

**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA  
EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO**

**TESIS**

**PRESENTADA A LA HONORABLE JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**POR**

**CARLOS ENRIQUE FLORES CRUZ**

**AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE**

**INGENIERO CIVIL**

**GUATEMALA, AGOSTO DE 1997**

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

T(4079)  
C.4

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a consideración mi trabajo de tesis titulado:

### **PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil con fecha 25 de abril de 1995.

**Carlos Enrique Flores Cruz**

# UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

## FACULTAD DE INGENIERÍA

### MIEMBROS DE LA JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Herbert René Miranda Barrios.
VOCAL 1o.	Ing. Miguel Angel Sánchez Guerra.
VOCAL 2o.	Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano.
VOCAL 3o.	Ing. Juan Adolfo Echeverría Méndez.
VOCAL 4o.	Br. Victor Rafael Lobos Aldan.
VOCAL 5o.	Br. Wagner Gustavo López Cáceres.
SECRETARIA	Ing. Gilda Marina Castellanos de Illescas.

### TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Julio Ismael González Podszueck.
EXAMINADOR	Ing. Jorge Baechli Diéguez.
EXAMINADOR	Ing. Augusto René Pérez Méndez.
EXAMINADOR	Ing. Joram Matías Gil Larroj.
SECRETARIO	Ing. Francisco Javier González López.



FACULTAD DE INGENIERIA

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería  
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,  
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica  
y Regional de Post-grado de Ingeniería  
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12  
Guatemala, Centroamérica

Guatemala, 18 de junio de 1997

Ingeniero  
Ricardo A. Ibarra M.  
Jefe del Departamento de Estructuras  
Escuela de Ingeniería Civil  
Facultad de Ingeniería

Estimado Ingeniero Ibarra:

Por medio de la presente, me permito informarle que he revisado el trabajo de tesis del estudiante Carlos Enrique Flores Cruz, titulado "Procedimiento General de Diseño Estructural para Edificios de Concreto Reforzado", previo a optar al Título de Ingeniero Civil, habiéndole encontrado completamente satisfactorio.

Cabe destacar el buen trabajo realizado por el estudiante Flores, ya que será un valioso trabajo para los estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil en el área de estructuras, así como para ingenieros que se dedican a esta área.

Sin otro particular, me suscribo de usted atentamente.

ID Y ENSEÑAD A TODOS

Ing. Mario René De León García  
ASESOR

ksgd.



**FACULTAD DE INGENIERIA**

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería  
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,  
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica  
y Regional de Post-grado de Ingeniería  
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12  
Guatemala, Centroamérica

Guatemala, julio 16 de 1997

Ingeniero  
Jack Douglas Ibarra,  
Director de la Escuela  
de Ingeniería Civil,  
Facultad de Ingeniería,  
U S A C.


Señor Director

Por medio de la presente informo a usted, que he revisado el trabajo de tesis titulado "Procedimiento General de Diseño Estructural para Edificios de Concreto Reforzado", elaborado por el estudiante universitario Carlos Enrique Flores Cruz y asesorado por el Ingeniero Civil Mario René de León García.

Habiendo determinado que dicho trabajo cumple con lo establecido, y que será de mucha utilidad para estudiantes y profesionales de la ingeniería civil, el suscrito le da su aprobación.

Sin otro particular, me suscribo de usted,

Atentamente,

  
Ing. Ricardo A. Ibarra M.  
Coordinador Area de Estructuras



**FACULTAD DE INGENIERIA**

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería  
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,  
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica  
y Regional de Post-grado de Ingeniería  
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 12  
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del asesor Ing. Mario René De León García y del Jefe del Departamento de Estructuras Ing. Ricardo A. Ibarra M., del trabajo de tesis del estudiante Carlos Enrique Flores Cruz, titulado PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO, da por este medio su aprobación a dicha tesis.

Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, agosto de 1,997.

JDIS/hbdeb.



**FACULTAD DE INGENIERIA**

Escuelas de Ingeniería Civil, Ingeniería  
Mecánica Industrial, Ingeniería Química,  
Ingeniería Mecánica Eléctrica, Técnica  
y Regional de Post-grado de Ingeniería  
Sanitaria.

Ciudad Universitaria, zona 13  
Guatemala, Centroamérica

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis **PROCEDIMIENTO GENERAL DE DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO**, del estudiante Carlos Enrique Flores Cruz, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

  
Ing. Herbert René Miranda Barrios

DECANO

Guatemala, agosto de 1,997



/bbdeb.

# ÍNDICE GENERAL

Página

GLOSARIO . . . . . i-ii

INTRODUCCIÓN . . . . . iii

## CAPÍTULO I: Generalidades y definiciones básicas

1.	GENERALIDADES . . . . .	1
2.	DEFINICIONES BÁSICAS . . . . .	1
	2.1 Diseño Estructural . . . . .	1
	2.1.1 Consideraciones de Diseño . . . . .	2
	2.2 Análisis Estructural . . . . .	2
	2.3 Relación entre el Análisis y el Diseño Estructural . . . . .	2
	2.4 Rigidez . . . . .	3
	2.5 Momento de Inercia . . . . .	3

## CAPÍTULO II: Selección del Sistema Estructural y Predimensionamiento de elementos de concreto reforzado.

1.	SELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL . . . . .	4
2.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO . . . . .	6
	2.1.1 Predimensionamiento de Vigas . . . . .	6
	2.1.1.1 Fórmulas de Diseño . . . . .	6
	2.1.1.2 Fórmulas de diseño . . . . .	8
	2.1.2 Vigas T . . . . .	10
2.2	Predimensionamiento de Columnas . . . . .	12
2.3	Dimensionamiento de Losas . . . . .	13
	2.3.1 Recomendaciones ACI . . . . .	13
	2.3.1.1 Losas en Una Dirección . . . . .	13
	2.3.1.2 Losas en Dos Direcciones . . . . .	14
	2.3.2 Otras Recomendaciones . . . . .	15

## CAPÍTULO III: Cargas y sobrecargas en Eestructuras de Concreto Reforzado.

1.	CARGAS . . . . .	
	1.1 Cargas Verticales . . . . .	17
	1.2 Cargas Laterales . . . . .	17
2.	CÁLCULO DE CARGAS VERTICALES . . . . .	17
	2.1 Cálculo de Cargas Vivas . . . . .	17
	2.2 Cálculo de Cargas Muertas . . . . .	17
	2.2.1 Integración de Cargas Verticales por el Método de Área Tributaria . . . . .	18
	2.2.1.1 Losas en Uno y Dos Sentidos . . . . .	18
	2.2.1.2 Losas Inclınadas y Horizontales . . . . .	18
	2.2.2 Cálculo de Cargas Verticales en Losa Horizontales en Un Sentido . . . . .	18
	2.2.3 Cálculo de Cargas Verticales en Losas Horizontales en Dos Sentidos . . . . .	19



2.2.4	Cálculo de Cargas Verticales en Losas Inclinadas en Un Sentido . . . . .	20
2.2.5	Cálculo de Cargas Verticales en Losas Inclinadas en Dos Sentidos . . . . .	20
3.	INTEGRACIÓN DE CARGAS HORIZONTALES (POR SISMO) . . . . .	20
3.1	Principios del Diseño Sismorresistente . . . . .	20
3.2	Métodos de Determinación de Cargas por Sismo . . . . .	20
3.2.1	Método SEADC . . . . .	20
3.2.2	Método de Stanford para Guatemala . . . . .	21
4.	SOBRECARGAS . . . . .	21
5.	COMBINACIONES DE CARGAS . . . . .	22

**CAPÍTULO IV:** Introducción del Análisis en el Diseño Estructural.

1.	DIMENSIONES EN MARCOS . . . . .	23
1.1	Marcos Rígidos Planos . . . . .	23
1.2	Recomendaciones ACI para Dimensionar un Marco Rígido . . . . .	23
2.	ANÁLISIS DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO . . . . .	23
2.1	Métodos Aproximados . . . . .	23
2.2	Métodos Elásticos . . . . .	24
3.	DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO . . . . .	24
3.1	Vigas . . . . .	24
3.1.1	Diseño por Flexión . . . . .	25
3.1.1.1	Cálculo de Bastones y Rieles . . . . .	26
3.1.2	Refuerzo por Compresión . . . . .	28
3.1.2.1	Procedimiento General para Reforzar a Compresión . . . . .	28
3.1.3	Refuerzo por Corte . . . . .	30
3.2	Diseño de Columnas . . . . .	32
3.2.1	Cargas a Considerar . . . . .	32
3.2.2	Parámetros que Determinan la Rigidez . . . . .	32
3.2.3	Cálculo de $K_{lu}/r$ . . . . .	33
3.2.4	Cálculo de la Carga Crítica . . . . .	34
3.2.5	Amplificación de Momentos . . . . .	34
3.2.6	Cálculo de Acero Longitudinal . . . . .	36
3.2.7	Confinamiento . . . . .	37
3.3	Zapatas . . . . .	39
3.3.1	Determinación de Cargas y Momentos de Diseño . . . . .	39
3.3.2	Procedimiento General para Diseñar una Zapata Aislada con Flexión Biaxial . . . . .	39
3.3.2.1	Diseño del Área de la Zapata . . . . .	39
3.3.2.2	Chequeo de Presión Sobre el Suelo . . . . .	39
3.3.2.3	Cálculo de la Presión . . . . .	40
3.3.2.4	Diseño del Espesor de la Zapata . . . . .	40
3.3.2.4.1	Chequeo por Corte Simple . . . . .	40
3.3.2.4.2	Chequeo por Corte Punzonante . . . . .	41
3.3.2.5	Diseño del Refuerzo por Flexión . . . . .	42
3.3.2.6	Colocación del Refuerzo . . . . .	43

CAPÍTULO V: Problema, Descripción del Procedimiento a Seguir.

CONCLUSIONES . . . . .	iv
RECOMENDACIONES . . . . .	v
BIBLIOGRAFÍA . . . . .	vi
APENDICE	

## ÍNDICE DE TABLAS

1.1	Valores de Momento de Inercia para las Secciones más usuales . . . . .	3
2.1.1	Peralte Mínimo en Vigas . . . . .	6
2.1.1.2	Peralte Mínimo en Vigas según diámetro de refuerzo . . . . .	9
2.3.1.1	Peralte Mínimo en Losas . . . . .	14
3.1	Peso Especifico de Materiales de Construcción . . . . .	1
3.2	Cargas Funcionales . . . . .	iii
3.3	Sobrecarga por Tabiques . . . . .	v
3.4	Peso de Elementos Constructivos . . . . .	v
3.5	Características de Materiales Almacenables . . . . .	vi
3.6	Peso de Muros y Tabiques . . . . .	vii
3.7	Cargas Vivas Especiales . . . . .	viii
3.8	Cargas Vivas en Edificaciones . . . . .	ix
3.9	Estimación de Secciones Finales CRSI . . . . .	x
3.10	Valores de Rigidez en Columnas . . . . .	xiv
3.11	Valores de Rigidez en Vigas "T" . . . . .	xv

## ÍNDICE DE GRÁFICAS

2.1	Peralte de losas macizas para limitar vibraciones . . . . .	16
4.1	Envolvente de Momentos para la viga del ejemplo . . . . .	xvi
4.2	Factor de longitud efectiva para marcos contraventeados . . . . .	xvii
4.3	Factor de longitud efectiva para marcos no contraventeados . . . . .	xviii
4.4	Diferentes valores de "d" en vigas . . . . .	xix
4.5	Valores de "d" = cm. según Momento último y excentricidad de la carga . . . . .	xxi
4.6	Diferentes valores de "d" en columnas . . . . .	xxii
4.7	Diagramas de intersección para diseño de columnas con momento biaxial . . . . .	xxiii

## ÍNDICE DE FIGURAS

2.a	Sistema de Estructura en Bastidor . . . . .	4
2.b	Sistema de Estructura de Cajón . . . . .	5
2.c	Sistema de Estructura de Muro de Cortante . . . . .	5
2.d	Distribución de Esfuerzos en una Viga . . . . .	7
2.e	Sección y Nomenclatura de una Viga T . . . . .	10
3.a	Áreas Tributarias de Carga en Losas Reforzadas en un Sentido . . . . .	18
3.b	Áreas Tributarias de Carga en Losas Reforzadas en dos Sentidos . . . . .	19
3.c	Áreas Tributarias de Carga en Losas Reforzadas con dos Vigas en L . . . . .	19
3.d	Áreas Tributarias de Carga en Losas Reforzadas con tres Vigas en U . . . . .	19
4.a	Simbología de Acciones Sobre una Viga . . . . .	25
4.b	Diagrama de Momento para la Cama Superior de una Viga . . . . .	27
4.c	Diagrama de Momento para la Cama Inferior de una Viga . . . . .	27

4.d	Esquema para Obtención de Refuerzo a Compresión . . . .	29
4.e	Diagrama de Corte para Distribución de Estribos . . . .	32
4.f	Refuerzo Longitudinal para Confinamiento (Zunchos) . . . .	
4.g	Refuerzo de Estribos para Confinamiento . . . . .	
4.h	Diagrama de Acción de Corte Simple en Zapatas . . . .	41
4.i	Diagrama de Acción de Corte Punzonante en Zapatas . . .	42
4.j	Diagrama de Distribución de Presión del Suelo sobre una Zapata . . . . .	42

## GLSARIO

### **AMPLIFICADOR DE MOMENTOS:**

Magnificador de momentos. Factor de seguridad obtenido a partir de la evaluación de los efectos de esbeltez de las columnas.

### **ANILLO:**

Aro de varilla que encierra al refuerzo longitudinal de las columnas. Puede tener carácter estructural o ser colocados por armado.

### **APORTICADO:**

Estructura cuya relación entre su base y su altura es mayor que la unidad.

### **BASTONES:**

Refuerzo que se coloca para soportar esfuerzos de tensión en puntos específicos en la cama superior de vigas o losas.

### **CARGA FACTORIZADA:**

Carga multiplicada por los factores apropiados, utilizada con el objeto de dimensionar los elementos estructurales mediante el método de Diseño por Resistencia Última.

### **CLARO:**

Distancia entre los apoyos de un elemento estructural. Luz.

### **COLUMNA:**

Miembro estructural que se utiliza para resistir principalmente carga de compresión axial y que tiene una altura total de por lo menos 3 veces su menor dimensión.

### **CONCRETO REFORZADO:**

Concreto que contiene el refuerzo adecuado, diseñado con base en que ambos materiales actúan juntos para resistir los esfuerzos a los que son sometidos los elementos. Hormigón armado.

### **ENVOLVENTE:**

Gráfica que representa los momentos actuantes a lo largo de los elementos estructurales a partir de las combinaciones de cargas factorizadas.

### **ESFUERZO:**

Medida de fuerza por unidad de área.

### **ESTRIBO:**

Refuerzo utilizado con el objeto de resistir los esfuerzos de corte en vigas.

**FLEXIÓN:**

Esfuerzo que provoca la deformación perpendicular al eje longitudinal de un elemento largo, comprimiendo una cara del miembro y tensando la opuesta.

**GRAPA:**

Eslabón. Varilla corta con un gancho estándar de 180° en cada extremo.

**LOSA:**

Placa de concreto armado sujeta a cargas por gravedad distribuidas en toda su superficie.

**PERALTE EFECTIVO:**

Es la distancia medida desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero de refuerzo sujeto a flexión (v)

**PREDIMENSIONAMIENTO:**

Procedimiento por el cual se eligen secciones de elementos estructurales como una aproximación a las definitivas.

**RIEL:**

Refuerzo que se coloca para soportar esfuerzos de tensión en puntos específicos en la cama inferior de las vigas. Refuerzo continuo en la cama inferior de las losas.

**VIGA:**

Elemento estructural horizontal que soporta esfuerzos por flexión y corte.

**VOLADIZO:**

Porción de losa proyectada desde una viga sin apoyos adicionales.

**ZUNCHOS:**

Refuerzo en forma de espiral utilizado en elementos sujetos a flexocompresión.

## INTRODUCCIÓN

El proceso que envuelve cada uno de los aspectos a considerar en el diseño de una estructura, está constituido por una secuencia lógica y ordenada de pasos, según sean los criterios que se tomen en cuenta.

El análisis estructural persigue la optimización de las construcciones desde el punto de vista técnico, funcional y estético, desarrollando para cada uno de estos diversas teorías derivadas de investigaciones y ensayos. El conocimiento de cada una de ellas es básico, pero no suficiente, puesto que es necesario comprender cómo cada uno de estos criterios interactúan entre sí, a fin de obtener una estructura adecuada a las diversas necesidades de sus usuarios.

El presente trabajo se enfoca principalmente en describir paso a paso un procedimiento general que pueda servir de guía, además de aportar algunas alternativas para cada una de las etapas que componen el diseño; partiendo de la elección del sistema estructural, adecuado a las necesidades y restricciones inherentes al edificio por diseñar; y los consecuentes pasos de selección de secciones preliminares de cada miembro, tomando en cuenta algunas propiedades físicas, como las longitudes de las luces de los elementos; estimación de cargas horizontales y verticales, análisis preliminar, determinación de secciones definitivas teniendo como base los esfuerzos obtenidos del análisis preliminar; el análisis final y diseño de cada uno de los elementos (vigas, columnas y zapatas).

El lector encontrará en los primeros cuatro capítulos los temas relacionados con las etapas a seguir, definiendo en cada una los parámetros y criterios por considerar y los factores que influyen en la elección del procedimiento adecuado. En el capítulo V se desarrolla un ejemplo completo, con el cual se pretende mostrar de manera práctica la teoría expuesta en los anteriores a éste.

## CAPÍTULO I

### GENERALIDADES, DEFINICIONES BÁSICAS

#### 1. GENERALIDADES

La ingeniería estructural envuelve todo un proceso, que va desde las suposiciones iniciales en el diseño, basadas en la experiencia, hasta la determinación de cargas y esfuerzos, a través de éstos, la obtención de las dimensiones que satisfagan las condiciones de servicio a las que están sujetas las edificaciones.

Esto incide en una consecución de etapas, las cuales se inician con lo que se puede llamar un "diseño preliminar", en el cual se obtienen dimensiones aproximadas de los miembros estructurales; llegándose a esto mediante un análisis más o menos burdo con base en el criterio y la experiencia del proyectista.

A partir de la finalización de esta fase, se procede, mediante un análisis detallado, al cálculo de las fuerzas, esfuerzos y desplazamientos para culminar con las dimensiones definitivas de los elementos (vigas, columnas, zapatas).

Respecto a los desplazamientos máximos permisibles, existen códigos que sugieren valores; lo mismo sucede con la mayoría de las cargas vivas. El hecho de éstas tiene como objetivo salvaguardar la vida de los "usuarios" y prever el buen funcionamiento y soporte de las cargas actuantes.

El uso de códigos, reglamentos y especificaciones abarca todo el ciclo de diseño. En Guatemala se han adoptado códigos como el ACI (Reglamento de las construcciones de concreto reforzada) y otros.

Idealmente se busca poder satisfacer todos los requisitos de esfuerzos y restricciones de desplazamientos, y al mismo tiempo, minimizar el costo de la construcción, por lo cual, se considera al diseño estructural como un proceso de optimización.

#### 2. DEFINICIONES BÁSICAS

##### 2.1 DISEÑO ESTRUCTURAL

Procedimiento que consiste en la determinación del tamaño adecuado de cada uno de los elementos componentes de una estructura, mediante el análisis de cargas y esfuerzos a que ésta está sometida. En éste, cada una de las etapas es consecuencia de una anterior.



### 2.1.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Además de proveer adecuada ductilidad y suficiente resistencia en la estructura, hay una serie de factores que se deben tomar en cuenta para evitar fallas inusitadas: cargas y esfuerzos, torsión, vibraciones, volteo, fatiga, amortiguación, efecto del primer piso, ornamentos, etc.

El hecho primordial consiste en proponer el mejor sistema que funcione y satisfaga la solución de un problema definido.

Quedan inmersos también en este concepto:

- La selección de un adecuado sistema estructural.
- La selección de cargas.
- La integración de cargas.
- El predimensionamiento de los elementos estructurales.
- El análisis estructural.
- El diseño de los elementos.
- El diseño de juntas y detalles.
- Elaboración de Planos.

### 2.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Esta es la fase más importante en el proceso del diseño, es la determinación de momentos, desplazamientos, etc.; suele requerir en su fase inicial, del conocimiento previo de las dimensiones de los componentes estructurales.

Si se quiere alcanzar el objetivo primordial del diseño: una estructura segura y económica, se está hablando de lograr la obtención del tamaño óptimo de cada uno de los elementos de una edificación para su buen funcionamiento, mediante la inversión adecuada de recursos.

Este incluye toda la labor relacionada con la evaluación de esfuerzos de corte, esfuerzos axiales o momentos flexionantes causadas por cualquier acción que deba resistir la estructura.

### 2.3 RELACIÓN ENTRE EL ANÁLISIS Y EL DISEÑO ESTRUCTURAL

Existe una estrecha interdependencia entre éstos. En el proceso de obtención de las dimensiones de cada uno de los elementos integrantes de una estructura, el análisis es una etapa de la secuencia del diseño, mediante el cálculo de las condiciones de carga y esfuerzos actuantes en una edificación.

Se ha mencionado que el análisis es parte integrante del diseño, a pesar de esto, se puede decir que no puede existir un proceso de diseño sin el análisis estructural.

## 2.4 RIGIDEZ

Es la acción necesaria para producir una deformación unitaria, de tal forma que siempre guardan relación, así, un momento provocará una rotación en el sentido del mismo, como una fuerza concentrada provoca una traslación en su mismo sentido. (Se incluyen tablas para el cálculo de rigideces de vigas rectangulares y "T" en el apéndice)

## 2.5 MOMENTO DE INERCIA (I)

Es la cantidad física que se obtiene multiplicando elementos infinitesimales del área  $dA$  por el cuadrado de su distancia al eje respecto del cual se quiere calcular, e integrando sobre toda la sección.

En el cálculo de los momentos de inercia, se utilizan fórmulas o tablas para las figuras más usuales de secciones de elementos estructurales.

Algunos valores de I

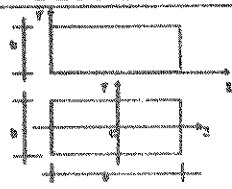


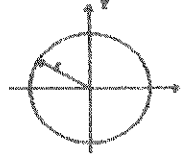
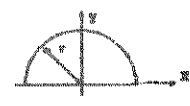
NOMBRE	FIGURA	$I_x$	$I_y$
RECTANGULO		$1/3 bh^3$	$1/3 b^3h$
		$1/12 bh^3$	$1/12 b^3h$
TRIANGULO		$I_x = 1/36 bh^3$ $I_x = 1/12 bh^3$	$I_y = 1/36 bh^3$
CIRCULO		$1/4 \pi r^4$	$1/4 \pi r^4$
SEMICIRCULO		$1/8 \pi r^4$	$1/8 \pi r^4$

TABLA 1.1

Valores de Momento de Inercia para las Secciones más usuales.

## CAPÍTULO II

### SELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL Y PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

#### 1. SELECCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El elegir un sistema estructural conlleva muchas consideraciones, las cuales determinan dos objetivos principales:

- i. Se debe cumplir con los requisitos de funcionalidad de la edificación.
- ii. La estructura debe soportar las cargas en condiciones seguras.

Además obedece a circunstancias prácticas y económicas. Existen sistemas que se desempeñan mejor que otros en las eventualidades sísmicas, por lo que se busca un equilibrio que favorezca todos los aspectos mencionados.

Existen 3 tipos básicos:

##### a. Sistema de Bastidor:

Está compuesto por vigas y columnas sin muros de carga y funciona como una unidad completa e independiente.  
(Ver Figura a).

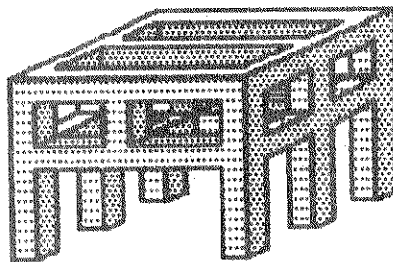


Figura 2.a

##### b. Sistema de Cajón:

Se parece de bastidor espacial que soporte las cargas verticales; éstas las resisten muros de cortante. (Ver Figura b.)

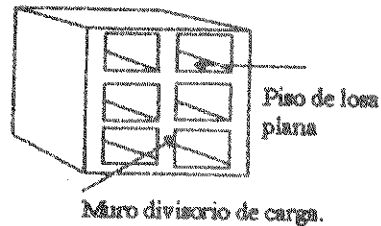


Figura 2.b

c. Sistema de Muro de Cortante:

Se diseña para que el muro resista fuerzas laterales paralelas a sí mismo.

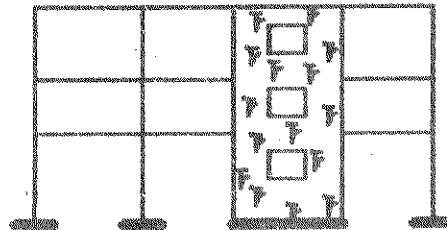


Figura 2.c

A partir de los sistemas anteriores, se dan otros, por combinación de los mismos, entre los cuales se pueden mencionar:

- i. Sistema de tubo.
- ii. Sistema de muros estructurales.
- iii. Péndulo invertido.
- iv. Sistema de losas reticulares.

Los ingenieros deben considerar la posibilidad de optimizar económicamente un proyecto, si se puede hacer que los elementos por desempeñen otras funciones aparte de las que usualmente realizan, por ejemplo, integrar sistemas mecánicos y eléctricos de servicio dentro de los componentes estructurales de un edificio.

## 2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO REFORZADO

El punto de partida, después de la elección del sistema estructural para el diseño, consiste en estimar secciones preliminares, para lo cual el proyectista puede basarse en:

- a. La experiencia adquirida.
- b. Ayudas de diseño (tablas, gráficas, etc.).
- c. Las expresiones sugeridas por los manuales.

### 2.1 Dimensionamiento en Vigas

#### 2.1.1 Vigas rectangulares

El Código ACI contempla peraltes mínimos en vigas para una rigidez adecuada sin grandes deflexiones:

TABLA 2.1.1

Peralte mínimo h. (cm.)				
Elementos	Simplemente apoyado	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soportan o están ligados a divisiones u otro tipo de elementos sin grandes deflexiones.			
Vigas	1/16	1/18.5	1/21	1/8

Notas: l está en cm.

Los valores de la tabla son para concreto de 2.3 Ton/m<sup>3</sup> y refuerzo de hierro grado 42; si éste no fuera el caso, el Código señala algunas modificaciones.

#### 2.1.1 = Fórmulas de Diseño.

Se han desarrollado fórmulas basadas en la resistencia última (método plástico).

Partiendo de la siguiente distribución de esfuerzos:

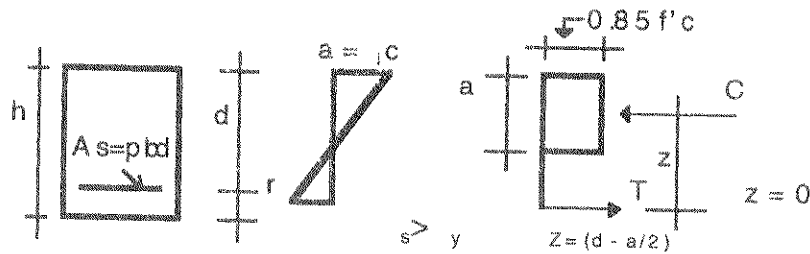


Figura 2.d

$$C = T$$

$$0.85f'_c \cdot ab = p b d f_y = A_s f_y$$

$$s = \frac{p d f_y}{0.85 f'_c} = \frac{d}{0.85} * \frac{p f_y}{f'_c} = \frac{p f_y}{f'_c} = W \text{ (índice de refuerzo)}$$

$$\Rightarrow s = \frac{d W}{0.85} \text{ (Ecu. 2.1)}$$

El momento respecto a  $Z=0$ :

$M_u = c(d - a/2)$ , pero  $C = T$ , entonces se sustituye en la ecuación 1 y se despeja  $b*d$ :

$$b d^2 = \frac{M_u / \phi}{f'_c * W (1 - 0.59W)} \text{ (Ecu. 2.2)}$$

Donde:

$M_u / \phi = M_a$  o Momento de diseño.

$\phi = 0.90$  (ACI 318-89)

$M_a$  en Kg-m.

#### CONSIDERACIONES:

- Los límites en porcentajes de acero se fijan entre 14.1  $f_y$  Y  $0.5 \rho_{máx}$
- Se fija la relación  $b/d$  (podría ser  $b/h$ , pero es más trabajoso) entre  $\frac{1}{4}$  y  $\frac{1}{2}$ .
- Los valores de  $b$  y  $d$ , deben aproximarse a múltiplos de 5 cm.

## FÓRMULAS SIMPLIFICADAS:

Basándose en la distribución anterior de esfuerzos y un análisis estático, se determina:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2) \quad (\text{Ec. 2.3})$$

Si se toma  $\rho_{\min} = 14/f_y$  &  $\rho_{\max} = 0.5\rho_{\text{BAL}}$  y se determina "a" en función de "d", promediando ambos valores, se tiene que:

$$a = 0.224d$$

Se obtiene de ecuación 2, con un poco de álgebra:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{22.4\rho b}} \quad (\text{Ec. 2.4.})$$

con  $M_u$  en Kg. -cm. y  $b$  en cm.

Esta ecuación es válida si se considera  $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_c' = 210 \text{ kg/cm}^2$

Los valores de  $\rho$  y  $b$  son fijados por el diseñador.

Si se quieren otros valores para  $f_y$  y  $f_c'$  es válida la misma deducción, aunque no la misma fórmula.

Es útil determinar una expresión de peralte mínimo para no reforzar a compresión.

$$\rho_{\max} = 0.0185 \quad d_{\min} = \frac{\sqrt{100M_u * 2.51}}{b} \quad (\text{Ec. 2.5.})$$

con  $M_u$  en Kg. -cm.;  $b$  y  $d$  en cm.

### 2.1.1.2 Otras alternativas desarrolladas para predimensionar vigas rectangulares.

El Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto (IMCYC) ha publicado un libro titulado Criterios para el Proyecto de Estructuras de Concreto, donde, considerando los criterios del Código ACI y otros, hace de acuerdo a las condiciones de su país y los sistemas de construcción, algunas recomendaciones que se pueden acomodar al nuestro para efectos de predimensionar.

Algunos de esos criterios son los siguientes:

- i. Si se tienen tableros mayores de 3.00 x 3.50 m<sup>2</sup>, es conveniente peraltar las vigas entre 1/10 y 1/15 en la mayoría de los casos, se considera un peralte estándar de 30 cm. y base de 15 cm.
- ii. Si se trata de estructuras aporticadas, cuyas columnas son más flexibles que el sistema de piso (rigidez menor), el peralte de vigas oscila entre 1/10 y 1/15 e incluso de mayor peralte.
- iii. En voladizo, el peralte de vigas para el mismo tipo de las anteriores.

$$d = (\text{longitud libre del voladizo}) / 5$$

Si las estructuras son aporticadas, pero con columnas más rígidas que el sistema de piso (rigidez mayor), se pueden determinar los peraltes mínimos mediante la tabla del ACI-318-83 que considera diferentes  $f_c'$  del concreto y hierro grado 42.

Tabla 2.1.1.2

	Diámetro	$l_{min}$			$h_{min}$
		rec. = 5	rec. = 10	rec. = 15	
CONCRETO $f_c' = 200$ Kg/cm <sup>2</sup>	# 3	25	30	35	20
	# 4	35	40	45	25
	# 5	40	45	51	30
	# 6	50	55	61	35
	# 8	65	70	75	50

	Diámetro	$l_{min}$			$h_{min}$
		rec. = 5	rec. = 10	rec. = 15	
CONCRETO $f_c' = 250$ Kg/cm <sup>2</sup>	# 3	25	30	35	20
	# 4	30	35	40	25
	# 5	35	40	45	30
	# 6	45	50	55	35
	# 8	55	60	65	50



	Diámetro	$t_{min}$			$h_{min}$
		rec. = 5	rec. = 10	rec. = 15	
CONCRETO $F_c' = 300$ Kg/cm <sup>2</sup>	# 3	25	30	35	20
	# 4	30	35	40	25
	# 5	35	40	45	30
	# 6	40	45	50	35
	# 8	50	55	60	50

Otra ayuda que se tiene para dimensionar vigas rectangulares, es el desarrollo de gráficas basadas en las ecuaciones obtenidas en las deducciones anteriores (fórmulas simplificadas).

El eje X-X contiene los valores de  $p$  y el eje Y-Y, los valores de  $M_u$ , ploteando las respectivas parejas se encuentra el valor de "d" (véase tablas y gráficas en el apéndice).

### 2.1.2 Vigas T

De acuerdo con el código ACI, algunos parámetros a considerar son:

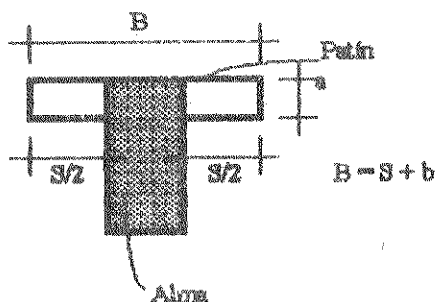


Figura 2.e

a.

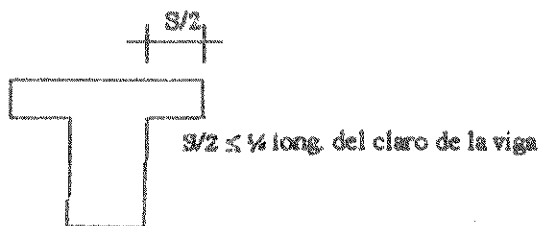


Figura 2.f

- b. El ancho efectivo de la losa en voladizo a cada lado del alma no debe exceder de:

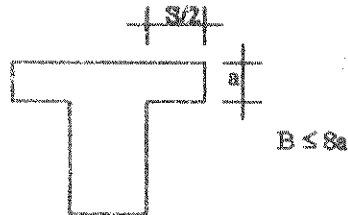


Figura 2.g

- c. Para vigas que tengan losa de un solo lado, el ancho efectivo del patin no excederá de:

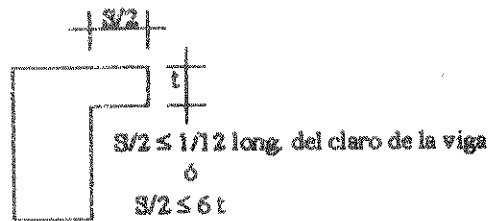


Figura 2.h

- d. En vigas aisladas, en las que solamente se utilice la forma T, para proporcionar un área adicional de compresión:

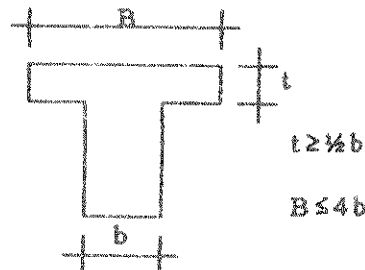


Figura 2.i

Para el cálculo de secciones de vigas "T", se usa el mismo procedimiento que para las vigas rectangulares, con la única diferencia que la viga "T" tiene un patin a compresión.

## 2.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

### 2.2.1 Recomendaciones iniciales para dimensionar columnas:

- a. Columnas circulares: Por lo menos 25 centímetros de diámetro
- b. Columnas rectangulares: La dimensión menor debe ser mayor de 20 cm. El área total debe ser de 600 cm<sup>2</sup>. como mínimo.
- c. Algunos consideran la menor dimensión mayor o igual a 30 cm.
- d.  $0.4 < b/h < 1$
- e. Se considera una carga y un momento, siendo el momento de diseño mínimo el valor de la carga axial por su excentricidad.

### 2.2.2 Recomendaciones IMCYC<sup>1</sup> /ACI

El Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto, sugiere dos formas de predimensionar columnas.

- a. Se recomienda, para columnas cuadradas, basándose en las longitudes de las mismas y considerando tableros mayores de 3.00 x 3.50 m.; estimar las secciones de la siguiente manera:

$b = h$ , tiene que estar comprendido entre

$$b = 1/10 \text{ (Ec. 2.6)}$$

$$b = 1/15 \text{ (Ec. 2.7)}$$

Se debe tomar en cuenta que en este caso las columnas tienen que poseer una rigidez mayor a la de las vigas.

- b. La publicación "Criterios para el proyecto de concreto", del IMCYC, contiene gráficas elaboradas basándose en las ecuaciones de Wilburg, se han desarrollado un conjunto de gráficas en las cuales se estimó la suma mínima de los momentos de inercia en columnas de planta baja para limitar desplazamientos por sismos o viento al  $0.008H$ , donde  $H$  es la distancia a ejes entre las vigas de dos pisos consecutivos. Dichas gráficas predicen la rigidez de entrepiso. Estas se cuentan en el apéndice de este trabajo.

Consideraciones para el uso de las tablas.

---

<sup>1</sup> Publicación: Criterios para el Proyecto de Estructuras de Concreto (IMCYC).

- a. La estructura debe analizarse, por lo menos, en dos direcciones perpendiculares entre sí, satisfaciendo requisitos de rigidez y resistencia ante fuerzas laterales.
- b. Se elige la tabla que corresponda al área construida.
- c. Se busca  $\Sigma I/L$ , en la dirección analizada.
- d. Se elige la que corresponde al concreto a usar.
- e. Se obtiene  $EI_c'$  a partir de éste se calculan las dimensiones con la siguiente expresión:

$$(I/L)_{marco} = \sum \frac{m I_y}{t L_y} \quad (\text{Ec. 2.8})$$

donde:

$m$  = número de claros del marco

$I_{ti}$  = momento de inercia del claro  $i$

$L_{ti}$  = longitud del claro  $i$

En cada dirección se tendrá:

$(\Sigma I/L)_x = \Sigma_t K_x =$  Suma de los factores  $(I/L)$  paralelos al eje X-X.

$(\Sigma I/L)_y = \Sigma_t K_y =$  Suma de los factores  $(I/L)$  paralelos al eje Y-Y.

Para lo anterior cabe decir que son útiles las gráficas y cálculos para columnas menos rígidas y más rígidas que el sistema de piso, aunque en el segundo caso los resultados son menos exactos.

## 2.3 Dimensionamiento de losas

### 2.3.1 Recomendaciones ACI 318-89

#### 2.3.1.1 Losas en una dirección

Este código ha elaborado una tabla que considera peraltes mínimos para losas en una dirección:

Tabla 2.3.1.1

PERALTE MÍNIMO h

Elementos	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos que no soportan o están ligados a divisiones u otro tipo de elementos susceptibles de dañarse por grandes deflexiones.				
Losas macizas en una dirección	1/20	1/24	1/28	1/10
Losas nervadas en una dirección	1/18	1/18.5	1/21	1/6

l en centímetros.

Los valores están dados para  $W_c = 2.3 \text{ ton/m}^2$  y acero grado 42, de lo contrario, el código recomienda algunas modificaciones.

2.3.1.2 Losas en dos direcciones

A este respecto el código ACI, hasta la edición del 63, recomendaba un peralte mínimo de  $h = p/180$ , (p= perímetro de losa), que aún es utilizable. A partir de 1969, el mismo código sugiere utilizar:

$$h = \frac{I_n (800 + 0.071 f_y)}{3600 + 5000 * \beta * [\alpha_m - 0.5] (1 - 0.5 (1 - \beta_s) (1 + \frac{1}{\beta}))} \quad (\text{Ec. 2.9})$$

Pero no mayor que:

$$h = \frac{I_n (800 + 0.071 f_y)}{3600 + 5000 \beta (1 - \beta_s)} \quad (\text{Ec. 2.10.})$$

h en cm.

Donde:

$l_n$ = Longitud del claro más largo, medido cara a cara de los apoyos en losa sin vigas y cara a cara de las vigas.

$f_y$ = Resistencia a la fluencia especificada para el concreto no preesforzado.

$\beta$ = Relación de claros libres, largo a corto.

$\beta_e$ = Relación de la longitud de los bordes continuos al perímetro total de un tablero.

$\alpha$ = Relación de rigidez a la flexión de la sección de una viga a la rigidez a flexión de un ancho de losa limitada lateralmente por los ejes centrales de los tableros adyacentes ( $h^3/12$ ).

También el peralte requiere no ser mayor que:

$$h = \frac{l_n(800 + 0.071f_y)}{36000} \text{ (Ec. 2.11.)}$$

### 2.3.2 Otras recomendaciones

El IMCYC considera algunos parámetros, basados en el código ACI, pero adecuados al medio mexicano<sup>2</sup> y las condiciones particulares de los edificios, para lo cual sugiere para dimensionar losas los siguientes peraltes:

Para sistemas de piso, con losas macizas:

$$h \geq \frac{\text{Perímetro del tablero}}{200} \text{ pero}$$

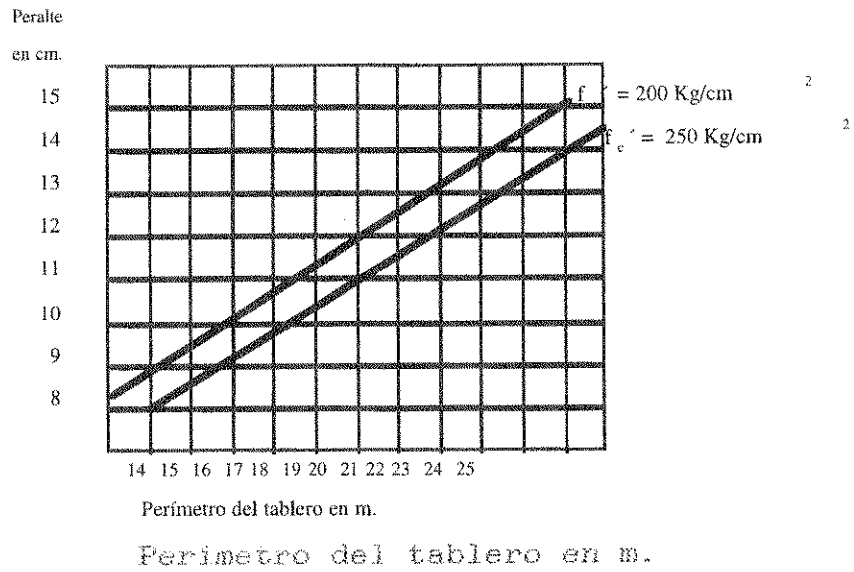
$$h \geq 8 \text{ cm. en voladizo}$$

$$h \geq \frac{\text{longitud libre del voladizo}}{10}$$

Si los tableros son mayores que 3.00 x 3.50 m., es conveniente dimensionarlos tomando en cuenta las vibraciones (véase gráfica).

---

<sup>2</sup> Para el presente propósito es factible usar estos parámetros



GRÁFICA 2.1  
PERALTE DE LOSAS MACIZAS PARA LIMITAR VIBRACIONES

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

## CAPÍTULO III

### CARGAS, SOBRECARGAS EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

#### 1. CARGAS

Existen dos tipos de cargas en una estructura, de acuerdo con la dirección de su aplicación: Cargas verticales y cargas laterales.

##### 1.1 Cargas Verticales

También llamadas cargas por gravedad, comprenden carga viva y carga muerta.

###### 1.1.1 Carga Viva

Considera todas las cargas que actúan por lapsos cortos en la edificación.

###### 1.1.2 Carga Muerta

Su acción permanece durante todo el tiempo de "vida" de la estructura: comprende el peso propio de ésta y el de los elementos de permanencia fija.

##### 1.2 Cargas Laterales

En Guatemala se consideran en el análisis, las cargas por sismo y las cargas por viento, esta última dependiendo de la magnitud de la incidencia del mismo en una estructura sobre un área grande de exposición o bien por las condiciones del lugar.

#### 2. CÁLCULO DE CARGAS VERTICALES

##### 2.1 Cálculo de Cargas vivas

Para este propósito se cuenta con el uso de tablas. Es necesario para la elección de cargas, visuales aquellas a las cuales podrían estar sometida la estructura.

##### 2.2. Cálculo de Cargas Muertas

En este incide el conocimiento exacto de las dimensiones de los elementos estructurales, por lo tanto la carga muerta varía en el proceso de diseño, hasta que se llega al tamaño definitivo de las partes componentes del edificio.

En la determinación de todas las cargas incide principalmente el juicio y la experiencia del diseñador, a pesar que se tienen



códigos y normas. En el apéndice de este trabajo se presentan tablas de cargas, muy usadas en nuestro país.

### 2.2.1 Integración de Cargas Verticales por el Método de Áreas Tributarias

Este método se basa en la clasificación de losas en uno y dos sentidos; inclinadas y horizontales.

#### 2.2.1.1 Losas en uno y dos sentidos

Esta clasificación se refiere a la forma en que la losa puede sufrir flexión.

##### a. Losas en un sentido. Requisitos ACI

- a.1 La relación de la base (A), con la altura (B) de la sección debe ser menor que 0.5:  $A/B < 0.5$ .
- a.2 Pueden tener 2 o 4 apoyos (vigas).
- a.3 El espesor se determina con la tabla 2.3.1.1 (Pág. 13)

##### b. Losas en dos sentidos. Requisitos ACI

- b.1 La relación A/B tiene que ser mayor que 0.5, siempre que  $A > B$ .
- b.2 Tienen que poseer 4 apoyos (vigas).

#### 2.2.1.2 Losas inclinadas y horizontales

Se basa en el ángulo que la losa forma con la horizontal.

### 2.2.2 Cálculo de cargas Verticales en Losas Horizontales en un sentido

Se considera una repartición de carga en dos áreas iguales.

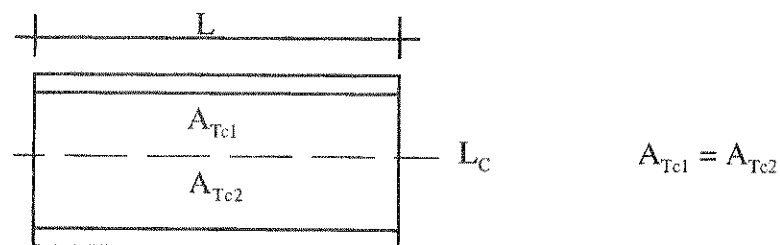


Figura 3.a

$$W = \frac{A_{tc} \cdot W'}{L} + pp \quad (\text{Ec. 3.1.})$$

donde:

L= Longitud (m).  
 A<sub>tc</sub>= Área (m<sup>2</sup>): área tributaria de carga.  
 W'= Carga por unidad de superficie (Kg./m<sup>2</sup>)  
 pp= W<sub>o</sub> \* b \* h (Kg./m)

siendo:

W<sub>o</sub>= Peso volumétrico del concreto reforzado (Kg.m<sup>3</sup>).  
 pp= peso propio del elemento (viga).  
 b y h= Elementos geométricos de la sección transversal de la viga (cm.)

### 2.2.3 Cálculo de Cargas Verticales en Losas en 2 Sentidos

Se obtienen 4 áreas tributarias (una por viga).

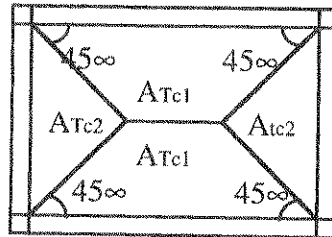


Figura 3.b

Se usa la misma ecuación (Ec. 3.1) para el cálculo de W

Casos Especiales:

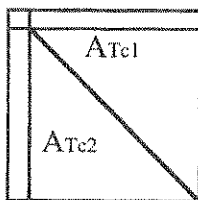


Figura 3.c.

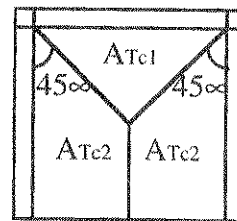


Figura 3.d.

#### 2.2.4 Cálculo de Cargas Verticales en Losas Inclínadas en un Sentido

Este es un proceso que conlleva el análisis estático de la losa, para la determinación de las reacciones, debidas a la distribución de cargas.

#### 2.2.5 Cálculo de Cargas Verticales en Losas Inclínadas en dos Sentidos

Se calcula de la misma forma que para losas en 1 sentido; considerando ambos lados.

### 3. INTEGRACIÓN DE CARGAS HORIZONTALES (POR SISMO)

#### 3.1 Principios del Diseño Sismorresistente

En estructuras de concreto reforzado, las características esenciales de la resistencia sísmica, son incorporados al asegurar lo siguiente:

- i. Las vigas tienen que fallar antes que las columnas.
- ii. El colapso debe ocurrir en flexión más que en corte.
- iii. Prevenir la falla prematura en uniones entre miembros.
- iv. Deben obtenerse fallas dúctiles, antes que quebradizas.

#### 3.2 Métodos de determinación de Fuerzas por Sismo

Los requisitos de cargas laterales propuestas por los códigos, son normas mínimas para poder diseñar edificios y estructuras resistentes a fuerzas horizontales. Consideran la estructura como unidad, tomando en cuenta cada una de sus partes, inclusive pórticos o paredes estructurales.

##### 3.2.1 Método SEAOC

Sólo se le hará una descripción breve, debido a que se supone que el lector está familiarizado con éste.

Fórmula del Corte Basal:

$$V = ZICKSW$$

Cuyos coeficientes Z, I, K, C, S, representan diversos factores que afectan la posible respuesta de la estructura.

- Z: Basado en zonas sísmicas establecidas.  
I: Tipo de ocupación de la estructura.  
K: Tipo de estructura utilizada (Véase capítulo II)  
C: Período fundamental natural de la estructura.

- S: Condiciones locales e interacción del suelo estructura-cimentación.  
 W: Carga muerta total.

Para la determinación de algunos de estos coeficientes se tienen tablas, las que se adjuntan en el apéndice.

### 3.2.2 Método de Stanford para Guatemala

Este es un método desarrollado específicamente para la región de nuestro país y se basa en las características sísmicas propias de éste, mediante análisis probabilístico de ocurrencia de movimientos telúricos.

Fórmula del Corte Basal

$$V = ADBQW$$

Donde:

- B y Q son coeficientes de seguridad.  
 V= Corte basal del edificio  
 A= Valor de la zona de aceleración.  
 D= Factor principal de ampliación dinámica.  
 B= Factor de comportamiento estructural.  
 Q= Factor de calidad.  
 W= Peso permanente de la estructura.

Factor A: Véase tabla en el apéndice.

D= 2.0 para  $0 < T < 0.3$  s. (suelo firme).

$$D = \frac{2\sqrt{0.3}}{T} \text{ para } 0.3 < T < 2.0 \text{ s. (suelo medio).}$$

D= 0.775 para  $T > 2$  s. (suelo suelto).

Para factores B y Q, véase tablas en el apéndice.

## 4. SOBRECARGAS

Son todas aquellas que no se consideran en las cargas vivas y muertas, por no ser generalmente usuales en todas las estructuras. Son compuestas generalmente por acabados y tabiques.

## 5. COMBINACIONES DE CARGAS

Cualquiera de todas las cargas mencionadas pueden actuar sobre una estructura en un momento dado. Sin embargo, se requiere algún juicio para evitar cargas excepcionales, muy poco probables de suceder. No debería esperarse que existieran en forma simultánea en la estructura una carga máxima debida al viento y a un terremoto total. Algunos códigos permiten ya sea una reducción en las cargas o un aumento en el esfuerzo permisible cuando se consideran combinaciones de carga. En el caso de las cargas muertas, más cargas debidas al viento, más las cargas debidas a sismos, los esfuerzos permisibles son el 133 % de los esfuerzos normales permitidos en algunos códigos.

El código ACI 318-89 estipula combinaciones de carga que toman en cuenta resistencias a cargas por viento, sismicas, vivas y muertas, además de otros factores.

### Combinaciones ACI

$$\begin{aligned}V_1 &= 1.4 CM + 1.7 CV \\V_2 &= 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV + 1.87 CS) \\V_3 &= 0.75 (1.4 CM + 1.7 CV - 1.87 CS) \\V_4 &= 0.9 CM + 1.43 CS \\V_5 &= 0.9 CM - 1.43 CS\end{aligned}$$

El Código Stanford para Guatemala, considera las combinaciones siguientes:

$$\begin{aligned}U &= CM + CV + CS \\U &= 0.8 CM + CS \\U &= CM + CV + 1.2 CS \text{ (para columnas resistiendo fuerza lateral)}\end{aligned}$$

En todas las combinaciones se toman las que provocan los efectos menos favorables en la estructura.

## CAPITULO IV

### INTRODUCCIÓN DEL ANÁLISIS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL

#### 1. DIMENSIONES EN MARCOS

##### 1.1 Marcos Rígidos Planos

Son estructuras formadas por la intersección de elementos reticulares (vigas y columnas), representadas en un plano, de tal manera que todos los ejes están contenidos en éste. Las fuerzas que actúan en un marco y los desplazamientos están en el mismo plano de la estructura.

