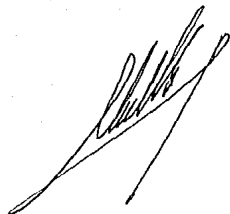


27  
204  
870115

# Universidad Autónoma de Guadalajara

INCORPORADA A LA UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

"COSTO DE UN EDIFICIO CON ESTRUCTURA DE CONCRETO."

## TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

MARIA DEL ROCIO YEPEZ RIOS

GUADALAJARA, JAL., 1990



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

## INDICE

PAGINAS

### CAPITULO I

Introducción 1

### CAPITULO II

Análisis y Diseño Estructural 6

### CAPITULO III

Cantidades de Obra 62

### CAPITULO IV

Costo Total del Edificio 66

### CAPITULO V

Conclusiones 73

### ANEXO I

Cálculo Cantidades de Obra 74

### ANEXO II

Fuerzas Horizontales Causadas por Sismos 99

### ANEXO III

Código del Canadá 102

### ANEXO IV

Momentos y Reacciones por Computadora 104

### ANEXO V

Planos 119

BIBLIOGRAFIA 143

CAPITULO I

## I INTRODUCCION

El presente trabajo fue elaborado como Tesis profesinal de Ingenieria Civil, para la cual se tomó un edificio en particular a ser calculado y diseñado en estructura de concreto y así llegar a el objetivo principal que es comparar el costo de su construcción y acabados con el costo de la misma construida en estructura metálica igualmente incluyendo acabados.

Para la realización del trabajo hubo necesidad de seguir en forma secuencial los siguientes pasos que nos permitieron hacer un correcto análisis del trabajo.

Elaboración y estudio de los planos arquitectónicos con el fin de lograr la solución más conveniente y económica, conveniente desde el punto de vista de estabilidad de la estructura y facilidad para su construcción. Como paso siguiente se entró al análisis, estudio y diseño de la estructura en cada uno de sus componentes para lo cual se dividió en tres módulos a construir en forma independiente separados cada uno de ellos por una estructura que contiene baterías de baños y las escaleras de servicio atendiendo cada una de estas a 2 módulos. Esta parte del trabajo fue elaborada en dos etapas bien definidas:

1.- Estudio y diseño de las losas de cada uno de los pisos que componen los diferentes bloques en que se dividió el análisis. Esto con el propósito de evaluar las cargas que están transmitidas a los marcos componentes de cada uno de los bloques antes mencionados. en esta parte del análisis con el mismo fin fue estudiada y diseñada la escalera para así poder llevar a los marcos las cargas que ella transmite.

2.- Esta etapa es la referente al estudio, cálculo y diseño de los marcos, diseño particular de trabes, columnas y zapatas componentes de cada uno de los marcos.

Para el desarrollo de esta etapa se siguieron los siguientes pasos :

- Evaluación de las cargas transmitidas por las losas y escaleras.
- Escogencia y determinación de los materiales de trabajo (concreto y acero) con el fin de tener los coeficientes necesarios para: Predimensionamiento de vigas y columnas y el diseño final de la estructura.
- Una vez evaluadas las cargas, divididas en cargas vivas y cargas muertas y factorizándolas según las recomendaciones del "ACI-318-83" y frente a cada uno de

los marcos. se procedio a definir las hipótesis de cargas para efectuar un correcto y acertado análisis de la estructura. En igual forma se estudio el efecto que sobre la estructura tuiera un sismo para lo cual se tuvo en cuenta factores tales como: Factor de importancia ocupacional, es decir destino para el cual es construida la estructura, periodo fundamental de las fuerzas horizontales, zona sísmica, clase de terreno etc. Teniendo en cuenta las cargas y dimensiones: altura, largo en el sentido de trabajo de los marcos, se calcularon las fuerzas horizontales que actuarían sobre la estructura en caso de ocurrencia de un sismo.

Una vez definidas las hipótesis de carga, las fuerzas por sismos y con el predimensionamiento de vigas y columnas se procedió al análisis de los marcos.

Con los resultados así obtenidos se elaboró la envolvente de momentos y de esfuerzos, teniendo en cuenta el efecto de sismos. Con estos resultados, se procedió al diseño de vigas, columnas y zapatas. Para el diseño de las zapatas fue necesaria conocer la capacidad de carga del terreno, dato que fue obtenido de un estudio de suelos ya existente. Se optó por un sistema de zapatas aisladas.

La primera etapa fue elaborada en su totalidad a mano, y la segunda etapa lo que corresponde a cálculo de fuerzas de sismos, análisis y diseño de marcos (vigas, columnas y zapatas) fue corrido en un programa de computador (PC Texas Instrument).

Con los resultados obtenidos se elaboraron los planos estructurales que junto con los arquitectónicos sirvieron de base para la elaboración del presupuesto de la obra.

Finalmente se hizo la comparación de costos para lograr el objetivo buscado.



C A P I T U L O   I I

## II ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Para iniciar este capítulo fue necesario elaborar los planos arquitectónicos con el objeto de definir la forma en que se haría el análisis estructural de tal manera que ofreciera las mejores condiciones tanto de construcción como de estabilidad.

Una vez estudiados los planos arquitectónicos se dividió la estructura para análisis y diseño así:

- 1.- Bloque 1 y 3
- 2.- Bloque 2 (central)
- 3.- Bloque de baños y servicios

Una vez estudiado el proyecto se optó por un sistema de losas aligeradas armadas en una sola dirección.

En forma general el cálculo y diseño estructural se hizo de acuerdo a los siguientes pasos:

- 1) Análisis de Cargas
- 2) Cálculo y diseño de cada una de las losas en todos los niveles de los diferentes bloques (bloque 1 igual al bloque 3)
- 3) Evaluación de las cargas transmitidas a las vigas

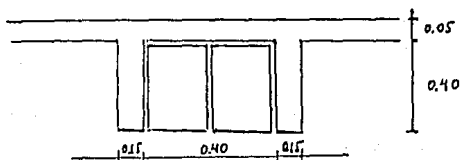
- componentes de los marcos, (A y B) resultantes de la forma en que se definió el estudio de la estructura.
- 4) Predimensionamiento de las diferentes vigas que componen los marcos, A y B, en cada uno de los bloques.
  - 5) Predimensionamiento de las columnas de los marcos, A y B. Este predimensionamiento se hizo únicamente teniendo en cuenta, para la evaluación de las cargas, las áreas tributarias que actúan como cargas axiales. Para facilitar el trabajo se utilizaron las tablas del libro "Teoría elemental de concreto reforzado" de Phil M. Fergusson.
  - 6) En base a los resultados obtenidos en el inciso 3 se procedió a la evaluación de las cargas en los diferentes marcos.
  - 7) Una vez hecha la evaluación de las cargas se definieron las diferentes hipótesis de cargas:
    - Hipótesis de carga muerta.
    - Cuatro casos de carga viva combinada con carga muerta.
    - Hipótesis de carga producida por sismos.
    - Cálculo de la escalera de banos y servicios.
- Los incisos del 1 al 7 fueron elaborados a mano como puede verse en la memoria de cálculos.
- 8) Cálculo de los diferentes marcos.
  - 9) Evaluación de las cargas por sismos, para esta evaluación fue utilizada la forma recomendada en el código colombiano.

- 10] Cálculo de los momentos.
- 11] Detereminación de los momentos máximos para diseño de vigas y columnas teniendo en cuenta el efecto de sismos.
- 12] Determinación de cargas máximas teniendo en cuenta el efecto de sismos para el diseño de vigas y columnas.
- 13] Diseño de las vigas componentes de cada uno de los marcos y bloques en que se dividió el estudio.
- 14] Diseño de las columnas componentes de cada uno de los marcos y bloques en fue dividido el estudio.
- 15] Diseño de las zapatas de los diferentes marcos y bloques.

Los incisos del 8 al 15 fueron corridos en un programa de computador, los diseños fueron ejecutados dentro del mismo programa partiendo de los resultados de momentos y esfuerzos máximos obtenidos. Los planos estructurales se elaboraron de acuerdo a nuestros diseños.

Análisis de Cargas (Bloques 1 v 3)

Losa de nivel 11.20 (cubierta)



Losa.....	0.05 * 1.00 * 1.00 * 2,400	.....=	120 Kg/M2
Nervaduras....	0.15 * 0.40 * 1.00 * 2,400 / 0.55	=	262 Kg/M2
Aligeramiento..	10 * 16 * 1.00 / 0.55	.....=	291 Kg/M2
Mampostería.....		=	20 Kg/M2
Cielo raso.....	0.03 * 1.00 * 1.00 * 2,000	.....=	60 Kg/M2
<hr/>			
SUMA (total carga muerta).....		=	753 Kg/M2
Carga viva.....		=	200 Kg/M2
<hr/>			
Carga Total.....		=	953 Kg/M2

Factorización de Cargas

Código ACI 318-05

$P_u = 1.40D + 1.70L$

$P_u = 1.40 (753) + 1.70 (200)$

$P_u = 1,271 + 340 = 1,611 \text{ Kg/M2}$

$$CM = 1,054/1,394 = 0.75 = 75 \%$$

$$Pu = 1,394 \text{ Kg/M}^2$$

$$CV = 340/1,394 = 0.25 = 25 \%$$

Factor promedio - Relación de la carga real con la carga factorizada .

$$\text{Factor Promedio} = 1,394/953 \dots\dots\dots = 1.463$$

$$\text{Relación de carga muerta a carga total} = 1,054/1,394 = 0.75$$

$$\underline{\text{Carga sobre las viguetas} = 1,394 \times 0.55 \dots\dots = 767 \text{ Kg/M}}$$

Cargas para losas de los niveles 5.60 , 6.40 y 2.80

$$\text{Losas} \dots\dots\dots 0.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 2,400 \dots\dots = 120 \text{ Kg/M}^2$$

$$\text{Nervaduras} \dots\dots 0.15 \times 0.40 \times 1.00 \times 2,400 / 0.55 = 262 \text{ Kg/M}^2$$

$$\text{Aligeramiento} \dots\dots 10 \times 16 \times 1.00 / 0.55 \dots\dots\dots = 291 \text{ Kg/M}^2$$

$$\text{Muros divisorios, etc.} \dots\dots\dots = 60 \text{ Kg/M}^2$$

$$\text{Cielo raso} \dots\dots 0.03 \times 1.00 \times 1.00 \times 2,000 \dots\dots = 60 \text{ Kg/M}^2$$

---

$$\text{SUMA (total carga muerta)} \dots\dots\dots = 793 \text{ Kg/M}^2$$

$$\text{Carga viva} \dots\dots\dots = 400 \text{ Kg/M}^2$$

---

$$\text{Carga Total} \dots\dots\dots = 1,193 \text{ Kg/M}^2$$

Factorización de Cargas

Código ACI 318-83

$$Pu \dots\dots\dots = 1.40D + 1.70L$$

$$Pu \dots\dots\dots = 1.40 (793) + 1.70 (400)$$

$$Pu \dots\dots\dots = 1,110 + 680 \dots\dots\dots = 1,790 \text{ Kg/M}^2$$

$$CM = 1,110/1,790 = 0.62 = 62 \%$$

$$Pu = 1,790 \text{ Kg/1.2}$$

$$CV = 680/1,790 = 0.38 = 38 \%$$

Factor promedio - Relacion de la carga real con la carga factorizada .

