor debido a los grandes peraltes efectivos de las vigas. No obstante en términos de mano de obra y distribución menos compleja del acero así como cimbrado más simple la losa plana es más barata.

Para grandes claros se recomiendan las losas aligeradas, son más costosas y se utilizan mucho en edificios.

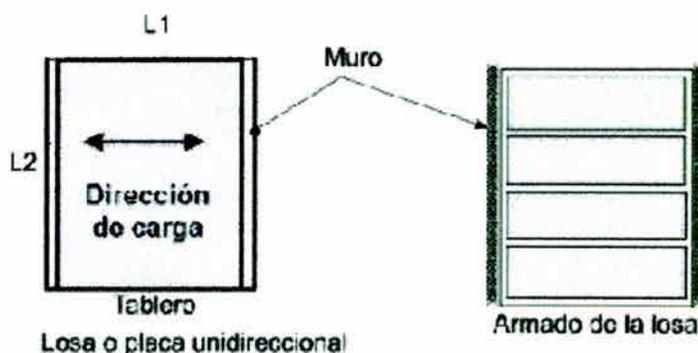
Al seleccionar el tipo de losa es recomendable observar los usos locales entre constructores, proyectistas y usuarios. Es natural que si se repite lo realizado con éxito se tendrán buenos resultados. Sin embargo no se deben permitir que los viejos hábitos prevalezcan sobre las sólidas decisiones de ingeniería.

Es importante considerar la posible selección de un sistema de losas prefabricadas, que por sus productos de fabricación sencilla, costo relativamente bajo y rápida construcción, proporcionan grandes ventajas en la construcción de viviendas. (PARK; 1992: 27-29)

### 6.3.3 DISEÑOS DE LOSAS DE CONCRETO

#### 6.3.3.1 Losas Macizas.

##### a) Unidireccionales



Este tipo de losas tienen el mismo comportamiento que una viga ancha, por lo que se diseñan como tales, tomando una franja de ancho unitario ósea de un metro.

Para iniciar el diseño se fija un peralte tratando que no se presenten deflexiones excesivas, para esto se utiliza la siguiente expresión:

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

Para el cálculo de los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes se realiza tomando la losa como una viga simplemente apoyada con un ancho de 1 m. y cargada uniformemente distribuida.

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

$$M_R = F_R \cdot f'' c \cdot b \cdot d^2 \cdot q(1 - 0.5q) \quad (\text{NTC-2001 Ec. 2.4})$$

El refuerzo obtenido tendrá que ser mayor al mínimo y se colocara en la dirección paralela a la franja y se obtendrá de la siguiente expresión:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} b d \quad (\text{NTC-2001 Ec. 2.2})$$

En la dirección perpendicular se coloca acero mínimo por temperatura.

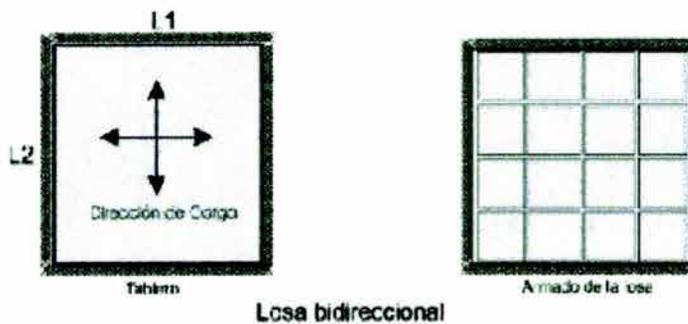
$$a_{s1} = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} \quad (\text{NTC-2001 Ec. 5.3})$$

“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”. “La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 500mm ni de  $3.5 x_1$ ”. (NTC CONCRETO; 2001: 42)

Para calcular la separación de las barras se puede aplicar:  $s = \frac{100a_o}{As}$

(GONZÁLEZ CUEVAS; 2004: 533-538)

## b) Bidireccionales



Para el diseño de losas que trabajan en dos direcciones las NTC-2001 proponen utilizar el método de los coeficientes, tomando en cuenta las siguientes limitaciones:

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

Si no se cumpliera alguno de estos requisitos el método de los coeficientes no se puede aplicar teniendo que utilizar otro método para su diseño, como el de igualación de flechas o el de líneas de fluencia.

Para aplicar el método de los coeficientes se debe seguir el siguiente procedimiento:

### 1. Revisión del peralte mínimo.

Para iniciar el diseño se fija un peralte para garantizar que no se presentarán deflexiones excesivas, las NTC proporcionan la siguiente expresión:

$$d_{\min} = \frac{\text{Perimetro}}{250} \quad \text{para concreto clase I} \quad f'c \geq 250 \text{kg/cm}^2$$

$$d_{\min} = \frac{\text{Perimetro}}{170} \quad \text{para concreto clase II} \quad f'c < 250 \text{kg/cm}^2$$

Siempre que se cumpla  $f_s \leq 2520 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$  y  $w \leq 380 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ , donde  $f_s = 0.6f_y$ .



Para otras combinaciones de  $f_s$  y  $w$ , el peralte efectivo mínimo de obtendra multiplicando por  $0.032 \sqrt[4]{f_s.w}$ .

En este caso, se debe incrementar la longitud de los lados discontinuos un 50% si los apoyos de la losa no son colados monolíticamente con ella, y un 25% cuando lo sean. (NTC-2001; Sec. 6.3.3.5)

2. Obtención de los coeficientes.

Los coeficientes se obtendrán de la tabla 6.1 de las NTC-2001, se entrará a la tabla con los siguientes factores:

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 y las condiciones de continuidad de los bordes.

Es importante hacer notar que en caso de que el valor de  $m$  no se encuentre directamente en la tabla se tendrá que Interpolar.

3. Cálculo de los momentos últimos.

Para obtener el valor del momento por unidad de ancho en la franja central del tablero, se obtendrán los coeficientes y se aplicara la siguiente expresión:

$$M = Coef.X10^{-4}.w.a_1^2$$

Para realizar la distribución se obtendrá la rigidez del tablero con:  $k = \frac{d^3}{a_1}$  y el

factor de distribución se obtiene como:  $f_d = \frac{k_i}{\sum k_i}$  (NTC-2001; Sec. 6.3.3.3)

4. Diseño por flexión.

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

El refuerzo obtenido será mayor que el mínimo por cambios volumetricos.

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

Para calcular la separación de barras se utilizara la siguiente expresión:

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

Las NTC no permiten que la separación sea mayor a 50 cm ni de  $3.5x_1$ .

Donde:

$x_1$  = dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo por cambios volumétricos.

(NTC-2001; Sec. 5.7)

5. Revisión del peralte por cortante.

Se tendrá que verificar que el cortante resistente  $V_{CR}$  sea mayor o igual al cortante último  $V_U$

$$V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f^* c} \geq V_U = \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left[ \frac{w_u}{1 + \left( \frac{a_1}{a_2} \right)^6} \right]$$

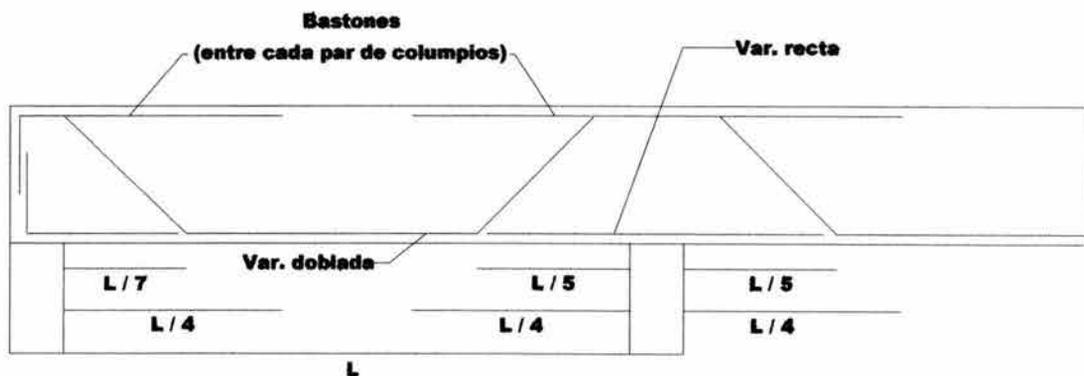
(NTC-2001; Sec. 6.3.3.6)

#### 6. Armado de la losa.

Para el armado de la losa, es importante considerar que el acero se debe colocar en las zonas donde se desarrollarán los esfuerzos de tensión. Para esto se debe disponer de dobleces llamados columpios, de manera que la varilla deberá colocarse en la parte inferior en los centros de los claros, ya que en estos es donde se presentan los momentos positivos y en la parte superior de las zonas de los apoyos, donde se tendrán los momentos negativos.

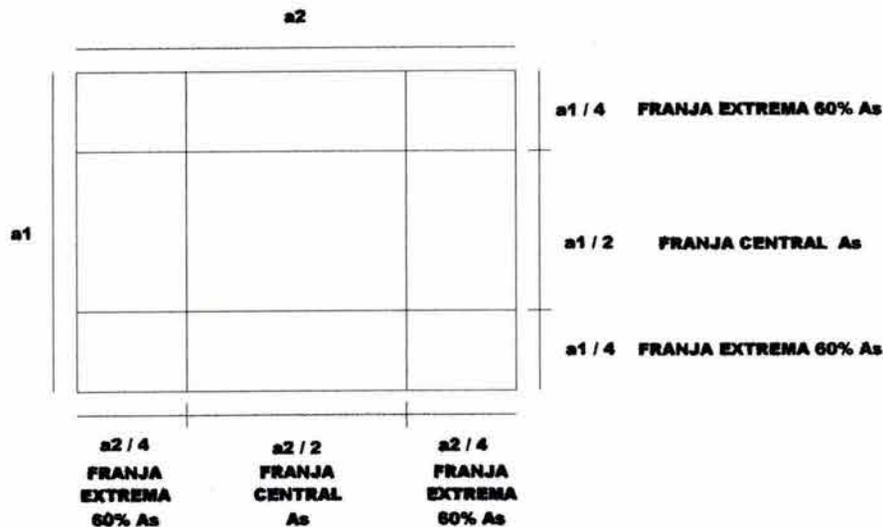
En el proceso constructivo se acostumbra colocar en cada dirección de la parrilla pares de varillas, una recta en el lecho inferior y la próxima doblada con los columpios. Con esto se pierde una varilla que debería ir sobre el apoyo en la zona de momento negativo, para remediar la situación se ponen bastones en esta zona.

Para que lo anterior se lleve a cabo se debe tomar en cuenta lo siguiente:

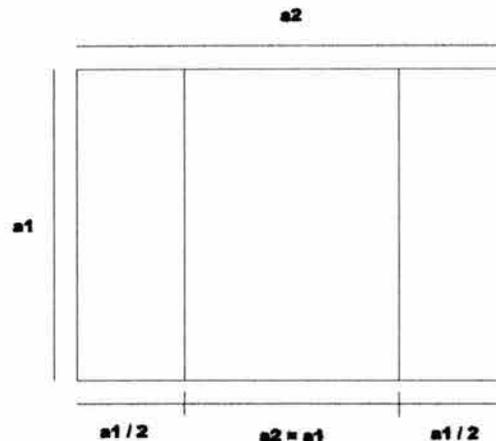


El RCDF especifica la forma de distribución del área de acero calculada para los momentos máximos:

Si  $\frac{a_1}{a_2} > 0.5$  entonces:



Si  $\frac{a_1}{a_2} < 0.5$  entonces:



(GONZÁLEZ CUEVAS; 2004: 561-566)

Para cuando el método de los coeficientes no es aplicable se puede utilizar el método de las Rigideces relativas o de igualación de flechas. Este método está basado en suponer una losa perimetralmente apoyada, se toman dos franjas centrales a las que se les llama C1 y L1, correspondientes al claro corto y al claro largo respectivamente. Como en la losa actúa una carga uniforme denominada  $w$ , la losa se flexiona de tal manera que su flecha máxima se presenta en el centro.

Los coeficientes para repartir la carga  $w$  en losas de tableros con diferentes condiciones de apoyo, se pueden encontrar definidos en la tabla número 3 del ACI.

Para aplicar el método de igualación de flechas se debe seguir el siguiente procedimiento:

Se analiza la losa como una viga continua cuyos apoyos son los muros y su carga es la fracción de la carga  $w$  que trabaja en esa dirección. Los apoyos extremos se consideran empotrados si la losa es monolítica con los apoyos y articulados si no es colada monolítica con los apoyos.

1. Se debe de calcular el peralte mínimo como con el método de los coeficientes.

2. Se obtienen los factores de distribución de carga para cada tablero (Tabla 3 ACI)
3. Se toma una franja con un ancho unitario y se aísla como si fuera una viga continua, se deben indicar los apoyos y las cargas correspondientes en cada tramo.
4. Se deberá analizar la viga con Croos o Rigideces para obtener los diagramas de fuerza cortante y momentos flexionantes.
5. Con los momentos máximos positivos y negativos se calcula el acero necesario por flexión y con el cortante máximo se revisa la resistencia a cortante.

(GONZÁLEZ CUEVAS; 2004: 557-560)

## 6.4 DISEÑO DE MUROS DE MAMPOSTERÍA.

### 6.4.1 ASPECTOS GENERALES.

Los muros de mampostería son elementos estructurales empleados con frecuencia en la construcción, su uso mayor se presenta en viviendas. Los muros generalmente están contruidos por piezas de mampostería unidas por un material cementante denominado mortero. Estos materiales están sujetos a cumplir con los requisitos que establece reglamento.

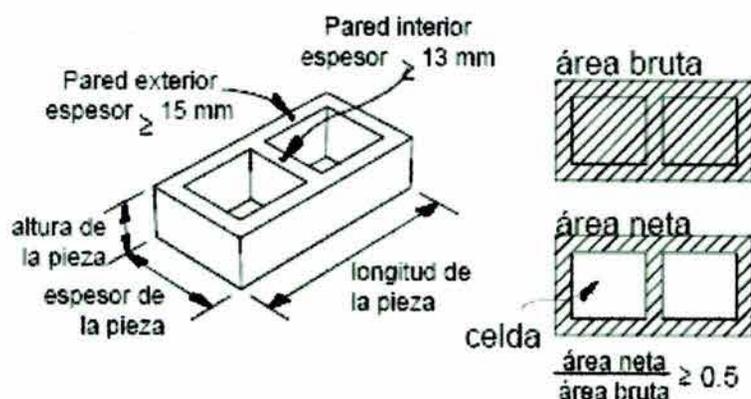
Las piezas de mampostería más empleadas en la construcción de muros pueden ser de dos tipos:

- Tabiques o ladrillos de barro o arcilla.
- Bloques, tabiques o tabicones de concreto.

Estas piezas se pueden clasificar en huecas o macizas según las NTC-2001 de mampostería y se definen las siguientes características:

Las piezas huecas son aquellas que en su sección transversal más desfavorable tiene un área mínima de por lo menos el 45% del área total y las paredes de las piezas no deben tener espesores menores de 1.5 cm.

Las piezas macizas son aquellas que en su sección transversal más desfavorable tiene un área mínima de por lo menos el 75% del área total y las paredes de las piezas no deben tener espesores menores de 2.0 cm.



Pieza hueca, Figura 2.1 NTC-2001 mampostería Pág. 6

Por su funcionamiento, los muros se pueden clasificar en de carga, de contención, divisorios y bardas.

De acuerdo a la manera en que trabajan los muros pueden ser; muros diafragma, muros de mampostería confinados y muros de mampostería reforzados.

- Muros diafragma: Son los que están rodeados en su perímetro por vigas y columnas, proporcionándole a los marcos una rigidez contra la acción del sismo.

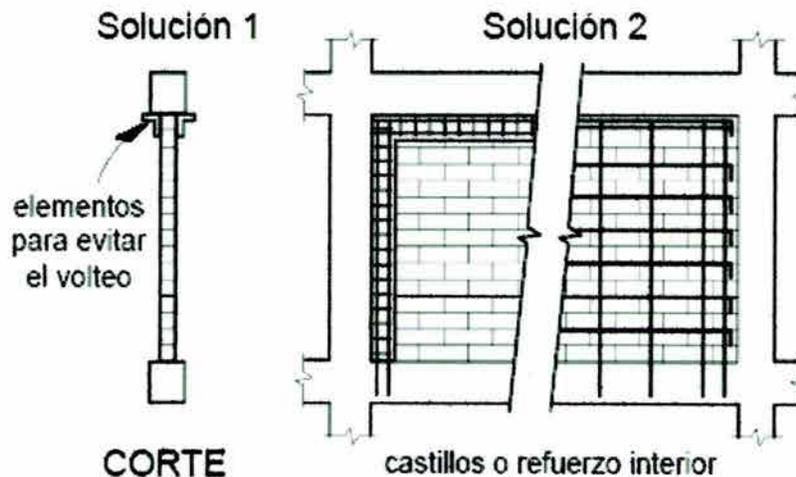


Figura 4.1 NTC-2001 mampostería Pág. 21

- Muros de mampostería confinados: son los que se encuentran rodeados por dalas y castillos que tienen la función de ligar al muro proporcionándole un confinamiento.

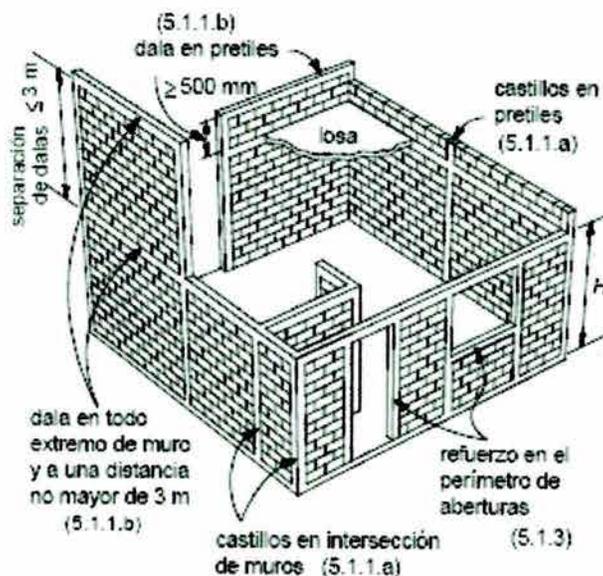


Figura 5.1 NTC-2001 mampostería Pág. 22



Los castillos y dalas deben cumplir con los siguientes requisitos, según las NTC-2001 de mampostería:

- a) "Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros, y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que  $1.5 H$ , ni  $4 \text{ m}$ .
- b) Existirá una dala en todo extremo horizontal del muro, a menos que este último este ligado a un elemento de concreto reforzado de al menos  $10 \text{ cm}$  de peralte. Además, existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de  $3 \text{ m}$  y en la parte superior de parapetos o pretilas cuya altura sea superior a  $50 \text{ cm}$ .
- c) Las dalas y castillos tendrán una dimensión mínima igual al espesor del muro,  $t$ .
- d) El concreto de las dalas y castillos tendrán una resistencia a la compresión,  $f'_c$ , no menor de  $150 \text{ kg/cm}^2$
- e) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará formado por lo menos de tres barras con área al menos igual a  $0.2 \frac{f'_c}{f_y} t^2$ .
- f) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda desarrollar su esfuerzo de fluencia.
- g) Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área  $A_{sc}$ , al menos igual a  $\frac{1000s}{f_y h_c}$ , donde  $s$  es la separación de los estribos y ésta no excederá de  $1.5t$  ni de  $20 \text{ cm}$ ;  $h_c$  es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro.
- h) Cuando la resistencia de diseño a la compresión diagonal,  $v^*_m$  sea superior a  $6 \text{ Kg/cm}^2$ , se suministrará refuerzo transversal con área igual a la calculada con la ecuación del inciso anterior.
- i) Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de toda abertura cuya dimensión horizontal exceda de la cuarta parte de la longitud del muro o separación entre castillos, o de  $60 \text{ cm}$ . También se colocarán elementos verticales y horizontales de refuerzo en aberturas con altura igual a la del muro.
- j) El espesor de los muros,  $t$ , no será menor que  $10 \text{ cm}$  y la relación altura libre a espesor del muro,  $H/t$ , no excederá de  $30$ ".

(NTC-2001 mampostería; Sec. 5.1.1)

- Muros de mampostería reforzados: Son los que son construidos con piezas huecas y tienen varillas de refuerzo tanto vertical como horizontalmente.

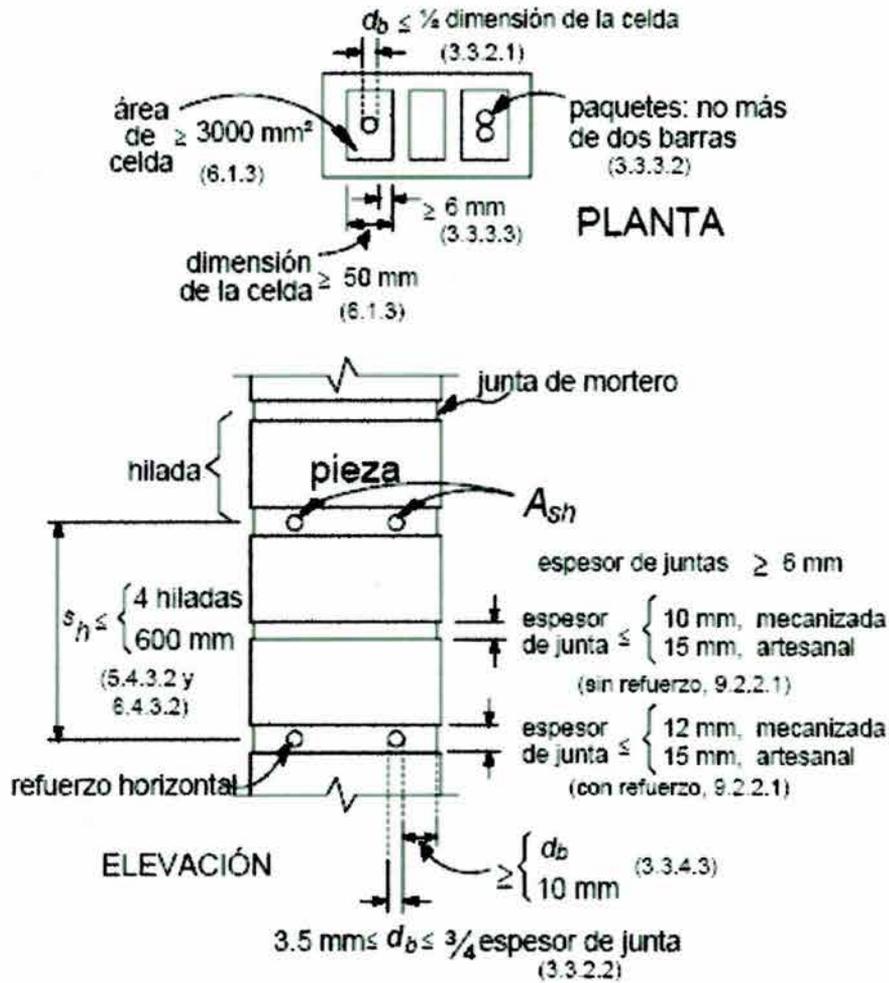
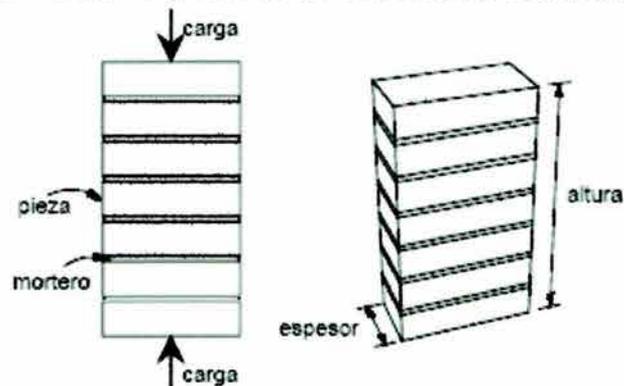


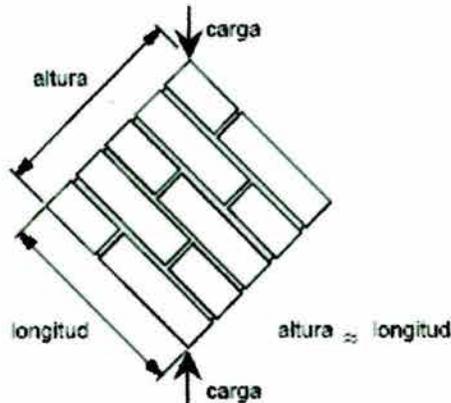
Figura 3.7 NTC-2001 mampostería Pág. 18

La determinación de la resistencia a la compresión y a la tensión diagonal de los muros es obtenido mediante pruebas de laboratorio con muretes y pilas.



Pila para prueba en compresión

Figura 2.2 NTC-2001 mampostería Pág. 9



Murete para prueba en compresión diagonal  
Figura 2.3 NTC-2001 mampostería Pág. 10

Si no se cuenta con pruebas experimentales se podrán emplear los valores de  $f_m^*$  que se tienen en las tablas 2.8 y 2.9 de las NTC para diseño y construcción de estructuras de mampostería.

Para diseñar los muros se revisara la densidad y espesor de muros para verificar que puedan resistir las cargas axiales, momentos flexionantes y cortantes actuantes. Si los muros no resisten se incrementara los espesores o se colocara refuerzo transversal.

#### 6.4.2 MUROS SUJETOS A CARGAS VERTICALES.

El RCDF indica que la resistencia de un muro a carga vertical debe ser mayor a igual a la carga última aplicada sobre él, como se indica en la siguiente expresión:

$$P_R \geq P_U$$

$P_U$  es la carga vertical última aplicada, que se obtiene de multiplicar la carga vertical (CM + CV) por el factor de carga  $F_C$  correspondiente; y  $P_R$  es la carga vertical resistente del muro, se obtiene de expresiones indicadas en reglamento, en las cuales intervienen estos factores:

$F_R$  Factor de reducción, que según reglamento vale 0.6 para muros confinados o reforzados interiormente y 0.3 para muros no confinados ni reforzados interiormente.

$F_E$  Factor de reducción por excentricidad y esbeltez del muro.

$F^*m$  esfuerzo de diseño a la compresión de la mampostería.

$A_T$  Área del muro en planta.

#### 6.4.3 MUROS SUJETOS A CARGAS LATERALES.

El RCDF propone que la resistencia de un muro a cortante debe ser mayor o igual al cortante último aplicado sobre él, como se indica:

$$V_R \geq V_U$$

$V_U$  es la fuerza cortante última aplicada, la cual se obtiene de multiplicar el cortante producido por el sismo por el factor de carga  $F_C$  correspondiente; y  $V_R$  es el cortante resistente del muro, se obtiene mediante expresiones dadas por reglamento:

$$V_R = F_R (0.5v_m^* A_T + 0.3P) \leq 1.5F_R v_m^* A_T \quad (\text{NTC-2001 mampostería Ec. 5.7})$$

Donde:

$F_R$  Factor de reducción, que según reglamento vale 0.7 para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior y 0.4 para muros no confinados ni reforzados interiormente.

$v_m^*$  Resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería empleada.

$P$  carga vertical soportada por el muro, se deberá tomar positiva en compresión.

$A_T$  Área de la sección transversal del muro.

El área transversal  $A_T$  se afecta por el factor  $F_{AE}$ , que está dado por:

$$F_{AE} = 1 \quad \text{si } \frac{H}{L} \leq 1.33 \quad (\text{NTC-2001 mampostería Ec. 3.4})$$
$$F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 \quad \text{si } \frac{H}{L} > 1.33$$

Donde  $H$  es la altura libre del muro y  $L$  es la longitud efectiva del muro.

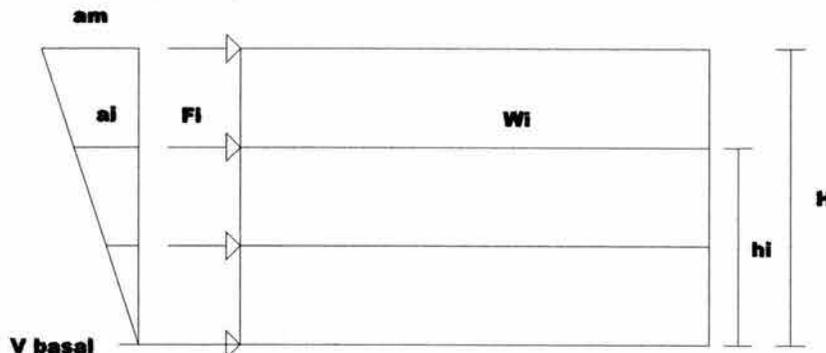
El reglamento permite emplear métodos de análisis dinámicos o estáticos para obtener el cortante producido por el sismo.

## 6.5 MÉTODO DINÁMICO DE ANÁLISIS SÍSMICO.

Este método se basa en resolver la ecuación de movimiento  $m\ddot{X} + c\dot{X} + kX = m\ddot{X}_g$  para lo cual es necesario determinar algunas propiedades de la estructura, como rigidez, periodo, amortiguamiento, frecuencia natural, modos de vibrar, etc. así como el espectro de diseño correspondiente.

## 6.6 MÉTODO ESTÁTICO DE ANÁLISIS SÍSMICO.

Este método establece que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, partiendo desde cero en la base hasta una aceleración máxima ( $a_m$ ) en la azotea.





El reglamento indica que:  $V_{basal} = C_s W_{total}$  por lo que:  $F_i = C_s W_{total} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$

Donde:  $W_{total}$  es el peso total de la estructura y  $C_s$  es el coeficiente sísmico que se obtiene de reglamento y puede o no ser reducido por el factor de comportamiento sísmico  $Q$ , por lo que:

$$F_i = \frac{C}{Q} W_{total} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

El reglamento propone una variante del método estático llamado método simplificado de análisis sísmico este método se puede utilizar en estructuras a base de muros de carga como generalmente son las casas habitación, también limita la altura de las estructuras a 13 m o menos.

### 6.7 MÉTODO SIMPLIFICADO DE ANÁLISIS SÍSMICO.

Los siguientes requisitos deben ser cumplidos por la estructura según reglamento para ser posible la aplicación de este método.

- Al menos el 75% de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistentes y rígidos al corte.
- Deben existir muros perimetrales con una longitud mínima de 50% del total de la construcción en cada dirección.
- La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excede de 2 a menos que para fines de análisis sísmico, pueda ser supuesta la planta en tramos individuales con relación longitud a ancho  $\frac{L}{B} \leq 2.0$
- La relación entre altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5 y la altura del edificio no es mayor de 13 m.

(NTC-2001 mampostería Sec.3.2.3.3)

En cuanto a las fuerzas laterales por sismo, éstas pueden ser calculadas utilizando la misma expresión que con el método estático.

$$F_i = \frac{C}{Q} W_{total} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

El valor del coeficiente  $C/Q$  se obtiene de tablas que se encuentran en reglamento. La fuerza cortante en cada entrepiso se encontrara de la suma de las fuerzas actuantes en los niveles superiores. Los muros de cada entrepiso deberán resistir el cortante que se produce en el mismo. Las ventajas de este método son que no es necesario revisar los desplazamientos horizontales, los momentos torsionantes ni el volteo.

#### 6.7.1 REVISIÓN POR SISMO SEGÚN EL MÉTODO SIMPLIFICADO DEL RCDF

- Se verifica que la estructura cumpla con los requisitos establecidos por reglamento.



2. Se analiza el grupo dentro del cual se encuentra la estructura así como el tipo de terreno donde se construirá.
3. Se debe seleccionar el coeficiente sísmico según reglamento.
4. Se calcula el peso total de la estructura  $W_{TOTAL}$  con un análisis de cargas.
5. Con la expresión  $V_{basal} = C_s W_{total}$  obtener el cortante sísmico en la base.
6. Con la expresión  $V_U = F_C V_{basal}$  obtener el cortante último.
7. Calcular el cortante resistente de los muros de planta baja en sus dos direcciones con las siguientes expresiones derivadas del reglamento:

$$V_{Rx} = F_R (0.5v_m^* A_T + 0.3P_x) \leq 1.5F_R v_m^* A_T \quad (\text{NTC-2001 mampostería Ec. 5.7})$$

$$V_{Ry} = F_R (0.5v_m^* A_T + 0.3P_y) \leq 1.5F_R v_m^* A_T \quad (\text{NTC-2001 mampostería Ec. 5.7})$$

$P_x$  y  $P_y$  se refieren a las cargas verticales soportadas por los muros de planta baja en las direcciones respectivas, las cuales se calculan con:

$$P_x = \frac{L_x}{L_T} W_{TOTAL} \quad P_y = \frac{L_y}{L_T} W_{TOTAL}$$

$L_x$  y  $L_y$  se refieren a las longitudes de los muros en planta baja.

8. Verificar que el cortante último sea menor al cortante resistente en cada dirección ósea:

$$V_{Rx} \geq V_U \quad V_{Ry} \geq V_U$$

Es importante hacer notar que solo se revisan los cortantes en planta baja ya que en este nivel se encuentra el mayor y que en casas habitación es muy común que la densidad de muros en planta baja es parecida a la de los niveles superiores.

En este capítulo se analizará los principales elementos estructurales como son: las trabes, columnas, losas y muros, sus diferentes tipos y variaciones así como las revisiones que se deben realizar según reglamento a cada uno de estos elementos para que cumplan con un funcionamiento óptimo en la sustentación de la edificación propuesta.



## CAPÍTULO 7

### DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

En este capítulo se analizará la subestructura o cimentación que se compone por elementos llamados de transición por su interacción suelo superestructura. La cimentación puede considerarse como la parte más importante de una construcción por esto es importante no ahorrar en materiales ni en cuidados, ya que si se comete algún error el costo de corrección puede ser muy alto.

#### 7.1 FUNCIONES DE LA CIMENTACIÓN

Su principal función es dotar al edificio de una base rígida y capaz de transmitir al suelo las cargas generadas por la estructura sin que se produzcan deformaciones excesivas en este. Cuando los suelos reciben las cargas de la estructura, se comprimen y producen asentamientos. La capacidad de carga como los asentamientos dependen de las propiedades mecánicas del subsuelo y de la forma, tamaño y rigidez de la cimentación. Los asentamientos tanto absolutos como diferenciales son controlados por la forma tamaño y rigidez de la cimentación. (MELI; 2004: 507)

#### 7.2 CAPACIDAD DE CARGA DE UN SUELO

Para diseñar una cimentación debemos conocer la capacidad de carga del terreno. Esta se obtiene de un estudio de mecánica de suelos. La carga admisible depende de los asentamientos, los cuales deben ser compatibles con la capacidad de deformación de la estructura.

En las cargas permisibles influyen el tipo de terreno, tipo de construcción, asentamientos que se puedan producir, dimensiones de la cimentación, tiempo de carga en la construcción y las vibraciones que puedan afectar a las construcción. (MELI; 2004: 537)

#### 7.3 ASENTAMIENTOS ADMISIBLES

Los asentamientos admisibles son los asentamientos (totales y diferenciales) máximos que soporta la estructura, sin que se produzcan daños, como agrietamientos, descensos o giros que inutilicen la obra.

Para estructuras de mampostería, pueden admitirse un asentamiento total entre 2 y 4 cm y entre 4 y 7 para estructuras de concreto o acero.

#### 7.4 DISTRIBUCIÓN DE PRESIONES EN EL TERRENO

La distribución de presiones del terreno sobre la base de una zapata, que es importante saber para comprobar que no se supera la presión admisible de éste y para calcular los esfuerzos en la zapata, depende fundamentalmente del tipo de suelo y de la rigidez de la zapata. En general las distribuciones de presiones no es



uniforme, pero para el cálculo de las zapatas se pueden idealizar como uniformes lineales lo que facilita el cálculo. (MELI; 2004: 512 a 522)

## 7.5 CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES

Las cimentaciones se pueden clasificar por la profundidad de los estratos resistentes de suelos, y pueden ser cimentaciones superficiales y profundas.

### 1. Cimentaciones superficiales

#### a) Zapatas

- Zapatas aisladas
- Zapatas combinadas
- Zapatas corridas bajo columnas
- Zapatas corridas bajo muro

#### b) Retículas

#### c) Losas de cimentación

### 2. Cimentaciones profundas

#### a) Pilas

- De punta

#### b) Pilotes

- De fricción
- De punta

#### c) Zapatas piloteadas

#### d) Cajones piloteados

(MELI; 2004: 509 a 510)

## 7.6 ZAPATAS

Son cimentaciones superficiales utilizadas cuando las descargas de la estructura son relativamente pequeñas y se tiene 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. Se pueden dividir en:

- Aisladas
- Combinadas
- Continuas bajo columnas y Continuas bajo muros
- Arriostradas

### 7.6.1 ZAPATAS AISLADAS

Es una zapata en la que solamente descansa una columna. Estas zapatas solo se deben utilizar en el caso que el terreno tiene una resistencia media o alta en relación con las cargas. En zonas sísmicas 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 adsorban momentos flexionantes considerables, sino fuerzas axiales. Estas 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.

### 7.6.1.1 Criterios para el diseño de zapatas

1. Los esfuerzos en el suelo no deben sobrepasar los esfuerzos admisibles.
2. Cuando las combinaciones de carga incluyan el efecto de solicitaciones accidentales como sismos y viento, los esfuerzos admisibles pueden incrementarse en un 33.3%.
3. 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.
4. 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.
5. 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.).
6. La sección crítica de flexión en una dirección se ubicará en las caras de los elementos verticales de carga.
7. 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.

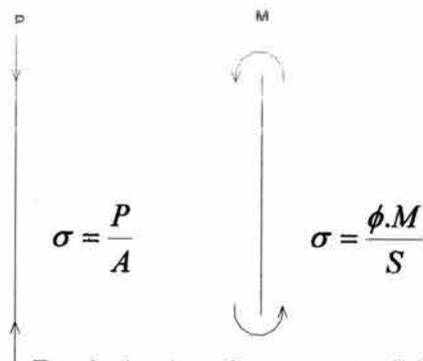
(MELI; 2004: 538 a 548)

### 7.6.2 ZAPATAS AISLADAS SUJETAS A CARGA AXIAL Y MOMENTO.

Estas son zapatas que además de tener carga axial existen momentos en una o dos direcciones la distribución de presiones no es uniforme, lo que complica el diseño de la zapata. Pero, empleando la teoría de Meyerhof y haciendo algunas consideraciones se ha desarrollado un método simplificado que resulta sencillo y muy práctico. A continuación se presentan los pasos de el método:

1. Cálculo de la descarga total de la cimentación.

En este caso además de la descarga de la superestructura y el peso propio de la zapata se tiene un momento, el cual hay que transformar en una carga equivalente.



Igualando los esfuerzos:

$$\frac{P}{A} = \frac{\phi \cdot M}{S} \quad P = \left[ \frac{\phi \cdot A}{S} \right] M$$

Es decir  $P = (\text{Factor}) M$

Se ha determinado que Factor  $\approx 1.5$

Por lo tanto, el momento (M) se transforma en una carga equivalente  $P_{equiv}$  con:

$$P_{equiv} = 1.5M$$

Para determinar la descarga total se toman tres condiciones.

a) Cargas estáticas o permanentes (CM+CV)

$$P_T = P_E + W_S + P_{equiv}$$

Donde:

$P_T$  = descarga total,  $P_E$  = descarga de la superestructura en condiciones de carga estática,  $W_S$  = peso propio supuesto de la zapata (se propone de  $0.2 P_E$  a  $0.3 P_E$ ),  $P_{equiv}$  = carga equivalente debida al momento,  $P_{equiv} = 1.5(M_{EX} + M_{EY})$ ,  $M_{EX}$  = momento en sentido X en condiciones de carga estática,  $M_{EY}$  = momento en sentido Y en condiciones de carga estática.

b) Cargas estáticas más cargas por Sismo en X (CM+CV+Sismo X)

$$P_T = P_E + P_{SX} + 0.3P_{SY} + W_S + P_{equiv}$$

Donde:

$P_T$  = descarga total,  $P_{SX}$  = cargas debido a sismo en X,  $P_{SY}$  = cargas debido a sismo en Y,  $W_S$  = peso propio supuesto de la zapata (se propone de  $0.2 P_E$  a  $0.3 P_E$  tomando  $P_T = P_E + P_{SX} + 0.3P_{SY}$ ),  $P_{equiv}$  = carga equivalente debida a los momentos,  $P_{equiv} = 1.5(M_{EX} + M_{EY} + M_{SX} + 0.3M_{SY})$ ,  $M_{SX}$  = momento debido al sismo en sentido X,  $M_{SY}$  = momento debido al sismo en sentido Y.

c) Cargas estáticas más cargas por Sismo en Y (CM+CV+Sismo Y)

$$P_T = P_E + 0.3P_{SX} + P_{SY} + W_S + P_{equiv}$$

Donde:

$W_S$  = peso propio supuesto de la zapata (se propone de  $0.2 P_E$  a  $0.3 P_E$  tomando  $P_T = P_E + 0.3P_{SX} + P_{SY}$ ),  $P_{equiv}$  = carga equivalente debida a los momentos,  $P_{equiv} = 1.5(M_{EX} + M_{EY} + 0.3M_{SX} + M_{SY})$

2. Dimensionamiento de la Zapata.

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

Donde:

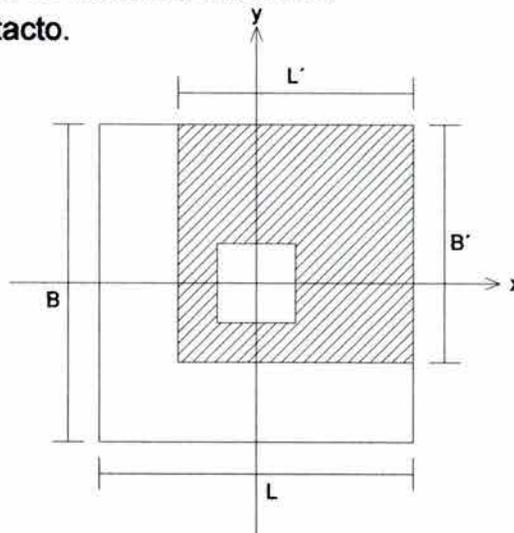
$Az$  = área de la zapata,  $q_r$  = esfuerzo de diseño del terreno.

3. Cálculo de las presiones de contacto.

$$L' = L - 2e_x \quad e_x = \frac{Mx}{P + W_S}$$

$$B' = B - 2e_y \quad e_y = \frac{My}{P + W_S}$$

$$q = \frac{P + W_S}{B'L'} \leq q_r$$





4. Cálculo de la presión neta última.  $q = \frac{P}{B'L'}$        $q_{nu} = Fc(q_n)$

Donde:

$q_n$  = presión neta del terreno,  $q_{nu}$  = presión neta última del terreno,  $Fc$  = factor de carga.