##### 1.2 Recomendaciones ACI para Dimensionar Marcos Rígidos

- 1.2.1 La longitud de los elementos que no estén contruidos monolíticamente con sus apoyos, deben considerarse como la longitud del claro más el peralte del elemento; pero no necesita ser mayor que la distancia entre los centros de los apoyos.
- 1.2.2 En el análisis de marcos o elementos continuos, para determinar los momentos, la longitud del claro debe considerarse como la distancia centro a centro de los apoyos. Para obtener directamente los momentos a rostros interiores, los cuales son los que se utilizan en el diseño, se deben considerar las longitudes libres entre los apoyos.
- 1.2.3 Las losas con claros libres no mayores de 3 m., se pueden analizar como losas continuas sobre apoyos libres con claros iguales a los claros libres de la losa, pudiéndose despreciar el ancho de las vigas.
- 1.2.4 Las secciones de columnas se peraltan hacia la luz más larga de la estructura.

#### 2. ANÁLISIS DE MARCOS RÍGIDOS

Existen varios métodos, los llamados Métodos de Análisis Aproximado, que son muy utilizados para propósitos de predimensionamientos y los llamados Métodos Exactos, para análisis definitivos.

##### 2.1 Métodos Aproximados

Éstos son muy empleados para llevar a cabo el análisis, en los cuales no es necesaria la exactitud sino la rapidez para la

obtención de los resultados. En edificios de poca altura, para el análisis de cargas por sismo se utiliza el método del portal y en estructuras altas, se emplea el método del voladizo. Para cargas gravitacionales, se pueden usar métodos como el de puntos de inflexión, estructuras precalculadas, cargas factorizadas, etc.

## 2.2 Métodos Elásticos

Son los llamados métodos exactos y generalmente son empleados para el diseño de los elementos estructurales de los marcos en edificios. Entre éstos están: el Método de Cross, Kani, Rigideces, Flexibilidad, etc.

En la actualidad, la computadora hace posible no hacer diferencia entre los métodos aproximados y los elásticos, pues un programa basado en un método matricial permite realizar cambios en cargas, secciones de elementos, características mecánicas de los materiales, etc. Esto permite la optimización de los elementos a diseñar, pues el análisis se hace en un tiempo corto.

## 3. DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

### 3.1 Vigas

Procedimiento general:

Determinadas las dimensiones de una viga, las cargas y los momentos de servicio, se deben chequear los parámetros siguientes:

Limites en las dimensiones: Relación ancho peralte  $\geq 0.3$   
Ancho  $\geq 0.25$  m.

Limites en el % de refuerzo:  $\rho_{min} = 14.1/F_y$  (Ec. 4.1)  
 $\rho_{max} = 0.5 \rho_{bal}$

$$\rho_{bal} = 0.85 \beta_1 \frac{f_c}{F_y} \left( \frac{6115}{6115 + F_y} \right) \text{ (Ec. 4.2)}$$

Donde:  $\rho_{min}$  = Porcentaje de refuerzo mínimo en una viga.  
 $\rho_{max}$  = Porcentaje de refuerzo máximo en una viga.  
 $\rho_{bal}$  = Porcentaje de refuerzo que produce condiciones balanceadas de deformación.

A partir de las cargas y momentos obtenidos del análisis, se elabora la envolvente de momentos de la manera siguiente:

- a. Se calculan las cargas y momentos factorizados a partir de las combinaciones dadas por el Código (ver Cap. 3).

- b. Se elabora un D.C.L (Diagrama de Cuerpo Libre), para cada una de las combinaciones y se calculan, a partir de éstas, las cargas distribuidas totales y las ecuaciones de corte y momento.

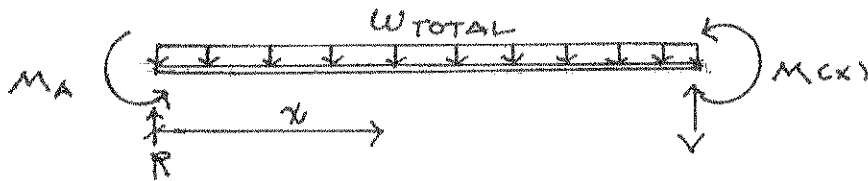


Figura 4.a

Ecuación General por Corte.

$$V(x) = R - \alpha x \quad (\text{Ec. 4.3})$$

Ecuación General de Momento.

$$M(x) = -M_A + R x - \frac{1}{2} \alpha x^2 \quad (\text{Ec. 4.4})$$

- c. Se evalúan las ecuaciones para distintos valores de x en toda la viga.
- d. Se plotean en papel milimetrado los momentos obtenidos en el paso c), colocando los momentos en el eje vertical y los valores de x correspondientes en el eje horizontal.

A partir de la envolvente de momentos, se obtienen los momentos de diseño, tomando en cuenta que para el refuerzo superior, se toma el momento negativo mayor, el cual se localiza generalmente en los extremos; para el refuerzo inferior, se toma el máximo momento positivo y los momentos de inversión que puedan haber.

### 3.1.1 Diseño por Flexión

Habiéndose obtenido los dos momentos de diseño para la viga, se procede a calcular las áreas de acero positivo y negativo que se requieren.

$$A_s = \left[ b \cdot d - \frac{\sqrt{(b \cdot d)^2 - M_u \cdot d}}{.003825 \cdot f_c} \right] 0.85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Donde:  $A_s$  = Área de acero positiva o negativa (cm.)  
 $b$  = Lado corto de la sección (cm.)



$d$ = Peralte efectivo (cm.)  
 $M_u$ = Momento de diseño positivo o negativo. (Kg-cm.)

A partir de cálculo del acero negativo y positivo, para su distribución, se toman en cuenta los siguientes requisitos sísmicos:

Para la cama superior:

Se debe colocar como mínimo dos varillas de acero corrido, tomando el mayor de los siguientes valores:

1/3 del acero negativo ó el área de acero mínimo.

Para la cama inferior:

Se debe colocar como mínimo dos varillas de acero corrido, tomando el mayor de los siguientes valores:

1/3 del acero negativo,  $\frac{1}{2}$  del acero positivo o el área de acero mínimo.

El resto del acero en ambas camas se colocará como bastones y rieles.

### 3.1.1.1 Cálculo de bastones y rieles

Habiendo calculado el acero corrido, en ambas camas, se calcula el momento que resisten.

$$M'_u = \phi \left[ A_s * F_y \left( d - \frac{A_s * F_y}{17 * f_c * d} \right) \right] \quad (\text{Ec. 4.5'})$$

Donde:

$\phi$ = 0.90

$M'_u$  = Momento que resisten las varillas de acero corrido.

Se localiza el valor de este momento en la envolvente, y se ubica la posición correspondiente. Hasta esta posición el bastón proporcionado es realmente necesario, ya que en el resto de la viga, los momentos actuantes son inferiores al momento resistido por el refuerzo corrido.

Como método alternativo, esta posición puede calcularse por medio de la ecuación general de momento.

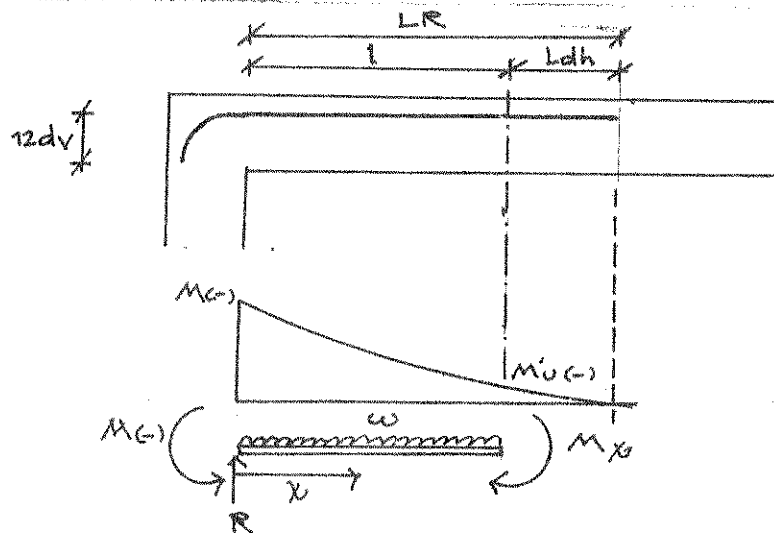


Figura 4.b

Diagrama de Momento en la Cama Superior

$$A_s (\text{bastón}) = A_s \text{ total} - A_s \text{ corrido}$$

Donde:

LR= longitud total del bastón

Ldh= longitud que debe prolongarse el acero, más allá del valor x.

$$Ldh = 12 \, dv \quad \text{ó}$$

$$Ldh = d$$

El que resulte mayor de los dos.

dv = diámetro de la varilla a usar

Nota: El mismo análisis se lleva a cabo para el otro extremo de la viga.

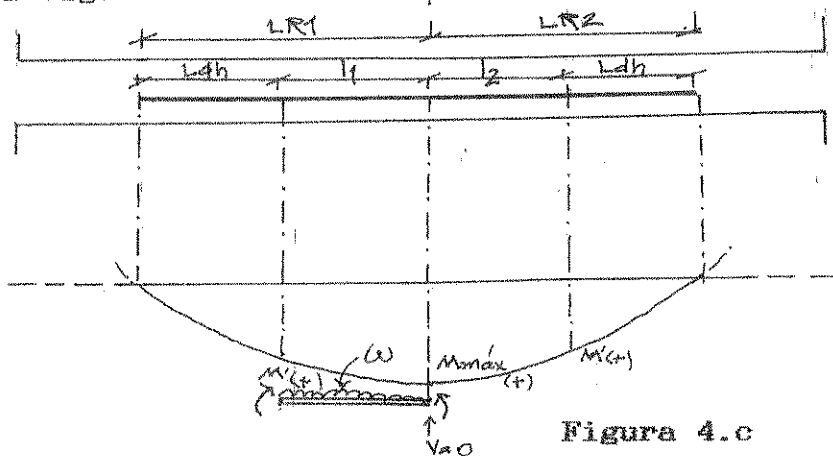


Figura 4.c

Diagrama de Momento en la Cama Inferior

Longitud de Desarrollo ( $l_d$ ).

Cama Superior:

Se toma el mayor de los siguientes valores:

$$l_d = \frac{1.4 * .06 * A_v * F_y}{\sqrt{F_c}} \quad (\text{Ec. 4.6})$$

$$l_d = 1.4 * .006 d_v * F_y \quad (\text{Ec. 4.7})$$

Cama Inferior:

Se toma el mayor de los siguientes valores:

$$l_d = \frac{.06 * A_v * F_y}{\sqrt{F_c}} \quad (\text{Ec. 4.6'})$$

$$l_d = .006 d_v * F_y \quad (\text{Ex. 4.7'})$$

Donde:

$A_v$ = Área de la varilla a emplear.

$l_d$ = Longitud de desarrollo.

$LR$ =  $x + l_d$ , para ambos lados y ambas camas tomando en cuenta que si  $l_d < LR$ , se toma  $LR$  para el cálculo de la longitud de bastones o rieles.

### 3.1.2 Refuerzo por compresión

Cuando se dimensiona una viga, se pretende dimensionar una sección que satisfaga todas las condiciones, de lo contrario se pueden dar dos situaciones inconvenientes:

- Una sección sobrediseñada, esto ocurre si el  $\phi$  de la viga es menor que el  $\phi_{\min}$ , en este caso se debe disminuir la sección, o utilizar el acero mínimo.
- Una sección subdiseñada, esto ocurre si el  $\phi$  de la viga es menor que el  $\phi_{\max}$ , en este caso se debe incrementar la sección, o reforzar a compresión.

#### 3.1.2.1 Procedimiento General para Reforzar a Compresión

- Se calcula  $A_s$  de la Ec. 4.5

- b. Se calcula el  $Q$  de la viga y  $Q_{max}$  (Ec. 1 y Ec. 2)
- c. Si el  $Q$  de la viga es menor que el  $Q_{max}$ , no es necesario reforzar a compresión, de lo contrario, se procede de la manera siguiente:
- d. Se calcula el acero máximo (Ec. 4.4)
- e. Se calcula el momento que resiste  $A_m$  adicional ( $A'_{st}$ )
- f. Se calcula el momento faltante:

$$A'_{st} = \frac{M_{faltante}}{\phi * F_y (d-d')} \quad (Ec. 4.9)$$

- h. El acero total será:  
 $A_m \text{ total} = A_m + A_m \text{ adicional}$  (Ec. 4.10)
- i. El refuerzo a compresión se obtiene de la manera siguiente:

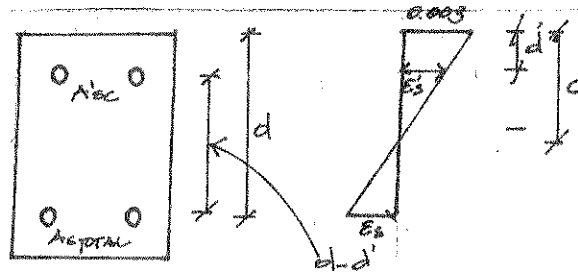


Figura 4.d

Por relación de triángulos:

$$\frac{\epsilon'_s}{c-d'} = \frac{.003}{c} \rightarrow \epsilon'_s = .003 \left(1 - \frac{d'}{c}\right)$$

$$\epsilon'_s = \frac{F_y}{E_s} y \epsilon'_s = \frac{F_s}{E_s}$$

En el punto donde la gráfica esfuerzo - deformación deja de ser proporcional.

$$\frac{F'_s}{E_s} = .0003 \left(1 - \frac{d'}{c}\right) \rightarrow F'_s \leq .003 \left(1 - \frac{d'}{c}\right) \leq F_y$$

Donde:  $E_s$  = Módulo de elasticidad de acero.

$$E_s = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$$

El acero en compresión es igual al acero total

$$A'_{s_c} = A_s \text{ TOTAL}$$

$\leq \frac{F_y}{F'_s}$ , y se debe aplicar una factor de seguridad = 0.75

$$A_{s_c} = A_{s_{\text{TOTAL}}} \leq \frac{F_y}{F'_s} \leq (1/0.75) \quad (\text{Ec.4.11})$$

### 3.1.3 Refuerzo por Corte

Procedimiento General:

- Se determina el diagrama por corte.
- Se calcula el corte resistido por el concreto.

$$V_c = \phi_{\text{CORTE}} * 53 \sqrt{f'_c} * b * d \quad (\text{Ec.4.12})$$

Donde:

$V_c$  = Corte resistido por el concreto

$$\phi_{\text{CORTE}} = 0.85 \quad (\text{ACI})$$

- A partir del diagrama de corte, se determina el corte único actuando a una distancia  $d$ , del rostro de la columna ( $V_d$ ). Si  $V_d > V_c$ , se tiene que colocar refuerzo por corte y se calcula el espaciamiento  $S$ .

Si se cumple que:

$$\frac{V_d - V_c}{v + d} \leq 1.06 * \sqrt{F_c}$$

el espaciamiento máximo se calcula como:

$$S = \frac{A_v * F_y * d}{V_d - V_c} \quad (EC.4.13)$$

Si en cambio, se cumple que

$$1.06 * \sqrt{F_c} < \frac{V_d - V_c}{v + d} \leq 2.12 * \sqrt{F_c}$$

el espaciamiento máximo se calcula como el menor de los siguientes valores:

$$S_{MAX} = \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ d/4 \\ \frac{A_v * F_y}{7b} \end{cases}$$

Donde:  $A_v$  = Área del refuerzo a usar ( $\phi \geq$  No 3)  
 $S$  = Espaciamiento entre estribos.  
 $S_{MAX}$  = Espaciamiento máximo admisible.

Si  $V_t < V_c$ , se coloca refuerzo por corte a un espaciamiento no mayor que:

$$S_{MAX} = \begin{cases} 60 \text{ cm} \\ d/2 \\ \frac{A_v * F_y}{3.5 * b} \end{cases}$$

De los cuales se toma el menos valor.

Para ambos casos el corte resistido es:

$$V_R = \phi_{CORTE} \frac{(A_v * F_y * d}{S} + V_o) \quad (Ec. 4.13)$$

- d. Se calcula la longitud de la viga que necesita estribos por corte y la longitud que lleva estribos por armado.

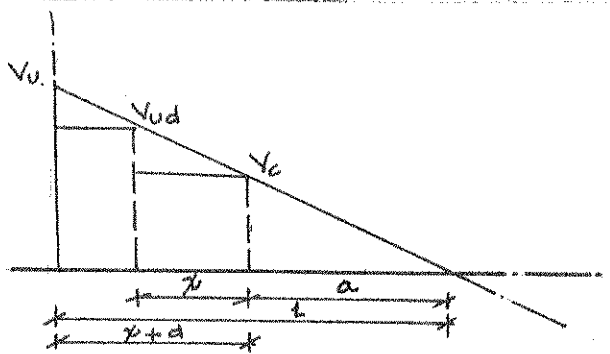


Figura 4.e

### 3.2 Diseño de Columnas:

Previo al diseño de una columna, se evalúan los efectos de esbeltez para obtener los momentos y cargas de diseño.

- 3.2.1 Partiendo de las combinaciones de carga sugeridas por el Código, se obtienen los valores de "  $P_u$ ,  $M_{1b}$  y  $M_{2b}$   $M_{2e}$ , para las columnas interiores y las exteriores.

- 3.2.2 Se calcula el valor de longitud efectiva  $k$ , determinándose para esto los siguientes parámetros.

- a. Momento de inercia de la columna.

$$I_g = b * h^3 / 12 \quad (Ec. 4.14)$$

- b. Módulo de elasticidad del concreto ( $E_c$ )

$$E_c = W_c^{1.5} * 0.14 * f'_c \quad (Ec. 4.15)$$

Donde:

$W_c$  = Peso volumétrico del concreto, comprendido entre 1440 y 2480 Kg/m<sup>3</sup> Y

$$E_c = 15100 \sqrt{f_c} \text{ si } W_c > 2480 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{Ec.4.16})$$

c. Módulo de elasticidad del acero ( $E_s$ )

$$E_s = 2039000 \text{ Kg/cm}^2$$

A partir de los valores anteriores, se procede al cálculo de  $EI/L$ , para las columnas del nivel en estudio y las del nivel inmediato superior. El mismo procedimiento se sigue para las vigas.

d. Relación de rigideces en los nudos superiores e inferiores ( $\Psi$ ).

$$\Psi = \frac{\sum EI/l(\text{columnas})}{\sum EI/l(\text{vigas})} \quad (\text{Ec.4.17})$$

Teniendo los valores de  $\Psi$  en los extremos de la columna, se buscan en los monogramas correspondientes los valores de  $k$  (véase monogramas en el apéndice).

### 3.2.3 Cálculo de $klu/r$

A partir del cálculo de  $klu/r$ , se determina si es necesario considerar los efectos de esbeltez.

En elementos contraventeados:

$$\text{Si } 34 - 12 M_{1B}/M_{2B} < klu/r < 100$$

En elementos no contraventeados:

$$\text{Si } 22 < klu/r < 100$$

En ambos casos se procede a magnificar la columna.

$l_u$  = longitud libre entre apoyos.

$r$  = radio de giro, el código establece al valor  $r$  como 0.30 veces la dimensión donde se considere la estabilidad, en el caso de secciones rectangulares, y 0.25 veces el diámetro para secciones circulares.



### 3.2.4 Cálculo de la carga crítica ( $P_c$ )

Para proceder a determinar  $P_c$ , es necesario calcular los parámetros siguientes.

- a. Momento de inercia del momento respecto del eje centroidal de la sección transversal del elemento ( $I_{sc}$ ).

$$I_{sc} = A_s \frac{(d-d')^2}{4}$$

Donde:

$A_s$  = Área de acero de refuerzo estimado para la columna.

$d$  = Peralte efectivo.

$d'$  = Distancia centroide a centroide del refuerzo.

- b. Relación entre momento máximo debido a la carga muerta factorizada y el momento máximo debido la carga factorizada total. ( $\beta_d$ ).

$$\beta_d = \frac{\text{Momento Ultimo por carga muerta}}{\text{Momento Ultimo por carga total}} \quad (\text{Ec. 4.18})$$

Para columnas interiores y exteriores,  $\beta_d$  debido a cargas por viento y por sismo, es igual a cero.

- c. Cálculo de  $EI_{TOTAL}$  (para columnas interiores y exteriores).

$$EI_{TOTAL} = \frac{E_c I + I_8/5 + E_s I_{sc}}{1 + \beta_d} \quad (\text{Ec. 4.19})$$

$$\text{Entonces, } P_c = \pi^2 * EI_{TOTAL} / (kl_1)^2 \quad (\text{Ec. 4.20})$$

### 3.2.5 Amplificación de momentos:

Momento mínimo ( $M_{min}$ ):

$$M_{min} \geq P_u (1.5 + .03h) \quad (\text{Ec. 4.21})$$

Cálculo de los magnificadores ( $\delta$ ,  $\delta_b$ ):

$$\delta_b = \frac{cm}{1 - (P_u / I * P_c)} \quad (\text{Ec.4.22})$$

Donde:

$\delta_b$ = Factor de amplificación de momento para marcos contraventeados, para reflejar los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento en compresión.

$cm$ = Factor que relaciona el diagrama real del momento con un diagrama equivalente de momento uniforme.

$$cm = 0.6 + 0.4 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \quad (\text{Ec.4.23})$$

Esto se da para elementos contraventeados, pero nunca debe ser menos de 0.4; para los demás casos, se debe tomar igual a 1.

$P_u$ = Carga última factorizada a una excentricidad dada.

$\phi$ = Factor de reducción de resistencia.

$P_c$ = Carga crítica.

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \sum P_u / \phi * \sum P_c} \geq 1 \quad (\text{Ec.4.24})$$

Donde:

$\sum P_u$  y  $\sum P_c$ = Sumatorias para todas las columnas en el piso analizado de las cargas últimas factorizadas y cargas críticas.

$\delta_s$ = Factor de amplificación de momentos para marcos no contraventeados, para reflejar el desplazamiento lateral que resulta de las cargas por gravedad y laterales.

Para marcos contraventeados,  $\delta_s = 1$

Para marcos no contraventeados, deberán calcularse ambos amplificadores.

Momento amplificado ( $M_o$ ):

$$M_o = \delta_b * M_{2b} \quad (\text{Ec. 4.25})$$

### 3.2.6 Cálculo de acero longitudinal

Generalmente se diseñan columnas con carga axial y dos momentos (ambos sentidos) y en menos ocasiones, columnas con carga axial y un momento. A continuación se describe el procedimiento para las columnas con flexión biaxial.

Evalúados los efectos de esbeltez y obtenidos los momentos y cargas en las distintas combinaciones, se toma la que produce mayor flexión en la columna, ya que generalmente la resistencia a la compresión es alta (condición crítica), luego se procede de la siguiente manera:

3.2.6.1 Se calcula el acero mínimo.

$$A_{smin} = 0.01 * \text{Área de la sección} \quad (\text{Ec. 4.26})$$

3.2.6.2 Con el acero mínimo, se elige un armado.

3.2.6.3 Se calculan las excentricidades a partir de los momentos y las cargas de diseño.

$$\begin{aligned} e_x &= M_{max}/P_u \\ \text{y} \quad e_y &= M_{may}/P_u, \end{aligned}$$

A partir de éstos, se calcula el valor del diagrama de interacción ( $e_x/h_x$ ,  $e_y/h_y$ ).

3.2.6.4 Se calcula el valor de la curva del diagrama de interacción ( $\rho_{tu}$ )

$$\rho_{tu} = \frac{\text{Área total del acero del armado} * F_y}{\text{Área de la sección} * \beta_1 * f_c}$$

Y se calculan los valores de  $y_x$  Y  $y_y$ .

$$y_x = \text{Peralte en } x/\text{base}$$

$$\text{Y} \quad y_y = \text{Peralte en } Y/\text{altura}$$

3.2.6.5 Se calculan las variables de Bresler y se aplica la fórmula:

$$P_c = \phi * (A_s * F_y + .85 f_c * \text{Área de la sección}) / 1000 \quad (\text{Ec. 4.27})$$

$$P_x' = K_x' * f_c' * \text{Área de la sección} \quad (\text{Ec. 4.28})$$

$$P_y' = K_y' * f_c' * \text{Área de la sección} \quad (\text{Ec. 4.29})$$

$$\frac{1}{P_u'} + \frac{1}{P_x'} + \frac{1}{P_r'} - \frac{1}{P_o} \quad (\text{Ec.4.30})$$

Si  $P_u' > P_u$ , entonces el armado es el correcto, de lo contrario, se aumenta el área de acero hasta que esto se cumpla.

### 3.2.7 Confinamiento

El confinamiento es un requisito sísmico para aumentar la capacidad de carga axial, de corte, y la ductilidad; debe ser en forma de anillos (estribos) o de refuerzo en espiral continua (zunchos).

#### 3.2.7.1 Procedimiento:

Se determina la longitud a confinar ( $l_o$ ), tomando el mayor de los valores siguientes;

$$l_o \geq \begin{cases} l_{peraltes} \\ \text{o } 1/6 \text{ del claro libre} \\ \text{o } 45 \text{ cm.} \end{cases}$$

Lo cual es válido, tanto para zunchos como estribos.

3.2.7.2 Se determina para zunchos la relación volumétrica o para estribos, el área total de la sección transversal dentro de una separación  $S$ .

a. Estribos,

$$A_{sh} \geq \begin{cases} 0.12 * hc * f_c' / F_y \\ \text{o } 0.3 * S * h_c * (A_g / A_{ch} - 1) * f_c' / F_y \end{cases}$$

Donde:

$A_{sh}$  = Área total del refuerzo.

$A_{ch}$  = Área del núcleo de la sección de la columna, medida al exterior del refuerzo transversal ( $\text{cm}^2$ ).

$h_c$  = Dimensión de la sección transversal del núcleo de la columna, medido centro a centro del refuerzo confinante (cm).

S= Separación del refuerzo transversal, medido a lo largo del eje longitudinal.

$A_{st}$ = Área de la sección (cm<sup>2</sup>).

b. Zunchos,

$$\rho_s = \begin{cases} 0.12 * \epsilon'_c / F_y \\ 0.45 * (A_s / A_{ch} - 1) * \epsilon'_c / F_y \end{cases}$$

3.2.7.3 Cálculo de la separación entre estribos y separación entre los anillos de los zunchos.

$S \leq \{ 1/4 \text{ de la menor dimensión del elemento} \}$   
10 cm.

a. Retribos:

Se toma el mayor de los dos

b. Zunchos:

$$S = \frac{2 \text{ veces el área de la varilla a usar}}{\rho_s * I_n} \quad (\text{Ec.4.31})$$

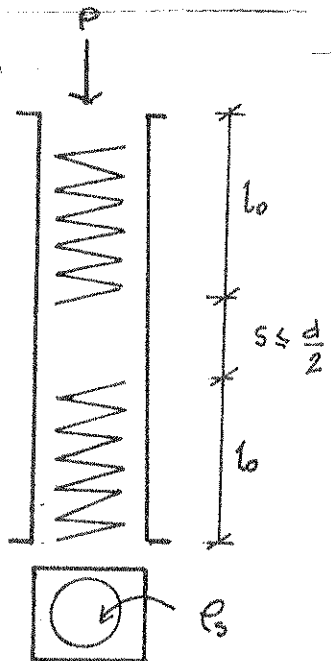


Figura 4.f  
Refuerzo longitudinal para confinamiento (zunchos)

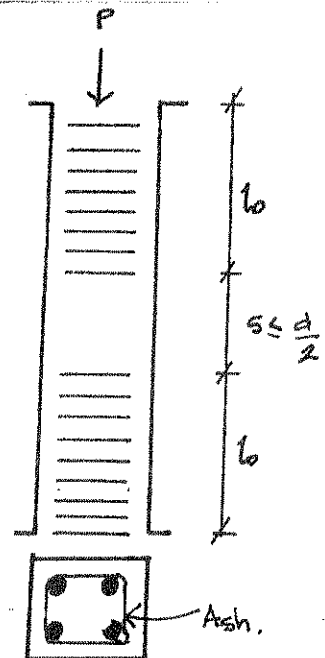


Figura 4.g  
Refuerzo de estribos para confinamiento

### 3.3 Zapatas

Existen distintos tipos de cimentaciones, dependiendo de factores como su función, las cargas que debe soportar, las condiciones del subsuelo, el costo de la misma, entre otros. Tratar de dar un procedimiento general que abarque todos los tipos es imposible; por otro lado, pretender describir el proceso para cada caso resultaría muy laborioso, por tanto, en este trabajo solamente se describe a continuación el procedimiento para diseñar zapatas con carga concéntrica y flexión biaxial.

#### 3.3.1 Determinación de cargas y momentos de diseño

Las cargas que se deben considerar, son las transmitidas por la columna y la zapata, las del suelo sobre la zapata y las cargas de otras estructuras o elementos.

#### 3.3.2 Procedimiento general para diseñar una zapata aislada con flexión biaxial.

##### 3.3.2.1 Diseño del área de la zapata

Para estimar el área de la zapata, se utilizan las cargas de servicio, si en lugar de éstas, se obtienen las cargas factorizadas, se deben dividir entre un factor de carga última (FCU).

$$FCU = \frac{1.4 * CM + 1.7 * CV}{CM + CV} \quad (Ec.32)$$

$$A_z = P' * Factor / V_s \quad (Ec. 4.33)$$

Donde:

$1 \leq \text{Factor} \leq 2$  (El factor es estimado de acuerdo a la experiencia).

$A_z$  = Carga axial de servicio

$V_s$  = Valor soporte del suelo.

El área puede ser rectangular o cuadrada, dependiendo de la relación entre los momentos.

##### 3.3.2.2 Chequeo de presión sobre el suelo

Para determinarlo se incluyen:

La carga de trabajo  $P'$ , el peso del suelo de desplante, el

peso del suelo de desplante, el peso de la columna y el peso de la zapata.

$$P = p' + p_m + p_c + p_a \quad (\text{Ec. 4.34})$$

### 3.3.2.3 Cálculo de la presión

$$q_{\max} \\ \min = \frac{P}{A_b} \pm \frac{My}{S_x} \pm \frac{My}{S_y} \quad (\text{Ec. 4.35})$$

Si se tiene una zapata cuadrada,  $S_x = S_y = 1/6 h^3$ .

Su la zapata es rectangular:

$$S_x = 1/6 bh^2 \text{ y } S_y = 1/6 hb^2 \quad (\text{Ec. 4.36 y 4.37})$$

Calcular la presión máxima y la presión mínima:

Si  $q_{\min} > V_a$ , se debe aumentar el área.

Si  $q_{\min} > 0$ , no existen presiones de tensión, lo cual es correcto, de lo contrario, existen esfuerzos de tensión; esto se debe evitar, buscando el área de zapata más adecuada.

Cuando  $q_{\max} < V_s$ , se procede a encontrar  $q_{u \text{ dis}}$  (Presión última de diseño), ya que el área encontrada es la adecuada.

$$q_{u \text{ dis}} = \text{FCU} * q_{u \text{ ult}} \quad (\text{Ec. 4.38})$$

Donde:

$q_{u \text{ dis}} =$  presión última de diseño

FCU = factor de carga última

$q_{u \text{ ult}} =$  Un valor comprendido entre  $q_{\text{prom}}$   $q_{\text{máx}}$ , la que se considera como carga uniforme para simplificar el cálculo.

### 3.3.2.4 Diseño del espesor de la zapata

Para determinar el espesor de una zapata, se chequea la resistencia por corte simple y corte punzonante.

#### 3.3.2.4.1 Chequeo por corte simple

Se parte de estimar un espesor  $t$  y un diámetro de acero de refuerzo.

$$d = t - \text{recubrimiento} - \phi/2 \quad (\text{Ec. 4.39})$$

Donde:

$d$  = peralte  
 $\phi$  = diámetro de la varilla

Corte actuante ( $V_{act}$ )

$$V_{act} = \text{Área ashurada} * q_u \text{ dis} \quad (\text{Ec. 4.40})$$

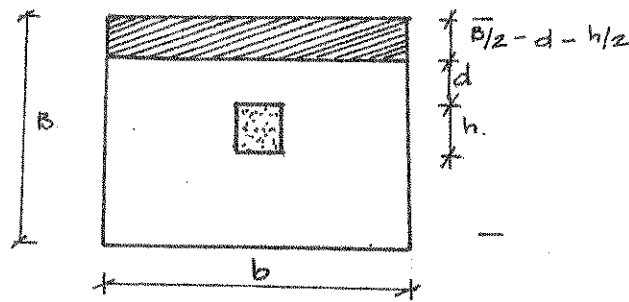


Figura 4.h

Corte resistente ( $V_2$ )

$$V_2 = 0.85 * .53 * \sqrt{f_c'} * b * d \quad (\text{Ec. 4.41})$$

Si  $V_2 > V_{act}$ , entonces,  $t$  asumido es el correcto, de lo contrario, se debe aumentar  $t$  hasta que esto se cumpla.

### 3.3.2.4.2 Chequeo por corte punzonante

Corte punzonante actuante ( $V_p \text{ act}$ )

$$V_p \text{ act} = \text{Área ashurada} * q_u \text{ dis} \quad (\text{Ec. 4.42})$$



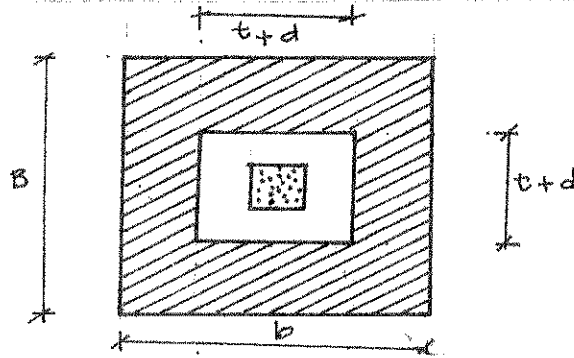


Figura 4.i

Corte punzonante resistente ( $V_p R$ ):

$$V_p R = .85 * 1.06 * \sqrt{f_c'} * b_o * b \quad (\text{Ec. 4.43})$$

Donde:

$V_o$  = perimetro de la sección de punzonamiento.

$$V_o = 4(t + d) \quad (\text{Ec. 4.44})$$

Si  $V_p R > V_p \text{ act}$ , el espesor asumido  $t$  es el correcto, de lo contrario se aumenta  $t$  hasta que se cumpla con esto.

**Nota:** Se ha anotado para el corte simple y el corte punzonante, que el corte resistente tiene que ser muy mayor que el corte actuante. El lector se preguntará ¿Qué tan cercanos se deben aceptar esos valores uno de otro? Esto depende de qué tan concienzudamente se han integrado todas las cargas de diseño y el criterio y experiencia del diseñador; lo mismo sucede con el valor soporte y la presión máxima.

### 3.3.2.5 Diseño por refuerzo por flexión

Para el cálculo del refuerzo por flexión, se calcula el momento último actuante en cada sentido para encontrar las áreas de acero.

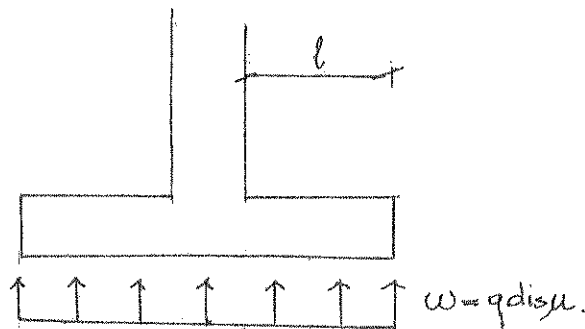


Figura 4.j

$$M_u = q_u \text{ dis} * l^2 / 2 \quad (\text{Ec. 4.45})$$

Nótese en la figura que se considera una distribución uniforme de la presión última de diseño.

$l$  = distancia del rostro de columna al extremo de la zapata.

### 3.3.2.6 Colocación del refuerzo

En las zapatas cuadradas, se coloca el refuerzo de manera uniforme en ambos sentidos. Si una zapata es rectangular, se considera lo siguiente:

- a) El refuerzo en la dirección larga, se distribuye a lo ancho,
- b) En la dirección corta, una franja central con un ancho igual al de la zapata: En la dirección corta contendrá la mayor parte del acero, distribuido uniformemente en todo el ancho de la franja, como se ve en la siguiente fórmula:

$$\frac{\text{Refuerzo en el ancho de la franja}}{\text{Refuerzo total en la dirección corta}} = \frac{2}{(B + 1)} \quad (\text{Ec. 4.46})$$

$B$  es la relación entre el lado corto y el lado largo de la zapata.

Cuando  $B < 2$ , se puede obviar esta especificación.

Espesor Final:

$$t = (d_{\text{en el sentido corto}} + \phi_{\text{en el sentido corto}}) / 2 + rec. \quad (\text{Ec. 4.47})$$

## CAPÍTULO V

### PROBLEMA: DESCRIPCIÓN DEL PROCEDIMIENTO A SEGUIR

En este capítulo se desarrolla el diseño y análisis estructural de un edificio, describiendo los pasos a seguir.

#### Procedimiento General

1. Proposición del sistema estructural, de acuerdo con las necesidades y requerimientos de la edificación.
2. Predimensionamiento de los elementos estructurales.
3. Estimación e integración de cargas.
4. Análisis preliminar.
5. Obtención de secciones definitivas de elementos estructurales.
6. Análisis final.
7. Diseño de elementos estructurales.

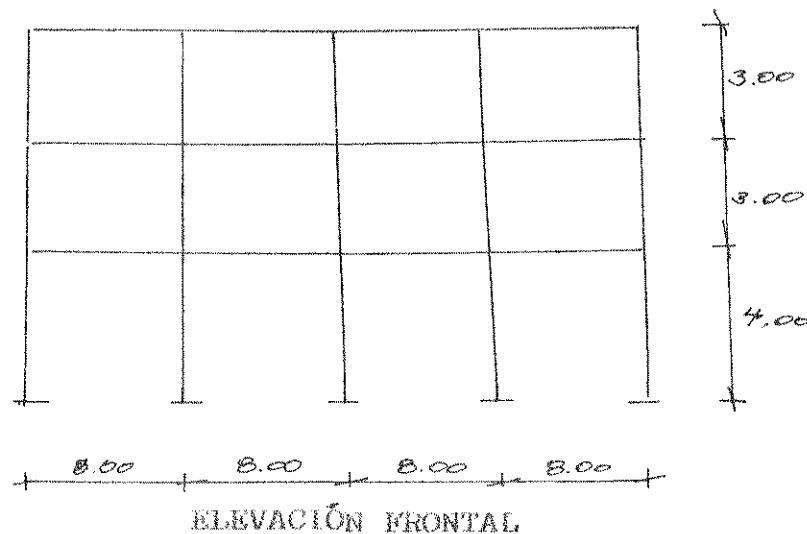
Nota: Los pasos 2, 3 y 4 pueden repetirse varias veces, hasta obtener las secciones óptimas de acuerdo con el criterio del diseñador; recordando que esta optimización se refiere a los aspectos técnicos, arquitectónicos y económicos.

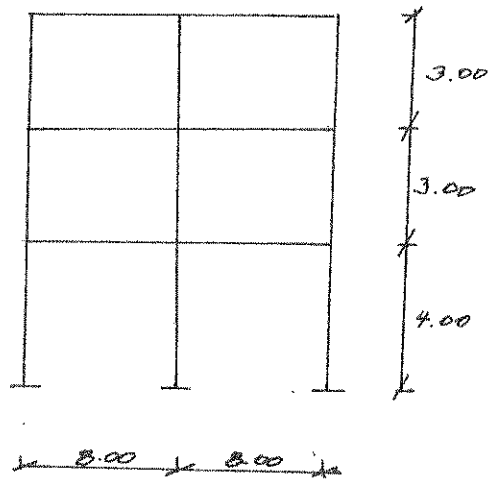
#### 1. Proposición del Sistema Estructural

El Sistema estructural a usar es un sistema de bastidor. Los materiales a utilizar tienen las siguientes propiedades:

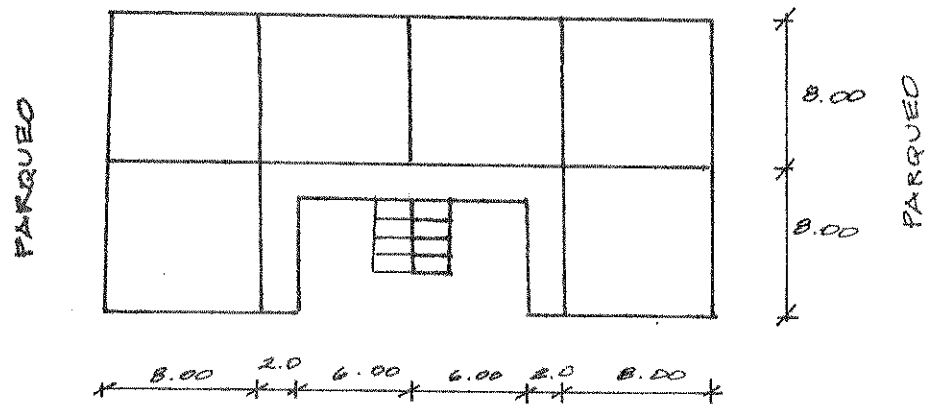
Peso Especifico	$W_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$
Resistencia a fluencia del acero	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
Resistencia a la compresión del concreto	$f'_c = 281 \text{ Kg/cm}^2$

Las dimensiones de la estructura son las que se muestran a continuación:





ELEVACIÓN LATERAL



PLANTA

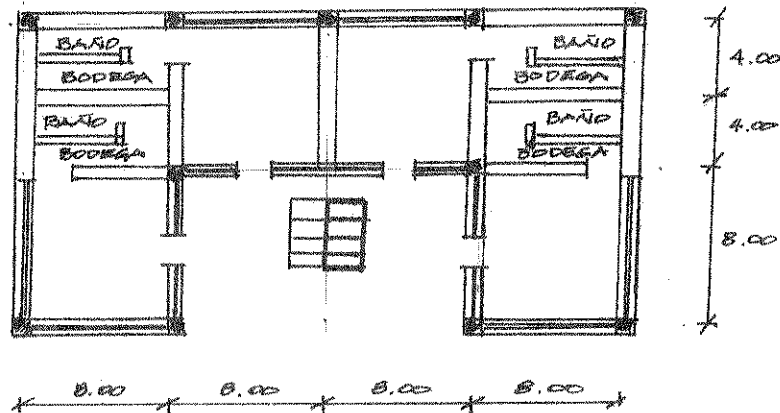
Nota: Cuando se diseñan pasillos, se deben considerar algunos aspectos como: la probable cantidad de personas que van a transitar por ellos, para lo cual se toma en cuenta el uso de la edificación; también se toman en consideración condiciones de comodidad y un flujo crítico para determinadas emergencias. El ancho de un pasillo, para determinadas características, se puede obtener de tablas o de recomendaciones mínimas dadas por los códigos.

En esta caso, se asumirá el criterio siguiente:

- Ancho de pasillo (luz libre) no mayor de  $1/3$  de la longitud de la losa.
- Las escaleras se considerarán como una estructura independiente separadas por un sistema de juntas de dilatación.

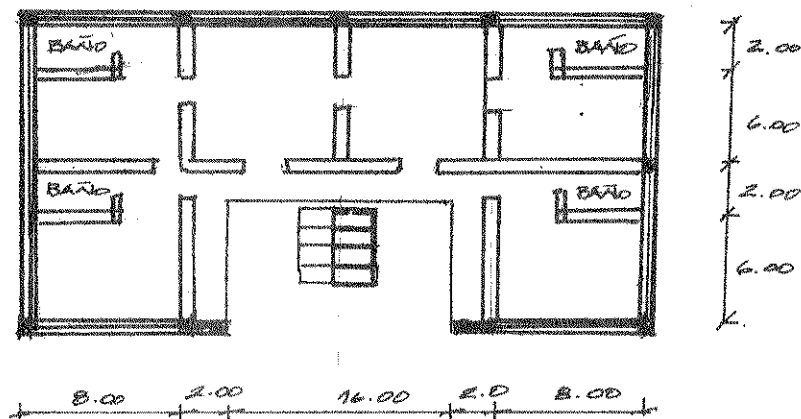
### 1.1 Descripción de Uso de la Estructura por Nivel

La estructura tiene en el nivel I cuatro locales comerciales, con bodegas y sus respectivos servicios sanitarios. Los ventanales tienen sillares de 60 cm.



PLANTA PISO I  
Comerciales

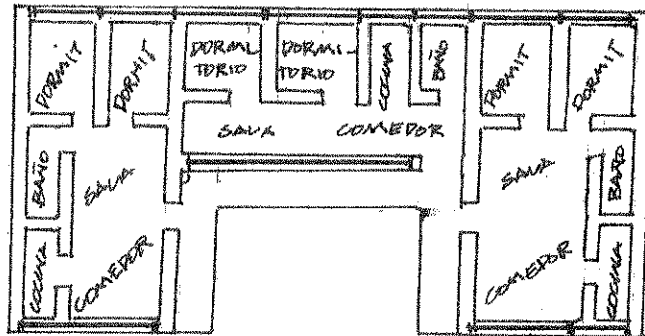
En el piso II se construirán 6 oficinas públicas. Los ventanales tienen sillares de 60 cm.



PLANTA PISO II  
Oficinas Públicas

En el piso III se construirán 3 apartamentos cuyas separaciones son de block vacío de 20 cm, de ancho y los ambientes están limitados por paredes de ladrillo 9.5 cm.

Los ventanales tienen sillares de 60 cm. Cada baño posee ventilación e iluminación a 1.8 m, del nivel de piso.



PLANTA DEL PISO III

### Apartamentos

## 1.2 Dimensiones

Todas las longitudes se tomarán a luces libres, por lo tanto:

1.2.1 La longitud de las vigas se medirán a rostros interiores de columnas.

1.2.2 Las longitudes de las columnas se toman de rostros interiores de vigas a nivel de entrepiso, y de rostro interior de vigas a pie de zapatas.

## 2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 2.1 Vigas

Los criterios que se consideraron son:

2.1.1 En el capítulo II, sección 2.1.1.2 se sugiere, según el IMCYC/ACI, un  $h_{min}$ , para las condiciones inherentes a las vigas del ejemplo, un rango comprendido entre 1/10 y 1/15. Todas las longitudes de vigas son de 8 m.  $h_1 = 1/10 = 800/10 = 80$  cm. y  $h_2 = 1/15 = 800/15 = 53$  cm.

2.1.2 Si se considera no chequear deflexiones, tomando los valores sugeridos por la tabla 2.1.1., del capítulo II se tiene:  $h_1 = 1/18.5 = 800/18.5 = 43$  cm y  $h_2 = 1/21 = 800/21$ .

2.1.3 En la sección 2.1.1.2., capítulo II, se incluye una tabla que, considerando distintos diámetros de refuerzo específica un  $h_{mín}$ . Suponiendo un refuerzo con varilla #8 y chequeando para un concreto de  $300 \text{ Kg/cm}^2$  (el más próximo usado en el ejemplo),  $h_{mín}$  es de 50 cm.

### Comparación de Resultados

Criterios	$h_1$ (cm)	$h_2$ (cm)	Promedio
IMCYC/ACI	80	53	66.5
ACI TABLA 2.1.1	43	38	40.5
ACI TABLA 2.1.1.2	50	50	50.0
		Promedio	52.33

El promedio de los tres resultados obtenidos en las diferentes alternativas es de 52.33 cm.  $\approx$  50 cm, cercano al valor de la tercera, se puede decir que éste debería aumentarse un poco, debido a que la tabla da  $h$  para un valor  $f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$  y se está trabajando con  $f'c = 281 \text{ Kg/cm}^2$ , pero para el presente propósito sería factible tomarlo como  $h = 50$  cm.

Por otra parte, los valores obtenidos en la primera alternativa, muestran un rango obtenido de experiencias, ésta define un promedio de 66.5 cm, que es bastante mayor al de 50 cm. que dan las tablas 2.1.1 y 2.1.1.2. Se observa que  $h = 50$  cm, es un valor intermedio entre los diferentes obtenidos y siendo que lo que se busca es un predimensionamiento es un punto de partida, se considera éste un buen valor de inicio.

Cuando se ha determinado el valor de  $h$  se procede a fijar un valor de  $b$ , tomando en consideración que el valor de la relación de  $b/h$ , tiene que estar entre 0.25 y 0.50

Tomando  $b/h = 1/2$   $b = 25$  cm.

## 2.2 Columnas

Los criterios que se consideraron son:

2.2.1 La misma tabla utilizada para el predimensionamiento de vigas (tabla 2.1.1, capítulo II), puede ser utilizada para las columnas. Si se toma un recubrimiento igual a 5 cm,  $f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$ , refuerzo #8 con varillas de grado 42, el  $h_{mín}$  es de 50 cm.

Se considera una columna cuadrada de 50 cm x 50 cm ya que todas las luces poseen la misma longitud.

2.2.2 En el capítulo II se presenta otra alternativa considerando columnas más rígidas que las vigas. Este criterio estipula que para tableros mayores de 3 m x 3.5 m, se puede considerar que  $h_{min}$  debe estar comprendido entre 1/10 y 1/15. Se consideran las dos longitudes de columnas.

$l = 4 \text{ m}$	$l = 3 \text{ m}$
$1/10 = 40 \text{ cm}$	$1/10 = 30 \text{ cm}$
$1/15 = 27 \text{ cm}$	$1/15 = 20 \text{ cm}$

Se toma  $h = 40 \text{ cm}$ , considerando las luces que son de 8 m, por lo cual se deduce que se necesita un área mayor que la que darían los otros valores. Además el valor de  $h = 40 \text{ cm}$  se encuentra muy cercano al máximo encontrado ( $h = 50 \text{ cm}$ ).

## 2.3 Losas

todas las losas a considerar poseen cuatro apoyos y la relación lado a lado es igual a 1, por lo tanto, es necesario reforzar en ambos sentidos.

### 2.3.1 Espesor

Anteriormente el código ACI sugería un espesor mínimo con la siguiente ecuación:

$$t_{min} = \text{Perímetro Mayor}/180$$

$$t_{min} = 3200 \text{ cm}/180 = 17.68 \approx 18 \text{ cm.}$$

Actualmente el mismo código contempla una serie de ecuaciones que consideran la rigidez a la flexión (véase capítulo II, inciso 2.3.1.2 en este trabajo).

Se deben tomar en este caso las dimensiones obtenidas en el predimensionamiento de las vigas, donde se requieran.

Según lo anterior:

$$h = \frac{I_n (800 + 0.071 f_y)}{3600 + 5000 * \beta * [\alpha_m - 0.5 (1 - \beta_y) (1 + \frac{1}{\beta})]} \quad (\text{Ec. 1})$$



$$l_n = 8 \text{ m}$$

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

$\alpha$  = rigidez a la flexión de una viga dividido la rigidez a la flexión de un ancho de losa.

$$B = 1$$

$$B_e = 8/32 = 0.25$$

Nota: Para el cálculo de B y  $B_e$ , véase definiciones en el capítulo II.

$$\alpha = \frac{E_c * I_{vigas} / l}{E_c * I_{columnas} * l} = \frac{1/12 * 25 * 50^3 / 800}{h^3 / 12 * 800} = \frac{4.88}{h^3}$$

Sustituyendo  $\alpha = 4.88/h^3$ :

$$h = \frac{800 * (800 + 0.071 * 4200)}{36000 + 5000 * 1 \left[ \frac{4.88}{h^3} - 0.5(1 - 0.25)(1 + 1) \right]} = 24 \text{ cm}$$

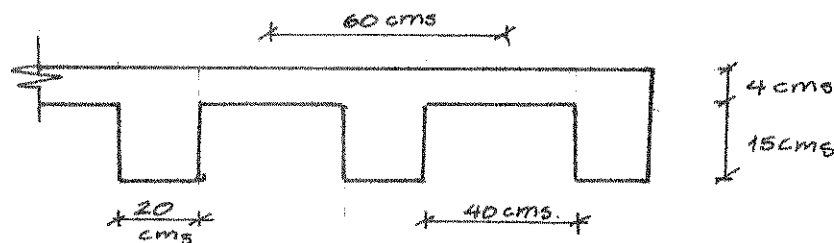
Se tiene también que:

$$h \leq \frac{800(800 + 0.071842400)}{36000 + 5000(1)(1 + 0.25)} = 21 \text{ cm} \quad (\text{Ec. 2.10})$$
$$h \leq \frac{800(800 + 0.07184200)}{36000} = 24 \text{ cm}$$

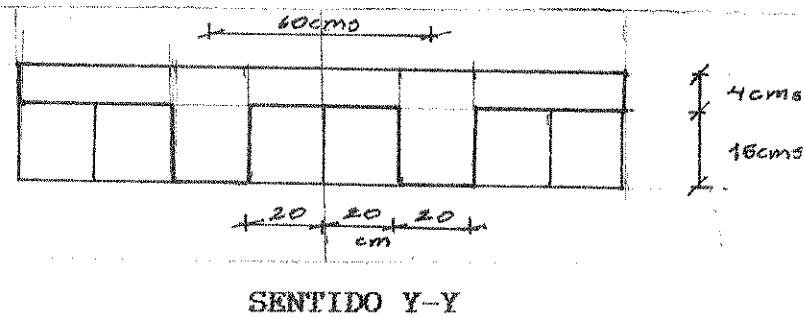
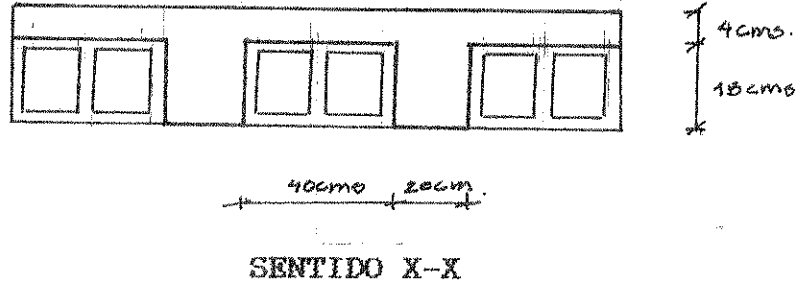
Se toma  $h = 21 \text{ cm}$ , ya que esta condición restringe a la otra.