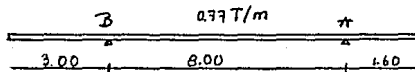
$$\text{Factor Promedio} = 1,790/1,193 \dots\dots\dots = 1.50$$

$$\text{Relación de carga muerta a carga total} = 1,110/1,790 = 0.62 \\ = 62 \%$$

$$\underline{\text{Carga sobre las Viguetas} = 1,790 \times 0.55 = 984.5 \text{ Kg/M}}$$

Análisis de Losas y cargas transmitidas sobre los muros

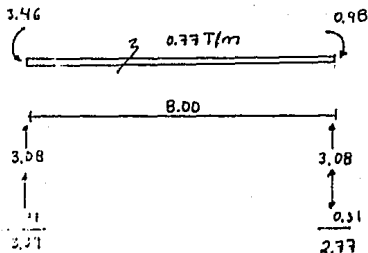
Losa Nivel 11.20



Se considera momento de giro ) negativo y positivo (

$$\text{Izquierdo} \quad M_{bi} = \frac{w l^2}{2} = \frac{(0.77) * (3)^2}{2} = 3.465 \text{ Tn-M}$$

$$\text{Derecho} \quad M_{ad} = \frac{(0.77) * (1.6)^2}{2} = 0.98 \text{ Tn-M}$$





Cálculo de momento max. positivo.

$$M_{\max} \text{ positivo} = 3.39X - 0.77X^2/2 = 3.46$$

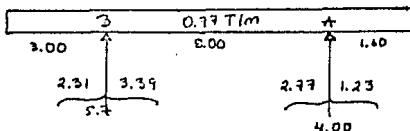
$$3.39 - 0.77X = 0$$

$$X = 3.39/0.77 = 4.40 \text{ M.}$$

$$M_{\max} (+) = 3.39(4.4) - 0.77(4.4)^2/2 = 3.46$$

$$M_{\max} (+) = 14.92 - 7.45 = 3.46 = 4.0 \text{ Tn-M}$$

Cálculo de carga en los marcos B y B en el nivel 11.2 Cubierta



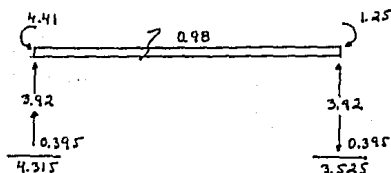
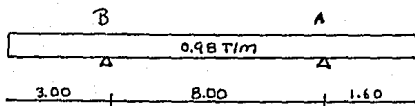
Estas reacciones están dadas por el para nervaduras, para el cálculo de carga sobre vigas de los marcos las reacciones se deben dividir por 0.55

Por lo tanto carga para el marco B a nivel de cubierta:

$$\text{Carga en marco (B)} = 5.7/0.55 = 10.36 \text{ T/m}$$

$$\text{Carga en marco (B)} = 4.0/0.55 = 7.27 \text{ T/m}$$

Losa nivel B.40



$$\Delta H = 4.41 - 1.25 = 3.16$$
$$3.16 / B = 0.395$$

$$M_{max} \text{ positivo} = 4.31X - 0.98X^2/2 - 4.41$$

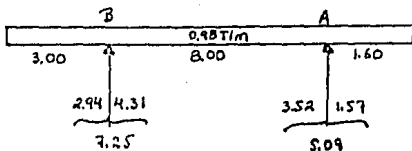
$$4.31 - 0.98X = 0$$

$$X = 4.31/0.98 = 4.40 \text{ m.}$$

$$M_{max} (+) = 4.31(4.4) - 0.98(4.4)^2/2 - 4.41$$

$$M_{max} (+) = 18.98 - 9.49 - 4.41 = 5.09 \text{ Tn-m}$$

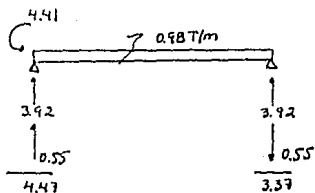
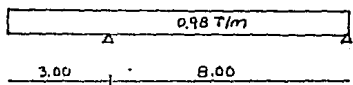
Cargas sobre los Marcos



Carga en marco (B) =  $1.25/0.55 = 13.18 \text{ T/m}$

Carga en marco (D) =  $5.09/0.55 = 9.25 \text{ T/m}$

Losas de los pisos, 5.50 y 2.80



$$M_{\max} \text{ positivo} = 3.37x - 0.98x^2/2$$

$$3.37 - 0.98x = 0$$

$$x = 3.37/0.98 = 3.44 \text{ M.}$$

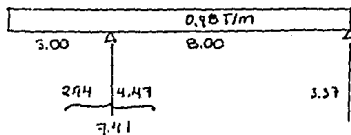
$$M_{\max} (+) = 3.37(3.44) - 0.98(3.44)^2/2$$

$$M_{\max} (+) = 11.59 - 5.80 = 5.79 \text{ Ton-M}$$

Punto de inflexion

$$3.37x - 0.98x^2/2 = 0 \quad 3.37 - 0.98x/2 = 0 \quad x = 6.87$$

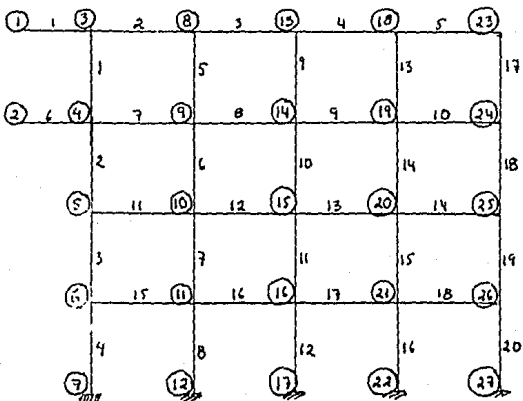
### Cargas sobre los Marcos



Carga en marco (B) =  $7.41/0.55 = 13.47$  T/m

Carga en marco (A) =  $3.37/0.55 = 6.13$  T/m

### MARCO A



### Cargas sobre el Marco A

Cargas a nivel 11.20 (cubierta) en vigas 1,2,3,4,5 = 7.27 T/m  
(factorizada)

$$C.M. = 7.27 * 0.75 = 5.45 \text{ T/m} \quad (*)$$

$$C.V. = 7.27 * 0.25 = 1.82 \text{ T/m}$$

### Cargas a nivel 8.40

Carga sobre vigas 6,7,8,9 y 10 = 9.25 T/m factorizada

$$C.M. = 9.25 * 0.62 = 5.73 \text{ T/m} \quad (*)$$

$$C.V. = 9.25 * 0.38 = 3.51 \text{ T/m}$$

- (\*) Estos datos deberán tenerse en cuenta al analizar las diferentes hipótesis de cargas

### Cargas a nivel 5.40 y 2.80

Carga sobre vigas 11 a 18 = 6.13 T/m factorizada

$$C.M. = 6.13 * 0.62 = 3.81 \text{ T/m} \quad (*)$$

$$C.V. = 6.13 * 0.38 = 2.32 \text{ T/m}$$

- (\*) Estos datos deberán tenerse en cuenta al analizar las diferentes hipótesis de cargas

## Predimensionamiento de Vigas

Carga uniformemente repartida =  $W = 7.27 \text{ T/m}$

Momentos de empotramiento de las vigas : 1,2,3,4 y 5

$M_{3-8} \dots\dots\dots M_{18-23} = - M_{8-3} \dots\dots\dots - M_{23-18}$

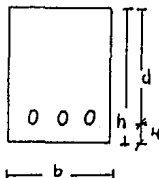
$M_{3-8} = -M_{8-3} = 0 + L^2 W / 12 = 7.27 + 0.50^2 / 12 = 21.01 \text{ T-m}$

Para hierro de 60,000 psi = 4,200 Kg/Cm<sup>2</sup> y concreto de 3,000 psi = 210 Kg/Cm<sup>2</sup>.

Momento resistente de la sección =  $Kbd = M_r$

$K_m = 0.049367$  (dato tomado de las tablas)

$K = T/Cm^2$



$M_r = (0.049367) \times 30 \times 41^2 = 2,489 \text{ T-Cm}$

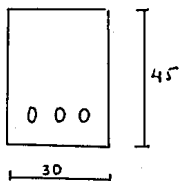
$M_r = 24.89 \text{ T-m}$

Comparando el momento resistente ( $M_r$ ) con el momento de empotramiento ( $M$ ) o sea el producido por las cargas exteriores que actúan sobre la viga, en estudio se ve :

$M_r (24.89 \text{ T-m}) > M (21.01 \text{ T-m}) \quad \text{O.K.}$

Dimensiones de las vigas de cubierta

30 X 45



Vigas en el nivel 8.40

Vigas 7,8,9 y 10

Carga total = 9.25 T/m

$$M = 9.25 \times 6.5^2 / 12 = 32.56 \text{ T-m}$$

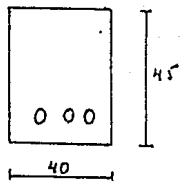
$$M_r = Kbd \quad M_r = (0.049367) \times 40 \times 41^2 = 3,319 \text{ T-Cm}$$

$$M_r = 33.19 \text{ T-m}$$

$M_r > M$       O.K.

Dimensiones de las vigas Nivel 8.40

40 X 45



Vigas en el nivel 5.60 y 2.80

Vigas : 11,12,13,14,15,16,17 y 18

Carga total = 6.13 T/m

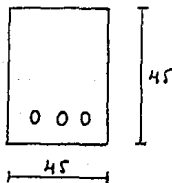
$$M = 6.13 * 6.5^2/12 = 21.58 \text{ T-m}$$

$$M_r = Kbd = (0.049376) * 45 * 41^2 = 3.734 \text{ T-Cm}$$

$$M_r = 37.34 \text{ T-m}$$

Para estas vigas teniendo en cuenta el efecto que producen de las fuerzas horizontales causadas por acción de vientos o sismos se dan las dimensiones de 45 X 45

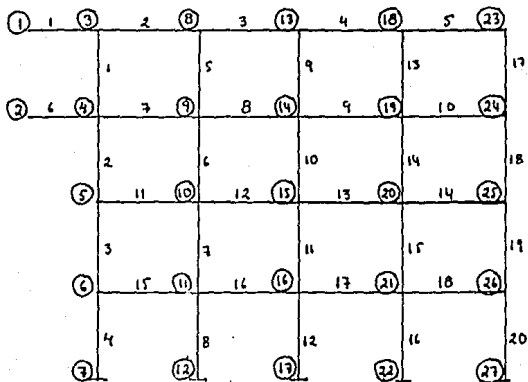
Dimensiones de las vigas de los niveles 5.60 y 2.80



45\_X 45



M A R C O B



Cargas sobre el Marco B

Cargas a nivel 11.20 (cubierta) en vigas 1,2,3,4,5 = 10.36 T/m  
(factorizada)

$$C.M. = 10.36 * 0.75 = 7.77 \text{ T/m} \quad (*)$$

$$C.V. = 10.36 * 0.25 = 2.59 \text{ T/m}$$

### Cargas a nivel B.40

Carga sobre vigas : 6,7,8,9 y 10 = 13.18 T/m (factorizada)

$$C.M. = 13.18 * 0.62 = 8.17 \text{ T/m} \quad (*)$$

$$C.V. = 13.18 * 0.38 = 5.00 \text{ T/m}$$

(\*) Estos datos deberán tenerse en cuenta al analizar las diferentes hipótesis de cargas.

### Cargas a nivel 5.00 y 3.80

Carga sobre vigas 11 a 18 = 13.47 T/m (factorizada)

$$C.M. = 13.47 * 0.62 = 8.35 \text{ T/m} \quad (*)$$

$$C.V. = 13.47 * 0.38 = 5.12 \text{ T/m}$$

(\*) Estos datos deberán tenerse en cuenta al analizar las diferentes hipótesis de cargas.

### Predimensionamiento de Vigas

Carga uniforme repartida =  $W = 10.36 \text{ T/m}$

Momentos de empotramiento de las vigas 2,3,4 y 5

$$M_{3-8} = -M_{8-3} = W * L^2/12 = 10.36 * 6.50^2/12 = 36.47 \text{ T-m}$$

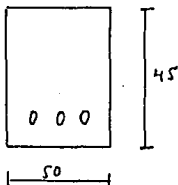
Momento resistente de la sección =  $Kbd = M_r$

$$M_r = (0.049367) * 45 * 41^2 = 3,734 \text{ T-Cm}$$

$M_r = 37.34 \text{ T-m}$   $M_r > M$  se aumenta la dimensión "b"

Dimensiones de las vigas de cubierta

50 x 45



$$M_r = (0.049367) * (50) * (41)^2 = 4.149 \text{ T-Cm} = 41.49 \text{ T-m}$$

Vigas en el nivel 8.10

Vigas 7,8,9 y 10

Carga total = 13.18 T/m

1.-  $M = 13.18 * 6.5^2/12 = 46.40 \text{ T-m}$

$$M_r = Kbd \quad M_r = (0.049367) * 50 * 41^2 = 4,560 \text{ T-Cm}$$

$$M_r = 45.60 \text{ T-m} \quad M_r < M \text{ se aumenta la dimensi3n "b"}$$

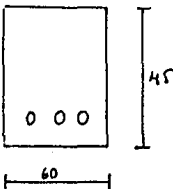
2.-  $M = 13.18 * 6.5^2/12 = 46.40 \text{ T-m}$

$$M_r = Kbd \quad M_r = (0.049367) * 60 * 41^2 = 4,979 \text{ T-Cm}$$

$$M_r = 49.79 \text{ T-m} \quad M_r > M \quad \text{O.K.}$$

Dimensiones de las vigas Nivel 8.40

60 x 45



Vigas en el nivel 5.60 y 2.80

Vigas : 11,12,13,14,15,16,17 y 18

Carga total = 13.47 T/m

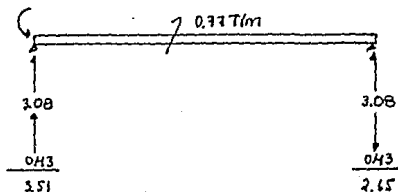
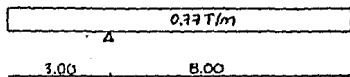
$$M = 13.47 * 6.5^2/12 = 47.42 \text{ T-m}$$

$$M_r = Kbd \quad M_r = (0.049367) * 60 * 41^2 = 4,979 \text{ T-Cm}$$

$$M_r = 49.79 \text{ T-m} \quad M_r > M$$

## BLOQUE 2 CENTRAL

Este módulo es casi igual a los módulos 1 y 3, la diferencia radica en que no tiene el voladizo de 1.60 en los niveles 11.20 y 8.40 ; el voladizo de 3.00 mts. si lo hay como en los módulos 1 y 3. Por consiguiente lo único que se debe calcular es la losa de cubierta para estimar las cargas.