5. Cálculo del peralte necesario para resistir cortante como viga ancha.

$$\frac{L - Cx}{2}$$

$d = \frac{q_{nu}l}{v_{CR} + q_{nu}}$       donde  $l$  = volado mayor      y       $v_{CR} = 0.4\sqrt{f^*c}$

$$\frac{L - Cy}{2}$$

6. Cálculo del peralte necesario para resistir cortante por penetración.

Debido a la acción del momento se complica obtener una expresión general para calcular este peralte, sin embargo existe una propuesta empírica que ha mostrado muy buenos resultados. Dicha propuesta consiste en resolver la misma ecuación cuadrática obtenida para zapatas sujetas a carga axial,

$$[q_{nu} + 4v_{CR}]d^2 + [(q_{nu} + 2v_{CR})(C_x + C_y)]d + q_{nu}C_xC_y - P_u = 0,$$

y una vez obtenido el peralte modificarlo de la siguiente forma:

Peralte =  $d + 5$  cm    Si hay momento en un sentido y CM + CV

Peralte =  $d + 10$  cm    Si hay momento en un sentido y CM + CV + CA

Peralte =  $d + 10$  cm    Si hay momento en dos sentidos y CM + CV

Peralte =  $d + 15$  cm    Si hay momento en dos sentidos y CM + CV + CA

Para verificar que el peralte obtenido es adecuado se revisara la resistencia al corte según el reglamento en la sección 2.5.9.3 NTC-2001, con la siguiente expresión:

$$v_U \leq v_{CR}$$

Donde:

$v_{CR}$  = resistencia de diseño del concreto.       $v_{CR} = F_R\sqrt{f^*c}$  o  $F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f^*c}$

$F_R = 0.8$  para CM + CV y  $0.7$  para CM + CV + CA

$v_U$  = esfuerzo cortante último

$v_U = \frac{V_U}{b_0d}$       si no hay transmisión de momento.

$v_U = \frac{V_U}{b_0d} + \frac{\alpha_x M_{UX} C_{AB}}{J_{CX}}$       si sólo hay transmisión de momento en x.

$v_U = \frac{V_U}{b_0d} + \frac{\alpha_y M_{UY} C_{BD}}{J_{CY}}$       si sólo hay transmisión de momento en y.

$v_U = \frac{V_U}{b_0d} + \frac{\alpha_x M_{UX} C_{AB}}{J_{CX}} + \frac{\alpha_y M_{UY} C_{BD}}{J_{CY}}$       si hay transmisión de momento en ambos sentidos.

Para revisar si hay transmisión de momento:

$$M_{UX} > 0.2V_U d \quad \text{Hay transmisión de momento en x.}$$

$$M_{UY} > 0.2V_U d \quad \text{Hay transmisión de momento en y.}$$

$$V_U = P_U - q_{nu} Af$$

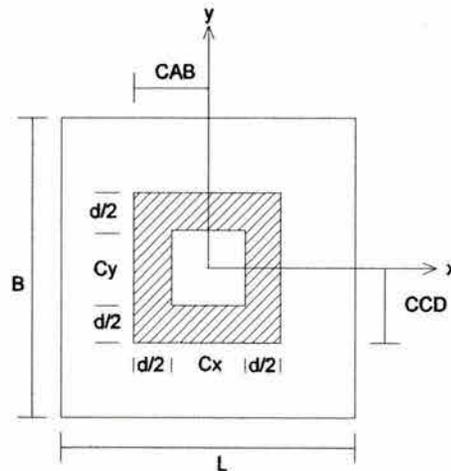
$$Af = (C_x + d)(C_y + b) \quad b_0 = 2[(C_x + d)(C_y + b)]$$

$$C_{AB} = \frac{C_x + d}{2} \quad C_{CD} = \frac{C_y + d}{2}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(C_x + d)/(C_y + d)}} \quad \alpha_y = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(C_y + d)/(C_x + d)}}$$

$$J_{Cx} = \frac{d(C_x + d)^3}{6} + \frac{(C_x + d)d^3}{6} + \frac{d(C_y + d)(C_x + d)^2}{2}$$

$$J_{Cy} = \frac{d(C_y + d)^3}{6} + \frac{(C_y + d)d^3}{6} + \frac{d(C_x + d)(C_y + d)^2}{2}$$



- Espesor total  $H = d + \text{recubrimiento}$
  - Comprobación de que el peso propio real no exceda al peso supuesto.
7. Diseño por flexión.

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

$$M_U = \frac{q_{nu} l^2}{2} \quad \rho = \frac{f''c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_U}{F_R b d^2 f''c}} \right] \quad A_s = \rho b d \quad s = \frac{100a_0}{A_s}$$

- Economía del concreto
  - Acero por temperatura
8. Croquis de armado.

### 7.6.3 ZAPATAS CORRIDAS BAJO MURO

En estas zapatas la carga recae uniformemente distribuida, no hay transmisión de momento. Para el diseño se toma un segmento de longitud unitaria.

Procedimiento de diseño:



1. Cálculo de la descarga total de la cimentación.

$$P_T = P + W_s$$

$$W_s = \left( \frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) BLD_f$$

Donde:  $D_f$  = profundidad de cimentación.

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

$\gamma_s$  = peso volumétrico del suelo.

2. Dimensionamiento de la zapata.

$$Az = \frac{P_T}{q_r} \quad \text{Como } Az = B(L) \text{ y se toma } L = 1.0 \text{ m por lo tanto } B = \frac{P_T}{q_r}$$

3. Cálculo de las presiones de contacto.

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

4. Cálculo de la presión neta última.

$$q_n = \frac{P}{BL} \quad q_{mu} = F_c(q_n)$$

5. Diseño de la losa.

a) Por cortante:

De las secciones 1.6 y 2.5.1.2 de las NTC-2001 tenemos:

$$d = \frac{q_{mu} l}{v_{CR} + q_{mu}}$$

Donde:

d = peralte

l = vuelo de la zapata  $i = \frac{B - c}{2}$

c = ancho del muro de enrase

$v_{CR}$  = esfuerzo cortante resistente del concreto  $v_{CR} = 0.5 F_R \sqrt{f^* c}$

$F_R$  = factor de resistencia = 0.8  $v_{CR} = 0.4 \sqrt{f^* c}$

• Espesor total  $H = d + \text{recubrimiento}$

• Comprobación de que el peso propio real no exceda al peso supuesto.

b) Por flexión:

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

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

(MELI; 2004: 549 a 564)

Con este capítulo se termina con la teoría necesaria para poder analizar y diseñar la casa habitación que nos ocupa en esta tesis, en el siguiente capítulo se realizarán los cálculos pertinentes para lograr la óptima estructuración para lograr el mejor comportamiento de la estructura.



## CAPITULO 8

### EJEMPLO DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CASA HABITACIÓN

#### 8.1 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL PROYECTO Y ESTRUCTURACIÓN

##### 8.1.1 DESCRIPCIÓN

El proyecto arquitectónico consta de lo siguiente: En planta baja se cuenta con sala, comedor, cocina, estudio y medio baño. En planta alta se tienen tres recamaras, una principal con su baño y un baño para las otras dos.

##### 8.1.2 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL

En la planta alta (azotea) se tienen dos pendientes una de ellas del 2% y otra con pendiente de 5%. Tanto en azotea como en entrepiso se propuso estructurar con losas macizas soportadas por traveses de concreto armado y muros de carga de tabique de barro rojo recocido.

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

Los materiales de recubrimiento en los pisos se consideraron que para toda la casa fueran de mosaico de cerámica incluyendo las escaleras, excepto en los baños en donde se colocó cerámica antiderrapante.

Se propone colocar castillos en los muros de tabique recocido para confinarlos como indica el RCDF al igual que para soportar traveses y en las intersecciones de muros.

Se colocaron dadas de desplante y de cerramiento en todos los muros de carga armados con 4 vars. del # 3 corridas en el lecho superior con estribos del # 2.5 a cada 20 cm en toda su longitud.

Para la cimentación se propusieron zapatas corridas bajo muro con ampliaciones donde por carga axial concentrada se requiera (estas zonas se verán en el cálculo de la cimentación) y dos zapatas aisladas bajo las columnas unidas a la zapata corrida con contratabes.

##### 8.1.3 ESTRUCTURACIÓN

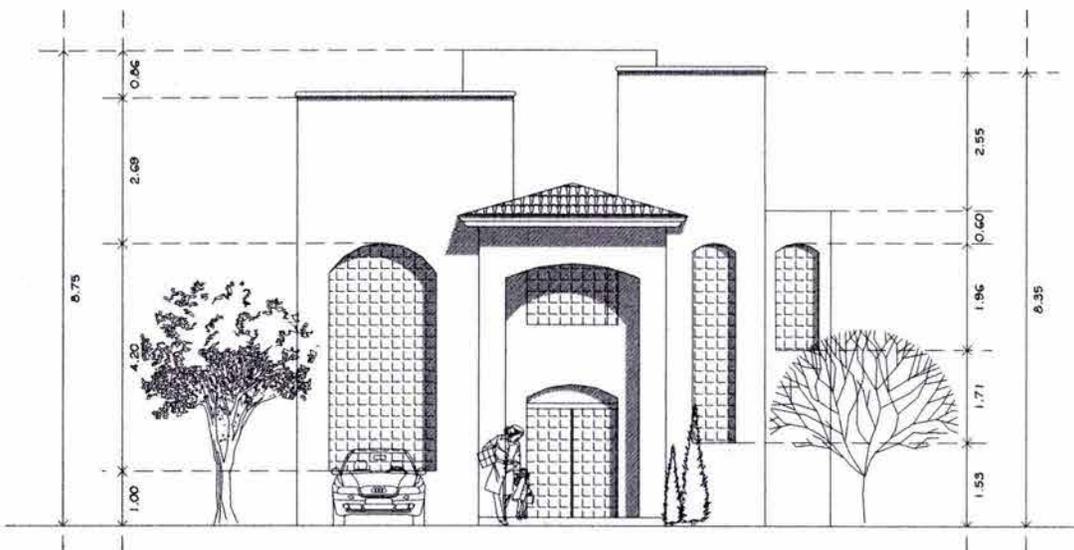
Se puede decir que la estructuración es la parte fundamental, para llevar a cabo de una forma satisfactoria el proceso constructivo; ya que de hacerse una buena estructuración del proyecto depende de manera directa que al final se obtengan resultados óptimos.

Es por eso que en esta etapa se deben analizar cuidadosamente todas las alternativas posibles de estructuración para al final elegir la que a nuestro juicio sea la mejor y que nos arroje con la selección más económica, eficiente estructuralmente y sin problemas de ejecución para construir en el menor tiempo posible.

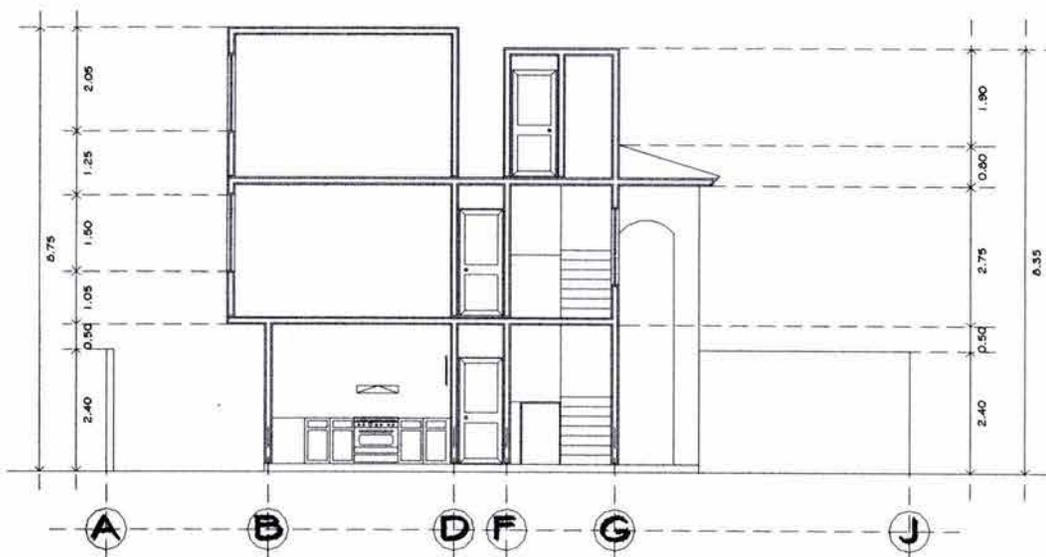


Por lo anterior, cabe hacer notar la gran importancia que tiene la experiencia y el conocimiento de teoría estructural por parte del proyectista, pues si tiene dominio de ambos se puede garantizar el cumplimiento satisfactorio de esta fase del diseño.

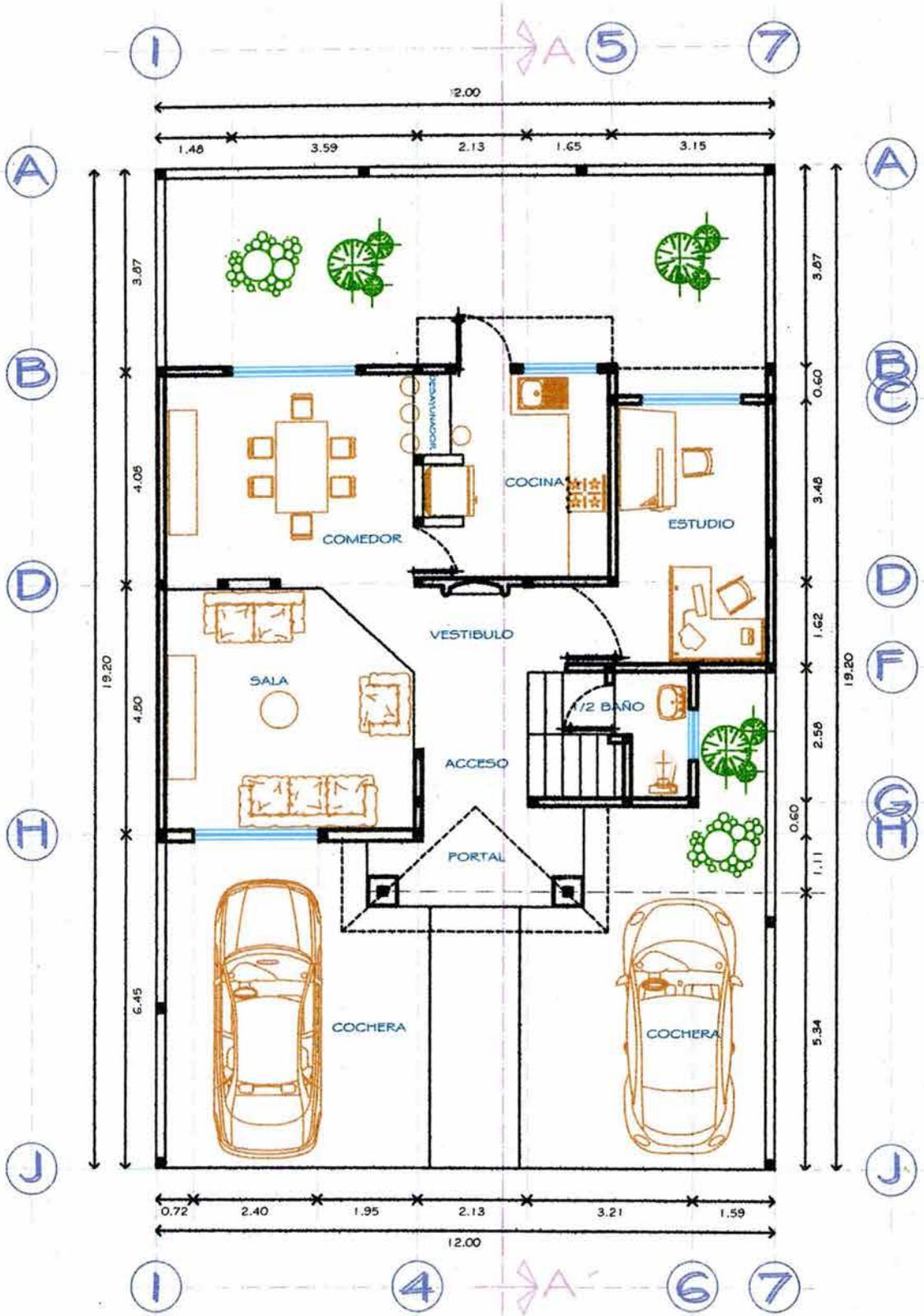
A continuación se presenta los planos de la vivienda por diseñar:



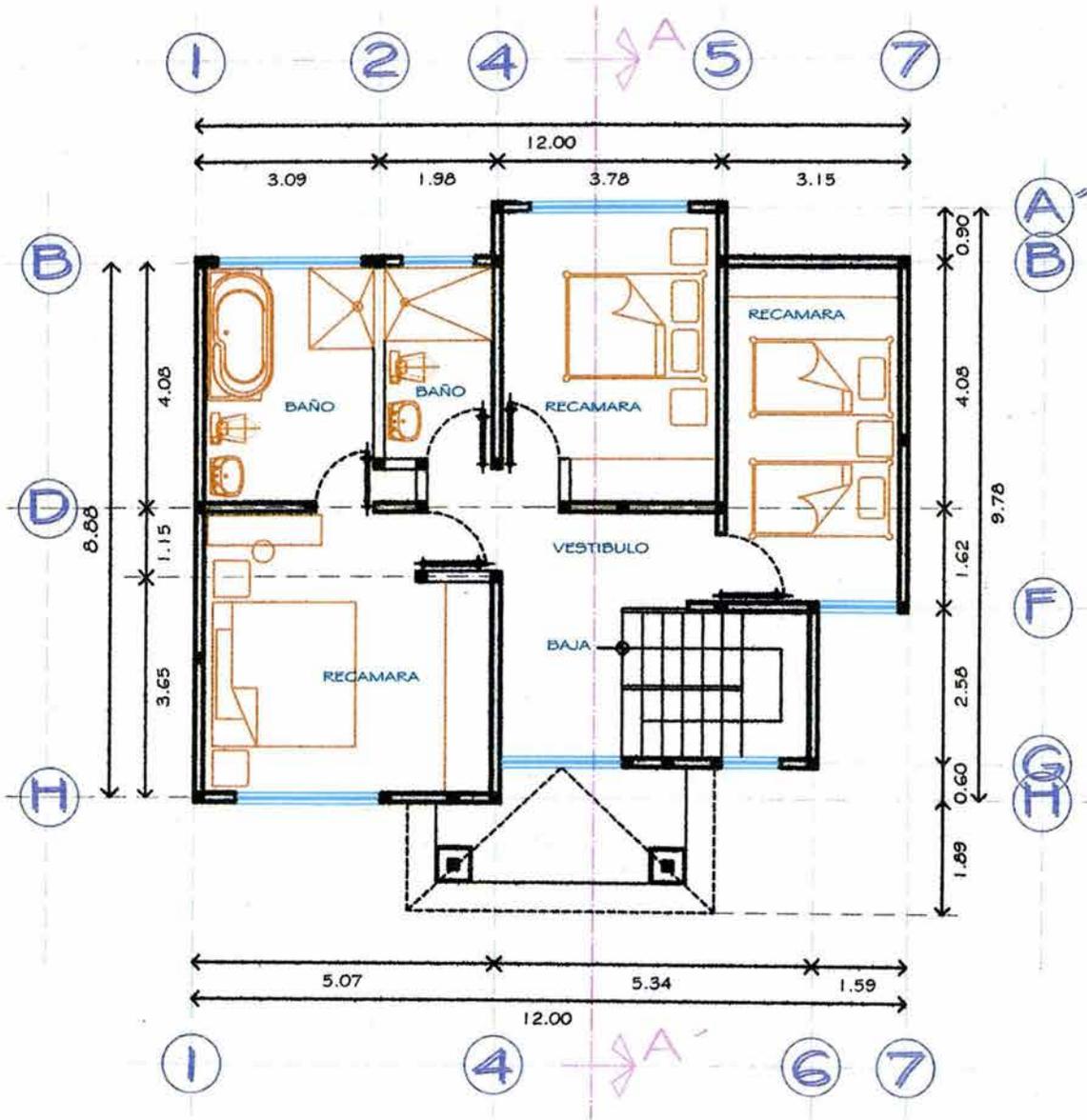
**PLANOS DE FACHADA PRINCIPAL**



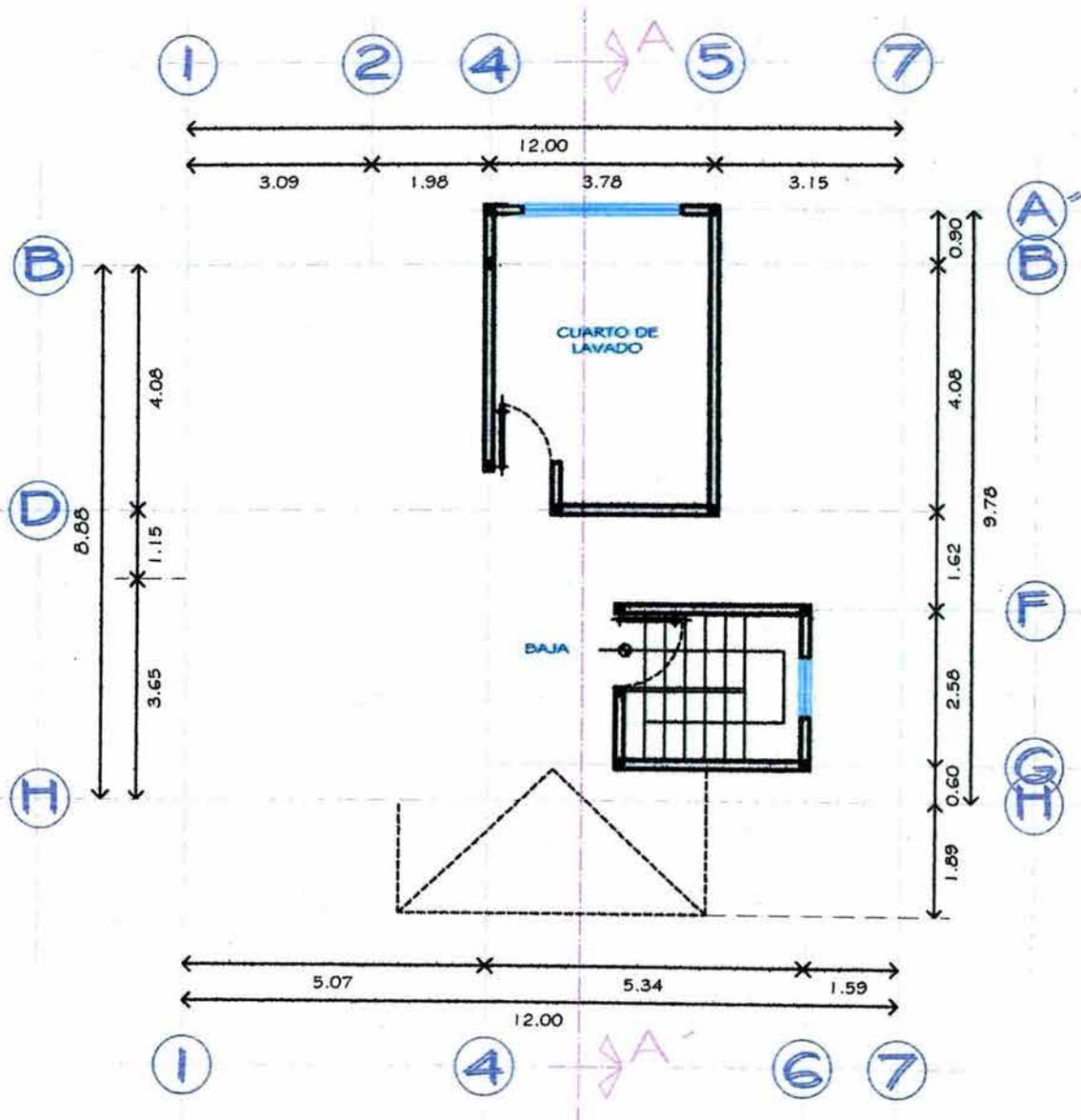
**CORTE A'-A**



PLANTA ARQUITECTONICA  
PLANTA BAJA



PLANTA ARQUITECTONICA  
PLANTA ALTA



PLANTA ARQUITECTONICA  
PLANTA AZOTEA

## 8.2 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSAS

### 8.2.1 ANALISIS DE CARGAS

#### 8.2.1.1 Losa de planta alta

Losa inclinada de concreto armado colada en el lugar con pendiente del 2% y con diferentes recubrimientos.



El relleno promedio se obtiene considerando una pendiente del 2% desde el punto más alejado a la bajada de aguas pluviales (B.A.P.) indicada en la planta de azotea; dicha distancia es de 7.20 m que al multiplicarla por el 2% y dividiendo entre dos para obtener el promedio, obtenemos un desnivel de 7.20 cm. Más cinco que se tienen como relleno mínimo en la B.A.P., lo que nos da como resultado 12 cm. Se propone un espesor igual a 12 cm. para losa de concreto reforzado.

MATERIAL	ESPESOR (m)	P. VOL. (Ton/m <sup>3</sup> )	W (Ton/m <sup>2</sup> )
Enladrillado	0.020	1.5	0.030
Mortero	0.020	2.1	0.042
Relleno (tezontle)	0.12	1.2	0.144
Losa	0.12	2.4	0.288
Plafón de yeso	0.020	1.5	0.030
		<b>Wm</b>	<b>0.534</b>

Se utilizará tezontle para dar la pendiente del 2%, por ser un material más ligero que el tepetate y con buena funcionalidad y enladrillado para darle una excelente conductibilidad a las aguas pluviales y evitar encharcamientos.

#### Cargas de servicio

a) por cargas permanentes

$$C.M. = 0.534 \text{ Ton/m}^2$$

$$C. ADIC. = 0.040 \text{ Ton/m}^2$$

$$C.V. = 0.100 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{CARGA SERV:} = 0.674 \text{ Ton/m}^2$$

b) por cargas permanentes + accidentales

$$C.M. = 0.534 \text{ Ton/m}^2$$

$$C. ADIC. = 0.040 \text{ Ton/m}^2$$

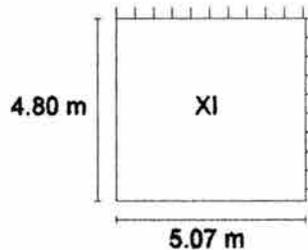
$$C.V. = 0.070 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{CARGA SERV:} = 0.644 \text{ Ton/m}^2$$

### Cálculo del peralte mínimo en losa.

Losa con pendiente del 2%, colada en el lugar con  $f'c = 250\text{kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ .

Tablero más desfavorable:



Tablero XI de esquina con dos lados adyacentes discontinuos

Primeramente se revisará si la losa trabaja en una o dos direcciones:

$$\frac{a_2}{a_1} = \frac{5.07}{4.80} = 1.06 < 2 \quad \text{Por lo tanto, trabaja en dos direcciones.}$$

Donde:

$a_1$  = Claro corto

$a_2$  = Claro largo

Por lo que según la sección 6.3 de las NTC de concreto del 2001, se tiene:

$f_s = 0.6f_y = (0.6)(4200) = 2520\text{kg/cm}^2$  por lo que  $f_s \leq 2520\text{kg/cm}^2$  y como:

$$w_s = 674\text{kg/m}^2 > 380\text{kg/m}^2$$

Por lo que el peralte mínimo se calculará:

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

Para calcular el perímetro, el RCDF establece que la longitud de lados discontinuos se incrementa en un 25% para losa colada monolítica con sus apoyos.

$$\text{Perímetro} = 480 + 507 + (1.25 (480 + 507)) = 2220.8 \text{ cm.}$$

$$d_{\min} = \left[ \frac{2220.8}{250} \right] \left[ 0.032 \left( \sqrt[4]{2520(674)} \right) \right] = 10.03 \text{ cm.}$$

$$H = d_{\min} + rec = 10.03 + 2 = 12.03 \text{ cm. Por lo que } H = 12 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, el espesor propuesto es correcto.

### Para el tablero IX se debe hacer las siguientes consideraciones:

El relleno promedio se obtiene considerando una elevación de 55 cm. más 5 cm. que se tienen como relleno mínimo y dividiendo entre dos para obtener el promedio, obtenemos un relleno promedio de 30 cm. para obtener la inclinación deseada.



Se tiene un espesor igual a 12 cm. para losa de concreto reforzado.

MATERIAL	ESPESOR (m)	P. VOL. (Ton/m <sup>3</sup> )	W (Ton/m <sup>2</sup> )
Enladrillado	0.020	1.5	0.030
Mortero	0.020	2.1	0.042
Relleno (tezontle)	0.30	1.2	0.360
Losa	0.12	2.4	0.288
Plafón de yeso	0.020	1.5	0.030
		<b>Wm</b>	<b>0.750</b>

Cargas de servicio

a) por cargas permanentes

$$C.M. = 0.750 \text{ Ton/m}^2$$

$$C. ADIC. = 0.040 \text{ Ton/m}^2$$

$$C.V. = 0.100 \text{ Ton/m}^2$$

$$CARGA SERV: = 0.890 \text{ Ton/m}^2$$

b) por cargas permanentes + accidentales

$$C.M. = 0.750 \text{ Ton/m}^2$$

$$C. ADIC. = 0.040 \text{ Ton/m}^2$$

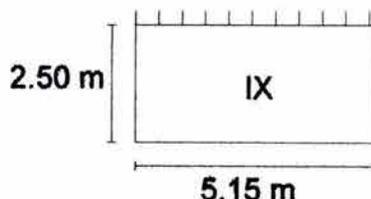
$$C.V. = 0.070 \text{ Ton/m}^2$$

$$CARGA SERV: = 0.660 \text{ Ton/m}^2$$

Cálculo del peralte mínimo en losa

Losa con pendiente del 25%, colada en el lugar con  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

Tablero único:



Tablero IX de extremo con tres lados adyacentes discontinuos

Se revisará si la losa trabaja en una o dos direcciones:

$$\frac{a_2}{a_1} = \frac{5.15}{2.50} = 2.06 \cong 2 \quad \text{Por lo tanto, trabaja en dos direcciones.}$$

Por lo que según la sección 6.3 de las NTC de concreto del 2001, se tiene:

$$f_s = 0.6 f_y = (0.6)(4200) = 2520 \text{ kg/cm}^2 \text{ por lo que } f_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2 \text{ y como:}$$

$$w_s = 890 \text{ kg/m}^2 > 380 \text{ kg/m}^2$$

Por lo que el peralte mínimo se calculará:

$$\text{Perímetro} = 515 + (1.25 (515 + 250 + 250)) = 1784 \text{ cm.}$$

$$d_{\min} = \left[ \frac{1784}{250} \right] \left[ 0.032 \left( \sqrt{2520(890)} \right) \right] = 8.38 \text{ cm.}$$

$$H = d_{\min} + rec = 8.38 + 2 = 10.38 \text{ cm. Por lo que } H = 12 \text{ cm.}$$

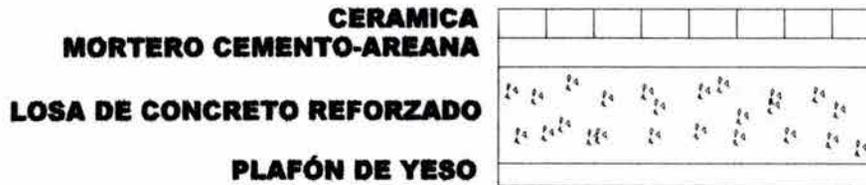
Por lo tanto, el espesor propuesto es correcto.



**Para el tablero XII se debe hacer las siguientes consideraciones:**

Como el tablero XII tiene que cargar el cuarto de servicio de azotea se debe recalcular su peso.

Losa de entepiso planta alta de concreto armado y piso de cerámica.



Se tiene un espesor igual a 12 cm. para losa de concreto reforzado.

MATERIAL	ESPESOR (m)	P. VOL. (Ton/m <sup>3</sup> )	W (Ton/m <sup>2</sup> )
Piso (Cerámica)	0.030	1.15	0.035
Mortero	0.020	2.1	0.042
Losa	0.12	2.4	0.288
Plafón de yeso	0.020	1.5	0.030
		<b>Wm</b>	<b>0.395</b>

**Cargas de servicio**

a) por cargas permanentes

C.M. = 0.395 Ton/m<sup>2</sup>

C. ADIC. = 0.040 Ton/m<sup>2</sup>

C.V. = 0.100 Ton/m<sup>2</sup>

CARGA SERV: = **0.535 Ton/m<sup>2</sup>**

b) por cargas permanentes + accidentales

C.M. = 0.395 Ton/m<sup>2</sup>

C. ADIC. = 0.040 Ton/m<sup>2</sup>

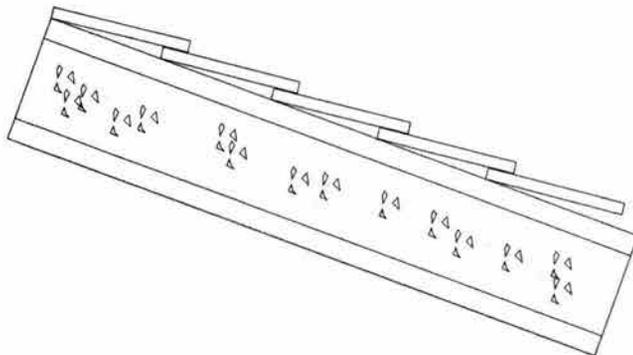
C.V. = 0.070 Ton/m<sup>2</sup>

CARGA SERV: = **0.505 Ton/m<sup>2</sup>**

Como las cargas salieron menores a las de losa de segundo nivel no es necesario revisar el peralte mínimo por lo que se acepta H = 12 cm.

**8.2.1.2 Losa de azotea**

Se colocarán losas inclinadas de concreto armado colada en el lugar con pendiente del 5% en los tableros XVI y XVII con  $f'c = 250kg/cm^2$  y  $f_y = 4200kg/cm^2$ .



**TEJA TIPO MITLA**  
**MORTERO CEMENTO-ARENA**  
**LOSA DE CONCRETO REFORZADO**  
**PLAFON DE YESO**



Se propone un espesor igual a 12 cm. para losa de concreto reforzado.

MATERIAL	ESPESOR (m)	P. VOL. (Ton/m <sup>3</sup> )	W (Ton/m <sup>2</sup> )
Teja	0.030	1.5	0.045
Mortero	0.020	2.1	0.042
Losa	0.12	2.4	0.288
Plafón de yeso	0.020	1.5	0.030
		<b>Wm</b>	<b>0.405</b>

Cargas de servicio

a) por cargas permanentes

C.M. = 0.405 Ton/m<sup>2</sup>

C. ADIC. = 0.040 Ton/m<sup>2</sup>

C.V. = 0.100 Ton/m<sup>2</sup>

CARGA SERV: = 0.545 Ton/m<sup>2</sup>

b) por cargas permanentes + accidentales

C.M. = 0.405 Ton/m<sup>2</sup>

C. ADIC. = 0.040 Ton/m<sup>2</sup>

C.V. = 0.070 Ton/m<sup>2</sup>

CARGA SERV: = 0.515 Ton/m<sup>2</sup>

Tablero XVI (Peso del tinaco).

Este tablero tiene un tinaco rotoplast con capacidad de 1100 litros, apoyado en dos muros de tabique macizo con peso  $w = 270 \text{ kg/m}^2$  y mortero con altura de 1.30 m. y ancho de 1.0 m y una losa de 10 cm. de espesor de 1.20 x 1.20 m. con  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ .

$W_{\text{losa}} = 1.20(1.20)(0.1)(2.4) = 0.346 \text{ Ton}$        $W_{\text{muros}} = 1.30(1.0)(0.27)(2.0) = 0.702 \text{ Ton}$

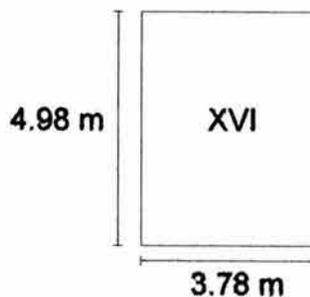
$W_{\text{agua+tinaco}} = 1.10 \text{ Ton}$        $W_{\text{Total}} = 2.148 \text{ Ton}$

La carga obtenida se considera que actúa directamente sobre el Tablero XVI de la losa de azotea por lo tanto dicha carga se distribuye sobre todo el tablero y se le suma a la carga por m<sup>2</sup> de losa.

$W_{\text{tinaco por m}^2} = 2.148 / 18.82 = 0.114 \text{ Ton/m}^2$

$W_{\text{total del tablero}} = 0.545 + 0.114 = 0.659 \text{ Ton/m}^2$

Se debe revisar que el peralte mínimo sea suficiente para soportar esta carga



Tablero XVI aislado con todos sus lados discontinuos



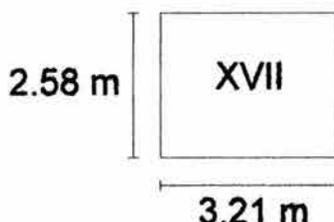
Perímetro =  $(1.25 (498 + 498 + 378 + 378)) = 2190 \text{ cm.}$

$$d_{\min} = \left[ \frac{2190}{250} \right] \left[ 0.032 \left( \sqrt[4]{2520(659)} \right) \right] = 9.91 \text{ cm.}$$

$H = d_{\min} + rec = 9.91 + 2 = 11.91 \text{ cm.}$  Por lo que  $H = 12 \text{ cm.}$

Por lo tanto, el espesor propuesto es correcto.

Revisando el tablero XVII para ver si se puede reducir el peralte.



Tablero XVII aislado con todos sus lados discontinuos

Perímetro =  $(1.25 (258 + 258 + 321 + 321)) = 1447.5 \text{ cm.}$

$$d_{\min} = \left[ \frac{1447.5}{250} \right] \left[ 0.032 \left( \sqrt[4]{2520(545)} \right) \right] = 6.89 \text{ cm.}$$

$H = d_{\min} + rec = 6.89 + 2 = 8.89 \text{ cm.}$  Por lo que se propone  $H = 10 \text{ cm.}$

Por lo tanto, el espesor de  $H = 12 \text{ cm.}$  propuesto esta sobrado y se puede realizar de  $H = 10 \text{ cm.}$

Recalculando el peso de la losa con  $H = 10 \text{ cm.}$

MATERIAL	ESPESOR (m)	P. VOL. (Ton/m <sup>3</sup> )	W (Ton/m <sup>2</sup> )
Teja	0.030	1.5	0.045
Mortero	0.020	2.1	0.042
Losa	0.10	2.4	0.240
Plafón de yeso	0.020	1.5	0.030
		<b>Wm</b>	<b>0.357</b>

Cargas de servicio

a) por cargas permanentes

C.M. =  $0.357 \text{ Ton/m}^2$

C. ADIC. =  $0.040 \text{ Ton/m}^2$

C.V. =  $0.100 \text{ Ton/m}^2$

CARGA SERV: =  $0.497 \text{ Ton/m}^2$

b) por cargas permanentes + accidentales

C.M. =  $0.357 \text{ Ton/m}^2$

C. ADIC. =  $0.040 \text{ Ton/m}^2$

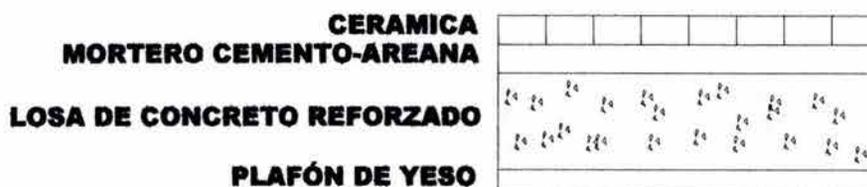
C.V. =  $0.070 \text{ Ton/m}^2$

CARGA SERV: =  $0.467 \text{ Ton/m}^2$



### 8.2.1.3 Losa de entrepiso planta baja

Losa de concreto armado y piso de cerámica, colada en el lugar con  $f'c = 250kg/cm^2$  y  $f_y = 4200kg/cm^2$ .



Se propone un espesor igual a 12 cm. para losa de concreto reforzado.

MATERIAL	ESPESOR (m)	P. VOL. (Ton/m <sup>3</sup> )	W (Ton/m <sup>2</sup> )
Piso (Cerámica)	0.030	1.15	0.035
Mortero	0.020	2.1	0.042
Losa	0.12	2.4	0.288
Plafón de yeso	0.020	1.5	0.030
		<b>Wm</b>	<b>0.395</b>

#### Cargas de servicio

a) por cargas permanentes

$$C.M. = 0.395 \text{ Ton/m}^2$$

$$C. ADIC. = 0.040 \text{ Ton/m}^2$$

$$C.V. = 0.100 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{CARGA SERV:} = 0.535 \text{ Ton/m}^2$$

b) por cargas permanentes + accidentales

$$C.M. = 0.395 \text{ Ton/m}^2$$

$$C. ADIC. = 0.040 \text{ Ton/m}^2$$

$$C.V. = 0.070 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{CARGA SERV:} = 0.505 \text{ Ton/m}^2$$

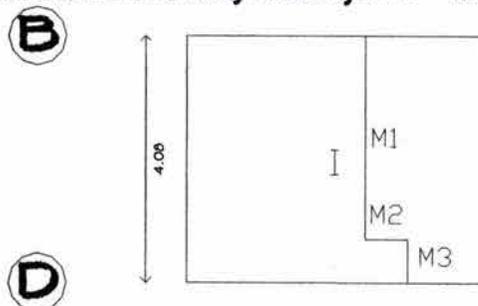
#### Peso de muros divisorios sobre losas

Las NTC-2001 de concreto en su sección 6.3.4 permite considerar las cargas lineales como uniformemente equivalentes y distribuir el peso de muros en el tablero por medio de unos factores que da en la tabla 6.2

a) Tablero I

En este tablero descargan 3 muros de planta alta, como son muros de baño se tiene:

Muros divisorios con recubrimiento azulejo-azulejo:  $W = 0.334 \text{ Ton/m}^2$





Peso M1 =  $0.334(3.36)(2.55) = 2.862 \text{ Ton}$

Peso M2 =  $0.334(0.72)(2.55) = 0.613 \text{ Ton}$

Peso M3 =  $0.334(0.72)(2.55) = 0.613 \text{ Ton}$

Relación  $\frac{a1}{a2} = \frac{4.08}{5.07} = 0.8$

Factor para muro paralelo a lado largo = 1.7

Factor para muro paralelo a lado corto = 1.5

W / losa = (Peso del muro / Área del tablero) \* Factor

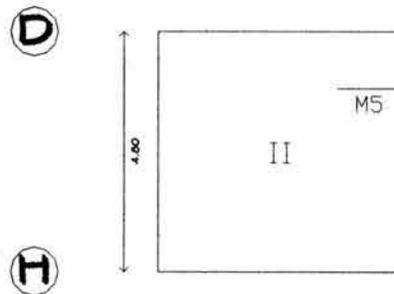
W / losa =  $(2.862 / 20.69) * 1.5 + (0.613 / 20.69) * 1.7 + (0.613 / 20.69) * 1.5 = 0.301 \text{ Ton/m}^2$

Esta carga se agrega al peso de la losa por lo que:  $0.535 + 0.301 = 0.836 \text{ Ton/m}^2$

b) Tablero II

En este tablero descargan 1 muros de planta alta:

Muro divisorio con recubrimiento mortero-mortero:  $W = 0.240 \text{ Ton/m}^2$



Peso M5 =  $0.240(1.35)(2.55) = 0.826 \text{ Ton}$

Relación  $\frac{a1}{a2} = \frac{4.8}{5.07} = 0.95$

Factor para muro paralelo a lado largo = 1.625

W / losa = (Peso del muro / Área del tablero) \* Factor

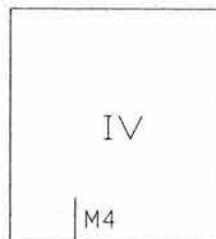
W / losa =  $(0.826 / 24.34) * 1.625 = 0.055 \text{ Ton/m}^2$

Esta carga se agrega al peso de la losa por lo que:  $0.535 + 0.055 = 0.590 \text{ Ton/m}^2$

c) Tablero IV

En este tablero descargan 1 muros de planta alta:

Muro divisorio con recubrimiento mortero-mortero:  $W = 0.240 \text{ Ton/m}^2$



**ESTA TESIS NO SALE DE LA BIBLIOTECA**



$$\text{Peso M4} = 0.240(0.81)(2.55) = 0.496 \text{ Ton}$$

$$\text{Relación } \frac{a_1}{a_2} = \frac{3.78}{4.08} = 0.93$$

Factor para muro paralelo a lado largo = 1.635

$W / \text{losa} = (\text{Peso del muro} / \text{Área del tablero}) * \text{Factor}$

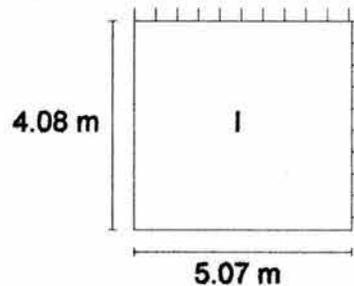
$$W / \text{losa} = (0.826 / 15.42) * 1.625 = 0.053 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

Esta carga se agrega al peso de la losa por lo que:  $0.535 + 0.053 = 0.588 \text{ Ton} / \text{m}^2$

Cálculo del peralte mínimo en losa

Losa horizontal, colada en el lugar con  $f'c = 250 \text{ kg} / \text{cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg} / \text{cm}^2$ .