Los dos criterios evaluados dan  $h = 21 \text{ cm}$  y  $h = 18 \text{ cm}$ . Se puede tomar un valor comprendido entre ambos, inclusive alguno de los dos. Se tomará  $h = 19 \text{ cm}$  debido a las medidas comerciales del tipo de relleno a utilizar.

### 2.3.2 Dimensiones de la losa



De las recomendaciones ACI (Capítulo II de este trabajo),  $B \leq 1/12 = 800/12 = 67 \text{ cm}$ , se tomará  $B = 60 \text{ cm}$ .  
 $b = 60 - 40 = 20 \text{ cm}$



### 2.3.3 Cálculo del peso del techo y entrepisos

No. de nervios:

$$\text{Sentido X-X: } n = \frac{\text{long } x-x}{\text{ancho viga } x-x} - 1 = \frac{32}{0.6} - 1 = 52$$

$$\text{Sentido Y-Y: } n = \frac{\text{long } y-y}{\text{ancho viga } y-y} - 1 = \frac{16}{0.6} - 1 = 25$$

Peso de nervios:

Sentido X-X:

$$W_o * \text{long} * b * h * n = 2400 * 0.15 * 0.2 * 26 * (16 + 10) = 48,672 \text{ Kg.}$$

Sentido Y-Y:

$$W_o * \text{long} * b * h * n = 2400 * 0.15 * 15 * 0.2 * 13 * (32 + 20) = 48,672 \text{ Kg.}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Peso de relleno} &= \text{peso de relleno por m}^2 * \text{área de relleno} \\
 &= 90 \text{ Kg./m}^2 * 0.4 * 0.4 * (52 * 26 - 13 * 26) + 0.4 * 2 * 90 * 40 \\
 &= 17,481.6 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

A esto se debe restar el peso de las intersecciones, porque se incluyeron en el peso de las nervaduras en X y Y.

$$\begin{aligned}
 \text{Peso de intersecciones} &= W_c * b * h * n. \text{ de intersecciones} \\
 &= 2400 * 15 * 2^2 * (52 * 26 - 26 * 13) \\
 &= 14,601.6 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Peso de la losa} &= W_c * t * \text{Área de losa} \\
 &= 2400 * 0.04 * 16 * 32 = 49,152 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

### Peso total de entrepiso

Peso de nervios en X	48,672 Kg.
Peso de nervios en Y	48,672 Kg.
Peso del relleno	17,482 Kg.
Peso de la losa	<u>49,152 Kg.</u>
Sub-total	163,978 Kg.
Peso de intersecciones	<u>14,602 Kg.</u>
<b>TOTAL</b>	<b>149,376 Kg.</b>

$$\text{Peso de losa por m}^2 = 149,376 \text{ Kg.} / (16 * 32 - 12 * 6) = 339.5 \text{ Kg./m}^2$$

## 3. ESTIMACIÓN E INTEGRACIÓN DE CARGAS

### 3.1 Estimación de Cargas

#### 3.1.1 Cargas Verticales

##### Cargas Muertas:

Peso del piso (granito)	=	120 Kg./m <sup>2</sup> (tabla 3.4)
Peso de tabiques	=	100 Kg./m <sup>2</sup> (tabla 3.3)
Peso de acabados	=	25 Kg./m <sup>2</sup> (tabla 3.4)
Peso de relleno	=	90 Kg./m <sup>2</sup> (tabla 3.4)

##### Sobrecargas:

Oficinas públicas	=	300 kg./m <sup>2</sup> (tabla 3.2)
Apartamentos	=	150 Kg./m <sup>2</sup> (tabla 3.2)
Azotea (techo)	=	100 Kg./m <sup>2</sup> (tabla 3.2)

##### Cargas Vivas:

Techo	=	100 Kg./m <sup>2</sup> (tabla 3.8)
Oficinas públicas	=	250 Kg./m <sup>2</sup> (tabla 3.8)
Apartamentos	=	200 Kg./m <sup>2</sup> (tabla 3.8)

**Nota:** Para voladizos accesibles (el caso de la estructura que se está diseñando), se considera una sobrecarga funcional igual a la del uso al que se está destinado más 220 Kg./m actuando en los bordes. (Véase tesis "Comparación y Análisis de Cargas en Edificios cap. 3 sec. 3.1.1.3). También se utiliza las mismas cargas, consideradas según su uso como cargas vivas y muertas.

### 3.2 Integración de Cargas

Para el techo:

Peso de losa	=	339.50 Kg/m <sup>2</sup>
Peso de acabados	=	25 Kg/m <sup>2</sup>
Peso de sobrecarga	=	100 Kg/m <sup>2</sup>
TOTAL (CARGA MUERTA)	=	464.50 Kg/m <sup>2</sup>
CARGA VIVA	=	100 Kg/m <sup>2</sup>

Para los entrepisos:

Peso de losa	=	339.50 Kg/m <sup>2</sup>
Peso de acabados	=	25 Kg/m <sup>2</sup>
Peso de sobrecarga	=	150 Kg/m <sup>2</sup>
Peso de tabiques	=	100 Kg/m <sup>2</sup>
Peso de pisos	=	100 Kg/m <sup>2</sup>
TOTAL (CARGA MUERTA)	=	714.50 Kg/m <sup>2</sup>
CARGA VIVA	=	250 Kg/m <sup>2</sup>

Oficinas públicas:

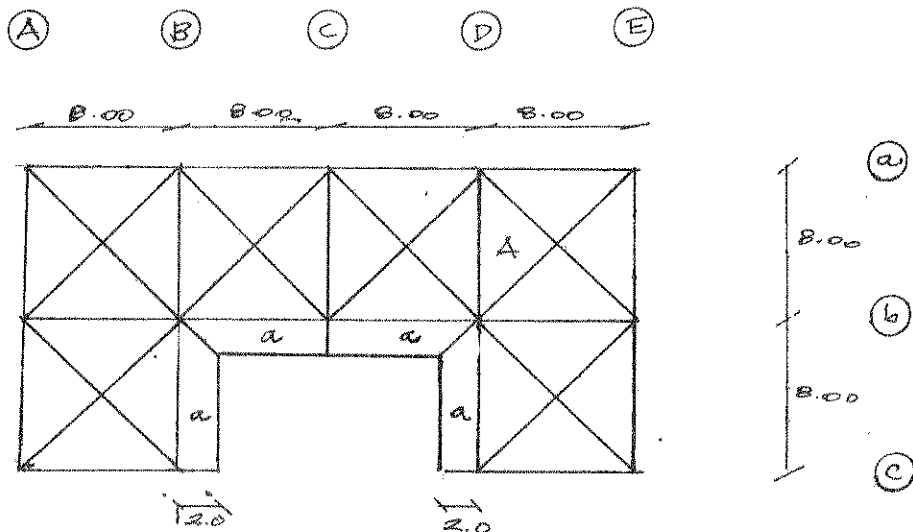
Peso de losa	=	339.50 Kg/m <sup>2</sup>
Peso de acabados	=	25 Kg/m <sup>2</sup>
Peso de sobrecarga	=	300 Kg/m <sup>2</sup>
Peso de tabiques	=	100 Kg/m <sup>2</sup>
Peso de pisos	=	100 Kg/m <sup>2</sup>
TOTAL (CARGA MUERTA)	=	864.50 Kg/m <sup>2</sup>
CARGA VIVA	=	250 Kg/m <sup>2</sup>

#### 3.2.1 Cálculo de cargas verticales por marco (Método de área tributaria)

Fórmulas:

$$W_{em} = A_e \cdot CN / luz + pp$$

$$W_{ev} = A_e \cdot CV / luz$$



$$A_r = 8 \cdot 8 / 4 = 16 \text{ m}^2$$

$$A = 6 \cdot 2 + 1 \cdot 2 \cdot 2 / 2 = 14 \text{ m}^2$$

Marco a:

Para éste, las áreas de todas las vigas son iguales, por lo tanto:

NIVEL	ÁREA (m <sup>2</sup> )	LUZ (m)	CM (Kg/m <sup>2</sup> )	CV (Kg/m <sup>2</sup> )	W <sub>cm</sub> (Ton/m)	W <sub>cv</sub> (Ton/m)
III	16	8	564.5	100	1.43	0.20
II	16	8	714.5	200	1.50	0.40
I	16	8	864.5	250	1.83	0.50

Marco b:

NIVEL	VIGA	ÁREA (m <sup>2</sup> )	LUZ (m)	CM (Kg/m <sup>2</sup> )	CV (Kg/m <sup>2</sup> )	W <sub>cm</sub> (Ton/m)	W <sub>cv</sub> (Ton/m)
III	A-B	32	8	564.5	100	2.56	0.40
III	B-C	20	8	564.5	100	1.71	0.25
III	C-D	20	8	564.5	100	1.71	0.25
III	D-E	32	8	564.5	100	2.56	0.40
II	A-B	33	8	714.5	200	3.16	0.80
II	B-C	20	8	714.5	200	2.09	0.50
II	C-D	20	8	714.5	200	2.09	0.50
II	D-E	32	8	714.5	200	3.16	0.80
I	A-B	32	8	864.5	250	3.76	1.0
I	B-C	20	8	864.5	250	2.46	1.63
I	C-D	20	8	864.5	250	2.46	0.63
I	D-E	30	8	864.5	250	3.76	1.0

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

Marco c y c':

NIVEL	VIGA	ÁREA (m <sup>2</sup> )	LUZ (m)	CM (Kg/m <sup>2</sup> )	CV (Kg/m <sup>2</sup> )	W <sub>cm</sub> (Ton/m)	W <sub>cv</sub> (Ton/m)
III	A-B	16	8	564.5	100	1.43	0.40
III	D-E	16	8	564.5	100	1.43	0.40
II	A-B	16	8	714.5	200	1.50	0.80
II	D-E	16	8	714.5	200	1.50	0.80
I	A-B	16	8	864.5	250	1.83	1.0
I	D-E	16	8	864.5	250	1.83	1.0

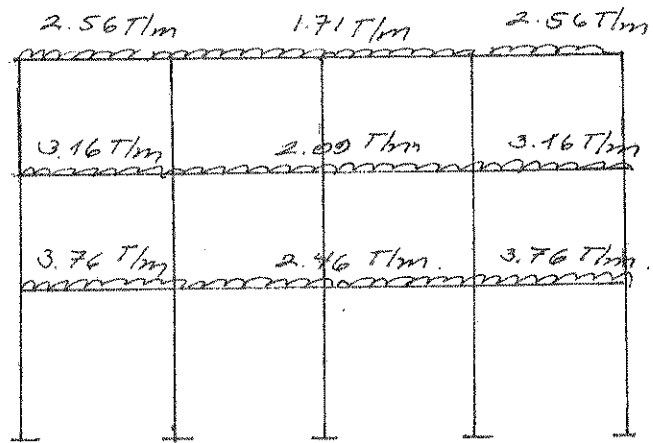
Marco A y B:

Estos poseen las mismas áreas tributarias.

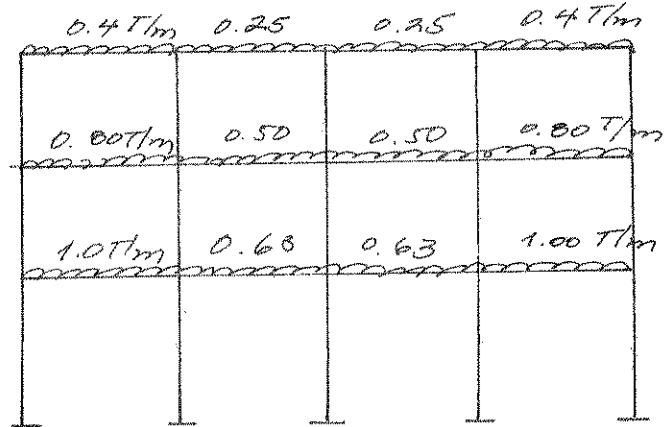
NIVEL	ÁREA (m <sup>2</sup> )	LUZ (m)	CM (Kg/m <sup>2</sup> )	CV (Kg/m <sup>2</sup> )	W <sub>cm</sub> (Ton/m)	W <sub>cv</sub> (Ton/m)
III	16	8	564.5	100	1.43	0.20
III	16	8	564.5	100	1.43	0.20
II	16	8	714.5	200	1.73	0.40
II	16	8	714.5	200	1.73	0.40
I	16	8	864.5	250	2.03	0.5
I	16	8	864.5	250	2.03	0.5

Marco B y D:

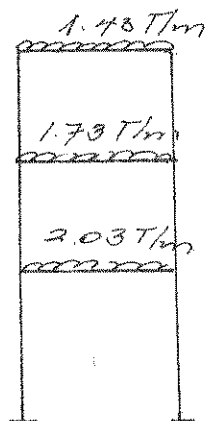
NIVEL	VIGA	ÁREA (m <sup>2</sup> )	LUZ (m)	CM (Kg/m <sup>2</sup> )	CV (Kg/m <sup>2</sup> )	W <sub>cm</sub> (Ton/m)	W <sub>cv</sub> (Ton/m)
III	a-b	32	8	564.5	100	2.26	0.40
III	d-c	30	8	564.5	100	2.12	0.38
II	a-b	32	8	714.5	200	2.86	0.80
II	b-c	30	8	714.5	200	2.68	0.76
I	a-b	32	8	864.5	250	3.46	1.0
I	b-c	30	8	864.5	250	3.24	0.94



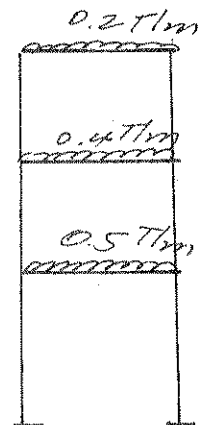
Carga Muerta  
Marco b



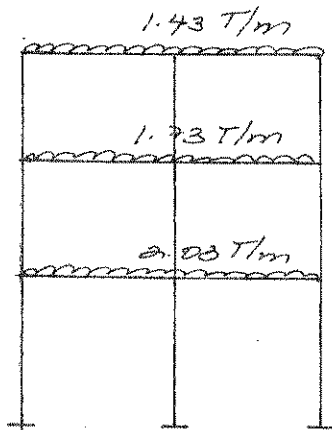
Carga Viva  
Marco b



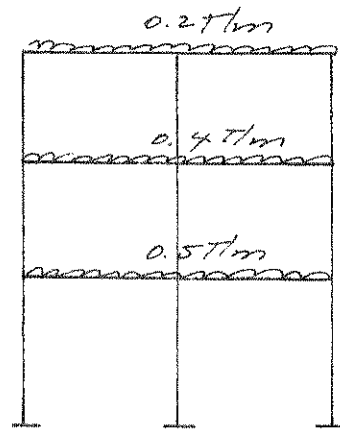
Carga Muerta  
Marco c y c'



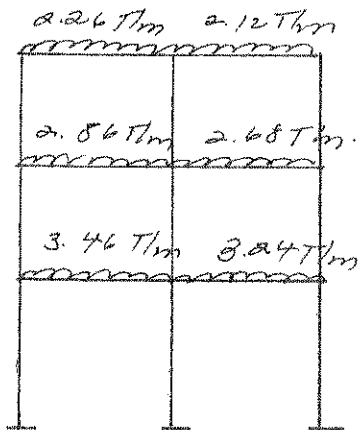
Carga Viva  
Marco c y c'



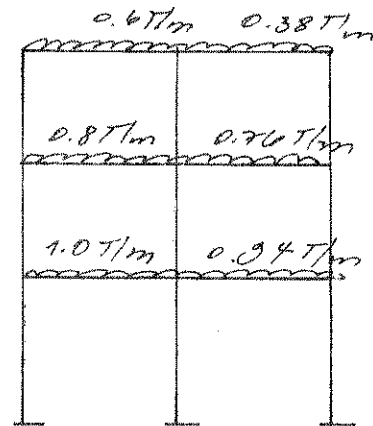
Carga Muerta  
Marcos A y B



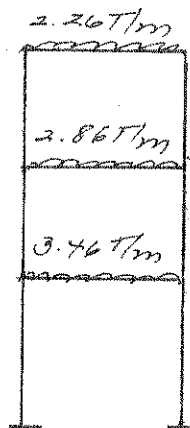
Carga Viva  
Marcos B y D



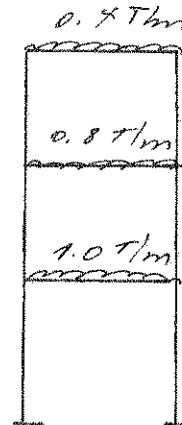
Carga Muerta  
Marcos B y D



Carga Viva  
Marcos B y D



Carga Muerta  
Marco C



Carga Viva  
Marco C



### 3.3 Estimación de Cargas Horizontales

#### 3.3.1 Peso Total de la Estructura:

NIVEL	ELEMENTO	DESCRIPCIÓN DEL PESO	W (Kg.)
III	Losa	Véase cálculo de losa y entrepiso	149,672
	Vigas	0.25 * 0.50 * 2400 * 19 * 8	45,600
	Columnas	0.40 * 0.40 * 2400 * 14 * 3	16,128
	1) Acabados		11,000
	2) Paredes		28,800
	3) Pisos		52,800
		Sub-total	304,000
II	Losa	Véase cálculo de losa y entrepiso	149,672
	Vigas	0.25 * 0.50 * 2400 * 19 * 8	45,600
	Columnas	0.40 * 0.40 * 2400 * 14 * 3	16,128
	4) Acabados		11,000
	5) Paredes		21,600
	6) Pisos		52,800
		Sub-total	296,800
I	Losa	Véase cálculo de losa y entrepiso	149,672
	Vigas	0.25 * 0.50 * 2400 * 19 * 8	45,600
	Columnas	0.40 * 0.40 * 2400 * 14 * 3	21,504
	7) Acabados		5,400
	8) Paredes		17,080
	9) Pisos		52,800
		Sub-total	292,066
TOTAL			992,866

#### Cálculos:

1. Área total \* 25 Kg/m<sup>2</sup> (tabla 3.4)  
 $(16*32-12*6)*25 = 11,000 \text{ Kg.}$
2. Área de paredes \* 100 Kg/m<sup>2</sup> (tabla 3.3)\*  
 $72*4*100 = 28,800 \text{ Kg.}$
3. Área \* 120 Kg/m<sup>2</sup> (tabla 3.4)  
 $(16*32-12*6)*120 = 52,800 \text{ Kg.}$
4.  $(16*32-12*6)*25 = 11,000 \text{ Kg.}$
5.  $(7*3*8+10*0.60*8)*100 = 21,600 \text{ Kg.}^{\circ}$
6. Área \* 120 Kg/m<sup>2</sup> (tabla 3.4)  
 $(16*32-12*6)*120 = 52,800 \text{ Kg.}$

<sup>o</sup> El material de paredes es tabique.

7.  $(7*3*8+10*0.60*8)*25 = 5,400 \text{ Kg.}$
8.  $16*3*230+10*60.50*8)*100 = 17,090 \text{ Kg.}$
9. Área \* 120 Kg/m<sup>2</sup> (tabla 3.4)  
 $(16*32-12*6)*120 = 52,800 \text{ Kg.}$

**Notas:** Todos los tabiques son de 9.5 cm. de ancho.  
 El peso del block de 15 cm., repellido en ambas caras, es de 230 Kg/m<sup>2</sup>.

Al peso total por carga muerta se le suma un 25% de la carga viva considerada.

NIVEL	CV (Kg/m <sup>2</sup> )	Carga= Ar * CV * 0.25
I	250	$(16*32-12*6) * 250 * 0.25 = 27,500 \text{ Kg.}$
II	250	$(16*32-12*6) * 200 * 0.25 = 22,000 \text{ Kg.}$
III	250	$(16*32-12*6) * 100 * 0.25 = 11,000 \text{ Kg.}$
TOTAL		60,500 Kg.

Peso Total= 992,866 + 60,500 = 1,053,366 Kg.  
 = 1,053 Ton.

### 3.3.2 Corte Basal

Para efecto de un análisis preliminar por sismo, se puede tomar para el corte basal un 10 % del peso total de la estructura.

$V = 0.10 * \text{Peso Total} = 0.10 * 1,053 = 105.3 \text{ Ton.}$

### 3.3.3 Fuerzas por Piso

Las fuerzas por piso se calculan a partir de la ecuación:

$$F_i = \frac{(V - F_T) * W_i * h_i}{\sum W_j * h_j}$$

Donde:

$F_T = 0.07 * t * V$

t= periodo natural de la estructura=

hn= altura total del edificio.

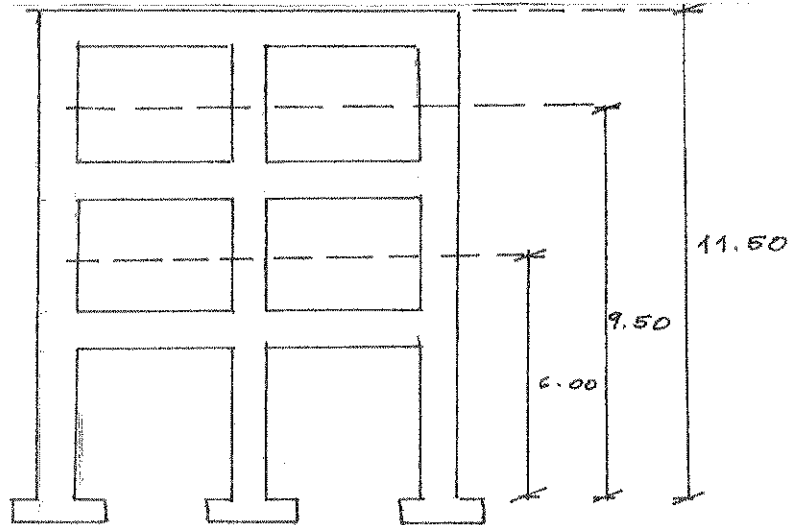
$$\frac{0.05 \cdot h_n}{\sqrt{D}}$$

D= lado paralelo a la sección del sismo.

D<sub>x</sub>= 16.75 m.

D<sub>y</sub>= 33.25 m.

V= 105.3 Ton.



$$t_x = \frac{0.05 \cdot 11.50}{\sqrt{16.75}} = 0.14$$

$$t_y = \frac{0.05 \cdot 11.50}{\sqrt{33.25}} = 0.10$$

En ambos casos,  $t < 0.25 \Rightarrow Ft. 0$

Tabla de Fuerzas Por Piso

	V (Ton)	W <sub>1</sub> (Ton)	h <sub>1</sub> (m)	F <sub>1</sub> (Ton)
I	105.3	326.6	6	24.20
II	105.3	324.3	9.5	38.19
III	105.3	303.1	11.5	42.95

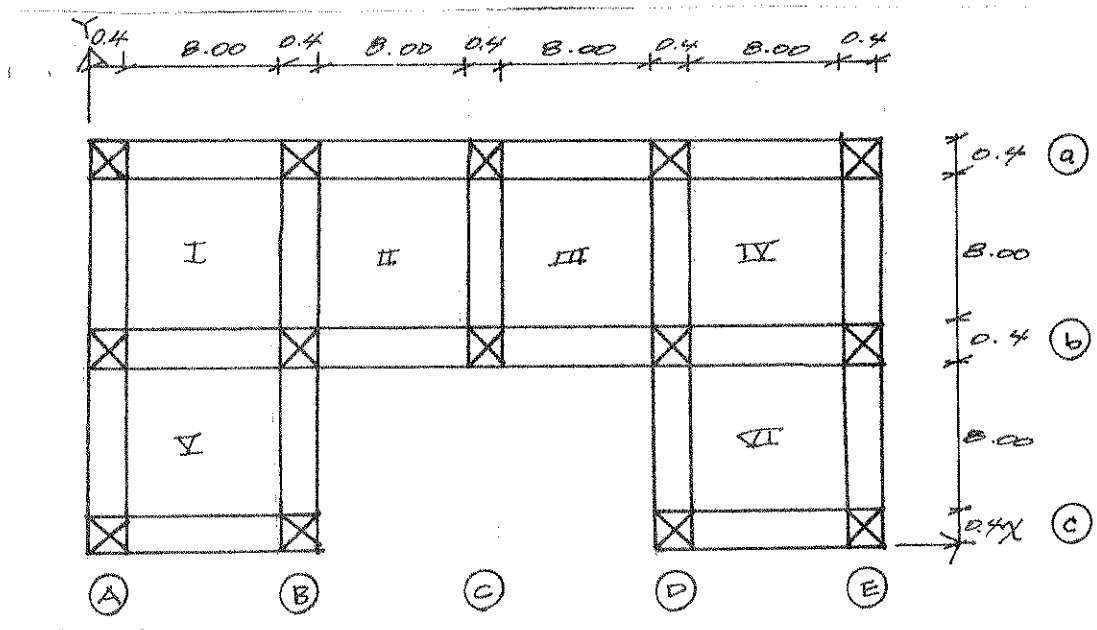
$$\Sigma w_1 \cdot h_1 = 326,000 \cdot 6 + 324,300 \cdot 9.5 + 303,066 \cdot 11.50 = 8,522 \text{ Ton.-m.}$$

### 3.3.4 Cálculo de Fuerzas por Marco

Las fuerzas  $F_1$ ,  $F_2$ , y  $F_3$  son iguales en ambos sentido debido a que  $F_t = 0$ .

El edificio que se está diseñando, posee antisimetría, por lo tanto, el cálculo de fuerzas por sismo incluye un análisis torsional.

#### 3.3.4.1 Centro Geométrico



$$CG_x = \text{longitud en } x/2 = 42.00/2 = 17.00 \text{ m.}$$

$$CG_y = \text{longitud en } y/2 = 17.20/2 = 8.60 \text{ m.}$$

#### 3.3.4.2 Centro de Masa

$$CM_x = CG_x = 17 \text{ m. en todos los niveles.}$$

CM<sub>y</sub>:

ELEMENTOS		W (Ton.)	Y (m.)	W * Y (Ton.-m.)
Vigas	a	5.76	17.00	97.92
	b	5.76	8.60	49.54
	c	2.88	0.20	0.58
Columnas	A-1	1.15	17.00	97.92
	A-2	1.15	8.60	49.54
	A-3	1.15	0.20	0.58
	B-1	1.15	17.00	97.92
	B-2	1.15	8.60	49.54
	B-3	1.15	0.20	0.58
	C-1	1.15	17.00	97.92
	C-2	1.15	8.60	49.54
	D-1	1.15	17.00	97.92
	D-2	1.15	8.60	49.54
	D-3	1.15	0.20	0.58
	E-1	1.15	17.00	97.92
	E-2	1.15	8.60	49.54
	E-3	1.15	0.20	0.58
	Losas	I	21.73	12.60
II		21.73	12.60	273.80
III		21.73	12.60	273.80
IV		21.73	12.60	273.80
V		21.73	4.20	91.27
VI		21.73	4.20	91.27
<b>TOTAL</b>		<b>160.00</b>		<b>1573.85</b>

$$CM_y = \frac{\sum Y \cdot W_i}{\sum W_i} = \frac{1573.85}{160.88} = 9.78m.$$

### 3.3.5 Análisis Torsional

Éste se lleva a cabo en cada nivel de la estructura. Por ser éste un tema estudiado en los cursos de la carrera de Ingeniería Civil, solo se muestra a continuación el análisis para el nivel 3 en el sentido X-X y se tabulan los resultados para los niveles 1 y 2. En el sentido Y-Y se tabulan los resultados de los tres niveles.

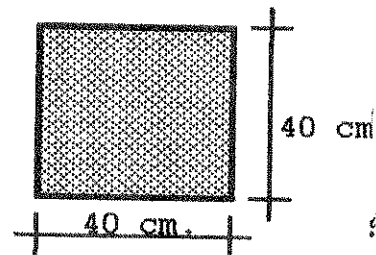
### 3.3.5.1 Centro de Rigidez en el Sentido X-X en el Nivel 3

EJE	K total (cm <sup>3</sup> )	DISTANCIA (m)	K * DISTANCIA
A	2,133.33	0.20	426.67
B	2,133.33	8.60	18,364.60
C	1,422.22	17.00	24,177.74
D	2,133.33	25.40	54,186.58
E	2,133.33	33.80	72,106.55
	9,995.54		169,244.14

Cálculos:

$K_{col} = I/lc * \text{número de col. en el eje.}$

Como las propiedades físicas del concreto son las mismas en todos los elementos del edificio y las secciones son constantes, es permisible utilizar la expresión anterior.



Sección de Columnas

Cálculo de la Excentricidad.

$$CR_x = \frac{\sum K*d}{\sum K} = 17$$

Éste coincide con el Centro de Masa y el Centro Geométrico en X, lo cual se esperaba por la simetría de la estructura en el mismo sentido, por lo tanto, no es necesario un análisis torsional.

### 3.3.5.2 Centro de Rigidez en el Sentido Y-Y del Nivel 3

EJE	K total (cm <sup>3</sup> )	DISTANCIA (m)	K * DISTANCIA
A	3,555.56	17.00	60,444.52
B	3,555.56	8.60	30,577.82
C	2,844.44	0.20	568.89
	9,995.56		91,591.23

Cálculo de la Excentricidad.

$$CR_y = \frac{\sum K \cdot d}{\sum K} = \frac{91,591.23}{9,955.56} = 9.20$$

$$E_y = CM_y - CR_y = 9.20 = 0.58 \text{ m.}$$

$$E_{ymin} = 0.05 * \text{Longitud en y} = 0.05 * 17.20 = 0.86 \text{ m.}$$

Se toma el  $E_{ymin}$ . por ser el valor mayor.

### 3.3.6 Distribución de Cargas en Marcos Proporcionalmente a la Torsión

Eje X-X Nivel 3:

En este caso no es necesario analizar por torsión, debido a que  $CM_x = CR_x$ , entonces, solo se aplica la siguiente fórmula:

$$F_m = F_p / \text{No. de marcos}$$

NIVEL	$F_p$ (Ton.)	No. de marcos	$F_m$ (Ton.)
I	24.20	5	4.84
II	38.19	5	7.64
III	42.95	5	8.59

Eje X-X Nivel 3:

EJE	$K_i$	$d_i$	$K * d_i$	$K * d_i^2$	$E_i$ (m)	$F'_m$	$F''_m$	$F_m$
a	355.56	-6.94	-24675.59	171248.57	-18.46	15.34	-2.42	15.34
b	355.56	1.46	5191.12	7579.03	87.72	15.34	0.42	15.76
c	2844.44	9.87	28046.18	276535.32	16.24	12.27	2.27	14.54
	9955.56			455362.92				

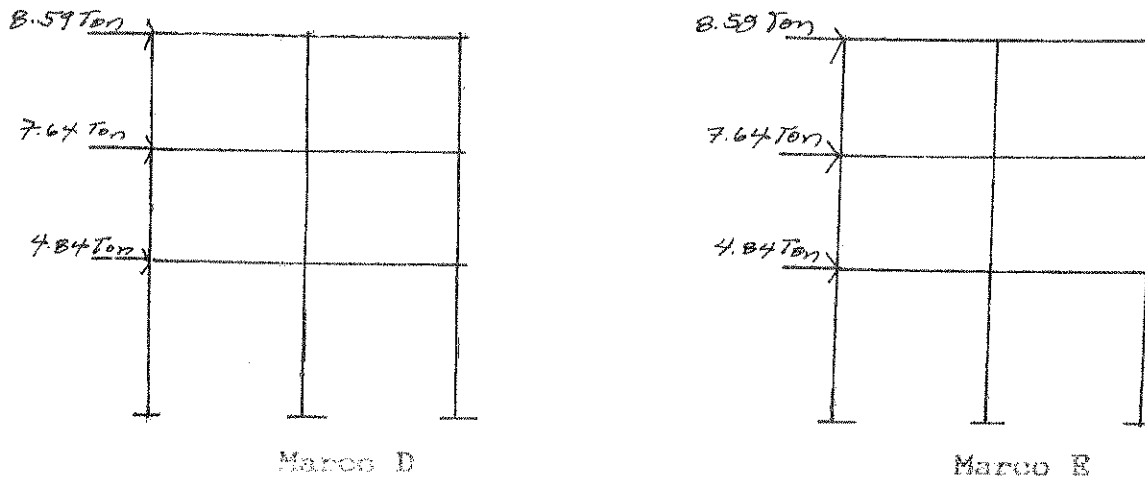
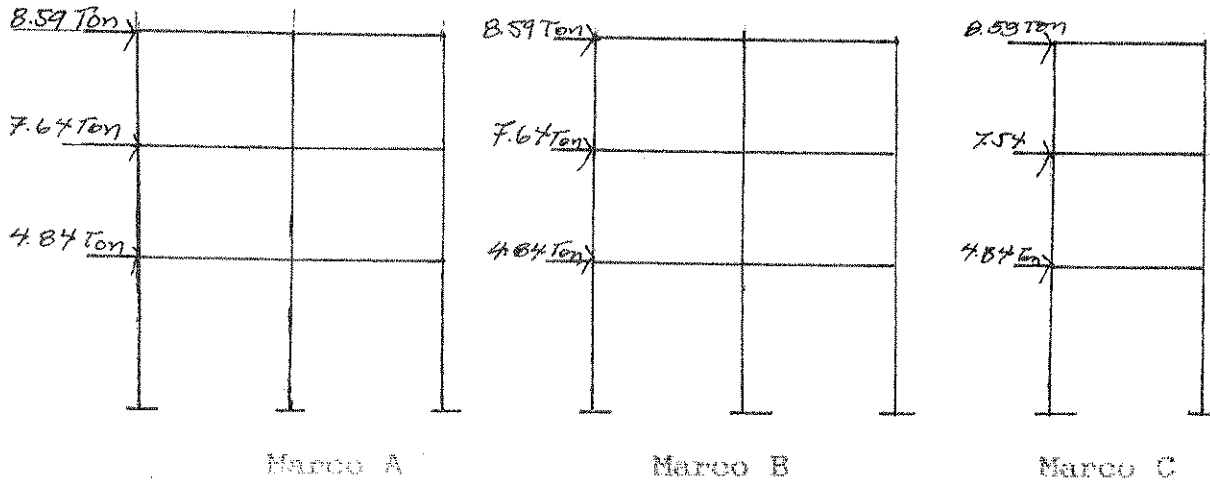
$$E_i = \frac{\sum K_i \cdot d_i^2}{\sum K_i} \text{ (m.)} \quad F_m = \frac{K_i \cdot F_p}{\sum K_i} \text{ (Ton.)}$$

$$F_m = \frac{a \cdot F_p}{E_i} \text{ (Ton.)} \quad F_m + F'_m \text{ (solo si } F_m > 0)$$

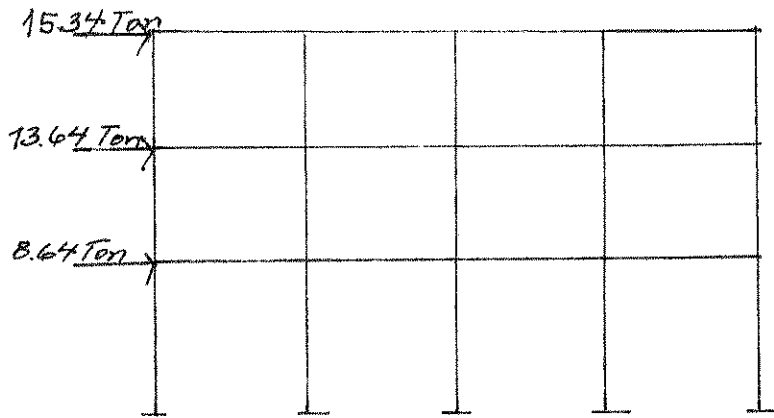
Tabla de Cargas por Marco

Eje	Nivel		I	II	III
X-X	A		4.84	7.64	8.56
	B		4.84	7.64	8.56
	C		4.84	7.64	8.56
	D		4.84	7.64	8.56
	E		4.84	7.64	8.56
Y-Y	a		8.64	18.84	18.84
	b		8.64	14.08	15.76
	c		8.91	12.86	14.84

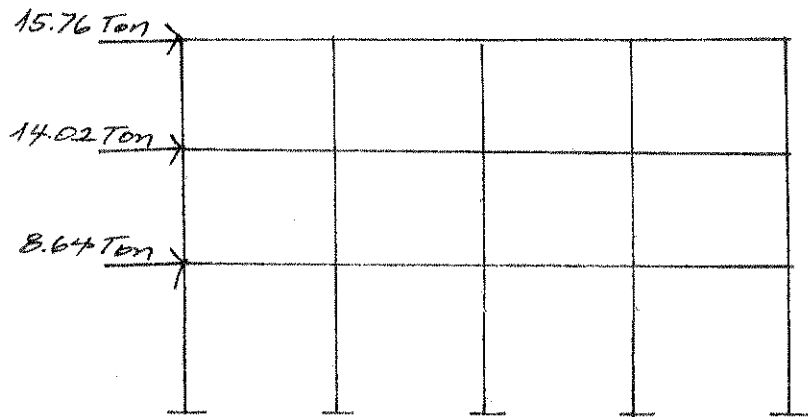
3.3.6 Presentación de Cargas Horizontales en Marcos



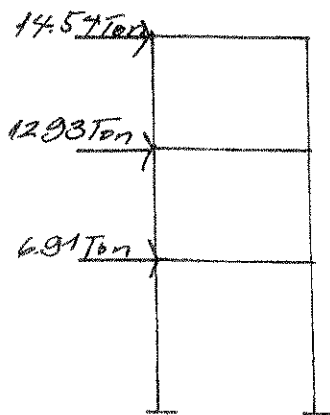




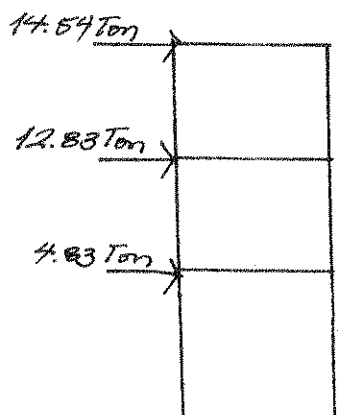
Marco a



Marco b



Marco c



Marco c'

#### 4. ANÁLISIS PRELIMINAR

Este es utilizado para dimensionar los miembros estructurales. Se siguen los siguientes criterios:

- Se analizan los marcos típicos de la estructura, precediéndose a la evaluación de las combinaciones de cargas y momentos, utilizando las críticas.
- A partir de las combinaciones críticas, se obtienen las secciones con algunos de los criterios o procedimientos descritos en el capítulo II.
- En el ejemplo, se toma como marcos típicos: A, B, C, a, b, c.

#### TABLA DE COMBINACIONES

A continuación se tabulan los resultados de las combinación se tabulan los resultados de las combinaciones obtenidas a partir de las cargas y momentos del análisis de los marcos típicos.

TABLA DE CARGAS AXIALES Y MOMENTOS CRÍTICOS EN VIGAS

MARCO	NIVEL	ELEMENTO No.			COMBINACIÓN 1		COMBINACIÓN 2		COMBINACIÓN 3	
		Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3	Carga Axial	Momento	Carga Axial	Momento	Carga Axial	Momento
A	I	10	4	4	3.45	21.52	0.85	33.31	1.91	28.20
	II	4	5	5	3.45	21.52	0.00	25.51	7.89	21.49
	III	6	6	6	5.57	14.02	13.30	16.44	12.28	13.80
B	I	4	4	4	5.97	37.89	1.04	45.56	0.65	35.58
	II	5	5	5	0.39	29.90	8.10	34.99	8.10	27.13
	III	6	6	6	9.85	24.43	16.50	24.24	14.10	18.16
C	I	4	4	4	5.90	33.71	1.05	59.62	0.78	51.43
	II	5	5	5	1.22	29.78	6.25	47.59	5.65	40.53
	III	6	6	6	8.99	29.18	12.75	28.55	10.62	24.66
a	I	4	4	4	5.00	5.00	5.68	32.37	6.66	27.43
	II	5	5	5	0.50	0.50	16.72	23.57	16.77	19.69
	III	6	6	6	4.89	4.89	22.52	14.67	21.79	12.22
b	I	4	4	4	6.35	6.35	3.13	46.10	5.00	36.39
	II	5	5	5	0.73	0.73	16.92	35.70	16.69	27.82
	III	6	6	6	10.40	10.40	27.15	23.38	25.19	18.68

TABLA DE CARGAS AXIALES Y MOMENTOS CRÍTICOS EN COLUMNA

MARCO	NIVEL	ELEMENTO No.			COMBINACIÓN 1		COMBINACIÓN 2		COMBINACIÓN 3	
		Comb. 1	Comb. 2	Comb. 3	Carga Axial	Momento	Carga Axial	Momento	Carga Axial	Momento
A	I	1	7	7	38.30	6.39	59.40	27.06	40.99	27.64
	II	2	8	8	22.57	9.94	35.69	18.17	24.69	18.56
	III	15	15	9	8.80	9.42	8.17	13.80	10.95	12.11
B	I	3	13	7	15.84	16.93	54.11	28.10	64.37	27.83
	II	2	14	8	38.50	17.57	30.91	20.87	38.16	18.91
	III	1	15	15	65.19	11.44	11.67	17.58	8.73	14.48
C	I	1	7	7	64.50	12.12	64.32	43.99	57.10	43.11
	II	8	8	8	44.35	17.93	42.82	34.40	33.03	26.75
	III	9	9	9	18.38	15.32	17.10	24.90	13.46	21.53
a	I	1	7	7	35.34	6.32	54.58	19.18	37.21	28.06
	II	2	8	8	20.28	9.25	31.30	17.27	21.60	17.52
	III	3	9	9	7.77	8.29	12.86	11.20	9.36	11.27
b	I	1	1	1	69.36	12.70	60.89	29.31	61.29	29.29
	II	2	8	8	40.71	19.01	35.00	21.69	36.63	20.09
	III	3	27	27	16.32	17.66	13.71	19.55	19.30	15.87

## 5. DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS

### 5.1 VIGAS

Para dimensionar vigas, se tienen algunas opciones: Se puede llevar a cabo por medio de un pre-diseño<sup>4</sup>, que consiste en tomar las secciones asumidas en el predimensionamiento y las cargas y momentos resultantes del análisis preliminar partiendo de dichas secciones; de esta manera se chequea si es necesario aumentar o disminuir las dimensiones. Otra alternativa si es necesario aumentar o disminuir las dimensiones. Otra alternativa consiste en utilizar valores tabulados como el del CRSI.

En el capítulo II de este trabajo se dedujo una ecuación (Ec.2.2), basada en la resistencia última (modelo plástico), de la cual se obtiene la sección de la viga, tomando en cuenta el porcentaje de acero permisible, el uso de dicha ecuación supone un prediseño. En el ejemplo se usa la ecuación 2.2.

<sup>4</sup> El pre-diseño puede dar secciones muy distintas a las supuestas en el predimensionamiento, por lo que aumentaría o disminuiría considerablemente la carga muerta de la edificación, cambiando drásticamente los momentos y cargas.

5.1.1 Descripción del procedimiento

A partir de la ecuación 2.2 se procede de la manera siguiente:

- a. Se establece una relación entre b y d. Se toma en el ejemplo  $b/d = 0.5$
- b. Se sustituye  $d = 2b$  en la ecuación, y se despeja, b, quedando:

$$b = \left( \frac{M_d}{4f_c \cdot w(1-0.59 \cdot w)} \right)^{1/3}$$

Donde:

$M_d$ = Momento mayor de las combinaciones.  
 $w$ = Índice de acero.

- c. Se evalúa el porcentaje de acero partiendo del  $\rho_{min}$  hasta  $\rho_{max} = 0.5 \rho_{bal}$ .
- d. A partir de c) se obtiene w (índice de refuerzo), por medio de la ecuación:

$$w = \frac{\rho \cdot f_y}{f_c}$$

$$\rho_{bal} = 0.0289$$

$$\rho_{min} = 14.1 / f_y$$

$$= 14.1 / 4200$$

$$= 0.00335$$

TABLA DE COMBINACIONES MÁXIMAS  
 (véanse tablas anteriores)

MARCO	NIVEL	ELEMENTO	MOMENTO
A	I	VIGA 4	33.31
	II	VIGA 5	25.51
	III	VIGA 6	16.44
B	I	VIGA 4	45.56
	II	VIGA 5	34.99
	III	VIGA 6	24.43
C	I	VIGA 4	59.65
	II	VIGA 5	47.59
	III	VIGA 6	28.55
a	I	VIGA 4	32.37
	II	VIGA 5	23.57
	III	VIGA 6	14.67
b	I	VIGA 4	46.10
	II	VIGA 5	35.70
	III	VIGA 6	23.38

En las siguientes tablas se resume el procedimiento descrito para el dimensionamiento de las vigas:

MARCO A

NIVEL	MOMENTO (kg/cm <sup>2</sup> )	PORCENTAJE DE ACERO	q	W	w(1-0.59W)	B (cm)	d(cm)
I	33.31 E+5	q <sub>min</sub>	.0033	.0494	.0480	40	80
		0.2q <sub>bal</sub>	.00578	.0866	.0822	35	70
		0.3q <sub>bal</sub>	.00867	.1300	.1200	30	60
		0.4q <sub>bal</sub>	.01156	.1730	.1550	25	50
		0.5q <sub>bal</sub>	.01445	.2160	.1840	25	50
II	47.59 E+5	q <sub>min</sub>	.0033	.0494	.0480	35	70
		0.2q <sub>bal</sub>	.00578	.0866	.0822	30	60
		0.3q <sub>bal</sub>	.00867	.1300	.1200	30	60
		0.4q <sub>bal</sub>	.01156	.1730	.1550	25	50
		0.5q <sub>bal</sub>	.01445	.2160	.1840	20	40
III	28.55 E+5	q <sub>min</sub>	.0033	.0494	.0480	30	60
		0.2q <sub>bal</sub>	.00578	.0866	.0822	25	50
		0.3q <sub>bal</sub>	.00867	.1300	.1200	20	40
		0.4q <sub>bal</sub>	.01156	.1730	.1550	20	40
		0.5q <sub>bal</sub>	.01445	.2160	.1840	20	40

MARCO B

NIVEL	MOMENTO (kg/cm <sup>2</sup> )	PORCENTAJE DE ACERO	q	W	w(1-0.59W)	B (cm)	d(cm)
I	45.56 E+5	q <sub>min</sub>	.0033	.0494	.0480	45	90
		0.2q <sub>bal</sub>	.00578	.0866	.0822	40	80
		0.3q <sub>bal</sub>	.00867	.1300	.1200	35	70
		0.4q <sub>bal</sub>	.01156	.1730	.1550	30	60
		0.5q <sub>bal</sub>	.01445	.2160	.1840	30	60
II	34.99 E+5	q <sub>min</sub>	.0033	.0494	.0480	40	80
		0.2q <sub>bal</sub>	.00578	.0866	.0822	35	70
		0.3q <sub>bal</sub>	.00867	.1300	.1200	30	60
		0.4q <sub>bal</sub>	.01156	.1730	.1550	30	60
		0.5q <sub>bal</sub>	.01445	.2160	.1840	25	50
III	24.43 E+5	q <sub>min</sub>	.0033	.0494	.0480	35	70
		0.2q <sub>bal</sub>	.00578	.0866	.0822	30	60
		0.3q <sub>bal</sub>	.00867	.1300	.1200	25	50
		0.4q <sub>bal</sub>	.01156	.1730	.1550	25	50
		0.5q <sub>bal</sub>	.01445	.2160	.1840	20	40

MARCO C

NIVEL	MOMENTO (kg/cm <sup>2</sup> )	PORCENTAJE DE ACERO	q	W	w(1-0.59W)	B (cm)	d(cm)
I	59.65 E+5	q <sub>min</sub>	.0033	.0494	.0480	50	100
		0.2q <sub>bal</sub>	.00578	.0866	.0822	45	80
		0.3q <sub>bal</sub>	.00867	.1300	.1200	35	70
		0.4q <sub>bal</sub>	.01156	.1730	.1550	30	60
		0.5q <sub>bal</sub>	.01445	.2160	.1840	30	60
II	47.59 E+5	q <sub>min</sub>	.0033	.0494	.0480	45	90
		0.2q <sub>bal</sub>	.00578	.0866	.0822	40	80
		0.3q <sub>bal</sub>	.00867	.1300	.1200	35	70
		0.4q <sub>bal</sub>	.01156	.1730	.1550	30	60
		0.5q <sub>bal</sub>	.01445	.2160	.1840	30	60
III	28.55 E+5	q <sub>min</sub>	.0033	.0494	.0480	40	80
		0.2q <sub>bal</sub>	.00578	.0866	.0822	45	80
		0.3q <sub>bal</sub>	.00867	.1300	.1200	30	60
		0.4q <sub>bal</sub>	.01156	.1730	.1550	30	60
		0.5q <sub>bal</sub>	.01445	.2160	.1840	25	50

MARCO a

NIVEL	MOMENTO (kg/cm <sup>2</sup> )	PORCENTAJE DE ACERO	q	W	w(1-0.59W)	B (cm)	d(cm)
I	32.57 E+5	q <sub>min</sub>	.0033	.0494	.0480	40	80
		0.2q <sub>bal</sub>	.00578	.0866	.0822	35	70
		0.3q <sub>bal</sub>	.00867	.1300	.1200	30	60
		0.4q <sub>bal</sub>	.01156	.1730	.1550	25	50
		0.5q <sub>bal</sub>	.01445	.2160	.1840	25	50
II	23.57 E+5	q <sub>min</sub>	.0033	.0494	.0480	35	70
		0.2q <sub>bal</sub>	.00578	.0866	.0822	30	60
		0.3q <sub>bal</sub>	.00867	.1300	.1200	25	50
		0.4q <sub>bal</sub>	.01156	.1730	.1550	25	50
		0.5q <sub>bal</sub>	.01445	.2160	.1840	20	40
III	14.67 E+5	q <sub>min</sub>	.0033	.0494	.0480	30	60
		0.2q <sub>bal</sub>	.00578	.0866	.0822	25	50
		0.3q <sub>bal</sub>	.00867	.1300	.1200	20	40
		0.4q <sub>bal</sub>	.01156	.1730	.1550	20	40
		0.5q <sub>bal</sub>	.01445	.2160	.1840	20	40

MARCO b

NIVEL	MOMENTO (kg/cm <sup>2</sup> )	PORCENTAJE DE ACERO	q	W	w(1-0.59W)	B (cm)	d(cm)
I	46.10 E+5	q <sub>min</sub>	.0033	.0494	.0480	45	90
		0.2q <sub>bal</sub>	.00578	.0866	.0822	40	80
		0.3q <sub>bal</sub>	.00867	.1300	.1200	35	70
		0.4q <sub>bal</sub>	.01156	.1730	.1550	30	60
		0.5q <sub>bal</sub>	.01445	.2160	.1840	30	60
II	35.70 E+5	q <sub>min</sub>	.0033	.0494	.0480	40	80
		0.2q <sub>bal</sub>	.00578	.0866	.0822	35	70
		0.3q <sub>bal</sub>	.00867	.1300	.1200	30	60
		0.4q <sub>bal</sub>	.01156	.1730	.1550	25	50
		0.5q <sub>bal</sub>	.01445	.2160	.1840	25	50
III	23.38 E+5	q <sub>min</sub>	.0033	.0494	.0480	35	70
		0.2q <sub>bal</sub>	.00578	.0866	.0822	30	60
		0.3q <sub>bal</sub>	.00867	.1300	.1200	30	60
		0.4q <sub>bal</sub>	.01156	.1730	.1550	25	50
		0.5q <sub>bal</sub>	.01445	.2160	.1840	20	40

Considerando que si se elige el parámetro del  $q_{min}$ , puede estarse desperdiciando concreto por la gran sección que aquél requiere, y si se utiliza  $q_{max}$ , puede darse la necesidad de reforzar la viga a compresión o aumentar la cantidad de refuerzo por corte por la pequeña sección utilizada, incurriendo en ambos casos en aumento de costos, se ha tomado en este trabajo el criterio de tomar el promedio de las medidas, localizado en  $0.3 q_{bal}$ , aunque esta elección siempre estará sometida al criterio de cada diseñador, basado en su experiencia.

Ya que generalmente, por criterios de estética, se utilizan secciones de vigas iguales en un mismo piso, un procedimiento alternativo es basarse en la Tabla de Combinaciones Máximas, seleccionando en cada piso el marco con mayor momento, y a partir de éste, proponer la sección para todas las vigas del mismo nivel.