$$\Delta H = 3.46 / B \\ = 0.43$$

$$M_{\max} \text{ positivo} = 3.51X - 0.77X^2/2 - 3.46$$

$$3.51 - 0.77X = 0$$

$$X = 3.51 / 0.77 = 4.55 \text{ m.}$$

$$M_{\max} (+) = 3.51(4.55) - 0.77(4.55)^2/2 - 3.46$$

$$M_{\max} (+) = 15.97 - 8.07 - 3.46 = 4.54 \text{ Tn-m}$$

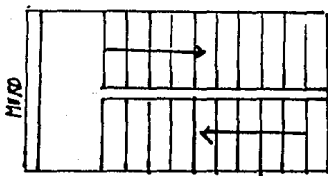
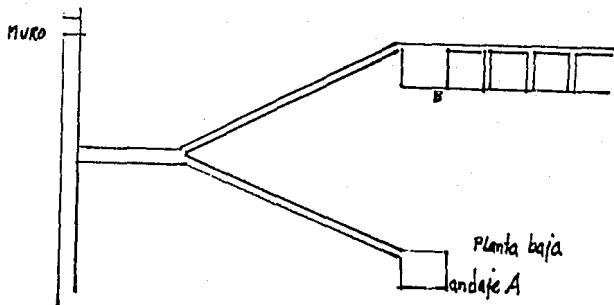
$$\frac{5.82}{0.55} = 10.58$$

$$\frac{2.65}{0.55} = 4.82$$

## Escalera

## Bloque baño y Servicios

### 1. Caso general:

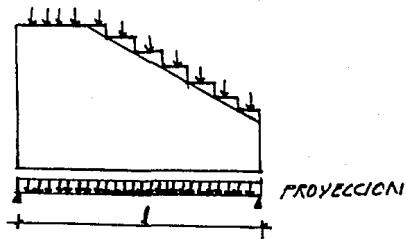


Esta placa está apoyada  
en el muro

En el nivel superior  
es recibido por  
una viga que hace  
parte del nivel un  
poco más ancha

La planta baja está  
apoyada en un  
anclaje que se  
diseña en el piso

La escalera se calcula como una viga simplemente apoyada con una longitud  $L = a$  la proyección de la escalera.



$$M = \frac{wl^2}{8}$$

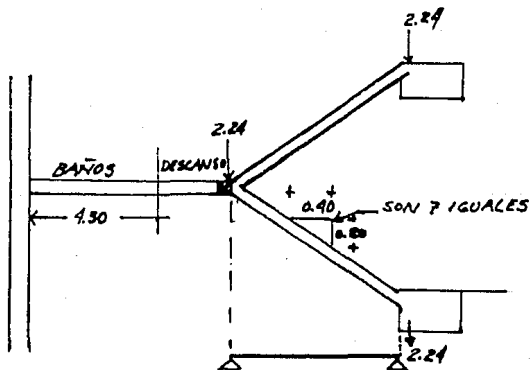
$$d = k2 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

\* Si fuera por metro

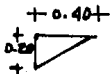
Y la carga por metro  
y etc.

proyección

Para este proyecto es particular:



La escalera se ha diseñado con 8 pasos cada uno de 40 cms. como huella por 20 cms de contrahuella



## Evaluación de Cargas

$$\text{Pasos} = 0.40 * 0.2 * 2,400/2 = 96.1 \text{ Kgs./m.}$$

$$= 0.096 \text{ Ton/m}$$

Son 2.5 pasos por metro de proyección

Cargas /m

- Losa	= 0.15 * 2,400 .....	= 0.360 T/m
- Pasos	= 0.096 * 2.5.....	= 0.240 T/m
- Acabados	= 0.030 * 2,000.....	= 0.060 T/m
		-----
SUMA (total carga muerta).....		= 0.660 T/m
Carga viva.....		= 0.400 T/m
		-----
Carga total.....		= 1.060 T/m

Cargas factorizadas:

$$W_u = 0.66 * (1.4) + 0.40 * (1.7)$$

$$= 0.92 + 0.68 = 1.60 \text{ T/m}$$

Relaciones de carga viva y muerta

$$0.92/1.60 = 0.58 = 58\%$$

$$0.68/1.60 = 0.42 = 42\%$$



## Calculo de la escalera

$$1.60 \text{ T/m}$$

-----		Estas reacciones son
	2.80	transmitidas a las vi-
0.24		2.24 gas de los marcos A y B
		de este bloque, en los
		diferentes niveles en-
		que entrega la escalera

$$M = wL^2 / 8 = 1.6 * (2.8)^2 / 8 = 1.57 \text{ T-m}$$

Nota: La escalera se ha calculado por metro de ancho, por consiguiente  $b = 100 \text{ Cm.}$

Verificacion de la altura

$$\text{Para } f'c = 3,000 \text{ psi} = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{y } fy = 60,000 \text{ psi} = 4,200 \text{ Kg/cm}^2 \quad K2 = 4.50$$

$$d = K2 \quad M/b$$

$$= 4.5 \quad 157/100 = 5.64 \text{ Cm.}$$

se dejo  $d = 12 \text{ Cm.}$

$$h = 15 \text{ Cm.}$$

Area de Acero

$$K = M/bd = 157/(100)*(12)^2 = 0.011$$

según tablas  $\rho = 0.0075$

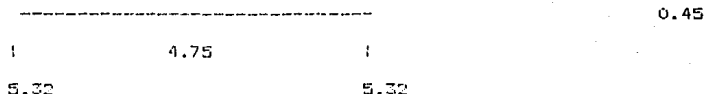
$$A_s = 0.0035 * (100) * (12)$$

$$= 4.2 \text{ Cm}^2/\text{m}$$

$$4 \# 4 / \text{H.L.}$$

Cálculo de viga (E) soporte de la escalera

$$2.24 \text{ T/m}$$



$$0.25$$

Nota: Las reacciones de 5.32 Ton. actúan como cargas concentradas en los marcos A y B en los niveles a donde llegan estas vigas "E" (en el nivel 8.40 la reacción que llega a los marcos es la mitad).

$$M = 2.24 * (4.75)^2 / 8 = 6.32 \text{ T-m}$$

$$M_r = Kbd = (0.049367) * 25 * (42)^2 = 2,177 \text{ T-Cm}$$

$$M_r = 21.77 \text{ T-m} > M (6.32 \text{ T-m})$$

Area del acero

$$K = M/bd \quad K = 6.32 / (25) * (42)^2 = 0.0143$$

según tablas para  $K = 0.0143$   $p = 0.004$

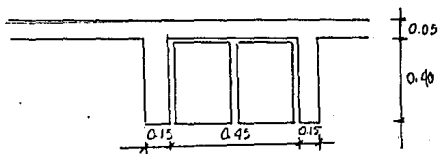
$$A_s = p * b * d = (0.004) * 25 * 42 = 4.2 \text{ Cm}^2 \quad 3\#4 + 1\#3$$

estribos  $\#3 @ 21 \text{ cm}$ .

## Losa bloque bande y Servicios

Niveles 8.40, 7.00, 5.60, 2.80 y 1.40

### Análisis de Cargas



Losa.....	$0.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 2,400$	=	120 Kg/M2
Nervaduras....	$0.10 \times 0.40 \times 1.00 \times 2,400 / 0.50$	=	192 Kg/M2
Aligeramiento..	$16 \times 16 \times 1.00 / 0.50$	=	320 Kg/M2
Mampostería.....		=	60 Kg/M2
Cielo raso.....	$0.05 \times 1.00 \times 1.00 \times 2,000$	=	60 Kg/M2
<hr/>			
SUMA (total carga muerta).....		=	752 Kg/M2
Carga viva.....		=	400 Kg/M2
<hr/>			
Carga Total.....		=	1,152 Kg/M2

### Factorización de Cargas

Código ACI 318-83

$$F_u \dots \dots = 1.40D + 1.70L$$

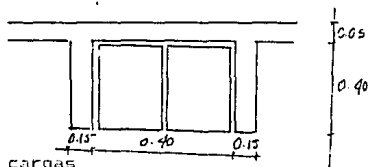
$$F_u \dots \dots = 1.40 (752) + 1.70 (400)$$

$$F_u \dots \dots = 1,657 + 680 \dots \dots = 1,733 \text{ Kg/M2}$$

Relación carga muerta a carga total =  $1053/1733 = 0.60 = 60\%$

Relación carga viva a carga total =  $680/1733 = 0.40 = 40\%$

Losa sobre cubierta



Análisis de cargas

Losa.....	0.05 * 1.00 * 1.00 * 2,400	.....=	120 Kg/M2
Nervaduras....	0.10 * 0.40 * 1.00 * 2,400 / 0.50	=	192 Kg/M2
Aligeramiento..	10 * 16 * 1.00 / 0.50	.....=	320 Kg/M2
Mampostería.....		=	20 Kg/M2
Cielo raso.....	0.05 * 1.00 * 1.00 * 2,000	.....=	60 Kg/M2
<hr/>			
SUMA (total carga muerta).....		=	712 Kg/M2
Carga viva.....		=	200 Kg/M2
<hr/>			
Carga Total.....		=	912 Kg/M2

Factorización de Cargas

Código ACI 318-83

$P_u$ .....=  $1.40D + 1.70L$

$P_u$ .....=  $1.40 (712) + 1.70 (200)$

$P_u$ .....=  $997 + 340$ .....=  $1,337$  Kg/M2

Relación carga muerta a carga total =  $997/1337 = 0.75 = 75\%$

Relación carga viva a carga total =  $340/1337 = 0.25 = 25\%$







Momentos :

$$M = 0.98*(3.00)^2/2 = 441 \text{ T-Cm} \quad M = 4.41 \text{ T-m}$$

$$M = 0.98*(1.60)^2/2 = 125 \text{ T-Cm} \quad M = 1.25 \text{ T-m}$$

$$M(+)=4.31*(4.4) - 4.41 - 0.98*(4.4)^2/2 = 5.09 \text{ T-m}$$

#### Apoyo Izquierdo

$$K = 441/(15)*(42)^2 = 0.01700$$

De las tablas de diseño para  $K = 0.01700$   $p = 0.0048$

$$A_s = pbd \quad A_s = 0.0048*(15)*(42) = 3.02 \text{ Cm}^2 \quad 2 \#4 + 1 \#3$$

#### Acero en el centro del claro

$$K = 509/(15)*(42)^2 = 0.01923$$

De las tablas de diseño para  $K = 0.01923$   $p = 0.0055$

$$A_s = pbd \quad A_s = 0.0055*(15)*(42) = 3.465 \text{ Cm}^2 \quad 3 \#4$$

#### Apoyo Derecho

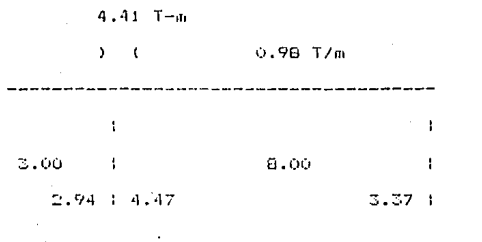
$$K = 125/(15)*(42)^2 = 0.00472$$

De las tablas de diseño para  $K = 0.00472$   $p = 0.0033$  (Min)

$$A_s = pbd \quad A_s = 0.0033*(15)*(42) = 2.10 \text{ Cm}^2 \quad 1 \#4 + 1 \#3$$



Hervaduras nivel 105,00 y 102,00



$$1. M = Kbd^2 \quad b = 15 \text{ Cm} \quad d = 42 \text{ Cm} \quad h = 45 \text{ Cm}$$

Momentos :

$$M = 0.98 \times (3.00)^2 / 2 = 441 \text{ T-Cm} \quad M = 4.41 \text{ T-m}$$

$$M(+) = 4.47 \times (6.87) - 4.41 - 0.98 \times (6.87)^2 / 2 = 5.91 \text{ T-m}$$

Apoyo Izquierdo

$$K = 441 / (15) \times (42)^2 = 0.01700$$

De las tablas de diseño para  $K = 0.01700$   $p = 0.0048$

$$A_s = pbd \quad A_r = 0.0048 \times (15) \times (42) = 3.02 \text{ Cm}^2 \quad 2 \#4 + 1 \#3$$

Acero en el centro del claro

$$K = 591 / (15) * (42)^2 = 0.022$$

De las tablas de diseño para  $K = 0.022$        $p = 0.0063$

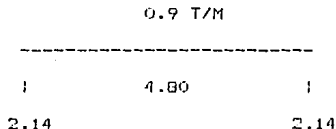
$$A_s = pbd \quad A_s = 0.0063 * (15) * (42) = 3.96 \text{ Cm}^2 \quad 3 \text{ #4}$$