Tablero más desfavorable:



Primeramente se revisara si la losa trabaja en una o dos direcciones:

$$\frac{a_2}{a_1} = \frac{5.07}{4.08} = 1.24 < 2 \quad \text{Por lo tanto, trabaja en dos direcciones.}$$

$$\text{Perímetro} = 408 + 507 + (1.25 (408 + 507)) = 2059 \text{ cm.}$$

$$d_{\min} = \left[ \frac{2059}{250} \right] \left[ 0.032 \left( \sqrt[4]{2520(836)} \right) \right] = 9.46 \text{ cm.}$$

$$H = d_{\min} + \text{rec} = 9.46 + 2 = 11.46 \text{ cm. Por lo que } H = 12 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, el espesor propuesto es correcto.



## DISEÑO DE LOSA DE AZOTEA Y PLANTA ALTA EMPLEANDO EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES.

De la tabla 6.1 en la sección 6.3.3.1 de las NTC de Concreto, se obtendrá los coeficientes para tableros rectangulares en el caso de losas coladas monolíticamente con sus apoyos y los momentos últimos de diseño con ayuda de la siguiente tabla:

Tipo	Tablero	Momento	Claro	Coef.	Mu (ton-m)	Mu ajustado (ton-m)	S (cm)
De esquina	n= X a1= 4.08 a2= 5.07 m= 0.80 w= 0.674	Negativo en bordes interiores	Corto	419	0.658	0.587	25 cm.
			Largo	394	0.619	0.669	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	250	0.393		
			Largo	222	0.349		
		Positivo	Corto	216	0.339		
			Largo	140	0.220		
De esquina	n= XI a1= 4.8 a2= 5.07 m= 0.95 w= 0.674	Negativo en bordes interiores	Corto	347.5	0.755	0.641	25 cm.
			Largo	342	0.744	0.705	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	204.5	0.445		
			Largo	198	0.430		
		Positivo	Corto	156.5	0.340		
			Largo	137.5	0.299		
De borde lado corto discontinuo	n= XIII a1= 2.13 a2= 4.2 m= 0.51 w= 0.674	Negativo en bordes interiores	Corto	583	0.250	0.344	25 cm.
			Largo	465	0.199	0.456	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	362	0.155		
			Largo	0	0.000		
		Positivo	Corto	334	0.143		
			Largo	147	0.063		
De esquina	n= XIV a1= 1.62 a2= 1.65 m= 0.98 w= 0.674	Negativo en bordes interiores	Corto	333.4	0.083	0.127	25 cm.
			Largo	331.2	0.082	0.176	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	195.8	0.048		
			Largo	193.2	0.048		
		Positivo	Corto	144.8	0.036		
			Largo	137.2	0.034		



Tipo	Tablero	Momentos	Claro	Coef.	Mu (ton-m)	Mu ajustado (ton-m)	S (cm)
De esquina	n= XII a1= 3.78 a2= 4.98 m= 0.76 w= 0.535	Negativo en bordes	Corto	439.8	0.471	0.418	25 cm.
		interiores	Largo	408	0.437	0.513	
		Negativo en bordes	Corto	260.8	0.279		
		discontinuos	Largo	227.6	0.244		
		Positivo	Corto	233.2	0.250		
			Largo	140.8	0.151		
Extremo tres bordes discontinuos lado largo continuo	n= XV a1= 3.15 a2= 5.7 m= 0.55 w= 0.674	Negativo en bordes	Corto	930	0.871		25 cm.
		interiores	Largo	0	0.000	0.159	
		Negativo en bordes	Corto	335	0.314		
		discontinuos	Largo	220	0.206		
		Positivo	Corto	700	0.655		
			Largo	430	0.403		
Aislado cuatro lados discontinuos	n= XVI a1= 3.78 a2= 4.98 m= 0.76 w= 0.659	Negativo en bordes	Corto	0	0.000		25 cm.
		interiores	Largo	0	0.000		
		Negativo en bordes	Corto	446	0.588		
		discontinuos	Largo	330	0.435		
		Positivo	Corto	672	0.886		
			Largo	500	0.659		
Aislado cuatro lados discontinuos	n= XVII a1= 2.58 a2= 3.21 m= 0.80 w= 0.497	Negativo en bordes	Corto	0	0.000		30 cm.
		interiores	Largo	0	0.000		
		Negativo en bordes	Corto	430	0.199		
		discontinuos	Largo	330	0.153		
		Positivo	Corto	640	0.296		
			Largo	500	0.232		
Extremo tres bordes discontinuos lado largo continuo	n= IX a1= 2.5 a2= 5.15 m= 0.49 w= 0.89	Negativo en bordes	Corto	973.6	0.303		25 cm.
		interiores	Largo	0	0.000	0.077	
		Negativo en bordes	Corto	381.2	0.297		
		discontinuos	Largo	220	0.171		
		Positivo	Corto	730.8	0.569		
			Largo	420.2	0.327		

$$Mu = F.C. * COEF. * 0.0001 * a_1^2 * W$$

$$F.C. = 1.4 \quad W_1 = 0.674 \text{Ton} / m^2 \quad W_2 = 0.535 \text{Ton} / m^2 \quad W_3 = 0.659 \text{Ton} / m^2 \quad W_4 = 0.497 \text{Ton} / m^2$$

$$W_5 = 0.890 \text{Ton} / m^2$$



Donde se utilizará  $W_1$  para los tableros X, XI, XIII, XIV, XV (losa con pendiente del 2%).

$W_2$  para el tablero XII (losa horizontal de segundo nivel)

$W_3$  para el tablero XVI (losa con pendiente del 5% incrementada por el tinaco)

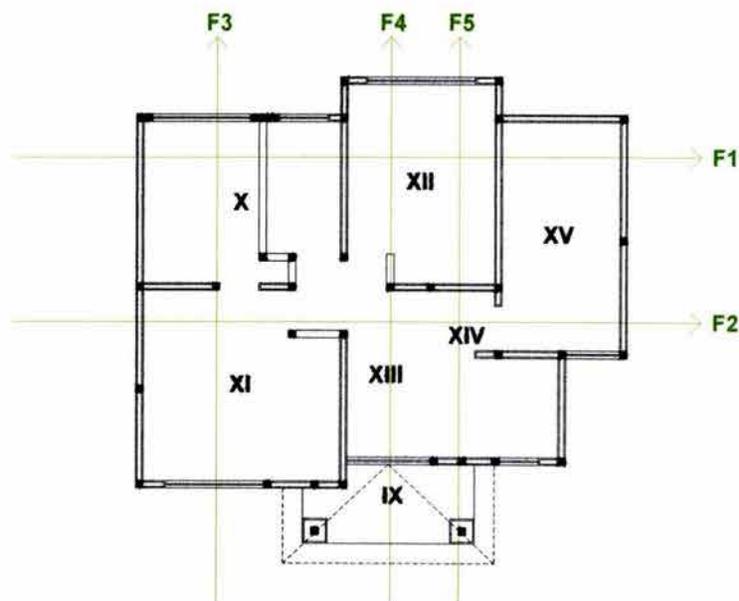
$W_4$  para el tablero XVII (losa con pendiente del 5%)

$W_5$  para el tablero IX (losa con pendiente del 25%)

### Ajuste de momentos

Rigidez en los tableros:  $K = \frac{d^3}{a_1}$

Tablero	d(cm)	$a_1$ (cm)	K(Kg/cm <sup>2</sup> )
X	10	408	2.45
XI	10	480	2.08
XIII	10	213	4.69
XIV	10	162	6.17
XII	10	378	2.65
XV	10	315	3.17
XVI	10	378	2.65
XVII	8	258	1.98
IX	10	250	4.00



Franjas Segundo Nivel

Factor de distribución:  $fd = \frac{Ki}{\sum Ki}$



**FRANJA 1**

$$Fd_{10} = -2.45 / (2.45 + 2.65) = -0.481$$

$$Fd_{12a} = -2.65 / (2.65 + 2.45) = -0.519$$

$$Fd_{12b} = -2.65 / (2.65 + 3.17) = -0.455$$

$$Fd_{15} = -3.17 / (3.17 + 2.65) = -0.545$$

**FRANJA 3**

$$Fd_{11} = -2.08 / (2.08 + 2.45) = -0.459$$

$$Fd_{10} = -2.45 / (2.45 + 2.08) = -0.541$$

**FRANJA 5**

$$Fd_{14} = -6.17 / (6.17 + 2.65) = -0.700$$

$$Fd_{12} = -2.65 / (2.65 + 6.17) = -0.300$$

**FRANJA 2**

$$Fd_{11} = -2.08 / (2.08 + 4.69) = -0.307$$

$$Fd_{13a} = -4.69 / (4.69 + 2.08) = -0.693$$

$$Fd_{13b} = -4.69 / (4.69 + 6.17) = -0.432$$

$$Fd_{14a} = -6.17 / (6.17 + 4.69) = -0.568$$

$$Fd_{14b} = -6.17 / (6.17 + 3.17) = -0.660$$

$$Fd_{15} = -3.17 / (3.17 + 6.17) = -0.340$$

**FRANJA 4**

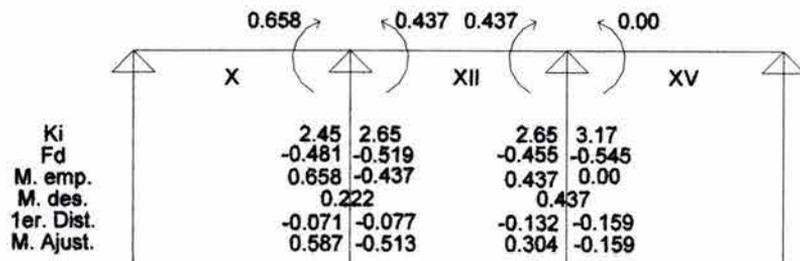
$$Fd_9 = -4.00 / (4.00 + 4.69) = -0.460$$

$$Fd_{13a} = -4.69 / (4.69 + 4.00) = -0.540$$

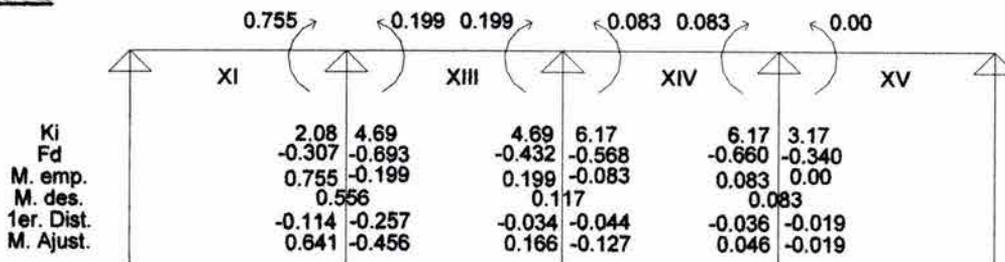
$$Fd_{13b} = -4.69 / (4.69 + 2.65) = -0.640$$

$$Fd_{12} = -2.65 / (2.65 + 4.69) = -0.360$$

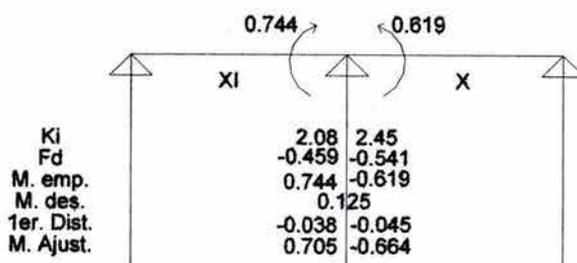
**FRANJA 1**



**FRANJA 2**

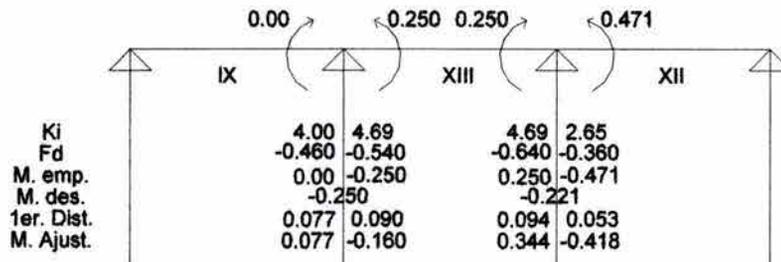


**FRANJA 3**

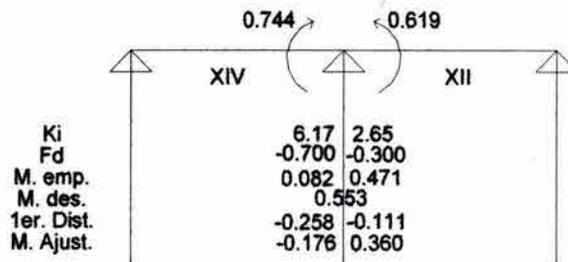




**FRANJA 4**



**FRANJA 5**



**Diseño de la losa de segundo piso con pendiente del 2%**

**Revisión por flexión:**

Para momento negativo máximo  $M_u = 0.705 \text{ ton-m}$

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.705 \times 10^5)}{0.9(100)(10)^2(170)}} \right] (100)(10) \quad A_s = 1.91 \text{ cm}^2$$

Las NTC-2001 nos indican que esta área de acero requerida deberá ser mayor o igual al área de acero mínima por flexión y al área de acero por temperatura por eso:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} bd = 0.00264(100)(10) = 2.64 \text{ cm}^2 \quad \text{Rige}$$

$$A_{s_{\text{Tem}}} = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} (100) = A_{s_{\text{Tem}}} = \frac{660(12)}{4200(12 + 100)} (100) = 1.68 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero mínima es mayor que la área requerida y que por temperatura se utilizara para diseñar.

Se propone utilizar varilla del # 3 con  $a_0 = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100(a_0)}{A_s} = \frac{100(0.71)}{2.64} = 26.89 \text{ cm} \quad \text{Rige}$$

Las NTC-2001 indican una separación máxima por lo que:

$$S_{\max} = 50 \text{ cm} \text{ o } 3.5x_1 = 3.5(12) = 42 \text{ cm.}$$

Por lo tanto: Se usara var. # 3 @ 25 cm. c.a.c

Para momento positivo máximo  $M_u = 0.655 \text{ ton-m}$

Como el momento positivo máximo es menor que el negativo rige el área mínima

Por lo tanto: Se usara var. # 3 @ 25 cm. c.a.c

**Revisión por cortante:**

$$V_{CR} = 0.5F_R bd \sqrt{f^* c} = V_{CR} = 0.5(0.8)(100)(10)\sqrt{200} = 5656.85 \text{ Kg.}$$

$$V_U = \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left[ \frac{w_U}{1 + \left( \frac{a_1}{a_2} \right)^6} \right] = V_U = \left( \frac{4.80}{2} - 0.10 \right) \left[ \frac{1.4(674)}{1 + \left( \frac{4.8}{5.07} \right)^6} \right] = 1261.71 \text{ Kg.}$$

Como  $V_U < V_{CR}$  el peralte es adecuado.

**Diseño de la losa de azotea con pendiente del 5% tablero XVI****Revisión por flexión:**

Para momento negativo máximo  $M_u = 0.588 \text{ ton-m}$

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.588 \times 10^5)}{0.9(100)(10)^2(170)}} \right] (100)(10) \quad A_s = 1.59 \text{ cm}^2$$

Las NTC-2001 nos indican que esta área de acero requerida deberá ser mayor o igual al área de acero mínima por flexión y al área de acero por temperatura por lo que:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} bd = 0.00264(100)(10) = 2.64 \text{ cm}^2 \quad \text{Rige}$$

$$A_{s_{\text{tem}}} = \frac{660(12)}{4200(12 + 100)} (100) = 1.68 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero mínima es mayor que la área requerida y que por temperatura se utilizara para diseñar.

Se propone utilizar varilla del # 3 con  $a_0 = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100(a_0)}{A_s} = \frac{100(0.71)}{2.64} = 26.89 \text{ cm} \quad \text{Rige}$$

Las NTC-2001 indican una separación máxima por lo que:

$$S_{\max} = 50 \text{ cm} \text{ o } 3.5x_1 = 3.5(12) = 42 \text{ cm.}$$

Por lo tanto: Se usara var. # 3 @ 25 cm. c.a.c

Para momento positivo máximo  $M_u = 0.886 \text{ ton-m}$

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.886 \times 10^5)}{0.9(100)(10)^2(170)}} \right] (100)(10) \quad A_s = 2.41 \text{ cm}^2$$

Como el area de acero es menor a la mínima rige esta.

Por lo tanto: Se usara var. # 3 @ 25 cm. c.a.c

**Revisión por cortante:**

$$V_{CR} = 0.5F_R bd \sqrt{f^*c} = V_{CR} = 0.5(0.8)(100)(10)\sqrt{200} = 5656.85 \text{ Kg.}$$

$$V_U = 1386.34 \text{ Kg.}$$

Como  $V_U < V_{CR}$  el peralte es adecuado.

**Diseño de la losa de azotea con pendiente del 5% tablero XVII****Revisión por flexión:**

Para momento negativo máximo  $M_u = 0.199 \text{ ton-m}$

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.199 \times 10^5)}{0.9(100)(8)^2(170)}} \right] (100)(8) \quad A_s = 0.67 \text{ cm}^2$$

Las NTC-2001 nos indican que esta área de acero requerida deberá ser mayor o igual al área de acero mínima por flexión y al área de acero por temperatura por lo que:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} bd = 0.00264(100)(8) = 2.11 \text{ cm}^2 \quad \text{Ríge}$$

$$A_{s_{\text{Tem}}} = \frac{660(10)}{4200(10+100)} (100) = 1.43 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero mínima es mayor que el área requerida y que por temperatura se utilizara para diseñar.

Se propone utilizar varilla del # 3 con  $a_0 = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100(a_0)}{A_s} = \frac{100(0.71)}{2.11} = 33.65 \text{ cm} \quad \text{Ríge}$$

Las NTC-2001 indican una separación máxima por lo que:

$$S_{\max} = 50 \text{ cm} \text{ o } 3.5x_1 = 3.5(10) = 35 \text{ cm.}$$

Por lo tanto: Se usara var. # 3 @ 30 cm. c.a.c

Para momento positivo máximo  $M_u = 0.296 \text{ ton-m}$

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.296 \times 10^5)}{0.9(100)(8)^2(170)}} \right] (100)(8) \quad A_s = 0.99 \text{ cm}^2$$

Como el area de acero es menor a la mínima rige esta.

Por lo tanto: Se usara var. # 3 @ 30 cm. c.a.c

**Revisión por cortante:**

$$V_{CR} = 0.5F_R bd \sqrt{f^*c} = V_{CR} = 0.5(0.8)(100)(8)\sqrt{200} = 4525.48 \text{ Kg.}$$

$$V_U = 1386.34 \text{ Kg.}$$

Como  $V_U < V_{CR}$  el peralte es adecuado.



**DISEÑO DE LOSA DE AZOTEA Y PLANTA BAJA EMPLEANDO EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES.**

De la tabla 6.1 en la sección 6.3.3.1 de las NTC de Concreto, se obtendrá los coeficientes para tableros rectangulares en el caso de losas coladas monolíticamente con sus apoyos y los momentos últimos de diseño con ayuda de la siguiente tabla:

Tipo	Tablero	Momento	Claro	Coef.	Mu (ton-m)	Mu ajustado (ton-m)	S (cm)
De esquina	n= I a1= 4.08 a2= 5.07 m= 0.80 w= 0.836	Negativo en bordes interiores	Corto	419	0.816	0.672	25 cm.
			Largo	394	0.768	0.726	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	250	0.487		
			Largo	222	0.433		
		Positivo	Corto	216	0.421		
			Largo	140	0.273		
De esquina	n= II a1= 4.8 a2= 5.07 m= 0.95 w= 0.59	Negativo en bordes interiores	Corto	347.5	0.661	0.559	25 cm.
			Largo	342	0.651	0.687	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	204.5	0.389		
			Largo	198	0.377		
		Positivo	Corto	156.5	0.298		
			Largo	137.5	0.262		
De esquina	n= V a1= 2.13 a2= 4.2 m= 0.51 w= 0.535	Negativo en bordes interiores	Corto	598	0.203	0.277	25 cm.
			Largo	475	0.161	0.392	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	362	0.123		
			Largo	258	0.088		
		Positivo	Corto	358	0.122		
			Largo	152	0.052		
De borde lado largo discontinuo	n= VI a1= 1.62 a2= 1.65 m= 0.98 w= 0.535	Negativo en bordes interiores	Corto	306.8	0.060	0.181	25 cm.
			Largo	321.4	0.063	0.206	
		Negativo en bordes discontinuos	Corto	195.8	0.038		
			Largo	0	0.000		
		Positivo	Corto	136	0.027		
			Largo	133.2	0.026		



Tipo	Tablero	Momento	Claro	Coef.	Mu (ton-m)	Mu ajustado (ton-m)	S (cm)
Extremo tres bordes discontinuos lado largo	n= III a1= 0.9	Negativo en bordes	Corto	1016.8	0.062		25 cm.
		interiores	Largo	0	0.000	0.202	
	a2= 3.78 m= 0.24 w= 0.535	Negativo en bordes	Corto	516.12	0.031		
		discontinuos	Largo	220	0.013		
		Positivo	Corto	740.92	0.045		
			Largo	302.6	0.018		
Interior todos los bordes continuos	n= IV a1= 3.78	Negativo en bordes	Corto	319.5	0.376	0.334	25 cm.
		interiores	Largo	310.4	0.365	0.521	
	a2= 4.08 m= 0.93 w= 0.588	Negativo en bordes	Corto	0	0.000		
		discontinuos	Largo	0	0.000		
		Positivo	Corto	148.4	0.175		
			Largo	126.7	0.149		
De esquina	n= VII a1= 0.6	Negativo en bordes	Corto	884.44	0.024	0.222	25 cm.
		interiores	Largo	552.5	0.015		
	a2= 3.15 m= 0.19 w= 0.535	Negativo en bordes	Corto	541.18	0.015		
		discontinuos	Largo	300.16	0.008		
		Positivo	Corto	601.66	0.016		
			Largo	176.18	0.005		
De esquina	n= VIII a1= 3.15	Negativo en bordes	Corto	518.2	0.385		25 cm.
		interiores	Largo	449.8	0.334	0.346	
	a2= 5.1 m= 0.62 w= 0.535	Negativo en bordes	Corto	312.2	0.232		
		discontinuos	Largo	245.6	0.183		
		Positivo	Corto	296.6	0.220		
			Largo	145.2	0.108		

$$Mu = F.C. * COEF. * 0.0001 * a_1^2 * W$$

$$F.C. = 1.4 \quad W_1 = 0.535 \text{Ton/m}^2 \quad W_2 = 0.590 \text{Ton/m}^2 \quad W_3 = 0.836 \text{Ton/m}^2 \quad W_4 = 0.588 \text{Ton/m}^2$$

Donde se utilizará  $W_1$  para los tableros III, V, VI, VII, VIII (losa horizontal primer nivel).

$W_2$  Para el tablero II (losa horizontal de primer nivel incrementada por muro divisorio).

$W_3$  Para el tablero I (losa horizontal de primer nivel incrementada por muros divisorios).

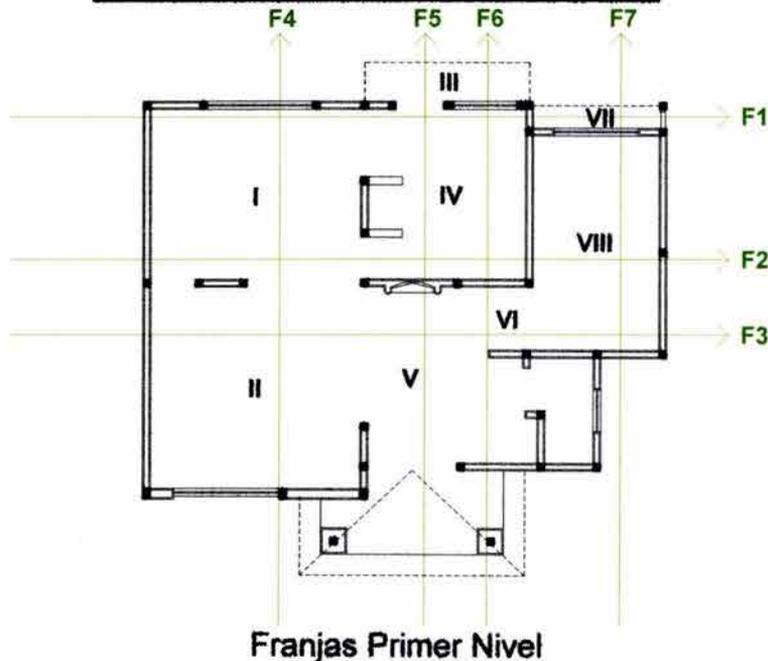
$W_4$  Para el tablero IV (losa horizontal de primer nivel incrementada por muro divisorio).



**Ajuste de momentos**

Rigidez en los tableros:  $K = \frac{d^3}{a_1}$

Tablero	d(cm)	a <sub>1</sub> (cm)	k(Kg/cm <sup>2</sup> )
I	10	408	2.45
II	10	480	2.08
III	10	90	11.11
IV	10	378	2.65
V	10	213	4.69
VI	10	162	6.17
VII	10	60	16.67
VIII	10	315	3.17



Factor de distribución:  $fd = \frac{Ki}{\sum Ki}$

**FRANJA 1**

$Fd_1 = -2.45 / (2.45 + 2.65) = -0.481$   
 $Fd_{4a} = -2.65 / (2.65 + 2.45) = -0.519$   
 $Fd_{4b} = -2.65 / (2.65 + 16.67) = -0.137$   
 $Fd_7 = -16.67 / (16.67 + 2.65) = -0.863$

**FRANJA 3**

$Fd_2 = -2.08 / (2.08 + 4.69) = -0.307$   
 $Fd_{5a} = -4.69 / (4.69 + 2.08) = -0.693$   
 $Fd_{5b} = -4.69 / (4.69 + 6.17) = -0.432$   
 $Fd_{6a} = -6.17 / (6.17 + 4.69) = -0.568$   
 $Fd_{6b} = -6.17 / (6.17 + 3.17) = -0.660$

**FRANJA 2**

$Fd_1 = -2.45 / (2.45 + 2.65) = -0.481$   
 $Fd_{4a} = -2.65 / (2.65 + 2.45) = -0.519$   
 $Fd_{4b} = -2.65 / (2.65 + 3.17) = -0.455$   
 $Fd_8 = -3.17 / (3.17 + 2.65) = -0.545$

**FRANJA 4**

$Fd_2 = -2.08 / (2.08 + 2.45) = -0.459$   
 $Fd_1 = -2.45 / (2.45 + 2.08) = -0.541$



$$Fd_8 = -3.17 / (3.17 + 6.17) = -0.340$$

**FRANJA 5**

$$Fd_5 = -4.69 / (4.69 + 2.65) = -0.640$$

$$Fd_{4a} = -2.65 / (2.65 + 4.69) = -0.360$$

$$Fd_{4b} = -2.65 / (2.65 + 11.11) = -0.192$$

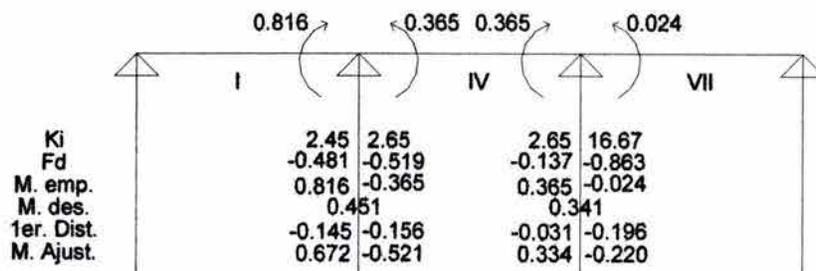
$$Fd_3 = -11.11 / (11.11 + 2.65) = -0.808$$

**FRANJA 7**

$$Fd_8 = -3.17 / (3.17 + 16.67) = -0.160$$

$$Fd_7 = -16.67 / (16.67 + 3.17) = -0.840$$

**FRANJA 1**



**FRANJA 6**

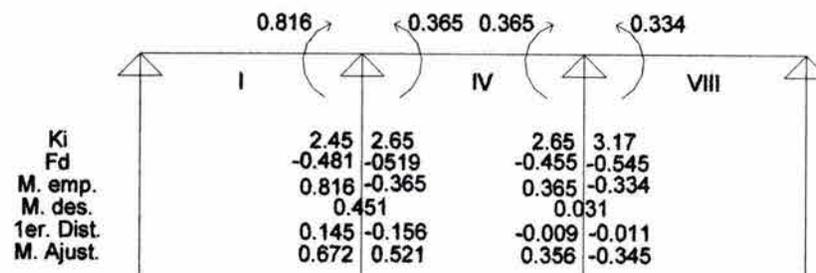
$$Fd_6 = -6.17 / (6.17 + 2.65) = -0.700$$

$$Fd_{4a} = -2.65 / (2.65 + 6.17) = -0.300$$

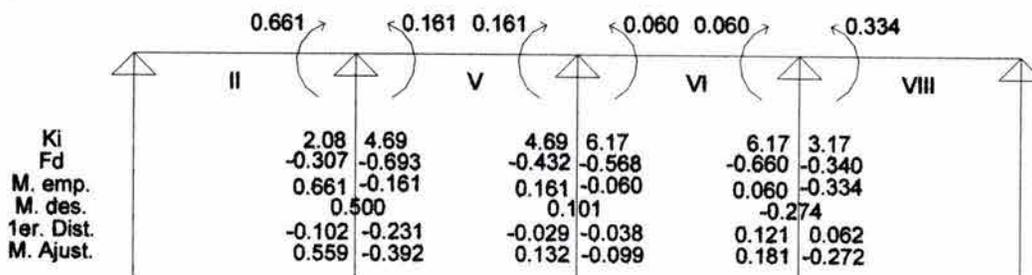
$$Fd_{4b} = -2.65 / (2.65 + 11.11) = -0.192$$

$$Fd_3 = -11.11 / (11.11 + 2.65) = -0.808$$

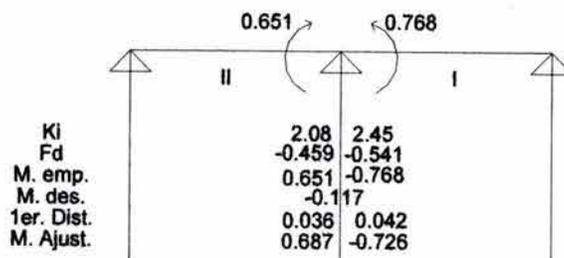
**FRANJA 2**



**FRANJA 3**

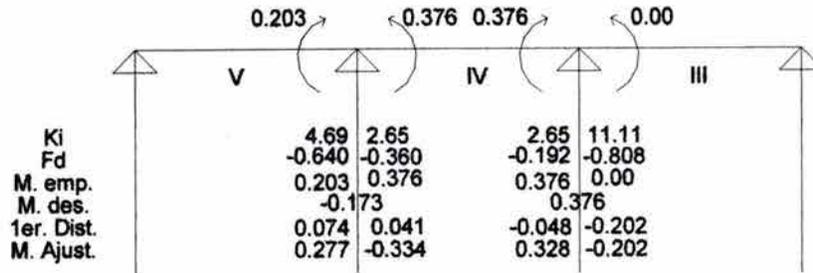


**FRANJA 4**

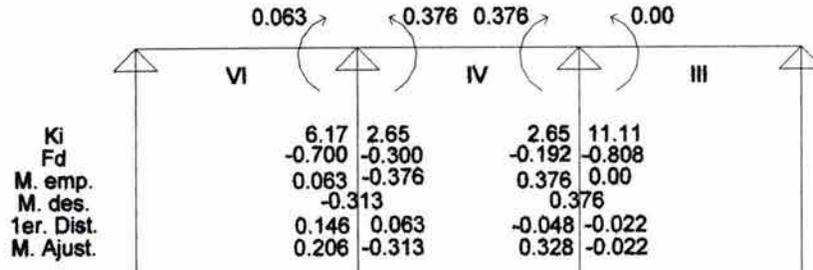




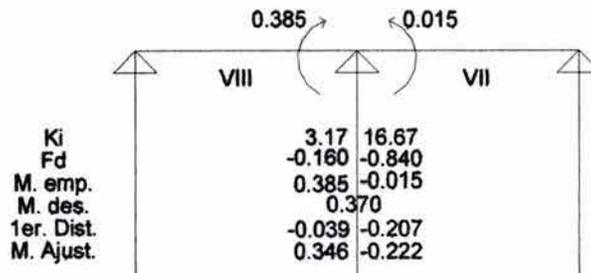
**FRANJA 5**



**FRANJA 6**



**FRANJA 7**



**Diseño de la losa de primer piso horizontal**

**Revisión por flexión:**

Para momento negativo máximo  $M_u = 0.726 \text{ ton-m}$

$$A_s = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.726 \times 10^5)}{0.9(100)(10)^2(170)}} \right] (100)(10) \quad A_s = 1.97 \text{ cm}^2$$

Las NTC-2001 nos indican que esta área de acero requerida deberá ser mayor o igual al área de acero mínima por flexión y al área de acero por temperatura por eso:

$$A_{s_{\min}} = \rho_{\min} bd = 0.00264(100)(10) = 2.64 \text{ cm}^2 \quad \text{Rige}$$

$$A_{s_{\text{Tem}}} = \frac{660(12)}{4200(12 + 100)} (100) = 1.68 \text{ cm}^2$$

Como el área de acero mínima es mayor que la área requerida y que por temperatura se utilizara para diseñar.

Se propone utilizar varilla del # 3 con  $a_0 = 0.71 \text{ cm}^2$



$$S = \frac{100(a_0)}{A_s} = \frac{100(0.71)}{2.64} = 26.89 \text{ cm} \quad \text{Rige}$$

Las NTC-2001 indican una separación máxima por lo que:

$$S_{\max} = 50 \text{ cm} \text{ o } 3.5x_1 = 3.5(12) = 42 \text{ cm.}$$

Por lo tanto: Se usará var. # 3 @ 25 cm. c.a.c

Para momento positivo máximo  $M_u = 0.421 \text{ ton-m}$

Como el momento positivo máximo es menor que el negativo rige el área mínima

Por lo tanto: Se usará var. # 3 @ 25 cm. c.a.c

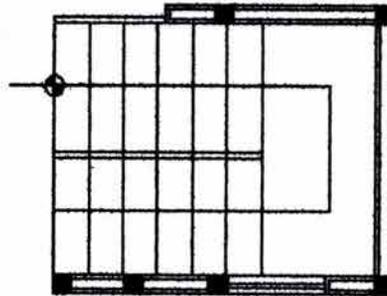
Revisión por cortante:

$$V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f^* c} = V_{CR} = 0.5(0.8)(100)(10) \sqrt{200} = 5656.85 \text{ Kg.}$$

$$V_U = \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left[ \frac{w_U}{1 + \left( \frac{a_1}{a_2} \right)^6} \right] = V_U = \left( \frac{4.08}{2} - 0.10 \right) \left[ \frac{1.4(836)}{1 + \left( \frac{4.08}{5.07} \right)^6} \right] = 1785.62 \text{ Kg.}$$

Como  $V_U < V_{CR}$  el peralte es adecuado.

### Peso de la escalera



La escalera debe tener una altura de 2.75 m menos 0.10 m por el descanso, se tiene una altura de 2.65 m por lo que se propone un peralte o paso de 18 cm.

No. de escalones:  $265 / 18 = 15$  escalones.

Se propone un espesor de losa de 10 cm.

Cálculo de la huella  $H = 64 - 2P = 64 - 2(18) = 28 \text{ cm.}$

El peso de los escalones se calculará con la siguiente fórmula:

$$W_e = \frac{P}{2} P.vol.$$

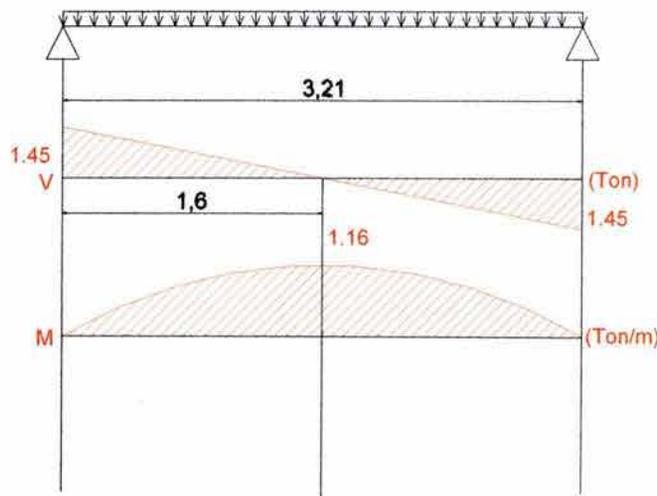


MATERIAL	ESPESOR (m)	P. VOL. (Ton/m <sup>3</sup> )	W (Ton/m <sup>2</sup> )
Piso (Cerámica)	0.030	1.15	0.035
Mortero	0.020	2.10	0.042
Losa	0.100	2.40	0.240
Escalones	P / 2 = 0.09	1.50	0.135
Descanso	0.10	2.40	0.240
Carga Muerta Adicional (RCDF)			0.040
Carga Muerta			0.732
Carga Viva			0.170
<b>Total</b>			<b>0.902</b>

**Diseño de losa de escalera**

Se analizará como una viga unitaria de 1 metro de ancho por 3.21 m de largo.

$w = 0.902 \text{ T/M}$



$M_u = 1.4 (1.16) = 1.62 \text{ Ton-m}$

$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

**Diseño por flexión:**

Para momento Positivo máximo  $M_u = 0.196 \text{ ton-m}$

$$A_s = \frac{136}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.62 \times 10^5)}{0.9(100)(8)^2(136)}} \right] (100)(8) \quad A_s = 6.06 \text{ cm}^2 \quad \text{Rige}$$

Las NTC-2001 nos indican que esta área de acero requerida deberá ser mayor o igual al área de acero mínima por flexión y al área de acero por temperatura por eso:

$A_{s_{min}} = \rho_{min} bd = 0.00236(100)(8) = 1.89 \text{ cm}^2$

$A_{s_{Tem}} = \frac{660(10)}{4200(10 + 100)} (100) = 1.43 \text{ cm}^2$

Como el área de acero mínima es menor que la área requerida y que por temperatura se utilizara para diseñar la requerida.

Se propone utilizar varilla del # 3 con  $a_0 = 0.71 \text{ cm}^2$



$$S = \frac{100(a_0)}{A_s} = \frac{100(0.71)}{6.06} = 11.72 \text{ cm} \quad \text{Rige}$$

Las NTC-2001 indican una separación máxima por lo que:

$$S_{\max} = 50 \text{ cm} \text{ o } 3.5x_1 = 3.5(10) = 35 \text{ cm.}$$

Por lo tanto: Se usara var. # 3 @ 12 cm. c.a.c en ambas direcciones.

Revisión por cortante:

$$V_u = F.C(V) = 1.4 (1450) = 2030 \text{ Kg.}$$

De la sección 2.5 de las NTC-2001 de Concreto:

$$V_{CR} = 0.5(0.8)(100)(8)\sqrt{160} = 4047.72 \text{ Kg.}$$

Como  $V_u < V_{CR}$  la losa no tiene problemas de cortante.

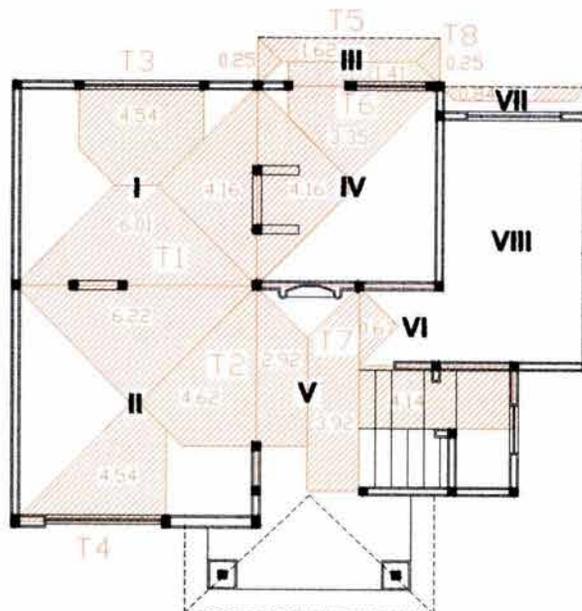
### 8.3 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE TRABES Y COLUMNAS

En el diseño de vigas y columnas lo que se pretende es dimensionarlos de manera que el costo sea óptimo, considerando que la estructura sea estéticamente aceptable y con la resistencia necesaria para soportar las cargas actuantes.