TABLA DE SECCIONES OBTENIDAS

MARCO	NIVEL	b (cm)	d (cm)
A	I	30	60
	II	30	60
	III	20	40
B	I	35	70
	II	30	60
	III	25	50
C	I	35	70
	II	35	70
	III	30	60
a	I	30	60
	II	25	50
	III	20	40
b	I	35	70
	II	30	60
	III	30	60

## 5.2 COLUMNAS

Al igual que para dimensionar vigas, puede dimensionarse una columna basándose en un prediseño o en el uso de tablas y gráficas (algunas de estas alternativas se muestran en el capítulo II); si se quiere una manera práctica y rápida de hacerlo, se recomienda utilizar éstas. Este es el procedimiento a seguir en este ejemplo.

### 5.2.1 Procedimiento

- a. A partir del análisis estructural de los marcos típicos, se llevan a cabo las combinaciones de carga y momento recomendadas.
- b. Se toman las combinaciones críticas por marco y por nivel, a partir de éstas se determina la excentricidad de la columna.
- c. En la Tabla para Secciones de Columnas en el Apéndice, se localiza la excentricidad o el rango en el que ésta se encuentra.
- d. A partir del punto anterior, se busca en la misma tabla la carga más aproximada a la obtenida de las combinaciones si no se encontrara el valor exacto.



TABLAS DE RESULTADOS DE COLUMNAS

MARCO A

NIVEL	COMBINACIÓN	CARGA (Ton)	MOMENTO (Ton-m)	EXCENTRICIDAD (M)	SECCIÓN (cm. x cm.)	CARGA AXIAL
VI	1	38.30	6.39	0.17	25x25	41.36
	2	59.40	27.06	0.46	35x35	60.91
	3	40.99	27.64	0.67	35x35	41.00
II	1	22.57	9.94	0.44	35x35	25.00
	2	35.09	18.17	0.52	30x30	29.55
	3	24.69	12.11	0.49	30x30	29.55
III	1	8.80	16.93	1.92	35x35	35.91
	2	8.17	28.16	3.45	35x35	35.91
	3	10.95	27.83	2.54	35x35	35.91

MARCO B

NIVEL	COMBINACIÓN	CARGA (Ton)	MOMENTO (Ton-m)	EXCENTRICIDAD (M)	SECCIÓN (cm. x cm.)	CARGA AXIAL
I	1	15.84	16.93	1.10	35x35	35.91
	2	54.11	28.10	0.52	35x35	60.91
	3	64.37	27.83	0.43	35x35	66.92
II	1	38.50	17.57	0.46	35x35	40.45
	2	30.91	20.87	0.66	30x30	32.73
	3	38.16	18.91	0.50	30x30	40.45
III	1	65.19	11.44	0.18	30x30	68.20
	2	11.67	17.58	1.32	35x35	35.91
	3	8.73	14.48	1.66	35x35	35.91

MARCO C

NIVEL	COMBINACIÓN	CARGA (Ton)	MOMENTO (Ton-m)	EXCENTRICIDAD (M)	SECCIÓN (cm. x cm.)	CARGA AXIAL
I	1	64.50	12.12	0.19	30x30	68.20
	2	74.32	43.99	0.59	40x40	81.40
	3	57.10	43.11	0.75	45x45	61.89
II	1	44.35	17.93	0.40	35x45	50.00
	2	42.82	34.40	0.80	40x40	47.73
	3	33.05	26.75	0.81	35x35	37.73
III	1	18.38	15.32	0.83	35x35	35.91
	2	17.10	24.90	1.46	35x35	37.73
	3	13.46	21.53	1.60	35x35	37.73

MARCO a

NIVEL	COMBINACIÓN	CARGA (Ton)	MOMENTO (Ton-m)	EXCENTRICIDAD (M)	SECCIÓN (cm. x cm.)	CARGA AXIAL
I	1	35.34	6.32	0.18	25x25	37.73
	2	54.59	19.18	0.35	30x30	57.27
	3	37.21	28.06	0.75	35x35	37.73
II	1	20.28	9.25	0.46	25x25	23.18
	2	31.30	17.27	0.55	30x30	33.18
	3	21.60	17.52	0.34	25x25	23.18
III	1	7.77	8.29	0.81	30x30	27.27
	2	12.96	11.20	0.86	35x35	35.91
	3	9.36	11.27	1.20	35x35	35.91

MARCO b

NIVEL	COMBINACIÓN	CARGA (Ton)	MOMENTO (Ton-m)	EXCENTRICIDAD (M)	SECCIÓN (cm. x cm.)	CARGA AXIAL
I	1	69.36	12.70	0.18	30x30	74.10
	2	60.89	29.31	0.48	35x35	60.91
	3	61.29	29.29	0.48	40x40	61.35
II	1	40.71	19.01	0.47	30x30	41.36
	2	35.00	21.69	0.62	35x35	46.82
	3	36.63	20.09	0.55	35x35	40.46
III	1	16.32	17.66	1.08	35x35	35.91
	2	13.71	9.55	1.43	35x35	35.91
	3	10.30	15.87	1.83	35x35	35.91

5.2.2 Secciones mayores obtenidas:

NIVEL	SECCIÓN
I	45X45
II	40X40
III	35X35

5.3 SECCIONES DE VIGAS Y COLUMNAS:

NIVEL	VIGAS (cm x cm)	% ACERO	COLUMNAS (cm x cm)
I	40 X 80	.0867	45 X 45
II	35 X 70	.0867	40 X 40
III	30 X 60	.0867	35 X 35

Si se utiliza las secciones de columnas obtenidas en el dimensionamiento, se tiene que las vigas son más rígidas que las columnas, por lo que se debe incrementar las secciones de éstas hasta obtener rigideces mayores que en las vigas.

TABLAS DE SECCIONES FINALES

NIVEL	VIGAS (cm x cm)	RIGIDEZ (cm <sup>2</sup> )	COLUMNAS (cm x cm)	RIGIDEZ (cm <sup>2</sup> )
I	35 x 70	1321.90	60 x 60	2700
II	35 x 70	1250.52	50 x 50	1736
III	30 x 60	675.00	40 x 40	711

6. INTEGRACIÓN DE CARGAS

Se utiliza el mismo procedimiento del inciso 3.2 de este capítulo, teniendo el cuidado en la integración de la carga muerta de incluir el nuevo peso de los elementos.

Marco a:

Para éste, las áreas de todas las vigas son iguales, por lo tanto:

NIVEL	ÁREA (m <sup>2</sup> )	LUZ (m)	CM (Kg/m <sup>2</sup> )	CV (Kg/m <sup>2</sup> )	W <sub>cm</sub> (Ton/M)	W <sub>cv</sub> (Ton/m)
III	16	8	564.5	100	1.56	0.20
II	16	8	714.5	200	2.02	0.40
	16	8	864.5	250	2.32	0.50

Marco b:

NIVEL	VIGA	ÁREA (m <sup>2</sup> )	LUZ (m)	CM (Kg/m <sup>2</sup> )	CV (Kg/m <sup>2</sup> )	W <sub>cm</sub> (Ton/m)	W <sub>cv</sub> (Ton/m)
III	A-B	32	8	564.5	100	2.69	0.40
III	B-C	20	8	564.5	100	1.84	0.25
III	C-D	20	8	564.5	100	1.84	0.25
III	D-E	32	8	564.5	100	2.69	0.40
II	A-B	33	8	714.5	200	3.35	0.80
II	B-C	20	8	714.5	200	2.37	0.50
II	C-D	20	8	714.5	200	2.37	0.50
II	D-E	32	8	714.5	200	3.35	0.80
I	A-B	32	8	864.5	250	4.05	1.0
I	B-C	20	8	864.5	250	2.75	0.63
I	C-D	20	8	864.5	250	2.75	0.63
I	D-E	30	8	864.5	250	4.06	1.0

Marco c y c':

NIVEL	VIGA	ÁREA (m <sup>2</sup> )	LUZ (m)	CM (Kg/m <sup>2</sup> )	CV (Kg/m <sup>2</sup> )	W <sub>cm</sub> (Ton/m)	W <sub>cv</sub> (Ton/m)
III	A-B	16	8	564.5	100	1.56	0.40
III	D-E	16	8	564.5	100	1.56	0.40
II	A-B	16	8	714.5	200	2.02	0.80
II	D-E	16	8	714.5	200	2.02	0.80
I	A-B	16	8	864.5	250	3.32	1.0
I	D-E	16	8	864.5	250	2.32	1.0

Marco A y B:

Estos poseen las mismas áreas tributarias.

NIVEL	ÁREA (m <sup>2</sup> )	LUZ (m)	CM (Kg/m <sup>2</sup> )	CV (Kg/m <sup>2</sup> )	W <sub>cm</sub> (Ton/M)	W <sub>cv</sub> (Ton/m)
III	16	8	564.5	100	1.56	0.20
III	16	8	564.5	100	1.56	0.20
II	16	8	714.5	200	2.02	0.40
II	16	8	714.5	200	2.02	0.40
I	16	8	864.5	250	2.32	0.5
I	16	8	864.5	250	2.32	0.5

Marco B y D:

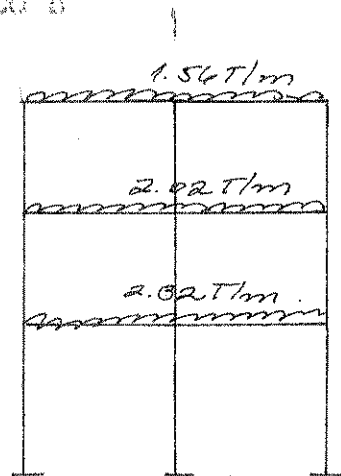
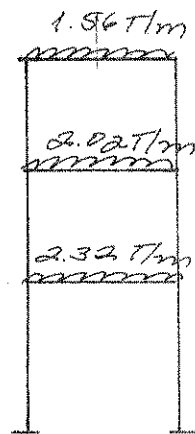
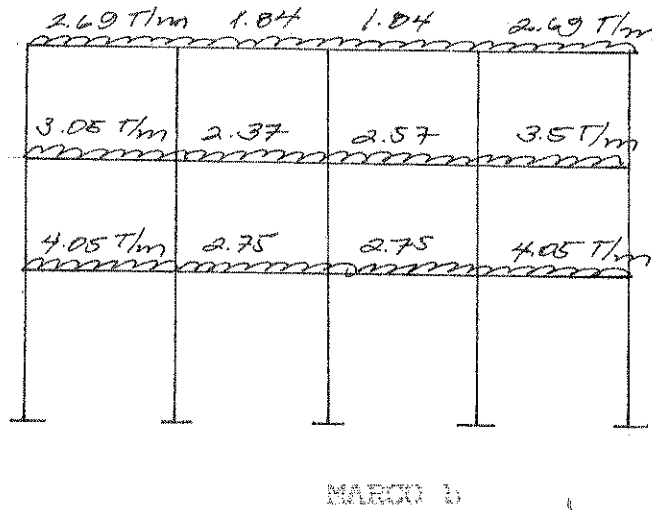
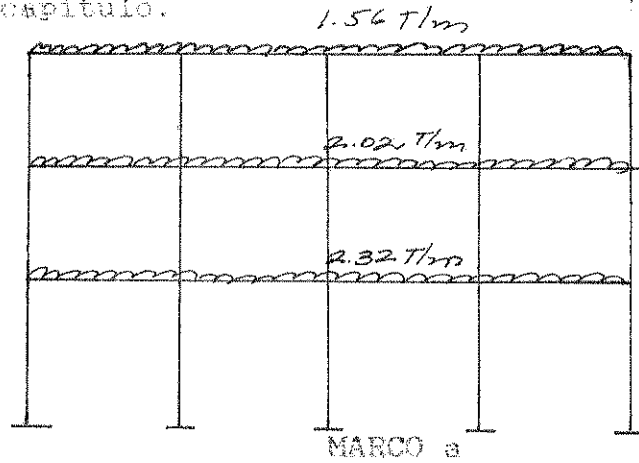
NIVEL	VIGA	ÁREA (m <sup>2</sup> )	LUZ (m)	CM (Kg/m <sup>2</sup> )	CV (Kg/m <sup>2</sup> )	W <sub>cm</sub> (Ton/m)	W <sub>cv</sub> (Ton/m)
III	a-b	32	8	564.5	100	2.69	0.40
III	d-c	30	8	564.5	100	2.55	0.38
II	a-b	32	8	714.5	200	3.45	0.80
II	b-c	30	8	714.5	200	3.27	0.76
I	a-b	32	8	864.5	250	4.05	1.0
I	b-c	30	8	864.5	250	3.83	1.94

Marco C:

NIVEL	VIGA	ÁREA (m <sup>2</sup> )	LUZ (m)	CM (Kg/m <sup>2</sup> )	CV (Kg/m <sup>2</sup> )	W <sub>cm</sub> (Ton/m)	W <sub>cv</sub> (Ton/m)
III	a-b	32	8	564.5	100	2.69	0.40
II	a-b	32	8	714.5	200	2.45	0.80
I	a-b	32	8	864.5	250	3.05	1.0

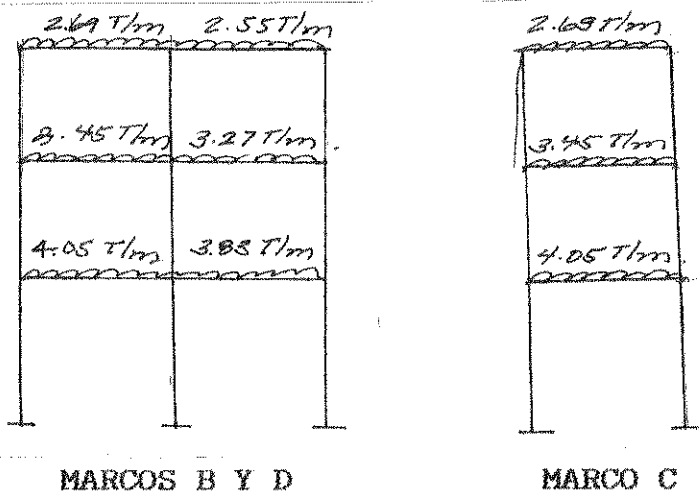
### 6.1 Presentación de Cargas en Marcos:

A continuación se muestran los marcos afectados por la carga muerta, los de la carga viva siguen siendo los mismos de la sección 3.3 de este capítulo.



MARCO c y c'

MARCOS A Y B



## 6.2 Estimación de Cargas Horizontales

### 6.2.1 Peso Total de la Estructura

Para calcularlo sólo es necesario calcular de nuevo el peso de las vigas y las columnas de acuerdo con las nuevas secciones, los demás pesos son idénticos a los de la sección 3.2.1 de este capítulo, por lo que solo se anota el dato final.

Peso total de la estructura = 1070.30 Ton.

Al peso total por carga muerta se le suma un 25% del peso de la carga viva considerada.

$$\begin{aligned} \text{Peso total} &= 1,070.30 + 60.05 \\ &= 1,130.35 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

### 6.2.2 Corte Basal

Se calculará por el método SEAOC.  $V = ZIKCSW$

Donde:

$Z = 1$  (Región Guatemala)

$I = 1.25$ , en realidad la estructura comprende tres tipos de uso diferentes, por lo que se consideró un promedio de los valores dados por las tablas.

$K = 0.67$ , porque es un sistema de bastidor

$C = 0.19$ , en ambos sentidos, lo cual es mayor que 0.12, por lo que se toma 0.12, que es el mayor admisible (este cálculo se describe en la sección 3.2.3.

S = Este depende del tipo de suelo a cimentar, además el método define un límite de  $C*S \leq 0.14$ , por lo que se tomará el valor de  $S = 1.20$ .

$$V = 11,130.35 * 1 * 1.25 * 0.67 * 0.14$$

$$= 132.53 \text{ Ton.}$$

### 6.2.3 Fuerzas por Piso

El procedimiento es el mismo del inciso 3.2.3, por lo que solo se tabulan los resultados:

NIVEL	W <sub>i</sub> (Ton)	h <sub>i</sub> (m)	F <sub>t</sub> (Ton)	F <sub>b</sub> (Ton)
I	396.54	6.00	0.00	33.44
II	349.65	9.50	0.00	46.69
III	324.06	11.50	0.00	52.39

### 6.2.4 Fuerzas por Marco

Las fuerzas en cada nivel son iguales en ambos sentidos. El procedimiento es el mismo del inciso 3.3.5, por lo que solo se tabulan los resultados.

TABLA DE CARGAS POR MARCO

EJES	MARCOS	NIVEL		
		I	II	III
X-X	A	6.69	9.34	10.48
	B	6.69	9.34	10.48
	C	6.69	9.34	10.48
	D	6.69	9.34	10.48
	E	6.69	9.34	10.48
Y-Y	a	11.94	16.68	18.71
	b	12.27	17.26	19.22
	c	11.32	16.50	17.74

## 7. ANÁLISIS FINAL Y DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

### 7.1 ANÁLISIS FINAL

Considerando la antisimetría de la estructura a diseñar, mostrada en la figura 7.a, así como la distribución de cargas, se considerará que los marcos A, B, C, a, b, y c, son los marcos típicos.



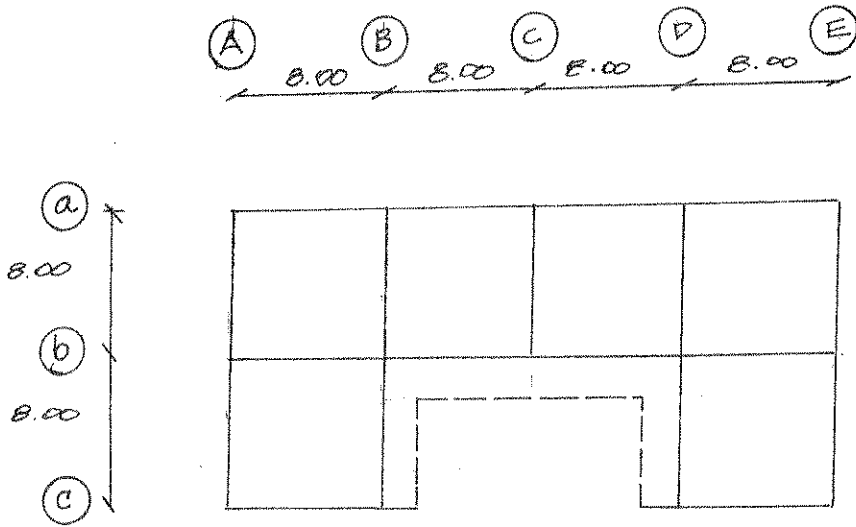


Figura 7.a

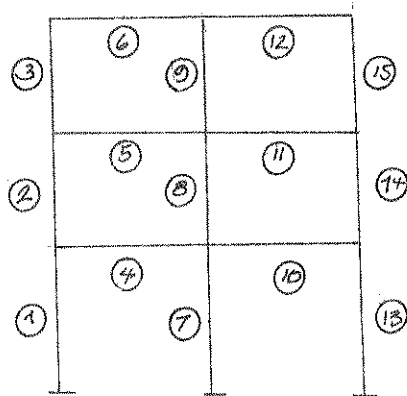


Figura 7.b

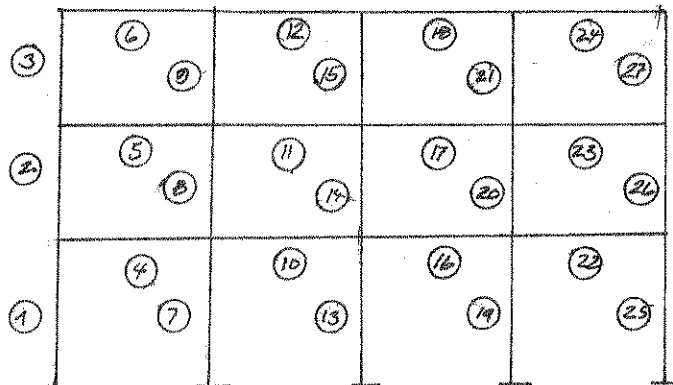


Figura 7.c

El objetivo principal de esta tesis es mostrar un procedimiento general; por lo que se diseñará solamente uno de cada elemento estructural (viga, y zapata), para este propósito se ha elegido el marco B. Se diseñará la viga No. 4 y la columna No. 7 con la zapata correspondiente a ésta.

## 7.2 DISEÑO DE VIGAS (VIGA No. 4, MARCO B)

Resultado de análisis:

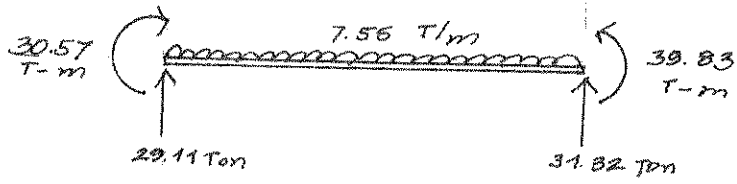
	Extremos	Carga Muerta	Carga Viva	Carga por Sismo
Momento (Ton·m)	A	5.33	13.54	-6.26
	B	-8.01	-16.83	-5.42
Corte (Ton)	A	5.08	12.94	1.45
	B	5.69	13.74	1.45

Combinaciones

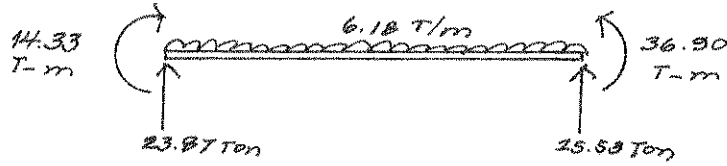
Se utilizarán las establecidas por el código ACI (cap. III).

Combinación	Extremos	Momento (Ton·m)	Corte (Ton)
V <sub>1</sub>	A	30.56	29.11
	B	-39.83	31.32
V <sub>2</sub>	A	14.33	23.87
	B	-36.90	25.53
V <sub>3</sub>	A	-4.15	6.65
	B	0.54	7.19
V <sub>4</sub>	A	31.52	19.80
	B	-22.43	21.46
V <sub>5</sub>	A	13.75	2.50
	B	0.56	3.05

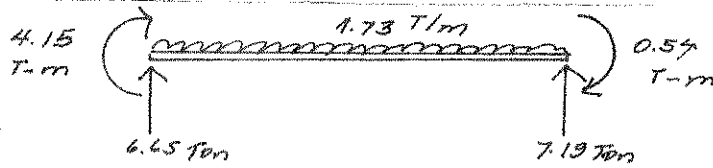
Luego de calcular las combinaciones de carga se procede a la elaboración de la envolvente de momentos; para lo cual es necesario deducir las ecuaciones de momentos a lo largo de la longitud de la viga, y se determinan las cargas totales distribuidas sobre ella.



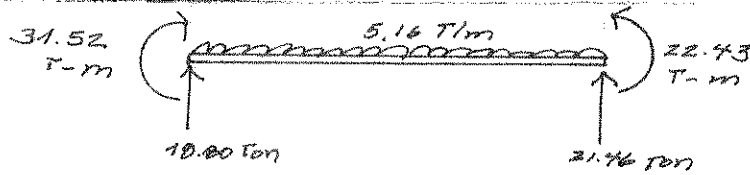
Combinación  $V_1$



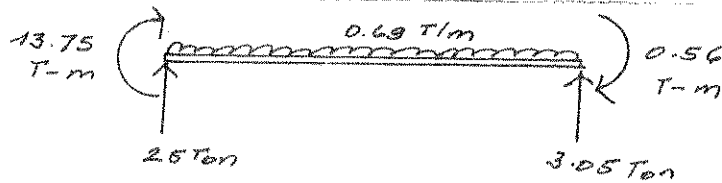
Combinación  $V_2$



Combinación  $V_3$



Combinación  $V_4$



Combinación  $V_5$

Ecuaciones de corte y momento:

$$V = R - Wx \quad (\text{Ec. 4.3})$$

$$M(x) = -M_1 + Rx - Wx^2/2 \quad (\text{Ec. 4.4})$$

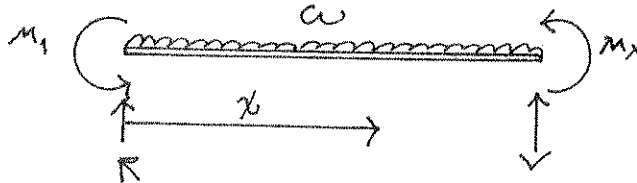


Figura 7.0.

Momentos:

$$V_1: M_{x1} = -30.57 + 29.11 X - 7.55x^2/2$$

$$V_2: M_{x2} = -14.33 + 23.87 X - 6.18 x^2/2$$

$$V_3: M_{x3} = -4.15 + 6.65 X - 1.73 x^2/2$$

$$V_4: M_{x4} = -31.52 + 19.80 X - 5.16 x^2/2$$

$$V_5: M_{x5} = -13.75 + 2.50 X - 0.69 x^2/2$$

Evaluando x cada metro

X	0	1	2	3	4	5	6	7	8
M <sub>x1</sub>	-30.57	-5.24	12.55	22.79	25.57	20.61	8.19	-37.30	-39.29
M <sub>x2</sub>	-14.33	6.45	21.05	8.03	8.61	7.48	4.61	1.35	-21.13
M <sub>x3</sub>	-4.15	1.64	5.69	8.03	8.61	7.48	4.61	-0.15	-6.31
M <sub>x4</sub>	-31.52	-14.30	-2.24	4.66	6.40	2.98	-5.60	-19.34	-38.24
M <sub>x5</sub>	-13.75	-11.51	-10.13	-9.36	-9.27	-9.82	-11.17	-13.16	-15.89

Evaluando el corte cada metro en V(x):

X	0	1	2	3	4	5	6	7	8
V <sub>x1</sub>	29.11	21.56	14.04	6.46	-1.09	-8.64	-16.19	-23.74	-31.32
V <sub>x2</sub>	23.87	17.69	11.51	5.33	-0.85	-7.03	-13.21	-19.31	-25.57
V <sub>x3</sub>	6.65	4.92	3.19	1.46	-0.27	-2.0	-3.73	-5.46	-7.19
V <sub>x4</sub>	19.80	14.64	9.48	4.34	-0.84	-6.0	-11.16	-16.32	-21.48
V <sub>x5</sub>	2.50	1.81	1.12	0.43	-0.26	0.95	-1.64	-2.33	-3.02

**Nota:** El corte es igual a cero cuando los valores de X son los siguientes:

X <sub>1</sub>	3.86 m
X <sub>2</sub>	3.86 m
X <sub>3</sub>	3.84 m
X <sub>4</sub>	3.84 m
X <sub>5</sub>	3.62 m

La envolvente de momentos se encuentra en la figura 7.e. Es importante mencionar que con el uso de computadora, el análisis se simplifica.

**Nota:** Se puede observar en la envolvente de momentos, que en este caso particular, no existe inversión de momentos, pero debe recordarse que en el diseño de elementos se debe tomar en cuenta siempre que exista.

Las dimensiones y propiedades de la viga son:

b = 35 cm.                      f<sub>c</sub>' = 281 Kg./cm<sup>2</sup>  
 h = 70 cm.                      F<sub>y</sub> = 4200 Kg./cm<sup>2</sup>  
 d = 66 cm.

Relación ancho/peralte = 35/66 = 0.53 > 0.3, que está de acuerdo con lo requerido por el ACI.

De la envolvente se tiene: (Apéndice).

M(-) = 31.52 Ton-m  
 M(-) = 39.21 Ton-m  
 M(+) = 31.77 Ton-m

Cálculo de los porcentajes de acero y áreas de acero máximos y mínimos (según ecuaciones 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4):

p<sub>min</sub> = 14.1/4200 = 0.00336  
 p<sub>máx</sub> = 0.5p<sub>bal</sub> = 0.5 \* 0.82 \* 281 (6115/6115 + 4200) = 0.01432  
 A<sub>Smin</sub> = 0.00336 \* 35 \* 66 = 7.66 cm<sup>2</sup>  
 A<sub>S máx</sub> = 0.01432 \* 35 \* 66 = 33.08 cm<sup>2</sup>

### 7.2.1 Cálculo del Acero Corrido

a) Cama superior  
 A<sub>Smin</sub> = 7.66 cm<sup>2</sup>  
 1/3 A<sub>S(-)</sub> = 1/3 \* 16.83 = 5.61 cm<sup>2</sup>  
 Se toma el mayor, entonces A<sub>S</sub> = 7.66 cm<sup>2</sup>.  
 Se propone 2 varillas No. 7 (7.74 cm<sup>2</sup>), que resisten un momento = 18,740.89 Kg-m.

- b) Cama Inferior  
 $1/3 AS(-) = 1/3 * 16.83 = 5.61 \text{ cm}^2$   
 $.5 As(+) = .5 * 13.42 = 6.71 \text{ cm}^2$   
 $AS_{min} = 7.66 \text{ cm}^2$

Se toma el mayor de los tres valores, entonces  $AS = 7.66 \text{ cm}^2$ .

Se propone 2 varillas No. 7 ( $7.74 \text{ cm}^2$ ), que resisten un momento = 18,740.89 Kg-m.

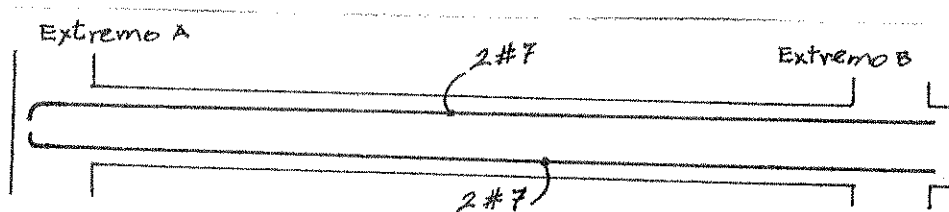


Figura 7.f

De todo lo anterior se tiene que:

- a) En la cama superior:

Momento total en el extremo A = 31,520 Kg-m  
 $As_{total}$  en el extremo A = 13.31  $\text{cm}^2$   
 $As_{corrido}$  en el extremo A = 7.74  $\text{cm}^2$   
 $As_{de\ bastones} = As_{total} - As_{corrido} = 13.31 - 7.74 = 5.57 \text{ cm}^2$

Esto indica que debe colocarse 2 bastones No. 6 ( $5.70 \text{ cm}^2$ ).

Momento total en el extremo B = 39,290 Kg-m  
 $As_{total}$  en el extremo B = 16.83  $\text{cm}^2$   
 $As_{corrido}$  en el extremo B = 7.74  $\text{cm}^2$   
 $As_{de\ bastones} = As_{total} - As_{corrido} = 16.83 - 7.74 = 9.09 \text{ cm}^2$

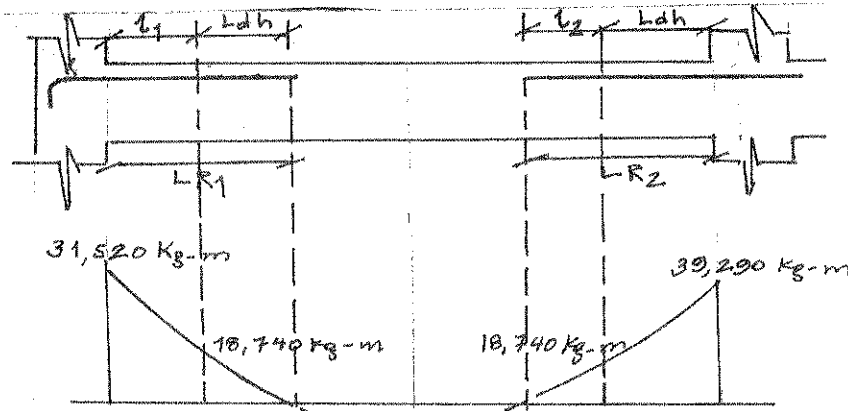
Esto indica que debe colocarse 2 bastones No. 8 ( $10.14 \text{ cm}^2$ )

- b) Cama inferior:

Momento total = 31.77 Ton-m  
 $As_{total} = 13.42 \text{ cm}^2$   
 $As_{corrido} = 7.74 \text{ cm}^2$   
 $As_{total} - As_{corrido} = 13.42 - 7.74 = 5.68 \text{ cm}^2$ , se debe colocar rieles con varilla No. 6 ( $5.70 \text{ cm}^2$ )

### 7.2.2 Cálculo de la Longitud de los Bastones

En el capítulo IV se menciona el procedimiento a partir de la envolvente de momento, el cual es el más correcto. Según esto:



$$l_1 = 0.80 \text{ m.}$$

$$l_2 = 1.00 \text{ m.}$$

Figura 7.g.

Se puede haber empleado el procedimiento descrito en el capítulo IV, con la ecuación general de momentos; pero teniendo la envolvente de momentos, es más práctico, exacto y directo el utilizar ésta.

Cálculo de  $L_{dh}$ :

$$L_{dh} = \frac{30 \text{ cm}}{12 * d_v} = 1.91 = 23 \text{ cm}$$

$$d = 66 \text{ cm}$$

del cual se toma el mayor, entonces,  $L_{dh} = 66 \text{ cm}$ .

Cálculo de  $L_R$ :

$$L_{R1} = 0.8 + L_{dh} = 0.80 + 0.66 = 1.46 \text{ m.}$$

$$L_{dv} = 12 * 1.91 = 23 \text{ cm.}$$

$$L_{R2} = 1 + 0.66 = 1.66 \text{ m.}$$

Cálculo de la longitud de desarrollo para los bastones de acuerdo con las ecuaciones 4.6 y 4.7.

En el extremo A se usan varillas No. 6

$$L_d = 1.4 * 0.06 * 2.85 * \frac{4200}{\sqrt{281}} = 60 \text{ cm.}$$

$$L_d = 1.4 * 0.006 * 1.91 * 4200 = 36 \text{ cm}$$

Se toma  $L_d = 60 \text{ cm}$  por ser el mayor.

En el extremo B se utilizan varillas No. 8

$$L_d = 1.4 * 0.06 * 5.07 * \frac{4,200}{\sqrt{281}} = 107 \text{ cm.}$$

$$L_d = 1.4 * 0.06 * 2.54 * 4200 = 90 \text{ cm.}$$

Se toma  $L_d = 107 \text{ cm}$ .

$LR_1 = 1.46 \text{ m} > L_d (\text{extremo A}) = 0.60 \text{ m}$ ., entonces, la longitud del bastón es  $LR_1 = 1.46 \text{ m}$ .

$LR_2 = 1.66 \text{ m} > L_d (\text{extremo B}) = 1.07 \text{ m}$ ., entonces la longitud del bastón es  $LR_2 = 1.66 \text{ m}$ .

### 7.2.3 Cálculo de Longitud de Riel

De la envolvente:

$$l_1 = l_2 = 2.05 \text{ m}.$$

$$d = 66 \text{ cm}$$

Cálculo de  $L_{dh}$ :  $L_{dh} =$

$$12d_v = 12 * 1.91 = 23 \text{ cm}.$$

Se toma  $L_{dh} = 66 \text{ cm}$ .

$$LR_1 = LR_2 = LR = 2.05 + 0.66 = 2.71$$

Cálculo de la longitud de desarrollo.

Según las ecuaciones 4.6' y 4.7'.

$$L_d = 0.06 * 2.85 * 4200 / \sqrt{281} = 60 \text{ cm}.$$

$$L_d = 0.006 * 1.90 * 4200 = 36 \text{ cm}$$

Se toma  $L_d = 60 \text{ cm}$ .

$LR = 2.71 \text{ m} > L_d = 0.60 \text{ m}$ , entonces la longitud total del riel es:

$$L \text{ del riel} = 2 * 2.71 = 5.42 \text{ m}.$$

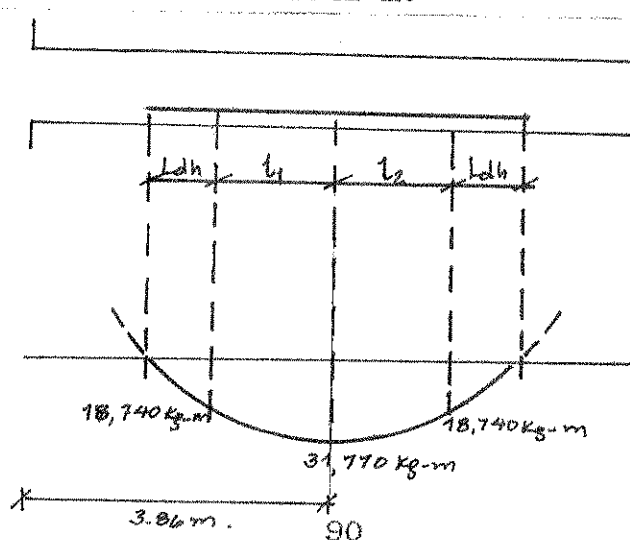


Figura 7.h.



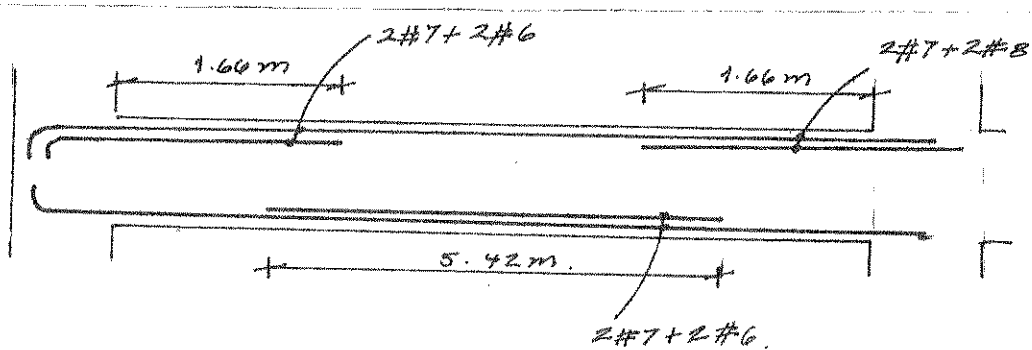


Figura 7.i

#### 7.2.4 Refuerzo por Corte

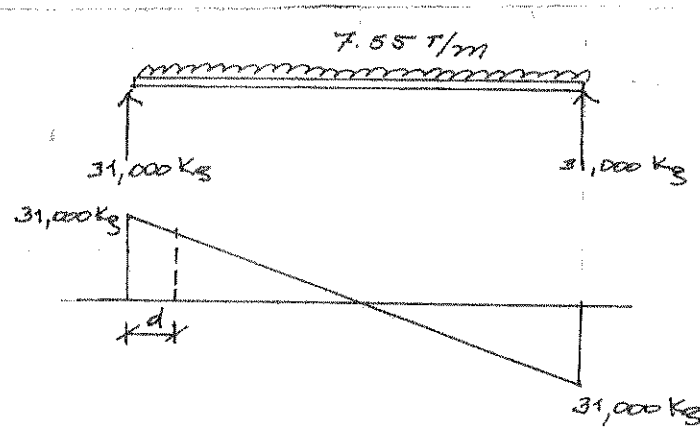


Figura 7.j

Datos:

$$b = 35 \text{ cm}$$

$$f_c' = 281 \text{ Kg/cm}^2$$

$$w = 7.55 \text{ Ton/m}$$

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

$$d = 66 \text{ cm.}$$

#### 7.2.5.1 Cálculo de Corte a una Distancia d del Apoyo

$$V_{ud} = 31.00 - 7.55 * 0.66 = 26.04 \text{ Ton}$$

#### 7.2.5.2 Cálculo de la Resistencia al Cortante Proporcionada por el concreto. (Ec. 4.5)

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 35 * 66$$

$$V_c = 17.44 \text{ Ton.}$$

$V_{ud} > V_c$ , entonces hay que reforzar por corte.

$$\begin{aligned} (V_{ud} - V_{cu3}) / (b * d) &\leq 1.06 * \sqrt{f_c} \\ (26.4 - 17.44) / (35 * 70) &\leq 1.06 * \sqrt{281} \\ 0.4 &< 17.8 \end{aligned}$$

Por lo tanto, se calcula el espaciamiento con la ecuación 4.13.

$$S = (2 * 0.71 * 4200 * 66) / (26040 - 17440)$$

$$S = 46 \text{ cm.}$$

El corte resistente con este espaciamiento será, según la ecuación 4.13:

$$V_r = 0.85 * (1.42 * 4200 * 66) / (46 + 17440)$$

$$V_r = 22097 < 26040 \text{ Kg.}$$

El espaciamiento no es el adecuado.

### 7.2.5.3 Cálculo de Espaciamiento Mínimo entre Estribos

$$\begin{aligned} S_{m\acute{a}x} &\leq 450 \text{ cm} \\ S_{MAX} &\leq d/2 = 66/2 = 33 \text{ cm} \\ S_{m\acute{a}x} &\leq A_b \text{ y } F_y / (35 * b) \end{aligned}$$

Suponiendo estribos con varilla No. 3 (0.71 cm<sup>2</sup>), en el tercer criterio para el cálculo de S<sub>máx</sub>:

$$S_{m\acute{a}x} = (0.71 * 4200) / (3.5 * 35)$$

$$S_{m\acute{a}x} = 24 \text{ cm.}$$

Se toma el menor, entonces, S<sub>máx</sub> = 24 cm.

Corte Resistente con S = 24 cm, (Ec. 4.13')

$$V_r = 28,765 \text{ Kg} > V_{ud} = 16040 \text{ Kg.}$$

Entonces se debe colocar estribos No. 3 @ 0.24 m.

### 7.3 DISEÑO DE COLUMNAS

Las cargas y momentos obtenidas del análisis para la columna No. 7, marco B y b, son:

MARCO B		COLUMNAS EXTERIORES	COLUMNAS INTERIORES
Carga de servicio (Ton)	CM	41.19	84.12
	CV	44.25	56.25
	CS	0.43	0.07
Momentos de servicio (Ton-m)	Superiores		
	CM	3.25	0.03
	CV	8.27	9.13
	CS	20.43	22.84
Momentos de servicio (Ton-m)	Inferiores		
	CM	6.27	0.02
	CV	18.63	15.98
	CS	12.99	18.02

MARCO b		COLUMNAS EXTERIORES	COLUMNAS INTERIORES
Carga de servicio (Ton)	CM	41.19	84.12
	CV	44.25	56.25
	CS	0.43	0.07
Momentos de servicio (Ton-m)	Superiores		
	CM	0.90	5.84
	CV	0.25	1.16
	CS	23.79	3.88
Momentos de servicio (Ton-m)	Inferiores		
	CM	1.95	16.15
	CV	0.53	1.37
	CS	18.73	1.81

Sección de la columna 60 x 60 cm.

### 7.3.1 Cargas Ultimas (Marco B)

Columnas Interiores:

$$V_1 = 1.4 * CM + 1.7 * CV$$

$$P_u = 1.4 * 84.12 + 1.7 * 56.25 = 213.39 \text{ Ton.}$$

$$M_{2B} = 1.4 * 0.02 + 1.7 * 15.98 = 27.19 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{1B} = 1.4 * 01.03 + 1.7 * 9.13 = 15.56 \text{ Ton-m.}$$

$$V_2 = 0.75 (1.4 * CM + 1.7 CV + 1.87 CS)$$

$$P_u = 0.75(1.4*84.12 + 1.7*56.25 + 1.87*0.07) = 160.14 \text{ Ton.}$$

$$M_{2B} = 0.75(1.4*0.02 + 1.7 * 15.98) = 20.40 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{2E} = 0.75(1.87/18.02) = 25.27 \text{ Ton-m.}$$

$$V_2 = 0.9 * CM + 1.43 * CS$$

$$P_u = 0.9 * 84.12 = 75.71 \text{ Ton.}$$

$$M_{2B} = 0.9 * .02 = 0.18 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{2E} = 1.43 * 18.02 = 25.77 \text{ Ton-m}$$

Columnas Exteriores:

V<sub>1</sub>:

$$P_u = 132.89 \text{ Ton.}$$

$$M_{2B} = 40.45 \text{ Ton-m.}$$

V<sub>2</sub>:

$$P_u = 100.26 \text{ Ton.}$$

$$M_{2B} = 30.34 \text{ Ton-m.}$$

V<sub>3</sub>:

$$P_u = 37.07 \text{ Ton.}$$

$$M_{2B} = 5.64 \text{ Ton-m.}$$

### 7.3.2 Cálculo de la Longitud Efectiva

Momento de inercia de las columnas, de la ecuación 4.14:

$$I_E = 60^4/12 = 1\ 080\ 000 \text{ cm}^4$$

$$I_E = 50^4/12 = 520\ 833.00 \text{ cm}^4$$

Cálculo de E<sub>c</sub>, de la ecuación 4.16:

$$E_c = 15,100 \sqrt{281}$$

$$E_c = 253122.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_e = 2\ 039\ 000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (ACI '89)}$$

EI (Columnas):

Primer Nivel:

$$EI = 253,122.12 * 1\ 080\ 000 = 2.73E+11 \text{ Kg/cm}^2$$

Segundo Nivel:

$$EI = 253,122.12 * 520,833.33 = 1.31E+4 \text{ Kg/cm}^2$$

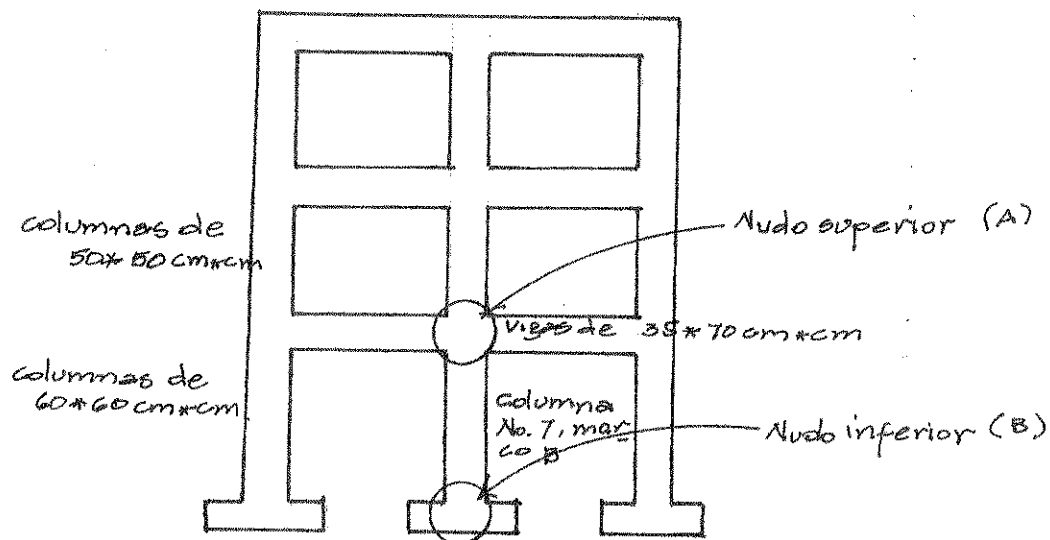


Figura 7.k.

Cálculo de EI/1:

Columnas del primer nivel:

$$EI/1 = 2.73 \text{ E}+11/400 = 683.43 \text{ E}+6 \text{ Kg-cm.}$$

Columnas del segundo nivel:

$$EI/1 = 1.31 \text{ E}+11/300 = 911.24 \text{ E}+6 \text{ Kg-cm.}$$

Nota: En las vigas, para tomar en cuenta los efectos de agrietamiento, se reduce el valor de EI/1 a la mitad, entonces:

$$EI/1(\text{vigas}) = 0.5 * 253,122.12 * 35 * 70^3 / (12 * 800) = 158.27 \text{ E}+6 \text{ Kg-cm.}$$

### 7.3.2.1 Columnas Interiores

De acuerdo con la ecuación 4.17.

$$\psi_A = \psi_B = (683.43 \text{ E}+6 + 611.24 \text{ E}+6) / (2 * 158.27 \text{ E}+6) = 5.04$$

Del monograma para el cálculo de la longitud efectiva para columnas no contraventeadas, véase el apéndice, se tiene  $K = 2.2$ .

$r = 0.30 * 0.60 = 0.18$ , entonces:

$$kl/r = 2.2 / 4/0.18 = 49.$$

Como  $22 < 49 < 100$ , entonces, se debe magnificar la columna.

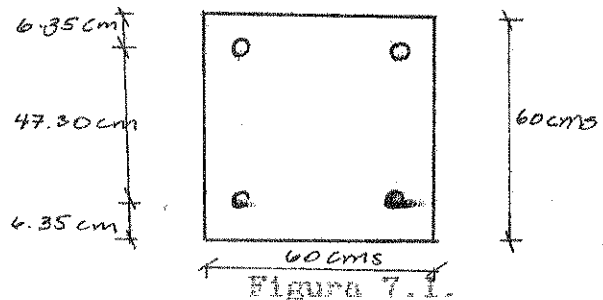
### 7.3.2.2 Columnas Exteriores

$$\psi_A = \psi_B = 5.92$$

k para columnas sin contraventear = 1.82.

### 7.3.3 Cálculo de la Carga Crítica (Pc)

Suponiendo un refuerzo con 4 varillas No. 11.



$$I_{se} = A_s * (d - d')^2 / 4 = 38.30 * 47.30^2 / 4$$

$$I_{se} = 21422.05 \text{ cm}^4$$

De la ecuación 4.18 para las columnas interiores, debido a cargas por gravedad:

$$E_i = (1.4 * 0.02) / (1.4 * 0.02 + 1.7 * 15.98)$$

$$= 0.001$$

Para columnas exteriores, debido a cargas por gravedad,  $E_i = 2$ .

Para columnas exteriores, debido a cargas por sismo,  $E_i = 0$ .

Para las columnas interiores, debido a cargas por gravedad, de la ecuación 4.19:

$$EI = (11050,000 * 253,122.12/5 + 21039,000 * 21422.05) / (1 + .001)$$

$$EI = 9.83 \times 10^8 \text{ Kg-cm}^2$$

Para las columnas interiores y exteriores, para cargas por sismo,  $EI = 9.83 \times 10^8 \text{ Kg-cm}^2$ .

#### 7.3.3.1 Columnas Interiores

De la ecuación 4.20, para columnas sin contraventear.

$$P_c = \pi^2 * 9.83 \times 10^8 / (1.8 * 400)^2$$

$$= 1868.50 \text{ Tcn.}$$

Para columnas contraventeadas.

$$P_c = 8384 \text{ Ton.}$$

### 7.3.3.2 Columnas Exteriores

Para columnas sin contraventeo,  $P_c = 5598.9 \text{ Ton.}$

Para columnas contraventeadas,  $P_c = 808.5 \text{ Ton.}$

### 7.3.4 Cálculo de las Cargas de Diseño según $V_1$ :

De la ecuación 4.23.

$$c_m = 0.6 + 0.4 * 15.56/27.19$$
$$c_m = 0.83$$

Momento mínimo, de la ecuación 4.21.

$$M_{min} = 213.39 * (1.5 + 0.03 * 60)/100$$
$$M_{min} = 7.04 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{2E} = 27.19 > M_{min} = 7.04 \text{ Ton-m.}$$

Como  $P_u = 213.39 \text{ Ton}$  t  $P_c = 8384 \text{ Ton}$ , entonces, de la ecuación 4.22.

$$\delta_b = 0.83 / (1 - 213.39 / (0.7 * 8384)) = 0.84$$

Como el valor encontrado es menor que 1, se debe tomar  $\delta_b = 1$ .

Las cargas de diseño son:

$$M_u = 1 * 27.19 = 27.19 \text{ Ton-m}$$
$$P_u = 213.39 \text{ Ton.}$$

### 7.3.5 Cargas de Diseño según la Combinación $V_2$

El edificio tiene 12 columnas exteriores y 2 interiores.

Para las columnas de esquina, las cargas son la mitad de la del borde.

$$\Sigma P_u = 12 * 5598.9 + 2 * 1869.60$$
$$\Sigma P_c = 70926 \text{ Ton.}$$

De la ecuación 4.24  $\delta_s = 1 / (1 - 1428.98 / (9 * 70926))$

$$\delta_s = 1.04$$

De lo realizado anteriormente se tiene que:

$$P_u = 160.14 \text{ Ton.} \qquad M_{2b} = 20.40 \text{ Ton-m}$$

$$P_e = 8364 \text{ Ton.} \qquad M_{2e} = 25.27 \text{ Ton-m}$$

Momento mínimo.

$$M_{\min} = 160.14 * (1.5 + 0.03 * 60) / 100$$

$$M_{\min} = 5.26 \text{ Ton-m} < M_{2e} = 25.27 \text{ Ton-m.}$$

De la ecuación 4.25.

$$M_u = 1 * 20.40 + 1.04 * 25.27 = 47.40 \text{ Ton-m-}$$

$$P_u = 160.14 \text{ Ton.}$$

### 7.3.6 Carga de Diseño según Combinación V3

$$P_u = 75.71 \text{ Ton} \qquad M_{2b} = 0.018 \text{ Ton-m}$$

$$P_e = 7086.3 \text{ Ton} \qquad M_{2e} = 25.77 \text{ Ton-m}$$

$$\delta_b = 1$$

$$\delta_e = 1.04$$

$$M_{\min} = 1.40 \text{ Ton-m} < M_{2e} = 25.77 \text{ Ton-m}$$

De la ecuación 4.25

$$M_u = 1 * 0.018 + 1.04 * 25.77$$

$$M_u = 28.11 + 1.04 * 25.77$$

$$P_u = 75.71 \text{ Ton.}$$

Cuadro Final Marco B

Cargas	V1	V2	V3
$P_u$ (Ton)	213.39	160.17	75.71
$M_u$ (Ton-m)	27.34	47.20	28.11

En el análisis del marco b, se obtuvieron las cargas de diseño en el sentido Y. Para el sentido X, es necesario llevar a cabo el mismo procedimiento, por lo que solo se muestran los resultados a continuación.