Acero en el apoyo derecho

En el apoyo derecho se pondran 2 #4

Nervaduras Bloque de Dános y Servicios

Niveles 108.40 - 107.00 - 105.60 - 104.20 - 102.80 y 101.40



$$M = WL^2/8 = 0.9 * (4.8)^2/8 = 2.59 \text{ T-M}$$

$$K = M/bd^2 = 259/10 * 42^2 = 0.0143 \quad p = 0.004$$

$$A_s = 0.004 * 10 * 42 = 1.68 \text{ Cm}^2 \quad 1 \text{ #4} + 1 \text{ #3}$$

Nervaduras de Cubierta (Baños y Servicios)

0.7 T/M

---

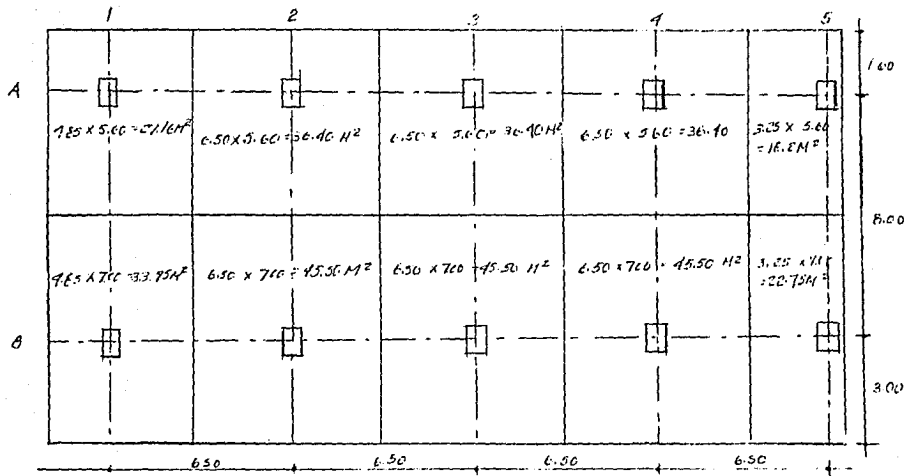
l	4.80	l
1.68		1.68

$$M = WL^2/8 = 0.7 * (4.8)^2/8 = 2.01 \text{ T-M}$$

$$K = M/bd^2 = 201/10142 = 0.0111 \quad p = 0.0035$$

$$A_s = 0.0035 * 10 * 42 = 1.47 \text{ Cm}^2 \quad 2 \#3$$

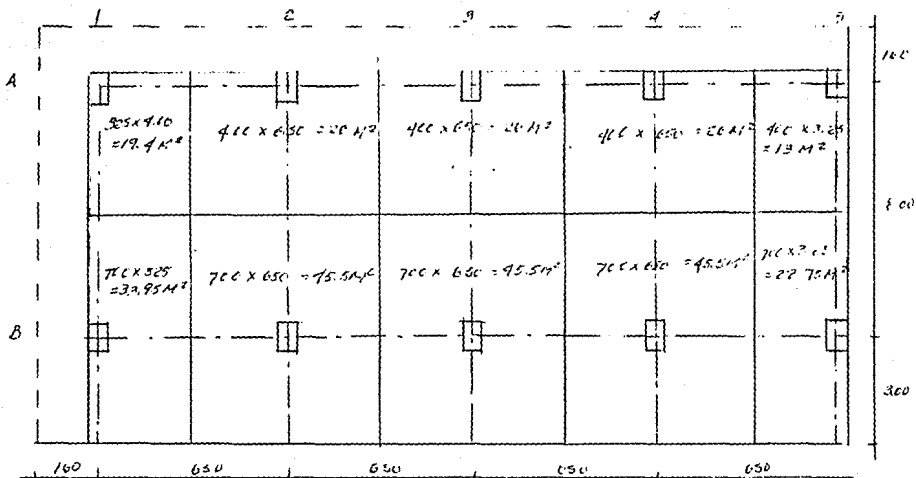
### Predimensionamiento de Columnas



Pisos de Nivel 8.40 y Cubierta

Este predimensionamiento fue utilizado en todos los bloques por ser muy similares los bloques

Predimensionamiento de columnas



Pisos de Niveles 5.60 y 2.80

Tabla de predimensionamiento de columnas

NIVEL	COLUMNA	AREA M <sup>2</sup>	CARGA TOTAL Kg.	PESO PROPIO	PESO TOTAL	DIMENSION		CARGA (Kg/m <sup>2</sup> )	COLUMNA
						ANCHO ( )	Largo ( )		
11.20	1	27.16	37,861.	* 294	38,155.-	35	35	1394	1
	5	36.40	50,741.	294	51,035.-	35	35		5
	9	36.40	50,741.	294	51,035.-	35	35		9
	13	36.40	50,741.	294	51,035.-	35	35		13
	17	18.20	25,370.	294	25,664.-	35	35		17
8.40	2	27.16	48,616.	384	87,155.-	40	40	1790	2
	6	36.40	65,156.	384	116,575.-	40	40		6
	10	36.40	65,156.	384	116,575.-	40	40		10
	14	36.40	65,156.	384	116,575.-	40	40		14
	18	18.20	32,578.	384	58,626.-	40	40		18
5.60	3	19.4	34,726.	384	122,265.-	40	40	1790	3
	7	26.00	46,540.	384	163,499.-	40	40		7
	11	26.00	46,540.	384	163,499.-	40	40		11
	15	26.00	46,540.	384	163,499.-	40	40		15
	19	13.00	23,270.	384	82,280.-	40	40		19
2.80	4	19.4	34,726.	486	157,477.-	45	45	1790	4
	8	26.00	46,540.	486	210,525.-	45	45		8
	12	26.00	46,540.	486	210,525.-	45	45		12
	16	26.00	46,540.	486	210,525.-	45	45		16
	20	13.00	23,270.	486	106,036.-	45	45		20

\* 1 X 0.35 X 0.35 = 0.1225m<sup>2</sup> \* 2400 = 294 Kg.

## VERIFICACION

Para concreto y acero de:

Concreto de 210 Kg/Cm<sup>2</sup> = 3000 psi

Acero de 4200 Kg/Cm<sup>2</sup> = 60,000 psi

- La columna de 35 X 35 (tablas)

El concreto soporta 50 Ton.

El hierro soporta Mínimo 10 Ton.

Máximo 145 Ton.

- La columna de 40 X 40 (tablas)

El concreto soporta 74 Ton.

El hierro soporta Mínimo 124 Ton.

Máximo 189 Ton.

- La columna de 45 X 45 (tablas)

El concreto soporta 94 Ton.

El hierro soporta Mínimo 30 Ton.

Máximo 239 Ton.

### III HIPOTESIS DE CARGAS

Criterio seguido en la determinación  
de las diferentes hipótesis

Las diferentes hipótesis de cargas fueron establecidas con el propósito de determinar máximos momentos en los nudos (momentos negativos), máximos momentos en los claros (momentos positivos), y para la determinación de los máximos esfuerzos cortantes.

Con los resultados de las diferentes hipótesis se calculó la envolvente de momentos y esfuerzos cortantes. Estos máximos momentos y esfuerzos fueron finalmente afectados por los momentos y esfuerzos cortantes producidos por la hipótesis de sismos.

Con los momentos máximos mas momentos de sismos y con los esfuerzos máximos mas esfuerzos de sismos se diseñaron las diferentes partes que componen la estructura en estudio (vigas, columnas, y zapatas).

#### HIPOTESIS

Hipótesis 1 y 2 :

Las hipótesis 1 y 2 (ver diagramas en la memoria de cálculos) nos permitieron calcular momentos máximos en cada



uno de los nudos de la estructura, para lo cual se cargarón dos claros consecutivos.

Hipótesis 3 y 4 :

Las hipotesis 3 y 4 (ver diagramas en la memoria de cálculos) nos permitieron calcular momentos máximos en los diferentes claros de las vigas componentes de la estructura, para lo cual se cargo un claro y otro no a semejanza de un tablero de ajedrez.

Hipótesis de sismo:

Para tener en cuenta el efecto de un sismo se procedió en la siguiente forma:

1.- Se calcularón las fuerzas horizontales producidas por un sismo, fuerzas que fueron calculadas siguiendo las recomendaciones del National Building Code of Canada (en lo referente asismos) y evaluadas mediante el programa "Seismic" (Analysis of Seismic Loading) y corrido en un computador IBM-PS2/60.

2.- De acuerdo a lo expuesto en el parrafo anterior (ver memoria de cálculos ) fueron calculadas las fuerzas horizontales producidas por un determinado sismo.

3.-La fuerzas horizontales asi calculadas se aplicaron en los respectivos nudos (niveles), y sus efectos sobre la estructura corresponden a la quinta hipótesis que fue calculada y corrida en un computador TEXAS INSTRUMENT PC.

#### IV. Estudio de zapatas.

La profundidad de la cimentación depende del estudio de suelos. En general se hace el cimiento al nivel más alto en que se encuentre material de soporte apropiado, en algunos casos se encuentra una capa suficientemente firme, y en este caso podría ser más económico hacer la cimentación a ese nivel, sin embargo, debe compararse los mayores gastos requeridos en excavación y obras de concreto para salir a nivel del primer piso (planta baja).

Presiones admisibles o fatigas de trabajo para diferentes terrenos de fundación así :

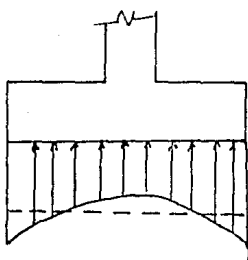
1. Roca.....de 10 a 100 Kg/Cm<sup>2</sup>
2. Grava.....de 5 a 8 Kg/Cm<sup>2</sup>
3. Arena grano grueso.....de 10 a 100 Kg/Cm<sup>2</sup>
4. Arena Húmeda.de grano fino.....de 2 a 4 Kg/Cm<sup>2</sup>
5. Arcillas.....de 0,5 a 5 Kg/Cm<sup>2</sup>

$$10 \text{ Ton/M}^2 = 1 \text{ Kg/Cm}^2$$

De acuerdo al estudio de suelos disponible se encontro que, se podrian construir las zapatas a 1.00 metro de profundidad, donde la capacidad portante del terreno es de 15T/M<sup>2</sup> (1.5 Kg/Cm<sup>2</sup>) dato sin factorizar.

COMPORTAMIENTO DE LOS DIFERENTES SUELOS

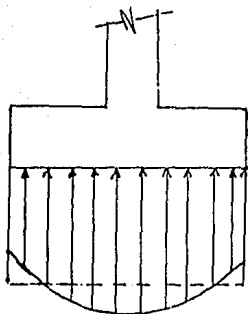
SUBJETOS A CARGAS (BAJO UNA ZAPATA)



La reacción del terreno un poco mayor en los bordes del cimiento debido a la cohesión del terreno

ARCILLA

La reacción del terreno un poco menor en los bordes del cimiento debido a la falta de cohesión del material.



ARENA

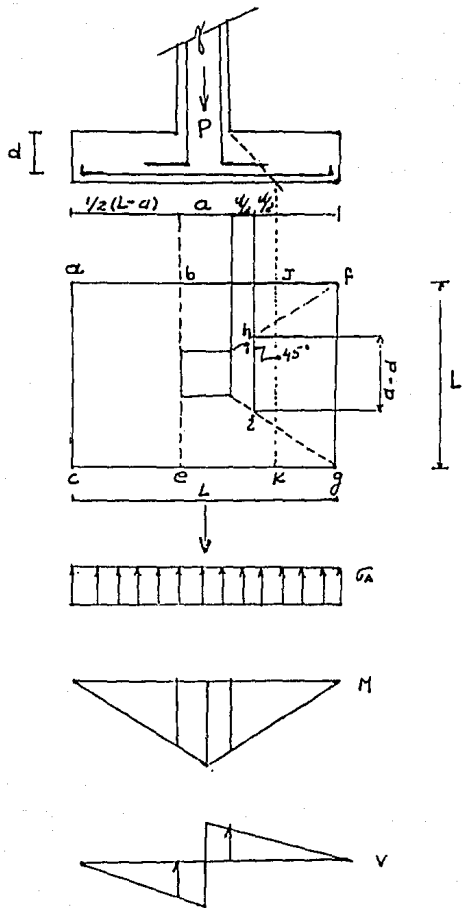
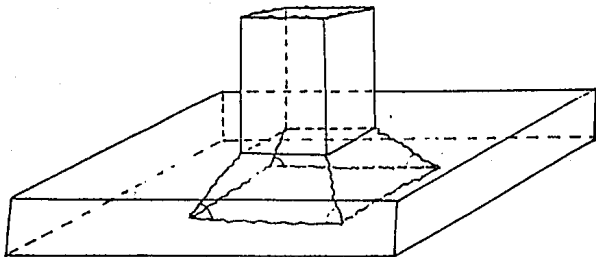


Figura (Z)

Fue demostrado en el laboratorio (Dr. Talbot), que no hay punzonamiento en la placa (cimiento) por la columna o sea que la sección crítica para esfuerzo cortante no está en el borde de la columna: La falla si se produce, es a lo largo de las caras de un tronco de pirámide a 45 grados cuya base superior (menor) es la base de la columna: La base mayor de este tronco de pirámide de 45 grados tendría por lado el lado de la columna mas dos veces la altura de la zapata y esta sería la sección crítica que debe estudiarse, hay además a  $d/2$  del borde de la columna otra zona crítica en la cual se presentan esfuerzos cortantes combinados con la compresión axial proveniente de la carga concentrada en la columna, en esta zona crítica como en las placas o losas comunes, el esfuerzo cortante admisible vale  $0.53\sqrt{f'c}$  ó  $1.06\sqrt{f'c}$  según el método utilizado (rotura o elástico).