También se busca la sencillez y rapidez constructiva tratando, de tener estandarización tanto en acero de refuerzo como en las secciones de concreto.

En este proyecto se propone utilizar trabes de un  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  para reducir lo más posible el peralte, ya que son trabes que soportan mucha carga y por lo general también de mucha longitud y al reducir su peralte facilitan un poco su construcción y da una mejor perspectiva a quien las observa.

#### Áreas tributarias de trabes de primer piso





### 8.3.1 TRABE T1

Para empezar a diseñar las traves es importante conocer algunas variables como:

$w_l$  = Peso de la losa

$A_T$  = Área tributaria que soporta la trabe

$$W = w_l(A_T)$$

$$w = WT / L$$

Donde:

$w$  = carga lineal soportada por la trabe

$W$  = Peso total del área tributaria

$L$  = Longitud de la trabe

Conociendo estos parámetros podemos empezar a diseñar nuestras traves según NTC-2001

Proponer dimensiones de la trabe y propiedades de las barras:

Se propone una viga de peralte total  $h = 45\text{cm}$  y base total  $b = 25\text{cm}$

$$f'c = 250\text{kg/cm}^2 \quad f*c = 0.8(f'c) = 200\text{kg/cm}^2 \quad f''c = 0.85(f*c) = 170\text{kg/cm}^2$$

$$E = 10000\sqrt{f'c} = 158113.89\text{kg/cm}^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{25(45)^3}{12} = 189843.75\text{cm}^4$$

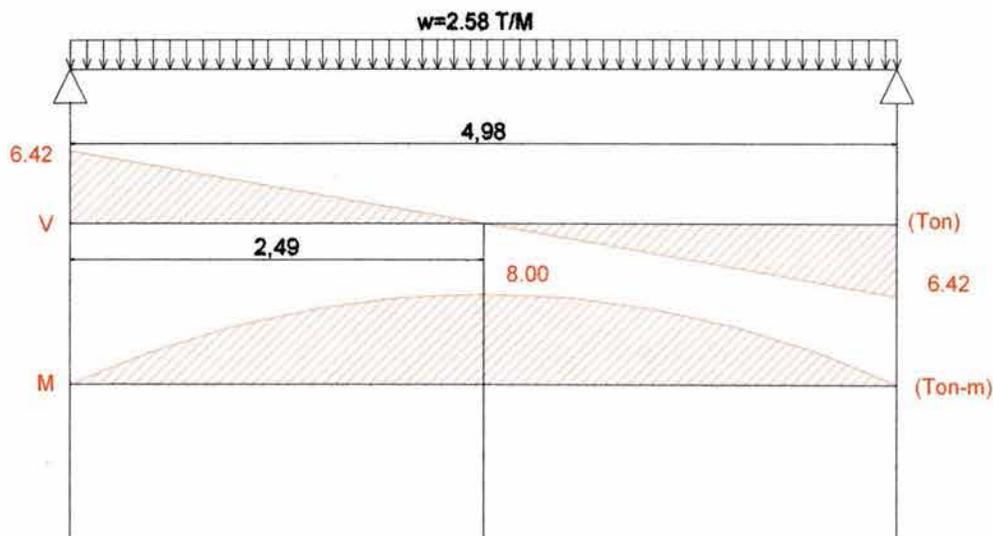
$$A = b \times h = 1125\text{cm}^2 \quad f_y = 4200\text{kg/cm}^2 \quad \text{Recubrimiento} = 5\text{cm.}$$

$$W = w_l(A_T) = 0.836(6.01) + 0.590(6.22) = 8.694\text{ Ton}$$

$$W \text{ peso propio} = W_{pp} = 0.24(0.25)(0.45) = 0.027\text{ Ton/m}$$

$$W \text{ muro} = 317(2.55) = 808.4\text{ Kg/m} = 0.808\text{ Ton/m}$$

$$w = W / L + W_{pp} + W_{\text{muro}} = 8.694 / 4.98 + 0.027 + 0.808 = 2.58\text{ Ton/m}$$



Diseño por flexión:

Se calcula el  $M_U$  de diseño para momento máximo positivo y negativo:

$$M_U = F_C M_{\text{max}}$$



Como el sismo lo soporta las columnas y los muros las trabes se diseñan para una condición de carga CV + CM por lo que  $F_C = 1.4$  según reglamento.

Para momento máximo positivo:

$$M_U = 1.4(8.00) = 11.20T - m$$

$$M_R = M_U = F_R b d^2 f'' c q (1 - 0.5q) \quad (\text{NTC-2001 Ec. 2.4})$$

Simplificando la formula:

$$0.5q^2 - q + \frac{M_U}{F_R b d^2 f'' c}$$

Despejando q:

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

Y como el porcentaje de acero es:

$$\rho = \frac{q f'' c}{f_y} \quad (\text{NTC-2001 Ec. 2.6})$$

Sustituyendo el valor de q:

$$\rho = \frac{f'' c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_U}{F_R b d^2 f'' c}} \right] \quad \rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(11.20 \times 10^5)}{0.9(25)(40)^2(170)}} \right] = 0.00825$$

“La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresión o con él”. (NTC-2001 Sec.2.2.2)

Para obtener una falla balanceada el porcentaje de acero deberá ubicarse entre el mínimo y el máximo esto es:

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

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'' c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{170}}{4200} = 0.00217 \quad (\text{NTC-2001 Ec. 2.2})$$

$$\rho_{\max} = \rho_{bal} = \frac{f'' c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} = \frac{170}{4200} \frac{6000(0.85)}{4200 + 6000} = 0.02024 \quad (\text{NTC-2001 Ec. 2.3})$$

Como Uruapan se encuentra en zona sísmica el  $\rho_{\max}$  se debe multiplicar por 0.75 por lo que el  $\rho_{\max}$  es  $0.02024 (0.75) = 0.01518$

Donde:

$$\beta_1 = 0.85 \quad \text{si } f'' c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$$

Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.00825 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad \text{por lo que } A_s = \rho b d = 0.00825(25)(40) = 8.25 \text{ cm}^2$$

Se propone 3 varillas del número 6  $A_s = 8.55 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho inferior.

Como no hay momento negativo, pero se deben colocar varillas por armado:

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53\text{cm}^2$  que se colocaran en el lecho superior.

Por reglamento en trabes no se permite poner varillas menores al número 4.(1/2")

Diseño por cortante:

Cálculo del refuerzo transversal:

Se ha estudiado que a una distancia  $d$  (peralte) tomada desde la base del apoyo, es donde se presentan los mayores agrietamientos por lo que para el diseño se utiliza este cortante llamado  $V_{\max}$ .

$$\frac{V}{l} = \frac{V_{\max}}{l - (d + \frac{t}{2})}$$

Donde:

$V$  = cortante mayor obtenido en los diagramas.

$l$  = distancia del centro del apoyo a  $V=0$ .

$d$  = peralte de la trabe.

$t$  = espesor del muro.

$$V_{\max} = \frac{6.42(2.02)}{2.49} = 5.21\text{Ton} \quad V_U = F_c V_{\max} = 1.4(5.21) = 7.29\text{Ton}$$

Calculando el porcentaje de acero real tenemos:

$$A_s = 8.55\text{cm}^2 \quad \rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{8.55}{25(40)} = 0.00855 < 0.015 \quad \frac{L}{h} = \frac{498}{45} = 11.07$$

Como el porcentaje de acero real salió menor que 0.015 y la relación  $\frac{L}{h} > 5$  el  $V_{CR}$

se calculara con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = F_R bd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f^*c} \quad (\text{NTC-2001 Ec. 2.19})$$

$$V_{CR} = 0.8(25)(40)(0.2 + 20(0.00855))\sqrt{200} = 4197.39 \text{ Kg}$$

El reglamento indica que para cortante, el  $F_R = 0.8$ .

Como resultado que  $V_{CR} < V_U$  se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos).

$$V_{SR} = V_U - V_{CR} \quad (\text{NTC-2001 Sec. 2.5.2.3})$$

$$V_{SR} = 7290 - 4197 = 3093 \text{ Kg}$$

$$S = \frac{F_R A_V f_{yd}}{V_{SR}} (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta) \quad (\text{NTC-2001 Ec. 2.23})$$

Como el reglamento no permite usar varillas menores a # 2.5 en trabes se propone estribos del # 2.5.

$$A_V = \# \text{ramas}(a_0)$$

$$A_V = 2(0.49) = 0.98\text{cm}^2$$

$$S = \frac{0.8(0.98)4200(40)}{3093} = 42.58\text{cm}$$

El reglamento nos indica separaciones mínimas y máximas por lo que:

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

$$S_{\max} = 0.5d \text{ esto es solo que } V_{CR} < V_U < 1.5F_Rbd\sqrt{f^*c} \quad (\text{NTC-2001 Sec. 2.5.2.3})$$

$$S_{\max} = 0.25d \text{ esto es si } V_U > 1.5F_Rbd\sqrt{f^*c}$$

Por lo que:

$$S \geq S_{\min} = 6\text{cm} \quad S < S_{\max}$$

Para nuestro caso tenemos:

$$4197 < 7290 < 1.5(0.8)(25)(40)\sqrt{200} \quad 4197 < 7290 < 16971$$

Por lo que  $S_{\max} = 0.5d = 0.5(40) = 20\text{cm}$  será la separación que rija.

Por lo tanto se colocaran estribos del # 2.5 @ 20 cm.

Cálculo de la flecha:

Las NTC-2001 indican que la deflexión máxima no debe exceder de:

$$\delta_{\max} < \frac{L}{240} + 0.5\text{cm} \text{ Cuando no hay muro debajo de la trabe.}$$

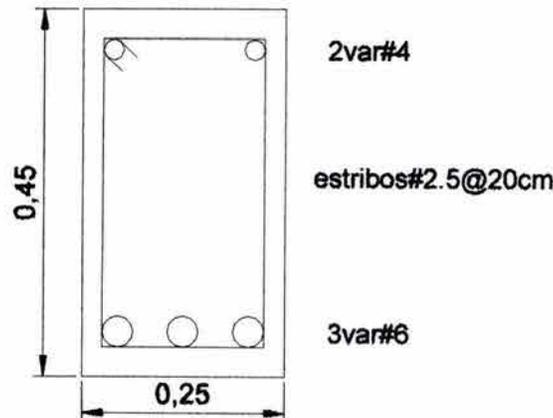
$$\delta_{\max} < \frac{L}{480} + 0.3\text{cm} \text{ Cuando hay muro debajo de la trabe.}$$

$$\delta_{\max} = \frac{498}{240} + 0.5\text{cm} = 2.58\text{cm.}$$

$$\delta_{\text{real}} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5(25.8)(498)^4}{384(158113.88)(189843.75)} = 0.69\text{cm}$$

Como  $\delta_{\text{real}} < \delta_{\max}$  La trabe no tiene problemas de deflexión.

Croquis de armado:



### 8.3.2 TRABE T2

Proponer dimensiones de la trabe y propiedades de las barras:

Se propone una viga de peralte total  $h = 45\text{cm}$  y base total  $b = 25\text{cm}$

$$f'c = 250\text{kg/cm}^2 \quad f^*c = 0.8(f'c) = 200\text{kg/cm}^2 \quad f''c = 0.85(f^*c) = 170\text{kg/cm}^2$$

$$E = 10000\sqrt{f'c} = 158113.89\text{kg/cm}^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{25(45)^3}{12} = 189843.75\text{cm}^4$$

$$A = bxh = 1125\text{cm}^2 \quad f_y = 4200\text{kg/cm}^2 \quad \text{Recubrimiento} = 5\text{cm.}$$

$$W1 = w_l(A_T) = 0.590(4.62) + 0.535(2.92) = 4.29\text{ Ton}$$

$$W2 = w_l(A_T) = 0.836(4.16) + 0.588(4.16) = 5.92\text{ Ton}$$



$$W3 = w_l(A_T) = 0.535(0.25) = 0.14 \text{ Ton}$$

$$W \text{ peso propio} = W \text{ pp.} = 0.24 (0.25) (0.45) = 0.027 \text{ Ton / m}$$

$$W1 \text{ muro} = 270 (2.55) = 689 \text{ Kg / m} = 0.689 \text{ Ton / m}$$

$$W2 \text{ muro} = 317 (2.55) = 808.4 \text{ Kg / m} = 0.808 \text{ Ton / m}$$

$$W3 \text{ muro} = 270 (2.55) = 689 \text{ Kg / m} = 0.689 \text{ Ton / m}$$

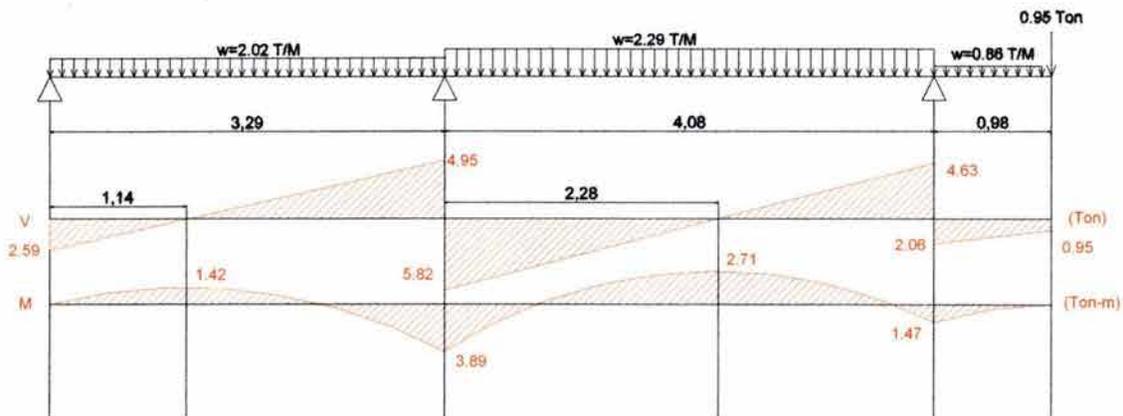
$$W1 = W / L + W \text{ pp.} + W \text{ muro} = 4.29 / 3.29 + 0.027 + 0.689 = 2.02 \text{ Ton / m}$$

$$W2 = W / L + W \text{ pp.} + W \text{ muro} = 5.92 / 4.08 + 0.027 + 0.808 = 2.29 \text{ Ton / m}$$

$$W3 = W / L + W \text{ pp.} + W \text{ muro} = 0.14 / 0.98 + 0.027 + 0.689 = 0.86 \text{ Ton / m}$$

$$W \text{ reacción de T5} = 0.95 \text{ Ton}$$

Con los datos anteriores se ingresa a un software llamado Sap 2000, precisamente basado en el método de Rigidez, para obtener los cortantes y momentos y poder realizar los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante que nos servirán para el diseño de la trabe.



**Diseño por flexión:**

Para momento máximo positivo:

$$M_U = 1.4(2.71) = 3.80T - m$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(3.80 \times 10^5)}{0.9(25)(40)^2(170)}} \right] = 0.00254$$

Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.00254 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.00254(25)(40) = 2.54 \text{ cm}^2$$

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.54 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho inferior.

Para momento máximo negativo:

$$M_U = 1.4(3.89) = 5.45T - m$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(5.45 \times 10^5)}{0.9(25)(40)^2(170)}} \right] = 0.00378$$



Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.00378 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.00378(25)(40) = 3.78 \text{ cm}^2$$

Se propone 3 varillas del número 4  $A_s = 3.80 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho superior.

Diseño por cortante:

Cálculo del refuerzo transversal:

$$V_{\max} = \frac{5.82(1.81)}{2.28} = 4.62 \text{ Ton} \quad V_U = F_C V_{\max} = 1.4(4.62) = 6.47 \text{ Ton}$$

Calculando el porcentaje de acero real tenemos:

$$A_s = 3.80 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.80}{25(40)} = 0.0038 < 0.015 \quad \frac{L}{h} = \frac{835}{45} = 18.56$$

Como el porcentaje de acero real salio menor que 0.015 y la relación  $\frac{L}{h} > 5$  el  $V_{CR}$

se calculara con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.8(25)(40)(0.2 + 20(0.0038))\sqrt{200} = 3123 \text{ Kg}$$

El reglamento indica que para cortante, el  $F_R = 0.8$ .

Como resultado que  $V_{CR} < V_U$  se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos).

$$V_{SR} = 4620 - 3123 = 1497 \text{ Kg}$$

$$A_V = 2(0.49) = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{0.8(0.98)4200(40)}{1497} = 87.98 \text{ cm}$$

Por lo que:

$$S \geq S_{\min} = 6 \text{ cm} \quad S < S_{\max}$$

Para nuestro caso tenemos:

$$3123 < 4620 < 1.5(0.8)(25)(40)\sqrt{200} \quad 3123 < 4620 < 16971$$

Por lo que  $S_{\max} = 0.5d = 0.5(40) = 20 \text{ cm}$  será la separación que rija.

Por lo tanto se colocaran estribos del # 2.5 @ 20 cm.

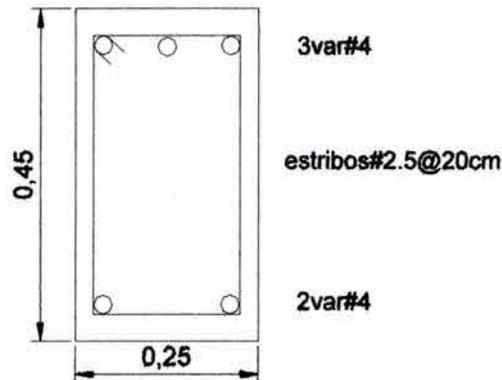
Cálculo de la flecha:

Las NTC-2001 indican que la deflexión máxima no debe exceder de:

$$\delta_{\max} = \frac{835}{240} + 0.5 \text{ cm} = 3.98 \text{ cm.} \quad \delta_{\text{real}} = 1.19 \text{ cm}$$

Como  $\delta_{\text{real}} < \delta_{\max}$  La trabe no tiene problemas de deflexión.

Croquis de armado:



### 8.3.3 TRABE T3

Proponer dimensiones de la trabe y propiedades de las barras:

Se propone una viga de peralte total  $h = 30\text{cm}$  y base total  $b = 20\text{cm}$

$$f'c = 250\text{kg/cm}^2 \quad f*c = 0.8(f'c) = 200\text{kg/cm}^2 \quad f''c = 0.85(f*c) = 170\text{kg/cm}^2$$

$$E = 10000\sqrt{f'c} = 158113.89\text{kg/cm}^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20(30)^3}{12} = 45000\text{cm}^4$$

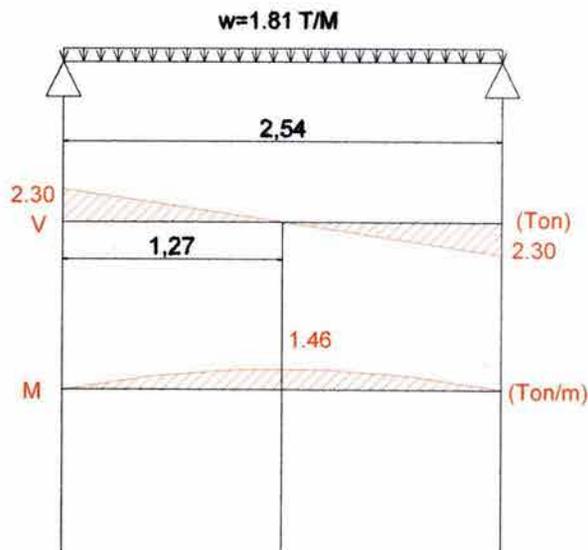
$$A = b \cdot h = 600\text{cm}^2 \quad fy = 4200\text{kg/cm}^2 \quad \text{Recubrimiento} = 5\text{cm.}$$

$$W = w_l(A_T) = 0.836(4.54) = 3.80\text{ Ton}$$

$$W \text{ peso propio} = W_{pp} = 0.24(0.30)(0.20) = 0.015\text{ Ton/m}$$

$$W \text{ murete} = 317(1.0) = 317\text{ Kg/m} = 0.317\text{ Ton/m}$$

$$w = W/L + W_{pp} + W \text{ murete} = 3.80/2.58 + 0.015 + 0.317 = 1.81\text{ Ton/m}$$



Diseño por flexión:

Para momento máximo positivo:

$$M_U = 1.4(1.46) = 2.05\text{T-m}$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.05 \times 10^5)}{0.9(20)(25)^2(170)}} \right] = 0.00453$$



Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.00453 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.00453(20)(25) = 2.27 \text{ cm}^2$$

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho inferior.

Como no hay momento negativo, pero se deben colocar varillas por armado:

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho superior.

Diseño por cortante:

Cálculo del refuerzo transversal:

$$V_{\max} = \frac{1.91(0.95)}{1.27} = 1.43 \text{ Ton} \quad V_U = F_C V_{\max} = 1.4(1.43) = 2.00 \text{ Ton}$$

Calculando el porcentaje de acero real tenemos:

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.53}{20(25)} = 0.0051 < 0.015 \quad \frac{L}{h} = \frac{254}{30} = 8.47$$

Como el porcentaje de acero real salio menor que 0.015 y la relación  $\frac{L}{h} > 5$  el  $V_{CR}$  se calculara con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.8(20)(25)(0.2 + 20(0.0051))\sqrt{200} = 1708 \text{ Kg}$$

El reglamento indica que para cortante, el  $F_R = 0.8$ .

Como resultado que  $V_{CR} < V_U$  se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos).

$$V_{SR} = 2000 - 1708 = 292 \text{ Kg}$$

$$A_V = 2(0.49) = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{0.8(0.98)4200(25)}{292} = 282 \text{ cm}$$

Por lo que:

$$S \geq S_{\min} = 6 \text{ cm} \quad S < S_{\max}$$

Para nuestro caso tenemos:

$$1708 < 2000 < 1.5(0.8)(20)(30)\sqrt{200} \quad 1708 < 2000 < 8485$$

Por lo que  $S_{\max} = 0.5d = 0.5(25) = 12.5 \text{ cm}$  será la separación que rija.

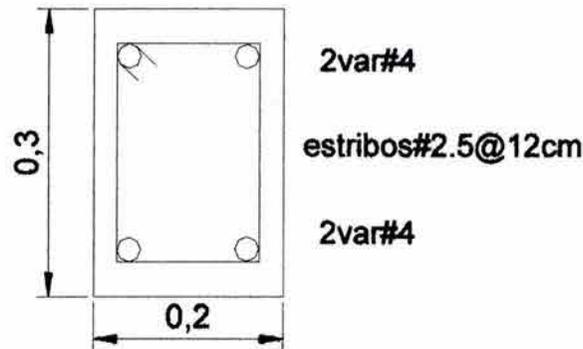
Por lo tanto se colocaran estribos del # 2.5 @ 12 cm.

Cálculo de la flecha:

$$\delta_{\max} = \frac{254}{480} + 0.3 \text{ cm} = 0.82 \text{ cm.} \quad \delta_{\text{real}} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5(18.1)(254)^4}{384(158113.88)(45000)} = 0.14 \text{ cm}$$

Como  $\delta_{\text{real}} < \delta_{\max}$  La trabe no tiene problemas de deflexión.

Croquis de armado:



### 8.3.4 TRABE T4

Proponer dimensiones de la trabe y propiedades de las barras:

Se propone una viga de peralte total  $h = 30\text{cm}$  y base total  $b = 20\text{cm}$

$$f'c = 250\text{kg/cm}^2 \quad f^*c = 0.8(f'c) = 200\text{kg/cm}^2 \quad f^nc = 0.85(f^*c) = 170\text{kg/cm}^2$$

$$E = 10000\sqrt{f'c} = 158113.89\text{kg/cm}^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20(30)^3}{12} = 45000\text{cm}^4$$

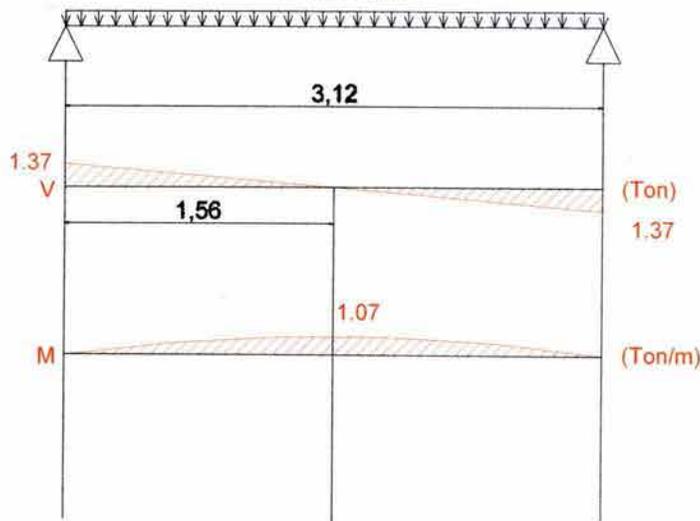
$$A = bxh = 600\text{cm}^2 \quad fy = 4200\text{kg/cm}^2 \quad \text{Recubrimiento} = 5\text{cm.}$$

$$W = w_l(A_r) = 0.590(4.54) = 2.68\text{Ton}$$

$$W \text{ peso propio} = W \text{ pp.} = 0.24(0.30)(0.20) = 0.015\text{Ton/m}$$

$$w = W/L + W \text{ pp.} = 2.68/3.12 + 0.015 = 0.88\text{Ton/m}$$

$$w = 0.88\text{T/M}$$



Diseño por flexión:

Para momento máximo positivo:

$$M_U = 1.4(1.07) = 1.50\text{T} - m$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.50 \times 10^5)}{0.9(20)(25)^2(170)}} \right] = 0.0033$$



Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.0033 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.0033(20)(25) = 1.65 \text{ cm}^2$$

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho inferior.

Como no hay momento negativo, pero se deben colocar varillas por armado:

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho superior.

Diseño por cortante:

Cálculo del refuerzo transversal:

$$V_{\max} = \frac{1.37(1.24)}{1.56} = 1.09 \text{ Ton}$$

$$V_U = F_C V_{\max} = 1.4(1.09) = 1.53 \text{ Ton}$$

Calculando el porcentaje de acero real tenemos:

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.53}{20(25)} = 0.0051 < 0.015 \quad \frac{L}{h} = \frac{312}{30} = 10.4$$

Como el porcentaje de acero real salio menor que 0.015 y la relación  $\frac{L}{h} > 5$  el  $V_{CR}$  se calculara con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.8(20)(25)(0.2 + 20(0.0051))\sqrt{200} = 1708 \text{ Kg}$$

El reglamento indica que para cortante, el  $F_R = 0.8$ .

Como resultado que  $V_{CR} > V_U$  no se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos) pero el reglamento indica que se debe suministrar un refuerzo mínimo por tensión diagonal.

$$A_{V \min} = 0.25 \frac{bs}{f_y} \sqrt{f^* c} \text{ (NTC-2001 Ec. 2.22)}$$

$$A_v = 2(0.49) = 0.98 \text{ cm}^2$$

Despejando S

$$S = \frac{\frac{A_{V \min}}{(0.25)\sqrt{f^* c}} (f_y)}{b} \quad S = \frac{0.98}{(0.25)\sqrt{200}} (4200) = 58.20 \text{ cm}$$

El reglamento nos indica la separación máxima por lo que:

$$S_{\max} = 0.5d$$

$$\text{Por lo que } S_{\max} = 0.5d = 0.5(25) = 12.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocaran estribos del # 2.5 @ 12 cm.

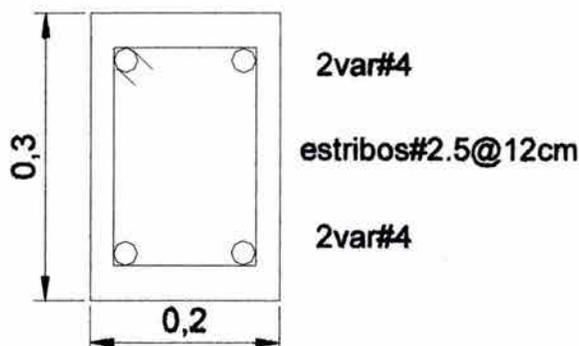
Cálculo de la flecha:

$$\delta_{\max} = \frac{312}{480} + 0.3 \text{ cm} = 0.95 \text{ cm.}$$

$$\delta_{real} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5(8.8)(312)^4}{384(158113.88)(45000)} = 0.15cm$$

Como  $\delta_{real} < \delta_{max}$  La trabe no tiene problemas de deflexión.

Croquis de armado:



### 8.3.5 TRABE T5

Proponer dimensiones de la trabe y propiedades de las barras:

Se propone una viga de peralte total  $h = 20cm$  y base total  $b = 20 cm$

$$f'c = 250kg/cm^2 \quad f*c = 0.8(f'c) = 200kg/cm^2 \quad f''c = 0.85(f*c) = 170kg/cm^2$$

$$E = 10000\sqrt{f'c} = 158113.89kg/cm^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20(20)^3}{12} = 13333.33cm^4$$

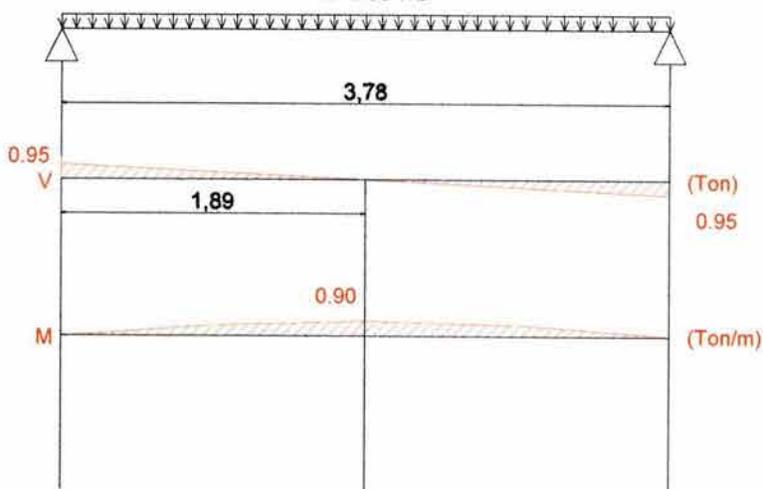
$$A = bxh = 400cm^2 \quad fy = 4200kg/cm^2 \quad \text{Recubrimiento} = 3 cm.$$

$$W = w_l(A_T) = 0.535(1.62) = 0.87 \text{ Ton}$$

$$W \text{ peso propio} = W_{pp} = 0.24 (0.20) (0.20) = 0.001 \text{ Ton / m}$$

$$W \text{ murete} = 270 (1.0) = 270 \text{ Kg / m} = 0.270 \text{ Ton / m}$$

$$w = W / L + W_{pp} + W_{murete} = 0.87 / 3.78 + 0.001 + 0.270 = 0.50 \text{ Ton / m}$$



Diseño por flexión:

Para momento máximo positivo:



$$M_U = 1.4(0.90) = 1.26T - m$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.26 \times 10^5)}{0.9(20)(17)^2(170)}} \right] = 0.00625$$

Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.00625 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.00625(20)(17) = 2.125 \text{ cm}^2$$

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho inferior.

Como no hay momento negativo, pero se deben colocar varillas por armado:

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho superior.

Diseño por cortante:

Cálculo del refuerzo transversal:

$$V_{\max} = \frac{0.95(1.65)}{1.89} = 0.83 \text{ Ton} \quad V_U = F_C V_{\max} = 1.4(0.83) = 1.16 \text{ Ton}$$

Calculando el porcentaje de acero real tenemos:

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.53}{20(25)} = 0.0051 < 0.015 \quad \frac{L}{h} = \frac{378}{20} = 18.9$$

Como el porcentaje de acero real salio menor que 0.015 y la relación  $\frac{L}{h} > 5$  el  $V_{CR}$  se calculara con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.8(20)(25)(0.2 + 20(0.0051))\sqrt{200} = 1708 \text{ Kg}$$

El reglamento indica que para cortante, el  $F_R = 0.8$ .

Como resultado que  $V_{CR} > V_U$  no se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos) pero el reglamento indica que se debe suministrar un refuerzo mínimo por tensión diagonal.

$$S = \frac{\frac{0.98}{(0.25)\sqrt{200}}(4200)}{20} = 58.20 \text{ cm}$$

El reglamento nos indica la separación máxima por lo que:

$$S_{\max} = 0.5d$$

$$\text{Por lo que } S_{\max} = 0.5d = 0.5(17) = 8.5 \text{ cm}$$

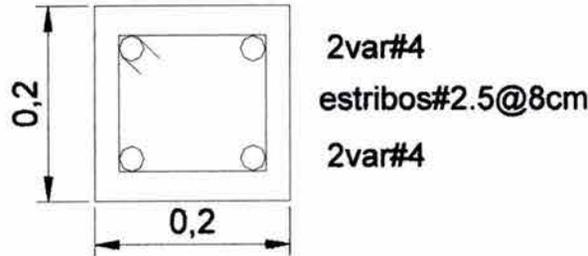
Por lo tanto se colocaran estribos del # 2.5 @ 8 cm.

Cálculo de la flecha:

$$\delta_{\max} = \frac{378}{480} + 0.3 \text{ cm} = 1.09 \text{ cm.} \quad \delta_{\text{real}} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5(5.0)(378)^4}{384(158113.88)(13333.33)} = 0.63 \text{ cm}$$

Como  $\delta_{\text{real}} < \delta_{\max}$  La trabe no tiene problemas de deflexión.

Croquis de armado:



### 8.3.6 TRABE T6

Proponer dimensiones de la trabe y propiedades de las barras:

Se propone una viga de peralte total  $h = 30\text{cm}$  y base total  $b = 20\text{cm}$

$$f'c = 250\text{kg/cm}^2 \quad f^*c = 0.8(f'c) = 200\text{kg/cm}^2 \quad f''c = 0.85(f^*c) = 170\text{kg/cm}^2$$

$$E = 10000\sqrt{f'c} = 158113.89\text{kg/cm}^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20(30)^3}{12} = 45000\text{cm}^4$$

$$A = b \times h = 600\text{cm}^2 \quad fy = 4200\text{kg/cm}^2 \quad \text{Recubrimiento} = 5\text{cm.}$$

$$W1 = w_l(A_T) = 0.588(3.35) + 0.535(1.41) = 2.72\text{ Ton}$$

$$W2 = w_l(A_T) = 0.535(0.84) = 0.45\text{ Ton}$$

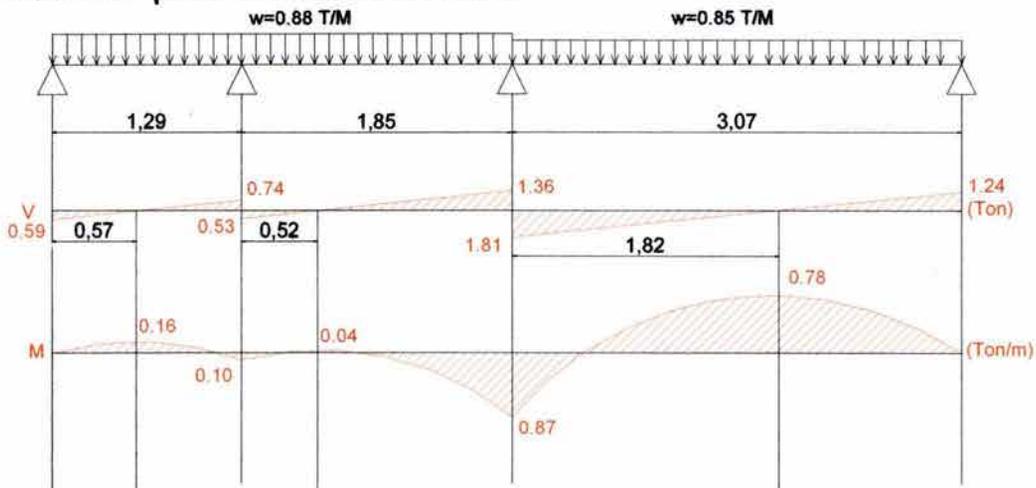
$$W \text{ peso propio} = W_{pp} = 0.24(0.30)(0.20) = 0.015\text{ Ton/m}$$

$$W2 \text{ muro} = 270(2.55) = 689\text{ Kg/m} = 0.689\text{ Ton/m}$$

$$w1 = W/L + W_{pp} = 2.72/3.14 + 0.015 = 0.88\text{ Ton/m}$$

$$w2 = W/L + W_{pp} + W \text{ muro} = 0.45/3.07 + 0.015 + 0.689 = 0.85\text{ Ton/m}$$

Con los datos anteriores se ingresa a un software llamado Sap 2000, precisamente basado en el método de Rigidez, para obtener los cortantes y momentos y poder realizar los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante que nos servirán para el diseño de la trabe.



Diseño por flexión:

Para momento máximo positivo:

$$M_U = 1.4(0.78) = 1.09T - m$$



$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.09 \times 10^5)}{0.9(20)(25)^2(170)}} \right] = 0.0024$$

Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.0024 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.0024(20)(25) = 1.19 \text{ cm}^2$$

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho inferior.

Para momento máximo negativo:

$$M_U = 1.4(0.87) = 1.22 \text{ T-m}$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.22 \times 10^5)}{0.9(20)(25)^2(170)}} \right] = 0.0027$$

Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.0027 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.0027(20)(25) = 1.35 \text{ cm}^2$$

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho superior.

Diseño por cortante:

Cálculo del refuerzo transversal:

$$V_{\max} = \frac{1.81(1.50)}{1.82} = 1.49 \text{ Ton} \quad V_U = F_C V_{\max} = 1.4(1.49) = 2.09 \text{ Ton}$$

Calculando el porcentaje de acero real tenemos:

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.53}{20(25)} = 0.0051 < 0.015 \quad \frac{L}{h} = \frac{621}{30} = 20.7$$

Como el porcentaje de acero real salio menor que 0.015 y la relación  $\frac{L}{h} > 5$  el  $V_{CR}$  se calculara con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.8(20)(25)(0.2 + 20(0.0051))\sqrt{200} = 1708 \text{ Kg}$$

El reglamento indica que para cortante, el  $F_r = 0.8$ .

Como resultado que  $V_{CR} < V_U$  se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos).

$$V_{SR} = 2090 - 1708 = 382 \text{ Kg}$$

$$A_v = 2(0.49) = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{0.8(0.98)4200(25)}{382} = 215.49 \text{ cm}$$

Por lo que:

$$S \geq S_{\min} = 6 \text{ cm} \quad S < S_{\max}$$

Para nuestro caso se tiene:

$$1708 < 2090 < 1.5(0.8)(20)(25)\sqrt{200} \quad 1708 < 2090 < 8485$$

Por lo que  $S_{\max} = 0.5d = 0.5(25) = 12.5\text{cm}$  será la separación que rija.

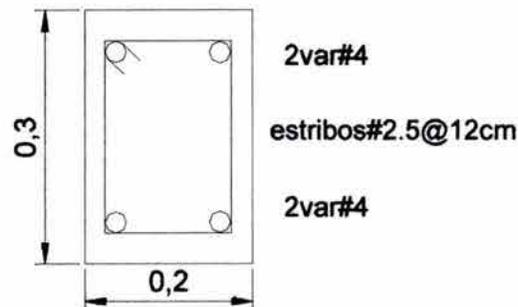
Por lo tanto se colocaran estribos del # 2.5 @ 12.5 cm.

Cálculo de la flecha:

$$\delta_{\max} = \frac{621}{480} + 0.3\text{cm} = 1.60\text{cm}. \quad \delta_{\text{real}} = 0.88\text{cm}$$

Como  $\delta_{\text{real}} < \delta_{\max}$  La trabe no tiene problemas de deflexión.

Croquis de armado:



### 8.3.7 TRABE T7

Proponer dimensiones de la trabe y propiedades de las barras:

Se propone una viga de peralte total  $h = 30\text{cm}$  y base total  $b = 20\text{cm}$

$$f'c = 250\text{kg/cm}^2 \quad f^*c = 0.8(f'c) = 200\text{kg/cm}^2 \quad f''c = 0.85(f^*c) = 170\text{kg/cm}^2$$

$$E = 10000\sqrt{f'c} = 158113.89\text{kg/cm}^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20(30)^3}{12} = 45000\text{cm}^4$$

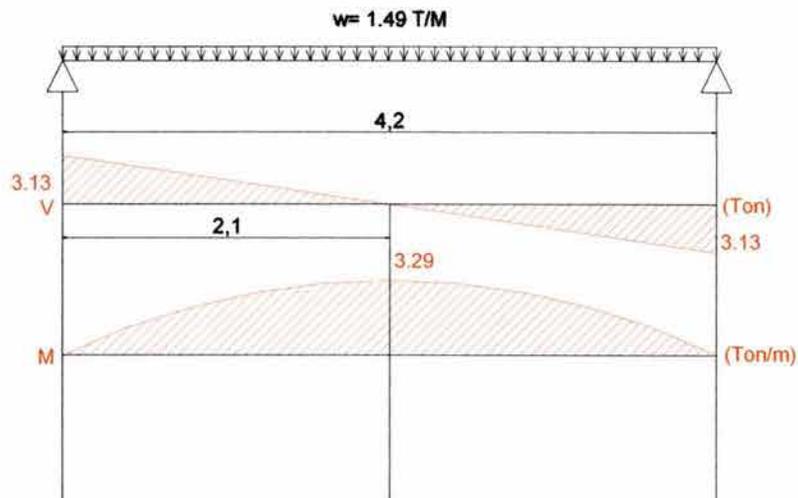
$$A = bxh = 600\text{cm}^2 \quad fy = 4200\text{kg/cm}^2 \quad \text{Recubrimiento} = 5\text{cm}.$$

$$W = w_l(A_T) = 0.535(4.59) = 2.46\text{Ton}$$

$$W \text{ peso propio} = W_{pp} = 0.24(0.30)(0.20) = 0.015\text{Ton/m}$$

$$W \text{ escalera} = 0.902(4.14) = 3.73\text{Ton}$$

$$w = W/L + W_{pp} + W_{\text{escalera}} = 2.46/4.20 + 0.015 + 3.73/4.20 = 1.49\text{Ton/m}$$



**Diseño por flexión:**

Para momento máximo positivo:

$$M_U = 1.4(3.29) = 4.61T - m$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(4.61 \times 10^5)}{0.9(20)(25)^2(170)}} \right] = 0.0113$$

Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.0113 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.0113(20)(25) = 5.65 \text{ cm}^2$$

Se propone 2 varillas del número 6  $A_s = 5.70 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho inferior.

Como no hay momento negativo, pero se deben colocar varillas por armado:

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho superior.

**Diseño por cortante:****Cálculo del refuerzo transversal:**

$$V_{\max} = \frac{3.13(1.78)}{2.10} = 2.65 \text{ Ton} \quad V_U = F_C V_{\max} = 1.4(2.65) = 3.714 \text{ Ton}$$

Calculando el porcentaje de acero real tenemos:

$$A_s = 5.70 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{5.70}{20(25)} = 0.0114 < 0.015 \quad \frac{L}{h} = \frac{420}{30} = 14$$

Como el porcentaje de acero real salio menor que 0.015 y la relación  $\frac{L}{h} > 5$  el  $V_{CR}$

se calculara con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.8(20)(25)(0.2 + 20(0.0114))\sqrt{200} = 2421 \text{ Kg}$$

El reglamento indica que para cortante, el  $F_R = 0.8$ .