Cuadro Final Marco b

Cargas	V1	V2	V3
$P_u$ (Ton)	213.39	160.17	75.71
$M_u$ (Ton-m)	26.34	33.12	18.26



Luego de determinar las cargas factorizadas de diseño se debe hacer la elección de cuál de las obtenidas en el cálculo anterior se usarán en el diseño. Generalmente se emplea el criterio siguiente:

Se elige la combinación que tiene los momentos más grandes y cargas pequeñas. En este caso, la combinación que da la carga menor también tiene el momento menor, por lo que se diseñará con la carga intermedia que corresponde a los momentos mayores y se chequeará con la combinación que da la carga menor.

Combinación V<sub>2</sub>: P<sub>u</sub> = 160.17 Ton.

M<sub>ux</sub> = 33.12 Ton-m

M<sub>uy</sub> = 47.20 Ton-m

Combinación V<sub>3</sub>: P<sub>u</sub> = 75.71 Ton.

M<sub>ux</sub> = 18.26 Ton-m

M<sub>uy</sub> = 28.11 ton-m

### 7.3.7 Cálculo del Acero Mínimo

Según la ecuación 4.26

$$A_{s\min} = 0.01 * 60 * 60 \\ = 36 \text{ cm}^2$$

### 7.3.8 Proposición de Armado

4 varillas No. 11 = 38.30 cm<sup>2</sup>

$$e_x = 33.12/160.17 = 0.21 \text{ m}$$

$$e_y = 47.20/160.17 = 0.29 \text{ m}$$

$$e_x/h_x = 0.21/0.60 = 0.35 \text{ m}$$

$$e_y/h_y = 0.29/0.60 = 0.48 \text{ m}$$

$$y_x = 52/60 = 0.87$$

$$y_y = 52/60 = 0.87$$

### 7.3.10 Cálculo de $\rho_t$

$$\rho_t = 38.30/(60*60) * 4200/(0.85 * 281) = 0.19$$

### 7.3.11 Cálculo de las Variables de Bressler

De la ecuación 4.27.

$$P_0 = 0.7 * (38.30 * 4200 + .85 * 281 * 60 * 60)$$

$$P_0 = 714.50 \text{ Ton.}$$

$$K^X = 0.20$$

$$K^Y = 0.40$$

Para los valores de  $k^x$  y de  $k^y$ , véase el diagrama de interacción de una sección cuadrada con  $F_y = 2400 \text{ Kg/cm}^2$  y  $f_c^* = 281 \text{ Kg/cm}^2$ , contenido en el apéndice.

De las ecuaciones 4.28 y 2.29.

$$P_x^* = 0.20 * 281 * 60 * 60$$

$$= 202.32 \text{ Ton}$$

$$P_y^* = 0.40 * 281 * 60 * 60$$

$$= 404.64 \text{ Ton}$$

### 7.3.12 Aplicación de la Fórmula de Bressler (Ec. 4.30)

$$1/P_x^* = 1/202.32 + 1/404.64 - 1/714.50$$

$$P_x^* = 176.27 \text{ Ton.}$$

$P_x^* > P_u$ , entonces el refuerzo es el correcto.

Si se evalúa con:

$$P_u = 75.71 \text{ Ton.}$$

$$M_{ax} = 18.26 \text{ Ton-m}$$

$$M_{ay} = 28.11 \text{ Ton-m}$$

Se obtiene que  $P_x^* > P_u$ , entonces el refuerzo sigue siendo el correcto.

### 7.3.13 Cálculo de Confinamiento

Refuerzo de confinamiento:

$$d = 56 \text{ cm}$$

$$l_0 \geq \begin{matrix} 1/6 \text{ de la altura libre} = 400/6 = 66.67 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{matrix}$$

$l_0 = 67 \text{ cm}$ , a partir de los extremos de la columna.

Espaciamiento máximo permisible de estribos.

$$S_{max} \leq \begin{matrix} 1/4 \text{ de dimensión menor de la columna} = 56/4 = 14 \text{ cm, } \circ \\ S_{MAX} \leq \\ S_{max} \ 10 \text{ cm} \end{matrix}$$

Se toma el menor, por lo que  $S_{MAX} = 10 \text{ cm}$ .

Área requerida del refuerzo de confinamiento en forma de estribos, suponiendo que se utilizarán varillas No. 4.

$$A_{ch} = 0.12 \cdot S \cdot h_c \cdot f_c' / F_y = 0.12 \cdot 10 \cdot 48.25 \cdot 281 / 4200 = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} = 0.3 \cdot S \cdot h_c (A_g / A_{ch} - 1) \cdot f_c' / F_y = 0.3 / 10 \cdot 48.25 (3600 / 2809 / 1) \cdot 281 / 4200 = 2.73 \text{ cm}^2$$

Se toma el mayor, por lo tanto,  $A_{ch} = 3.87 \text{ cm}^2$

$$A_{ch} = (60 - 7)^2 = 2809 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 60 \cdot 60 = 3600 \text{ cm}^2$$

Se debe colocar estribos No. 4 con grapa.

$A_{sh} = 3 \cdot 1.29 = 3.87 \text{ cm}^2$ , en una longitud de 67 cm  $\approx$  70 cm (estribos y grapas) y estribos @ 53/2 = 21 cm. o menos en el resto de la columna.

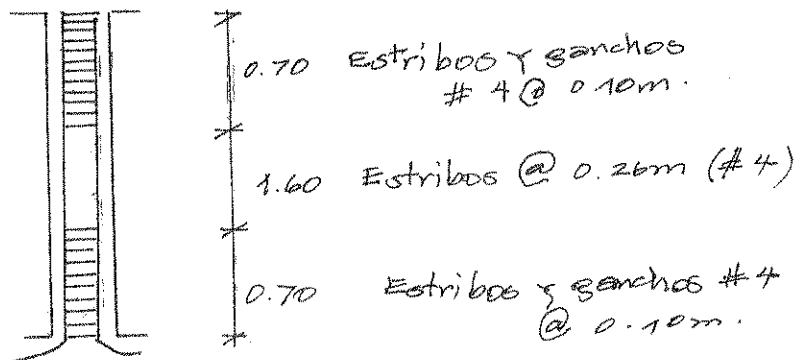


Figura 7.m.

#### 7.4 DISEÑO DE ZAPATA

Las cargas y momentos obtenidos para la zapata correspondiente a la columna No. 7, son:

Cargas de servicio:

$$CM = 84.12 \text{ Ton.}$$

$$CV = 56.25 \text{ Ton.}$$

$$CS = 0.07 \text{ Ton.}$$

Momentos de servicio:

MARCO	b (sentido X)	B (sentido Y)
CM (Ton-m)	17.15	0.02
CV (Ton-m)	1.37	15.98
CS (Ton-m)	1.81	18.02

$V_s = 20 \text{ Ton/m}^2$  (valor asumido en este ejemplo, quedando entendido que este valor se obtiene de un estudio de suelos).

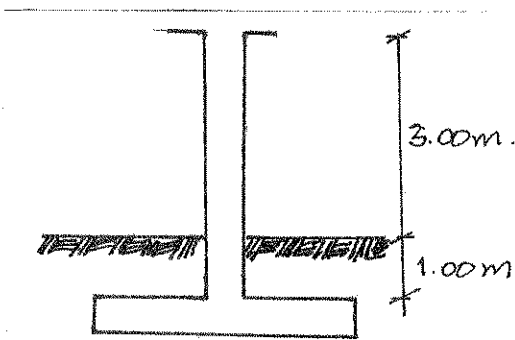


Figura 7.ñ.

$$f_c' = 281 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$y_s = 1.4 \text{ Ton/m}^2$$

$$y_c = 2.4 \text{ Ton/m}^2$$

Columnas de 60 cm x 60 cm

#### 7.4.1 Cálculo del Área de la Zapata

$$p' = 84.12 + 56.25 + .07 = 140.44 \text{ Ton.}$$

Primera estimación (Ecuación 4.33).

$$A_z = 1.5 * 140.44 / 21 = 10.53 \text{ m}^2$$

Por la relación entre los momentos, se asume un área rectangular.

$$A_z = 3 * 3.6 = 10.80 \text{ m}^2$$

Chequeo, de acuerdo con la ecuación 4.34:

Asumiendo un espesor  $t = 50 \text{ cm}$ .

$$p = 140.44 + 10.8 * 1 * 1.4 + 0.6 * 0.6 * 4 * 2 + 10.8 * 5 * 2.4$$

$$p = 171.93 \text{ Ton.}$$

Presiones sobre el suelo:

Momentos totales de servicio:

$$M_x = 17.15 + 1.37 + 1.31 = 20.23 \text{ Ton-m}$$

$$M_y = 0.02 + 15.98 + 18.02 = 34.02 \text{ Ton-m}$$

De la ecuación 40.35 se tiene:

$$q_{\pm} = 171.93 / 10.80 \pm 20.33 / (1/6 * 3 * 3.6^2) \pm 34.02 / (1/6 * 3.6 * 3^2)$$

$$q_{\text{máx}} = 25.36 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{\text{mín}} = 6.48 \text{ Ton/m}^2, \text{ no hay esfuerzos de tensión.}$$

Segunda estimación:

$$\text{Asumiendo } A_z = 3.25 * 4.25 = 13.81 \text{ m}^2$$

Cálculo de la nueva carga total, p.

$$p = 140.44 + 13.81 * 1 * 1.4 + 0.6 * 0.6 * 4 * 2.4 + 13.81 * 5 * 2.4$$

$$p = 175.10 \text{ Ton.}$$

Entonces:

$$q_{\text{máx}} = 19.30 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{\text{mín}} = 6.05 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{\text{máx}} = < V_s$$

$$q_{\text{mín}} = > 0, \text{ no hay esfuerzos de tensión.}$$

Entonces, el área es la correcta.

Presión de diseño\*:

$$q_{\text{prom}} \leq q_{\text{diseño}} \leq q_{\text{máx}}$$

En este caso se tomará  $q_{\text{diseño}} = 0.8 q_{\text{máx}}$ , debido a la marcada diferencia entre la presión promedio y la presión máxima.

$$q_{\text{diseño}} = 0.8 * 19.30 = 15.44 \text{ Ton/m}^2$$

Presión última de diseño ( $q_u$  diseño)

De las ecuaciones 4.32 y 4.35:

$$FCU = (1.4 * 84.12 + 1.7 * 56.25) / (84.12 + 56.25) = 1.52$$

$$q_u \text{ diseño} = 1.52 * 15.44 = 23.47 \text{ Ton/m}^2$$

#### 7.4.2 Diseño del Espesor de la Zapata

Chequeo por corte simple:

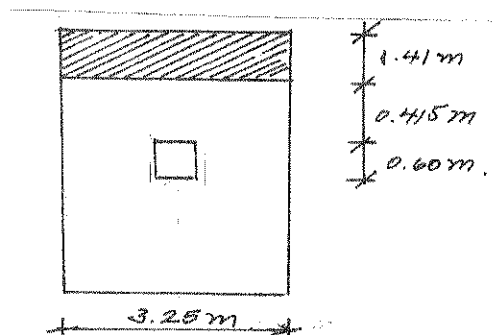


Figura 7.ñ.

Según el espesor asumido, y asumiendo un  $\phi$  No. 6

De la ecuación 4.39

$$d = 50 - 7.5 - 1.91/2 = 41.5 \text{ cm.}$$

Cálculo del corte actuante.

De la ecuación 4.40:

$$V_{act} = 3.25 * 1.41 * 23.47 = 107.55 \text{ Ton.}$$

Cálculo del corte resistente ( $V_R$ )

Según ecuación 4.41:

Como  $V_R < V_{act}$ , se debe aumentar el valor  $d$  (asumiendo  $d = 45$  cm).

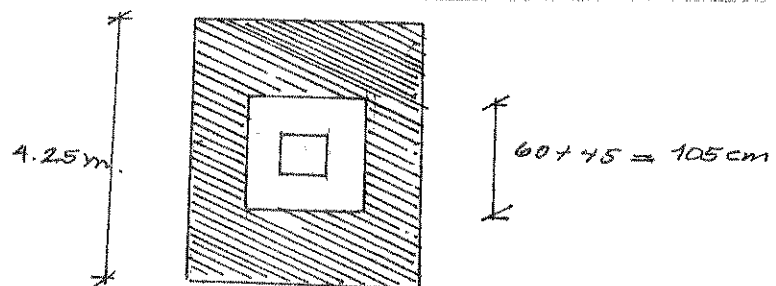


Figura 7.o.

$$V_{act} = 3.258 * 1.375 * 23.47 = 104.38 \text{ Ton.}$$

$$V_R = 0.85 * 0.53 * \sqrt{281} * 3.25 * 45/1000 = 110.44 \text{ Ton.}$$

$V_R < V_{act}$ , entonces el valor  $d = 45$  cm, es el correcto.

Para el sentido  $x$  se sigue el mismo procedimiento (asumiendo  $\phi$  No. 6).

$$V_{act} = 87.28 \text{ Ton.}$$

$$V_R = 114.43 \text{ Ton.}$$

$V_R < V_{act}$ , entonces el valor  $d = 45$  cm, es el correcto.

Chequeo por corte punzonante:

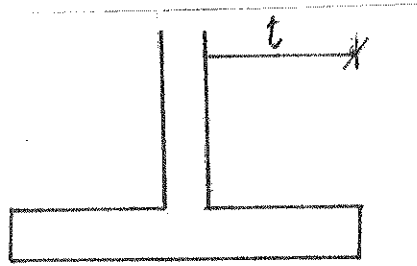


Figura 7.p.

Calculo del corte punzonante actuante.

De la ecuación 4.42.

$$V_{act} = (3.25 \cdot 4.25 - 1.05 \cdot 1.05) \cdot 23.47 = 278.30 \text{ Ton.}$$

De la ecuación 4.43.

$$V_R = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{281} \cdot 4 \cdot 105 \cdot 45 / 1000 = 142.73 \text{ Ton.}$$

Como  $V_R < V_{act}$ , se debe aumentar el valor  $d$  (asumiendo  $d = 70\text{cm}$ )

$$V_{act} = 281.40 \text{ Ton.}$$

$$V_R = 285.46 \text{ Ton.}$$

$V_R < V_{act}$ , entonces el valor  $d = 70 \text{ cm}$  es el correcto.

#### 7.4.3 Diseño del Refuerzo por Flexión

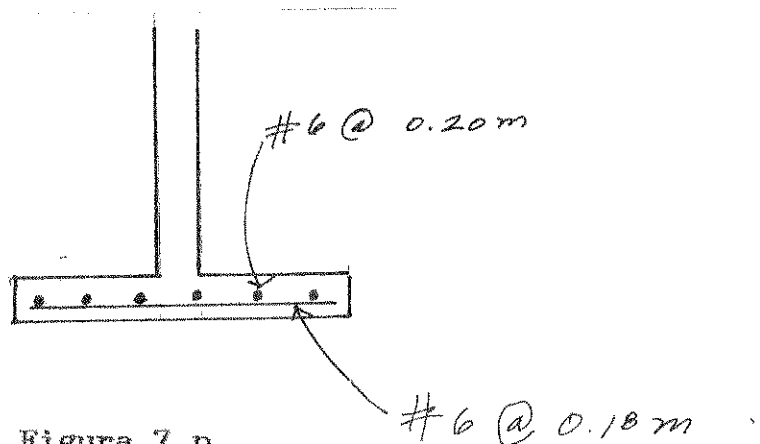


Figura 7.p.

Sentido X-X, (Lado corto)

Cálculo del momento último actuante

Según ecuación 4.45.

$$M_R = 23.47 \cdot 1.325^2 / 2 = 20.60 \text{ Ton-m.}$$

Teniendo:

$$\begin{aligned} M_s &= 20.60 \text{ Ton-m} \\ d &= 70 \text{ cm} \\ F_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ F_c' &= 281 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm.} \\ A_s \text{ requerida} &= 7.86 \text{ cm}^2 \\ A_s \text{ m\u00edn} &= 0.002 * b * d \\ A_s \text{ m\u00edn} &= 0.002 * 100 * 70 = 14 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se tomar\u00e9 la mayor,  $A_s \text{ m\u00edn} = 14 \text{ cm}^2$ , distribuido en varillas No. 6 @ 0.20 m.

Sentido Y-Y, (lado largo)

$$d_y-y = d_x-x - \phi x-x/2 - \phi y-y/2$$

asumiendo  $d_y-y$  con  $\phi$  No. 6  
 $d_y-y = 70 - 1.91/2 - 1.91/2 = 68 \text{ cm.}$

$$M_u = 23.47 * 1.825^2/2 = 39.08 \text{ Ton-m.}$$

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

$$d = 68 \text{ cm.}$$

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

$$F_c' = 281 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s \text{ requerida} = 15.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ m\u00edn} = 0.002 * b * d$$

$$A_s \text{ m\u00edn} = 0.002 * 100 * 68 = 13.6 \text{ cm}^2$$

Se toma  $A_s$  requerida, colocando  $\phi$  No. 6 @ 18 cm.

Nota:  $\beta = \text{Lado largo de zapata/lado corto de zapata} = 4.25/3.25$   
 $\beta = 1.31 < 2$ , por lo que resultaría poco pr\u00e1ctico aplicar la especificaci\u00f3n (v\u00e9ase cap\u00edtulo IV, secci\u00f3n 3.3).

Espesor  $t$  final de la zapata (Ec. 4.46)

$$t = d_x-x + \phi x-x/ + \text{recubrimiento}$$

$$t = 70 + 1.91/2 + 7.5 = 78.46 \approx 80 \text{ cm.}$$

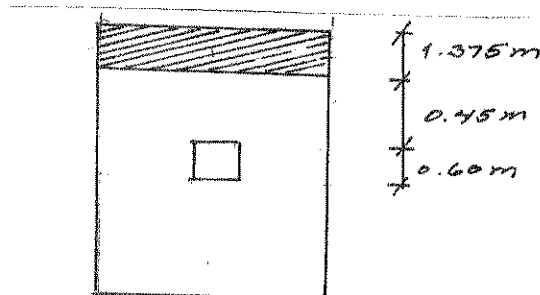


Figura 7.g.



## CONCLUSIONES

1. El proceso de diseño de una estructura de concreto reforzado, conlleva una serie de pasos, congruentes y lógicos con una secuencia bien definida. En este proceso interviene la mayoría de veces la experiencia del diseñador, la cual le ha dado una visión amplia de todos los aspectos relevantes en la secuencia a seguir.
2. No debe descuidarse ninguno de los aspectos a considerar en cada una de las etapas del proceso del diseño de elementos de las edificaciones; de esto depende que se proyecte una estructura no solamente funcional, desde el punto de vista estructural, sino también una adecuada inversión de los recursos al optimizar los costos de construcción.
3. Es necesario incluir de alguna manera en los cursos de la rama estructural impartida específicamente para la carrera de Ingeniería Civil, algunos temas muy necesarios para que el estudiante comprenda a cabalidad todo el proceso descrito en esta tesis y que sepa a ciencia cierta cómo utilizar cada uno de los conceptos tratados dentro de dichos cursos. La falta de conocimiento acerca de algunos lineamientos a la hora de diseñar, ha hecho que el recién graduado se sienta inseguro, o no sepa cómo enfrentar desde su inicio el proyecto de una estructura.
4. Es importante hacer notar que el criterio se llega a obtener con la experiencia, obtenida ésta se podrán obviar algunas etapas del proceso, como el proponer secciones en un intento de predimensionamiento, o el de tener que proponer dos veces estas dimensiones, chequeando luego en el diseño, todo esto es parte del punto de vista del proyectista que ha adquirido el criterio a través de la experiencia de haber diseñado estructuras.
5. Actualmente con el uso de la computadora y de programas para el diseño estructural, todo este proceso se reduce enormemente, pero no hay que perder de vista o importante del conocimiento del mismo para su comprensión global.

## RECOMENDACIONES

1. El diseñador debe agotar los procedimientos de diseño para poder proyectar una estructura que técnicamente sea funcional en todos los aspectos, con todos los requisitos de construcción (arquitectónicos y estructurales) y óptima en cuanto a su costo.
2. Para el diseñador que comience a proyectar, se recomienda ceñirse a cada uno de los pasos del procedimiento descrito, hasta que la experiencia le de una visión más clara de los problemas de diseño de las estructuras.
3. Es probable que muchas o algunas maneras de visualizar alguno de los pasos en el proceso que utilizaron alguno de los ingenieros que se dedican en nuestro país a la rama estructural no se mencionan en esta tesis, pero son criterios que no están contenidos generalmente en un documento que se pudiera consultar; de alguna manera se tendrían que evaluar estas alternativas.
4. Es necesario, detallar el contenido de estudio en los cursos, específicamente en el caso de la rama Estructural, ya que algunos puntos hallados en estos, son expuestos superficialmente causando confusión para el diseñador inexperto.
5. Una recomendación primordial, es la actualización, tanto en el contenido teórico como práctico en los cursos, no sólo de la rama que define esta trabajo, sino también en los de cualquiera de las ramas de la Ingeniería Civil. Respecto a esto también es necesario complementar la bibliografía existente en la biblioteca, con ediciones recientes ya que la mayoría del material está atrasado y es obsoleto.

## BIBLIOGRAFIA

- Comité ACI 318. Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-89). México. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. México, 1991.
- Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto IMCYC: Diseño de Edificios de Foca Altura. México, 1995, 335 pp.
- Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto IMCYC: Criterios para el Proyecto de Estructuras de Concreto Reforzado. México, 1995, 335 pp.
- Sic García, Ángel Roberto. Guía Teórica y Práctica del Curso Concreto Armado 2. Tesis de Graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1988, 325 pp.
- Cabrera Seis, Jadenon V. Guía Teórica y Práctica del Curso de Cimentaciones I. Tesis de Graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1994, 178 pp.
- Rosales Hernández, Pedro Manolo. Análisis y Comparación de Cargas en Edificios. Tesis de Graduación de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 1989, 200 pp.
- Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto IMCYC: Diseño de Estructuras de Concreto, Conforme al Reglamento ACI 318-83, tomos 1, 2 y 3. Editorial Limusa, México 1989, 690 pp.
- Uribe, Gariel E. Diseño de Estructuras Sismorresistentes. Editorial Limusa, México 1985, 226 pp.
- Nawy, Edward G Pz. Concreto Reforzado, Un Enfoque Básico. 526 pp.
- C.R.S.I., Handbook, Concrete Reinforcing Steel Institute. 2a. Edición, Chicago, Illinois, s.p.i. 1975.

## **APÉNDICE**

<b>No de Tabla</b>	<b>Contenido</b>	<b>Hoja No.</b>
3.1.	Peso Específico de Materiales de Construcción ..	i
3.2.	Cargas Funcionales .....	iii
3.3.	Sobrecarga por Tabiques .....	v
3.4.	Peso de Elementos Constructivos .....	v
3.5.	Características de Materiales Almacenables .....	vi
3.6.	Peso de Muros y Tabiques .....	vii
3.7.	Cargas Vivas Especiales .....	viii
3.8.	Cargas Vivas en Edificaciones .....	ix
3.9.	Estimación de Secciones Finales CRSI .....	x
3.10.	Valores de Rigidez en Columnas .....	xiii
3.11.	Valores de Rigidez en Vigas "T" .....	xiv

<b>No de Gráfica</b>	<b>Contenido</b>	<b>Hoja No.</b>
4.1.	Envolvente de Momentos para la viga del ejemplo .	xv
4.2.	Factor de longitud efectiva para marcos contraventeados .....	xvi
4.3.	Factor de longitud efectiva para marcos no contraventeados .....	xvii
4.4.	Diferentes valores de "d" en vigas .....	xviii
4.5.	Valores de "d" = 50 cm. según Momento último y excentricidad de la carga .....	xx
4.6.	Diferentes valores de "d" en columnas .....	xxi
4.7.	Diagramas de interacción para diseño de columnas con momento biaxial .....	xx

TABLA 3.1.

PESO ESPECÍFICO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

MATERIAL	Peso específico aparente Kg/m <sup>3</sup>
<b>A. ROCAS</b>	
Arenisca	2,600
Arenisca porosa y caliza porosa	2,400
Basalto, diorita	3,000
Calizas compactas y mármoles	2,800
Granito, sienita, diabasa, pórfido	2,800
Gneis	3,000
Pizarra de tejados	2,800
<b>B. PIEDRAS ARTIFICIALES</b>	
Adobe	1,600
Amiantocemento	2,000
Baldosa cerámica	1,800
Baldosa gris	1,900
Baldosa hidráulica	2,100
Hormigón de canto rodado o piedra	2,200
Ladrillo cerámico macizo (0 a 10 % de huecos)	1,800
Ladrillo cerámico perforado (20 a 30 % de huecos)	1,400
Ladrillo cerámico hueco (40 a 50 % de huecos)	1,000
Ladrillo de escorias	1,400
Ladrillo silicocalcáreo	1,900
<b>C. MADERAS</b>	
Madera abedul	840
Madera álamo	500
Madera alerce	500 - 800
Madera algarrobo	810
Madera calden	630
Madera arce	600 - 900
Madera haya	700 - 900
Madera chopo	500 - 700
Madera fresno	600 - 900
Madera pino	500 - 800
Madera roble	700 - 1000

TABLA 3.1. (Cont.)

PESO ESPECÍFICO DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

MATERIAL	Peso específico aparente Kg/m <sup>3</sup>
D. METALES	
Acero	7,850
Acero colado	7,800
Acero fundido	7,850
Aluminio	2,600
Aluminio Bronce	7,700
Bronce	8,000
Cobre fundido	8,800
Cobre laminado	8,900
Oro	19,330
Plata	10,500
Zinc colado	6,860

TABLA 3.2.

CARGAS FUNCIONALES

USO	SOBRECARGA (Kg/m <sup>2</sup> )
AZOTEAS	
accesibles sólo para conservación	100
accesibles sólo privadamente	150
accesibles al público	500
VIVIENDAS	
habitaciones	150
comedores, salas de recepción de viviendas	200
escaleras y accesos públicos	300
HOTELES, HOSPITALES	
dormitorios	200
zonas públicas, escaleras y accesos	300
locales de reunión	500
OFICINAS Y COMERCIO	
locales privados	200
oficinas públicas	300
galerías, escaleras y accesos	500
locales de almacén	400
EDIFICIOS DOCENTES	
aulas, despachos y comedores	300
escaleras y accesos	400
bibliotecas, archivos	400
EDIFICIOS DE REUNIÓN Y ESPECTÁCULOS	
locales con asientos fijos	300
locales sin asientos, tribunas y escaleras	400
escaleras y accesos	500
GARAGES	
para automóviles solamente	400
para camiones	1,000

**TABLA 3.2. (Cont.)**

**CARGAS FUNCIONALES**

USO	SOBRECARGA Kg/m <sup>2</sup>
Cubiertas para techos horizontales o inclinados con pendientes hasta de 1:20, cuando se puede suponer que se usen eventualmente por personas para juegos, observaciones, etc.	200
Cubiertas para techos en general	75
Habitaciones, incluyendo vestíbulos y desvanes	200
Escaleras, incluso descansos, en caso de habitaciones	350
Oficinas, incluyendo vestíbulos y desvanes	200
Auditorios, aulas escolares, consultorios y vestíbulos en hospitales	350
Salas de reunión, iglesias, teatros, cines, salones de baile, gimnasios, tribunas con asientos fijos, vestíbulos y escaleras de auditorios y aulas, bazares y tiendas, casas de comercio, almacenes de comercio	500
Bibliotecas y archivos	500
Escaleras, descansos y vestíbulos en general	500
Fábricas y talleres con maquinaria ligera	500
Cocinas con grandes dimensiones, mataderos y fábricas de pan	500
Tribunas sin asientos fijos	750



TABLA 3.3.

SOBRECARGA POR TABIQUES

SOBRECARGA FUNCIONAL	SOBRECARGA POR TABIQUES
300 Kg/m <sup>2</sup>	100 Kg/m <sup>2</sup>
300 a 400 Kg/m <sup>2</sup>	50 Kg/m <sup>2</sup>
400 Kg/m <sup>2</sup>	0 Kg/m <sup>2</sup>

TABLA 3.4.

PESO DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS

MATERIAL	Peso Kg/m <sup>2</sup>
<u>Tabiques</u>	
División de block de 10 cm. repellados en am-	200
bas caras.	230
División de block de 15 cm. repellados en am-	280
bas caras.	
División de ladrillo repellado en ambas caras.	24
División de tablayeso	43
Con una capa de cada lado.	25
Con dos capas de tablayeso de cada lado.	
Acabados	125
<u>Materiales de cubierta</u>	100
Teja tipo colonial	120
Teja tipo Marsella	55
Teja tipo normada	70
Lámina de hierro galvanizado	50
Fibrocemento	90
Lámina de zinc lisa libre	120
Movedilla de pómez	
Piso de granito	

TABLA 3.5.

CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES ALMACENABLES

MATERIAL	PESO ESPECÍFICO APARENTE Kg/m <sup>3</sup>
<b>MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN</b>	
Arena seca	1,200 - 1,600
Arcilla	1,800 - 2,200
<b>COMBUSTIBLE</b>	
Brea	1,800
Carbón vegetal	300 - 500
Cera	960
Chapopote	1,200
Glicerina	1,270
Acetileno	1,180
Propano	1,020
<b>OTRAS MATERIAS</b>	
Asbesto	2,500
Hielo	900
Hule duro	1,200 - 1,800
<b>PRODUCTOS AGRÍCOLAS</b>	
Algodón	1,500
Carbono	3,510

TABLA 3.6.

PESO DE MUROS Y TABIQUES

ELEMENTO	PESO Kg/m <sup>3</sup>
A. MUROS DE PIEDRA Y REVESTIMIENTOS	
De arenisca	2,600
De basalto	3,000
De caliza compacta	2,800
De granito	2,800
B. MUROS DE LADRILLO	
Cerámico macizo	1,800
Cerámico perforado	1,500
Cerámico hueco	1,200
Silicocalcáreo macizo	2,000
C. MUROS DE BLOQUES	
Bloque hueco de mortero (pesado)	1,600
Bloque hueco de mortero (liviano)	1,300
Bloque hueco de yeso	1,000
D. MUROS DE HORMIGÓN	
Armado	2,400
Simple	2,200
De cascote de ladrillo	1,900
De escoria	1,600
Ciclópeo	2,400

TABLA 3.7.

CARGAS VIVAS ESPECIALES

USO	CARGA VERTICAL	CARGA HORIZONTAL
Sistema portante de cielo falso	50 Kg/m <sup>2</sup>	
Particiones y tabiques	25 Kg/m <sup>2</sup>	
Elevadores (carga muerta + viva)	2 veces la carga total	
Grúas (carga muerta + viva)	1.25 veces la carga total	
Estanterías (más de 2.0 m.)		Volteo
Lámparas sistema portante	peso o 50 Kg. Mínimo	
Colgadores de tuberías	mo	
Barandales uso público	peso o 50 Kg. Mínimo	
Barandales uso privado	mo	
	75 Kg./m.	
	30 Kg./m.	

Todas estas cargas se aplicarán como si fueran cargas de servicio y para diseño deben factorarse como corresponde a cargas vivas. La provisión para impacto y cargas dinámicas ya están implícitas en las cantidades especificadas en la tabla.

TABLA 3.8.

CARGAS VIVAS EN EDIFICACIONES

Tipo de ocupación o de uso	WV Kg./m	Pv Kg.
Vivienda	200	0
Oficina	250	800
Escaleras privadas	300	
Escaleras públicas	500	
Balcones, cornisas y marquesinas	300	0
Áreas de salida y/o escape	500	0
Salones de reunión		
con asientos fijos	300	0
sin asientos fijos	500	0
Escenarios y circulaciones	500	0
Sanatorios	200	0
Hospitales	200	400
Hoteles	200	0
Instalaciones deportivas públicas		
zonas de circulación	500	0
zonas de asientos	400	0
canchas deportivas	*	0
Aulas y escuelas	200	200
Bibliotecas		
área de lectura	200	400
depósito de libros	600	800
Almacenes		
minoristas	350	800
mayoristas	500	1200
Estacionamientos y garajes		
automóviles	250	
vehículos pesados		Según vehículo
rampas de uso colectivo	750	
corredores de circulación	500	
servicio y reparación	500	
Bodegas		
cargas livianas	600	
Cargas pesadas	600	1200

\*En función del uso, incluyendo posibilidad de asamblea.

Bars Grade 60		SQUARE TIED COLUMNS 16" X 16"												0.10f'c A <sub>c</sub> = 102 kips <sup>(2)</sup>				
		Short columns; no sidesway <sup>(1)</sup> Bars symmetrical in 4 faces												For P <sub>u</sub> at <sup>(2)</sup>				
Concrete f'c = 4,000 psi		P <sub>u</sub> (kips)—Ultimate Usable Capacity												OT <sup>(3)</sup>	Balance	102 k <sup>(2)</sup>	O <sup>(2)</sup>	
		M, P <sub>u</sub> = e (in.) (φ = 0.70)																
Bars	p %	0	0.1f	2"	3"	4"	6"	8"	12"	16"	20"	24"	28"	e (in.)	e (in.)	P <sub>u</sub> (k)	e (in.)	M <sub>u</sub> (k-ft)
4-#8	1.23	734	586	553	476	408	307	235	126	0	0	0	0	2.63	7.45	257	13.73	91
4-#9	1.56	768	612	578	499	430	327	261	150	0	0	0	0	2.74	8.23	255	15.53	112
4-#10	1.98	810	644	609	527	456	351	283	177	118	0	0	0	2.87	9.23	252	17.79	138
4-#11	2.43	856	677	640	554	481	372	300	199	135	0	0	0	3.00	10.37	241	19.84	163
4-#14	3.51	966	758	717	623	543	425	346	246	179	135	108	0	3.21	13.25	226	25.15	225
4-#18	6.25	1243	958	907	789	691	547	444	318	248	203	170	142	3.54	23.04	178	37.76	367
3-#6	1.37	749	589	554	472	400	296	220	128	0	0	0	0	2.43	6.95	251	14.35	101
3-#7	1.87	799	626	589	503	429	322	253	153	107	0	0	0	2.53	7.84	259	16.66	133
3-#8	2.46	860	669	630	538	461	350	280	179	127	0	0	0	2.63	8.90	256	19.35	170
3-#9	3.12	926	717	674	577	496	379	305	207	147	114	0	0	2.72	10.09	253	22.10	209
3-#10	3.96	1012	778	732	627	540	415	337	240	172	134	109	0	2.82	11.55	248	25.57	255
3-#11	4.87	1104	840	789	675	581	448	364	259	193	150	123	104	2.91	13.57	231	28.52	288
3-#14	7.03	1322	993	931	795	685	531	435	310	240	194	159	135	3.04	18.93	205	36.46	376
12-#10	5.95	1213	922	865	739	636	492	399	289	222	175	144	123	2.88	15.01	238	33.40	344
12-#11	7.31	1351	1015	950	809	696	538	436	314	243	196	162	138	2.95	18.52	213	37.27	393
		SQUARE TIED COLUMNS 18" X 18"												0.10f'c A <sub>c</sub> = 129 kips				
4-#9	1.23	929	744	705	637	557	430	344	199	0	0	0	0	2.89	8.39	330	15.75	131
4-#10	1.56	972	777	736	667	585	457	374	233	132	0	0	0	3.03	9.53	328	17.97	152
4-#11	1.98	1013	811	767	697	613	481	391	262	175	0	0	0	3.18	10.74	322	19.89	193
4-#14	3.51	1231	972	907	771	681	541	448	326	230	171	135	0	3.43	12.55	314	24.96	267
4-#18	6.25	1405	1093	1020	881	784	640	555	419	329	257	215	179	3.85	19.25	279	37.13	442
3-#6	1.37	910	721	682	610	526	395	298	172	0	0	0	0	2.59	7.27	338	14.54	118
3-#7	1.87	961	753	713	643	557	424	336	203	140	0	0	0	2.69	8.22	336	17.10	156
3-#8	2.46	1021	812	767	697	613	481	395	236	163	0	0	0	2.80	9.52	334	19.62	200
3-#9	3.12	1088	850	803	723	631	489	395	270	191	147	0	0	2.91	10.92	331	22.37	247
3-#10	3.96	1173	912	865	776	679	531	433	308	222	171	139	0	3.02	11.35	327	25.56	306
3-#11	4.87	1265	976	920	829	725	568	453	338	249	193	157	133	3.14	12.83	319	28.62	361
3-#14	7.03	1484	1132	1057	961	841	664	544	401	315	247	203	171	3.32	16.52	306	36.33	470
12-#10	5.95	1375	1059	1003	898	786	618	504	368	282	223	183	156	3.12	14.12	321	33.43	416
12-#11	7.31	1513	1154	1102	976	853	671	549	401	316	251	206	175	3.23	16.39	309	37.48	485
5-#10	6.27	1576	1203	1175	1023	896	706	579	425	335	270	224	191	3.23	16.13	321	40.73	527

(1) See "Slender Columns, Capacity Reduction for", page 2-11.

(2) See "Control Points for Interaction Curves"; "Typical Interaction Curve", Fig. 3-11, page 3-18.

(3) "OT" is zero tension in bars on the tension side. Splices carry design compression only.

**Tabla 3.9. Estimación de secciones Finales CRSI (Handbook Concrete Reinforcing Steel Institute)**

Bars Grade 60	SQUARE TIED COLUMNS 20" X 20"												0.10f <sub>c</sub> A <sub>c</sub> = 160 kips <sup>(2)</sup>					
	Short columns; no sidesway <sup>(1)</sup> Bars symmetrical in 4 faces												For P <sub>u</sub> at <sup>(3)</sup>					
Concrete f' <sub>c</sub> = 4,000 psi	P <sub>u</sub> (kips)—Ultimate Usable Capacity												OT <sup>(3)</sup>	Balance	160 k <sup>(2)</sup>	O <sup>(3)</sup>		
	M <sub>u</sub> , P <sub>u</sub> = e (in.) (φ = 0.70)																	
Bars	P %	0	0.1r	2'	3'	4'	6'	8'	12'	16'	20'	24'	28'	e (in.)	e (in.)	P <sub>u</sub> (k)	e (in.)	M <sub>u</sub> (k- ft.)
4-#9	1.00	1110	891	891	793	703	551	442	260	160	0	0	0	3.04	8.61	415	16.02	150
4-#10	1.27	1153	925	925	825	733	581	471	302	192	0	0	0	3.17	9.44	413	18.02	187
4-#11	1.56	1199	960	960	857	763	608	498	338	221	0	0	0	3.34	10.32	407	19.92	223
4-#14	2.25	1308	1043	1043	935	836	674	557	411	289	213	166	0	3.61	12.40	400	24.73	310
4-#18	4.00	1586	1251	1251	1125	1011	827	693	521	417	331	264	218	4.11	17.73	383	36.39	517
8-#7	1.20	1142	905	905	800	704	544	433	263	179	0	0	0	2.84	8.23	422	17.29	179
8-#8	1.58	1202	949	949	841	742	580	467	302	210	0	0	0	2.96	9.09	420	19.95	231
8-#9	2.00	1269	998	998	885	783	617	501	341	241	184	0	0	3.07	10.04	418	22.55	286
8-#10	2.54	1354	1061	1061	942	834	662	541	387	279	214	173	0	3.20	11.26	415	25.80	355
8-#11	3.12	1446	1126	1126	999	885	704	578	423	313	241	195	164	3.34	12.58	407	29.72	421
8-#14	4.50	1665	1284	1284	1139	1011	810	670	497	392	308	251	211	3.53	15.73	399	36.19	571
8-#18	8.00	2220	1680	1680	1486	1320	1064	885	665	530	440	376	319	3.88	24.26	372	53.58	876
12-#10	3.81	1556	1209	1209	1072	950	758	624	457	349	275	228	193	3.33	13.67	411	33.23	491
12-#11	4.68	1694	1307	1307	1156	1024	819	675	497	390	310	256	217	3.46	15.61	400	37.38	574
12-#14	6.75	2022	1544	1544	1364	1209	971	804	596	473	392	327	279	3.66	20.34	387	47.74	780
16-#10	5.08	1757	1360	1360	1205	1069	856	707	523	414	330	274	234	3.46	16.02	413	40.21	628
16-#11	6.24	1941	1491	1491	1318	1168	935	770	573	455	372	309	265	3.58	18.56	401	43.72	728
SQUARE TIED COLUMNS 22" X 22"												0.10f <sub>c</sub> A <sub>c</sub> = 193 kips						
4-#10	1.04	1353	1068	1068	1001	899	722	539	382	241	0	0	0	3.31	9.63	507	15.25	241
4-#11	1.28	1399	1123	1123	1034	930	752	517	423	275	174	0	0	3.49	11.45	501	21.57	283
4-#14	1.85	1568	1208	1208	1115	1007	823	683	506	357	259	200	0	3.77	12.98	494	24.53	353
4-#18	3.30	1786	1419	1419	1315	1193	989	835	632	507	402	319	262	4.31	17.25	473	35.70	592
8-#8	1.30	1402	1112	1112	1019	909	722	584	380	252	174	0	0	3.11	9.30	516	21.10	261
8-#9	1.65	1469	1161	1161	1065	952	762	621	424	299	226	0	0	3.23	10.16	514	22.78	324
8-#10	2.09	1554	1225	1225	1124	1007	811	666	477	342	252	211	0	3.36	11.28	511	25.93	403
8-#11	2.57	1646	1290	1290	1184	1061	857	708	520	381	294	238	199	3.52	12.48	504	29.32	481
8-#14	3.71	1865	1451	1451	1331	1195	972	809	504	474	372	304	255	3.75	15.32	495	35.99	668
8-#18	6.61	2420	1852	1852	1698	1526	1249	1048	789	636	530	450	383	4.16	22.73	476	52.97	1039
12-#10	3.14	1756	1374	1374	1261	1130	915	758	558	424	334	275	232	3.51	13.43	509	32.69	569
12-#11	3.86	1893	1472	1472	1350	1210	982	815	603	473	374	309	262	3.67	15.16	500	37.20	666
12-#14	5.57	2221	1714	1714	1569	1407	1146	958	716	570	471	391	334	3.91	19.31	488	47.48	925
16-#10	4.19	1957	1525	1525	1401	1257	1021	849	632	499	397	329	281	3.66	15.54	514	39.41	729
16-#11	5.15	2141	1658	1658	1520	1363	1108	924	690	549	447	371	317	3.81	17.77	503	44.90	852
20-#10	5.24	2158	1673	1673	1537	1384	1128	943	704	560	457	381	326	3.80	17.86	512	46.06	878

(1) See "Slender Columns, Capacity Reduction For", page 2-11.

(2) See "Control Points for Interaction Curves"; "Typical Interaction Curve", Fig. 3-11, page 3-13.

(3) "OT" is zero tension in bars on the tension side. Splices carry design compression only.

Tabla 3.9. Estimación de secciones Finales CRSI  
(Handbook Concrete Reinforcing Steel Institute)

Bars Grade 60		SQUARE TIED COLUMNS 24" X 24"													0.10f'c A <sub>c</sub> = 230 kips <sup>(2)</sup>						
		Short columns; no sidesway <sup>(1)</sup> Bars symmetrical in 4 faces													For P <sub>u</sub> at <sup>(3)</sup>						
Concrete f'c = 4,000 psi		P <sub>u</sub> (kips)—Ultimate Usable Capacity													OT <sup>(3)</sup>		Balance		230 k <sup>(2)</sup>		O <sup>(3)</sup>
		M <sub>u</sub> , P <sub>u</sub> = e (in.) (σ = 0.70)																			
p %													e (in.)		P <sub>u</sub> (k)		e (in.)		M <sub>u</sub> (k-ft)		
Bars																					
4-#11	1.02	1618	1301	1301	1230	1115	941	755	522	340	235	0	0	3.52	10.64	604	20.26	283			
4-#14	1.56	1727	1388	1388	1314	1196	990	828	614	436	313	238	0	3.91	12.42	597	24.58	395			
4-#18	2.77	2005	1602	1602	1520	1390	1167	992	754	607	480	378	308	4.49	16.94	581	35.14	667			
8-#8	1.09	1621	1289	1289	1214	1094	883	718	471	322	234	0	0	3.25	9.55	622	20.25	291			
8-#9	1.38	1688	1339	1339	1262	1140	925	759	522	364	275	0	0	3.37	10.35	620	22.86	361			
8-#10	1.76	1773	1403	1403	1323	1197	977	808	582	414	317	254	0	3.52	11.37	617	26.05	451			
8-#11	2.16	1865	1470	1470	1386	1254	1027	854	630	460	355	285	238	3.68	12.48	610	28.86	540			
8-#14	3.12	2084	1631	1631	1539	1395	1151	965	723	566	443	362	304	3.94	15.09	603	35.87	753			
8-#18	5.55	2639	2037	2037	1921	1743	1447	1225	929	751	627	528	449	4.40	21.77	585	52.32	1213			
12-#10	2.54	1975	1554	1554	1466	1326	1089	908	671	508	399	327	273	3.58	13.34	617	32.26	650			
12-#11	3.25	2112	1653	1653	1559	1411	1160	971	723	565	446	367	312	3.85	14.91	608	36.59	762			
12-#14	4.63	2440	1898	1898	1787	1619	1337	1127	848	678	557	461	394	4.12	18.54	598	47.11	1034			
16-#10	3.52	2176	1705	1705	1611	1460	1202	1007	753	594	472	390	330	3.84	15.27	622	38.77	825			
16-#11	4.33	2360	1839	1839	1736	1572	1297	1089	818	653	529	439	374	4.01	17.23	613	44.10	978			
16-#14	6.25	2797	2163	2163	2041	1849	1530	1291	976	786	656	555	475	4.29	22.05	604	57.26	1319			
20-#10	4.46	2377	1853	1853	1750	1591	1316	1107	833	665	540	449	384	3.99	17.36	622	45.11	1001			
20-#11	5.41	2507	2021	2021	1905	1732	1434	1207	911	730	608	507	434	4.15	19.33	611	51.58	1177			
		SQUARE TIED COLUMNS 26" X 26"													0.10f'c A <sub>c</sub> = 270 kips						
4-#11	1.02	1765	1582	1582	1529	1402	1174	939	735	523	373	281	0	4.05	12.55	710	24.53	438			
4-#14	1.56	2242	1799	1799	1742	1604	1361	1155	871	718	564	444	362	4.55	16.74	693	34.70	742			
8-#9	1.09	1925	1532	1532	1477	1345	1107	915	635	457	329	0	0	3.52	10.55	734	22.95	399			
8-#10	1.50	2011	1596	1596	1540	1404	1162	967	701	495	377	301	0	3.65	11.53	732	26.39	499			
8-#11	1.84	2103	1664	1664	1605	1465	1215	1017	752	549	421	338	281	3.83	12.55	725	30.01	599			
8-#14	2.55	2322	1826	1826	1763	1611	1345	1136	855	669	521	424	357	4.11	14.97	719	35.75	838			
8-#18	4.73	2877	2237	2237	2158	1975	1660	1415	1081	875	734	610	521	4.62	21.10	703	51.73	1395			
12-#10	2.25	2213	1748	1748	1687	1539	1280	1074	798	603	471	384	317	3.83	13.04	733	31.98	727			
12-#11	2.75	2350	1849	1849	1784	1628	1356	1143	855	667	525	431	365	4.02	14.77	724	36.08	860			
12-#14	3.99	2678	2093	2093	2020	1845	1544	1310	992	795	651	538	459	4.31	18.21	717	46.27	1166			
12-#18	7.10	3510	2710	2710	2610	2385	2002	1712	1312	1061	890	767	670	4.80	27.05	693	68.83	1898			
16-#10	3.00	2414	1901	1901	1835	1678	1400	1181	886	699	554	457	383	4.01	15.13	740	38.16	923			
16-#11	3.69	2593	2035	2035	1966	1796	1501	1270	958	757	619	512	437	4.20	16.93	732	43.39	1095			
16-#14	5.32	3035	2362	2362	2280	2085	1748	1487	1133	914	765	644	551	4.51	21.32	725	55.87	1499			
20-#10	3.75	2615	2049	2049	1979	1813	1521	1288	974	780	632	524	445	4.17	17.05	741	44.35	1127			
20-#11	4.51	2845	2216	2216	2141	1960	1646	1397	1061	852	707	590	504	4.36	19.34	731	50.53	1326			

(1) See "Slender Columns, Capacity Reduction Factor", page 2-11.  
(2) See "Control Points for Interaction Curves", "Typical Interaction Curve", Fig. 3-11, page 3-18.  
(3) "OT" is zero tension in bars on the tension side. Splices carry design compression only.

Tabla 3.9. Estimación de secciones Finales CRSI  
(Handbook Concrete Reinforcing Steel Institute)



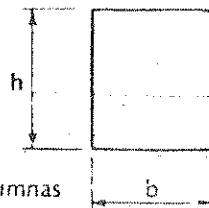
Bars Grade 60	SQUARE TIED COLUMNS 28" X 28"													0.10f <sub>c</sub> A <sub>G</sub> = 313 kips <sup>(2)</sup>				
	Short columns; no sidesway <sup>(1)</sup> Bars symmetrical in 4 faces.													For P <sub>u</sub> at <sup>(3)</sup>				
Concrete f <sub>c</sub> = 4,000 psi	P <sub>u</sub> (kips)—Ultimate Usable Capacity													OT <sup>(3)</sup>	Balance	313 k <sup>(2)</sup>	O <sup>(2)</sup>	
	M <sub>u</sub> , P <sub>u</sub> = e (in.) (ρ = 0.70)																	
Bars	ρ	Q	0.1'	2'	3'	4'	6'	8'	12'	16'	20'	24'	28'	e	e	P <sub>u</sub>	e	M <sub>u</sub>
	σ <sub>0</sub>													(in.)	(in.)	(k)	(in.)	(k-ft)
4-#14	1.14	2222	1791	1791	1793	1527	1377	1168	870	622	443	329	0	4.13	12.69	832	24.75	480
4-#18	2.04	2500	2011	2011	1981	1835	1572	1354	1040	840	656	517	416	4.79	16.63	815	34.36	817
8-#9	1.02	2183	1739	1739	1711	1569	1308	1089	764	526	390	0	0	3.65	10.84	859	23.13	437
8-#10	1.29	2268	1805	1805	1775	1630	1365	1145	836	590	444	354	0	3.80	11.74	856	26.12	546
8-#11	1.59	2360	1873	1873	1842	1693	1421	1198	889	650	494	396	328	3.98	12.70	849	29.05	657
8-#14	2.29	2579	2037	2037	2004	1844	1558	1324	1001	783	608	493	413	4.26	14.95	843	35.69	922
8-#18	4.08	3134	2448	2448	2409	2221	1888	1621	1247	1013	850	706	598	4.81	20.63	829	51.16	1559
12-#10	1.94	2470	1958	1958	1926	1770	1489	1258	939	709	552	445	366	3.98	13.42	858	31.72	799
12-#11	2.38	2607	2059	2059	2026	1862	1569	1332	1001	781	612	502	420	4.17	14.77	850	35.73	958
12-#14	3.44	2935	2305	2305	2268	2087	1766	1510	1150	924	753	622	529	4.49	17.93	844	45.37	1303
12-#18	6.12	3768	2927	2927	2875	2647	2249	1933	1496	1215	1022	881	765	5.03	26.02	824	67.49	2119
16-#10	2.59	2671	2111	2111	2077	1913	1615	1372	1035	816	645	529	441	4.16	15.09	867	37.73	1023
16-#11	3.18	2855	2246	2246	2211	2036	1721	1467	1113	893	718	593	504	4.36	16.80	859	42.69	1214
16-#14	4.59	3292	2573	2573	2533	2336	1981	1697	1302	1054	883	741	633	4.70	20.82	855	54.67	1677
20-#11	3.97	3102	2428	2428	2395	2204	1874	1602	1224	986	817	680	581	4.54	18.98	860	49.63	1479
20-#14	5.73	3649	2839	2839	2791	2575	2197	1886	1456	1179	991	854	733	4.89	23.97	855	64.14	2022
SQUARE TIED COLUMNS 30" X 30"													0.10f <sub>c</sub> A = 360 kips					
4-#14	1.10	2493	2015	2015	2015	1870	1699	1365	1021	734	520	384	0	4.10	12.49	954	24.55	622
4-#18	1.77	2775	2238	2238	2238	2064	1801	1560	1205	973	759	597	477	4.92	16.59	946	34.11	892
8-#10	1.12	2544	2028	2028	2028	1874	1687	1342	989	597	520	410	0	3.93	11.98	990	25.79	594
8-#11	1.38	2636	2097	2097	2097	1939	1646	1397	1041	763	577	460	376	4.12	12.89	983	29.12	716
8-#14	2.00	2855	2262	2262	2262	2094	1788	1530	1160	911	725	569	474	4.41	15.00	977	35.58	1007
8-#18	3.55	3410	2675	2675	2675	2482	2132	1843	1427	1152	976	826	681	4.73	20.30	964	52.53	1709
12-#10	1.59	2746	2182	2182	2182	2018	1716	1461	1094	829	642	513	419	4.12	13.55	993	31.56	871
12-#11	2.07	2884	2285	2285	2285	2113	1800	1538	1162	908	710	579	481	4.32	14.81	985	35.41	1047
12-#14	3.00	3212	2532	2532	2532	2345	2005	1726	1323	1065	866	713	605	4.55	17.77	980	44.59	1444
12-#18	5.33	4044	3159	3159	3159	2922	2510	2173	1693	1380	1163	1005	868	5.24	25.26	963	56.37	2345
16-#10	2.25	2947	2336	2336	2336	2166	1847	1580	1198	946	746	608	505	4.31	15.12	1002	37.35	1124
16-#11	2.77	3131	2472	2472	2472	2293	1959	1680	1283	1031	827	682	575	4.52	16.72	995	42.20	1336
16-#14	4.00	3568	2801	2801	2801	2601	2229	1923	1485	1205	1011	845	721	4.88	20.47	992	53.66	1844
16-#18	7.11	4678	3632	3632	3632	3371	2893	2514	1954	1605	1360	1177	1038	5.48	29.93	981	81.44	3002
20-#11	3.46	3378	2655	2655	2655	2463	2116	1822	1402	1131	936	778	663	4.70	18.76	997	48.95	1637
20-#14	5.00	3925	3064	3064	3064	2845	2452	2123	1650	1341	1128	970	832	5.08	23.39	995	62.86	2236

(1) See "Slender Columns, Capacity Reduction Factor", page 2-11.