## D I S E Ñ O

Ver figura (2)

Carga de la columna.....	P
Peso propio de la zapata (de 5 al 10% ).....	Pp
-----	
Suma de cargas.....	Pt

$\sigma_r$  = Coeficiente de trabajo del terreno (dato -  
tomado del estudio de suelos).

Área necesaria "A" =  $Pt / \sigma_r$

Si la sección de la zapata es cuadrada el lado de ella será  
"L"

$$L = \sqrt{A}$$

Nota El peso propio de la zapata no produce ni flexión ni  
esfuerzo cortante por estar totalmente apoyada en el terreno  
por lo tanto para el cálculo de esfuerzos, momentos y por  
consiguiente su diseño se hará con la reacción neta del  
terreno " $\sigma_n$ "

$$\sigma_n = P/A$$

Siempre se debe tener que :  $\sigma_n < \sigma_r$

### Análisis por flexión

$$\text{Momento de borde} = \sigma_n \cdot (L-a) / 2 \cdot L \cdot [(L-a) / 2] / 2$$

$$\text{Momento de borde} = \sigma_n \cdot (L-a)^2 / 8$$

### Cálculo del Esfuerzos

$$V_{\text{borde}} = \sigma_n(L-a) + L/2$$

$$V_{\text{borde}} = \sigma_n(L-a)/2 \quad (\text{por metro de zapata})$$

### Esfuerzo cortante

Para esfuerzo cortante se debe tomar la sección crítica a  $d/2$  del borde de la columna o sea el cortante en el área  $hfgi$  (figura 2)

$$V_{ud}/2 = \sigma_n(L+a+d)/2 \cdot [(L-a)/2 - d/2]$$

$$V_{ud}/2 = \sigma_n[L+(a+d)] \cdot [(L-(a+d))]/4$$

$$V_{ud}/2 = \sigma_n[L^2 - (a+d)^2]/4$$

$$V_{ud}/2$$

$$v_u = \frac{V_{ud}/2}{b_o \cdot d}$$

Donde  $b_o = a+d$

$$b_o \cdot d$$

$d =$  peralte de la zapata

$$v_{uc} = 1.06 \sqrt{f'c}$$

También debe verificarse el esfuerzo cortante a la distancia  $d$  del borde de la columna como si fuera una viga ancha, o sea en la sección  $J - K$  (figura 2)

en que el cortante total será el de la sección  $JFGK$ , (figura 2) o sea :

$$V_{ud} = \sigma_n L/2 \cdot (L-a) - d$$

$$V_{ud} = \sigma_n [L - (a + 2d)] L/2$$

$$v_{ud} = V_{ud}/L \cdot d$$

actuante

$$v_{uc} = 0.53 \sqrt{f'c}$$

admisible

Por otra parte debe tenerse en cuenta que los hierros de la columna transmiten su fuerza a la zapata por medio de adherencia, para lo cual es necesario un anclaje de los hierros de la columna dentro de la zapata en una longitud  $l_d$

$$l_d = 0.0467 \lambda (D^2) \lambda f_y / \sqrt{f'c} \Rightarrow 0.00569 \lambda D \lambda f_y$$

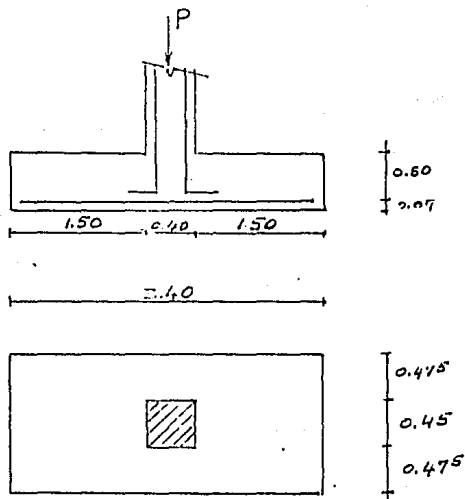
D = diámetro de las varillas de la columna .

Este  $l_d$  puede ser factor determinante de la altura de la zapata para que ofrezca el anclaje (longitud)  $l_d$  requerida. En caso de que  $l_d$  sea mayor a la altura de la zapata puede hacerse un pedestal.

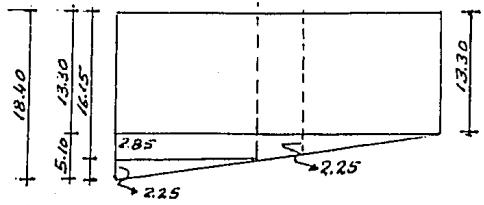
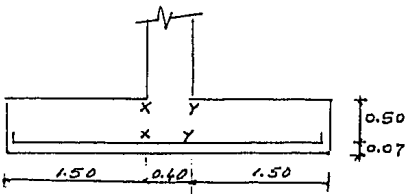
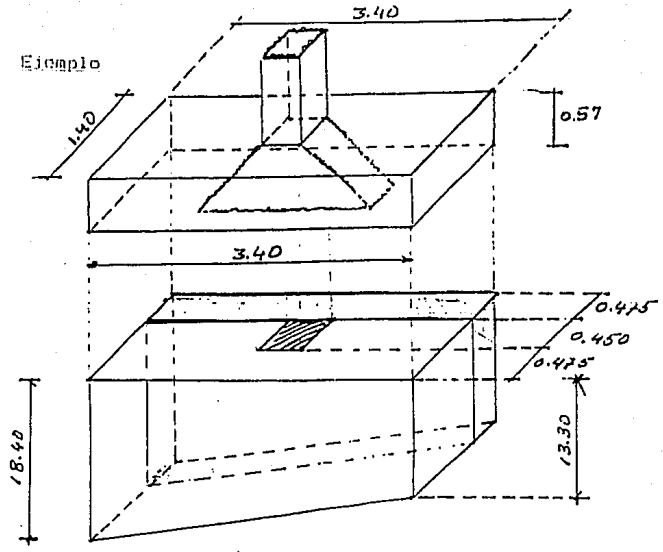


Debe verificarse tambien la presion de contacto última (con carga factorizada) entre columna y zapata la cual no debe ser superior a 0.595 f'c, en caso contrario se debe hacer ensanchamiento de la columna antes de llegar a la zapata propiamente dicha formando un pedestal (asunto de gran importancia cuando la zapata se acortela).

Ejemplo



Ejemplo



Datos:

Columna ..... 40 X 45  
Pu..... 75.49 Ton (ya factorizada)  
f'c..... 3000 psi = 210 Kg/Cm<sup>2</sup>  
fy..... 60,0000 psi = 4200 Kg/Cm<sup>2</sup>  
Coef. trabajo del suelo  $\sigma_r$  .... 15.00 Tn/m<sup>2</sup> = 1.5 Kg/Cm<sup>2</sup>  
Factor promedio de factorización. 1.51  
Coeficiente de trabajo ya  
factorizado =  $15 \times 1.51 = \dots$  22.65 T/M<sup>2</sup>  
Momento (Mu factorizado) -6.65 T-mt

DISEÑO

Carga de la columna  $P_c$ ..... = 75.49 Ton.

Peso propio (10% P )..... = 7.55 Ton.

-----  
Carga total Pp ..... = 83.04 Ton.

Area requerida =  $P_p / \sigma_{rf}$  = 83.04/22,65 = 3.67 Mts<sup>2</sup>.

Si la zapata se diseña cuadrada el lado L =  $\sqrt{3.67}$  = 1.90 Mts.

$\sigma_n = 75.49/3.67 = 20.55$  Tn/m<sup>2</sup> < 22.65 Tn/m<sup>2</sup>

0.65

Excentricidad e = ----- = 0.09 mts

75.49

1.90

$$em: = \frac{\quad}{6} = 0.31 \text{ mts} > 0.09 \text{ cae dentro del tercio medio}$$

Cálculo de esfuerzos máximos.

$$\sigma = \frac{75.49}{3.67} * \left(1 \pm \frac{6 * 0.09}{1.90}\right) \quad \sigma_{Max} = 26.32 > 22.65 \text{ T/M}^2$$
$$\sigma_{Min} = 14.81 \text{ T/M}^2$$

Es necesario cambiar dimensiones de la zapata; después de varios tanteos se llegó a las dimensiones de 3.40 x 1.40 Mts.  
Area = 3.40 x 1.40 = 4.76 M2

Esfuerzos

$$\sigma = \frac{75.49}{4.76} * \left(1 \pm \frac{6 * 0.09}{3.40}\right) \quad \sigma_{Max} = 19.40 < 22.65 \text{ T/M}^2$$
$$\sigma_{Min} = 13.30 \text{ T/M}^2$$

Altura de la zapata:

- 1.- Se puede estimar por una de las fórmulas que hay para tal fin.

$$L = a$$

$$3.40 = .40$$

$$h = \frac{\quad}{4} + .05$$

$$\frac{3.40 - .40}{4} + .05 = .80 \text{ mts}$$

2.- Altura por longitud para adherencia de los hierros de la columna en la zapata.

Hierros de la columna #6

$$0.04674(1.92)^2(1.4200)$$

$$d = \frac{\quad}{\sqrt{210}} = 49.10 \text{ cm.} = 50 \text{ cm.}$$

se toma para  $d = 50 \text{ cm}$  recubrimiento del acero = 0.07 M  
altura total = 57 cm

Diseño en sentido corto

$$18.40 + 13.30$$

$$V_{\text{borde}} = \frac{\quad}{2} + 3.40 + 0.475 = 25.60 \text{ T}$$

$$25.600$$

$$v_u = \frac{\quad}{\quad} = 1.77 \text{ Kg/Cm}^2 < v_{u,\text{adm.}}$$

$$0.854340450$$

$$v_{u,\text{adm.}} = 0.504 \sqrt{210} = 7.30 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$M_{\text{borde}} = 25.6 + 0.475/2 = 6.07 \text{ T-M}$$

607

$$M = Kbd^2 \quad K = \frac{607}{340 \times (50)^2} = 0.000714$$

$$A_s = 0.0025 \times 340 \times 50 = 42 \text{ Cm}^2 \quad 21 \#5 \quad \#5/\phi 17 \text{ Cm.}$$

Verificación a la distancia  $d/2$

$$18.40 + 13.30$$

$$V_d/2 = \frac{\quad}{2} + 3.40 \times (0.475 - 0.25) = 12.60 \text{ T.}$$

$$12.600$$

$$v_d/2 = \frac{\quad}{.85 \times 340 \times 50} = 0.87 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$v_{uadm} = 0.504 \sqrt{210} = 7.30 \text{ Kg/Cm}^2$$

Sentido largo

$$V_{M-x} = 16.15 + 1.50 + (2.25 \times 1.5)/2 = 25.92 \text{ T}$$

$$M_{M-x} = 24.22 \times (0.75) + (2.25 \times 1.5/2) \times 2/3 \times (1.50) = 20.47 \text{ T-M}$$

$$d = 4.5 \sqrt{\frac{2047}{100}} = 20.33 \text{ Cm}$$

$$V_d/2 = 16.15 \cdot (1.50 - 0.25) + \frac{2.25 \cdot 1.5}{2} \cdot \left[ \left( \frac{2}{3} \right) \cdot 1.5 - 0.25 \right]$$

$$V_d/2 = 21.57 \text{ T} \quad v_{ud}/2 = \frac{21570}{0.85 \cdot 100 \cdot 50} = 5.07 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$v_{uadm} = 0.504 \sqrt{210} = 7.30 \text{ Kg/Cm}^2 > 5.07 \text{ Kg/Cm}^2$$

$$M = K \cdot b \cdot d^2 \quad M = 20.42 \text{ T-M}$$

$$K = \frac{M}{b \cdot d^2} = \frac{2042}{100 \cdot (50)^2} = 0.000168 \quad \rho = 0.0025$$

$$A_s = 0.0025 \cdot 100 \cdot 50 = 12.5 \text{ Cm}^2/\text{m} \text{ en } 1.40 \text{ M} \quad 17.5 \text{ Cm}^2$$

$$A_s = 9 \text{ \#5} \quad \#5 @ 17 \text{ cm.}$$

$$V_{y-y} = 13.30 \cdot 1.5 + \frac{2.25 \cdot 1.5}{2} = 21.64 \text{ T}$$

$$M_{y-y} = 19.95 \cdot 0.75 + 1.50 \cdot \left( \frac{1}{3} \right) \cdot 1.5 = 15.81 \text{ T-M}$$

Presión de contacto

75.490

$f_b = \text{-----} = 41.93 \text{ Kg/Cm}^2 < f_{badm.} = 0.85 * 0.7 * 210$

40 \* 45

$f_{badm.} = 0.85 * 0.70 * 210 = 125 \text{ Kg/Cm}^2$

### Estudio de Suelos

El subsuelo está formado en su totalidad por gravas y arenas pumíticas de consistencia media. Por lo que se propone una capacidad de carga del orden siguiente:

Profundidad en M	Capacidad de carga(T/M2)
1	15
2	18
3	20



### CAPITULO III

## V. CANTIDADES DE OBRA

La elaboración de este capítulo se hizo en base a los resultados obtenidos en el capítulo II, resultados que fueron utilizados para la realización de los planos estructurales.