Como resultado que  $V_{CR} < V_U$  se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos).

$$V_{SR} = 3714 - 2421 = 1293 \text{ Kg} \quad A_v = 2(0.49) = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{0.8(0.98)4200(25)}{1293} = 63.67 \text{ cm}$$

Por lo que:

$$S \geq S_{\min} = 6 \text{ cm} \quad S < S_{\max}$$

Para nuestro caso se tiene:

$$1708 < 2000 < 1.5(0.8)(20)(25)\sqrt{200} \quad 2421 < 3714 < 8485$$

Por lo que  $S_{\max} = 0.5d = 0.5(25) = 12.5 \text{ cm}$  será la separación que rija.

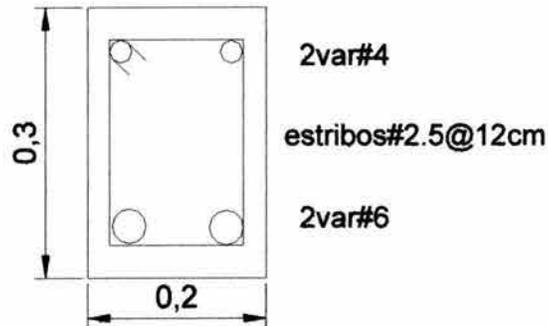
Por lo tanto se colocaran estribos del # 2.5 @ 12 cm.

Cálculo de la flecha:

$$\delta_{\max} = \frac{420}{240} + 0.5 \text{ cm} = 2.25 \text{ cm.} \quad \delta_{\text{real}} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5(14.9)(420)^4}{384(158113.88)(45000)} = 0.85 \text{ cm}$$

Como  $\delta_{real} < \delta_{max}$  La trabe no tiene problemas de deflexión.

Croquis de armado:



### 8.3.8 TRABE T8

Proponer dimensiones de la trabe y propiedades de las barras:

Se propone una viga de peralte total  $h = 30\text{cm}$  y base total  $b = 20\text{ cm}$

$$f'c = 250\text{kg/cm}^2 \quad f^*c = 0.8(f'c) = 200\text{kg/cm}^2 \quad f''c = 0.85(f^*c) = 170\text{kg/cm}^2$$

$$E = 10000 \sqrt{f'c} = 158113.89\text{kg/cm}^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20(30)^3}{12} = 45000\text{cm}^4$$

$$A = bxh = 600\text{cm}^2 \quad fy = 4200\text{kg/cm}^2 \quad \text{Recubrimiento} = 5\text{ cm.}$$

$$W = w_l(A_T) = 0.535(0.25) = 0.134\text{ Ton}$$

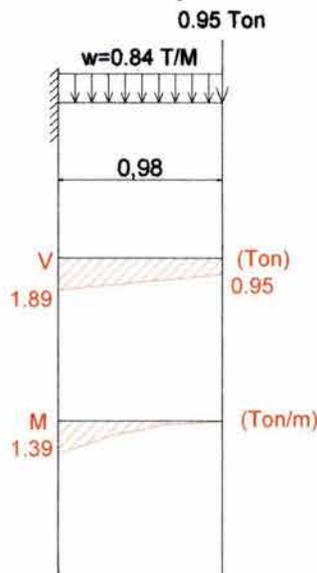
$$W \text{ peso propio} = W_{pp} = 0.24(0.30)(0.20) = 0.015\text{ Ton/m}$$

$$W \text{ muro} = 270(2.55) = 689\text{ Kg/m} = 0.689\text{ Ton/m}$$

$$w = W/L + W_{pp} + W \text{ muro} = 0.134/0.98 + 0.015 + 0.689 = 0.84\text{ Ton/m}$$

Se debe poner la reacción de la T5 que se apoya sobre esta trabe.

Con los datos anteriores se ingresa a un software llamado Sap 2000, precisamente basado en el método de Rigidez, para obtener los diagramas de cortantes, momentos y deflexión máxima, que nos servirán para el diseño de la trabe.



**Diseño por flexión:**

Para momento máximo negativo:

$$M_U = 1.4(1.39) = 1.95T - m$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.95 \times 10^5)}{0.9(20)(25)^2(170)}} \right] = 0.0044$$

Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.0044 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.0044(20)(25) = 2.20 \text{ cm}^2$$

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho superior.

Como no hay momento positivo, pero se deben colocar varillas por armado:

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho inferior.

**Diseño por cortante:**

Cálculo del refuerzo transversal:

$$V_{\max} = \frac{1.89(0.66)}{0.98} = 1.27 \text{ Ton} \quad V_U = F_C V_{\max} = 1.4(1.27) = 1.78 \text{ Ton}$$

Calculando el porcentaje de acero real tenemos:

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.53}{20(25)} = 0.0051 < 0.015 \quad \frac{L}{h} = \frac{98}{30} = 3.26$$

Como el porcentaje de acero real salio menor que 0.015 pero la relación  $\frac{L}{h} < 4$  el

$V_{CR}$  se calculara con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.5(0.8)(20)(25)\sqrt{200} = 2828 \text{ Kg}$$

Como resultado que  $V_{CR} > V_U$  no se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos) pero el reglamento indica que se debe suministrar un refuerzo mínimo por tensión diagonal.

$$S = \frac{\frac{0.98}{(0.25)\sqrt{200}}(4200)}{20} = 58.20 \text{ cm}$$

El reglamento nos indica la separación máxima por lo que:

$$S_{\max} = 0.5d \quad \text{Por lo que } S_{\max} = 0.5d = 0.5(25) = 12.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto se colocaran estribos del # 2.5 @ 12 cm.

Cálculo de la flecha:

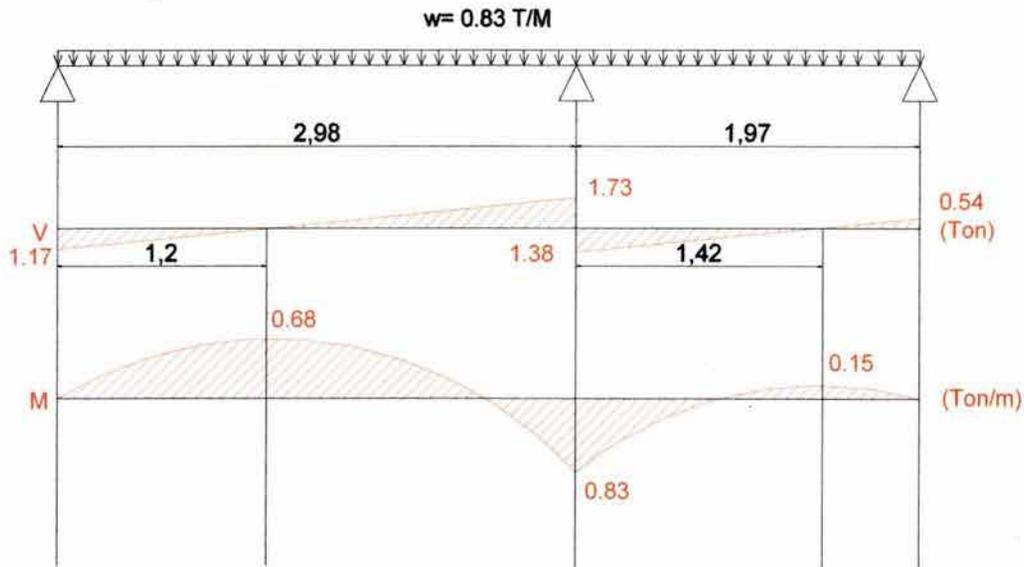
Las NTC-2001 indican que la deflexión máxima no debe exceder de:

$$\delta_{\max} = \frac{98}{240} + 0.5 \text{ cm} = 0.91 \text{ cm. } \delta_{\text{real}} = 0.90 \text{ cm}$$

Como  $\delta_{\text{real}} < \delta_{\max}$  La trabe no tiene problemas de deflexión.



momentos y poder realizar los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante que nos servirán para el diseño de la trabe.



#### Diseño por flexión:

Para momento máximo positivo:

$$M_U = 1.4(0.68) = 0.95T - m$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.95 \times 10^5)}{0.9(20)(25)^2(170)}} \right] = 0.00218$$

Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.00218 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.00218(20)(25) = 1.09 \text{ cm}^2$$

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho inferior.

Para momento máximo negativo:

$$M_U = 1.4(0.83) = 1.17T - m$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.17 \times 10^5)}{0.9(20)(25)^2(170)}} \right] = 0.0026$$

Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.0026 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.0026(20)(25) = 1.28 \text{ cm}^2$$

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho superior.

Diseño por cortante:

Cálculo del refuerzo transversal:



$$V_{\max} = \frac{1.73(1.46)}{1.78} = 1.419 \text{Ton} \quad V_U = F_C V_{\max} = 1.4(1.419) = 1.99 \text{Ton}$$

Calculando el porcentaje de acero real tenemos:

$$A_s = 2.53 \text{cm}^2 \quad \rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.53}{20(25)} = 0.0051 < 0.015 \quad \frac{L}{h} = \frac{495}{30} = 16.5$$

Como el porcentaje de acero real salio menor que 0.015 y la relación  $\frac{L}{h} > 5$  el  $V_{CR}$  se calculara con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.8(20)(25)(0.2 + 20(0.0051))\sqrt{200} = 1708 \text{ Kg}$$

Como resultado que  $V_{CR} > V_U$  no se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos) pero el reglamento indica que se debe suministrar un refuerzo mínimo por tensión diagonal.

$$S = \frac{0.98}{(0.25)\sqrt{200}} (4200) = 58.20 \text{cm}$$

El reglamento nos indica la separación máxima por lo que:

$$S_{\max} = 0.5d$$

Por lo que  $S_{\max} = 0.5d = 0.5(25) = 12.5 \text{cm}$

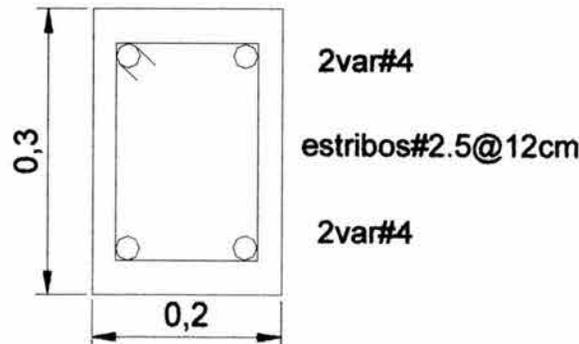
Por lo tanto se colocaran estribos del # 2.5 @ 8 cm.

Cálculo de la flecha:

$$\delta_{\max} = \frac{495}{480} + 0.3 \text{cm} = 1.33 \text{ cm.} \quad \delta_{\text{real}} = 0.72 \text{cm}$$

Como  $\delta_{\text{real}} < \delta_{\max}$  La trabe no tiene problemas de deflexión.

Croquis de armado:



### 8.3.10 TRABE T10

Proponer dimensiones de la trabe y propiedades de las barras:

Se propone una viga de peralte total  $h = 30 \text{cm}$  y base total  $b = 20 \text{ cm}$

$$f'c = 250 \text{kg/cm}^2 \quad f^*c = 0.8(f'c) = 200 \text{kg/cm}^2 \quad f''c = 0.85(f^*c) = 170 \text{kg/cm}^2$$

$$E = 10000\sqrt{f'c} = 158113.89 \text{kg/cm}^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20(30)^3}{12} = 45000 \text{cm}^4$$



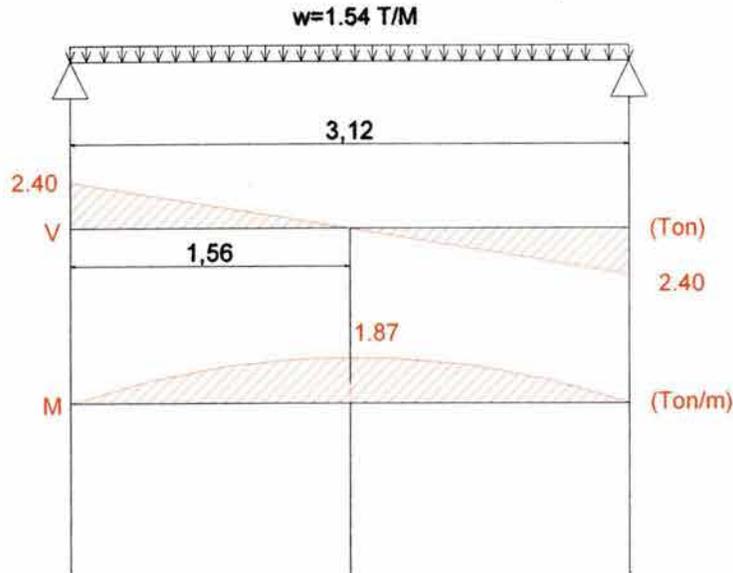
$$A = b \times h = 600 \text{ cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{Recubrimiento} = 5 \text{ cm.}$$

$$W = w_l(A_T) = 0.674(4.47) = 3.01 \text{ Ton}$$

$$W \text{ peso propio} = W \text{ pp.} = 0.24 (0.30) (0.20) = 0.015 \text{ Ton / m}$$

$$W \text{ murete} = 270 (2.09) = 564.3 \text{ Kg / m} = 0.564 \text{ Ton / m}$$

$$w = W / L + W \text{ pp.} + W \text{ murete} = 3.01 / 3.12 + 0.015 + 0.564 = 1.54 \text{ Ton / m}$$



**Diseño por flexión:**

Para momento máximo positivo:

$$M_U = 1.4(1.87) = 2.62 \text{ T} - \text{m}$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.62 \times 10^5)}{0.9(20)(25)^2(170)}} \right] = 0.0060$$

Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.0060 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho b d = 0.0060(20)(25) = 3.00 \text{ cm}^2$$

Se propone 3 varillas del número 4  $A_s = 3.80 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho inferior.

Como no hay momento negativo, pero se deben colocar varillas por armado:

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho superior.

**Diseño por cortante:**

**Cálculo del refuerzo transversal:**

$$V_{\max} = \frac{2.40(1.24)}{1.56} = 1.91 \text{ Ton} \quad V_U = F_c V_{\max} = 1.4(1.91) = 2.67 \text{ Ton}$$

Calculando el porcentaje de acero real tenemos:

$$A_s = 3.80 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.80}{20(25)} = 0.0076 < 0.015 \quad \frac{L}{h} = \frac{312}{30} = 10.4$$

Como el porcentaje de acero real salio menor que 0.015 y la relación  $\frac{L}{h} > 5$  el  $V_{CR}$

se calculara con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.8(20)(25)(0.2 + 20(0.0076))\sqrt{200} = 1991.21 \text{ Kg}$$

Como resultado que  $V_{CR} < V_U$  se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos).

$$V_{SR} = 2670 - 1991 = 679 \text{ Kg}$$

$$A_V = 2(0.49) = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{0.8(0.98)4200(25)}{679} = 121.23 \text{ cm}$$

Por lo que:

$$S \geq S_{\min} = 6 \text{ cm} \quad S < S_{\max}$$

Para nuestro caso se tiene:

$$1991 < 2670 < 1.5(0.8)(20)(25)\sqrt{200} \quad 1991 < 2670 < 8485$$

Por lo que  $S_{\max} = 0.5d = 0.5(25) = 12.5 \text{ cm}$  será la separación que rija.

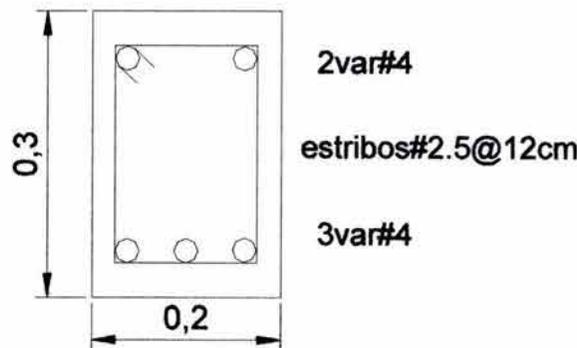
Por lo tanto se colocaran estribos del # 2.5 @ 12 cm.

Cálculo de la flecha:

$$\delta_{\max} = \frac{312}{480} + 0.3 \text{ cm} = 0.95 \text{ cm.} \quad \delta_{\text{real}} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5(15.4)(312)^4}{384(158113.88)(45000)} = 0.27 \text{ cm}$$

Como  $\delta_{\text{real}} < \delta_{\max}$  La trabe no tiene problemas de deflexión.

Croquis de armado:



### 8.3.11 TRABE T11

Proponer dimensiones de la trabe y propiedades de las barras:

Se propone una viga de peralte total  $h = 30 \text{ cm}$  y base total  $b = 20 \text{ cm}$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f^*c = 0.8(f'c) = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad f''c = 0.85(f^*c) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 10000\sqrt{f'c} = 158113.89 \text{ kg/cm}^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20(30)^3}{12} = 45000 \text{ cm}^4$$

$$A = bxh = 600 \text{ cm}^2 \quad fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Recubrimiento} = 5 \text{ cm.}$$

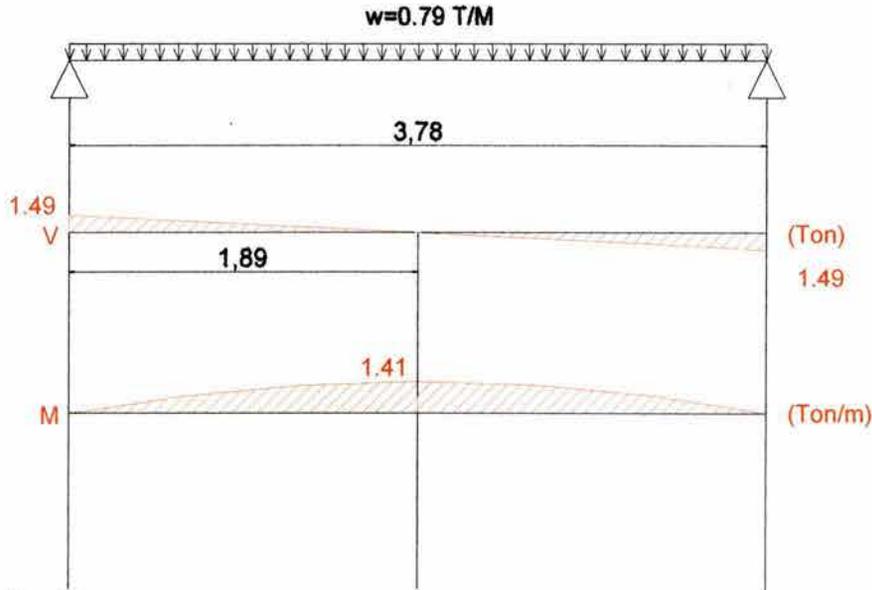
$$W = w_l(A_T) = 0.535(3.55) = 1.90 \text{ Ton}$$

$$W \text{ peso propio} = W_{pp} = 0.24(0.30)(0.20) = 0.015 \text{ Ton/m}$$



$$W \text{ murete} = 270 (1.0) = 270 \text{ Kg / m} = 0.270 \text{ Ton / m}$$

$$w = W / L + W \text{ pp. } W \text{ murete} = 1.90 / 3.78 + 0.015 + 0.270 = 0.79 \text{ Ton / m}$$



**Diseño por flexión:**

Para momento máximo positivo:

$$M_U = 1.4(1.41) = 1.98T - m$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.98 \times 10^5)}{0.9(20)(25)^2(170)}} \right] = 0.0044$$

Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.0044 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.0044(20)(25) = 2.20 \text{ cm}^2$$

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho inferior.

Como no hay momento negativo, pero se deben colocar varillas por armado:

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho superior.

**Diseño por cortante:**

Cálculo del refuerzo transversal:

$$V_{\max} = \frac{1.49(1.57)}{1.89} = 1.24 \text{ Ton} \quad V_U = F_c V_{\max} = 1.4(1.24) = 1.733 \text{ Ton}$$

Calculando el porcentaje de acero real tenemos:

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.53}{20(25)} = 0.0051 < 0.015 \quad \frac{L}{h} = \frac{378}{30} = 12.6$$

Como el porcentaje de acero real salio menor que 0.015 y la relación  $\frac{L}{h} > 5$  el  $V_{CR}$  se calculara con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.8(20)(25)(0.2 + 20(0.0051))\sqrt{200} = 1708 \text{ Kg}$$

El reglamento indica que para cortante, el  $F_R = 0.8$ .

Como resultado que  $V_{CR} < V_U$  se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos).

$$V_{SR} = 1733 - 1708 = 25 \text{ Kg}$$

$$A_V = 2(0.49) = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{0.8(0.98)4200(25)}{25} = 3292.8 \text{ cm}$$

Por lo que:

$$S \geq S_{\min} = 6 \text{ cm} \quad S < S_{\max}$$

Para nuestro caso se tiene:

$$1708 < 1733 < 1.5(0.8)(20)(25)\sqrt{200} \quad 1708 < 1733 < 8485$$

Por lo que  $S_{\max} = 0.5d = 0.5(25) = 12.5 \text{ cm}$  será la separación que rija.

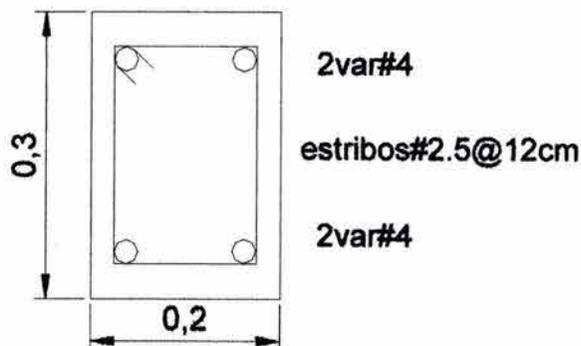
Por lo tanto se colocaran estribos del # 2.5 @ 12 cm.

Cálculo de la flecha:

$$\delta_{\max} = \frac{378}{480} + 0.3 \text{ cm} = 1.09 \text{ cm}. \quad \delta_{\text{real}} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5(7.9)(378)^4}{384(158113.88)(45000)} = 0.30 \text{ cm}$$

Como  $\delta_{\text{real}} < \delta_{\max}$  La trabe no tiene problemas de deflexión.

Croquis de armado:



### 8.3.12 TRABE T12

Proponer dimensiones de la trabe y propiedades de las barras:

Se propone una viga de peralte total  $h = 30 \text{ cm}$  y base total  $b = 20 \text{ cm}$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f^*c = 0.8(f'c) = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad f''c = 0.85(f^*c) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 10000\sqrt{f'c} = 158113.89 \text{ kg/cm}^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20(30)^3}{12} = 45000 \text{ cm}^4$$

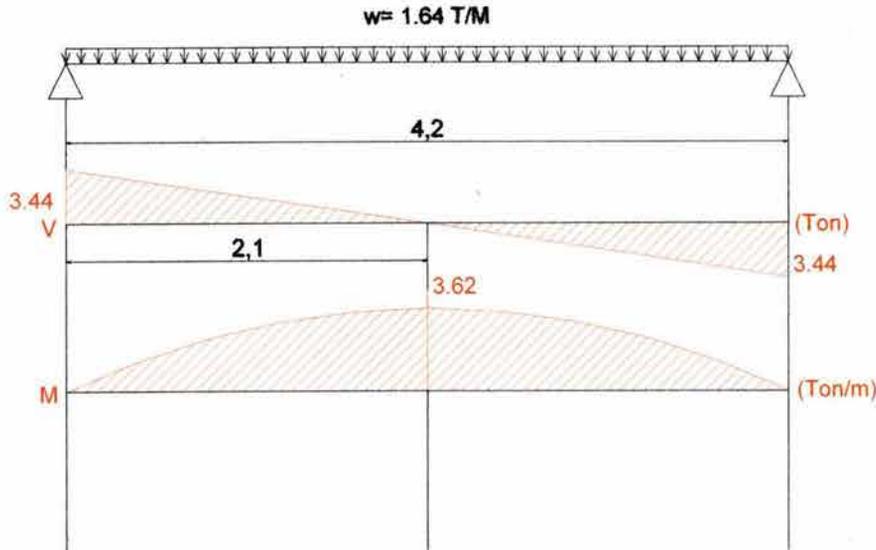
$$A = bxh = 600 \text{ cm}^2 \quad fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Recubrimiento} = 5 \text{ cm.}$$

$$W = w_l(A_T) = 0.674(4.59) = 3.10 \text{ Ton}$$

$$W \text{ peso propio} = W_{pp} = 0.24(0.30)(0.20) = 0.015 \text{ Ton/m}$$

$$W \text{ escalera} = 0.902(4.14) = 3.73 \text{ Ton}$$

$$w = W/L + W_{pp} + W \text{ escalera} = 3.10/4.20 + 0.015 + 3.73/4.20 = 1.64 \text{ Ton/m}$$



**Diseño por flexión:**

Para momento máximo positivo:

$$M_U = 1.4(3.62) = 5.07T - m$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(5.07 \times 10^5)}{0.9(20)(25)^2(170)}} \right] = 0.0127$$

Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.0127 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.0127(20)(25) = 6.35 \text{ cm}^2$$

Se propone 2 varillas del número 6 y una del número 4  $A_s = 6.97 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho inferior.

Como no hay momento negativo, pero se deben colocar varillas por armado:

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho superior.

Por reglamento en trabes no se permite poner varillas menores al número 4.

**Diseño por cortante:**

Cálculo del refuerzo transversal:

$$V_{max} = \frac{3.44(1.78)}{2.10} = 2.916 \text{ Ton} \quad V_U = F_C V_{max} = 1.4(2.916) = 4.082 \text{ Ton}$$

Calculando el porcentaje de acero real tenemos:

$$A_s = 6.97 \text{ cm}^2 \quad \rho_{real} = \frac{A_s}{bd} = \frac{6.97}{20(25)} = 0.0139 < 0.015 \quad \frac{L}{h} = \frac{420}{30} = 14$$

Como el porcentaje de acero real salio menor que 0.015 y la relación  $\frac{L}{h} > 5$  el  $V_{CR}$  se calculara con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.8(20)(25)(0.2 + 20(0.0139))\sqrt{200} = 2704 \text{ Kg}$$

Como resultado que  $V_{CR} < V_U$  se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos).

$$V_{SR} = 4082 - 2704 = 1378 \text{ Kg}$$

$$A_v = 2(0.49) = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{0.8(0.98)4200(25)}{1378} = 59.74 \text{ cm}$$

Por lo que:

$$S \geq S_{\min} = 6 \text{ cm} \quad S < S_{\max}$$

Para nuestro caso se tiene:

$$2704 < 4082 < 1.5(0.8)(20)(25)\sqrt{200} \quad 2704 < 4082 < 8485$$

Por lo que  $S_{\max} = 0.5d = 0.5(25) = 12.5 \text{ cm}$  será la separación que rija.

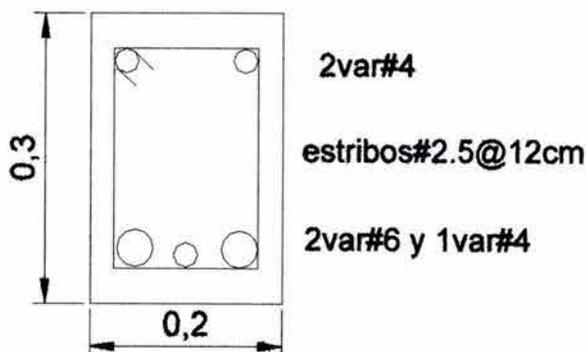
Por lo tanto se colocaran estribos del # 2.5 @ 12 cm.

Cálculo de la flecha:

$$\delta_{\max} = \frac{420}{240} + 0.5 \text{ cm} = 2.25 \text{ cm.} \quad \delta_{\text{real}} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5(16.4)(420)^4}{384(158113.88)(45000)} = 0.94 \text{ cm}$$

Como  $\delta_{\text{real}} < \delta_{\max}$  La trabe no tiene problemas de deflexión.

Croquis de armado:



### 8.3.13 TRABE T13

Proponer dimensiones de la trabe y propiedades de las barras:

Se propone una viga de peralte total  $h = 20 \text{ cm}$  y base total  $b = 20 \text{ cm}$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f^*c = 0.8(f'c) = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad f''c = 0.85(f^*c) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

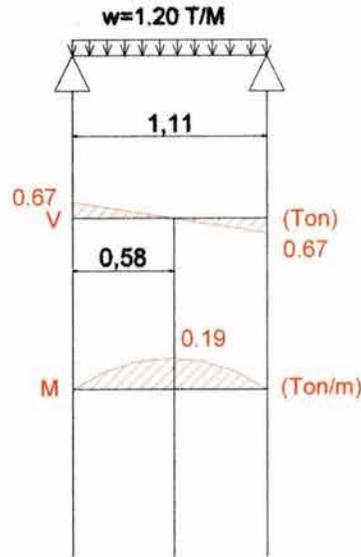
$$E = 10000\sqrt{f'c} = 158113.89 \text{ kg/cm}^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20(20)^3}{12} = 13333.33 \text{ cm}^4$$

$$A = bxh = 400 \text{ cm}^2 \quad fy = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Recubrimiento} = 3 \text{ cm.}$$

$$W = w_1(A_T) = 0.890(1.47) = 1.31 \text{ Ton}$$

$$W \text{ peso propio} = W \text{ pp.} = 0.24 (0.20) (0.20) = 0.001 \text{ Ton / m}$$

$$w = W / L + W \text{ pp.} = 1.31 / 1.11 + 0.001 = 1.20 \text{ Ton / m}$$

**Diseño por flexión:**

Para momento máximo positivo:

$$M_U = 1.4(0.19) = 0.27T - m$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.27 \times 10^5)}{0.9(20)(17)^2(170)}} \right] = 0.0013$$

Comparando el porcentaje de acero salio menor al mínimo se tomara el minimo para diseña.

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.00217(20)(17) = 0.73cm^2$$

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53cm^2$  que se colocaran en el lecho inferior.

Como no hay momento negativo, pero se deben colocar varillas por armado:

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53cm^2$  que se colocaran en el lecho superior.

**Diseño por cortante:**

Cálculo del refuerzo transversal:

$$V_{\max} = \frac{0.67(0.32)}{0.56} = 0.38Ton \quad V_U = F_C V_{\max} = 1.4(0.38) = 0.54Ton$$

Calculando el porcentaje de acero real tenemos:

$$A_s = 2.53cm^2 \quad \rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.53}{20(25)} = 0.0051 < 0.015 \quad \frac{L}{h} = \frac{110}{20} = 5.5$$

Como el porcentaje de acero real salio menor que 0.015 y la relación  $\frac{L}{h} > 5$  el  $V_{CR}$  se calculara con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = F_R bd(0.2 + 20\rho) \sqrt{f^* c} \quad (\text{NTC-2001 Ec. 2.19})$$

$$V_{CR} = 0.8(20)(25)(0.2 + 20(0.0051)) \sqrt{200} = 1708 \text{ Kg}$$

El reglamento indica que para cortante, el  $F_R = 0.8$ .

Como resultado que  $V_{CR} > V_U$  no se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos) pero el reglamento indica que se debe suministrar un refuerzo mínimo por tensión diagonal.

$$S = \frac{0.98}{(0.25)\sqrt{200}} (4200) = 58.20\text{cm}$$

El reglamento nos indica la separación máxima por lo que:

$$S_{\max} = 0.5d \quad \text{Por lo que } S_{\max} = 0.5d = 0.5(17) = 8.5\text{cm}$$

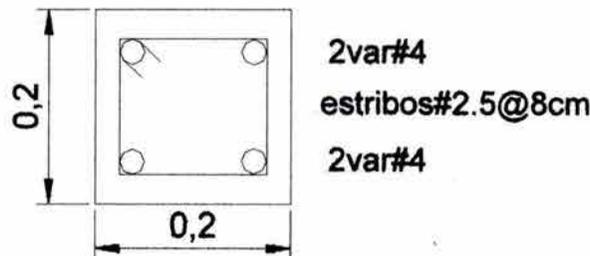
Por lo tanto se colocaran estribos del # 2.5 @ 8 cm.

Cálculo de la flecha:

$$\delta_{\max} = \frac{110}{240} + 0.5\text{cm} = 0.96\text{ cm.} \quad \delta_{\text{real}} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5(12.0)(110)^4}{384(158113.88)(13333.33)} = 0.01\text{cm}$$

Como  $\delta_{\text{real}} < \delta_{\max}$  La trabe no tiene problemas de deflexión.

Croquis de armado:



### 8.3.14 TRABE T14

Proponer dimensiones de la trabe y propiedades de las barras:

Se propone una viga de peralte total  $h = 20\text{cm}$  y base total  $b = 20\text{ cm}$

$$f'c = 250\text{kg/cm}^2 \quad f^*c = 0.8(f'c) = 200\text{kg/cm}^2 \quad f''c = 0.85(f^*c) = 170\text{kg/cm}^2$$

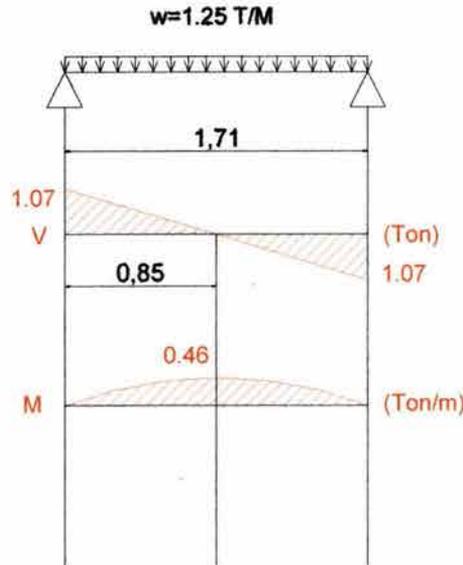
$$E = 10000\sqrt{f'c} = 158113.89\text{kg/cm}^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20(20)^3}{12} = 13333.33\text{cm}^4$$

$$A = bxh = 400\text{cm}^2 \quad fy = 4200\text{kg/cm}^2 \quad \text{Recubrimiento} = 3\text{ cm.}$$

$$W = w_t(A_T) = 0.890(2.39) = 2.13\text{ Ton}$$

$$W \text{ peso propio} = W_{pp} = 0.24 (0.20) (0.20) = 0.001\text{ Ton / m}$$

$$w = W / L + W_{pp} = 2.13 / 1.71 + 0.001 = 1.25\text{ Ton / m}$$

**Diseño por flexión:**

Para momento máximo positivo:

$$M_U = 1.4(0.46) = 0.65T - m$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(0.65 \times 10^5)}{0.9(20)(17)^2(170)}} \right] = 0.0031$$

Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada.

$$0.00217 < 0.0031 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho b d = 0.0031(20)(17) = 1.05 \text{ cm}^2$$

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho inferior.

Como no hay momento negativo, pero se deben colocar varillas por armado:

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho superior.

**Diseño por cortante:****Cálculo del refuerzo transversal:**

$$V_{\max} = \frac{1.07(0.61)}{0.85} = 0.77 \text{ Ton} \quad V_U = F_c V_{\max} = 1.4(0.77) = 1.08 \text{ Ton}$$

Calculando el porcentaje de acero real tenemos:

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.53}{20(25)} = 0.0051 < 0.015 \quad \frac{L}{h} = \frac{171}{20} = 8.55$$

Como el porcentaje de acero real salio menor que 0.015 y la relación  $\frac{L}{h} > 5$  el  $V_{CR}$  se calculara con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.8(20)(25)(0.2 + 20(0.0051))\sqrt{200} = 1708 \text{ Kg}$$

Como resultado que  $V_{CR} > V_U$  no se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos) pero el reglamento indica que se debe suministrar un refuerzo mínimo por tensión diagonal.

$$S = \frac{0.98}{(0.25)\sqrt{200}} (4200) = 58.20\text{cm}$$

El reglamento nos indica la separación máxima por lo que:

$$S_{\max} = 0.5d$$

Por lo que  $S_{\max} = 0.5d = 0.5(17) = 8.5\text{cm}$

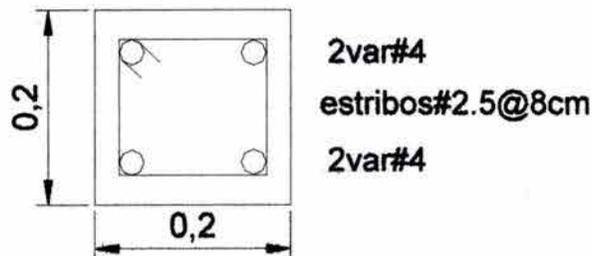
Por lo tanto se colocaran estribos del # 2.5 @ 8 cm.

Cálculo de la flecha:

$$\delta_{\max} = \frac{171}{240} + 0.5\text{cm} = 1.21\text{ cm. } \delta_{\text{real}} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5(12.5)(171)^4}{384(158113.88)(13333.33)} = 0.07\text{cm}$$

Como  $\delta_{\text{real}} < \delta_{\max}$  La trabe no tiene problemas de deflexión.

Croquis de armado:



### 8.3.15 MARCO Y TRABE T15

Proponer dimensiones de la trabe y propiedades de las barras:

Se propone una viga de peralte total  $h = 30\text{cm}$  y base total  $b = 30\text{ cm}$

$$f'c = 250\text{kg/cm}^2 \quad f^*c = 0.8(f'c) = 200\text{kg/cm}^2 \quad f''c = 0.85(f^*c) = 170\text{kg/cm}^2$$

$$E = 10000\sqrt{f'c} = 158113.89\text{kg/cm}^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30(30)^3}{12} = 67500\text{cm}^4$$

$$A = bxh = 900\text{cm}^2 \quad fy = 4200\text{kg/cm}^2 \quad \text{Recubrimiento} = 5\text{ cm.}$$

$$W = w_l(A_T) = 0.890(5.76) = 5.13\text{ Ton}$$

$$W \text{ peso propio} = W_{pp} = 0.24 (0.30) (0.30) = 0.021\text{ Ton / m}$$

$$w = W / L + W_{pp} = 5.13 / 3.60 + 0.021 = 1.44\text{ Ton / m}$$

$$W \text{ reacción de T13} = 0.67\text{ Ton}$$

$$W \text{ reacción de T14} = 1.07\text{ Ton}$$

Con los datos anteriores se ingresa a un software llamado Sap 2000, precisamente basado en el método de Rigidez, para obtener los cortantes y momentos y poder realizar los diagramas de fuerza axial, cortante y momento flexionante que nos servirán para el diseño de la trabe y columnas.

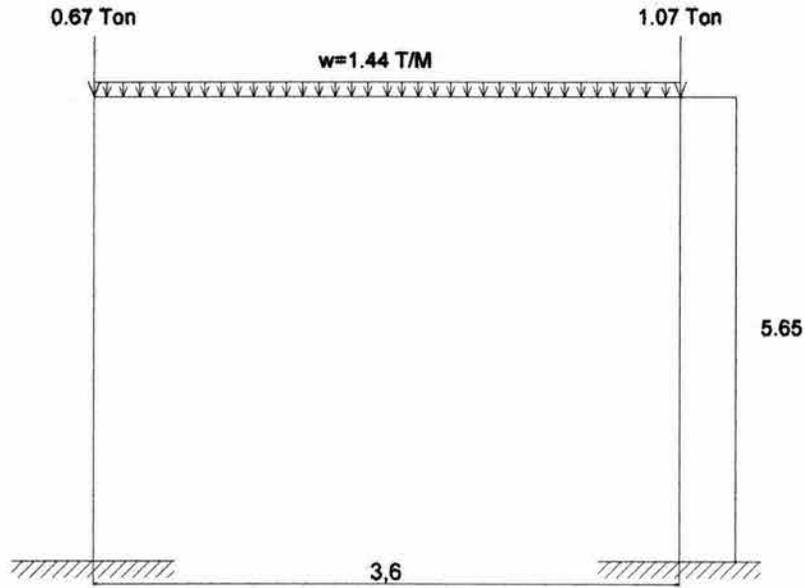


Diagrama carga axial

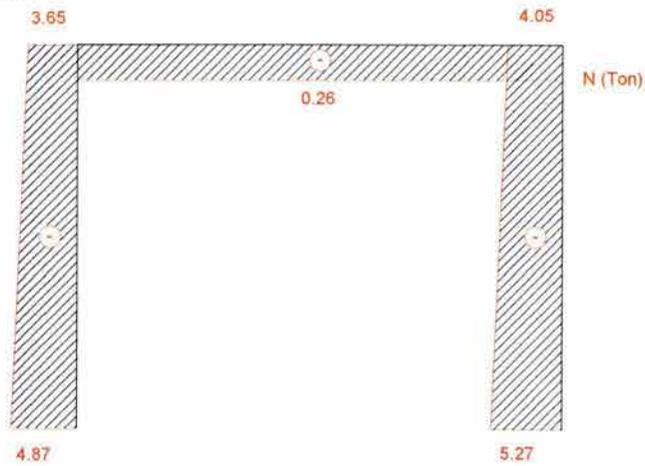
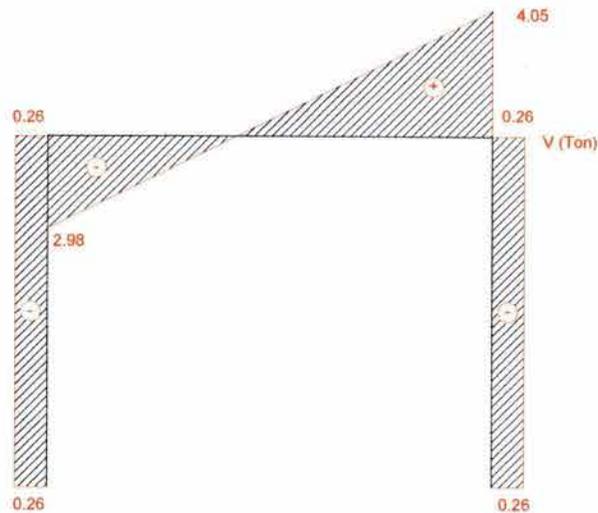
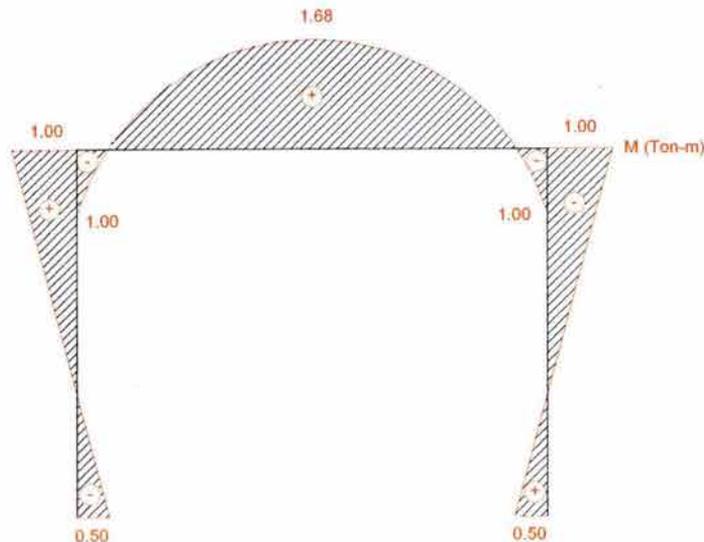


Diagrama cortantes



## Diagrama de momentos

Diseño de la trabe:Diseño por flexión:

Para momento máximo positivo:

$$M_U = 1.4(1.68) = 2.35T - m$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(2.35 \times 10^5)}{0.9(30)(25)^2(170)}} \right] = 0.0034$$

Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.00346 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.0034(30)(25) = 2.54 \text{ cm}^2$$

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.54 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho inferior.