(2) See "Control Points for Interaction Curves"; "Typical Interaction Curve", Fig. 3-11, page 3-18.

(3) "OT" is zero tension in bars on the tension side. Splices carry design compression only.

Tabla 3.9. Estimación de secciones Finales CRSI  
(Handbook Concrete Reinforcing Steel Institute)



$$K^* = \frac{l}{10 \ell_c}$$

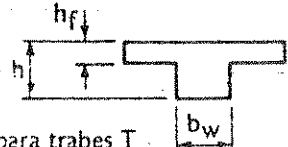
$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Valores de K para columnas

h	b	l	altura de la columna, m								h	b	l	altura de la columna, m							
			8	9	10	11	12	14	16	20				8	9	10	11	12	14	16	20
20	10	427	5	5	4	4	4	3	3	2	60	12	13824	175	175	140	120	115	100	85	70
	12	512	6	6	5	5	4	4	4	3		13	16176	200	200	160	140	135	115	100	80
	14	597	7	7	6	5	5	4	4	4		14	20739	250	250	200	180	175	150	130	105
	15	750	10	9	8	7	6	5	5	4		15	25044	315	315	250	230	225	190	160	125
	22	939	12	10	9	8	7	6	5	4		22	29942	375	375	300	270	265	215	185	150
	26	1109	14	12	11	10	9	8	7	6		30	34560	430	430	345	315	310	245	215	175
	30	1285	16	14	13	12	11	9	8	6		36	41472	520	520	415	375	370	295	250	205
	36	1536	19	17	15	14	13	11	10	8		42	48384	605	605	485	440	435	345	300	240
25	10	833	10	9	8	7	6	5	4	65	12	17576	220	195	175	160	145	125	110	90	
	12	1000	13	11	10	9	8	7	6		14	20505	255	230	205	195	170	150	130	105	
	14	1167	15	13	12	11	10	8	7		18	26364	330	295	265	240	220	190	165	130	
	18	1500	19	17	15	14	13	11	9		22	32223	405	360	320	295	270	230	200	160	
	22	1833	23	20	18	17	15	13	11		25	36081	475	425	380	345	315	270	240	190	
	26	2167	27	24	22	20	18	16	14		30	43940	550	490	440	400	365	315	275	220	
	30	2500	31	28	25	23	21	18	16		36	52728	660	585	525	480	440	375	330	265	
	36	3000	38	33	30	27	25	21	19		42	61516	770	685	615	560	515	440	385	310	
30	10	1400	18	16	14	13	12	10	9	7	70	12	21952	275	245	220	200	185	165	135	110
	12	1700	22	19	17	15	14	12	11	14		25611	320	285	255	235	215	195	160	130	
	14	2016	25	22	20	18	17	14	13	18		32928	410	365	325	300	275	245	205	165	
	18	2592	32	29	26	24	22	19	16	22		40345	505	445	400	365	335	295	250	200	
	22	3168	40	35	32	29	26	23	20	26		47563	595	520	470	430	395	340	295	240	
	26	3744	47	42	37	34	31	27	23	30		54980	685	610	540	500	455	390	345	275	
	30	4320	54	49	43	39	36	31	27	36		63496	825	735	660	600	550	470	410	330	
	36	5184	65	58	52	47	43	37	32	42		75332	960	855	770	700	640	550	480	385	
35	10	2287	29	25	23	21	19	16	14	11	75	12	27000	340	300	270	240	225	195	170	135
	12	2744	34	30	27	25	23	20	17	14		14	31500	395	350	315	285	265	225	195	160
	14	3201	40	36	32	29	27	23	20	16		18	40500	505	450	405	370	340	290	255	205
	18	4116	51	46	41	37	34	29	26	21		22	49500	620	550	490	450	415	355	310	250
	22	5031	63	56	50	46	42	36	31	25		26	57500	730	640	570	530	490	420	365	295
	26	5945	74	66	59	54	50	43	37	30		30	67500	845	745	660	610	565	480	420	340
	30	6860	86	75	69	62	57	49	43	34		36	81000	1010	900	810	750	700	580	505	405
	36	8232	103	91	82	75	69	59	51	41		42	94500	1160	1030	940	870	790	675	590	475
40	6	2048	51	41	34	29	26	20	17	14	90	8	31104	780	600	520	445	390	310	260	205
	8	2731	68	55	46	39	34	27	23	18		10	38580	970	770	650	555	485	390	325	265
	10	3413	85	68	57	49	41	34	28	21		11	44712	1120	895	745	640	560	445	375	300
	11	3925	98	79	65	56	49	39	33	26		13	50944	1290	1000	840	720	630	520	450	375
	13	4437	111	89	74	63	55	44	37	30		15	58320	1460	1130	940	810	720	585	485	390
	15	5120	128	102	85	73	64	51	43	34		17	66996	1650	1260	1040	900	800	640	540	440
	17	5803	145	116	97	83	73	58	48	39		19	73872	1850	1410	1160	1000	900	710	610	490
	19	6485	162	130	108	93	81	65	54	43		21	81543	2040	1530	1240	1070	1020	810	680	545
45	6	2916	73	58	49	42	36	29	24	19	105	8	43082	1200	990	820	705	615	495	410	330
	8	3888	97	78	65	56	49	39	32	26		10	61740	1540	1260	1040	880	770	615	515	410
	10	4860	122	97	81	69	61	49	41	32		11	71201	1780	1450	1180	1010	890	715	590	475
	11	5589	140	112	93	80	70	56	47	37		13	80262	2010	1630	1340	1150	1000	805	670	535
	13	6318	158	126	105	90	79	63	53	42		15	90613	2320	1870	1540	1320	1160	915	770	615
	15	7090	182	146	122	104	91	73	61	49		17	104958	2620	2100	1750	1500	1310	1050	875	700
	17	8062	207	165	138	118	103	83	69	55		19	117306	2920	2350	1950	1680	1470	1170	975	780
	19	9234	231	185	154	132	115	92	77	62		21	129654	3240	2580	2150	1850	1620	1300	1060	865
50	6	4000	100	80	67	57	50	40	32	27	120	8	73728	1840	1470	1230	1060	920	735	615	490
	8	5333	133	107	89	76	67	53	44	36		10	92160	2360	1840	1540	1320	1150	900	750	615
	10	6667	167	133	111	95	83	67	56	44		11	105984	2630	2110	1770	1510	1320	1040	865	705
	11	7667	190	153	128	110	96	77	64	51		13	113408	3000	2400	2000	1710	1500	1180	1000	800
	13	9833	217	173	144	124	108	87	72	58		15	132240	3400	2700	2300	1970	1740	1360	1150	920
	15	10000	240	190	161	143	125	100	83	67		17	156672	3820	3120	2640	2240	1940	1520	1260	1040
	17	11333	283	227	189	162	142	113	94	76		19	175104	4280	3480	2920	2480	2140	1680	1420	1150
	19	12667	317	253	211	181	158	127	106	84		21	197536	4840	3970	3300	2780	2420	1880	1570	1250
55	5	5024	133	106	89	76	67	53	44	36	135	8	134976	2620	2120	1750	1500	1310	1060	875	700
	8	7099	177	142	118	101	89	71	59	47		10	161220	3280	2620	2190	1840	1640	1270	1070	875
	10	8873	222	177	148	127	111	89	74	59		11	185013	3770	3030	2510	2160	1910	1470	1250	1010
	11	10004	255	204	170	146	128	100	85	68		13	210445	4260	3410	2840	2440	2140	1640	1400	1140
	13	11535	288	231	192	165	144	115	96	77		15	237427	4900	3940	3280	2810	2470	1910	1610	1310
	15	13117	333	268	220	190	166	133	111	89		17	265059	5640	4470	3720	3190	2760	2140	1800	1490
	17	14859	377	302	251	215	189	146	101	87		19	294041	6480	5110	4240	3610	3120	2440	2050	1640
	19	16844	421	337	281	241	211	160	141	112		21	324483	7440	5870	4900	4170	3620	2840	2350	1840

Tabla 3.10.

(Criterios Para Proyecto de Estructuras de Concreto de



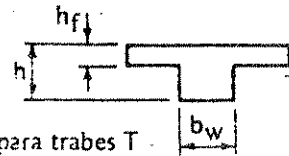
$$K^* = \frac{2I}{10\ell}$$

$$I = \frac{b_w h^3}{12}$$

Valores de K para traves T

h	b <sub>w</sub>	I	ℓ = longitud de la trabe, m								h	b <sub>w</sub>	I	ℓ = longitud de la trabe, m							
			8	10	12	14	16	20	24	30				10	12	14	16	20	24	30	
20	6	256	6	5	4	4	3	3	2	2	60	8	9215	230	185	155	130	115	90	75	60
	8	311	9	7	6	5	4	3	3	2		10	11520	290	230	190	155	145	115	95	75
	10	427	11	9	7	6	5	4	4	3		11	13245	320	255	220	180	165	130	110	90
	11	491	12	10	8	7	6	5	4	3		13	14975	375	300	250	215	185	150	125	100
	13	555	14	11	9	8	7	6	5	4		15	17280	430	345	290	245	215	175	145	115
	15	640	16	13	11	9	8	7	6	5		17	19584	490	390	325	280	245	195	165	130
	17	725	18	15	12	10	9	7	6	5		19	21638	545	440	365	315	275	220	180	145
19	811	20	16	14	12	10	8	7	5	21	24192	605	485	405	345	300	240	200	160		
25	6	500	13	10	8	7	6	5	4	3	65	8	11717	295	235	195	165	145	115	100	80
	8	667	17	13	11	10	8	7	6	4		10	14647	365	295	245	210	185	145	120	100
	10	833	21	17	14	12	10	8	7	6		11	16844	420	355	280	240	210	170	140	110
	11	958	24	19	16	14	12	10	8	5		13	19041	475	380	315	270	240	190	160	125
	13	1083	27	22	18	15	14	11	9	7		15	21970	550	440	365	315	275	220	185	145
	15	1250	31	25	21	18	16	13	10	8		17	24899	620	500	415	355	310	250	205	165
	17	1417	35	28	24	20	18	14	12	9		19	27829	695	555	465	400	350	280	230	185
19	1583	40	32	26	23	20	16	13	11	21	30758	770	615	515	440	385	310	255	205		
30	6	864	22	17	14	12	11	9	7	6	70	8	14635	365	295	245	210	185	145	120	100
	8	1152	29	23	19	16	14	12	10	8		10	18293	455	365	305	260	230	185	150	120
	10	1512	35	29	24	21	18	14	12	10		11	21332	525	430	350	300	265	210	175	140
	11	1656	41	33	28	24	21	17	14	11		13	23781	595	475	395	340	295	240	200	160
	13	1872	47	37	31	27	23	19	16	12		15	27440	695	550	455	390	345	275	230	185
	15	2160	54	43	36	31	27	22	18	14		17	31099	775	620	520	445	390	310	260	205
	17	2448	61	49	41	35	31	25	20	15		19	34757	870	695	580	495	435	350	290	230
19	2736	68	55	46	39	34	27	23	18	21	38416	960	770	640	550	480	385	320	255		
35	6	1372	34	27	23	20	17	14	11	9	75	8	18000	450	360	300	255	225	180	150	120
	8	1829	46	37	30	26	23	18	15	12		10	22500	565	450	375	320	280	225	190	160
	10	2257	57	46	38	33	29	23	19	15		11	26975	645	520	430	370	325	260	215	175
	11	2630	66	53	44	38	33	26	22	18		13	29750	730	585	490	420	365	295	245	195
	13	2973	74	59	50	42	37	30	25	20		15	33750	845	675	565	490	420	340	280	225
	15	3430	86	69	57	49	43	34	29	23		17	38250	955	765	640	545	480	385	320	255
	17	3887	97	78	65	56	49	39	32	26		19	42750	1070	855	715	610	535	430	355	285
19	4345	109	87	72	62	54	43	36	29	21	47250	1180	945	790	675	590	475	395	315		
40	10	3413	43	38	34	31	26	24	21	17	80	12	32758	410	365	300	275	235	205	165	
	12	4096	51	46	41	37	34	29	26	20		14	38229	480	425	360	320	275	240	190	
	14	4779	60	53	48	43	40	34	30	24		18	49152	575	545	470	445	410	350	305	245
	16	5444	77	63	61	56	51	44	38	31		22	60075	710	670	600	545	500	430	375	300
	22	7209	94	83	75	66	63	54	47	38		25	78997	945	790	710	645	590	505	445	355
	26	8875	111	99	89	81	74	63	55	44		30	81920	1020	910	820	745	665	585	510	410
	30	10240	128	114	102	93	85	73	64	51		36	98304	1245	1090	995	895	820	700	615	490
36	12288	154	137	123	112	102	88	77	61	42	114688	1430	1270	1180	1040	935	820	715	575		
45	10	4860	61	54	49	44	41	35	30	24	85	12	39304	490	435	365	355	330	280	245	195
	12	5832	73	65	59	53	49	42	36	29		14	45855	575	515	450	435	380	320	285	230
	14	6804	85	76	68	62	57	49	43	34		18	58556	735	675	590	535	490	420	370	295
	16	8748	109	97	87	80	73	62	55	44		22	72057	900	830	720	665	610	515	440	360
	22	10692	134	119	107	97	89	76	67	53		26	85159	1060	945	840	775	710	610	530	425
	26	12536	158	140	126	115	104	90	79	63		30	98260	1230	1090	985	895	820	700	615	490
	30	14580	182	162	146	133	122	104	91	73		36	117912	1470	1310	1180	1070	980	840	735	590
36	17496	219	194	175	159	146	125	109	87	42	137564	1720	1530	1380	1250	1150	985	860	690		
50	10	6667	83	74	67	61	56	48	42	33	90	12	46656	585	520	465	425	390	335	290	235
	12	8000	100	89	80	73	67	57	50	40		14	54432	690	625	545	495	455	390	340	270
	14	9333	117	104	95	85	78	67	58	47		18	69084	875	790	700	635	585	500	435	350
	16	12000	150	133	120	109	100	85	75	60		22	85536	1070	950	835	760	715	610	535	430
	22	14667	183	163	147	133	122	104	92	73		26	101068	1290	1150	1035	920	840	720	630	505
	26	17333	217	193	173	158	144	124	108	87		30	115640	1460	1300	1170	1060	970	835	730	585
	30	20000	250	222	200	182	167	143	125	100		36	139888	1750	1560	1400	1270	1170	1000	875	700
36	24000	300	267	240	218	200	171	150	120	42	163296	2140	1910	1730	1580	1360	1170	1020	815		
55	10	8873	111	99	89	81	74	63	55	44	95	12	54872	665	610	550	500	460	390	345	275
	12	10642	133	118	106	97	89	76	67	51		14	64017	800	740	680	620	575	495	400	320
	14	12422	155	138	124	113	104	89	78	62		18	82303	1000	915	825	750	685	590	515	410
	16	15974	200	177	160	145	133	114	100	80		22	100599	1240	1120	1010	915	840	720	630	505
	22	19521	244	217	195	177	163	139	122	98		26	118589	1490	1330	1190	1080	990	850	745	595
	26	23071	288	256	231	210	192	165	144	115		30	137180	1770	1570	1410	1280	1140	980	855	685
	30	26620	333	296	266	242	222	190	166	135		36	164616	2160	1930	1740	1580	1370	1180	1030	825
36	31544	399	355	319	290	266	227	200	160	42	192052	2640	2330	2120	1750	1640	1370	1210	960		

Tabla 3.11.



$$K^* = \frac{21}{10R}$$

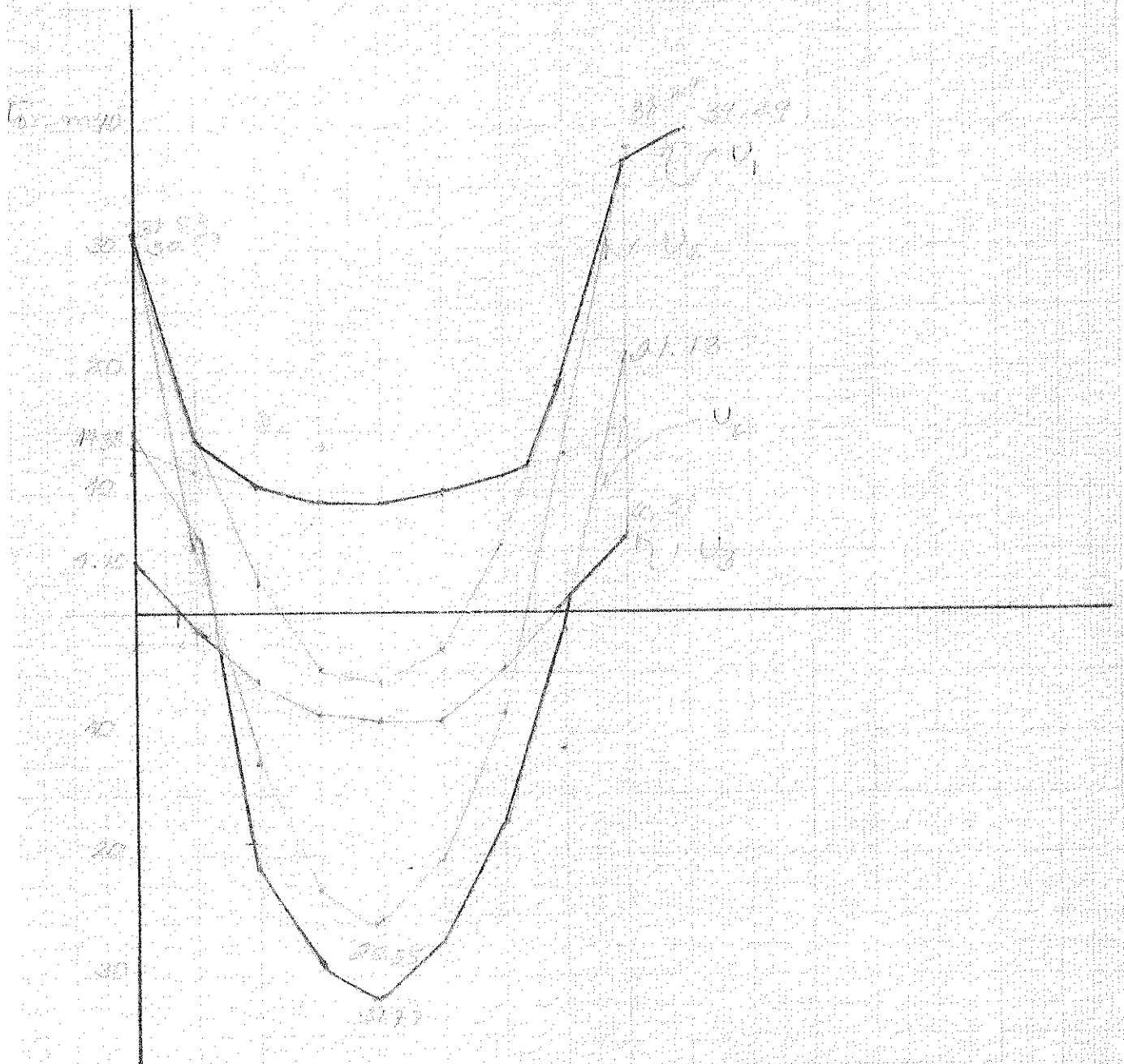
$$I = \frac{b_w h^3}{12}$$

Valores de K para traves T

h	b <sub>w</sub>	I	ℓ = longitud de la trabe, m							h	b <sub>w</sub>	I	ℓ = longitud de la trabe, m								
			8	10	12	14	16	20	24				30	8	10	12	14	16	20	24	30
20	6	256	6	5	4	4	3	3	2	2	60	8	9215	230	185	155	130	115	90	75	60
	8	341	9	7	6	5	4	3	3	2		10	11520	290	230	190	155	145	115	95	75
	10	427	11	9	7	6	5	4	4	3		11	13246	320	255	220	180	165	130	110	90
	11	491	12	10	8	7	6	5	4	3		13	14975	375	300	250	215	185	150	125	100
	13	555	14	11	9	8	7	6	5	4		15	17280	430	345	290	245	215	175	145	115
	15	640	16	13	11	9	8	7	6	5		17	19524	490	390	325	280	245	195	165	130
17	725	18	15	12	10	9	7	6	5	19	21838	545	440	365	315	275	225	180	145		
19	811	20	16	14	12	10	8	7	5	21	24192	605	485	405	345	300	240	200	160		
25	6	500	13	10	8	7	6	5	4	3	65	8	11217	295	235	195	165	145	115	100	80
	8	667	17	13	11	10	8	7	6	4		10	14647	365	295	245	210	185	145	120	100
	10	833	21	17	14	12	10	8	7	6		11	16844	420	335	280	240	210	170	140	110
	11	958	24	19	16	14	12	10	8	5		13	19041	475	380	315	270	240	190	160	125
	13	1083	27	22	18	15	14	11	9	7		15	21970	550	440	365	315	275	220	185	145
	15	1250	31	25	21	18	16	13	10	8		17	24899	620	500	415	355	310	250	205	165
17	1417	35	28	24	20	18	14	12	9	19	27829	695	555	465	400	350	280	230	185		
19	1583	40	32	26	23	20	16	13	11	21	30758	770	615	515	440	385	310	255	205		
30	6	864	22	17	14	12	11	9	7	6	70	8	14635	365	295	245	210	185	145	120	100
	8	1152	29	23	19	16	14	12	10	8		10	18293	455	365	305	260	230	185	150	120
	10	1440	36	29	24	21	18	14	12	10		11	21037	525	420	350	300	265	210	175	140
	11	1656	41	33	28	24	21	17	14	11		13	23781	595	475	395	340	295	240	200	160
	13	1872	47	37	31	27	23	19	16	12		15	27440	685	530	455	390	345	290	240	200
	15	2160	54	43	36	31	27	22	18	14		17	31099	775	620	520	445	390	310	260	205
17	2448	61	49	41	35	31	26	20	15	19	34757	870	695	580	495	435	350	290	230		
19	2736	68	55	46	39	34	27	23	18	21	38416	960	770	640	550	480	385	320	255		
35	6	1372	34	27	23	20	17	14	11	9	75	8	18000	450	360	300	255	225	180	150	120
	8	1829	46	37	30	26	23	18	15	12		10	22570	565	450	375	320	280	235	190	150
	10	2287	57	46	38	33	29	23	19	15		11	26275	645	520	430	370	325	260	215	175
	11	2630	66	53	44	38	33	26	22	18		13	29030	730	585	490	420	365	295	245	195
	13	2973	74	59	50	42	37	30	25	20		15	33760	845	675	565	480	420	340	280	225
	15	3430	86	69	57	49	43	34	29	23		17	38350	955	765	640	545	480	385	320	255
17	3887	97	78	65	56	49	39	32	26	19	42760	1070	855	715	610	535	430	355	285		
19	4345	109	87	72	62	54	43	36	29	21	47260	1180	945	790	675	590	475	395	315		
40	10	3413	43	38	34	31	26	24	21	17	80	12	30768	410	355	320	300	275	205	165	
	12	4056	51	45	41	37	34	29	26	20		14	36229	480	425	360	320	320	275	210	
	14	4779	60	52	46	43	40	34	30	24		18	49152	575	545	430	445	410	350	305	
	16	5444	77	63	61	56	51	44	38	31		22	66075	700	670	600	545	500	430	375	
	22	7529	94	83	75	66	60	52	47	35		25	70097	985	790	710	645	590	505	445	
	26	8875	111	99	89	81	74	63	55	44		30	81920	1020	830	720	650	685	510	410	
30	10240	128	114	102	93	85	73	64	51	35	98304	1240	1090	945	895	820	700	615			
36	12288	154	137	123	112	102	88	77	61	42	114688	1430	1270	1100	1040	935	820	715			
45	10	4860	61	54	49	44	41	35	30	24	85	12	39304	490	435	395	355	330	280	245	
	12	5832	73	65	59	53	49	42	36	29		14	45855	575	515	455	415	380	330	285	
	14	6804	85	76	68	62	57	49	43	34		18	58756	735	655	590	535	490	420	370	
	16	7748	109	97	87	80	73	62	55	44		22	72057	900	810	720	650	600	515	450	
	22	10692	134	119	107	97	89	76	67	53		26	85159	1060	945	840	775	710	610	550	
	26	12536	158	140	126	115	104	90	79	63		30	98260	1230	1095	985	895	820	700	615	
30	14580	182	162	146	133	122	104	91	73	35	117912	1470	1310	1180	1070	980	840	735			
36	17496	219	194	175	159	146	125	109	87	42	137564	1720	1530	1380	1250	1150	985	860			
50	10	6667	83	74	67	61	56	48	42	33	90	12	46656	585	520	465	425	390	335	290	
	12	8000	100	89	80	73	67	57	50	40		14	54412	690	605	545	495	455	390		
	14	9333	117	104	93	85	78	67	58	47		18	69084	875	760	700	635	585	500		
	16	12000	150	133	120	109	100	86	75	60		22	85536	1070	950	850	780	715	610		
	22	14667	183	163	147	133	122	103	92	73		26	101068	1260	1120	1010	920	840	720		
	26	17333	217	193	173	158	144	124	108	87		30	116640	1460	1300	1170	1060	970	835		
30	20000	250	222	200	182	167	143	125	100	35	139268	1750	1560	1430	1270	1170	1000				
35	24000	300	267	240	218	200	171	150	120	42	163296	2240	1910	1730	1580	1460	1270				
55	10	8873	111	99	89	81	74	63	55	44	95	12	54872	685	610	550	500	460	390	345	
	12	10648	133	118	106	97	89	76	67	53		14	64017	800	710	650	590	535	455		
	14	12422	155	138	124	113	104	89	78	62		18	82373	1020	915	825	750	685	590		
	16	15972	200	177	160	145	131	114	100	70		22	100599	1240	1100	1000	915	840	720		
	22	19521	244	217	195	177	163	139	122	98		26	118589	1460	1300	1170	1080	990	850		
	26	23071	288	256	231	210	192	160	144	115		30	137180	1720	1520	1370	1240	1140	980		
30	26620	333	296	266	240	221	180	160	135	35	164616	2080	1840	1650	1540	1370	1180				
36	31544	399	355	319	286	266	220	200	160	42	192052	2460	2150	1920	1760	1600	1370				

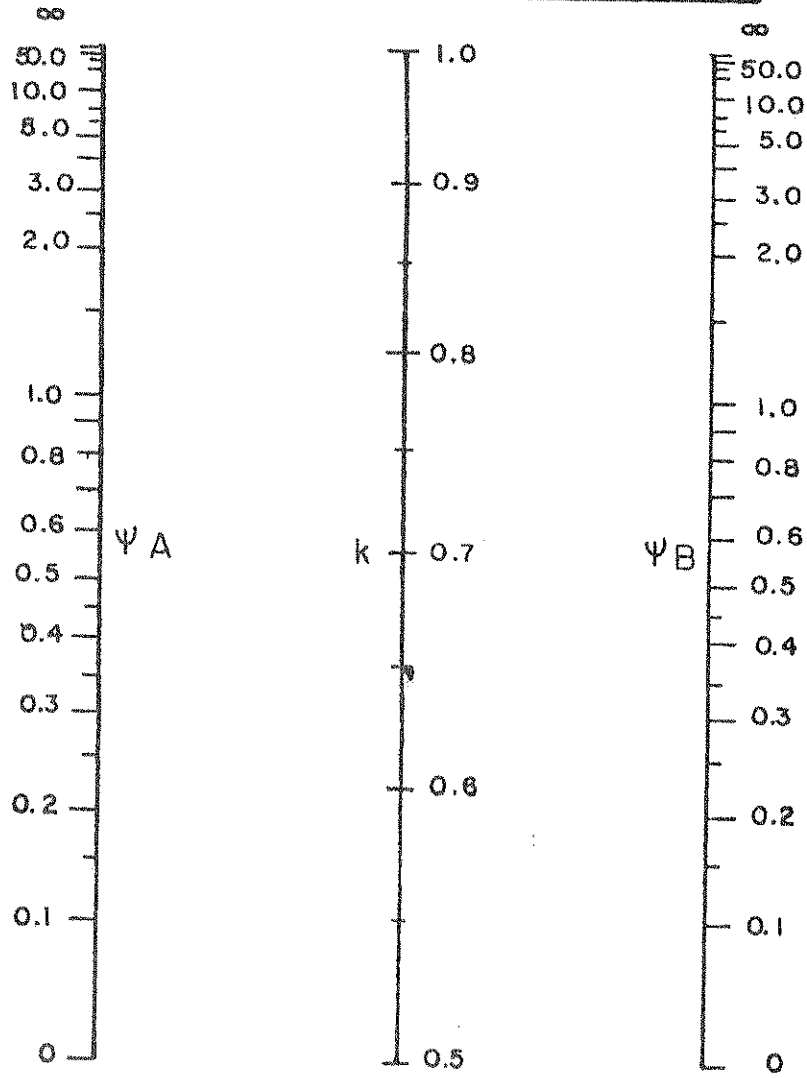
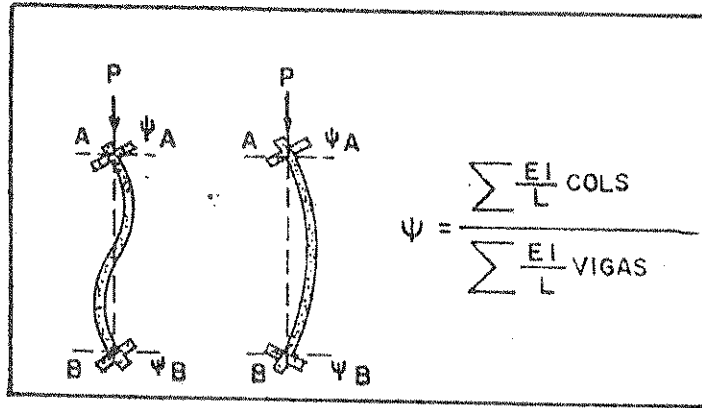
Tabla 3.11.

# ENVOLVENTE DE MOMENTOS Viga No. 1

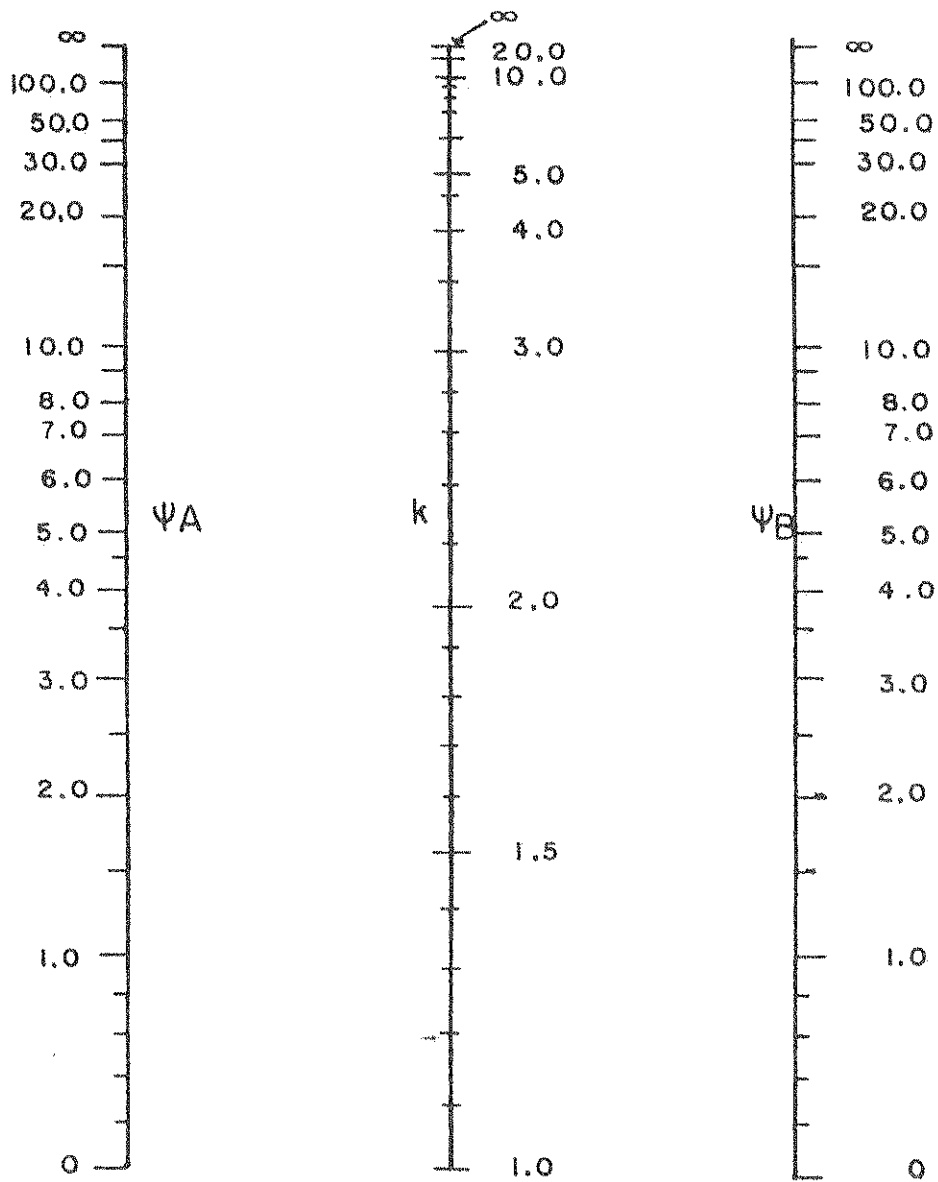
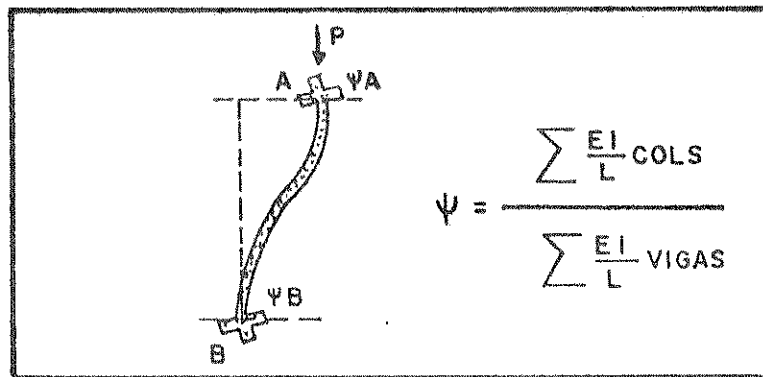


Gráfica 4.1. Envolvente de Momentos Para la Viga del Ejemplo.

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 (m)

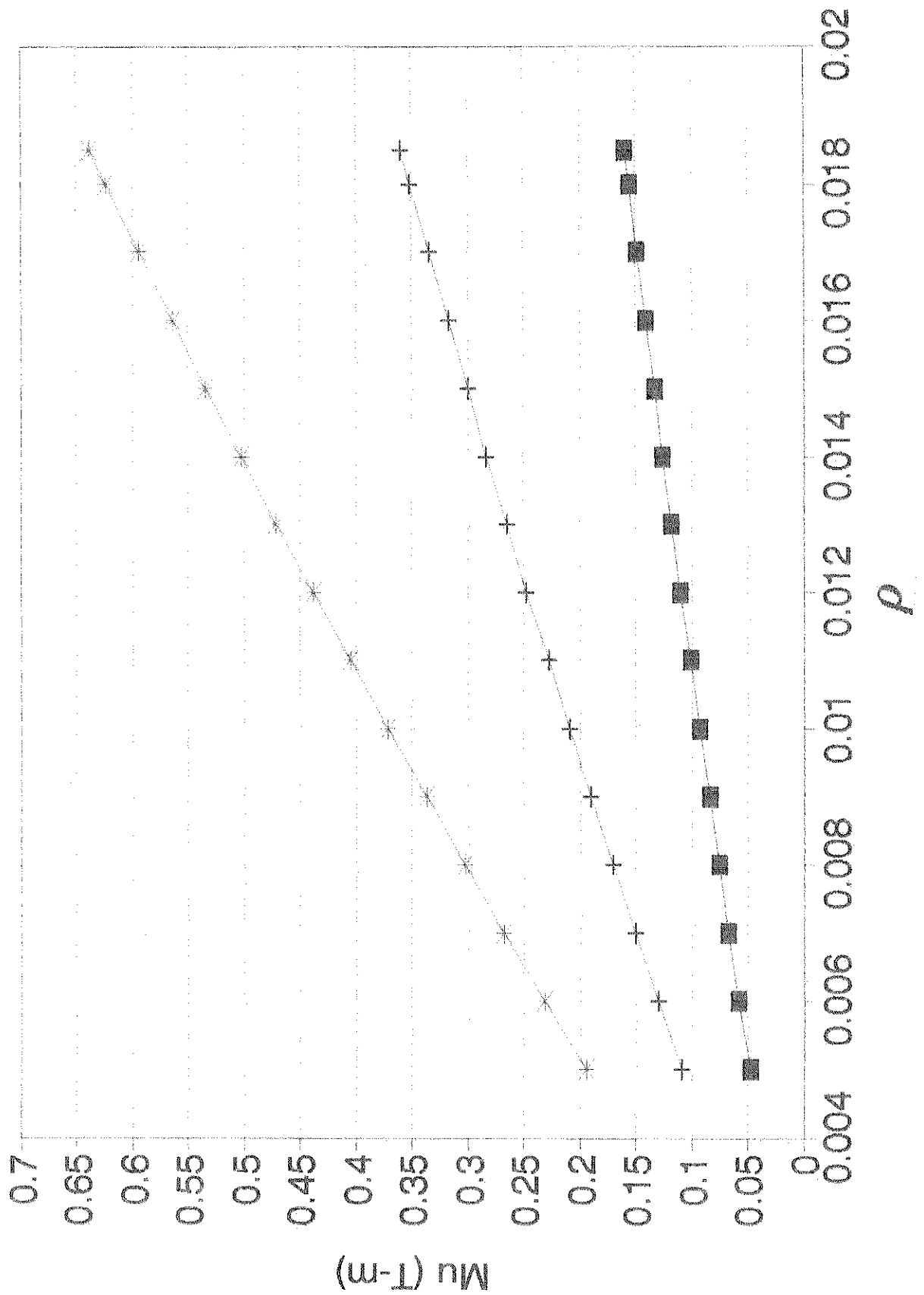


Factor de longitud efectiva para marcos contraventeados.  
Gráfica 4.2.



Gráfica 4.3 Factor de longitud efectiva, marcos no contraventeados.

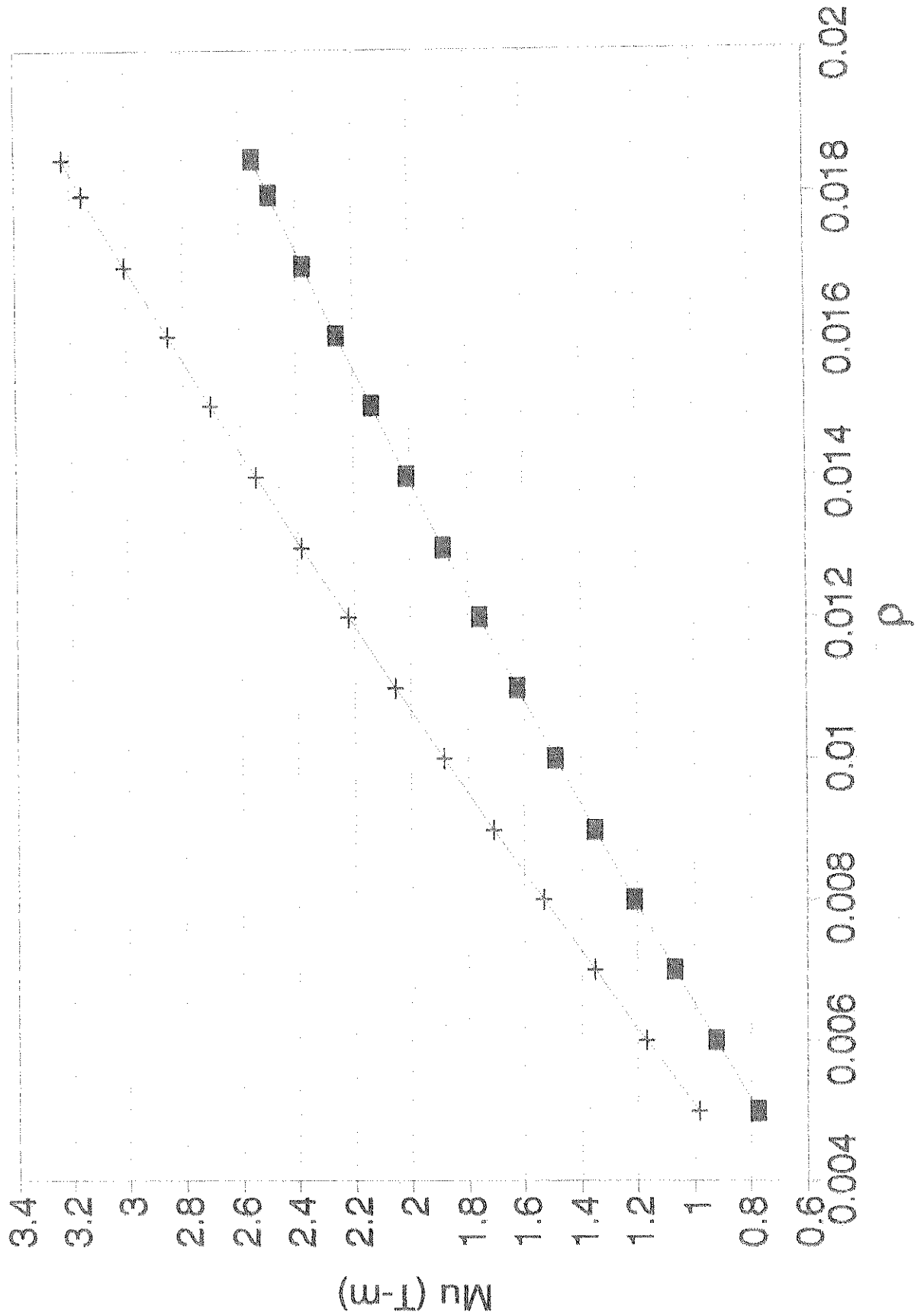
# DIFERENTES VALORES DE "d"



Gráfica 4.4. Diferentes valores de "d" en vigas.

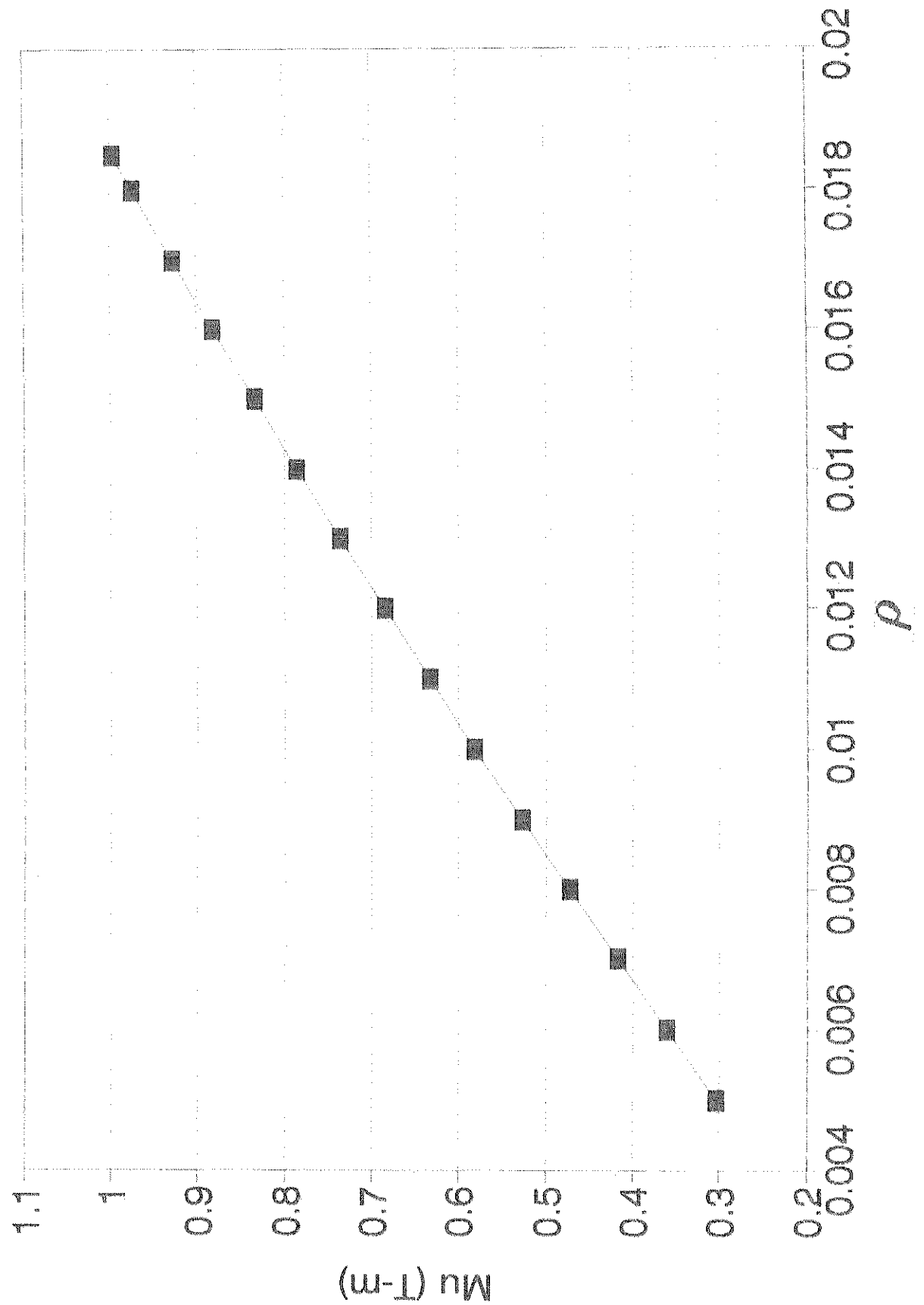


# DIFERENTES VALORES DE "d"



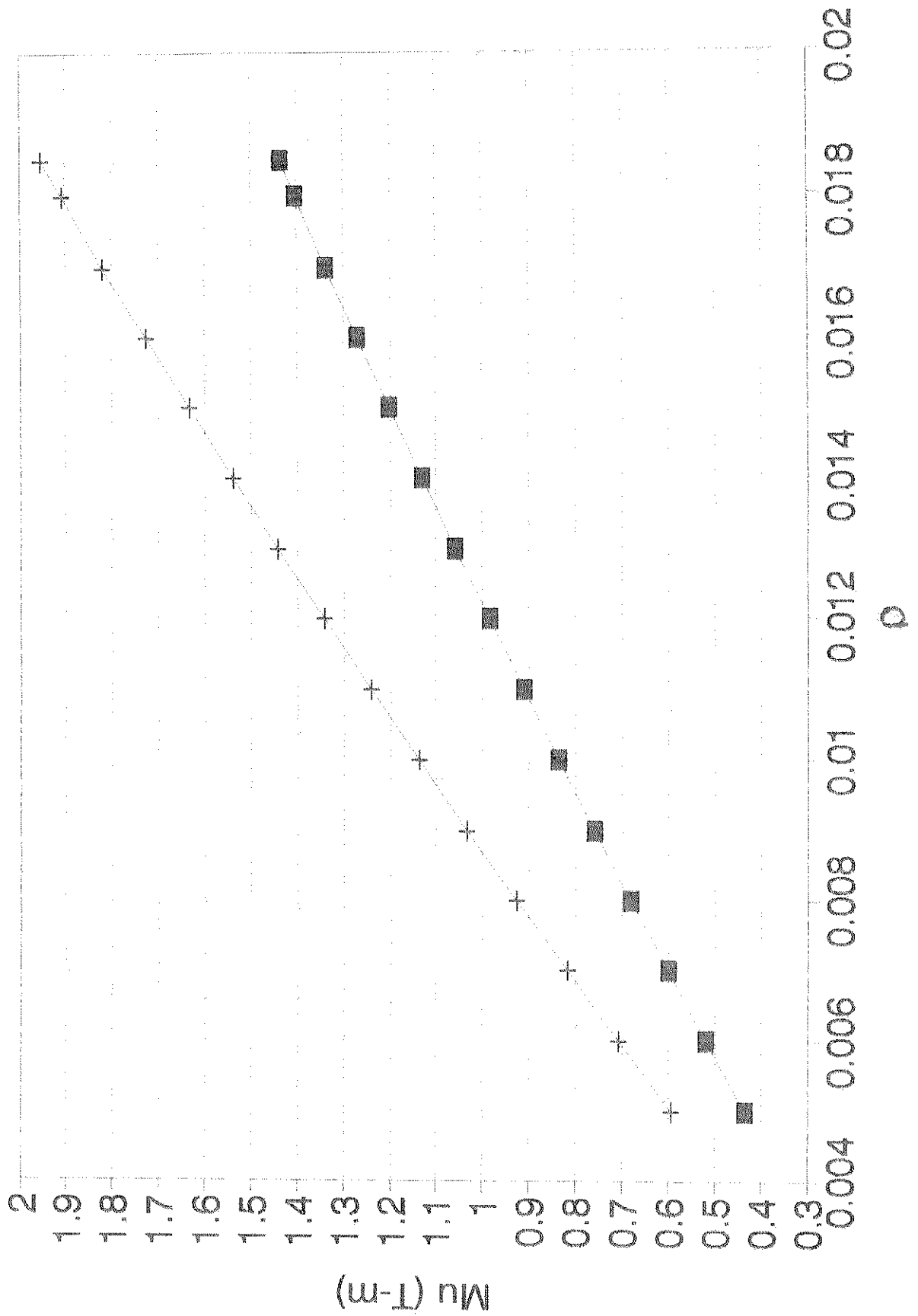
Gráfica 4.4. Diferentes valores de "d" en vigas.

# GRAFICA PARA d=50 Cm.

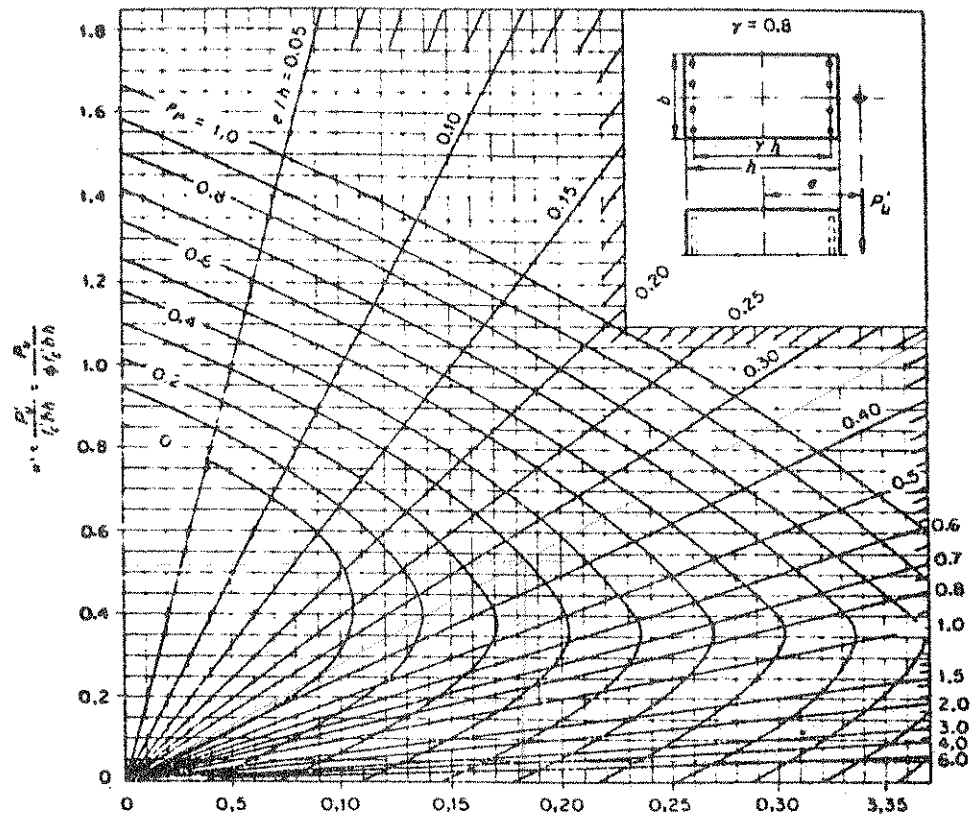


Gráfica 4.5. Valores de "d" = 50 cm, según Momento Último y densidad de acero...