Tomando como base los planos estructurales se calcularon las cantidades de obra necesarias para la construcción de la estructura en estudio y en base a los planos arquitectónicos, fueron calculadas las cantidades de obra requeridas para la parte correspondiente a mampostería y acabados.

CANTIDADES DE OBRA PARA ACABADOS Y ESTRUCTURAS

ACABADOS

FINTURA

En puertas de salones, baños y divisiones de baños	938.27 M2
En muros interiores, exteriores, barandales, techos, columnas y trabes que sobresalen	9,657.29 M2

NETALICA

Puertas de duela	5,700.00 Kg
Ventanas tubulares	10,800.00 Kg
Pasamanos	11,620.00 Kg
Barandal en escalera	2,769.00 Kg

ENJARRES

En muros y losas	9,281.44 M2
------------------	-------------

MAMPOSTERIA

Ladrillos de lama	40,950.00 Pza
Block	68,376.00 Pza

## CASTILLOS

Castillos Armer: 704.00 ML

## PISOS Y ENCHAPES

Mosaico para pisos 3,505.14 M2

Azulejos en baños 193.75 M2

## INSTALACIONES HIDRAULICAS

Tazas para baños 12.00 Pza

Lavabo para baños 12.00 Pza

Llaves para lavabos 12.00 Pza

Tuberia PVC 4" 92.00 ML

Tinaco 2.00 Pza

## VIDRIOS

Vidrios 6 mm. para ventanas y  
ventilas 463.16 M2

## ESTRUCTURAS

### ACERO ESTRUCTURAL

Para nervaduras (losas) 28.33 Ton

Para escaleras 1.01 Ton

Para columnas 15.33 Ton

Para zapatas	5.96 Ton
Para trabes	19.17 Ton
Para estribos	3.60 Ton
Alambre recocido #16	3,681.00 Kg

CONCRETO

Para losas	915.96 M <sup>3</sup>
Para escaleras	10.24 M <sup>3</sup>
Para columnas	93.07 M <sup>3</sup>
Para zapatas	243.97 M <sup>3</sup>
Para trabes	197.00 M <sup>3</sup>

ALIGERAMIENTO

Blocks	77,324.00 Pza
--------	---------------

CAPITULO IV

VI COSTO DE SUMINISTRO Y COLOCACION MATERIALES

Pinturas, acabados y estructura

<u>Concepto</u>	<u>Un.</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>
<b>I - PINTURA</b>				
Puertas en salones, baños y divisiones de baños				
	M2	958.27	5,200	4'875,024.80
En muros interiores, exteriores, barandas, techos, cornisas, trabes que sobresalen				
	M2	9,657.29	1,302	12'573,791.58
Costo por pintura.....				17'452,816.38

**II -CARPINTERIA**

**METALICA**

Fuertas de duela	Kg	5,700.00	4,500	25'650,000.00
Ventanas tubulares	Kg	10,800.00	4,500	48'600,000.00
Pasamanos	Kg	11,620.00	4,500	52'390,000.00
Barandal en escalera	Kg	2,769.00	4,500	12'460,000.00
Ventanas grandes	Pza	190	35,000	6'930,000.00

COSTO DE SUMINISTRO Y COLOCACION MATERIALES

PARA ACABADOS Y ESTRUCTURA

Concepto	Un.	Cantidad	Precio	Importe
Ventanas chicas	Pza	288	6.500	1'872,000.00
Costo por carpinteria metalica.....				147'802,500.00
III - ENJARRES				
En muros y losas	M2	9,281.44	1.000	9'281,440.00
Mano de obra en enjarre en muros	M2	5,363.00	4.000	21'452,640.00
Mano de obra en enjarre en losas	M2	3,918.54	5.200	20'375,368.00
Boquillas	ML	1,344.60	3.500	4'706,100.00
Andamios	ML	2,130.00	2.000	4'260,000.00
Costo por enjarres.....				60'075,548.00
IV - MAHPOSTERIA				
Ladrillos de lama	Pza	40,950.00	80	3'276,000.00
Block	Pza	68,376.00	200	13'675,200.00
Mezcla en muros di- visorios barandales	M2	2,619.00	500	1'309,500.00



COSTO DE SUMINISTRO Y COLOCACION MATERIALESPAVIMENTACION Y ESTRUCTURA

<u>Concepto</u>	<u>Un.</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>
<b>Castillos</b>				
Castillos Armes:	NL	704.00	3,000	2'112,000.00
Concreto castillos	M3	17.73	125,000	2'216,250.00
Mano obra en concre-				
to para castillos	M2	17.73	5,500	97,515.00
Costo por mamposteria:.....				22'686,465.00
<b>V - PISOS Y ENCHAPES</b>				
Hormigón para nive-				
lacion de pisos	M2	1,061.76	400	424,704.00
Mosaico para pisos	M2	3,585.14	15,000	53'777,100.00
Azulejos en baños	M2	193.73	32,000	6'199,360.00
Mano de obra pega				
azulejos en baños	M2	193.73	938	181,718.74
Costo por pisos y enchapes:.....				60'582,882.74
<b>VI - INSTALACIONES</b>				
<b>ELECTRICAS</b>				
Salidas	Sald	618	30,000	18'540,000.00
Lámparas	Pza	156	35,000	5'460,000.00
Costo por instalaciones electricas:.....				24'000,000.00

COSTO DE SUMINISTRO Y COLOCACION MATERIALES

PARA ACABADOS Y ESTRUCTURA

<u>Concepto</u>	<u>Un.</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>
VII- INSTALACIONES				
HIDRAULICAS Y				
SANITARIAS				
Tazas para baños	Pza	12	400,000	4'800,000.00
Lavabo para baños	Pza	12	80,000	960,000.00
Material en lavabos	Pza	12	70,000	840,000.00
Llaves suministro e instalacion	Pza	12	200,000	2'400,000.00
Tuberias				
PVC en 4"	ML	92	6.670	613,640.00
Ramalero al drenaje	Blqe	2	525,000	1'050,000.00
Mano de obra para				
ramaleros	Blqe	2	350,000	700,000.00
Tinaco	Pza	2	450,000	900,000.00
Costo por instalaciones hydr.y sanitarias.....				12'263,640.00
VIDRIOS				
Vidrios 6 mm.	M2	493.16	38,000	18'740,080.00
GRAN TOTAL (Costo por acabados).....				363'603,932.12

ESTA TESIS NO DEBE  
- 69 - SALIR DE LA BIBLIOTECA

COSTO DE SUMINISTRO Y COLOCACION MATERIALES

PARA ACABADOS Y ESTRUCTURA

Concepto	Un.	Cantidad	Precio	Importe
VIII-ACERO ESTRUCTURAL				
Suministro e instalación de acero estructural para:				
Nervaduras (losas)	Ton	28.33	1'250,000	35'412,500.00
Escaleras	Ton	1.01	1'250,000	1'262,500.00
Columnas	Ton	15.35	1'250,000	19'187,500.00
Zapatas	Ton	5.95	1'250,000	7'450,000.00
Trabes	Ton	19.17	1'250,000	23'962,500.00
Estribos	Ton	3.80	1'250,000	4'750,000.00
Alambre recocido #16	Kg	3,681	1,750	6'441,750.00
Mano de obra	Kg	73,620	300	22'086,000.00
Costo por acero estructural.....				120'552,750.00

IX -CONCRETO

Suministro de concreto para:

Losas	M3	915.96	125,000	114'495,000.00
Escaleras	M3	18.24	125,000	2'280,000.00

COSTO DE SUMINISTRO Y COLOCACION MATERIALESPARA ACABADOS Y ESTRUCTURA

<u>Concepto</u>	<u>Un.</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>
Columnas	M3	93.07	125,000	11'633,750.00
Zapatas	M3	243.97	125,000	30'496,250.00
Trabes	M3	197.00	125,000	24'625,000.00
Por bombeo concreto	M3	1468.24	20,000	29'364,800.00
Por mano de obra	M3	1468.24	5,000	7'341,200.00
Concreto pobre	M3	39.44	115,000	4'535,600.00
Costo por concreto.....				224'771,600.00

## X- CIMBRAS

## Suministro de cimbras

para:

Mano de obra:

Escaleras:

Para escalones	M2	100.80	8,000	806,400.00
Para la losa escal.	M2	74.80	4,000	307,200.00
Para losas pisos	M2	4295.80	4,000	17'183,200.00
Para columnas y zap.				
M.O. y Materiales	M2	819.19	8,600	7'045,034.00
Por renta:				
Por escaleras	M2	177.60	8,000	1'420,800.00

COSTO DE SUBMINISTRO Y COLOCACION MATERIALES

PARA ACABADOS Y ESTRUCTURA

<u>Concepto</u>	<u>Un.</u>	<u>Cantidad</u>	<u>Precio</u>	<u>Importe</u>
Para losas	M2	4295.80	8,000	34'366,400.00
Costo por cimbras.....				61'129,034.00
XI-MATERIAL PARA ALIGERAMIENTO				
Blocks	Pza	77,324	600	46'394,400.00
Costo por material para aligeramiento.....				46'394,400.00
XII-EXCAVACION				
Para cimentación	M3	418.06	10,500	4'389,630.00
Costo por Excavación				4'389,630.00
GRAN TOTAL (Por acab. y estru) COSTOS DIRECTOS.820'841,346.12				
COSTO INDIRECTOS				
Gastos administración oficina	9.2%			75'517,403.84
Gastos administración en obra	5.1%			41'862,908.65
Imprevistos y utilidades	11.5%			94'396,754.80
Otros gastos	1.2%			9'850,096.15
TOTAL COSTOS INDIRECTOS.....				221'627,163.44
COSTO TOTAL DE LA OBRA.....1042'468,509.56				

CAPITULO V

## CONCLUSION

La conclusión a la que se llegó con esta tésis, es que si después de obtener los resultados de diseño de la computadora, se vacian todos los datos de dimensionamiento y armado de los diferentes elementos que componen la estructura en los planos estructurales, de una forma clara y fiel; estos serán los que nos faciliten y agilicen el trabajo para poder calcular de una manera rápida y confiable, las cantidades de obra, las cuales son muy importantes, ya que a partir de ellas se va a sacar el costo del edificio que es el objetivo que se pretende lograr al elaborar la presente tésis.