Para momento máximo negativo:

$$M_U = 1.4(1.0) = 1.40T - m$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.40 \times 10^5)}{0.9(30)(25)^2(170)}} \right] = 0.0020$$

Comparando los porcentajes de acero no se logra la falla balanceada por lo que se tomara el porcentaje de acero mínimo.

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.00217(30)(25) = 1.63 \text{ cm}^2$$

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.54 \text{ cm}^2$  que se colocaran en el lecho superior.



**Diseño por cortante:**

**Cálculo del refuerzo transversal:**

$$V_{max} = \frac{4.07(1.70)}{2.07} = 3.343Ton \quad V_U = F_C V_{max} = 1.4(3.343) = 4.679Ton$$

Calculando el porcentaje de acero real se tiene:

$$A_s = 2.53cm^2 \quad \rho_{real} = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.53}{20(25)} = 0.0051 < 0.015 \quad \frac{L}{h} = \frac{360}{30} = 12$$

Como el porcentaje de acero real salió menor que 0.015 y la relación  $\frac{L}{h} > 5$  el  $V_{CR}$

se calculara con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.8(30)(25)(0.2 + 20(0.0051))\sqrt{200} = 2563 \text{ Kg}$$

El reglamento indica que para cortante, el  $F_R = 0.8$ .

Como resultado que  $V_{CR} < V_U$  se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos).

$$V_{SR} = 4679 - 2563 = 2116 \text{ Kg}$$

$$A_v = 2(0.49) = 0.98cm^2$$

$$S = \frac{0.8(0.98)4200(25)}{2116} = 38.90cm$$

Por lo que:

$$S \geq S_{min} = 6cm \quad S < S_{max}$$

Se tiene:

$$2563 < 4679 < 1.5(0.8)(30)(25)\sqrt{200} \quad 2563 < 4679 < 12728$$

Por lo que  $S_{max} = 0.5d = 0.5(25) = 12.5cm$  será la separación que rija.

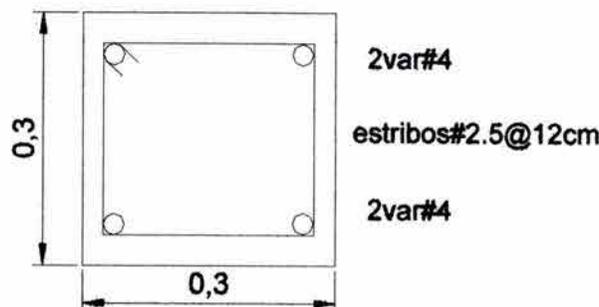
Por lo tanto se colocarán estribos del # 2.5 @ 12 cm.

Cálculo de la flecha:

$$\delta_{max} = \frac{360}{240} + 0.5cm = 2.00 \text{ cm.} \quad \delta_{real} = 2.01cm$$

Como  $\delta_{real} = \delta_{max}$  La trabe no tiene problemas de deflexión.

Croquis de armado:



**Diseño de las columnas:**

Proponer dimensiones de la columna y sus propiedades:

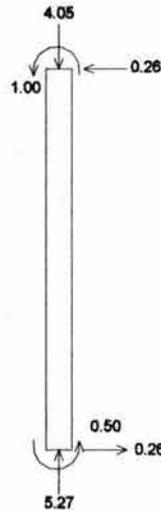
Se propone una columna de  $b = 45 \text{ cm}$  y  $h = 45 \text{ cm}$ .

$$f'c = 200kg/cm^2 \quad f * c = 0.8(f'c) = 160kg/cm^2 \quad f''c = 0.85(f * c) = 136kg/cm^2$$



$$E = 10000 \sqrt{f'c} = 141421.36 \text{ kg/cm}^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{45(45)^3}{12} = 341719 \text{ cm}^4$$

$$A = bxh = 2025 \text{ cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$



Se diseñará para la condición más crítica y la columna más crítica y como los valores son muy parecidos se tomara el diseño igual para ambas columnas.

$$P_U = 1.4(5.27) = 7.38 \text{ Ton} \quad V_U = 1.4(0.26) = 0.37 \text{ Ton} \quad M_U = 1.4(1.0) = 1.40 \text{ Ton}$$

Como las columnas tienen una longitud considerable se deben revisar los efectos de esbeltez.

De la sección 1.3.2 de las NTC-2001 concreto se tiene que:

$$\psi_A = \frac{\frac{341719}{565} + \frac{341719}{565}}{67500} = \frac{1209.62}{187.5} = 6.45 \quad \psi_B = \frac{\frac{341719}{565} + \frac{341719}{565}}{0} = \frac{1209.62}{0} = \infty$$

$$K_A = \frac{0.4 + 6.45}{0.8 + 6.45} = 0.95 \quad K_B = \frac{0.4 + \infty}{0.8 + \infty} = 0.5$$

$$K = 1.35 - \sqrt{1.35(1.35 - 0.95 - 0.5) + 0.5(0.95^2 + 0.5^2)} = 0.68$$

$$H' = 535(0.68) = 363.8$$

El reglamento indica que para poder despreciar los efectos de esbeltez se debiera cumplir que:

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

Donde:

H' = Longitud efectiva del miembro a flexocompresión.

r = radio de giro

M<sub>1</sub> = menor momento flexionante en el extremo del miembro a flexocompresión

M<sub>2</sub> = mayor momento flexionante en el extremo del miembro a flexocompresión

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{341719}{2025}} = 13$$



$$\frac{363.8}{13} < 34 - 12 \frac{0.5}{1.0} \quad 27.98 < 28$$

Las columnas no tienen problemas de esbeltez.

**Diseño por flexión:**

Se utilizarán las gráficas para diseño de columnas de concreto reforzado.

Proponiendo diámetro de la barra del #6 con estribos del #3 emplearemos recubrimiento libre a partir de la cara exterior de los estribos de 3 cm.

$$r = 3 + 0.95 + 0.96 = 4.91 = 5 \text{ cm de recubrimiento.}$$

$$d = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{40}{45} = 0.89$$

Como no existe una grafica para este valor se interpola entre los valores de 0.85 y 0.90.

$$K = \frac{P_U}{F_R f'_c b h} = \frac{7380}{0.8(136)(45)(45)} = 0.0335$$

$$R = \frac{M_U}{F_R f'_c b h^2} = \frac{140000}{0.8(45)(45)^2 (136)} = 0.014$$

$$e = \frac{M_U}{P_U} = \frac{140000}{7380} = 18.98 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{18.98}{45} = 0.42$$

Con estos valores se ingresa a las gráficas para obtener q

<b>d / h</b>	0.85	0.89	0.9
<b>q</b>	0.1	0.1	0.1

$$\rho = \frac{q f'_c c}{f_y} = \frac{0.1(136)}{4200} = 0.0032$$

Las NTC-2001 concreto en la sección 6.2 indican el porcentaje de acero mínimo y máximo para columnas.

$$\rho_{\min} = \frac{20}{f_y} = \frac{20}{4200} = 0.004 \quad \rho_{\max} = 0.06$$

Como el porcentaje requerido es menor al mínimo se tomará el mínimo para el diseño.

$$A_s = 0.004(45)(45) = 8.10 \text{ cm}^2$$

Como propusimos varillas del #6

$$\# \text{ var.} = \frac{8.10}{2.84} = 2.85 \text{ Pero por armado se deben colocar 4 var. \#6 } A_s = 11.40 \text{ cm}^2$$

**Diseño por cortante:**

**Cálculo del refuerzo transversal**

$$P_U < F_R (0.7 f'_c A_g + 2000 A_s) \quad 7380 < 0.8(0.7(160)(1800) + 2000(5.70))$$

$$7380 < 170400$$



$$\rho = \frac{A_s}{bh} = \frac{5.70}{(45)(45)} = 0.0028$$

Como el porcentaje de acero real salió menor que 0.015 el  $V_{CR}$  se calculará con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c} \left( 1 + 0.007 \frac{P_U}{A_g} \right) \quad (\text{NTC-2001 Ec. 2.19})$$

$$V_{CR} = 0.8(45)(40)(0.2 + 20(0.0028))\sqrt{200}(1.029) = 5365 \text{ Kg}$$

El reglamento indica que para cortante, el  $F_R = 0.8$ .

Como resultado que  $V_{CR} > V_U$  no se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos) pero se deben poner por armado.

Por lo que:

$$S \geq S_{\min} = 6 \text{ cm} \quad S < S_{\max}$$

Se tiene que  $V_{CR} > V_U$  por lo que:

$$S_{\max} \leq \left[ \frac{850}{\sqrt{f_y}} \right] \text{diam.barra} \quad S_{\max} \leq \left[ \frac{850}{\sqrt{4200}} \right] (1.91) = 25.05 \text{ cm Rige}$$

$$o \quad S_{\max} \leq 48 \text{ diam.estribo} \quad S_{\max} \leq 48(0.98) = 45.6 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se colocarán estribos del # 3 @ 25 cm.

La sección 5.3 de la NTC-2001 concreto nos indica que se debe poner acero por temperatura.

$$\rho = 0.002$$

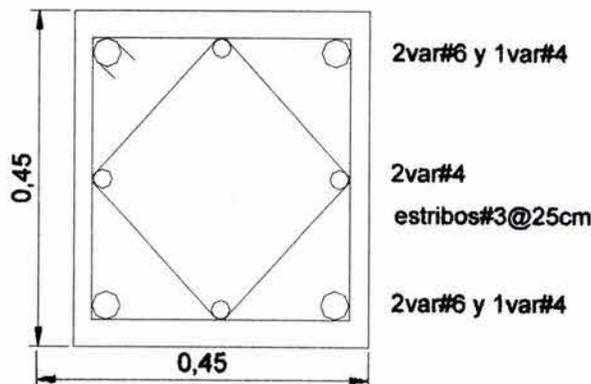
$$A_s = 0.002(45)(45) = 4.05 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se colocaran 4 var #4 por temperatura

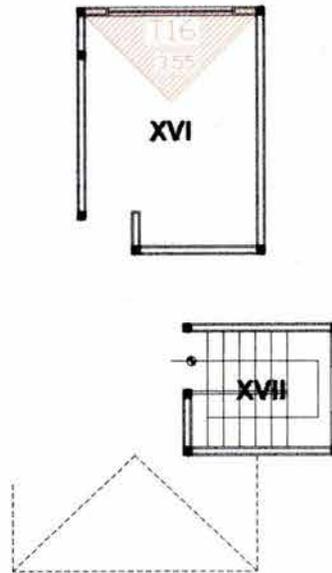
$$S_{\min} \geq 1.5(T.M.A) = 6 \text{ cm}$$

$$S = 45 - 10 - 5.09 - 3.8 = 26.11 / 2 = 13.06 \text{ cm} > 6 \text{ cm. Pasa.}$$

Croquis de armado:



### Área tributaria de trabe de azotea



#### 8.3.16 TRABE T16

Proponer dimensiones de la trabe y propiedades de las barras:

Se propone una viga de peralte total  $h = 30\text{cm}$  y base total  $b = 20\text{cm}$

$$f'c = 250\text{kg/cm}^2 \quad f^*c = 0.8(f'c) = 200\text{kg/cm}^2 \quad f''c = 0.85(f^*c) = 170\text{kg/cm}^2$$

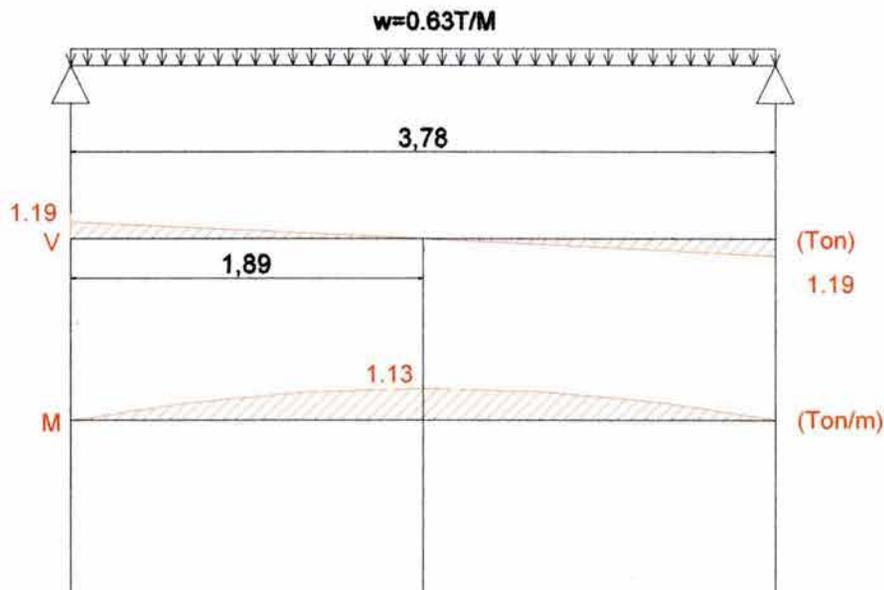
$$E = 10000\sqrt{f'c} = 158113.89\text{kg/cm}^2 \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{20(30)^3}{12} = 45000\text{cm}^4$$

$$A = bxh = 600\text{cm}^2 \quad fy = 4200\text{kg/cm}^2 \quad \text{Recubrimiento} = 5\text{cm.}$$

$$W = w_l(A_T) = 0.659(3.55) = 2.34\text{Ton}$$

$$W \text{ peso propio} = W_{pp} = 0.24(0.30)(0.20) = 0.015\text{Ton/m}$$

$$w = W/L + W_{pp} = 2.34/3.78 + 0.015 = 0.63\text{Ton/m}$$





**Diseño por flexión:**

Para momento máximo positivo:

$$M_U = 1.4(1.13) = 1.58T - m$$

$$\rho = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1.58 \times 10^5)}{0.9(20)(25)^2(170)}} \right] = 0.0035$$

Comparando los porcentajes de acero se logra la falla balanceada por lo que la sección se acepta.

$$0.00217 < 0.0035 < 0.01518$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{ por lo que } A_s = \rho bd = 0.0035(20)(25) = 1.75 \text{ cm}^2$$

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se deben colocar en el lecho inferior.

Como no hay momento negativo, pero se deben colocar varillas por armado:

Se propone 2 varillas del número 4  $A_s = 2.53 \text{ cm}^2$  que se deben colocar en el lecho superior.

**Diseño por cortante:**

**Cálculo del refuerzo transversal:**

$$V_{\max} = \frac{1.19(1.57)}{1.89} = 0.99 \text{ Ton} \quad V_U = F_c V_{\max} = 1.4(0.99) = 1.39 \text{ Ton}$$

Calculando el porcentaje de acero real tenemos:

$$A_s = 2.53 \text{ cm}^2 \quad \rho_{\text{real}} = \frac{A_s}{bd} = \frac{2.53}{20(25)} = 0.0051 < 0.015 \quad \frac{L}{h} = \frac{378}{30} = 12.6$$

Como el porcentaje de acero real salió menor que 0.015 y la relación  $\frac{L}{h} > 5$  el  $V_{CR}$  se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.8(20)(25)(0.2 + 20(0.0051))\sqrt{200} = 1708 \text{ Kg}$$

Como resultado que  $V_{CR} > V_U$  no se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos) pero el reglamento indica que se debe suministrar un refuerzo mínimo por tensión

$$S = \frac{0.98}{(0.25)\sqrt{200}} (4200) = 58.20 \text{ cm}$$

El reglamento nos indica la separación máxima por lo que:

$$S_{\max} = 0.5d$$

$$\text{Por lo que } S_{\max} = 0.5d = 0.5(25) = 12.5 \text{ cm}$$

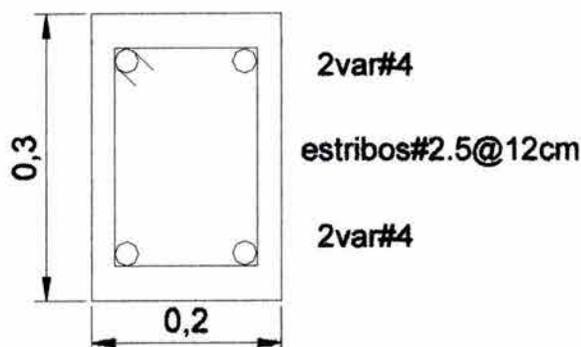
Por lo tanto se colocaran estribos del # 2.5 @ 12 cm.

Cálculo de la flecha:

$$\delta_{\max} = \frac{378}{480} + 0.3 \text{ cm} = 1.09 \text{ cm.} \quad \delta_{\text{real}} = \frac{5wl^4}{384EI} = \frac{5(6.3)(378)^4}{384(158113.88)(45000)} = 0.24 \text{ cm}$$

Como  $\delta_{\text{real}} < \delta_{\max}$  La trabe no tiene problemas de deflexión.

Croquis de armado:



## 8.4 REVISIÓN DE MUROS

Al hacer la revisión de muros por sismo se busca primordialmente que la estructura sea resistente ante la acción de un sismo moderado y no esencialmente en condiciones de un sismo muy severo; ya que este último ocurre con muy poca probabilidad y si se diseña para resistirlo totalmente el costo de la construcción suele elevarse demasiado y no se justifica para una casa habitación.

Por lo tanto, se diseña con una buena combinación de resistencia, rigidez y capacidad de deformarse de una forma dúctil, pues así garantizamos que la estructura esta diseñada para soportar sismos frecuentes y moderados sin sufrir daños y sismos excepcionales y muy severos sin poner en riesgo la estabilidad propia de la estructura y la seguridad de sus ocupantes.

### 8.4.1 DISEÑO POR CARGA ACCIDENTAL

#### Análisis sísmico por el método simplificado

Requisitos que debe cumplir para aplicar el método según R.C.D.F en la sección 3.2.3.3 de las NTC-2001 de mampostería con respecto al Método Simplificado:

1. Por lo menos el 75% de las cargas soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas. Si cumple este requisito.
2. Deben existir muros perimetrales con una longitud mínima del 50% del total de la construcción en cada dirección. Si cumple en ambas direcciones.
3. La relación entre longitud u ancho de la planta no excederá de 2.0  
 $L / B = 12 / 9 = 1.33 < 2.0$  Si cumple este requisito.
4. La relación de la altura y la dimensión mínima de la base no excederá de 1.5 y la altura del edificio no será mayor que 13 metros.  
 $H / B = 8.75 / 9 = 0.97 < 1.5$  Si cumple este requisito.

Por lo que si se podrá aplicar este método.

$W_3 = W$  losa de azotea (accidental) +  $W$  tinaco + Muros de azotea.

$W$  losa de azotea (accidental) =  $(18.83)(0.515) + (8.28)(0.647) = 15.05$  Ton

$W$  tinaco = 2.148 Ton

$W$  Muros de azotea =  $(2.85)(0.270)(14.11) + (2.45)(0.270)(9.24) + (2.09)(0.270)(5.07)$   
= 19.83 Ton



$$W_3 = 15.05 + 2.148 + 19.83 = 37.03 \text{ Ton}$$

$W_2 = W$  losa de planta alta (accidental) + Muros de planta alta.

$$W \text{ losa de planta alta} = (74.61)(0.644) + (18.83)(0.505) + (12.88)(0.860) = 68.63 \text{ Ton}$$

$$W \text{ muros de planta alta} = (2.55)(0.250)(10.5) + (2.55)(0.290)(12.66) + (2.55)(0.270)(24.53) = 32.95 \text{ Ton}$$

$$W_2 = 68.63 + 32.95 = 101.58 \text{ Ton}$$

$W_1 = W$  losa de planta baja (accidental) + Muros de planta baja.

$$W \text{ losa planta baja} = (20.69)(0.806) + (24.34)(0.560) + (15.42)(0.558) + (32.98)(0.505) = 55.57 \text{ Ton}$$

$$W \text{ muros planta baja} = (2.75)(0.270)(45.19) = 33.55 \text{ Ton}$$

$$W_1 = 55.57 + 33.55 = 89.12 \text{ Ton}$$

Si se considera que: Estructura del grupo B; Terreno tipo II, Zona sísmica B (Uruapan).

Según el Reglamento de Construcción del Estado de Michoacán (1990) obtenemos:

$$\frac{C}{Q} = \frac{0.20}{1.5} = 0.14 \text{ (Coeficiente sísmico reducido).}$$

$$P_{Tsismico} = W_1 + W_2 + W_3 = 227.73 \text{ Ton}$$

El cortante basal en cada dirección es:

$$V_x = V_y = \frac{C}{Q} (W_{Tsismo}) = 0.14(227.73) = 31.88 \text{ Ton}$$

Al revisar los muros por carga accidental se hace solo en planta baja porque es en donde se presenta la mayor fuerza cortante; además haciendo un análisis rápido se observa que hay mayor densidad de muros en planta alta en ambas direcciones por lo que si resiste la planta baja en la planta alta no debe haber problemas.

De la sección 3.2.3.3 de las NTC-2001 de Mampostería:

$$F_{AE} = 1 \text{ si } H/L \leq 1.33 \quad F_{AE} = \left[ \frac{1.33}{LH} \right]^2 \text{ si } \frac{H}{L} > 1.33$$

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

Se utilizará: Tabique de barro recocido, Mortero clase II, con:  $f^*m = 15 \text{ kg/cm}^2$  y  $V^*m = 3.0 \text{ kg/cm}^2$  estos valores se obtienen de la tabla 2.9 sección 2.7.2.2 de las NTC-2001 de Mampostería.

CALCULO DE ÁREAS EQUIVALENTES									
SENTIDO X					SENTIDO Y				
Muro	Longitud (cm)	Espesor (cm)	FAE	Area Eq. (cm <sup>2</sup> )	Muro	Longitud (cm)	Espesor (cm)	FAE	Area Eq. (cm <sup>2</sup> )
m1	129	14	0.350	632.13	m2	408	14	1.000	5712.00
m4	64	21	0.086	115.79	m3	480	14	1.000	6720.00
m5	175	14	0.644	1578.15	m6	156	14	0.512	1117.92
m7	186	21	0.728	2842.27	m9	408	14	1.000	5712.00
m8	379	14	1.000	5306.00	m12	570	14	1.000	7980.00
m10	57	14	0.068	54.53	m14	80	14	0.135	150.77



m11	57	14	0.068	54.53	m15	80	14	0.135	150.77
m13	400	14	1.000	5600.00	m16	129	14	1.000	1806.00
m17	321	14	1.000	4494.00	<b>Suma:</b>	<b>2311</b>			<b>29349.45</b>
<b>Suma:</b>	<b>1768</b>			<b>20677.41</b>					

### Cálculo del cortante en dirección X

De la sección 6.4.2 de las NTC-2001 de Mampostería

$$P_T = 227.73 \text{Ton}$$

$$V_{cRx} = F_R [0.5V * mAt + (0.30P)] \leq 1.5F_R V * mAt$$

$$F_R = 0.7 \text{ Para Muros confinados}$$

$$V * m = 3.0 \text{Kg} / \text{cm}^2 \text{ (De la tabla 2.9 secc. 2.7.2.2 de las NTC-2001 de Mampostería).}$$

$$A_{Tx} = 20677.41 \text{cm}^2$$

$$P_x = \frac{L_x}{L_T} P_T \quad P_x = \frac{1768}{4079} (227730) = 98707.19 \text{Kg}$$

$$V_{cRx} = 0.7 [0.5(3)(20677.41) + 0.3(98707.19)] \leq 1.5(0.7)(3)(20677.41)$$

$$V_{cRx} = 42439.79 \text{Kg} < 65133.84 \text{Kg} \quad \text{Bien.}$$

$$V_U = F_c V_x = 1.1(31880) = 35068 \text{Kg} < V_{cRx} = 42439.79 \text{Kg} \quad \text{Bien.}$$

Por lo tanto la densidad de muros en dirección X es adecuada.

### Cálculo del cortante en dirección Y

$$A_{Ty} = 29349.45 \text{cm}^2$$

$$P_y = \frac{L_y}{L_T} P_T \quad P_y = \frac{2311}{4079} (227730) = 129022.81 \text{Kg}$$

$$V_{cRy} = 0.7 [0.5(3)(29349.45) + 0.3(129022.81)] \leq 1.5(0.7)(3)(29349.45)$$

$$V_{cRy} = 57907.51 \text{Kg} < 92450.77 \text{Kg} \quad \text{Bien.}$$

$$V_U = F_c V_x = 1.1(31880) = 35068 \text{Kg} < V_{cRy} = 57907.51 \text{Kg} \quad \text{Bien.}$$

Por lo tanto la densidad de muros en dirección Y es adecuada.

## 8.4.2 DISEÑO POR CARGA VERTICAL

Para esta revisión se utilizara las cargas de servicio.

De la sección 5.3.1 de las NTC-2001 de Mampostería, respecto a compresión de muros confinados.

$$P_R = F_R F_E (f * m + 4) At$$

Donde:

$At$  = Área transversal del muro.

$F_R$  = 0.60 para muros confinados.

$F_E$  = Factor de reducción por excentricidad y esbeltez.

$F_E$  = 0.7 para muros interiores       $F_E$  = 0.6 para muros exteriores

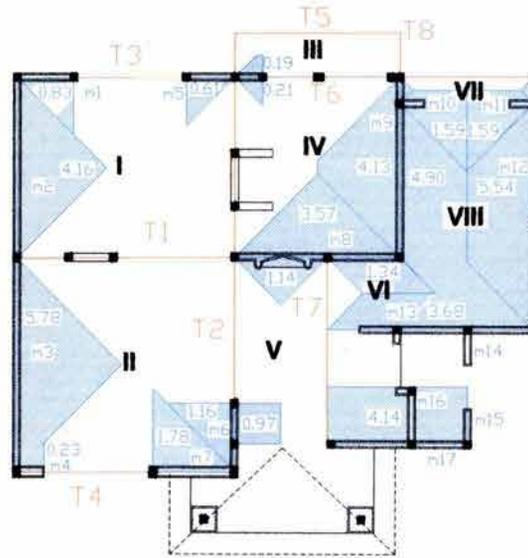
Mortero tipo II  $f * m = 15 \text{ Kg} / \text{cm}^2$  (Tabique de barro rojo recocido).

Determinación del factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez:

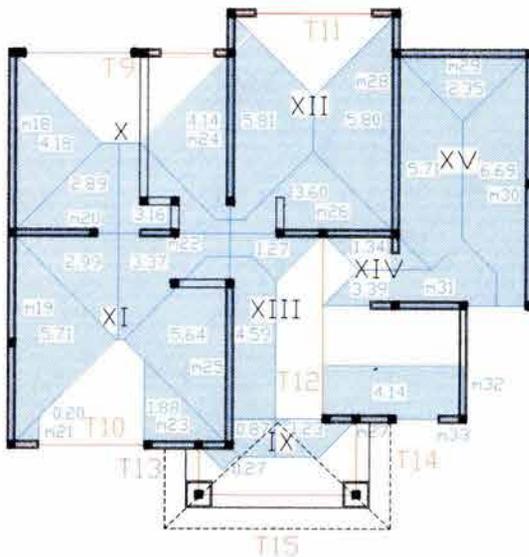


1. Se cumple que las deformaciones en los extremos del muro están restringidos por el sistema de piso, por dalas o por otros elementos.
2. La excentricidad en la carga axial aplicada es menor que  $(t / 12)$ .
3. La relación Altura libre entre elementos-Espesor del muro ( $H / t$ ) no excede de 20.

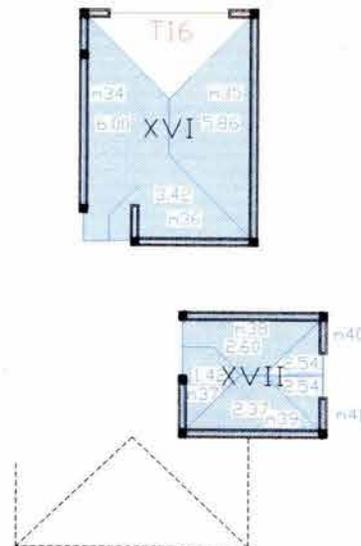
### Muros de planta baja



### Muros de planta alta



### Muros de azotea



Revisión en azotea

Muro	Long. (cm)	Esp. (cm)	A.Trib. (m <sup>2</sup> )	W Losa (kg)	W Muro (kg)	P (kg)	PU (kg)	FE	P Rest. (kg)
m34	501	14	6.00	3954	3992.97	7946.97	11125.8	0.6	47975.76
m35	555	14	5.86	3861.74	4423.35	8285.09	11599.1	0.6	53146.8
m36	355	14	3.42	2253.78	2829.35	5083.13	7116.38	0.6	33994.8
m37	129	14	1.42	705.74	888.81	1594.55	2232.37	0.6	12353.04
m38	393	14	2.6	1292.2	2707.77	3999.97	5599.96	0.6	37633.68
m39	393	14	2.37	1177.89	2707.77	3885.66	5439.92	0.6	37633.68
m40	80	14	2.54	1262.38	551.2	1813.58	2539.01	0.6	7660.8
m41	80	14	2.54	1262.38	551.2	1813.58	2539.01	0.6	7660.8

Revisión en planta alta

Muro	Long. (cm)	Esp. (cm)	A.Trib. (m <sup>2</sup> )	W Losa (kg)	W Muro (kg)	W nivel 3 (kg)	P (kg)	PU (kg)	FE	P Rest. (kg)
m18	408	14	4.14	2790.36	2550.00	0	5340.36	7476.504	0.6	39070.08
m19	480	14	5.71	3848.54	3000.00	0	6848.54	9587.956	0.6	45964.80
m20	195	14	5.88	3951.36	1413.75	0	5365.11	7511.15	0.7	21785.40
m21	64	14	0.2	134.40	432.00	0	566.40	792.96	0.6	6128.64
m22	90	14	6.53	4388.16	652.50	0	5040.66	7056.92	0.7	10054.80
m23	195	14	2.15	1503.66	1316.25	0	2819.91	3947.87	0.6	18673.20
m24	435	14	9.95	5890.43	3153.75	7946.97	16991.15	23787.61	0.7	48598.20
m25	375	14	11.1	7763.10	2531.25	0	10294.35	14412.09	0.7	41895.00
m26	264	14	6.21	3679.92	1782.00	1594.55	7056.47	9879.06	0.7	29494.08
m27	168	14	1.23	1094.70	1134.00	1661.05	3889.75	5445.64	0.6	16087.68
m28	498	14	11.51	6940.12	3361.50	11599.13	21900.75	30661.04	0.7	55636.56
m29	307	14	2.35	1579.2	2072.25	0	3651.45	5112.03	0.6	29398.32
m30	570	14	6.69	4495.68	3562.50	0	8058.18	11281.45	0.7	63680.40
m31	222	14	3.39	2278.08	1498.50	2259.53	6036.11	8450.55	0.6	21258.72
m32	258	14	4.14	3734.28	1741.50	3627.16	9102.94	12744.12	0.6	24706.08
m33	58	14	0	0	391.50	573.46	964.96	1350.94	0.6	5554.08

Revisión en planta baja

Muro	Long. (cm)	Esp. (cm)	A.Trib. (m <sup>2</sup> )	W Losa (kg)	W Muro (kg)	W nivel 2 (kg)	P (kg)	PU (kg)	FE	P Rest. (kg)
m1	129	14	0.83	693.88	1010.07	559.42	2263.37	3188.72	0.6	12353.04
m2	408	14	4.16	3477.76	3194.64	5340.36	12012.76	16817.86	0.6	39070.08
m3	480	14	5.78	3410.20	3758.40	6848.54	14017.14	19624.00	0.6	45964.80
m4	64	21	0.23	135.70	752.00	566.40	1454.10	2035.74	0.6	9192.96
m5	175	14	1.01	735.09	1370.25	680.74	2786.08	3900.51	0.6	16758.00
m6	156	14	2.13	1203.35	1221.48	4282.45	6707.28	9390.19	0.7	17428.32



m7	186	21	1.78	1050.20	2185.50	2819.91	6055.61	8477.85	0.6	26717.04
m8	379	14	6.05	3425.96	2967.57	5040.66	11434.19	16007.87	0.7	42341.88
m9	408	14	9.03	5049.94	3194.64	21900.75	30145.33	42203.46	0.7	45581.76
m10	57	14	1.59	850.65	446.31	1071.66	2368.62	3316.07	0.6	5458.32
m11	57	14	1.59	850.65	446.31	1071.66	2368.62	3316.07	0.6	5458.32
m12	570	14	5.54	2963.90	4463.10	8058.18	15485.18	21679.25	0.6	54583.20
m13	400	14	3.68	1968.80	3132.00	6036.11	11136.91	15591.67	0.6	38304.00
m14	80	14	0	0	626.40	2822.62	3449.02	4828.62	0.6	7660.80
m15	80	14	0	0	626.40	2822.62	3449.02	4828.62	0.6	7660.80
m16	129	14	4.14	3734.28	1010.07	0	4744.35	6642.09	0.6	12353.04
m17	321	14	0	0	2513.43	4854.70	7368.13	10315.38	0.6	30738.96

En todos los muros de planta de azotea, planta alta y planta baja las cargas resistentes son mayores que las cargas actuantes; por lo tanto, se consideran aceptables las dimensiones de los muros.

### 8.5 ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIÓN

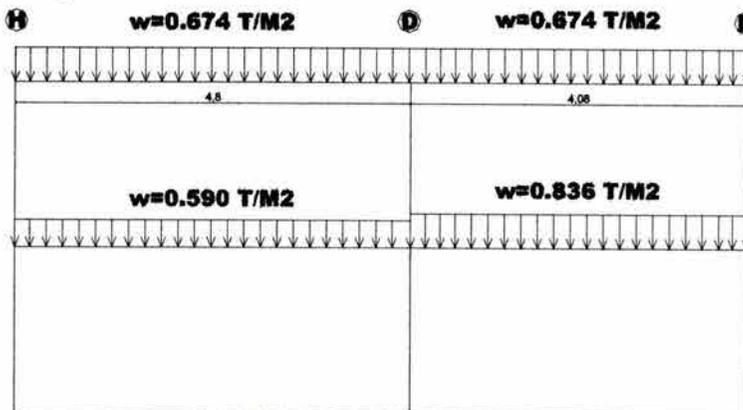
La cimentación es el elemento estructural que transmite las cargas de la estructura al suelo; es decir, se encarga de que la estructura se apoye adecuadamente sobre el terreno en el que se va a construir.

En este proyecto se utilizarán zapatas corridas de concreto bajo muros y dos zapatas aisladas ubicadas bajo las columnas; estas se unirán a la zapata corrida con trabes de liga. Además si es necesario se harán ampliaciones a la zapata corrida bajo castillos que transmitan cargas axiales considerables.

#### 8.5.1 TRANSMISIÓN DE CARGAS

Para pasar a diseñar la cimentación primero hay que observar en que tramos y/o ejes se presenta la carga lineal por metro mayor y con esos valores proceder a diseñar.

a) Para la cimentación corrida de lindero el eje que contiene el tramo más desfavorable es el Eje 1:





Pesos:

Tramo H-D

W losa de segundo nivel =  $0.674(5.71) = 3.849$  Ton

W muro segundo nivel = 3.00 Ton

W losa de primer nivel =  $0.590(5.78) = 3.410$  Ton

W muro primer nivel = 3.758 Ton

WT =  $14.017 / 4.80 = 2.920$  Ton / ml.

Tramo D-B

W losa de segundo nivel =  $0.674(4.18) = 2.817$  Ton

W muro segundo nivel = 2.55 Ton

W losa de primer nivel =  $0.836(4.16) = 3.478$  Ton

W muro primer nivel = 3.195 Ton

WT =  $12.04 / 4.08 = 2.951$  Ton / ml.

Por lo tanto el tramo de diseño es el tramo D-B Eje 1, con  $W = 2.951$  Ton / ml.

b) Para la cimentación corrida de centro el eje que contiene el tramo más desfavorable es el Eje 5:

Pesos:

Tramo D-B

W losa de azotea =  $0.659(5.86) = 3.862$  Ton

W muro de azotea = 4.423 Ton

W losa de segundo nivel =  $0.535(5.80) + 0.674(5.71) = 6.940$  Ton

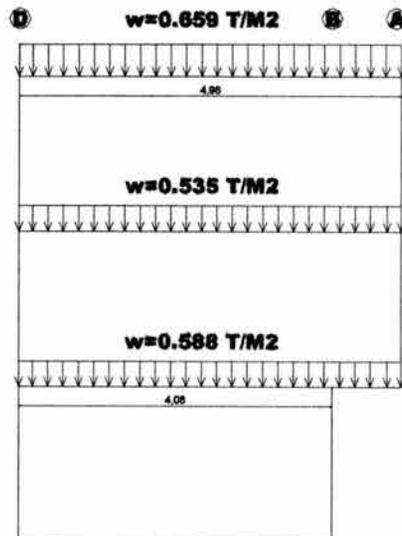
W muro segundo nivel = 3.362 Ton

W losa de primer nivel =  $0.588(4.13) + 0.535(4.90) = 5.050$  Ton

W muro primer nivel = 3.195 Ton

WT =  $26.832 / 4.08 = 6.576$  Ton / ml.

Por lo tanto el tramo de diseño es el tramo D-A' Eje 5, con  $W = 6.576$  Ton / ml.



De la misma manera se hizo un análisis de cada eje y en cada tramo para verificar que no hay cargas mayores que las de diseño; dicho análisis se encuentra resumido en la siguiente tabla:



Eje	Long. (m)	Tramo	W Losa (Ton)	W Muro (Ton)	W nivel 2 (Ton)	W nivel 3 (Ton)	W sobre Ciment. (Ton)	W / ml (Ton/ml)
1	4.08	D-B	3.478	3.195	5.367	0.00	12.040	2.951
1	4.8	H-D	3.410	3.758	6.849	0.00	14.017	2.920
4	4.08	D-B	0.000	1.081	0.000	0.00	1.081	0.265
4	4.8	H-D	1.221	1.203	10.294	0.00	12.719	2.650
5	4.08	D-B	5.050	3.195	10.302	8.285	26.832	6.576
5	2.58	F-G	3.734	1.010	0.000	0.00	4.744	1.839
6	2.58	F-G	0.000	1.253	5.476	3.627	10.356	4.014
7	5.7	F-B	2.964	4.463	8.058	0.00	15.485	2.717
B	5.07	1-4	1.429	2.380	1.240	0.00	5.049	0.996
D	5.07	1-4	0.000	0.940	0.000	0.00	0.940	0.185
H	5.07	1-4	1.186	2.94	3.386	0.00	7.510	1.481
B	3.78	4-5	0.735	1.37	0.000	0.00	2.105	0.557
D	3.78	4-5	3.426	2.97	5.462	5.083	16.939	4.481
B	3.15	5-7	1.701	0.89	2.143	0.00	4.737	1.504
F	3.15	5-7	1.969	3.13	3.777	2.260	11.137	3.536
G	3.21	4'-6	0.000	2.51	3.211	0.573	6.298	1.962

### 8.5.2 DISEÑO DE LAS ZAPATAS AISLADAS

Datos:  $P_E = 5.27\text{ton}$      $M_{EX} = 0.5\text{ton-m}$      $q_r = 12\text{Ton/m}^2$      $f'c = 250\text{Kg/cm}^2$

$C_1 = C_2 = 45\text{cm}$      $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$      $Df = 1.20\text{m}$

Por Sismo:  $P_S = 5.19\text{ton}$      $M_S = 1.02\text{ton-m}$      $q_s = 16\text{Ton/m}^2$

La capacidad de carga admisible para nuestro diseño, según el estudio de mecánica de suelos, fue de  $12 \text{ Ton/m}^2$ , con un factor de seguridad de 2.5, a una profundidad de desplante de 1.20 m sobre un estrato de arena limosa de un espesor mayor a 1.0 m, suficiente para las descargas de nuestro proyecto de tesis.