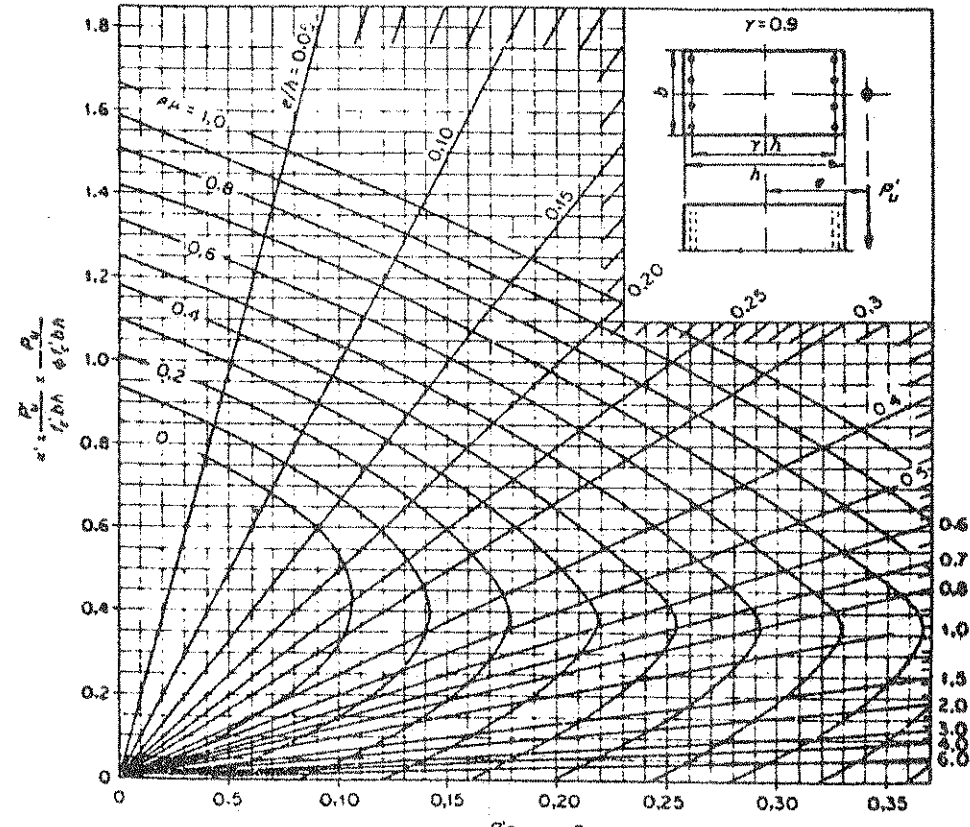
# DIFERENTES VALORES DE "d"



Gráfica 4.6. Diferentes valores de "d" en columnas.



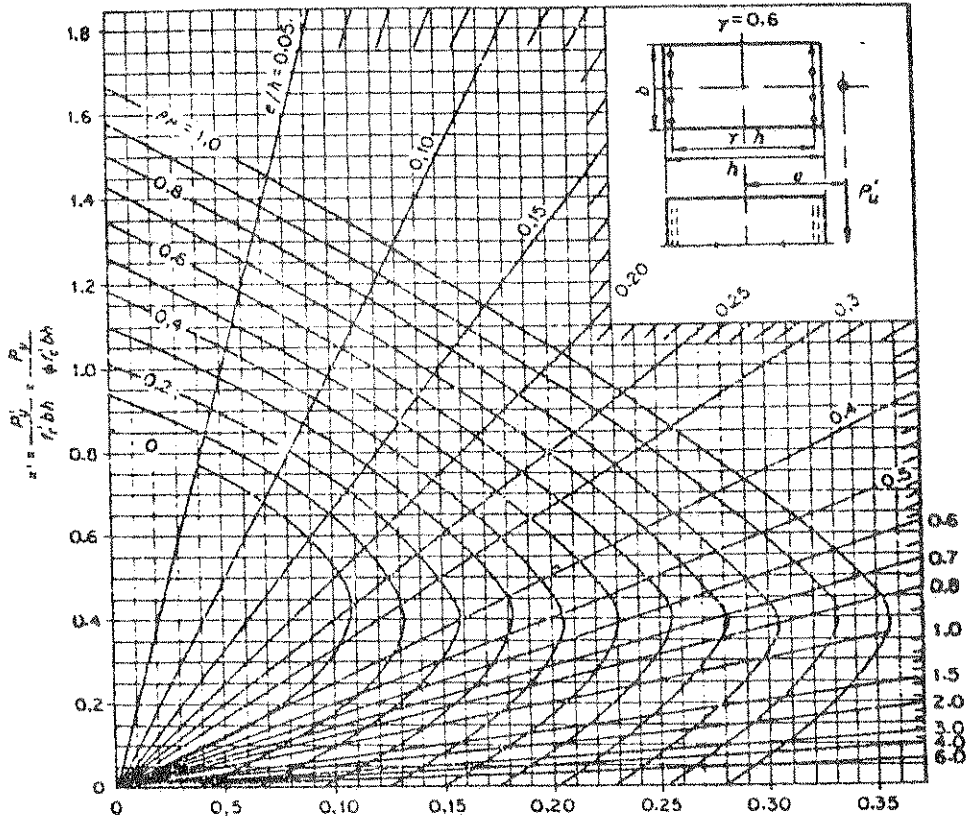
$$k' e / h = \frac{P_u e}{I_u b h^2} = \frac{P_u e}{\phi_c b h^2}$$



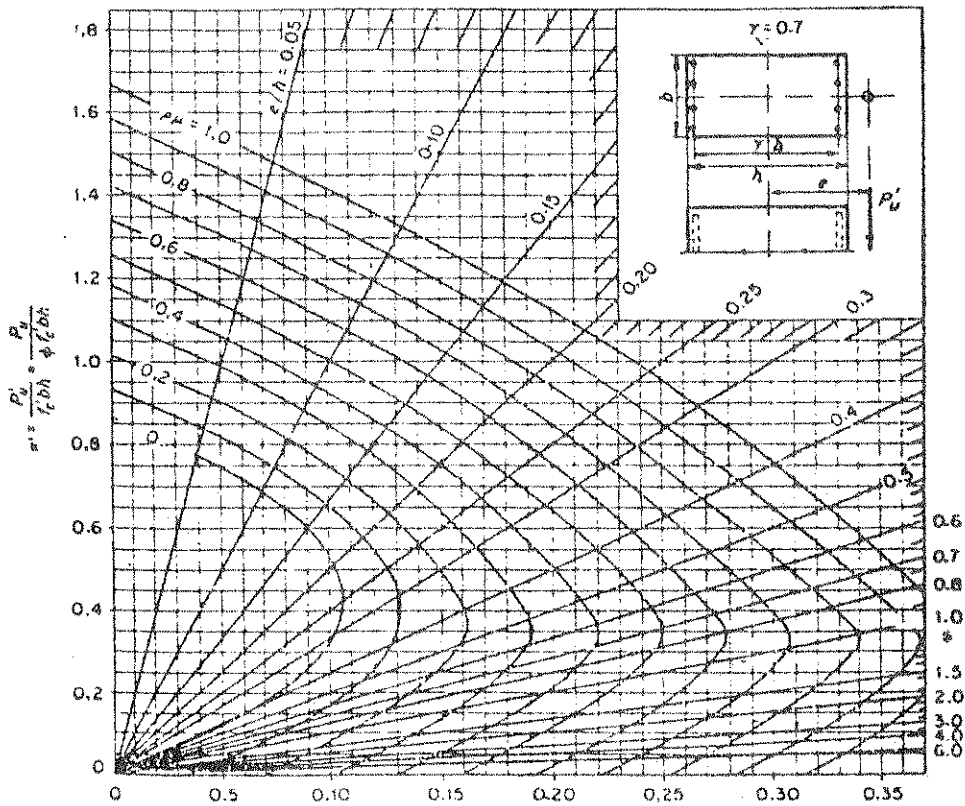
$$k' e / h = \frac{P_u e}{I_u b h^2} = \frac{P_u e}{\phi_c b h^2}$$

Gráfica 4.7. Diagramas de interacción para diseño de columnas con momento biaxial

Gráficos de diseño para  $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$



$$\mu' e/h = \frac{P_u e}{\phi_c b h^2} = \frac{P_u e}{\phi_c b h^2}$$



$$\mu' e/h = \frac{P_u e}{\phi_c b h^2} = \frac{P_u e}{\phi_c b h^2}$$

Gráfica 4.7.

Para caminar entre tramos de láminas, deberá hacerse colocando tablas sobre el lugar donde hayan traslapes y costaneras.

#### **d.- Techos de composición.**

- d.1) Generalidades: Se denominan techos de composición a los constituidos por la impermeabilización en caliente de uno, dos o tres fieltros saturados en asfalto, debidamente adheridos entre sí con asfalto refinado al aire, con punto de ablandamiento de 185 grados Fahrenheit, sellado con el mismo asfalto, más piedrín calizo claro de 1/4" o granito de mármol. El techo de composición está diseñado para la impermeabilización ya cavado de techos de madera y losas de concreto con pendientes comprendidas entre el 0.5 y 33%.

El procedimiento de aplicación de los materiales es el siguiente:

#### **d.2) Método constructivo:**

- a) Mano de imprimación: regándolo con escoba, se aplica el imprimador a razón de un galón por metro cuadrado. Sobre techo de madera se omite la imprimación y se clava directamente el primer fieltro, deben dejarse traslapes de 2".
- b) Colocación de fieltro: Sobre la superficie a tratar se ponen de uno a tres fieltros adheridos a la terraza o entre sí, con 2.5 libras de asfalto petroelástico por metro cuadrado. Debe evitarse que se formen arrugas o bolsas en el fieltro, además el asfalto no debe ser calentado arriba de 400° Fahrenheit y debe ser aplicado a menos de 375° Fahrenheit.
- c) Sello: finalmente, sobre la superficie se aplica un sello de asfalto petroelástico a razón de 6 libras por metro cuadrado y mientras el asfalto esté caliente, se riegan de 30 a 40 libras de piedrín o de granito de mármol de 1/4", por metro cuadrado.

#### **e.- Techos de losetas de barro.**

- e.1) Generalidades: Las losetas o baldosas de barro, se han usado en Guatemala desde tiempos de la colonia, aunque su uso ha disminuido en los últimos años. Su uso principal ha sido en pisos y en las azoteas llamadas "terrazas españolas". Sus características son similares a las de la teja, ya que se fabrican con los mismos procedimientos con que ésta es fabricada. Sin embargo, actualmente pueden obtenerse losetas de mayor calidad, que son producto de técnicas modernas de fabricación.
- e.2) Métodos tradicionales de construcción:
- 1.- Método simple: Sobre reglas de madera de: 1" x 2", apoyadas sobre tendales, se coloca una capa de losetas; sobre esta capa se funde una capa de ripio con mezcla de cal, dándosele un acabado final con blanqueado de cal, este último cumple funciones de impermeabilización, generalmente el espesor de la capa de ripio y cal, deberá ser de 5 centímetros ( 2" ).
- 2.- Método de varias capas: Consiste en la colocación, de 3 capas de losetas pegadas entre sí con mezcla de cal, sobre reglas de madera de: 1" x 2" que se apoyan sobre tendales, la primera y la tercera capa se colocan paralelas a la dirección de las reglas, y la segunda capa se coloca diagonalmente a las otras dos, debe considerarse un espesor de: 1" a 1 1/2", para la mezcla de cal que une las capas de losetas.

e.3) Recomendaciones:

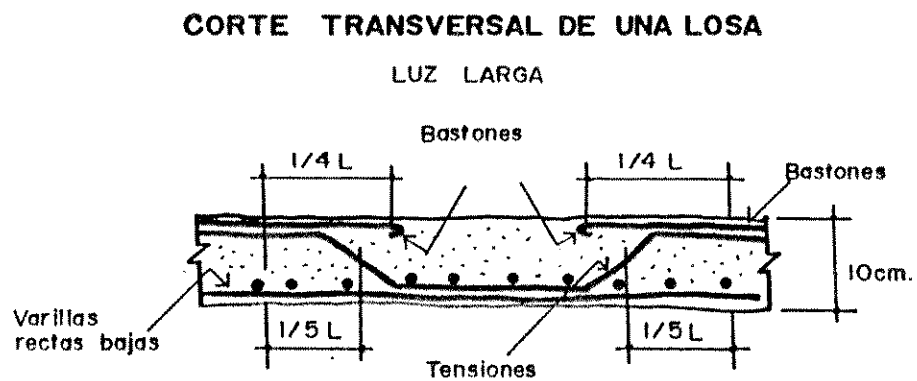
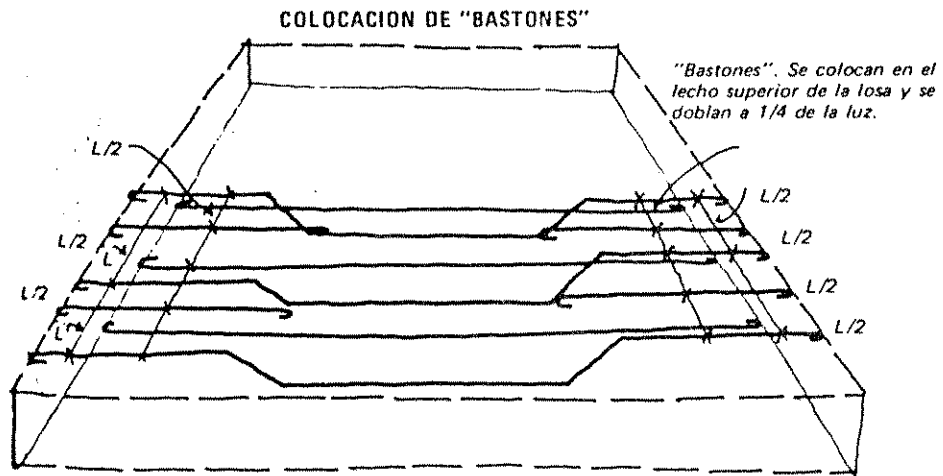
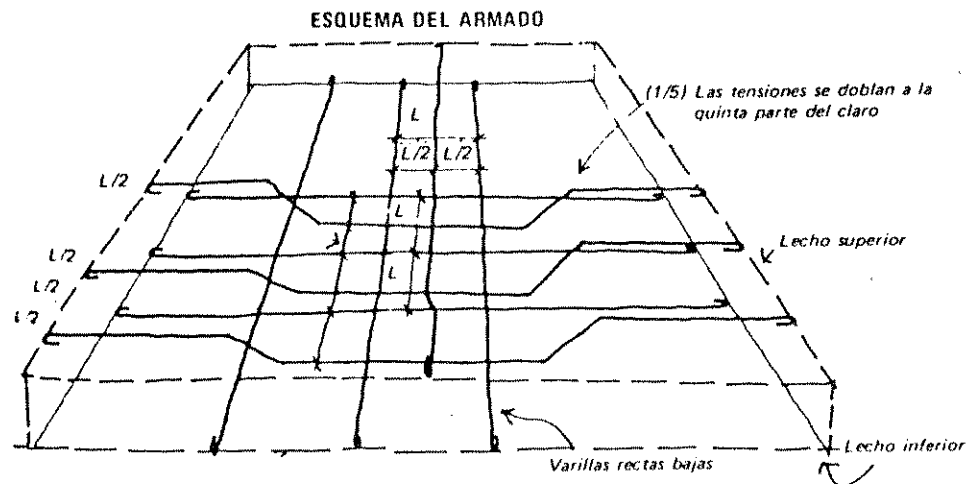
- 1.- Las cubiertas de loseta de barro, son cubiertas planas con la pendiente estrictamente necesaria para conseguir el desagüe de las aguas de lluvia, para esto basta con engrosar adecuadamente el espesor de la terraza.
- 2.- Deben proveerse de un buen número de bajadas de agua y se aconseja instalar; una bajada de diámetro no menor de 3" por cada 30 metros cuadrados de terraza.
- 3.- Tradicionalmente estas cubiertas se han impermeabilizado con "jabón de coche" o de parafina derretida, aplicados en las horas de sol intenso, para conseguir la máxima absorción del producto.

**F.3.- Losas de concreto.**

**a.- Techos de losa de concreto fundida en el sitio.**

- a.1) Características: Dentro de este término se incluye todo tipo de cubierta de concreto reforzado. Sus características son: alta resistencia, durabilidad, resistencia al fuego y otras. El concreto no es un material compacto sino que tiene vasos capilares, además está afecto a cambios en su volumen causados por variaciones de temperatura y que producen pequeñas grietas, esta característica, más las imperfecciones provocadas por mala colocación, vibrado o curado, hacen que no sea impermeable.
- a.2) Generalidades: Puede considerarse que dentro de las cubiertas de concreto existe variedad de tipos, dependiendo de la luz que se deba cubrir, la economía y las cargas que deban soportar. Las más comúnmente empleadas son: losa plana, losa nervurada (armadas en uno o en dos sentidos). En nuestro país es la cubierta más popular y por ende la de más demanda.
- a.3) Método constructivo: El método de construcción de una losa maciza, es el que permite darle la configuración a la estructura, con el fin de que reúna las condiciones para las cuales ha sido diseñada.
- a.4) Recomendaciones para el armado de la parrilla de refuerzo: la distribución y doblado de las varillas de acero de refuerzo, vienen dados en los planos de construcción. Es importante cuidar las zonas donde los esfuerzos se ven incrementados y revisar conforme a los planos, las longitudes de los bastones requeridos para soportar dichos esfuerzos. Es aconsejable seguir la técnica siguiente:
  - 1) Los rieles deben colocarse formando una parrilla con los hierros perpendiculares entre sí, cuidando que las varillas del sentido corto, queden por debajo de las varillas del sentido largo, en caso que la losa sea en dos sentidos.
  - 2) Las tensiones deben quedar ajustadas a las medidas correctas y deben amarrarse en sus cruces.
  - 3) La colocación de los bastones debe hacerse en el lecho superior de la losa.
  - 4) Las barras de refuerzo deben doblarse en sus extremos en forma de gancho, para evitar deslizamientos.

Las figuras de las páginas siguiente dan las longitudes óptimas de doblez y bastoncado, para el acero ( hierro ) de refuerzo:





## **G.- Montaje de estructuras Metálicas.**

**G.1.- generalidades:** El uso de estructuras metálicas en la construcción, resulta muchas veces aplicable, práctica y económicamente. La decisión del tipo de estructura a usar, depende de la facilidad de montaje y el costo.

El montaje es tan importante como lo es un buen diseño o la fabricación de la estructura en sí, por lo tanto debe hacerse uso de las técnicas disponibles para obtener los mejores resultados y optimizar los recursos económicos, tiempo y personal. Un aspecto importante en el montaje es el equipo a usar, por el costo que puede tener y su incidencia en el costo global.

Si se ha tenido una buena supervisión en la fábrica, los trabajos en el campo van a ser solamente los necesarios, cuando ocurre lo contrario, el trabajo en el campo se recarga y el costo general se altera debido al transporte de equipo y personal adicional.

**G.2.- Transporte:** Es recomendable transportar los miembros de la estructura con cierto orden de uso, y especialmente con el orden de piezas y lugar de colocación que tendrán en el montaje. Si los viajes son varios y el lugar de almacenaje es reducido, deben colocarse las piezas que se usarán primero, encima de las que serán usadas de último, con el fin de tener un acceso rápido y evitar desorden y daño de las piezas. Debe darse importancia a las marcas puestas en el taller para la identificación y la colocación del conjunto estructural, teniendo cuidado de no perder la secuencia, debe revisarse que las piezas a armar en el campo estén completas.

**G.3.- Cimentación:** En la construcción de las bases debe cuidarse varios aspectos, con el fin de evitar problemas como, piezas pequeñas o sobrepasadas de medida, corrimientos y distorsiones en las piezas de la estructura

- a) Nivelación de las bases.
- b) Centrado y alineado de los pernos de anclaje, debe hacerse a ejes y revisar que estos no queden girados, deben quedar paralelos o perpendiculares a los hilos que marcan los ejes, de no hacerse, se puede provocar giro en las columnas.
- c) Alineamiento de los grupos de pernos de anclaje, unos con respecto a otros, debe dárseles la medida a ejes según planos, cuidando las medidas que están en el sentido de los marcos, pues debido a estos mismos es difícil compensar los desplazamientos de las bases, sin inducir esfuerzos en los pernos y las uniones.

**G.4.- Montaje:** El montaje tiene un proceso lógico de instalación, primero se colocan las partes que pueden mantenerse firmes mientras se hace el entramado final. según el tamaño y tipo de estructura los marcos pueden ser armados en el suelo y ponerlos en sus bases, o se pueden poner todas las columnas individuales y en seguida colocar las vigas o tijeras. El método que se adopte depende del criterio del Ingeniero o persona encargada del montaje.

### **a.- Marcos armados en el suelo:**

- 1) Cuando la estructura sea atornillada y su montaje se haga en el suelo, los tornillos deben ponerse de tal forma que sólo se ajuste la junta sin apretarlos, hasta estar seguros que el marco se ajusta a las medidas especificadas en los planos.

- 2) Para el levantado del marco, se hace uso del equipo con que se cuente, evitando que puedan haber deformaciones o distorsiones, pues pueden dañarse las piezas, principalmente los tornillos, cuando las bases de las columnas ya estén colocadas en los pernos de anclaje, deben colocarse las tuercas sin apretar.
- 3) Teniendo apuntalado el marco, se procede a alinear y ponerlo a plomo, ya alineado y puesto a plomo, se procede a apretar las tuercas para fijarlo definitivamente. El proceso se sigue para todos los demás marcos. Debe tenerse en cuenta que el primero y segundo deben dejarse apuntalados mientras se aseguran poniendo las costaneras o arriostrándose, los demás se van asegurando a partir de éstos.
- 4) Debe cuidarse de alinear los marcos unos con otros, para evitar desajustes y mala presentación visual.

**b.- Marcos no armados en el suelo:**

- 1) Si los marcos no son armados en el suelo, deben colocarse las columnas en sus base alineándolas, cuidando que no queden giradas, deben apuntalarse mientras se ensamblan las tijera o vigas y se debe hacer el acomodamiento de conexiones en forma temporal.
- 2) Cuando se tiene el marco completo, se alinea y se pone a plomo, luego se aseguran las conexiones, apretando tornillos y tuercas.
- 3) Se colocan las costaneras, arriostrados y contraventeos si los hay, en seguida se aprietan los pernos de anclaje.
- 4) Debe tomarse en cuenta que no se hará ningún remachado, permeado o soldado definitivo, en tanto los miembros no hayan sido alineados apropiadamente.
- 5) Después de colocar las costaneras, se les ponen sus respectivos templetes, los que ordinariamente son dos por cada costanera.
- 6) Los templetes deben ir colocados en forma paralela y a 1/3 de luz entre marcos.

**H.- Instalaciones.**

Aunque generalmente cuando se construye un edificio la plomería, los drenajes y la electricidad, son cedidas a un sub-contratista, el maestro de obra debe tener un conocimiento adecuado de estos temas, se incluye además en este capítulo los acabados.

**H.1.- Plomería.**

**a.- Generalidades:** El agua es un elemento indispensable para la existencia de la vida, por lo tanto es necesario contar con un adecuado abastecimiento a nivel de comunidad y particularmente a nivel domiciliario, campo de las instalaciones de plomería en edificaciones, conocidas como conexiones domiciliarias.

**b.- Instalación hidráulica:** La instalación hidráulica de una vivienda está formada por la tubería de abastecimiento de agua y la instalación sanitaria (sistema de accesorios y tubería que elimina las aguas de desecho). La instalación de agua potable se puede hacer con tubo de hierro

ii) El tubo que desaloja el agua de lluvia del techo, debe desaguar en una reposadera y esta a su vez a una caja de registro de la red pluvial. No debe desaguar en la tubería de aguas negras, pues podría causar inundaciones en los patios en caso de lluvia excesiva, se coloca al menos una reposadera por patio, estas se colocan sobre cajas de registro.

i.- **Colocación de los tubos:** Los tubos se unen entre sí con mortero de cemento y arena de río en proporción 2:3; al pegarlos debe cuidarse que la mezcla penetre alrededor de todo el perímetro del tubo, con el fin de evitar filtraciones, debe verificarse que la tubería quede en línea recta, lo que se hace con hilo tendido entre los extremos de la línea.

Como regla general debe evitarse la unión de dos tubos en forma perpendicular, pues esto propicia la acumulación de desechos y el taponamiento.

j.- **Prueba del sistema de drenaje:** Al terminar la instalación y antes de cubrir las zanjas y aberturas en las paredes, se hace una prueba para ver si no existen fugas. Se cierran todas las aberturas por medio de tapones y luego se llena de agua, dejando que el agua permanezca en las tuberías por lo menos 24 horas.

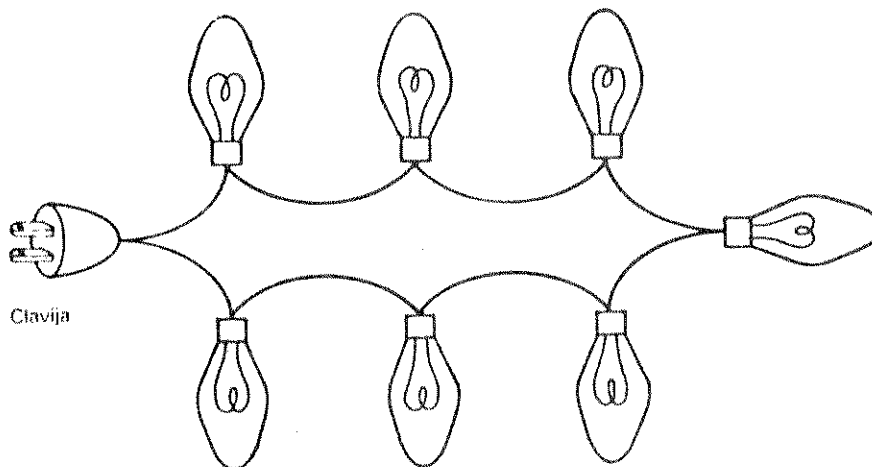
k.- **Relleno de la excavación:** Terminada la instalación de la tubería, se rellena la zanja esparciendo uniformemente la tierra en capas de un espesor no mayor a 10 o 15 cm, se humedecerán y se irán compactando una por una con el mazo.

### H.3.- Electricidad.

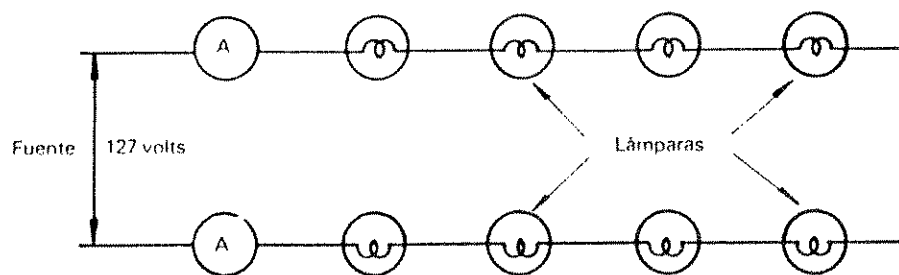
#### a.- Distribución de circuitos.

##### a.1) Circuitos en serie.

Los llamados circuitos en serie se producen cuando la corriente que circula por todos los elementos es la misma (cuando se habla de elementos también llamados resistencias, se refiere a: bombillas, planchas, calentadores, etc.); un ejemplo claro de estos circuitos son las series de navidad, que son un conjunto de pequeños focos conectados por conductores (cables) y que terminan en una espiga. La corriente en estas series circula de un foco a otro antes de volver a la fuente de suministro, si se quita un foco, se interrumpe la circulación de corriente en todo el circuito. La figura siguiente ilustra mejor:



Un circuito equivalente de la conexión serie de focos de navidad, se presenta a continuación:



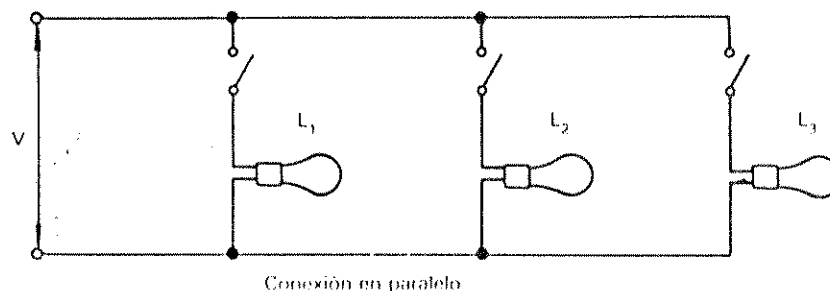
### a.2) Circuitos en paralelo.

La mayoría de las instalaciones eléctricas prácticas tienen a sus elementos conectados en paralelo, es decir, cada uno de sus elementos está conectado a un sub-circuito del total, que conecta al total de elementos con la fuente de suministro.

A diferencia de los circuitos conectados en serie, si por alguna razón hay necesidad de desconectar alguno de los elementos en paralelo esto no afecta a los otros, es decir, no se interrumpe la corriente. Por esto, esta conexión es la que se usa más en instalaciones eléctricas.

Las principales características de los circuitos en paralelo se observan en la siguiente figura:

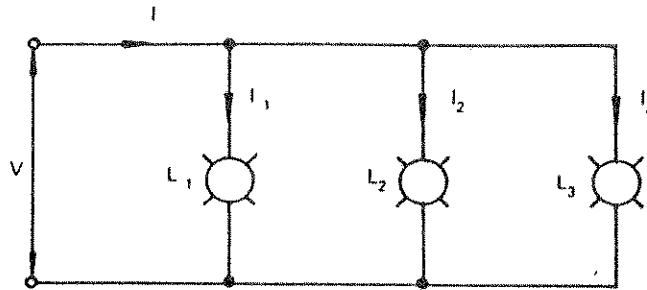
Circuitos en conexión paralelo



En el circuito anterior cada lámpara está conectada en un sub-circuito del total, que conecta a las lámparas con la fuente de suministro.

La corriente que circula por los elementos principales o trayectorias principales del circuito es igual a la suma de las corrientes de los elementos en las ramas en paralelo.

El voltaje en cada uno de los elementos en paralelo es igual al voltaje de la fuente de suministro. El resumen de las principales características de los circuitos en paralelo se da en la siguiente figura:

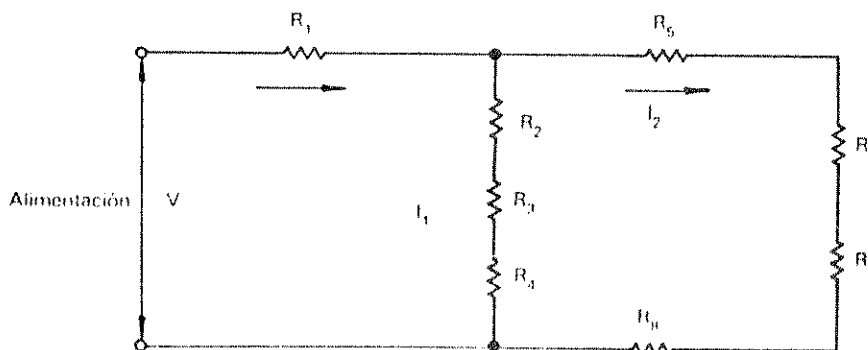


Donde debe observarse que:  $I = I_1 + I_2 + I_3$   
 $V = V_1 = V_2 = V_3$

$I$  = Corriente total del circuito.  
 $I_1, I_2, I_3$  = Corrientes en sus respectivos ramales.  
 $V$  = Voltaje y,  
 $V_1 = V_2 = V_3$  = voltaje en cada una de las ramas de los elementos

### a.3) Circuitos en serie - Paralelo.

Los llamados circuitos serie-paralelo son fundamentalmente una combinación de los arreglos serie y paralelo y de hecho combinan las características de ambos tipos de circuitos. Un ejemplo típico de conexión serie-paralelo se muestra en la figura siguiente:



En este circuito las resistencias  $R_2$ ,  $R_3$  y  $R_4$  están en serie y forman una rama del circuito, mientras que las resistencias  $R_5$ ,  $R_6$ ,  $R_7$  y  $R_8$ , también están en serie y forman otra rama del circuito, la rama 2, ambas ramas están en paralelo y la rama resultante está en serie con la resistencia  $R_1$ .

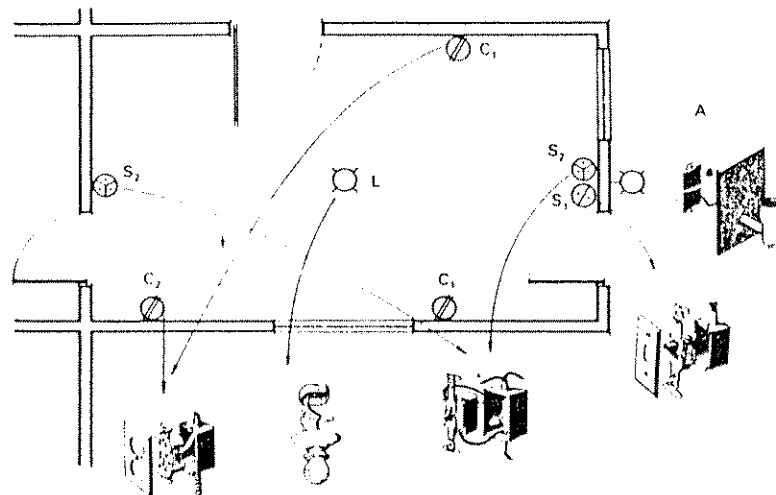
### a.4) Diagrama de circuitos y alambrados.

El alambrado de una instalación eléctrica consiste básicamente en dos etapas:

- a) Elaboración de planos en que se indique por medio de símbolos convencionales, la localización de los principales elementos de la instalación. Cuando se preparan planos, se debe procurar que contengan toda la información y dimensiones necesarias. La correcta interpretación de los planos se adquiere a través del tiempo y la práctica, que permiten conocer poco a poco los símbolos que representan a cada uno de los elementos.

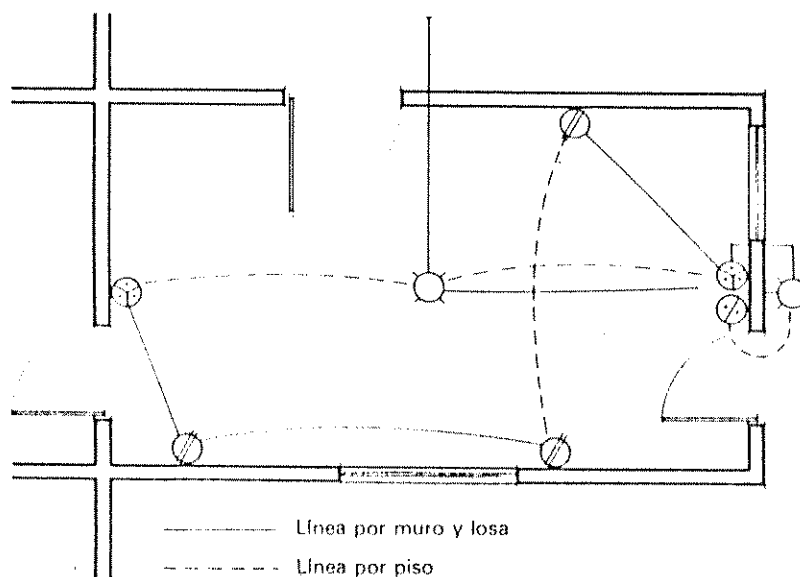
- b) Las indicaciones para el alambrado y diagrama de circuitos para cada uno de los elementos de la instalación. En las figuras siguientes se trata de mostrar cuáles son las posibles trayectorias de un alambrado en las distintas partes de una casa. Desde luego que existen variantes, algunas simples y otras complejas, pero, en general, el procedimiento es el mismo. Además, las trayectorias se pueden simplificar dependiendo del tipo de tubo usado, con PVC puede ahorrarse acoplamientos en curvas y cambios de dirección.

**Planta de un cuarto de casa habitación:**



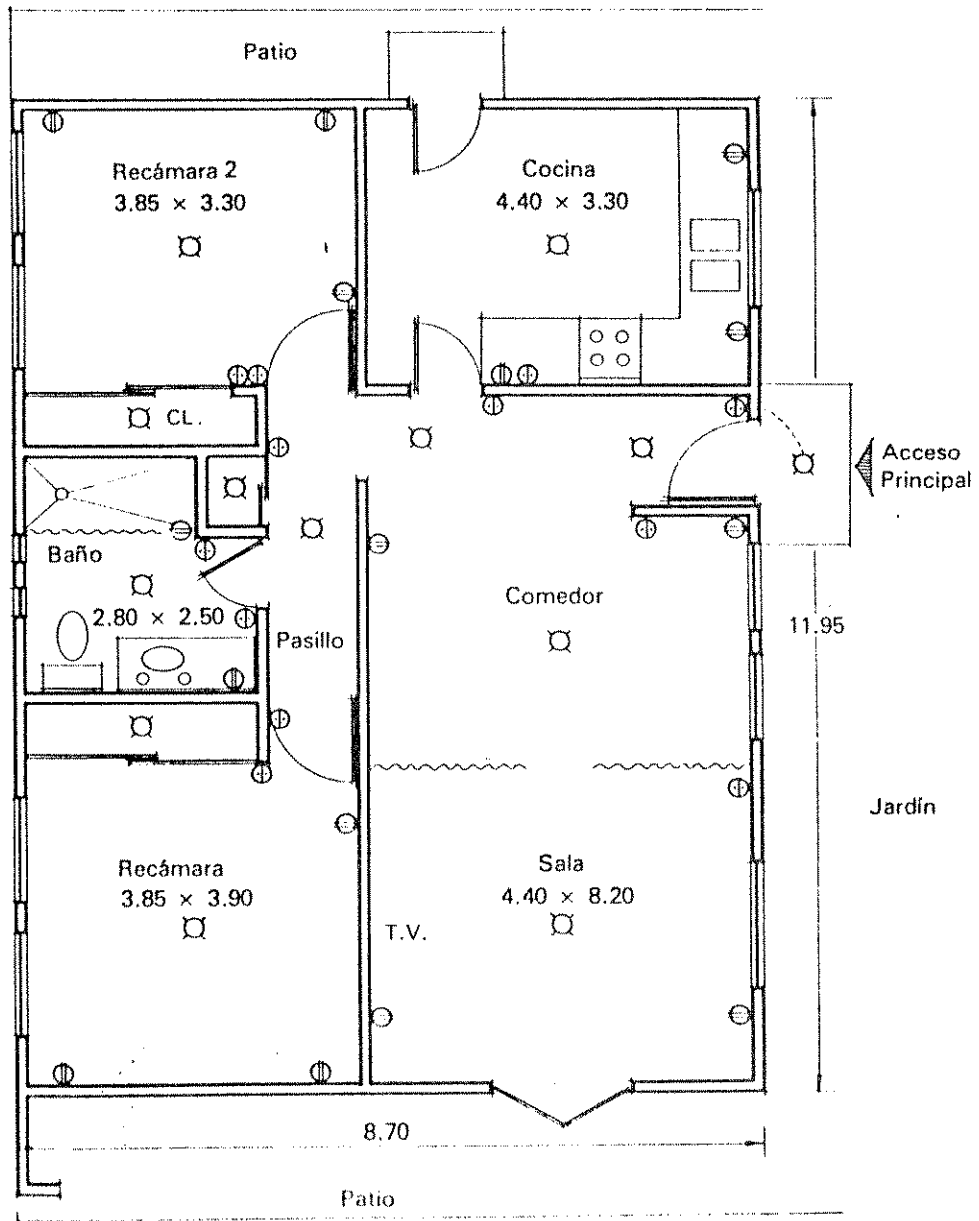
- L = Salida de centro para lámpara
- A = Salida de arbotante
- C<sub>1</sub> = Contactos dobles
- S<sub>1</sub> = Sencillo
- S<sub>2</sub> = Apagador de tres vías

**Planta de una habitación, mostrando las posibles trayectorias de tubo para alambrado a las salidas:**



Plano elemental de una casa, de un nivel, mostrando algunas salidas eléctricas necesarias.

Principios de alambrado y diagramas de conexiones



#### H.4.- Acabados.

**a.- Generalidades:** El tema de los revestimientos para muros y tabiques, es poco considerado en ingeniería, pues se ha creído que son aspectos de arquitectura, sin embargo se ha podido comprobar que no es así, pues los recubrimientos abarcan funciones muy diversas y que no son únicamente acabados en sí, algunas estructuras son sometidas a fuertes condiciones de humedad, exposición al sol, polvo, humo, aire, etc. lo que demuestra que los revestimientos no son únicamente para adornar la edificación en sí, aunque ese sea su fin primordial; existen una variedad grande de materiales que son usados para esta actividad, por lo corto del espacio con que se cuenta en este texto, solo se verán los más comunes.

**b.- Piedra Natural:** Aunque su uso tradicional ha sido en muros decorativos, el corte de la piedra natural mediante sierras mecánicas ha logrado delgadas lajas con grosores entre los 2 y 3 cm. lo que ha venido a facilitar su uso en revestimientos y ha contribuido a su difusión la diversidad de opciones que presenta, lo decorativo y llamativo de superficies aparentemente rústicas, pero que son objeto de un tallado minucioso. Dentro de las propiedades de las piedras naturales está, la resistencia a la compresión y estiramiento, así como su dureza e inalterabilidad ante el fuego. Las más usadas en construcción son areniscas, basalto, calizas, cuarzo, dolomita, granito, lava, mármol, pizarra y serpentina.

- a) usos: revestimientos sobre paredes y muros, generalmente exteriores.
- b) colocación: Las piezas de piedra natural se fijan a la pared por medio de un anclaje que puede ser grapas, que son piezas interpuestas en sentido perpendicular, de piedra más dura o grapa metálica como bronce, cobre o acero y mortero de cemento, las juntas se llenan con mortero de cemento muy fluido, si la superficie a revestir es de poca altura, se podrá prescindir del anclaje fijando la piedra con morteros a base de cemento rápido.

**c.- Fachaleta:** Es una loseta de barro cocido, a veces esmaltado a alta temperatura, pero también se le encuentra en forma rústica lisa o con decoraciones especiales. Este tipo de recubrimiento permite imitar obras de ladrillería con un espesor realmente inapreciable. Se presenta generalmente de un color rojo arcilloso y ha tenido tal éxito en el mercado que, además de la tradicional fachaleta de barro cocido, han surgido la fachaleta de fibrocemento, que inclusive se está usando sobre losas para simular tejas, y las fachaletas de concreto.

- a) Usos: Es utilizado en casos donde no se puede usar ladrillo verdadero, ya sea por su costo o por el diseño de la estructura original. Puede usarse sobre cualquier tipo de superficie como, concreto, madera, obras de mampostería, etc.
- b) Colocación: se colocan con mortero de cemento y arena de río, las piezas deben sumergirse en agua para su saturación con 24 horas de anticipación, el mortero para pegar la fachaleta de concreto puede ser el mismo usado para pegar block, la fachaleta de fibrocemento puede pegarse tanto con mortero de cemento, como con pasta de yeso conocida como estuco, otras opciones pueden ser, colas, pegamento, clavos y remaches.

**d.- Repellos, cernidos y blanqueados:** El repello, el cernido y el blanqueado, son elementos que conforman una unidad, pues por lo general se aplican de esa manera, aunque pueden aplicarse repello y cernido sin necesidad del blanqueado, el repello puede servir de base para aplicar estucado de yeso o un cernido plástico.

**Repello:** Es un mortero grueso, de arena amarilla gruesa y cemento o cal, una proporción adecuada sería de 1: 3 , para la primera capa, y de 1 :4 para la segunda, con arena amarilla cernida de 7 mm. el agregado debe ser de arena amarilla. Para la tercera capa la proporción



- 5) En la colocación de pisos a base de concreto prensado, puede usarse mezcla de proporción 1: 3, una parte de cemento y tres partes de arena de río, agregándole no más del 10% del volumen de cemento, a la pasta de cal.

# CAPÍTULO X.

## APORTES Y RENDIMIENTOS.

### A.- Proporciones y cálculo de morteros, desglose de materiales.

**A.1.- Generalidades.** Para calcular la cantidad de cada material, que un mortero lleva, existen una gran variedad de métodos, algunos de mayor sencillez que otros, sin embargo en esta guía se tratará de presentar métodos prácticos, simples y de fácil aplicación.

### A.2.- Tipos proporciones y aplicaciones.

**a.- Mortero:** Es la pasta que se logra al mezclar adecuadamente agregados con algún material cementante y sirve para unir los diferentes componentes en trabajos de mampostería, también se usa en acabados, por ejemplo: repellos, cernidos, blanqueados, mortero para pegar block, ladrillos, pisos, azulejos, etc.

**b.- Tipos de morteros:** Existe gran diversidad de tipos de morteros, pueden ser con cales vivas, grasas, aéreas, hidratadas y cementos, combinados con arena y agua. También se le conoce con el nombre de argamasas. La tabla siguiente proporciona su dosificación y aplicación más general.

**TABLA 10**

MORTERO TIPO	PR.	RE.	APLICACIÓN:
Tierra			Muros y construcciones rurales.
Yeso			Tabiques, bóvedas y enlucidos.
Cal-arena amarilla	1:1		Enlucidos.
Cal-arena amarilla	1:2		Revoques y muros delgados.
Cal-arena amarilla	1:3		Muros de obra en general.
Cal-arena amarilla	1:4		Cimientos, muros de mampostería.
Cal-arena blanca	1:2		Cernidos.
Cal-arena blanca	4:1		Blanqueado.
Cal hidráulica	1:2	325	Mortero impermeable y revoques.
Cal hidráulica	1:3	225	Revoques y rejuntados.
Cal hidráulica	1:4	185	Muros de obra en general.

**TABLA 11:** Morteros a base de Cemento y arena de río:

<b>MORTERO TIPO</b>	<b>PR.</b>	<b>RE.</b>	<b>APLICACIÓN:</b>
Cemento lento	1:3	380	Muros ladrillo y mampostería
Cemento lento	1:4	300	Muros ladrillo y mampostería
Cemento lento.	1:5	245	Cimientos.
Cemento rápido	1:1	830	Doblado de bóvedas, bovedillas, soleras.
Cemento rápido	1:2	525	Doblado de bóvedas, bovedillas, soleras.
Cemento portland	1:1	980	Enlucidos.
Cemento portland	1:1.5	770	Revoques impermeables.
Cemento portland	1:2	630	Forjado de cornisas.
Cemento portland	1:3	470	Bóvedas y muros cargados.
Cemento portland	1:4	370	Muros poco cargados.
Cemento portland	1:6	260	Cimientos.
Cemento portland	1:8	205	Muros sin carga.
Cemento portland	1:10	165	Rellenos.
Bastardo	1:1:6	240	Muros cargados.
Bastardo	1:1:8	185	Muros poco cargados.
Bastardo	1:1:10	150	Cimientos.

PR = proporción del mortero.

RE = resistencia en libras por cada pulgada cuadrada.

Bastardo: mezcla de cal y cemento portland.

### **A.3.- Cálculo de morteros y desglose de materiales.**

#### **a.- Generalidades:**

Antes de iniciar el aprendizaje del cálculo de morteros, se debe saber que, los materiales que conforman los morteros, al igual que cualquier material que no esté compactado, guardan espacios libres entre sus partículas; estos espacios están llenos de aire y es lo que se conoce como vacíos. Puede decirse entonces que los materiales están formados de una parte sólida y una parte de vacíos. Por la variedad de proporciones y porcentajes de agua que se utilizan para obtener un metro cúbico de mortero, es importante saber los porcentajes de parte sólida y de vacíos, que contienen los materiales. La tabla 12 presenta dicha información.

**TABLA 12**

TIPO DE MATERIAL:	% DE PARTE SÓLIDA:		% DE VACÍOS:	
	rango	promedio	rango	promedio
<b>Aglomerantes:</b>				
Cal en polvo	30		70	
Cal en pasta	100		0	
Cal hidráulica	28		72	
Cemento Portland	47		53	
<b>Agregados:</b>				
Arena	55-60	57.5	40-45	42.5
Arena de río	25-55	40.0	45-75	60.0
Material selecto	65-70	67.5	30-35	32.5
Grava	50-65	57.5	35-50	42.5
Piedrin	45-60	52.5	40-55	47.5

**Amando Vides Tobar:      Capítulo XIII      Concreto Armado**  
**Análisis y Control de Costos en Ingeniería**

Es importante tener en cuenta la influencia del agua en el consumo de los materiales de un mortero. Un mortero trabajable debe contener agua, del 16 al 20% del volumen del árido seco, cuando es una mezcla normal. Si la mezcla es rica, por ejemplo: 1:1 entonces el agua necesaria es de 20 a 25% del volumen del árido seco.

**b.- Cálculo del consumo de agua por metro cúbico de mortero. (\*)**

**b.1.- Proporción:** La proporción del agua es muy importante pues no solo influye en el consumo de los materiales a emplear, sino afecta la resistencia y permite la trabajabilidad de la pasta.

**b.2.- Cálculo del agua en el mortero:** Se emplearán fórmulas para simplificar el cálculo del agua a utilizar por metro cúbico de mortero. el cálculo se hará por pasos.

**Paso 1: CÁLCULO DEL PORCENTAJE DE AGUA PARA EL DISEÑO DE LA MEZCLA (% wd):**

$$\% \text{ wd} = 2.835 * (3.66 + n)$$

% wd =      Porcentaje de agua en el diseño de la mezcla.

n =            Número de partes de arena en la proporción.

**Paso 2: CÁLCULO DEL AGUA DE DISEÑO (wd):**

V = Suma de todas las partes del proporcionamiento.

\* Fórmulas deducidas de tablas; ejemplo p. 70 Tests Ing. Juan José Mosquera

$$\%wd = \frac{V * \%wd}{100}$$

wd = Agua de diseño (partes de agua en la mezcla, proporción).

### Paso 3: DOSIFICACIÓN DEL AGUA EN LA ELABORACIÓN DE LA MEZCLA.

Para la dosificación del agua en la elaboración de la mezcla, se usan muchos métodos, unos más complejos que otros. Para hacerlo fácil se recomienda usar las siguientes fórmulas:

wm = Agua requerida en la mezcla (litros por metro cúbico).

1)  $k = \frac{V + wd}{S + wd}$ , entonces usar

$$wm = 18.43 * (4.45 + n) * k$$

2)  $K = \frac{V}{S + wd}$ , entonces usar:

$$wm = 23.85 * (3.66 + n) * K$$

V = Volumen aparente, o sea, con vacíos del material suelto. Suma de las partes en la proporción.

$$V = A + B$$

A = Volumen del aglomerante en la proporción.  
B = Volumen del agregado en la proporción.

S = Volumen sólido, o sea, sin vacíos. Es la suma de las partes sólidas del proporcionamiento.

$$S = D + E = [ ( \%a + 100 ) * A ] + [ ( \%b + 100 ) * B ]$$

D = porcentaje de sólidos de el aglomerante en la proporción.

$$D = ( \%a + 100 ) * A \quad \%a = \text{Porcentaje de sólidos del aglomerante según tabla 12.}$$

E = Porcentaje de sólidos del agregado en la proporción.

$$E = ( \%b + 100 ) * B \quad \%b = \text{Porcentaje de sólidos del agregado según tabla 12}$$

n = Número de partes de arena en la mezcla, k y K = Coeficientes de consumo.

Ejemplo 1. Calcular el agua necesaria para un mortero de cal en pasta y arena, en proporción 1:3. (note que, n = 3).

Paso 1: Porcentaje de agua para diseño: notar que, n = 3,

$$\%wd = 2.385 * ( 3.66 + n ) = 2.385 * ( 3.66 + 3 ) = 2.385 * 6.66 = 15.88\%$$

Paso 2: Cálculo del agua de diseño:

$$wd = \frac{V * \%wd}{100} = \frac{(1+3) * 15.88}{100} = \frac{4 * 15.88}{100} = \frac{63.52}{100} = 0.6352$$

Paso 3: Dosificación del agua en la confección de la mezcla: puede hacerse aplicando cualquiera de la fórmulas dadas (con k o K, como coeficientes de consumo), se hará de las dos formas. Pero antes debe calcularse a V y S.