ANEXO I



Cubicación del concreto en zapatas

Zapata	m <sup>3</sup> de concreto	m <sup>3</sup> de concreto pobre
Z 1	0.079 + 1.3 = 1.38 = (5.52)	0.25 = (1.00)
Z 2 y Z 2'	0.094+4.104= 4.198 = (33.58)	(5.76)
Z 3	0.063 + 2.45 = (2.51)	(0.49)
Z 4	0.125 + 6.03 = 6.16 (12.3)	(1.8)
Z 4'	0.07 + 14.04 = (14.11)	(2.7)
Z 5	0.063 + 2.38 = (2.44)	(0.47)
Z 6	0.27 + 19.40 = (19.67)	(3.52)
Z 7	0.66 + 67.57 = (68.23)	(10.10)
Z 7'	0.33 + 33.79 = (34.12)	(5.04)
Z 8	0.126 + 6.75 = (6.88)	(1.35)
Z 9	0.25 + 27.44 = (27.69)	(4.09)
Z 10	0.126 + 5.25 = (5.37)	(1.05)
Z 11	0.16 + 11.39 = (11.55)	(2.07)
	243.97 m <sup>3</sup>	39.44 m <sup>3</sup>

Cubicación del concreto en columnas

Bloque	Eje	M <sup>3</sup> de concreto	
Bloque 1 y 3	1 y 5	$0.9+2.02+1.0 = 3.92 = (7.84)$	
	3	$0.75+1.69+0.94 = (3.38)$	
Marco A	2 y 4	$1.5+3.38+3.36 = (8.25)$	
	1	$0.90+2.02+1.26 = (4.18)$	
Marco B	2, 3 y 4	$2.26+2.53+4.65+5.04 = (14.48)$	
	5	$0.9+2.02+1.12 = (4.03)$	
Bloque 2	1 y 5	$0.9+2.02+1.0 = (3.92)$	
	3	$0.38+0.84+0.47 = (1.69)$	
Marco A	2 y 4	$0.75+1.69+1.08 = (4.12)$	
	1 y 5	$0.9+2.02+1.26 = (4.17)$	
Marco B	2, 3 y 4	$1.13+1.27+2.33+2.52 = (6.28)$	
	Columna		
Baños y Servicios	1, 3 y 4	(7.56)	
	Marco A y B	6, 13, 14, 15 y 16	(12.69)
		2 y 5	(2.52)
		7, 8, 9, 10, 11, 12	(6.16)
		93.07 M <sup>3</sup>	

Cubicación del concreto en Trabes

Bloque	Nivel	M <sup>3</sup> de Concreto
Baños y Servicios	107, 109.7, 101.40 (12)	1.3 = 15.67
	111.20 (4)	3.21 = 12.84
Marcos A y B	105.60, 102.80 (8)	2.23 = 17.82
	108.40 (4)	2.93 = 11.70
1 y 3  Marco A	111.20 (2)	4.97 = 9.94
	108.40 (2)	5.59 = 11.18
	105.60 (2)	5.27 = 10.53
	102.80 (2)	5.27 = 10.53
Marco B	111.20 (2)	6.21 = 12.42
	108.40 (2)	6.21 = 12.42
	105.60 (2)	7.02 = 14.04
	102.80 (2)	5.85 = 11.70
2 Marco A	111.20	4.68
	108.40, 105.60, 102.80	5.27 = 15.79
Marco B	111.20	4.68
	108.40, 105.60, 102.80	7.02 = 21.06

197.00 M<sup>3</sup>

## Cubicación del concreto en losas

Bloque	Nivel	M <sup>3</sup> de concreto
Baños y servicios	todos menos los que reciben escaleras	50.11
	Vigue. que recibe la escalera (12)	7.78
1 y 3	111.20 108.40	176.20
	Todos los niveles 2 y 105.40 y 102.80 (1.3)	291.10
Baños	recubrimiento 111.20, 108.40	15.22
	recubrimiento 107, 104.20 y 101.40	9.28
	105.60 y 102.80	6.34
1 y 3	recubrimiento 111.20 y 108.40	69.55
	recubrimiento 105.00 y 107.80 (1 y 3) todo (2)	114.4
Viguetas cada 7 Block, (1.40)	cubierta y 108.40 baños	8.6
	107, 104.10 y 101.40 (baños)	5.22
	105.60, 107.80 y (baños)	3.56
	111.20 y 108.40 (1 y 3)	59.62
	105.60 y 102.80 (1 y 3) todos (2)	98.28

915.96

Cubicación del concreto en escalera

Losa escalera:  $0.15 * 2.00 * 3.20 = 0.96 * 6 = 5.76 \text{ m}^3$

Escalones:  $\frac{(0.40 * 0.20)}{2} * 2 = 0.08 * (14)3 = \frac{3.36 \text{ m}^3}{9.12 * 2}$

---

$18.24 \text{ m}^3$

Cuadro de Losas

Bloque	Nivel	Armado	Longitud Varilla	Estribos	Sección	Longitud	Kg. de Acero
Baños (losa)	111.20	2 # 2	4.80	23 # 3 # 21 .94	0.10 X 0.45	4.80	2.38
	(64)	2 # 3	4.80	(1383.68)			5.34
(168)	101.40, 102.80	2 # 2	4.90	23 # 3 # 21 .93	0.10 X 0.45	4.80	2.43
	104.20, 105.60	1 # 4	4.90	(3593.52)			4.88
	107., 108.40	1 # 3	4.90				2.72
(12)	Vigue. q' reci	2 # 3	4.90	23 # 3 # 21 1.33	0.30 X 0.45	4.80	5.45
	be Escalera	2 # 4	4.90	(367.08)			9.76
Bloque 1 - 3 (104)	111.20	1 # 4	6.00	60 # 2 21 1.03	.15 X .45	12.60	5.98
		1 # 4	3.75				3.74
		1 # 4	3.00				2.99
		1 # 3	7.20				4.00
		1 # 4	6.00				5.98
		1 # 3	12.70				7.06
		1 # 3	8.60				4.79
(104)	108.40	1 # 4	6.00	60 # 3 # 21	.15 X .45	12.60	5.98
		1 # 4	3.75				3.74
		1 # 4	3.00				2.99
		1 # 3	12.15				6.76
		1 # 4	6.00				5.98
		1 # 4	3.00				2.99
		1 # 4	6.00				5.98
		1 # 3	3.40				1.82
		1 # 3	2.20				1.22
		(6427.2)					
Blq. 2	Todos los nive	2 # 4	3.00	53 # 3 # 21 1.03	.15 X 0.45	11.00	5.98
		2 # 4	6.00				11.95
		1 # 3	8.50				4.73
		2 # 4	6.00				11.95
		2 # 3	11.25				12.51
Bl. 1-3 (392)	102.80, 105.40			(21,399.28)			

L o s a

# 2	-	2,260	ml. X	0.248 Kg/m. =	560.48 Kg.
# 3	-	18,387.64	ml. X	0.56 Kg/m. =	10,297.08 Kg.
# 4	-	17,540.48	ml. X	0.996 Kg/m. =	17,470.32 Kg.
					<u>28,327.96 Kg.</u>

TOTAL DE ACERO EN LOSAS 28.327 Ton.

Cuadro de Columnas

Bloque	Eje	Armado	Long. Varilla	Estribos	Sección	Longitud	Kilogramos
1 - 3 Marco A	1	12 # 6	3.20	34 # 3 (45.56)	.40 X .40	2.80 (2)	86.4
		32 # 6	4.30	68 # 3 (97.92)	.40 X .45	2.80 (4)	309.6
		16 # 6	5.00	34 # 3 (48.96)	.40 X .45	2.80 (2)	180.00
	5	32 # 7	3.20	34 # 3 (45.56)	.40 X .40	2.80 (2)	310.68
		64 # 6	4.30	68 # 3 (97.92)	.40 X .45	2.80 (4)	619.2
		32 # 6	5.00	34 # 3 (48.96)	.40 X .45	2.80 (2)	360.00
	3	12 # 6	3.20	34 # 3 (45.56)	.40 X .40	2.80 (2)	86.4
		32 # 6	4.30	68 # 3 (97.92)	.40 X .45	2.80 (4)	309.6
		16 # 6	5.00	34 # 4 (52.36)	.40 X .50	2.80 (2)	180.00
	2 - 4	24 # 6	3.20	68 # 3 (91.12)	.40 X .40	2.80 (4)	172.8
		64 # 6	4.30	136 # 3 (195.84)	.40 X .45	2.80 (8)	619.2
		32 # 8	5.00	68 # 4 (195.52)	.55 X .65	2.80 (4)	640.00
Marco B	1	16 # 6	3.20	34 # 3 (45.56)	.40 X .40	2.80 (2)	115.2
		16 # 6	4.30	34 # 3 (48.96)	.40 X .45	2.80 (2)	154.8
		16 # 7	4.60	34 # 3 (48.96)	.40 X .45	2.80 (2)	223.3
		16 # 6	5.20	34 # 4 (55.76)	.45 X .50	2.80 (2)	187.2
	2-3-4	36 # 6	3.20	102 # 3 (136.68)	.40 X .40	2.80 (6)	259.2
		48 # 6	4.30	102 # 3 (146.88)	.40 X .45	2.80 (6)	464.4
		60 # 7	4.60	102 # 4 (208.08)	.55 X .60	2.80 (6)	837.38
		60 # 7	5.20	102 # 4 (218.28)	.55 X .65	2.80 (6)	946.61
	5	16 # 8	3.20	34 # 3 (45.56)	.40 X .40	2.80 (2)	204.8
		32 # 6	4.30	68 # 3 (97.92)	.40 X .45	2.80 (4)	309.6
		16 # 6	5.00	14 # 3 y 20 # 4 (21.56) (30.80)	.40 X .50	2.80 (2)	180.00



Cuadro de Columnas

Bloque	Eje	Armado	Long. Varilla	Estribos	Sección	Longitud	Kilogramos
Bloque 2 Marco A	1 - 5	12 # 6 86.4	3.20	34 # 3 (45.56)	.40 X .40	2.80 (2)	86.4
		32 # 6 309.6	4.30	68 # 3 (97.92)	.40 X .45	2.80 (4)	309.6
		16 # 6 205.56	5.71	34 # 3 (48.96)	.40 X .45	2.80 (2)	205.56
	3	6 # 6 43.2	3.20	17 # 3 (22.68)	.40 X .40	2.80 (1)	43.2
		16 # 6 154.8	4.30	34 # 3 (48.96)	.40 X .45	2.80 (2)	154.8
		8 # 6 103.14	5.73	17 # 4 (26.18)	.40 X .50	2.80 (1)	103.14
	2 - 4	12 # 6 86.4	3.20	34 # 3 (45.56)	.40 X .40	2.80 (2)	86.4
		32 # 6 309.6	4.30	68 # 3 (97.92)	.40 X .45	2.80 (4)	309.6
		16 # 6 190.8	5.30	34 # 4 (72.76)	.55 X .65	2.80 (2)	190.8
Bloque 2 Marco B	1 - 5	20 # 8 256.00	3.20	34 # 3 (45.56)	.40 X .40	2.80 (2)	256.00
		32 # 6 309.6	4.30	68 # 3 (97.92)	.40 X .45	2.80 (4)	309.6
		12 # 7 182.04	5.00	34 # 4 (55.76)	.45 X .50	2.80 (2)	182.04
	2 - 4	12 # 6 86.4	3.20	34 # 3 (45.56)	.40 X .40	2.80 (2)	86.4
		16 # 6 154.8	4.30	34 # 2 (48.96)	.40 X .45	2.80 (2)	154.8
		20 # 7 279.13	4.60	32 # 4 (65.28)	.55 X .60	2.80 (2)	279.13
		16 # 8 339.2	5.30	32 # 4 (68.48)	.55 X .65	2.80 (2)	339.2
	3	6 # 6 43.2	3.20	17 # 3 (22.78)	.40 X .40	2.80 (1)	43.2
		8 # 6 77.4	4.30	17 # 3 (24.48)	.40 X .45	2.80 (1)	77.4
		10 # 7 139.56	4.60	17 # 4 (34.68)	.55 X .60	2.80 (1)	139.56
		10 # 7 157.77	5.20	10 # 4 y 6 # 5 (21.4) (12.84)	.55 X .65	2.80 (1)	157.77

Cuadro de Columnas

Bloque	Columna	Armadura	Long. Varilla	Estribos	Sección	Longitud	Kilogramos
Baños y	1	32 # 6 230.4	3.20	68 # 3 (111.52)	.50 X .45	-2.80 (4)	230.4
Servicios	3 y 4	64 # 6 460.8	3.20	136 # 3 (223.04)	.50 X .45	-2.80 (8)	460.8
	6 y 13	80 # 6 576.00	3.20	136 # 3 (250.24)	.60 X .45	2.80 (8)	576.00
	14 y 15	80 # 6 774.00	4.30	136 # 3 (250.24)	.60 X .45	2.80 (8)	774.00
	16	40 # 6 450.00	5.00	68 # 3 (125.12)	.60 X .45	2.80 (4)	450.00
	2	_____	_____	20 # 3 ( 32.80)	.50 X .45	-1.40 (4)	_____
	5	32 # 6 360.00	5.00	20 # 3 ( 32.80)	.50 X .45	-1.40 (4)	360.00
	7,8,9 y10	80 # 6 774.00	4.30	80 # 3 (147.2 )	.60 X .45	1.40 (16)	774.00
	11 y 12	40 # 6 450.00	5.00	40 # 3 ( 73.60)	.60 X .45	1.40 (8)	450.00

### Columnas

# 6	- 4813.2 ml.	*	2.25 Kg/m.	= 10,829.7 kg.
# 7	- 1013.99 ml.	*	3,034 Kg/m.	= 3,076.47 Kg.
# 8	- 365.48 ml.	*	3.94 Kg/m.	= 1,440.00 Kg.
				<u>15,346.17 Kg.</u>
				15,346. Ton.
Total de acero en columnas				15,346. Ton.

### Estribos

# 3	- 3346.78 ml.	*	0.56 Kg/m.	= 1,874.20 Kg.
# 4	- 1105.34 ml.	*	0.99 Kg/m.	= 1,094.24 Kg.
# 5	- 12.84 ml.	*	1.55 Kg/m.	= 19.90 Kg.
				<u>2,988.34 Kg.</u>
Total estribos				2,988 Ton.