1.- Para determinar la descarga total se toman tres condiciones.

a) Cargas estáticas o permanentes (CM+CV)

$$P_T = P_E + W_S + P_{equiv} = 5.27 + 1.32 + 0.75 = 7.34\text{Ton}$$

$$P_{equiv} = 1.5M_{EX} = 1.5(0.5) = 0.75\text{Ton}$$

$$W_S = 0.25P_E = 0.25(5.27) = 1.32\text{Ton}$$

b) Cargas estáticas más cargas por Sismo en X (CM+CV+Sismo X)

$$P_T = P_E + P_{SX} + W_S + P_{equiv} = 5.27 + 5.19 + 2.62 + 2.28 = 15.36 \text{ Rige.}$$

$$P_{equiv} = 1.5(0.5 + 1.02) = 2.28\text{Ton}$$

$$W_S = 0.25(5.27 + 5.19) = 2.62\text{Ton}$$

2.- Dimensionamiento de la Zapata.

$$Az = \frac{P_T}{q_{rs}} = \frac{15.36}{16} = 0.96\text{m}^2$$



$$\text{Proponiendo } B = 1.0 \text{ m ; } L = \frac{Az}{B} = \frac{1.0}{1.0} = 1.0 \text{ m}$$

### 3.- Cálculo de la presión de contacto.

$$L' = L - 2e_x = 1.0 - (2 * 0.078) = 0.844 \text{ m}$$

$$e_x = \frac{Mx}{P + Ws} = \frac{1.02}{10.46 + 2.62} = 0.078$$

$$B' = B = 1.0 \text{ m}$$

$$q = \frac{P + Ws}{B'L'} \leq q_{rs} \quad q = \frac{10.46 + 2.62}{(1.0)(0.844)} = 15.50 \leq 16 \quad \text{Bien.}$$

### 4.- Cálculo de la presión neta última.

$$q = \frac{P}{B'L'} = \frac{10.46}{(1.0)(0.844)} = 12.39 \text{ Ton / m}^2$$

$$q_{nu} = Fc(q_n) = 1.1(12.39) = 13.63 \text{ Ton / m}^2 = 1.363 \text{ Kg / cm}^2$$

### 5.- Cálculo del peralte necesario para resistir cortante como viga ancha.

$l$  es el volado mayor, en este caso como es una zapata cuadrada se calculará como:

$$l = \frac{B - Cy}{2} = \frac{1.0 - 0.45}{2} = 0.275 \text{ m}$$

$$d = \frac{q_{nu} l}{v_{CR} + q_m} = \frac{1.363(27.5)}{5.65(1.363)} = 4.87 \text{ cm} \quad \text{Por lo tanto: } d = d_{\min} = 15 \text{ cm.}$$

$$v_{CR} = 0.4 \sqrt{f^* c} = 0.4 \sqrt{200} = 5.65 \text{ kg / cm}^2$$

### 6.- Cálculo del peralte necesario para resistir cortante por penetración.

$$[q_{nu} + 4v_{CR}]d^2 + [(q_{nu} + 2v_{CR})(C_x + C_y)]d + q_{nu} C_x C_y - P_u = 0$$

$$P_u = 1.1(10.46) = 11.51 \text{ Ton} = 11510 \text{ Kg}$$

Y una vez obtenido el peralte modificarlo de la siguiente forma:

**Peralte =  $d + 10 \text{ cm}$**  Si hay momento en un sentido y **CM + CV + CA**

$$v_{CR} = F_R \sqrt{f^* c} = 0.7 \sqrt{200} = 9.9 \text{ Kg / cm}^2 \quad \text{Rige.}$$

$$v_{CR} = F_R \left( 0.5 + \frac{C_2}{C_1} \right) \sqrt{f^* c} = 0.7(0.5 + 1) \sqrt{200} = 14.85 \text{ Kg / cm}^2$$

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

$$[1.363 + 4 * 9.9]d^2 + [(1.363 + 2 * 9.9)(45 + 45)]d + (1.363 * 45 * 45) - 11510 = 0$$

$$40.96d^2 + 1904.67d - 8750 = 0$$

$$d_1 = 4.21 \quad d_2 = -50.71$$

$$\text{Por lo tanto: } d = 4.21 + 10 = 15 \text{ cm}$$

Para revisar si hay transmisión de momento:

$$M_{UX} > 0.2V_U d \quad \text{Hay transmisión de momento en x}$$

$$M_{UX} = 1.02 + 0.5 = 1.52(1.1) = 1.672 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$V_U = P_u - q_{nu} A_f = 11510 - 1.363 * 3600 = 6603 \text{ Kg}$$

$$A_f = (C_x + d)(C_y + d) = (45 + 15)(45 + 15) = 3600 \text{ cm}^2$$



$$1.672 > 0.2(6.603)(0.15) = 0.198 \text{Ton} - m$$

Por lo tanto si hay transmisión de momento en x y  $v_U =$  esfuerzo cortante último

Se calculara:

$$b_0 = 2[(C_x + d) + (C_y + d)] = 2[(45 + 15) + (45 + 15)] = 240 \text{cm}$$

$$C_{AB} = \frac{C_x + d}{2} = \frac{45 + 15}{2} = 30 \text{cm}$$

$$v_U = \frac{V_U}{b_0 d} + \frac{\alpha_x M_{UX} C_{AB}}{J_{CX}} \quad \text{si sólo hay transmisión de momento en x}$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(C_x + d)/(C_y + d)}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(45 + 15)/(45 + 15)}} = 0.4012$$

$$J_{CX} = \frac{d(C_x + d)^3}{6} + \frac{(C_x + d)d^3}{6} + \frac{d(C_y + d)(C_x + d)^2}{2}$$

$$J_{CX} = \frac{15(45 + 15)^3}{6} + \frac{(45 + 15)15^3}{6} + \frac{15(45 + 15)(45 + 15)^2}{2} = 540000 + 33750 + 1620000 = 2193750 \text{cm}^4$$

$$v_U = \frac{6603}{240(15)} + \frac{0.4012(167200)(30)}{2193750} = 1.834 + 0.92 = 2.76 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

Para verificar que el peralte obtenido es adecuado se revisará la resistencia al corte según el reglamento en la sección 2.5.9.3 NTC-2001, con la siguiente expresión:

$$v_U \leq v_{CR} \quad 2.76 < 9.9 \text{Kg} / \text{cm}^2 \quad \text{Bien.}$$

Espesor total  $h = d + \text{recubrimiento} = 15 + 5 = 20 \text{ cm.}$

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

W plantilla	= 0.05 (1.0)(1.0)(2.2)	= 0.110 Ton
W losa	= 0.20 (1.0)(1.0)(2.4)	= 0.480 Ton
W dado	= 0.95(0.45)(0.45)(2.4)	= 0.462 Ton
W relleno	= 0.95 (1.0(1.0)-0.45(0.45))(1.3)	= 0.985 Ton
W Real		= 2.037 Ton

W Real = 2.037 <  $W_s = 2.62 \text{Ton}$  Bien.

7.- Diseño por flexión.

$$M_U = \frac{q_m l^2}{2} = \frac{13.63(0.275)^2}{2} = 0.515 \text{Ton} - m$$

$$\rho = \frac{f''c}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_U}{F_R b d^2 f''c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(51500)}{0.9(100)(15)^2 (170)}} \right] = 0.00061$$

Como  $\rho_{\min} = 0.00264$  (para  $f''c = 250$ ) y  $\rho < \rho_{\min}$  entonces:

$$A_s = \rho b d = 0.00264(100)(15) = 3.96 \text{cm}^2$$

Para var. No. 3  $a_0 = 0.71 \text{cm}^2$

$$s = \frac{100a_0}{A_s} = \frac{100(0.71)}{3.96} = 17.93 \text{cm}$$

Se usara var. No. 3 @ 15 cm c.a.c en ambos sentidos.



Como las dos zapatas aisladas a utilizar en la cimentación se colocarán de las mismas dimensiones y con el mismo armado por tener valores casi iguales en cuanto a cargas y momentos. El concreto utilizado en estas zapatas es de un  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ .

### 8.5.3 DISEÑO DE LA ZAPATA CORRIDA DE LINDERO

En el estudio de mecánica de suelos se obtuvieron las siguientes propiedades:

$$D_f = 1.20 \text{ m} \quad \gamma_c = 2.4 \text{ Ton/m}^3 \quad \gamma_s = 1.3 \text{ Ton/m}^3 \quad f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_r = 12 \text{ Ton/m}^2 \quad fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

De acuerdo con la transmisión de cargas, en el Eje 1, tramo D-B se concentra la mayor carga por metro lineal para las cimentaciones de lindero; esta carga es con la que se va a diseñar y tiene un valor de 2.951 Ton / ml.

1.- Cálculo de la descarga total de la cimentación.

$$P_T = P + W_s \quad P_T = 2.951 + 0.888 = 3.839 \text{ Ton/ml}$$

$$W_s = \left( \frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) BLD_f \quad W_s = \left( \frac{2.4 + 1.3}{2} \right) (0.4)(1.0)(1.2) = 0.888 \text{ Ton/ml}$$

$$B = 1.25 \frac{P}{q_r} \quad B = 1.25 \frac{2.951}{12} = 0.308 \text{ m} \quad \mathbf{B = 40 \text{ cm.}}$$

2.- Dimensionamiento de la zapata.

$$Az = \frac{P_T}{q_r} \quad Az = \frac{3.839}{12} = 0.32 \text{ m}^2$$

Proponiendo  $B = 0.4 \text{ m}$  y tomando una longitud unitaria  $L = 1.0$

3.- Cálculo de la presión de contacto.

$$q = \frac{P_T}{BL} \leq q_r \quad q = \frac{3.839}{(0.4)(1.0)} = 9.60 \leq 12 \quad \mathbf{\text{Bien.}}$$

4.- Cálculo de la presión neta última.

$$q_n = \frac{P}{BL} \quad q_n = \frac{2.951}{(0.4)(1.0)} = 7.38 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{mu} = F_c(q_n) \quad q_{mu} = 1.4(7.38) = 10.33 \text{ Ton/m}^2 = 1.033 \text{ Kg/cm}^2$$

5.- Diseño de la losa.

a) Por cortante:

De las secciones 1.6 y 2.5.1.2 de las NTC-2001 tenemos:

$$d = \frac{q_{mu} l}{v_{CR} + q_{mu}} \quad d = \frac{(1.033)(20)}{(5.06) + (1.033)} = 3.39 \text{ cm} \quad \text{Como: } d_{\min} = 15 \text{ cm}$$

$$d = 15 \text{ cm.}$$

$$l = B - C \quad l = 0.4 - 0.2 = 0.2 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

$$v_{CR} = 0.4 \sqrt{f'c} \quad v_{CR} = 0.4 \sqrt{160} = 5.06 \text{ Kg/cm}^2$$



Espesor total  $h = d + \text{recubrimiento} h = 15 + 5 = 20 \text{ cm.}$

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

$$W \text{ plantilla} = 0.05 (0.4)(1.0)(2.2) = 0.044 \text{ Ton}$$

$$W \text{ losa} = 0.20 (0.4)(1.0)(2.4) = 0.192 \text{ Ton}$$

$$W \text{ muro de enrase} = 0.20 (0.95)(1.0)(1.8) = 0.342 \text{ Ton}$$

$$W \text{ relleno} = 0.95 (0.4(0.4) - 0.2(0.2))(1.3) = 0.148 \text{ Ton}$$

$$W \text{ Real} = 0.726 \text{ Ton} < W_s = 0.888 \text{ Ton} \quad \text{Bien.}$$

b) Por flexión:

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

$$M_U = \frac{q_m (l + (c/4))^2}{2} \quad M_U = \frac{10.33(0.2 + (0.2/4))^2}{2} = 0.323 \text{ Ton-m}$$

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(32300)}{0.9(100)(15)^2(136)}} \right] = 0.00077$$

Como  $\rho = 0.00077 < \rho_{\min} = 0.00236$  (para:  $f'c = 200$ )

$$A_s = \rho b d \quad A_s = 0.00236(100)(15) = 3.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para Var. No. 3 } a_0 = 0.71 \text{ cm}^2 \quad S = \frac{100a_0}{A_s} = \frac{100(0.71)}{3.54} = 20.06 \text{ cm}$$

**Se usará var. No. 3 @ 20 cm c.a.c**

### Sentido longitudinal

De la sección 5.7 de las NTC-2001 el refuerzo por cambios volumétricos se calcula con la ecuación 5.3:

$$a_{sl} = \frac{600x_1}{f_y(x_1 + 100)} = \frac{660(15)}{4200(15 + 100)} (1.5)(1.5) = 0.04612 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

A la ecuación anterior se le aumenta 1.5 veces la cantidad de acero por ser un elemento expuesto directamente a la intemperie; más otro 50% por considerar importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

$$\text{En un ancho de un metro (100 cm)} \quad A_{s_l} = 100(0.04612) = 4.612 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para Var. No. 3 } a_0 = 0.71 \text{ cm}^2 \quad S = \frac{100a_0}{A_s} = \frac{100(0.71)}{4.612} = 15.40 \text{ cm}$$

**Se usará var. No. 3 @ 15 cm c.a.c**

### 8.5.4 DISEÑO DE LA ZAPATA CORRIDA DE CENTRO

En el estudio de mecánica de suelos se obtubieron las siguientes propiedades:

$$D_f = 1.20 \text{ m} \quad \gamma_c = 2.4 \text{ Ton/m}^3 \quad \gamma_s = 1.3 \text{ Ton/m}^3 \quad f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_r = 12 \text{ Ton/m}^2 \quad f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$



De acuerdo con la transmisión de cargas, en el Eje 5, tramo D-B se concentra la mayor carga por metro lineal para las cimentaciones de lindero; esta carga es con la que se va a diseñar y tiene un valor de 6.576 Ton / ml.

1.- Cálculo de la descarga total de la cimentación.

$$P_T = P + W_s \quad P_T = 6.576 + 1.55 = 8.126 \text{ Ton / ml}$$

$$W_s = \left( \frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) BLD_f \quad W_s = \left( \frac{2.4 + 1.3}{2} \right) (0.7)(1.0)(1.2) = 1.55 \text{ Ton / ml}$$

$$B = 1.25 \frac{P}{q_r} \quad B = 1.25 \frac{6.576}{12} = 0.685 \text{ m} \quad \mathbf{B = 70 \text{ cm.}}$$

2.- Dimensionamiento de la zapata.

$$Az = \frac{P_T}{q_r} \quad Az = \frac{8.126}{12} = 0.677 \text{ m}^2$$

Proponiendo B = 0.7 m y tomando una longitud unitaria L = 1.0

3.- Cálculo de las presiones de contacto.

$$q = \frac{P_T}{BL} \leq q_r \quad q = \frac{8.126}{(0.7)(1.0)} = 11.61 \leq 12 \quad \mathbf{Bien.}$$

4.- Cálculo de la presión neta última.

$$q_n = \frac{P}{BL} \quad q_n = \frac{6.576}{(0.7)(1.0)} = 9.39 \text{ Ton / m}^2$$

$$q_{nu} = F_c(q_n) \quad q_{nu} = 1.4(9.39) = 13.152 \text{ Ton / m}^2 = 1.315 \text{ Kg / cm}^2$$

5.- Diseño de la losa.

a) Por cortante:

De las secciones 1.6 y 2.5.1.2 de las NTC-2001 tenemos:

$$d = \frac{q_{nu} l}{v_{CR} + q_{nu}} \quad d = \frac{(1.315)(20)}{(5.06) + (1.315)} = 6.84 \text{ cm} \quad \text{Como: } d_{\min} = 15 \text{ cm}$$

d = 15 cm.

$$l = \frac{B - C}{2} \quad l = \frac{0.7 - 0.3}{2} = 0.2 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

$$v_{CR} = 0.4 \sqrt{f^* c} \quad v_{CR} = 0.4 \sqrt{160} = 5.06 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\text{Espesor total } h = d + \text{recubrimiento } h = 15 + 5 = 20 \text{ cm.}$$

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

W plantilla = 0.05 (0.7)(1.0)(2.2)	= 0.077 Ton
W losa = 0.20 (0.7)(1.0)(2.4)	= 0.336 Ton
W muro de enrase = 0.30 (0.95)(1.0)(1.8)	= 0.513 Ton
W relleno = 0.95 (0.7(0.7)-0.3(0.3))(1.3)	= 0.494 Ton
W Real	= 1.420 Ton < W <sub>s</sub> = 1.55Ton <b>Bien.</b>



b) Por flexión:

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

$$M_U = \frac{q_m (l + (c/4))^2}{2} \quad M_U = \frac{13.152(0.2 + (0.3/4))^2}{2} = 0.497 \text{Ton-m}$$

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(49700)}{0.9(100)(15)^2(136)}} \right] = 0.00059$$

Como  $\rho = 0.00059 < \rho_{\min} = 0.00236$  (para:  $f'c = 200$ )

$$A_s = \rho b d \quad A_s = 0.00236(100)(15) = 3.54 \text{cm}^2$$

Para Var. No. 3  $a_0 = 0.71 \text{cm}^2$   $S = \frac{100a_0}{A_s} = \frac{100(0.71)}{3.54} = 20.06 \text{cm}$

**Se usará var. No. 3 @ 20 cm c.a.c**

Sentido longitudinal

De la sección 5.7 de las NTC-2001 el refuerzo por cambios volumétricos se calcula con la ecuación 5.3:

$$a_{s1} = \frac{600x_1}{f_y(x_1 + 100)} = \frac{660(15)}{4200(15 + 100)} (1.5)(1.5) = 0.04612 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}}$$

A la ecuación anterior se le aumenta 1.5 veces la cantidad de acero por ser un elemento expuesto directamente a la intemperie; más otro 50% por considerar importante el buen aspecto de la superficie del concreto.

En un ancho de un metro (100 cm)  $A_{s1} = 100(0.04612) = 4.612 \text{cm}^2$

Para Var. No. 3  $a_0 = 0.71 \text{cm}^2$   $S = \frac{100a_0}{A_s} = \frac{100(0.71)}{4.612} = 15.40 \text{cm}$

**Se usará var. No. 3 @ 15 cm c.a.c**

**8.5.5 REVISIÓN DE AMPLIACIÓN DE ZAPATA BAJO CASTILLOS**

Al hacer la transmisión de cargas a la cimentación encontramos que algunos castillos la carga actuante es muy alta por lo que se procedió a reavisar en cuales de ellos es necesario hacer una ampliación, para resistir dicha carga.

$$\frac{P}{B^2} < q_r \quad \text{No se necesita ampliación}$$

Si se necesita para sacar el área requerida de cimentación

$$\frac{P}{q_r} = Az \quad B = \sqrt{Az}$$



Eje	Cast. (m)	P (Ton)	B2 (m <sup>2</sup> )	P/B2 (Ton/m <sup>2</sup> )	q (Ton/m <sup>2</sup> )	Comparación
B	1	1.17	0.16	7.313	12.000	BIEN
B	2	2.30	0.49	4.694	12.000	BIEN
B	3	2.30	0.49	4.694	12.000	BIEN
B	4	7.23	0.49	14.755	12.000	AMPLIACIÓN
B	5	0.59	0.49	1.204	12.000	BIEN
B	6	1.27	0.49	2.592	12.000	BIEN
B	7	5.06	0.49	10.327	12.000	BIEN
B	8	1.24	0.16	7.750	12.000	BIEN
D	1	6.42	0.16	40.125	12.000	AMPLIACIÓN
D	2	17.19	0.49	35.082	12.000	AMPLIACIÓN
D	3	6.57	0.49	13.408	12.000	AMPLIACIÓN
F'	1	2.59	0.49	5.286	12.000	BIEN
G	1	6.57	0.49	13.408	12.000	AMPLIACIÓN
H	1	3.77	0.16	23.563	12.000	AMPLIACIÓN
H	2	3.77	0.49	7.694	12.000	BIEN

**Eje B castillo 4:**

Área requerida de cimentación

$$Az = \frac{P}{q_r} = \frac{7.23}{12} = 0.603m^2 \quad B = \sqrt{Az} = \sqrt{0.603} = 0.78m$$

Proponiendo B = 0.80 m = L = 0.80 m

Cálculo de la presión neta última.

$$q_n = \frac{P}{BL} \quad q_n = \frac{7.23}{(0.8)(0.8)} = 11.30Ton/m^2$$

$$q_{nu} = F_c(q_n) \quad q_{nu} = 1.4(11.30) = 15.82Ton/m^2 = 1.582Kg/cm^2$$

Peralte por penetración:

$$[q_{nu} + 4V_{CR}]d^2 + [(q_{nu} + 2V_{CR})(C_x + C_y)]d + (q_{nu}C_xC_y) - P_u = 0$$

$$P_u = 1.4(7.23) = 10.122 Ton = 10122 Kg$$

$$V_{CR} = 0.7\sqrt{160} = 8.85kg/cm^2$$

$$[1.582 + 4*8.85]d^2 + [(1.582 + 2*8.85)(15+15)]d + (1.582*15*15) - 10122 = 0$$

$$36.982d^2 + 578.46d - 9766.05 = 0 \quad d_1 = 10.08 \quad d_2 = -26.30$$

Como si hay momento en una dirección el peralte se incremente en 5 cm.

$$d = 10 + 5 = 15cm \quad h = 15 + 5 = 20 = 20cm \quad B = 80 cm$$

Diseño por flexión:

$$M_U = \frac{q_{nu}(l + (c/4))^2}{2} \quad M_U = \frac{15.82(0.325 + (0.15/4))^2}{2} = 1.04Ton-m$$

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(104000)}{0.9(100)(15)^2(136)}} \right] = 0.00255$$

Como  $\rho_{min} = 0.00236 < \rho = 0.00255 < \rho_{max} = 0.0124$  (para :  $f'c = 200$ )



$$A_s = \rho b d \quad A_s = 0.00255(100)(15) = 3.83 \text{ cm}^2$$

Para Var. No. 3  $a_0 = 0.71 \text{ cm}^2$   $S = \frac{100a_0}{A_s} = \frac{100(0.71)}{3.83} = 18.54 \text{ cm}$

**Se usará var. No. 3 @ 18 cm c.a.c**

**Eje D castillo 1:**

Área requerida de cimentación

$$A_z = \frac{P}{q_r} = \frac{6.42}{12} = 0.535 \text{ m}^2 \quad B = \sqrt{A_z} = \sqrt{0.535} = 0.73 \text{ m}$$

Proponiendo  $B = 0.80 \text{ m} = L = 0.80 \text{ m}$

Cálculo de la presión neta última.

$$q_n = \frac{P}{BL} \quad q_n = \frac{6.42}{(0.8)(0.8)} = 10.03 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{nu} = F_c(q_n) \quad q_{nu} = 1.4(10.03) = 14.04 \text{ Ton/m}^2 = 1.404 \text{ Kg/cm}^2$$

Peralte por penetración:

$$[q_{nu} + 4V_{CR}]d^2 + [(q_{nu} + 2V_{CR})(C_x + C_y)]d + (q_{nu}C_xC_y) - P_u = 0$$

$$P_u = 1.4(6.42) = 8.99 \text{ Ton} = 8990 \text{ Kg}$$

$$V_{CR} = 0.7\sqrt{160} = 8.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$[1.404 + 4 * 8.85]d^2 + [(1.404 + 2 * 8.85)(15 + 15)]d + (1.404 * 15 * 15) - 8990 = 0$$

$$36.804d^2 + 573.12d - 8674.1 = 0 \quad d_1 = 9.43 \quad d_2 = -25.00$$

Como  $d_{\min} = 15 \text{ cm}$   $h = 15 + 5 = 20 = 20 \text{ cm}$   $B = 80 \text{ cm}$

Diseño por flexión:

$$M_U = \frac{q_{nu}(l + (c/4))^2}{2} \quad M_U = \frac{14.04(0.65 + (0.15/4))^2}{2} = 3.32 \text{ Ton-m}$$

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(332000)}{0.9(100)(15)^2(136)}} \right] = 0.00417$$

Como  $\rho_{\min} = 0.00236 < \rho = 0.00417 < \rho_{\max} = 0.0124$  (para:  $f'c = 200$ )

$$A_s = 0.00417(100)(15) = 6.25 \text{ cm}^2$$

Para Var. No. 4  $a_0 = 1.27 \text{ cm}^2$   $S = \frac{100a_0}{A_s} = \frac{100(1.27)}{6.25} = 20.32 \text{ cm}$

**Se usará var. No. 3 @ 20 cm c.a.c**

**Eje D castillo 2:**

Área requerida de cimentación

$$A_z = \frac{P}{q_r} = \frac{17.19}{12} = 1.433 \text{ m}^2 \quad B = \sqrt{A_z} = \sqrt{1.433} = 1.20 \text{ m}$$

Proponiendo  $B = 1.20 \text{ m} = L = 1.20 \text{ m}$

Cálculo de la presión neta última.

$$q_n = \frac{P}{BL} \quad q_n = \frac{17.19}{(1.2)(1.2)} = 11.94 \text{ Ton/m}^2$$



$$q_{nu} = F_c(q_n) \quad q_{nu} = 1.4(11.94) = 16.71 \text{Ton} / \text{m}^2 = 1.671 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

Peralte por penetración:

$$[q_{nu} + 4V_{CR}]d^2 + [(q_{nu} + 2V_{CR})(C_x + C_y)]d + (q_{nu} C_x C_y) - P_u = 0$$

$$P_u = 1.4(17.19) = 24.07 \text{ Ton} = 24070 \text{ Kg}$$

$$V_{CR} = 0.7\sqrt{160} = 8.85 \text{kg} / \text{cm}^2$$

$$[1.671 + 4 * 8.85]d^2 + [(1.671 + 2 * 8.85)(15 + 15)]d + (1.671 * 15 * 15) - 24070 = 0$$

$$37.07d^2 + 581.13d - 23694 = 0 \quad d_1 = 18.63 \quad d_2 = -34.31$$

Como si hay momento en una dirección el peralte se incrementa en 5 cm.

$$\text{Entonces } d = 20 + 5 = 25 \text{cm} \quad h = 25 + 5 = 30 \text{cm} \quad B = 120 \text{cm}$$

Diseño por flexión:

$$M_U = \frac{q_{nu}(l + (c/4))^2}{2} \quad M_U = \frac{16.71(0.525 + (0.15/4))^2}{2} = 2.644 \text{Ton} - \text{m}$$

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(264400)}{0.9(100)(25)^2(136)}} \right] = 0.0011$$

Como  $\rho_{\min} = 0.00236 > \rho = 0.0011$  (para:  $f'c = 200$ )

$$A_s = 0.00236(100)(20) = 4.72 \text{cm}^2$$

$$\text{Para Var. No. 3 } a_0 = 0.71 \text{cm}^2 \quad S = \frac{100a_0}{A_s} = \frac{100(0.71)}{4.72} = 15.04 \text{cm}$$

**Se usará var. No. 3 @ 15 cm c.a.c**

Eje D castillo 3:

Área requerida de cimentación

$$A_z = \frac{P}{q_r} = \frac{6.57}{12} = 0.548 \text{m}^2 \quad B = \sqrt{A_z} = \sqrt{0.548} = 0.74 \text{m}$$

Proponiendo  $B = 0.80 \text{m} = L = 0.80 \text{m}$

Cálculo de la presión neta última.

$$q_n = \frac{P}{BL} \quad q_n = \frac{6.57}{(0.8)(0.8)} = 10.27 \text{Ton} / \text{m}^2$$

$$q_{nu} = F_c(q_n) \quad q_{nu} = 1.4(10.27) = 14.37 \text{Ton} / \text{m}^2 = 1.437 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

Peralte por penetración:

$$P_u = 1.4(6.57) = 9.198 \text{ Ton} = 9198 \text{ Kg}$$

$$V_{CR} = 0.7\sqrt{160} = 8.85 \text{kg} / \text{cm}^2$$

$$[1.437 + 4 * 8.85]d^2 + [(1.437 + 2 * 8.85)(15 + 15)]d + (1.437 * 15 * 15) - 9198 = 0$$

$$36.84d^2 + 574.11d - 8875 = 0 \quad d_1 = 9.58 \quad d_2 = -25.16$$

Como  $d_{\min} = 15 \text{cm}$   $h = 15 + 5 = 20 = 20 \text{cm}$   $B = 80 \text{cm}$

Diseño por flexión:

$$M_U = \frac{q_{nu}(l + (c/4))^2}{2} \quad M_U = \frac{14.37(0.325 + (0.15/4))^2}{2} = 0.944 \text{Ton} - \text{m}$$



$$\rho = \frac{136}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(94400)}{0.9(100)(15)^2(136)}} \right] = 0.00230$$

Como  $\rho_{\min} = 0.00236 > \rho = 0.00230$  (para:  $f'c = 200$ )

$$A_s = 0.00236(100)(15) = 3.54 \text{ cm}^2$$

Para Var. No. 3  $a_0 = 0.71 \text{ cm}^2$   $S = \frac{100a_0}{A_s} = \frac{100(0.71)}{3.54} = 20.06 \text{ cm}$

**Se usará var. No. 3 @ 20 cm c.a.c**

### Eje G castillo 1:

Área requerida de cimentación

$$A_z = \frac{P}{q_r} = \frac{6.57}{12} = 0.548 \text{ m}^2 \quad B = \sqrt{A_z} = \sqrt{0.548} = 0.74 \text{ m}$$

Proponiendo  $B = 0.80 \text{ m} = L = 0.80 \text{ m}$

Cálculo de la presión neta última.

$$q_n = \frac{P}{BL} \quad q_n = \frac{6.57}{(0.8)(0.8)} = 10.27 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{nu} = F_c(q_n) \quad q_{nu} = 1.4(10.27) = 14.37 \text{ Ton/m}^2 = 1.437 \text{ Kg/cm}^2$$

Peralte por penetración:

$$P_u = 1.4(6.57) = 9.198 \text{ Ton} = 9198 \text{ Kg}$$

$$V_{CR} = 0.7\sqrt{160} = 8.85 \text{ kg/cm}^2$$

$$[1.437 + 4 * 8.85]d^2 + [(1.437 + 2 * 8.85)(15 + 15)]d + (1.437 * 15 * 15) - 9198 = 0$$

$$36.84d^2 + 574.11d - 8875 = 0 \quad d_1 = 9.58 \quad d_2 = -25.16$$

Como  $d_{\min} = 15 \text{ cm}$   $h = 15 + 5 = 20 = 20 \text{ cm}$   $B = 80 \text{ cm}$

Diseño por flexión:

$$M_U = \frac{q_{nu}(l + (c/4))^2}{2} \quad M_U = \frac{14.37(0.325 + (0.15/4))^2}{2} = 0.944 \text{ Ton-m}$$

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(94400)}{0.9(100)(15)^2(136)}} \right] = 0.00230$$

Como  $\rho_{\min} = 0.00236 > \rho = 0.00230$  (para:  $f'c = 200$ )

$$A_s = 0.00236(100)(15) = 3.54 \text{ cm}^2$$

Para Var. No. 3  $a_0 = 0.71 \text{ cm}^2$   $S = \frac{100a_0}{A_s} = \frac{100(0.71)}{3.54} = 20.06 \text{ cm}$

**Se usará var. No. 3 @ 20 cm c.a.c**

### Eje H castillo 1:

Área requerida de cimentación

$$A_z = \frac{P}{q_r} = \frac{3.77}{12} = 0.314 \text{ m}^2 \quad B = \sqrt{A_z} = \sqrt{0.314} = 0.56 \text{ m}$$

Proponiendo  $B = 0.70 \text{ m} = L = 0.70 \text{ m}$



Cálculo de la presión neta última.

$$q_n = \frac{P}{BL} \quad q_n = \frac{3.77}{(0.7)(0.7)} = 7.694 \text{ Ton} / m^2$$

$$q_{nu} = F_c(q_n) \quad q_{nu} = 1.4(7.694) = 10.771 \text{ Ton} / m^2 = 1.077 \text{ Kg} / cm^2$$

Peralte por penetración:

$$[q_{nu} + 4V_{CR}]d^2 + [(q_{nu} + 2V_{CR})(C_x + C_y)]d + (q_{nu}C_xC_y) - P_u = 0$$

$$P_u = 1.4(3.77) = 5.278 \text{ Ton} = 5278 \text{ Kg}$$

$$V_{CR} = 0.7\sqrt{160} = 8.85 \text{ kg} / cm^2$$

$$[1.077 + 4 * 8.85]d^2 + [(1.077 + 2 * 8.85)(15 + 15)]d + (1.077 * 15 * 15) - 5278 = 0$$

$$36.477d^2 + 563.31d - 5278 = 0 \quad d_1 = 6.55 \quad d_2 = -21.78$$

$$\text{Como } d_{\min} = 15 \text{ cm} \quad h = 15 + 5 = 20 = 20 \text{ cm} \quad B = 80 \text{ cm}$$

Diseño por flexión:

$$M_U = \frac{q_{nu}(l + (c/4))^2}{2} \quad M_U = \frac{10.77(0.55 + (0.15/4))^2}{2} = 1.86 \text{ Ton} - m$$

$$\rho = \frac{136}{4200} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(186000)}{0.9(100)(15)^2(136)}} \right] = 0.00227$$

$$\text{Como } \rho_{\min} = 0.00236 > \rho = 0.00227 (\text{para } f'c = 200)$$

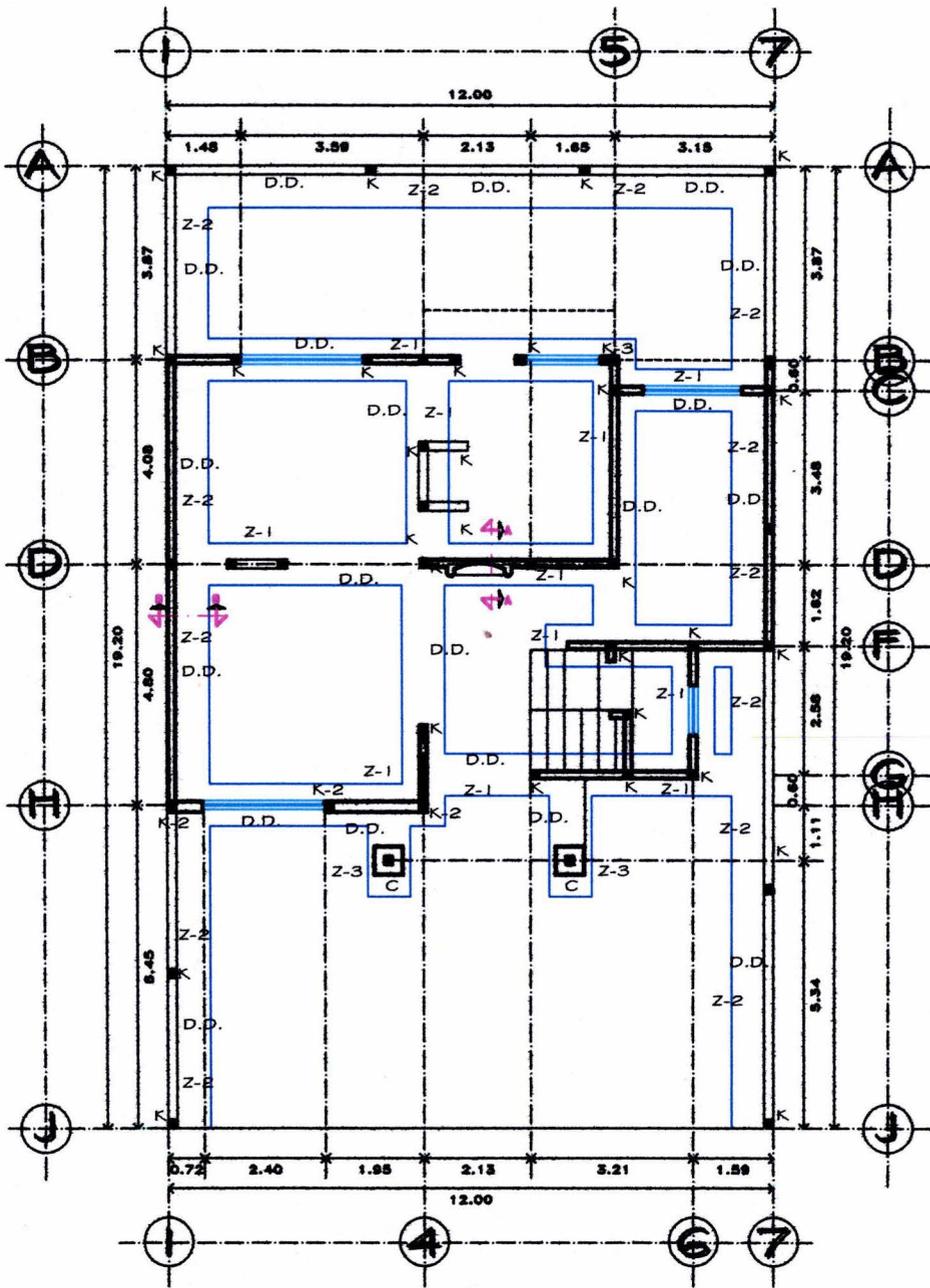
$$A_s = 0.00236(100)(15) = 3.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Para Var. No. 3 } a_0 = 0.71 \text{ cm}^2 \quad S = \frac{100a_0}{A_s} = \frac{100(0.71)}{3.54} = 20.06 \text{ cm}$$

Se usará var. No. 3 @ 20 cm c.a.c

## 8.6 PLANOS ESTRUCTURALES

A continuación se presentan los planos estructurales de forma detallada, de gran importancia para la adecuada construcción de la casa habitación.



CIMENTACION

**SIMBOLOGIA**

**EN CIMENTACIÓN**

EJE DE LA DALA DE DESPLANTE

CASTILLO

**NOTAS GENERALES:**

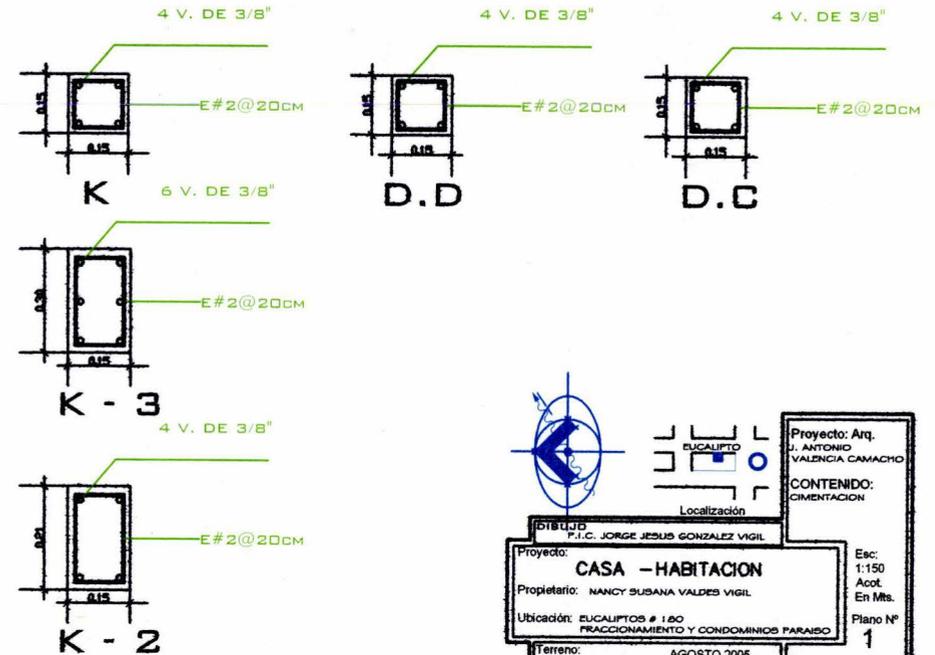
- 1.- ACOTACIONES EN METROS.
- 2.- TODAS LAS COTAS DEBERAN VERIFICARSE CON LAS INDICADAS EN LOS PLANOS ARQUITECTONICOS.
- 3.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- 4.- SE COLOCARA UN PLANTILLA DE CONCRETO SIMPLE  $F_c = 100 \text{ kg/cm}^2$  DE 5 cm DE ESPESOR PARA DESPLANTAR LA CIMENTACION.
- 5.- D.D - DALA DE DESPLANTE.  
K - CASTILLO.  
C - COLUMNA.

**NOTAS DE MATERIALES:**

- 1.- CONCRETO  $F_c = 200 \text{ kg/cm}^2$  EN ZAPATAS Y  $150 \text{ kg/cm}^2$  EN DALAS Y CASTILLOS, CLASE I DE PESO VOL. MAYOR DE  $2,200 \text{ Kg/m}^3$ , REVENIMIENTO  $10 \text{ cm} \pm 2 \text{ cm}$ . EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES, EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO SERA DE  $3/4"$  (1.91 cm.)
- 2.- ACERO DE REFUERZO  $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ . ACERO ALAMBRO  $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$ .
- 3.- PARA LOS MOROS SE USARA LADRILLO COMUN DE BARRO ROJO RECOCIDO DE  $7 \times 14 \times 28 \text{ CM}$ .

**NOTAS DE ARMADOS Y ANCLAJES:**

- 1.- LOS RECUBRIMIENTOS MINIMOS SERAN 2 cm.
- 2.- SALVO INDICACION CONTRARIA, TODA VARILLA DEBERA ESTAR ANCLADA EN SUS EXTREMOS A ESCUADRA EN UNA LONGITUD DE 40 VECES EL DIAMETRO DE LA VARILLA.



Localización

Proyecto: Arq.  
J. ANTONIO  
VALENCIA CAMACHO

CONTENIDO:  
CIMENTACION

Proyecto: **CASA - HABITACION**

Propietario: NANCY SUSANA VALDES VIGIL

Ubicación: EUCALIPTOS # 160  
FRACCIONAMIENTO Y CONDOMINIOS PARAISO

Terreno: AGOSTO 2005

Planta Baja: 96.28 M2  
Planta Alta: 86.74 M2  
TOTAL A CONSTRUIR: 183.02 M2

Esc: 1:150  
Acot. En Mts.  
Plano N° 1

URUAPAN, MCH.

## SIMBOLOGIA

### EN CIMENTACION

— EJE DE LA DALA DE DESPLANTE

■ CASTILLO

#### NOTAS GENERALES:

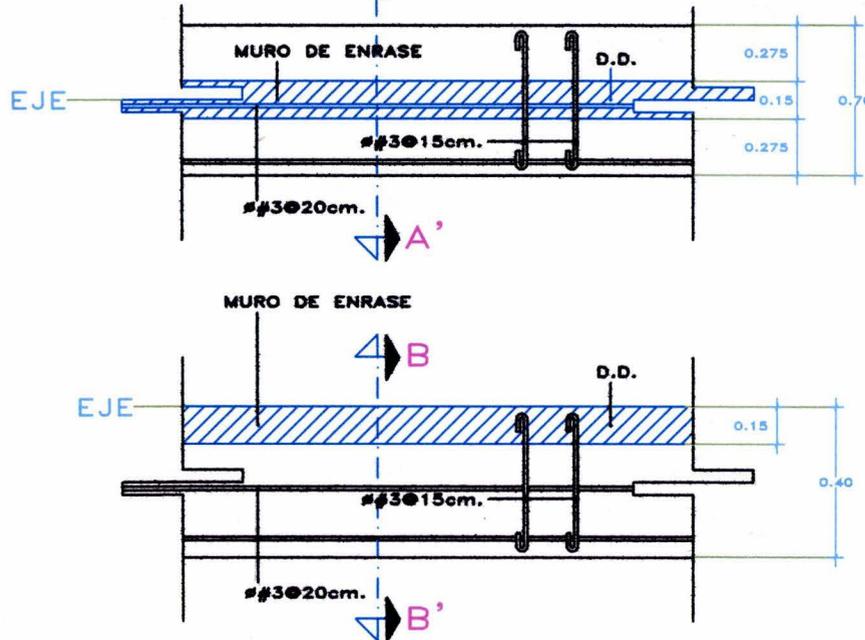
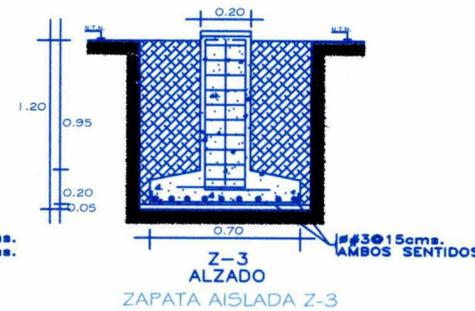
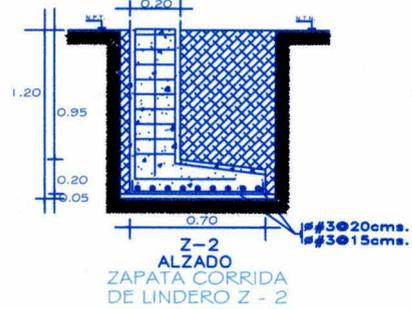
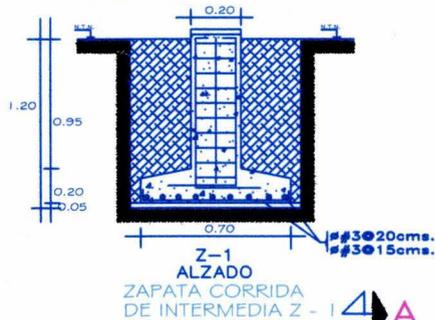
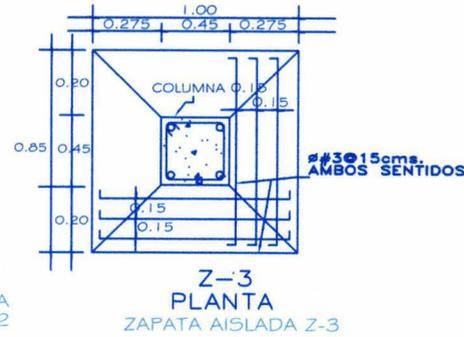
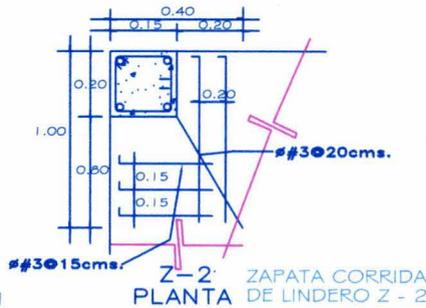
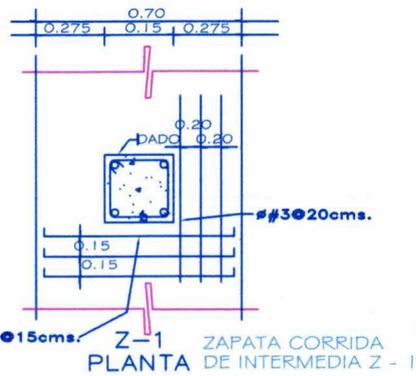
- 1.- ACOTACIONES EN METROS.
- 2.- TODAS LAS COTAS DEBERAN VERIFICARSE CON LAS INDICADAS EN LOS PLANOS ARQUITECTONICOS.
- 3.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- 4.- SE COLOCARA UN PLANTILLA DE CONCRETO SIMPLE  $f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$  DE 5 cm DE ESPESOR PARA DESPLANTAR LA CIMENTACION.
- 5.- D.D - DALA DE DESPLANTE.  
K - CASTILLO.  
C - COLUMNA.