La proporción es 1:3, entonces:

$$V = A + B \quad \text{entonces } V = 1 + 3 = 4$$

$$S = D + E = (\%a + 100) * A + (\%b + 100) * B$$

$$D = (\%a + 100) * A = (100 + 100) * 1 = 1$$

La cal en pasta es 100%, al dividirse entre 100, da 1, que al multiplicarlo por el volumen de cal en la proporción que es 1, da como resultado 1, así:

$$E = (\%b + 100) * B = (55 + 100) * 3 = 0.55 * 3 = 1.65$$

Se Toma el porcentaje de sólidos de la arena como 55%, se divide entre 100 y se multiplica por 3 que es el volumen de arena en la proporción: La proporción de sólidos será 1:1.65 y,

$$S = D + E = 1 + 1.65 = 2.65$$

Usando estos valores en las fórmulas para deducir k y K:

$$a) \quad k = \frac{V + wd}{S + wd} = \frac{(4) + 0.6352}{(2.65) + 0.6352} = \frac{4.6352}{3.2852} = 1.410933$$

$$wm = 18.43 * (4.45 + n) * k = 18.43 * (4.45 + 3) * 1.4109333 = 193.7$$

$$b) \quad K = \frac{V}{S + wd} = \frac{4}{2.65 + 0.6352} = \frac{4}{3.2852} = 1.219319$$

$$wm = 23.85 * (3.66 + n) * K = 23.85 * (3.66 + 3) * 1.219319 = 193.7$$

**193.7 litros por metro cúbico de mortero.**

En nuestro medio generalmente se usa para medir el agua el galón, para convertir litros a galones basta con dividir los litros entre 3.78 y el resultado queda en galones, así

$$193.7 / 3.78 = 51.2 \text{ galones por metro cúbico de mezcla.}$$

Ejemplo: Convertir 150 kg. de cal viva a kg. de cal hidratada:

$$150 * 1.7 = 255 \text{ kg. de cal hidratada.}$$

## **B.- Cuantificación de levantados, desglose de componentes.**

### **B.1.- Cantidad de piezas del mampuesto a utilizar.**

a) Para calcular la cantidad de piezas por metro cuadrado (m<sup>2</sup>) de levantado de pared, se procede siguiendo los pasos que se ilustran con el ejemplo siguiente:

Usando ladrillo de 9 x 14 x 29 cm.; pasos:

- 1) A cada dimensión de la pieza en el sentido del área de la pared a levantar se le agrega el espesor de junta = 1 cm.

de sogá:  $9+1 = 10$  ,  $29+1 = 30$  :  $10 \times 30 \text{ cm.} = 0.10 \times 0.30 \text{ m.}$

de punta:  $9+1 = 10$  ,  $14+1 = 15$  :  $10 \times 15 \text{ cm.} = 0.10 \times 0.15 \text{ m.}$

- 2) Se multiplican las dimensiones obtenidas en metros y se obtiene X = área del ladrillo considerada la sisa.

colocado de sogá:  $X = 0.10 \times 0.30 = 0.03$

colocado de punta:  $X = 0.10 \times 0.15 = 0.015$

- 3) Con X determinado, se usa la fórmula siguiente:

$$n = \frac{1}{X} \quad , \quad n = \text{número de piezas por m}^2, \text{ sin considerar desperdicio.}$$

$$\text{Colocado de sogá: } n = \frac{1}{0.03} = 33.33 \text{ piezas por m}^2.$$

$$\text{Colocado de punta: } n = \frac{1}{0.015} = 66.67 \text{ piezas por m}^2.$$

- 4) Al resultado n, se le incrementa un 10% por desperdicio, así:

$N = n * 1.10$  , N = piezas por m<sup>2</sup> considerado desperdicio.

De sogá:  $N = 33.33 * 1.10 = 36.66 = 37$  piezas por m<sup>2</sup>.

De punta  $N = 66.67 * 1.10 = 73.33 = 74$  piezas por m<sup>2</sup>.

Este método es aplicable no sólo a ladrillos, sino también a blocks y otros mampuestos, siempre que se conozcan sus dimensiones.

El cálculo de materiales en el mortero a emplear se hará siguiendo con el ejemplo anterior, ladrillo de 9 x 14 x 29 cm.

**TABLA 13**Cantidad de elementos por m<sup>2</sup>, usando el método enseñado (sin considerar desperdicio).

ELEMENTO:	DIMENSIÓN centímetros:	FORMA DE COLOCACIÓN	UNIDADES POR m <sup>2</sup> (n)
LADRILLO DE BARRO:	6.5 X 11 X 23	Punta	112
		Soga	56
		Canto	35
		Punta-soga	37
	6.5 x 11 x 29	Punta	112
		Soga	45
		Canto	28
	6.5 x 14 x 23	Punta	89
		Soga	56
		Canto	28
	9 x 14 x 29	Punta	67
		Soga	34
		Canto	23
		Punta-soga	23
	6.5 x 14 x 29	Punta	89
		Soga	45
		Canto	23
		Punta-soga	30
BLOCK	10 X 20 X 40	Punta	44
		Canto	12
	15 x 20 x 40	Punta	30
		Canto	12
	20 x 20 x 40	Punta	23
		Canto	12
	9 X 19 X 39	Punta	50
		Canto	13
	14 x 19 x 39	punta	34
		Canto	13
	19 x 19 x 39	punta	25
		Canto	13

**B.2.- Cantidad de materiales en el mortero a emplear.**

- a) Debe obtenerse el área  $a$ ,  $a = \text{área del elemento mampuesto}$ , en el sentido del área de la pared, usando sus dimensiones netas en metros, según sea su colocación.

$$a = b \cdot h \quad \text{donde:} \quad \begin{array}{l} b = \text{longitud de la base del elemento} \\ h = \text{longitud de la altura del elemento} \end{array}$$

$$\text{colocado de punta:} \quad a = 0.09 \times 0.14 = 0.0126$$



## D.- Cuantificación de fundiciones.

### D.1.- Generalidades.

Cuando se habla de cuantificación de fundiciones, se refiere específicamente a la cuantificación de los materiales que se utilizan para fundir el elemento estructural, es decir: concreto, acero de refuerzo. No se cuantificarán excavaciones, rellenos, formaleta ni mano de obra, por que ampliaría mucho, la brevedad que persigue esta guía.

### D.2.- Eslabones, estribos y alambre de amarre. (\*)

a.- Longitud del eslabón para elementos estructurales de diversas secciones.

$$L_n = (d - 2*r) + C$$

$L_n$  = Longitud del eslabón en cm.

$d$  = Ancho de la sección estructural en el sentido y localización del eslabón, en cm.

$r$  = recubrimiento de concreto, al centro de la barra del eslabón, cm.

$C$  = Constante = longitud en cm. de dos ganchos a 180° c/u.

$C$  = 20.6, para eslabones de 1/4" y "d" mayor o igual que 15 cm.

$C$  = 27, para eslabones de 3/8" y "d", mayor o igual que 22 cm.

En el caso de que "d", sea menor de 15 cm. en eslabones de 1/4" y menor de 22 cm. en eslabones de 3/8", usar la fórmula siguiente

$$L_n = 2 * (d - 2*r) + 10.7$$

b.- Longitud de estribos, para elementos estructurales de sección rectangular.

$$L_o = (p - 8*r) + C$$

$L_o$  = Longitud del estribo en cm.

$p$  = perímetro de la sección, en cm.

$r$  = Recubrimiento del concreto, al centro de la barra del estribo en cm.

$C$  = Constante = longitud en cm. de 2 ganchos a 180° c/u.

$C$  = 18, para estribos de 1/4".

$C$  = 20, para estribos de 3/8".

c.- Alambre de amarre.

1) Longitud por nudo en los traslapes de refuerzo longitudinal. (amarre a 4 vueltas).

$$L = 8 * (2*M + m) + 5.1 = \text{resultado en centímetros.}$$

$$L = 8 * (2*M + m) + 2.0 = \text{resultado en pulgadas.}$$

2) Longitud por nudo en los emparrillados, eslabones y estribos. (amarre a 2 vueltas).

$$L = 6.8 * (M + m) + 5.1 = \text{resultado en centímetros.}$$

---

(\*) Fórmulas deducidas en base a especificaciones de la ASTM Y ACI. 318-71, pp. 47, capítulo 7, (traducción al español)

**$L = 6.8 * ( M + m ) + 2.0 = \text{resultado en pulgadas.}$**

L = Longitud de alambre por nudo, en centímetros o pulgadas.  
M = Diámetro de la barra más gruesa, centímetros o pulgadas.  
m = Diámetro de la barra más delgada, centímetros o pulgadas.

3) Cantidad de libras de alambre en el refuerzo longitudinal.

$$LAL = \left[ \frac{LE * NV * 0.5 * L}{K} \right] * 1.10$$

LAI = Libras de alambre de amarre en refuerzo longitudinal.  
LE = Longitud de la estructura en metros.  
NV = Cantidad de varillas de hierro, que muestra la sección estructural en corte transversal.  
L = Longitud del alambre por nudo.  
K = Cantidad de metros lineales de alambre de amarre por libra.

4) Cantidad de libras de alambre de amarre en los emparrillados, eslabones y estribos.

$$LAT = \left[ \frac{(LE + ER) * NV * L}{K} \right]$$

LAT = Libras de alambre de amarre en refuerzo transversal.  
LE = Longitud de la estructura en metros.  
ER = Espaciamiento del refuerzo.  
NV = Cantidad de varillas de hierro, que muestra la sección estructural en corte transversal.  
L = Longitud del alambre por nudo.  
K = Cantidad de metros lineales de alambre de amarre por libra.

1 libra de alambre Calibre # 16 = 27.5 metros lineales.

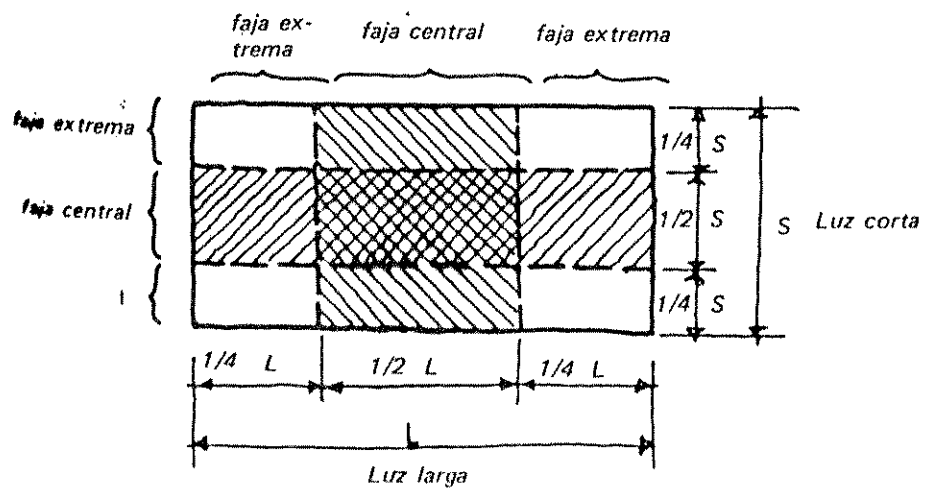
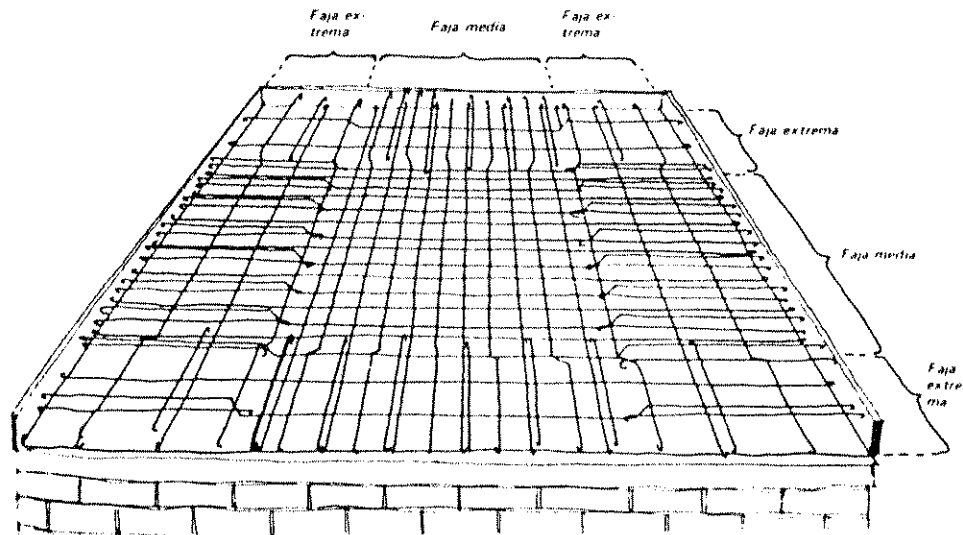
De la suma de 3 y 4, obtenemos el total de libras de alambre de amarre (TAL), así:

$$TAL = LAI + LAT$$

### D.3.- Fundiciones.

Para cuantificar cualquier fundición de un elemento estructural, en una edificación, debe contarse principalmente con el juego de planos de la misma, los detalles claros y las especificaciones de construcción.

- De acuerdo a los planos deberá cubicarse el elemento a fundir, deberá multiplicarse su ancho por su grosor por su longitud.
- Conociendo las proporciones de la mezcla, puede desglosarse los materiales que la conforman.



La tabla 16 será de utilidad de acuerdo a la gráfica presentada en la página.

Tabla para armaduras de losas con varillas de refuerzo de 3/8" y concreto proporción 1 : 2 : 4 , con 29 litros de agua por saco de cemento de 42.5 kg.

**TABLA 16**

S:	L:	E:	S		L	
			FC:	FE:	FC:	FE:
2	2	0.10	0.28	0.28	0.28	0.28
2	3	0.10	0.26	0.28	0.26	0.28
3	3	0.10	0.18	0.28	0.18	0.28
3	4	0.10	0.14	0.26	0.18	0.26
4	4	0.10	0.11	0.24	0.16	0.24
4	5	0.10	0.10	0.24	0.15	0.24

**Amando Vides Tobar:**

**Capítulo IX**

**Concreto Armado**

**Enseñanza Práctica en la Construcción de la Vivienda**

S = Luz corta, en metros.

L = Luz larga, en metros.

E = Espesor de la losa, en metros.

FC= Faja central.

FE= Faja extrema.

## **E.- Proporciones y cuantificaciones de acabados.**

### **E.1.- Mezclas standard para acabados diversos.**

a.- Mezcla para colocación de pisos, proporción 1 : 4 , para un metro cúbico.

Cal en pasta	3.05 sacos
arena amarilla cernida 3/16"	1.16 metros cúbicos

b.- Mortero para cernido, proporción 1 : 3 para un metro cúbico.

Cal hidratada	7.50 quintales
Arena blanca sin cernir	1.00 metro cúbico,

ó se usa:

Cal viva	4.00 quintales
Arena blanca cernida	1.33 metros cúbicos

Nota: 7.50 quintales de cal hidratada = 15 bolsas.

c.- Granceado, proporción 1 : 1 : 4 , para un metro cúbico, cubre 75 m<sup>2</sup> de granceado.

Cemento	9.00 sacos
Cal hidratada	9.00 sacos

Granza 1.00 metro cúbico

d.- Mezclón, usos varios, para un metro cúbico.

Cal en terrón	3.38 quintales
Arena blanca rústica	0.25 metros cúbicos
Granza fina (sobrante de 1/16")	0.25 metros cúbicos
Granza gruesa (sobrante de 1/4")	0.125 metros cúbicos
Pedacería de ladrillo	0.125 metros cúbicos

## E.2.- Acabado de paredes.

a.- Repello de paredes, mezcla rústica para 1 metro cúbico.

Cemento	2.82 sacos
Cal en pasta	2.44 quintales
Arena amarilla	0.93 metros cúbicos
Arena de río, rústica	0.16 metros cúbicos

b.- Cernido de paredes interiores, proporción 1 : 2 : ½ : ¼ para un metro cúbico.

Cemento	3.35 sacos
Cal en pasta	4.00 quintales
Arena blanca cernida 1/16"	0.76 metros cúbicos
Arena de río cernida 1/16"	0.19 metros cúbicos

c.- Cernido de paredes exteriores, proporción 1 : 1 : 2 : 1 , para un metro cúbico.

Cemento	10.59 sacos
Cal en pasta	3.15 quintales
Arena blanca cernida 1/16"	0.60 metros cúbicos
Arena de río cernida 1/16"	0.30 metros cúbicos

d.- Blanqueado de paredes, para un metro cúbico.

Cemento	2.82 sacos
Cal en pasta	6.93 quintales
Arena blanca cernida 1/16"	0.33 metros cúbicos
Arena de río cernida 1/16"	0.17 metros cúbicos

e.- Cernido fino en baños y blanqueado de cenefas, proporción 1 : 1 : 3 , para un metro cúbico.

Cemento	10.59 sacos
Cal en pasta	3.15 quintales
Arena blanca cernida 1/16"	0.90 metros cúbicos

f.- Emparejamiento en cenefas, proporción 1 : 1 : 1 : 1 , para un metro cúbico.

Cemento	13.06 sacos
Cal en pasta	3.88 quintales

	Arena blanca cernida 1/16"	0.37 metros cúbicos
	Arena de río cernida 1/16"	0.37 metros cúbicos
g.-	Acabado de cenefas con pedrín lavado, proporción 1 : 3	
	Cemento	10.24 sacos
	Pedrín de 1/4" , lavado	3.57 metros cúbicos
h.-	Cernido directo en paredes, proporción 1 : 2 : ½ , para un metro cúbico.	
	Cemento	7.41 sacos
	Cal en pasta	5.54 quintales
	Arena blanca	0.82 metros cúbicos
i.-	Colocación de baldosa de piedra, proporción 1 : 4 , para un metro cúbico.	
	Cal en terrón	4.05 quintales
	Arena amarilla cernida 5/16"	1.20 metros cúbicos
j.-	Colocación de azulejo.	
	Colocación: Cemento por m <sup>2</sup>	10.00 libras
	Estucado: Porcelana por m <sup>2</sup>	1.00 libra

### **E.3.- Acabado en cielos.**

a.-	Forjado de cielos, (repello, primera mano), proporción 1 : 1 : 1 , para un metro cúbico.	
	Cemento	20.83 sacos
	Arena de río rústica	0.59 metros cúbicos
	Arena blanca cernida en 1/8"	0.59 metros cúbicos
b.-	Repello de cielos (segunda mano), para un metro cúbico.	
	Cemento	3.18 sacos
	Cal en terrón	4.60 quintales
	Arena blanca	0.34 metros cúbicos
	Arena Amarilla	0.34 metros cúbicos
	Arena de Río	0.34 metros cúbicos
c.-	Repello de cielos (tercera mano), para un metro cúbico.	
	Cemento	2.82 sacos
	Cal en terrón	4.60 quintales
	Arena blanca 5/16"	1.02 metros cúbicos
d.-	Cernido en cielos (primera mano), proporción ½ : 1 : 2 , para un metro cúbico.	
	Cemento	6.00 sacos
	Cal en pasta	3.57 quintales
	Arena blanca cernida en 1/16"	0.68 metros cúbicos

e.- Cernido en ciclos (segunda mano), proporción  $\frac{1}{4} : 1 : 2 : \frac{1}{2}$  , para un metro cúbico.

Cemento	3.35 sacos
Cal en pasta	4.00 quintales
Arena blanca cernida en 1/16"	0.76 metros cúbicos
Arena de río cernida en 1/16"	0.19 metros cúbicos

f.- Granceado de ciclos y paredes, proporción  $\frac{1}{2} : \frac{1}{4} : 1$  , para un metro cúbico.

Cemento	1.77 sacos
Cal en pasta	1.15 quintales
Granza de arena blanca $\frac{1}{4}$ -5/16	1.32 metros cúbicos

g.- Cernido de ciclos (mezcla general), para un metro cúbico.

Cemento	2.17 sacos
Cal en pasta	5.94 quintales
Arena blanca cernida en 1/16"	0.88 metros cúbicos

h.- Cenefas, para un metro cúbico.

Cemento	3.20 sacos
Cal en terrón	9.50 quintales
Arena blanca cernida en 1/16"	0.35 metros cúbicos
Arena de río cernida en 1/16"	0.17 metros cúbicos

i.- Tallado de vigas, para un metro cúbico.

Cemento	7.55 sacos
Cal en pasta	8.67 quintales
Arena blanca cernida en 1/16"	0.21 metros cúbicos
Arena de río cernida en 1/16"	0.21 metros cúbicos

#### **E.4.- Acabados de terrazas.**

a.- Tallado de vigas y cernido superior de losas, proporción  $1 : 3 : 1 : 1$  , para un metro cúbico.

Cemento	7.42 sacos
Cal en pasta	6.62 quintales
Arena blanca cernida en 1/16"	0.21 metros cúbicos
Arena de río cernida en 1/16"	0.21 metros cúbicos

b.- Aislamiento térmico (mezclón), proporción  $1 : 2 : 1$  , para un metro cúbico.

Cal en pasta	3.78 quintales
Granza de arena blanca	0.72 metros cúbicos
Arena blanca rústica	0.36 metros cúbicos

c.- Blanqueado de aislamiento térmico, proporción  $5 : 1$  , para un metro cúbico.

Cal en pasta	9.45 quintales
--------------	----------------

Arena blanca cernida en 1/16" 0.18 metros cúbicos

d.- Colocación de baldosa de barro, proporción 1 : 4 , para un metro cúbico.

Cal en pasta 3.05 quintales  
Arena amarilla cernida en 3/16" 1.16 metros cúbicos

e.- Estucado de baldosa de barro, proporción 1 : 1 : 1 : 1 , para un metro cúbico.

Cemento 13.06 sacos  
Cal en pasta 3.88 quintales  
Arena blanca cernida en 1/16" 0.37 metros cúbicos  
Arena de río cernida en 1/16" 0.37 metros cúbicos

f.- Colocación de baldosas, proporción 1 : 3 , para un metro cúbico.

Cal en terrón 4.86 quintales  
Arena amarilla de 5/16" 1.08 metros cúbicos

## **F.- Cuantificación de instalaciones.**

### **F.1.- Excavaciones para redes de servicio.**

Se refiere particularmente a las excavaciones de agua potable y drenajes, tanto de aguas negras como pluviales.

Se determinan calculándose el volumen de zanjado para la instalación de las tuberías de acuerdo a la profundidad indicada en los planos y un ancho de zanja de acuerdo a recomendaciones siguientes:

a) No menor de 50 cm para la tubería de agua potable.

b) Para los drenajes:

**A = D + 40 , para tubería menor de 16" de diámetro**

**A = D + 50 , para tubería mayor de 16" de diámetro.**

A = ancho de la zanja.

D = diámetro del tubo.

Se calculará también el volumen de excavación de las cajas de drenajes, fosas sépticas, pozos de absorción, etc., de acuerdo a los datos en los planos.

### **F.2.- Cálculo de materiales para el drenaje.**

Se trabaja en base a la planta de instalación:

a) Se mide a escala la longitud de los tramos de tubería del mismo diámetro y material entre cajas y se descuenta: las longitudes de sifón, y sanitarias, codos, reductores y demás accesorios.



- b) Se cuenta el número de cajas (y similares) agrupándolas por clase, tipo, material y dimensiones, y se determinan las longitudes de bajadas de agua pluvial y canales de agua superficial.
- c) Se cuenta el resto de elementos ( Y, T, reductores, codos, etc.), agrupándolos por clase, material y diámetro.

Nota: debe tomarse en cuenta que,

- La tubería de cemento mide generalmente 1 m. de largo, pero hay también de 1 yarda, 1 vara y otras longitudes menores.
- La tubería P.V.C, generalmente tiene 6 m. de largo.
- La tubería de hierro fundido, viene en piezas 1.5, 2, 2.5 y 3 m. de longitud.

### **F.3.- Cálculo de material eléctrico.**

Como parte del cálculo de las instalaciones eléctricas, debe considerarse la elaboración de la lista de material necesario para la construcción de la misma; así es posible elaborar el presupuesto que por concepto de material eléctrico se requiere. Esto es muy importante pues de hacerse una estimación errónea, se puede tener el problema de un presupuesto elevado por exceso de material, o que quede limitado y se pierdan ganancias para corregir el error.

Para hacer una buena estimación del material necesario, se debe partir de la información de los planos en donde se indican las salidas para alumbrado, para contactos y salidas especiales, así como las dimensiones de la casa y alturas del techo en donde se tendrán las salidas del alumbrado, la altura a que se instalarán las cajas para tomacorrientes y apagadores.

#### **a.- Materiales a calcular.**

Los más usuales son:

- a) Tubería.
- b) Conductores eléctricos.
- c) Cajas de conexión.
- d) Apagadores y Tomacorrientes
- e) Salidas para alumbrado exterior y jardines.
- f) Tomacorrientes a prueba de agua.
- g) Tomacorrientes para aplicaciones especiales.
- h) Placas o tapas.

#### **b.- Cálculo de materiales.**

**Tubería:** Para calcular la cantidad de tubería que se requerirá en la instalación eléctrica, es necesario tomar en cuenta:

- a) La altura del techo con respecto al nivel del piso, para determinar la longitud de las bajadas. Esta altura en las casas o departamentos es del orden de 2.50 a 2.70 metros.
- b) Los apagadores se instalan de 1.20 a 1.35 metros y los enchufes de 0.30 a 0.50 con respecto al nivel del piso, de manera que si la losa o techo tiene una altura de 2.50

metros, la tubería por muro para alimentar apagadores por ejemplo a 1.25 metros, tendrá:  $2.50 - 1.25 = 1.25$  metros y para alimentar enchufes será :  $2.50 - 0.50 = 2.00$  metros.

- c) La distancia entre centros de las salidas o cajas de conexión, se mide entre cada dos cajas, obteniendo medidas parciales para cada área de la casa, la suma de estas medidas representa una estimación de tramos rectos de tubería. Sin embargo hay que considerar que se pierden pequeñas partes en la conexión en las cajas y también en las curvas por el doblés del tubo; por esto debe considerarse un porcentaje que cubra las pérdidas y que normalmente puede tomarse como un 15 % del total calculado. Como los tubos tienen 3.05 m. de longitud, a la suma total se le incrementa el 15 % y se divide entre 3, para obtener el número de tubos, usar la fórmula siguiente:

$$NT = ( LT * 1.15 ) + 3 , \quad \text{donde:}$$

NT = Número de tubos.

LT = Longitud total de tubería.

Ejemplo: Supóngase que la suma total de tubo es 75 m, entonces el número total de tubos, se obtiene así:

$$NT = ( 75 * 1.15 ) + 3 = 28.75 , \text{ equivalente a } 29.$$

Por lo general los tubos traen un cople para formar tramos mayores, no obstante debe comprarse un cople adicional por cada cuatro tramos, usar la siguiente fórmula:

$$NC = NT + 4 , \quad \text{donde; NC = Número de coples.}$$

Siguiendo entonces con el ejemplo y usando la fórmula anterior:

$$NC = 29 + 4 = 33 , \text{ equivalente a } 8.$$

Las uniones de las cajas se hacen por medio de contratueras y tuercas llamados conectores, para su cálculo se usará la longitud de tubería sin el incremento del 15 %, la fórmula será:

$$NCO = ( LT + 3 ) * 2 , \quad \text{donde; NCO = Número de conectores.}$$

Así, continuando con el ejemplo:

$$NCO = ( 75 , 3 ) * 2 = 50.$$

**Conductores eléctricos:** En el plano de la instalación eléctrica en cada tubo se indica el número y calibre de los conductores, así al calcular la longitud total de tubo o el número de tubos, se determina automáticamente la longitud de los conductores a la que se le debe agregar 20 % por las puntas que se cortan en los amarres de las cajas; debe tenerse cuidado pues hay secciones en los que el calibre del conductor puede variar, dependiendo de su función.

**Cajas de conexión:** Del plano de instalación eléctrica es fácil determinar las cajas de salida, así como las cajas de unión para tubos, también puede verse cuáles salidas son en muro y cuáles en techo.

El costo de mano de obra en las formaletas de metal, para el levantado, desencofrado y limpieza; es bastante menor que el de formaletas de madera, pues puede ser usado una mayor cantidad de veces, además su armado es mucho más fácil.

(\*) Los datos para las tablas que se presentan a continuación, fueron tomados del libro: Enseñanza Práctica en la Construcción de la Vivienda. Ing. Amando Vides Tobar. Editorial Piedra Santa, Guatemala, 1976.

### G.8.- Mano de obra para formaletas de madera.

El trabajo de formateado generalmente es hecho por carpinteros, pero cuando es posible, debe combinarse cuadrillas de estos, con, cuadrillas de ayudantes (peones) con el fin de reducir el costo. La tabla 31, de rendimiento de mano de obra, es para 10 m<sup>2</sup> de superficie de contacto, con madera corriente o machihembre. Al usar Plywood las horas de trabajo serán menores.

AMANDO VIDES TOBAR: Capítulo XIV CONCRETO ARMADO

### ANÁLISIS Y CONTROL DE COSTOS EN INGENIERÍA

TABLA 32

Formaleta tipo:	Ensamble	Levantado	Desencofrar y limpiar:	Reposición:
Cimientos y pilas	3 - 7	2 - 4	2 - 4	2 - 5
Muros y tabiques	5 - 9	3 - 5	2 - 5	2 - 5
Pisos	3 - 8	2 - 4	2 - 4	2 - 5
Techos	3 - 9	2 - 5	2 - 4	2 - 5
Columnas	4 - 8	2 - 4	2 - 4	2 - 5
Capiteles	5 - 11	3 - 7	2 - 5	2 - 5
Vigas y viguetas	6 - 10	3 - 4	2 - 5	2 - 5
Escaleras	6 - 12	4 - 8	3 - 5	2 - 5
Cornisas y Moldura	5 - 11	3 - 9	3 - 5	2 - 5
soleras y dinteles	4 - 10	3 - 6	3 - 5	2 - 5

Las horas de trabajo, son hora de trabajo de peones para 10 m<sup>2</sup> de superficie de formaleta. No se incluyen tirantes y andamios.

### H.- Integración del precio unitario por renglón de trabajo.

#### H.1.- Generalidades sobre presupuestos.

Cuando se necesita conocer el costo de una obra y esta se encuentra en fase de anteproyecto o se debe de inmediato, se procede a calcular lo que se denomina un costo estimativo; este puede elaborarse de distintas formas de acuerdo al criterio del cálculo comparativo que se tenga como base.

Para poder elaborar un presupuesto estimativo es necesario contar con experiencias anteriores con el fin de tener precios aplicables a unidades globales que simplificarán la estimación. Como ejemplo se puede citar los siguientes casos: costo por metro cuadrado de área cubierta, por metro cúbico de volumen de obra, por metro cuadrado de levantado, etc.

## H.2.- Métodos diversos para cálculo de costos estimativos.

### a.- método del área cubierta:

Es una forma rápida de establecer el costo aproximado de un proyecto, se calcula en base a metros cuadrados de área cubierta y se procede como sigue:

- 1) Se establece el costo de presupuestos desglosados de al menos diez proyectos recientes y similares en cuanto a materiales, tipo de construcción y ubicación.
- 2) Se suma el valor total de todos los presupuestos y se divide entre el número de presupuestos con lo que se obtiene el presupuesto promedio, puede usarse la formula siguiente:

$$Pr = SP + NP \quad \text{donde,}$$

Pr = Presupuesto promedio.

SP = Suma del costo total de cada uno de los presupuestos.

NP = Cantidad de proyectos o presupuestos considerados.

- 3) Se establece un promedio del área cubierta, esto se hace fácilmente por medio de las plantas de techos de los diferentes proyectos considerados (una planta de techos en edificios de un piso, y con la totalidad de planos de plantas y losa final, en proyectos de más de un piso). Se calcula el área de techos en m<sup>2</sup> de cada uno de los proyectos, se suman todas y se dividen entre el número de los proyectos y se obtiene el promedio de el área cubierta, así:

$$Pac = SAC + NP \quad \text{donde,}$$

Pac = Promedio de área cubierta.

SAC = Suma del área de techo de cada uno de los proyectos.

NP = Cantidad de proyectos o presupuestos considerados.

- 4) Se establece el costo estimado del metro cuadrado de área cubierta, dividiendo el presupuesto promedio entre el promedio de área cubierta, así:

$$Cm^2 = Pr + Pac \quad \text{donde,}$$

Cm<sup>2</sup> = Costo estimado por metro cuadrado de área cubierta.

### b.- Método del volumen de obra (volumen contenido).

Con este método se logra un costo bastante aproximado a lo real, se usa como unidad de medida comparativa el metro cúbico de volumen contenido o volumen de obra. Al igual que el método anterior, éste se basa en comparar precios obtenidos en obras similares y calcular un precio unitario por volumen. Se piensa que da un valor más aproximado por que puede ser aplicado a diferentes tipos de edificaciones, ya que lo importante en el método no es la similitud de la construcción sino el volumen contenido, el cual se obtiene cubicando los diferentes elementos que conforman la construcción. Este método es el más usado en los estados Unidos. No será tratado en esta guía pues es muy elaborado y largo. Se menciona con el fin de ilustrar una forma importante de elaborar un presupuesto.

- Elementos estructurales horizontales intermedios ( soleras intermedias, etc. ), su volumen y sus materiales.
- Elementos estructurales horizontales finales ( solera de amarre, etc.), su volumen y sus materiales.
- Pared-Cimiento, su área y materiales.
- Pared-Levantado, su área y materiales.
- Acabados de recubrimiento, su área y materiales.
- Acabado de revestimiento, su área y materiales.
- Base para pisos, volúmenes y clase de materiales.
- Pisos, su área en m<sup>2</sup> y sus materiales.
- Techos, su área y sus materiales. Instalaciones de Electricidad, Plomería y Drenaje, con todos sus elementos, indicándose la cantidad y características especiales de cada uno, de acuerdo a los planos y lo expuesto en los puntos anteriores y cercanos.
- Artefactos Sanitarios, su cantidad y especificaciones.
- Muebles fijos y otros, su cantidad y materiales.
- Formaleta y andamiaje ( pies tabla, clavo, tornillos, etc.).
- Puertas y ventanas, su cantidad, material, dimensiones y especificaciones.

Al final de esta planilla, se hace un resumen de los totales de los materiales básicos, que conforman al concreto y morteros de diferentes tipos, distribuidos en diferentes renglones, se unen de acuerdo a su naturaleza y, en lo posible, al lugar de su obtención para una mayor facilidad de control y adquisición. Por ejemplo:

PIEDRÍN O GRAVA:	en metros cúbicos.
ARENA DE RÍO:	en metros cúbicos.
ARENA AMARILLA:	en metros cúbicos.
ARENA BLANCA:	en metros cúbicos.
CAL HIDRATADA:	en sacos de 50 libras o en arrobas.
CEMENTO:	en sacos de 94 libras = 42.5 kg.
LADRILLO O BLOCK:	en unidades.
PINTURA:	en galones.
CERA LÍQUIDA:	en galones.
LÁMINAS:	en unidades.
ACERO DE REFUERZO:	en quintales.
ALAMBRE DE AMARRE:	en libras.
CLAVO:	en libras.
PERNOS Y TORNILLOS:	en libras.

**Cálculos:** Es claro que la elaboración de estas planillas implica efectuar cálculos, para determinar cantidades de materiales que se necesitan por renglón o por grupos de éstos, para esto, se deberán usar todos los conocimientos adquiridos a través del estudio de los diversos temas, presentados en forma gradual en esta misma guía.

- 1.- Cantidad de materiales en las estructuras de concreto.
- 2.- Cantidad de materiales en el levantado de paredes.
- 3.- Cantidad de materiales en los muros de piedra.
- 4.- Cantidad de materiales en los acabados.
- 5.- Cantidad de materiales en las bases para pisos.
- 6.- Cantidad de materiales en los pisos.
- 7.- Cantidad de materiales en los techos.
- 8.- Cantidad de materiales en instalaciones de plomería/drenaje.

- 9.- Cantidad de materiales en los muebles fijos.
- 10.- Cantidad de materiales en los andamios.
- 11.- Cantidad de materiales en puertas y ventanas.

Una vez que se ha terminado el cálculo, deben presentarse las planillas de materiales antes expuestos. El objeto de presentar estas planillas, es para saber cuáles y cuánto, en qué momento y aún en dónde, se debe adquirir el material. Los renglones de trabajo facilitan la elaboración del presupuesto, y además, la elaboración del programa de ejecución de la obra y permiten el control adecuado del consumo de los materiales en cada renglón.

#### **D.- Formatos y tarjetas para retiro de materiales.**

Cuando se lleva a cabo un retiro de materiales de la bodega de obra, se hace por medio de un documento llamado, salida de bodega, este documento debe estar firmado de autorizado, por una de las firmas autorizadas, para retirar materiales de la bodega, firmada de entregado por el encargado de la bodega y de recibido por quién recibe.

Al igual que en los resguardos, se aclara que cada empresa tiene un modelo de salidas de bodega, de acuerdo a sus necesidades.

#### **E.- Formatos y tarjetas para retiro de equipo.**

Los retiros de Equipo, al igual que los de herramientas, se llevan a cabo por medio de un documento llamado resguardo, que consiste en otra forma de vale, por medio del que se responsabiliza a la persona a nombre de quien está hecho, por el cuidado y la obligación del reintegro a la bodega, del equipo que esté amparado por el resguardo, para la entrega de este equipo, dicho resguardo debe estar, debidamente firmado de autorizado, por la persona que tiene firma autorizada para retirar artículos de la bodega (generalmente el Ingeniero Jefe de obra y los Ingenieros auxiliares), firmado de entregado por el encargado de la bodega y firmado de recibido, por la persona a nombre de quién está el resguardo.

#### **F.- Pedido y remesa a bodega.**

Pedidos: Los pedidos de materiales para surtir la bodega, se hacen por medio de un documento llamado requisición, el frente de trabajo debe pasarlo a revisión a la bodega, para constatar que no hay existencia, si no la hay, el bodeguero firma la requisición y la envía al jefe de la obra para su autorización, luego debe enviarse al departamento de compras para que proceda a surtir los materiales solicitados, cada empresa debe diseñar sus formularios, de acuerdo a sus necesidades.

Remesa: las remesas a la bodega, no son otra cosa que las compras de material realizadas, dependiendo el sistema de la empresa será la forma de controlar el material, pero generalmente, al llegar el material el bodeguero debe revisar; que lo que amparan las facturas, sea lo que llega físicamente. Realizado este paso, se procede a hacer una Entrada de Bodega, que se hace en un formulario específico para esto, y luego su contenido se vacía en las respectivas tarjetas de Kárdex, para su control.

#### **G.- Distribución de materiales en obra.**

La distribución de los materiales en la obra, depende del tipo de obra de que se trate, pero en general, son los distintos frentes de trabajo, los que llegan a recoger a la bodega, el material que están necesitando, y se amparan con un vale de salida de bodega, autorizado por una firma legal.

## **H.- Asistencia de personal.**

La asistencia de personal, también es controlada de acuerdo al sistema de la empresa, pero en general, el control de tiempo es llevado por una persona contratada para eso, y a quién se le llama "tomador de tiempo", su función es estar en la hora de entrada y salida del personal, y constatar que se cumpla y se respeten estos horarios, puede hacerse a través de tarjetas especialmente diseñadas para este menester, éstas deben ser llevadas por el trabajador y la presentará al tomador de tiempo, al momento de entrar y salir de su trabajo para que él las marque, las tarjetas deben contener los días de la semana o catorcena, según sea el caso, y se perforan diariamente para un control ordenado y visible, al final del período de trabajo se entregan al tomador de tiempo, quién las remite al departamento de personal, para el control y cálculo de planillas.

## **I.- Relaciones humanas con el personal.**

### **I.1.- Generalidades.**

En la actualidad se habla mucho de relaciones Humanas, el ser humano ha concluido que es necesario incentivar en los grupos sociales, la necesidad de mejorar la relación existente, de ahí se puede inferir, que las Relaciones Humanas tan mencionadas en los últimos tiempos, no son sino, técnicas y consejos para que el hombre mejore la relación con sus semejantes.

### **I.2.- Antecedentes.**

Cuatro siglos antes de la era cristiana, Aristóteles, el sabio griego, definió al hombre como un animal social.

A lo largo de los siglos, la historia humana ha sido un tejido de comunicaciones. Los antropólogos atribuyen el mérito de la cultura y la civilización al lenguaje. Este, en sus diferentes formas, al permitir una comunicación cada vez más refinada, ha creado una brecha y un abismo entre el hombre inteligente, y los simios del bosque y de los parques zoológicos. Los animales no tienen historia porque no tienen relaciones personales.

Ahora bien, si el hombre es un animal social, entonces, su existencia está condicionada a la relación que pueda tener con sus semejantes, pues de esta relación dependerá en gran parte las satisfacciones de su vida. El hombre, que ha sido capaz de crear vehículos para la conquista del espacio, a menudo es incapaz de lograr un entendimiento con su vecino de enfrente, con sus compañeros de trabajo y consigo mismo.

En el trabajo, se admite que el 80% de los problemas serios que aquejan a las organizaciones modernas se refieren al factor humano. Y es debido a esa falta de capacidad para entenderse con los demás, que ha surgido la necesidad de ahondar en las relaciones humanas, por lo que se han creado cursos de cómo relacionarse con los demás, tanto en la familia, en la escuela, en el trabajo, etc., pero no existen reglas únicas, sobre cómo se debe comportar en las relaciones con los demás, debido a que las circunstancias de la relación varían de una persona a otra, pues el trato adecuado hacia una persona, puede no serlo para otra.



- 3.- **Comprensión:** el trabajador desea ser tratado con tolerancia. Cuando por algún motivo, le es imposible tener su rendimiento habitual, desea que su jefe comprenda que él es un ser humano, que tiene preocupaciones y dificultades. Se sentirá agradecido si se escuchan sus razones y subirá su rendimiento cuando esté mejor.
- 4.- **Trato cortés:** todas las personas esperan ser tratadas con cortesía, cuando un jefe procede de esta manera, sin lugar a dudas, sus trabajadores imitarán esa conducta.
- 5.- **Sentimiento de la propia importancia:** Es necesario tener en cuenta por parte de los jefes, que el trabajador, necesita saber que sus jefes comprenden la importancia de su trabajo.
- 6.- **Un jefe de sección, que da órdenes al trabajador de otro jefe de sección, desprecia de esa manera la autoridad de este último, debilitando su posición y se expone a ofenderlo. Cuando por una razón urgente, se toma una iniciativa que corresponde a otro, debe explicársele a éste el motivo.**

## J.- Planillas y su cálculo.

### J.1.- Generalidades.

Para el cálculo de las planillas, debe considerarse que en general, en las obras de construcción la forma de pago es semanal o quincenal, lo que simplifica su cálculo. debe tomarse en cuenta, las cuotas establecidas por el IGGS. (\* Fuente: Código de trabajo.)

DEPARTAMENTO	PERÍODO	CUOTA DEL TRABAJADOR	CUOTA PATRONAL
Zacapa	3-1977 a la fecha	4.5 %	10.0 %
Chiquimula	7-1978 a la fecha	4.5 %	10.0 %
Baja Verapaz	7-1978 a la fecha	4.5 %	10.0 %
Totonicapán	7-1978 a la fecha	4.5 %	10.0 %
Jalapa	12-1978 a la fecha	4.5 %	10.0 %
Sololá	12-1978 a la fecha	4.5 %	10.0 %
El Quiché	12-1976 a la fecha	4.5 %	10.0 %
Sacatepequez	12-1978 a la fecha	4.5 %	10.0 %

Demás Departamentos: 3-1977 a la fecha: 2.5 % 8.) %

### J.2.- Cálculos y resultados.

Cuando se hace un cálculo para planillas, es necesario hacerlo para varias columnas, por ejemplo, salario ordinario, salario extraordinario, séptimo día, valor de hora extra, cuota de IGSS, etc.. Las fórmulas siguientes servirán de ayuda:

$$O = DT * Sd$$

$$E = VE * ET$$

$$VE = Sd * 0.1875$$

$$TO = O + E$$

$$S = TO + 6$$

$$ST = TO + S$$

$$CT = ST * 0.045 , \quad \text{en los departamentos de la tabla.}$$

$$CT = ST * 0.025 , \quad \text{en los demás departamentos.}$$

$$SD = ST - CT$$

$$CP = ST * 0.10$$

Donde:

- O = Salario ordinario.
- DT = Días trabajados.
- Sd = Salario diario.
- E = Salario Extraordinario.
- VE = Valor de hora extra.
- ET = Horas extras trabajadas.
- TO = Total salario ordinario y extraordinario.
- S = Séptimo día.
- ST = Salario total.
- CT = cuota de IGSS del trabajador.
- SD = Salario devengado.
- CP = Cuota patronal.

Ejemplo: Se calculará a calcular el salario semanal de los señores Juan López, Pedro Pérez y Margarito García, cuyo salario diario es de Q.50.00, Q.40.00 y Q.30.00 respectivamente, únicamente Margarito García faltó un día, los otros trabajaron la semana completa, y todos tienen 3 horas extras diarias, Pedro Pérez trabaja en una obra de la empresa en el Progreso, los otros en la capital.

Solución:

Quienes trabajaron 6 días ordinarios a razón de 3 horas extras diarias, tienen 18 horas extras trabajadas, el que faltó un día, tiene 15 horas extras trabajadas, usando las fórmulas dadas.

Juan López:

$$O = DT * Sd = 6 * 50 = 300.00$$

$$VE = Sd * 0.1875 = 50 * 0.1875 = 9.375$$

- b) **Pestañas:** Existen dos tipos básicos, Las que son cortada en la carpeta y las que son corredizas, en ellas se rotula la letra, nombre o identificación de la persona o empresa.
- c) **Index:** Vienen en varios colores predominantemente transparentes, y sirven para cubrir el rotulado de la pestaña, además de darle al archivo mejor presentación.
- d) **Guías:** Aunque las carpetas se rotulan, las identificaciones en ellas de por sí no son suficientes para facilitar la tarea de archivar y encontrar lo archivado. Se hace necesario pues, un rótulo que destaque el sitio de la gaveta donde se encuentra la carpeta descada. Las guías son tarjetas indicatoras, hechas de cartón fuerte, en la parte superior tienen pestañas de acero, plástico o del mismo material de la tarjeta, que servirán para rotular el título.

### **K.3.- Sistema Alfabético.**

Los sistemas alfabéticos de archivar, son los que hacen uso del alfabeto para clasificar los nombres de las personas, compañías, o asuntos, y por ello se les llama sistemas de archivo directo. El sistema alfabético es el que con más facilidad se adapta a cualquier tipo de oficina. Se ajusta perfectamente a casi todas las empresas, pequeñas o grandes. Existen muchos sistemas alfabéticos de archivo, en esta guía sólo se verá el Sistema Super Ideal. Reglas para ordenar alfabéticamente:-

Los nombres de las personas, compañías, o asuntos, se ordenarán rigurosamente de la A a la Z, este orden se seguirá no solo con respecto a la letra inicial, sino también con las demás letras de el nombre. Así:

- Aarón es primero que abadía, pues la segunda letra de Aarón es a y la segunda de abadía es b.
- Cancelar es primero que cantera, las tres letras iniciales de ambas son iguales, sin embargo la cuarta de cancelar es c, que es primero que la cuarta de cantera, que es t.
- Martínez precede a mártir, pues aunque las primeras cinco letras son iguales, la sexta de Martínez es n, que es anterior a r, que es la sexta letra de mártir.

**Sistema Super-ideal:** es un sistema alfabético moderno, y de fácil expansión, es ordenado a base de colores y se usa en archivos verticales de 4 gavetas. La posición de las guías y carpetas es importante para el buen funcionamiento del sistema. Las secciones más importantes aparecen en posiciones escalonadas, con el fin de lograr la mayor visibilidad para los renglones de cada sección. La distribución a través de la gaveta es como sigue:

- 1.- En primer plano aparecen las guías principales alfabéticas, tienen las pestaña alternadas en primera y segunda posición, las pestañas de las guías que aparecen en segunda posición, están adentradas un poco en el espacio que ocupa la primera de forma que haya en la gaveta buena visibilidad.
- 2.- Las pestañas de las carpetas misceláneas ocupan la primera posición; todas en línea recta hacia atrás. En la ilustración hay tres carpetas, una para cada guía principal de la sección, nótese que el rótulo en las carpetas misceláneas es igual al de las guías principales correspondientes.

- 3.- En la tercera posición aparecen dos guías especiales ( una tiene el rótulo: Anuncios 2 y la otra: Bague 3). También aparecen en la misma posición Las pestañas de las carpetas especiales correspondientes a dichas guías.
- 4.- Las pestañas anchas de las guías especiales cubren más de dos posiciones y se colocan a la derecha de la gaveta. En las posiciones cuarta y quinta aparecen los rótulos de las carpetas individuales con un corte que cubre las últimas dos posiciones.

- 14.- **Jorge Francisco Macal Domínguez**  
Tesis de graduación de Ingeniero civil, facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1988.  
Propuesta de morteros de levantado para mampostería en áreas urbanas.
- 15.- **Jesús Octavio Leiva Monzón**  
Tesis de graduación de Ingeniero civil, facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1978.  
Estimación de costos y recomendaciones para el uso de diferentes tipos de cubiertas en viviendas económicas. tesis:
- 16.- **Rodolfo A. Rubio C.**  
Tesis de graduación de Ingeniero civil, facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1972.  
Generalidades sobre impermeabilización de cubiertas.
- 17.- **Humberto Salazar Rodríguez**  
Tesis de graduación de Ingeniero civil, facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1968.  
Guía práctica para cubierta de techos.
- 18.- **José Luis de León Argueta**  
Tesis de graduación de Ingeniero civil, facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1993.  
Supervisión y Control de Calidad en la Fabricación y Montaje de las Estructuras de Acero para uso Industrial.
- 19.- **Alfredo Antonio Ochoa Calderón**  
Tesis de graduación de Ingeniero civil, facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1988.  
Manual para Fontaneros Municipales.
- 20.- **Vera Gladis Marroquín Argueta**  
Guía Practica Para Instalaciones Hidráulica y sanitaria.  
Edit. Escuela Técnica Facultad de ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala 1993.
- 21.- **Alfredo Montenegro Florián**  
Tesis de graduación de Ingeniero civil, facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1990.  
Materiales para Revestimientos Verticales Consideraciones sobre su Colocación y Relaciones costo rendimiento.
- 22.- **Ing. Amando Vides Tobar**  
Análisis y Control de Costos en Ingeniería, Vol. 2.  
Editorial piedrasanta, Guatemala 1981
- 23.- **Mario Roberto Galindo López**  
Tesis de graduación de Ingeniero civil, facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1979.  
Método de Control de Obras de Albañilería en Viviendas Económicas.

- 24.- **Gonzalo Mijangos Soto**  
Tesis de graduación de Ingeniero civil, facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1982.  
Guía para el Desarrollo de Planos con Aplicación del Reglamento de Construcción Vigente.
- 25.- **Marcio Iván Lorenzana Padilla**  
Tesis de graduación de Ingeniero civil, facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1976.  
Método Práctico para Cuantificar Materiales en Construcciones de Mixto.
- 26.- **Miguel Angel Solares**  
Tesis de graduación de Ingeniero civil, facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1965.  
Guía Práctica para Maestros o Encargados de Obra.
- 27.- **Carlos Humberto Figueroa Pinzón**  
Tesis de graduación de Ingeniero civil, facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1956.  
Guía de Interpretación de Planos de Construcción para Maestros de Obra.
- 28.- **Gustavo Adolfo Estrada Hurtarte**  
Tesis de graduación de Ingeniero civil, facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1990.  
Manual de Cuantificación de Materiales para Urbanizaciones y edificaciones.
- 29.- **José Alfredo Rodríguez Sandoval**  
Tesis de graduación de Ingeniero civil, facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala 1983.  
Diseño y Ejecución para un Control Técnico de Almacenes en una Empresa de Construcción.
- 30.- **Aurelio Ramírez Villanueva-José Santiago Méndez Arana**  
Manejo de almacenes y bodegas, ICA S.A,  
Guatemala, 1978.
- 31.- **José Santiago Méndez Arana-Jorge Verdesoto**  
Control y administración del Almacén, ICA S.A,  
Medellín, Colombia 1982.
- 32.- **Relaciones humanas, . 2da. edición.**  
Editorial El manual moderno, México. 1988.
- 33.- **Mauro Rodríguez Estrada**  
Relaciones Humanas en el Trabajo y en la Familia.  
Editorial Pierre G. Weill, Editorial Kapelus, Buenos aires, Argentina.1987
- 34.- **Basset y Goodman**  
Sistemas de Archivar y Control de Documentos.  
Editorial Scott Foresman,  
Illinois EEUU 1977.