#### NOTAS DE MATERIALES:

- 1.- CONCRETO  $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$  EN ZAPATAS Y  $150 \text{ kg/cm}^2$  EN DALAS Y CASTILLOS, CLASE I DE PESO VOL. MAYOR DE  $2,200 \text{ Kg/m}^3$ , REVENIMIENTO  $10 \text{ cm} \pm 2 \text{ cm}$ .  
CONCRETO  $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$  EN COLUMNAS.  
EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES, EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO SERA DE  $3/4"$  ( $1.91 \text{ cm}$ ).
- 2.- ACERO DE REFUERZO  $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ .  
ACERO ALAMBRO  $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$ .

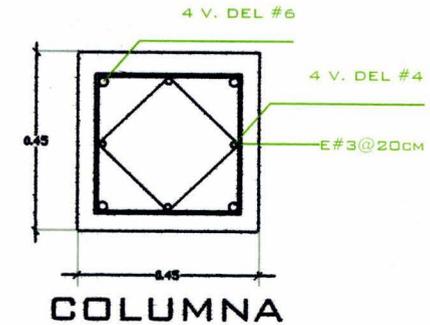
#### NOTAS DE ARMADOS Y ANCLAJES:

- 1.- LOS RECUBRIMIENTOS MINIMOS SERAN 2 cm.
- 2.- SALVO INDICACION CONTRARIA, TODA VARILLA DEBERA ESTAR ANCLADA EN SUS EXTREMOS A ESCUADRA EN UNA LONGITUD DE 40 VECES EL DIAMETRO DE LA VARILLA.



ZAPATA CORRIDA DE INTERMEDIA Z - 1

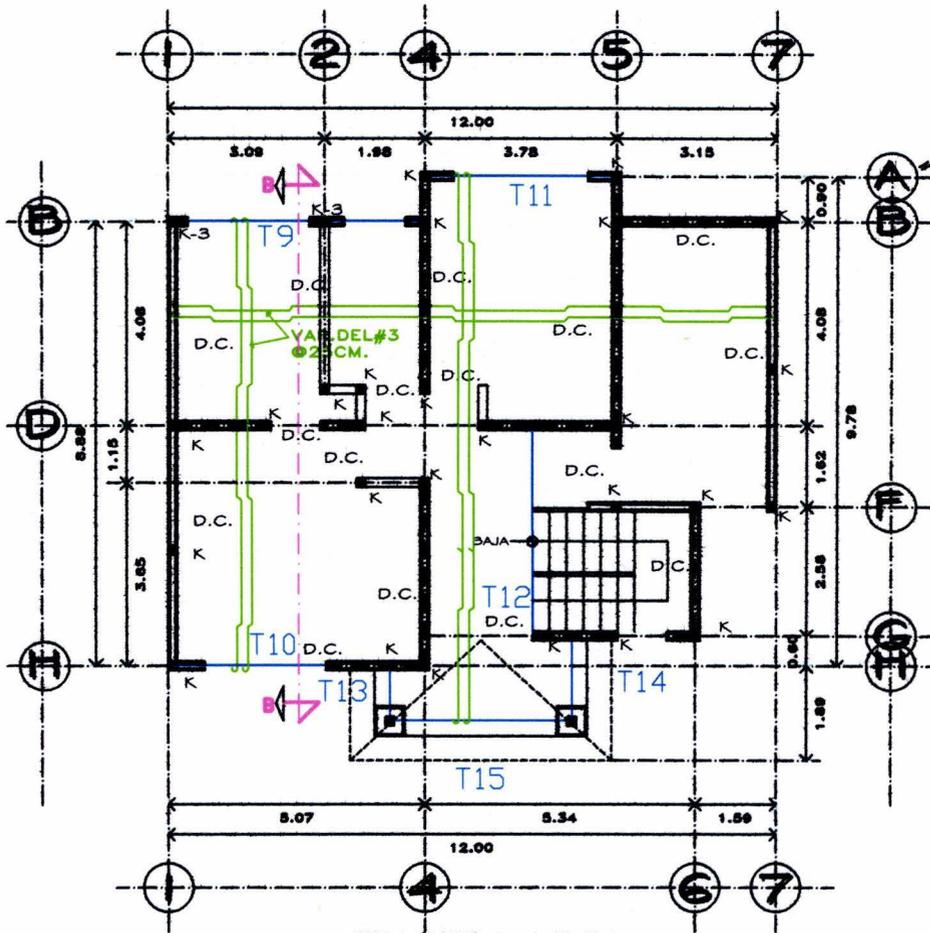
ZAPATA CORRIDA DE LINDERO Z - 2



Proyecto: Arq. J. ANTONIO VALENCIA CAMACHO  
CONTENIDO: ZAPATAS  
Esc: Sin Esc. Acot. En Mts.  
Plano N° 2

DIBUJO: P.I.C. JORGE JESUS GONZALEZ VIGIL  
Proyecto: CASA - HABITACION  
Propietario: NANCY SUSANA VALDES VIGIL  
Ubicación: EUCAUPTOS # 100  
FRACCIONAMIENTO Y CONDOMINIOS PARAISO  
Terreno: AGOSTO 2005  
Planta Baja: 96.28 M2  
Planta Alta: 86.74 M2  
TOTAL A CONSTRUIR: 183.02 M2  
URUAPAN, MICH.



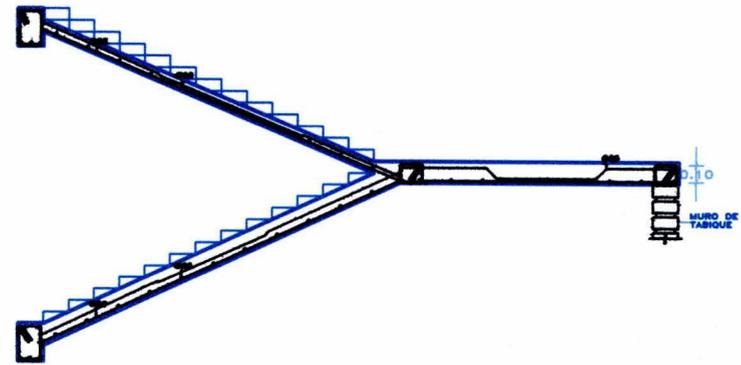


TRABES Y LOSA  
PLANTA ALTA

**SIMBOLOGIA**  
**EN LECHO SUPERIOR DE LOSA**

==== DALA DE CERRAMIENTO EN MUROS  
■ CASTILLO

- 1.- ACOTACIONES EN METROS.
- 2.- TODAS LAS COTAS DEBERAN VERIFICARSE CON LAS INDICADAS EN LOS PLANOS ARQUITECTONICOS.
- 3.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- 4.- CONCRETO EN LOSA  $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  REVENIMIENTO DE  $1.0 \text{ cm} \pm 2 \text{ cm}$ . TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO  $3/4"$  (1.91 cms).
- 5.- TODO EL CONCRETO SE CURARA DURANTE 28 DIAS, MINIMO 14 DIAS, SALVO EL CASO DE USAR MEMBRANA DE CURADO.
- 6.- ACERO DE REFUERZO DE  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- 7.- EL ESPESOR DE LA LOSA SERA DE  $12 \text{ CM}$ . LOS DOBLECES DE LAS BALLONETRAS SERA DE  $1/4$  DEL CLARO Y EL RECUBRIMIENTO MINIMO  $2 \text{ CM}$ .



CORTE ESCALERA SEGUNDO PISO

Localización

Proyecto: Arq.  
J. ANTONIO  
VALENCIA CAMACHO

**CONTENIDO:**  
TRABES Y LOSA  
DE PLANTA ALTA

ESTUDIO  
P.I.C. JORGE JESUS GONZALEZ VIGIL

Proyecto: **CASA - HABITACION**

Propietario: NANCY SUSANA VALDES VIGIL

Ubicación: EUCALIPTOS # 100  
FRACCIONAMIENTO Y CONDOMINIOS PARAISO

Terreno: AGOSTO 2005

Planta Baja: 96.28 M2

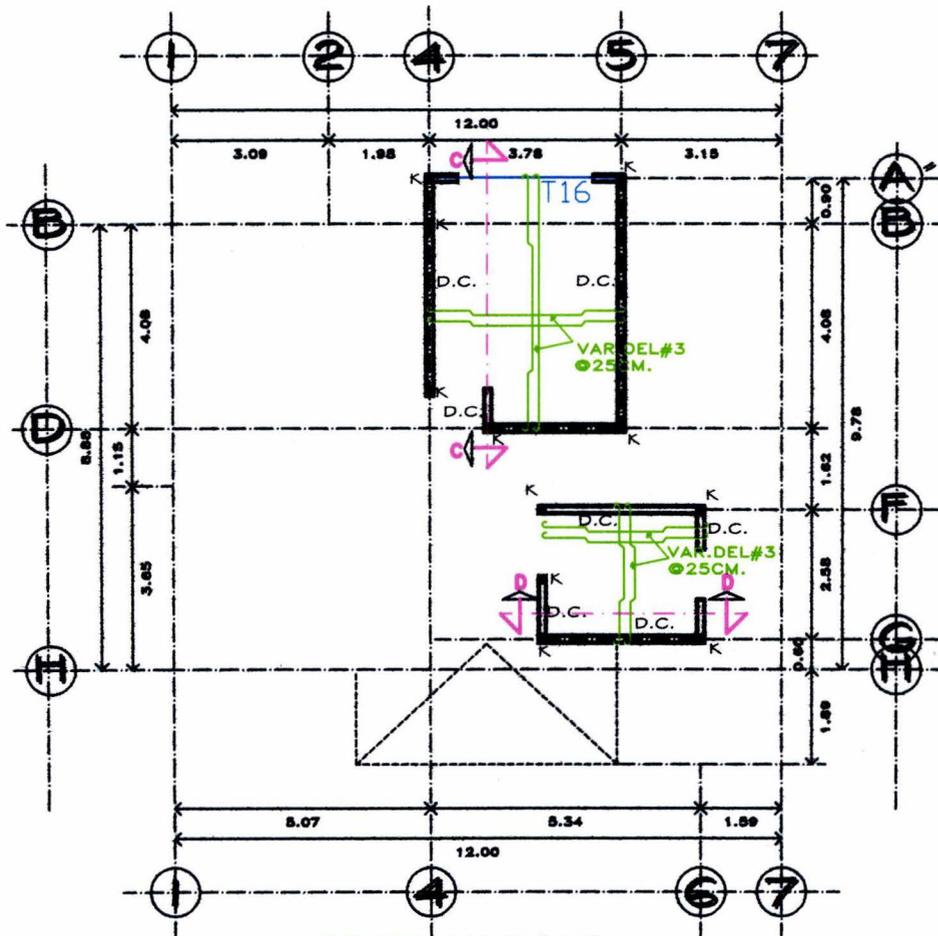
Planta Alta: 86.74 M2

TOTAL A CONSTRUIR: 183.02 M2 URUAPAN, MICH.

Esc: 1:150

Acot. En Mts.

Plano Nº **4**

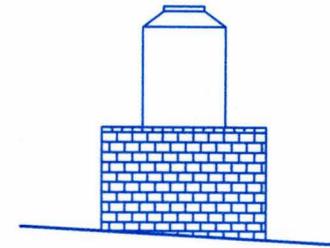


TRABE Y LOSAS  
PLANTA AZOTEA

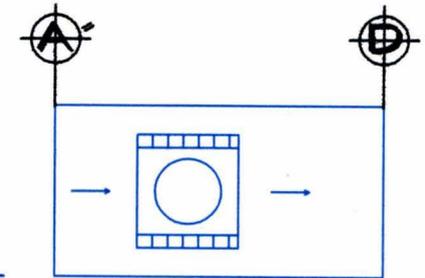
## SIMBOLOGIA EN LECHO SUPERIOR DE LOSA

===== DALA DE CERRAMIENTO EN MUROS  
CASTILLO

- 1.- ACOTACIONES EN METROS.
- 2.- TODAS LAS COTAS DEBERAN VERIFICARSE CON LAS INDICADAS EN LOS PLANOS ARQUITECTONICOS.
- 3.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- 4.- CONCRETO EN LOSA  $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  REVENIMIENTO DE 10 cm  $\pm$  2cm. TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO 3/4" (1.91 cms).
- 5.- TODO EL CONCRETO SE CURARA DURANTE 28 DIAS, MINIMO 14 DIAS, SALVO EL CASO DE USAR MEMBRANA DE CURADO.
- 6.- ACERO DE REFUERZO DE  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- 7.- EL ESPESOR DE LA LOSAS SERA DE 10 CM. LOS DOBLES DE LAS BALLONETRAS SERA DE  $\frac{1}{4}$  DEL CLARO Y EL RECUBRIMIENTO MINIMO 2 CM.

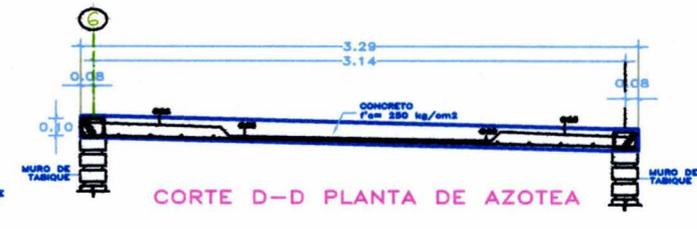
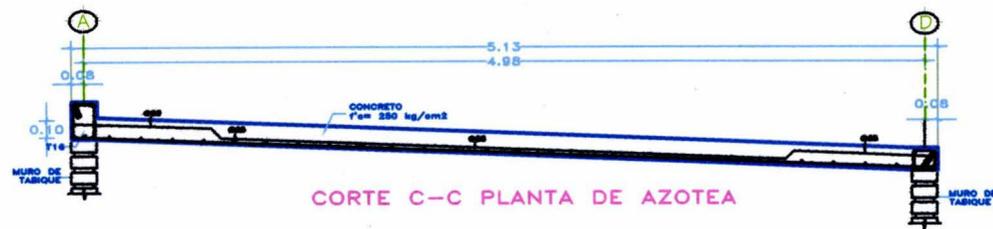
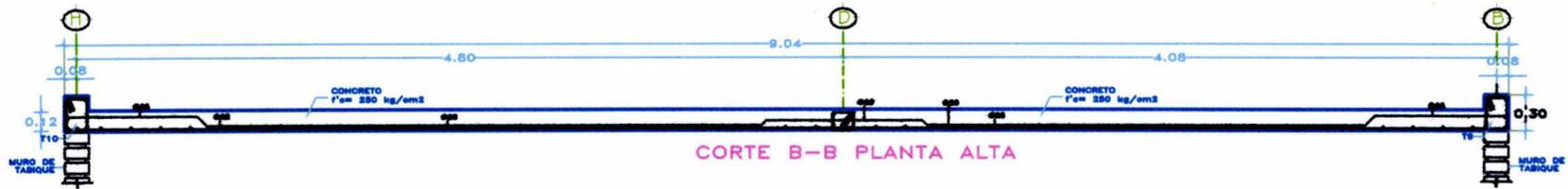
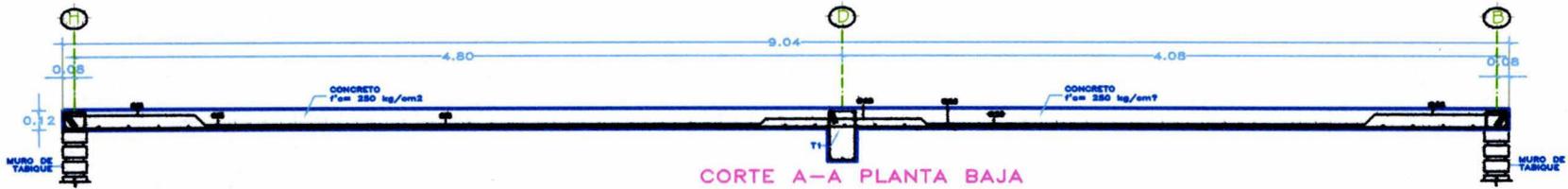


TNACO ALZADO



TINACO PLANTA

	<b>Proyecto:</b> Arq. J. ANTONIO VALENCIA CAMACHO
	<b>CONTENIDO:</b> TRABE Y LOSAS DE AZOTEA
<b>DISEÑO:</b> P.L.C. JORGE JESUS GONZALEZ VIGIL	<b>Localización:</b>
<b>Proyecto:</b> <b>CASA - HABITACION</b>	<b>Esc:</b> 1:150 Acot. En Mts.
<b>Propietario:</b> NANCY SUSANA VALDES VIGIL	<b>Plano N°</b> 5
<b>Ubicación:</b> EUCALIPTOS # 180 FRACCIONAMIENTO Y CONDOMINIOS PARAISO	<b>Terreno:</b> AGOSTO 2005
<b>Planta Baja:</b> 96.28 M2 <b>Planta Alta:</b> 86.74 M2 <b>TOTAL A CONSTRUIR:</b> 183.02 M2	<b>URUAPAN, MICH.</b>



### SIMBOLOGIA

EN LECHO SUPERIOR DE LOSA

 DALA DE CERRAMIENTO EN MUROS  
 TRABE

- 1.- ACOTACIONES EN METROS.
- 2.- TODAS LAS COTAS DEBERAN VERIFICARSE CON LAS INDICADAS EN LOS PLANOS ARQUITECTONICOS.
- 3.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- 4.- CONCRETO EN LOSA  $f'_{cm} = 250 \text{ Kg/cm}^2$  REVENIMIENTO DE  $10 \text{ cm} \pm 2 \text{ cm}$ . TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO  $3/4"$  (1.91 cms).
- 5.- TODO EL CONCRETO SE CURARA DURANTE 28 DIAS, MINIMO 14 DIAS, SALVO EL CASO DE USAR MEMBRANA O CURADO A VAPOR.
- 6.- ACERO DE REFUERZO DE  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- 7.- PARA LOS MUROS SE USARA LADRILLO COMUN DE BARRO ROJO RECOCIDO ASENTADO CON MORTERO (CEMENTO-CAL-ARENA 1: 1/4 : 3).





Localización

Proyecto: Arq.  
J. ANTONIO  
VALENCIA GAMACHO

**CONTENIDO:**  
CORTES DE LOSAS

DIBUJO: F.J.C. JORGE JESUS GONZALEZ VIGIL

Proyecto: **CASA - HABITACION**

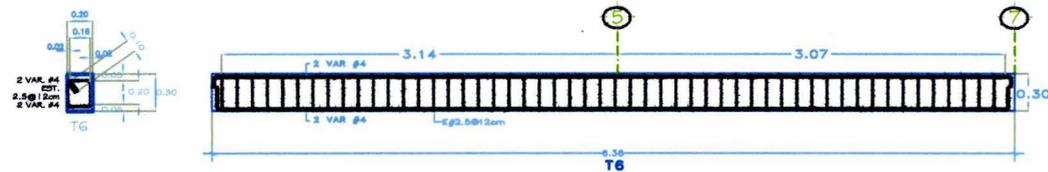
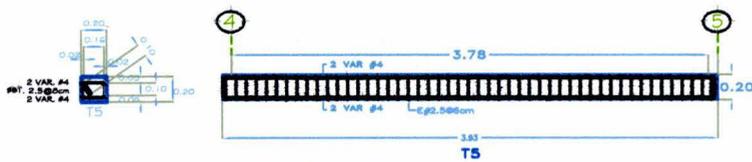
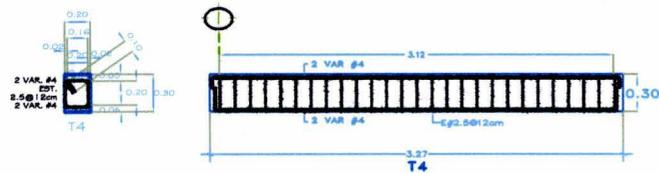
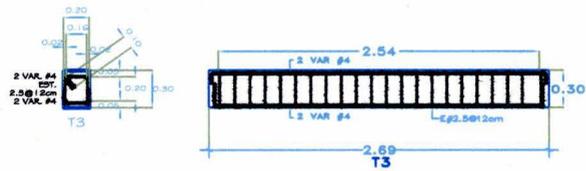
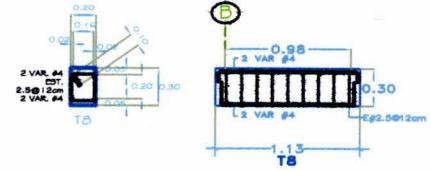
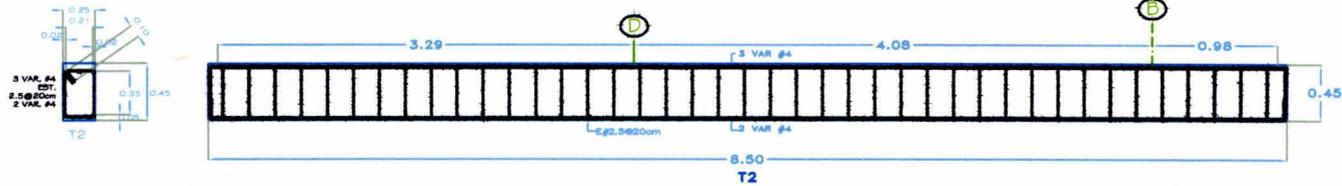
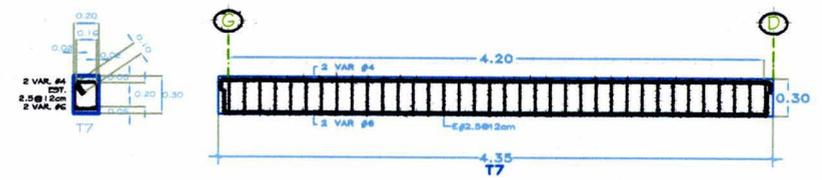
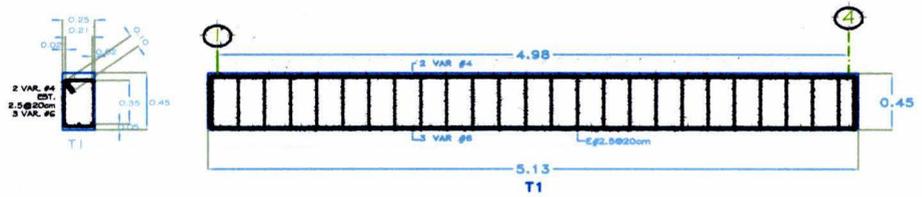
Propietario: NANCY SUSANA VALDES VIGIL

Ubicación: EUCALIPTOS # 160  
FRACCIONAMIENTO Y CONDOMINIOS PARAISO

Esc: 1:45  
Acot. En Mts.  
Plano Nº **6**

Fecha: AGOSTO 2005

Planta Baja: 96.28 M2  
Planta Alta: 86.74 M2  
TOTAL A CONSTRUIR: 183.02 M2 URUAPAN, MICH.



## ESPECIFICACIONES

- 1.- ACOTACIONES EN METROS.
- 2.- TODAS LAS COTAS DEBERAN VERIFICARSE CON LAS INDICADAS EN LOS PLANOS ARQUITECTONICOS.
- 3.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- 4.- CONCRETO EN TRABES  $f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  REVENIMIENTO DE 8 A 10 cm. TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO 3/4" (1.91 cms).
- 5.- TODO EL CONCRETO SE CURARA DURANTE 28 DIAS, 14 DIAS MINIMO, SALVO EL CASO DE USAR MEMBRANA O CURADO A VAPOR.
- 6.- ACERO DE REFUERZO DE  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- 7.- NO SE DEBERA DE DESCIMBRAR LAS TRABES EN NO MENOS DE 14 DIAS, Y NO SE TRASLAPARA MAS DEL 50% DE ACERO EN UNA SOLA SECCIÓN.

Localización

Proyecto: Arq.  
J. ANTONIO  
VALENCIA CAMACHO

**CONTENIDO:**  
TRABES DE PLANTA  
BAJA

DISTRIBUIDO  
P.T.C. JORGE JESUS GONZALEZ VIGIL

**Proyecto: CASA - HABITACION**

Propietario: NANCY SUSANA VALDES VIGIL

Ubicación: EUCALEPTOS # 100  
FRACCIONAMIENTO Y CONDOMINIOS PARAISO

Terreno: AGOSTO 2005

Planta Baja: 96.28 M2

Planta Alta: 86.74 M2

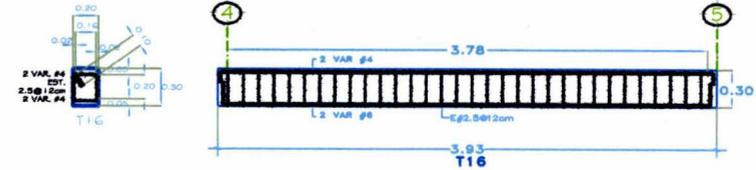
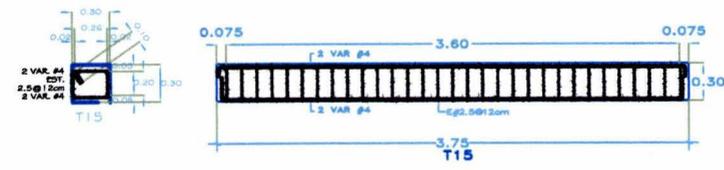
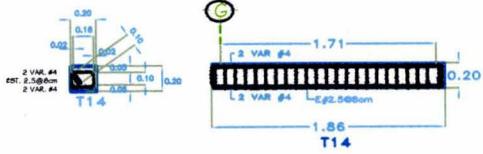
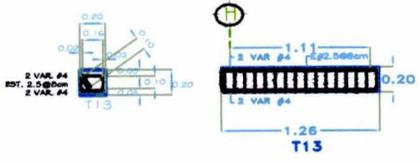
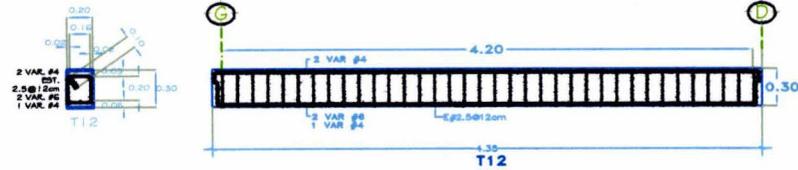
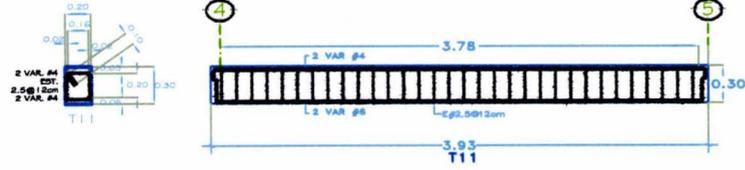
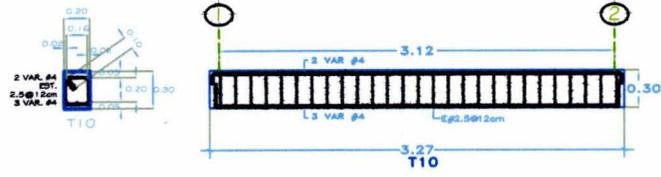
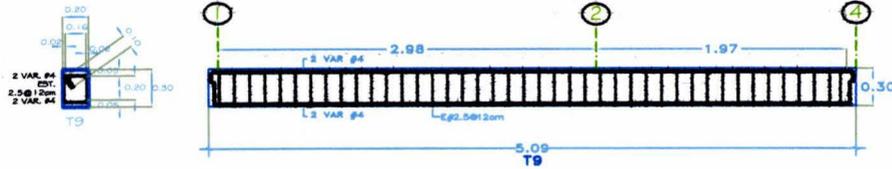
TOTAL A CONSTRUIR: 183.02 M2 URUAPAN, MICH.

Esc:  
1:50  
Acot.  
En Mts.

Plano N°  
**7**

# ESPECIFICACIONES

- 1.- ACOTACIONES EN METROS.
- 2.- TODAS LAS COTAS DEBERAN VERIFICARSE CON LAS INDICADAS EN LOS PLANOS ARQUITECTONICOS.
- 3.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- 4.- CONCRETO EN TRABES  $P_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$  REVENIMIENTO DE 8 A 10 cm.  
TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO 3/4" (1.91 cms).
- 5.- TODO EL CONCRETO SE CURARA DURANTE 28 DIAS, 14 DIAS MINIMO, SALVO EL CASO DE USAR MEMBRANA O CURADO A VAPOR.
- 6.- ACERO DE REFUERZO DE  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- 7.- NO SE DEBERA DE DESCIMBRAR LAS TRABES EN NO MENOS DE 14 DIAS, Y NO SE TRASLAPARA MAS DEL 50% DE ACERO EN UNA SOLA SECCION.



Localización

Proyecto: Arq.  
J. ANTONIO  
VALENCIA CAMACHO

**CONTENIDO:**  
TRABES DE PLANTA  
ALTA Y AZOTEA

**DIBUJO**  
P.F.C. JORGE JESUS GONZALEZ VIGIL

Proyecto: **CASA - HABITACION**

Propietario: NANCY SUSANA VALDES VIGIL

Ubicación: EUCALIPTOS # 160  
FRACCIONAMIENTO Y CONDOMINIOS PARAISO

Terreno: AGOSTO 2005  
Planta Baja: 96.28 M2  
Planta Alta: 86.74 M2  
TOTAL A CONSTRUIR: 183.02 M2

Esc: 1:80  
Acot. En Mts.  
Plano N° **8**

URUAPAN, MICH.



## ESPECIFICACIONES PARA LA VIVIENDA

- **Cimentación:** La cimentación será a base de zapatas corridas y aisladas unidas por dalas de liga y de desplante, para evitar problemas por movimientos o deformaciones futuras.
- **Muros:** Los muros serán de tabique de barro, con espesor de 14 cm, los confinamientos serán desde K1 a K3 según la necesidad, los croquis específicos se encuentran dentro de los planos estructurales.
- **Losas primer y segundo piso:** La losas será de 12 cm de espesor, colada con concreto de  $250 \text{ Kg/cm}^2$  armada con acero de refuerzo de G-42  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$  y alambión  $f_y=2530 \text{ Kg/cm}^2$ , se necesitarán traveses de concreto armado, y una trabe para soportar la llegada de la escalera ahogado dentro del espesor de la losa, parte del peralte de las traveses deberán de salir hacia la parte inferior de la losa, o en el caso de poder colocarlas por encima de la losa será aceptable.
- **Losas de azotea:** La losas será de 10 cm de espesor con inclinación del 5%, colada con concreto de  $250 \text{ Kg/cm}^2$  armada con acero de refuerzo de G-42  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$  y alambión  $f_y=2530 \text{ Kg/cm}^2$ , se necesitará una trabe de concreto armado, que deberán de salir por encima de la losa.
- **Escalera:** Para la escalera se construirá una rampa de 10 cm de espesor, armada con acero de refuerzo de G-42  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$  y alambión  $f_y=2530 \text{ Kg/cm}^2$ , es necesario dejar barras de anclaje desde la cimentación y de las losas de primero y segundo piso para el correcto aseguramiento de la escalera.
- **Recomendaciones generales y calidad de los materiales:** Para el acero de refuerzo, todos los traslapes tendrán una longitud mínima de anclaje de 40 veces su diámetro, no se deberá de traslapar en mas del 50% del acero de refuerzo de cualquier sección de concreto reforzado, para no crear una zona de poca resistencia a los esfuerzos de flexión, todo el mortero que se utilice tendrá una resistencia mínima a la compresión de  $40 \text{ Kg/cm}^2$ , y cumplir con las especificaciones marcadas en el RCDF, el concreto tendrá las siguientes resistencias,  $f'_c=200 \text{ Kg/cm}^2$  para zapatas corridas y aisladas,  $f'_c=250 \text{ Kg/cm}^2$  para losas y  $f'_c=150 \text{ Kg/cm}^2$  para dalas y castillos, en el caso de usar acelerantes al concreto, para descimbrado de 24 o 48 horas, no descimbrar hasta tener el reporte de la resistencia del cilindro de esa edad, es importante tener una comunicación completa y en todo momento con el laboratorio de control de calidad, se recomienda la existencia de un laboratorio de control de calidad para poder asegurar las resistencias de los materiales, y poder economizar en la construcción de la edificación.



## CONCLUSIONES

Como último punto de este proyecto se retomaran los objetivos específicos que se propusieron al comienzo, los cuales fueron:

- Dar una solución óptima al problema de que los profesionistas dedicados a la construcción, no creen necesario realizar un cálculo estructural en casas habitación, por pequeñas que estas sean.
- Conjuntar las bases teóricas para proporcionar las herramientas necesarias, y así lograr un buen análisis y diseño estructural, de manera sencilla y práctica para cualquier profesionista del área.
- Proporcionar la suficiente información técnica para el adecuado análisis y diseño de una casa habitación.

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, y con la realización del presente trabajo de tesis, se aprecia que se cumplió con los objetivos antes mencionados. Todos los resultados que arrojo el cálculo de los diferentes elementos estructurales fueron elaborados minuciosamente, tanto manualmente como por medio de programas de cómputo que nos facilitan el diseño y optimizan nuestros resultados, tal es el caso de las trabes, así como columnas y diseño sísmico de muros.

También se puede destacar que en el desarrollo de este proyecto estructural observamos que al aplicar el RCDF (2001), usamos un factor de seguridad mayor al RCEM y podemos garantizarle al cliente que la estructura está analizada y diseñada para soportar las cargas que actúan sobre ella sin sufrir alteraciones que pongan en riesgo la estructura y a sus habitantes. Utilizamos el RCEM para cuestiones de propiedades de materiales así como para la obtención del coeficiente sísmico, por ser el que nos marca la zona específica del diseño de esta construcción en particular.

En lo referente a los reglamentos utilizados, el cálculo se basó en el RCDF, que conjunta una serie de normas para proteger a la sociedad contra la ocurrencia del mal funcionamiento de las estructuras.

En la actualidad en el mundo existen varios reglamentos vigentes como son:

- El código ACI que es un reglamento específicamente para estructuras de concreto en Estados Unidos.
- El código AASHTO que se refiere únicamente a puentes.
- El código CEB que es el que se utiliza en la Unión Europea.

En lo referente a México se tienen:

- Manual de Obras Civiles es un manual que utiliza la Comisión Federal de Electricidad, está muy bien realizado pero resultan estructuras muy sobradas ya que la CFE no se puede dar el lujo de que sus estructuras fallen, pero este reglamento, no es aplicable en casas habitación.
- La edición en español del código ACI, este código permite estructuras más seguras pero mucho más costosas; en México no se aplica por cuestiones de



los reglamentos actuales, además de que pocas personas tienen los recursos para solventar este tipo de construcciones, con dimensiones de elementos muy grandes, o sobradas.

- Reglamento de construcciones del DF que consta de una serie de Normas técnicas complementarias (NTC) que se dividen en:
  1. NTC de Concreto Reforzado
  2. NTC de Madera
  3. NTC de Cimentaciones
  4. NTC de Viento
  5. NTC de Acero
  6. NTC de Mampostería
  7. NTC de Sismo
  8. NTC de Prevención de Incendios

Ya que en México todos los reglamentos de los estados son una copia del RCDF y que el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán (RCM) es una versión anticuada sin actualizar, con respecto a las últimas actualizaciones del RCDF, se prefirió usar el RCDF del 2001 por la seguridad que brinda y además de que las dimensiones obtenidas por este reglamento, están dentro de un costo aceptable.

En lo referente a las zonas estructurales de conflicto para este proyecto se calculó con las formulas contenidas en las NTC de concreto donde se verificó que se requerían trabes donde las dadas de cerramiento no eran suficientes para resistir las cargas actuantes sobre este elemento.

También es importante diseñar la cimentación apropiada, ya que sin una buena cimentación, aunque los otros elementos estructurales estén bien diseñados pueden fallar por presentarse hundimientos u otros problemas, deberá evitar problemas por movimientos o deformaciones futuras.

Hay que hacer conciencia de que es muy importante hacer el análisis y diseño de cualquier estructura por simple que está parezca pues así los usuarios pueden tener la garantía de que la construcción es segura y confiable.

Es significativo destacar que al hacer un buen análisis y diseño se pueden reducir tiempos y costos de la obra que al final justificará la inversión del mismo.

Al realizar el análisis y diseño de la casa habitación pudimos darnos cuenta que es importante identificar las zonas donde se podrían presentar complicaciones estructurales y colocar elementos tales como trabes que puedan proporcionar la resistencia necesaria a la estructura para soportar eficazmente las cargas a las que será sometida durante su vida útil.

Para concluir se puede decir que un buen cálculo estructural da como resultado; estructuras seguras, dimensiones óptimas que se traducen en ahorro en materiales y disminución de fallas.



## GLOSARIO

- $A_g$  Área bruta de la sección transversal,  $cm^2(mm^2)$ .
- $A_s$  Área de refuerzo longitudinal en tensión en acero de elementos a flexión; también, área total del refuerzo longitudinal en columnas,  $cm^2(mm^2)$ .
- $A_{s_{min}}$  Área mínima de refuerzo longitudinal de secciones rectangulares,  $cm^2(mm^2)$ .
- $a_1, a_2$  Respectivamente, claros corto y largo de un tablero de una losa, o lados corto y largo de una zapata, m.
- $a_0$  Área transversal de una barra,  $cm^2(mm^2)$ .
- $a_{s1}$  Área transversal del refuerzo por cambios volumétricos, por unidad de ancho de la pieza,  $cm^2/cm(mm^2/mm)$ .
- $C$  Coeficiente sísmico.
- $d$  Peralte efectivo en la dirección de flexión; es decir, distancia entre el centroide del acero de tensión y la fibra extrema a compresión,  $cm(mm)$ .
- $d_b$  Diámetro nominal de una barra,  $cm(mm)$ .
- $E$  Módulo de la elasticidad del concreto de peso nominal,  $Kg/cm^2$ .
- $e_x, e_y$  Respectivamente excentricidad en la dirección X y Y de la fuerza nominal en elementos a flexocompresión,  $cm(mm)$ .
- $F_R$  Factor de resistencia.
- $f'c$  Resistencia especificada del concreto a compresión,  $Kg/cm^2$ .
- $f''c$  Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión,  $Kg/cm^2$ .
- $f^*c$  Resistencia nominal del concreto a compresión,  $Kg/cm^2$ .
- $f_s$  Esfuerzo del acero en condiciones de servicio,  $Kg/cm^2$ .
- $f_y$  Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo,  $Kg/cm^2$ .
- $H$  Longitud libre de un miembro a flexocompresión, o altura del segmento o tablero del muro en consideración, en ambos casos perpendiculares a la dirección de la fuerza cortante,  $cm(mm)$ .
- $H_m$  Altura total de un muro,  $cm(mm)$ .
- $h$  Peralte total de un elemento,  $cm(mm)$ .
- $M$  Momento flexionante que actúa en una sección,  $Kg-cm(Ton-m)$ .
- $M_1$  Menor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión,  $Kg-cm(Ton/m)$ .
- $M_2$  Mayor momento flexionante en un extremo de un miembro a flexocompresión,  $Kg-cm(Ton/m)$ .
- $M_R$  Momento flexionante resistente de diseño,  $Kg-cm(Ton/m)$ .
- $M_u$  Momento flexionante de diseño,  $Kg-cm(Ton/m)$ .



- $m$  Relación  $\frac{a_1}{a_2}$ .
- $P_R$  Carga nominal resistente de diseño,  $Kg$ .
- $P_{RO}$  Carga axial resistente de diseño,  $Kg$ .
- $P_U$  Fuerza axial de diseño,  $Kg$ .
- $\rho$  Cuantía de acero de refuerzo longitudinal a tensión.
- $Q$  Factor de comportamiento sísmico.
- $S$  Separación del refuerzo transversal,  $cm(mm)$ .
- $V$  Fuerza cortante que actúa en una sección,  $Kg$ .
- $V_{CR}$  Fuerza cortante de diseño que toma el concreto,  $Kg$ .
- $V_U$  Fuerza cortante de diseño,  $Kg$ .
- $v_u$  Esfuerzo cortante de diseño,  $Kg/cm^2$ .
- $w$  Carga uniformemente distribuida,  $Kg/cm^2$ .
- $x_1$  Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo por cambios volumétricos,  $cm(mm)$ .



## BIBLIOGRAFÍA

González Cuevas, Oscar M. y Robles Fernández- -Villegas, Francisco. (2004)  
Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.  
Editorial Limusa, México.

McCormac, Jack C. (1983)  
Análisis Estructural.  
Editorial Harla, México.

Meli Piralla, Roberto. (2004)  
Diseño Estructural  
Editorial Limusa, México.

Park, R. y Paulay, T. (1997)  
Estructuras de Concreto Reforzado.  
Editorial Limusa, México.

Park, R. y Gamble W.L. (1992)  
Losas de concreto reforzado  
Editorial Limusa, México.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal  
Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción (2001)  
Editado por el Gobierno del D.F.

Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán  
Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción (1990)  
Editado por el Gobierno del Estado de Michoacán.

Otras referencias:

[https://ing.unne.edu.ar/pub/e3\\_cap4.pdf](https://ing.unne.edu.ar/pub/e3_cap4.pdf)  
<http://civil.ens.uabc.mx/>