Cuadro de Zapatas

Zapata	Dimensión A * B	Area	Armado		h	Longitudes	
			A	B		A	B
Z 1 (2) 4	1.00 * 2.50	2.50	15 # 5	6 # 5	.52 + .45	1.10	2.60
Z 2 (2) 4	1.60 * 4.50	7.20	29 # 5	19 # 5	.57 + .45	1.70	4.60
Z 2' (2) 4	1.00 * 4.50	7.20	29 # 5	16 # 5	.57 + .45	1.70	4.60
Z 3 (1)	1.40 * 3.50	4.90	19 # 5	8 # 5	.50 + .45	1.50	3.60
Z 4 (2)	3.00 * 3.00	9.00	23 # 5	23 # 5	.67 + .45	3.10	3.10
Z 4' (2) 3	3.00 * 3.00	9.00	17 # 5	17 # 5	.52 + .45	3.10	3.10
Z 5 (1)	1.40 * 3.40	4.76	19 # 5	8 # 5	.50 + .45	1.50	3.50
Z 6 (3) 4	2.10 * 4.20	8.82	26 # 5	19 # 5	.55 + .45	2.20	4.30
Z 7 (4) 6	4.10 * 4.10	16.81	32 # 5	31 # 5	.67 + .45	4.20	4.20
Z 7' (2) 3	4.10 * 4.10	16.81	31 # 5	31 # 5	.67 + .45	4.20	4.20
Z 8 (1) 2	1.50 * 4.50	6.75	25 # 5	19 # 5	.50 + .45	1.60	4.60
Z 9 (2) 4	3.20 * 3.20	10.24	25 # 5	25 # 5	.67 + .45	3.30	3.30
Z 10 (1) 2	1.50 * 3.50	5.25	19 # 5	10 # 5	.50 + .45	1.60	3.60
Z 11 (1) 2	2.30 * 4.50	10.35	28 # 5	26 # 5	.55 + .45	2.40	4.60

Z 1 (4)	1.00 (15)	+	2.50 (6)	=	30 (4)	=	120	m.
Z 2 (4)	1.60 (29)	+	4.50 (14)	=	131.9 (4)	=	527.6	m.
Z 2' (4)	1.60 (29)	+	4.50 (16)	=	118.4 (4)	=	473.6	m.
Z 3 (1)	1.40 (19)	+	3.50 (8)	=	54.6 (1)	=	54.6	m.
Z 4 (2)	3.00 (23)	+	3.00 (23)	=	138 (2)	=	276	m.
Z 4' (3)	3.00 (17)	+	3.00 (17)	=	102 (3)	=	306	m.
Z 5 (1)	1.40 (19)	+	3.40 (8)	=	53.8 (1)	=	53.8	m.
Z 6 (4)	2.10 (26)	+	4.30 (19)	=	134.4 (4)	=	537.6	m.
Z 7 (6)	4.10 (32)	+	4.10 (31)	=	258.3 (6)	=	1,547.8	m.
Z 7' (3)	4.10 (31)	+	4.10 (31)	=	254.2 (3)	=	762.6	m.
Z 8 (2)	1.50 (25)	+	4.50 (19)	=	160.5 (2)	=	321	m.
Z 9 (4)	3.20 (25)	+	3.20 (25)	=	160 (4)	=	640	m.
Z 10 (2)	1.50 (19)	+	3.50 (10)	=	63.5 (2)	=	127	m.
Z 11 (2)	2.30 (28)	+	4.50 (26)	=	181.4	=	362.8	m.

# 5

---

6112.4 m.

Peso de la varilla # 5 = 1.56 Kg/m.

6112.40 m \* 1.56 Kg/m. = 9,535.34 Kg.

Total 9,535 Ton.
------------------

Cuadro de Trabeu

Bloque	Nivel	Armado	Longitud Varilla	Encribou	Sección	Longitud viga	M. de Varilla			
Baños y Servicios	107 104.7	5 # 5 5 # 5	2.00 3.00	31 # 3 21	.45 X .45	6.45	120 180			
Marcos A y B	101.40 (12)	2 # 3 2 # 5 2 # 3 2 # 5	4.00 2.50 2.00 5.50				96 60 48 112			
	111.20	4 # 5 5 # 5 4 # 5 2 # 3 2 # 6 2 # 3 (4) 2 # 5 3 # 5 2 # 5 2 # 5 2 # 5 2 # 3	2.00 3.50 5.00 4.00 2.50 6.00 2.50 4.50 5.50 3.50 6.00 3.50				76 # 3 21  48 ml.	.45 X .45	15.85	32 70 80 32 20 48 20 54 44 28 48 28
	105.60 102.80	5 # 5 4 # 7 2 # 3 2 # 7 3 # 5 (8) 2 # 5 3 # 3 2 # 5	2.50 5.50 5.50 3.00 4.50 6.00 3.50 4.00				53 # 3 21  66.96 ml.	.45 X .45	11.00	100 176 88 48 108 96 84 64

Cuadro de Trabes

Bloque	Nivel	Armado	Longitud Varilla	Estribos	Sección	Longitud Viga	M. de Varilla	
Baños y Servicios Marcus A y B	108.40	4 # 5	2.00	69 # 3 21	.45 X .45	14.45	32	
		5 # 6	5.00				100	
		2 # 6	2.70				21.60	
		2 # 3	6.00				48	
		2 # 3	4.00				32	
		2 # 5	2.50				20	
		(4) 2 # 3	3.50				43.60 ml.	28
		2 # 5	5.50				44	
		2 # 5	4.50				36	
		2 # 5	6.00				48	
		2 # 5	3.50				28	

Cuadro de Trabes

Bloque	Nivel	Armado	Longitud Varilla	Estribos	Sección	Longitud Viga	N. de varilla
1 y 3 Marco A	111.20  (2)	3 # 6	3.30	98 # 3   29 ml.	0.40 X .45	27.60	19.8
		22 # 6	3.50				154
		4 # 6	2.20				39.6
		12 # 3	6.50				156
		12 # 5	3.00				72
		10 # 5	6.00				120
		3 # 3	2.20				13.2
		6 # 5	3.60				43.2
	108.40  (2)	3 # 6	3.30	183 # 3   57.82 ml.	.45 X .45	27.60	19.8
		20 # 7	3.50				140
		6 # 7	2.30				27.6
		6 # 6	2.15				25.8
		12 # 3	5.00				120
		16 # 5	3.00				96
		12 # 5	6.00				144
		3 # 3	2.00				12
		6 # 5	3.00				36
		3 # 5	4.00				24
			105.60  (2)				12 # 6
14 # 7	3.50			98			
8 # 5	3.00			48			
12 # 3	5.00			120			
12 # 5	6.00			144			
6 # 5	3.60			43.2			
	102.80  (2)	10 # 6	2.20	116 # 3   36.66 ml.	.45 X .45	26	44
		14 # 7	3.50				98
		10 # 5	3.00				60
		12 # 3	5.00				120
		8 # 5	6.00				96
		4 # 5	3.60				28.8



Cuadro de Trabeu

Bloque	Nivel	Armado	Longitud Varilla	Estribos	Sección	Longitud Viga	M. de Varilla					
1 y 3 Marco B	111.20  (2)	3 # 7	2.20	191 # 3  64.18 ml.	.50 X .45	27.60	13.2					
		20 # 8	3.50				140					
		6 # 6	2.40				28.8					
		3 # 7	3.40				20.4					
		12 # 3	5.00				120					
		10 # 6	3.00				60					
		13 # 6	6.00				156					
		3 # 3	2.00				12					
		13 # 6	2.00				52					
	108.40  (2)	3 # 8	3.40	234 # 3  78.62 ml.	.50 X .45	27.60	20.4					
		23 # 8	3.50				161					
		13 # 8	2.20				57.2					
		12 # 3	5.00				120					
		16 # 5	3.00				96					
		12 # 6	6.00				144					
		3 # 3	2.00				12					
		6 # 7	3.50				42					
			105.60  (2)				16 # 7	2.40	228 # 3  85.72 ml.	.60 X .45	26	76.8
23 # 8	3.50			161								
4 # 8	2.10			16.8								
12 # 3	5.00			120								
16 # 6	3.00			96								
12 # 6	6.00			144								
6 # 6	3.50			42								
	102.8  (2)			15 # 7	2.30	225 # 3  75.6 ml.	.50 X .45	26				69
				24 # 8	3.50							168
		18 # 8	2.10	75.6								
		4 # 8	5.00	40								
		12 # 3	5.00	120								
		14 # 6	3.00	84								
		14 # 6	3.60	100.8								
		12 # 6	6.00	144								

Cuadro de Trabes

Bloque	Nivel	Armado	Longitud Varilla	Estribos	Sección	Longitud Viga	M. de Varilla
B 2 Marco A	111.20	5Ø5=11.5	2.30	124 # 3-21  (18.35 m.)	.40 X .45	26	11.5
		14Ø6=56	4.00				56
		5Ø5=11.5	2.30				11.5
		8Ø3=40	5.00				40
		8Ø5=24	3.00				24
		4Ø5=12	3.00				12
		2Ø5=8	4.00				8
		8Ø5=48	6.00				48
	108.40	10Ø6=23	2.30	119 # 3-21  (18.80 ml)	.45 X .45	26	23
		18Ø6=72	4.00				72
		2Ø6=46	2.30				46
		8Ø3=40	5.00				40
		12Ø5=36	3.00				36
		4Ø5=12	3.00				12
		8Ø5=48	6.00				48
		2Ø5=8	4.00				8
	105.60	6Ø6=13.8	2.30	119 # 3-21  (18.80ml)	.45 X .45	26	13.8
		20Ø6=80	4.00				80
		8Ø3=40	5.00				40
		12Ø5=36	3.00				36
		4Ø5=12	3.00				12
		2Ø5=8	4.00				8
		8Ø5=48	6.00				48
		6Ø6=13.2	2.20				13.2
	102.80	10Ø6=23	2.30	119 # 3-21  (18.80 ml)	.45 X .45	26	23
		20Ø6=80	4.00				80
		8Ø3=40	5.00				40
		10Ø5=40	4.00				40
		4Ø5=12	3.00				12
		2Ø5=8	4.00				8
		8Ø5=48	6.00				48

Cuadro de Traves

Bloque	Nivel	Armado	Longitud Varilla	Estribos	Sección	Longitud Viga	M. de Varilla
U 2 Marco B	111.20	13 # 6	2.20	118 # 3  (27.82 ml)	.40 X .45	26	28.6
		14 # 6	4.00				56
		7 # 7	4.00				28
		12 # 3	5.00				60
		12 # 6	6.00				72
		14 # 6	3.00				42
		6 # 6	2.00				12
		3 # 6	4.00				12
			108.40				16 # 7
23 # 8	4.00			92			
2 # 8	2.30			4.6			
12 # 3	5.20			62.4			
6 # 7	3.00			12			
8 # 6	3.00			24			
6 # 7	2.50			15			
3 # 6	4.50			13.5			
6 # 7	6.00			36			
6 # 6	6.00			36			
	105.60	16 # 7	2.300	235 # 3  (44.180 ml)	.60 X .45	26	36.8
		24 # 8	4.00				96
		2 # 8	2.30				4.6
		12 # 3	5.20				62.4
		12 # 6	3.00				36
		3 # 6	2.50				7.5
		3 # 6	4.00				12
		12 # 6	6.00				72
		3 # 6	6.00				18
		3 # 7	2.50				7.5
		4 # 7	3.00				12

Cuadro de Traves

Bloque	Nivel	Armado	Longitud Varilla	Estríbos	Sección	Longitud Viga	M. de Varilla
B 2 Marco B	102.80	16 # 7	2.30	238 # 3  (44.74 ml)	.60 X .45	26	36.8
		24 # 8	4.00				96
		2 # 8	2.30				46
		12 # 3	5.20				62.4
		14 # 6	3.00				42
		6 # 6	2.50				15
		3 # 6	4.00				12
		13 # 6	6.00				78

Totales:

Varilla	ml.	Kg/m.	-	Kg.
# 3	1956.4	0.56		1095.58
# 5	2926.2	1.56		4564.87
# 6	2491	2.25		5604.75
# 7	1029.9	3.034		3124.7
# 8	1193.8	4.00		4775.2

Peso total del acero en traveses = 19,165.10 Kg.

Total 19.17 Ton.

Estribos

# 3	1445.87	*	0.56	-	809.69 Kg.
-----	---------	---	------	---	------------

Total 0.81 Ton.

Cuadro de acero para la escalera

Varilla	Long. Varilla	No. de Varillas
# 4	3.70	10
# 4	1.70	10
# 4	3.70	10
# 3	1.00	77
# 3	2.13	29

Longitud total # 4 - 91 mts. por tramo y son

Longitud total # 3 -139 mts. 6 tramos.

Longitud total # 4 - 91 \* 6 = 546 m.

Longitud total # 3 -139 \* 6 = 834 m.

# 4 546 m. \* 0.996 Kg/m. = 543.8 Kg.

# 3 834 \* 0.56 Kg/m. = 467 Kg.

1,010.84 Kg.

Total 1.01 Ton.

Costo por Excavación

## Terreno blando

	$m^3$
Z 1 (4)	2.42 = 9.7
Z 2 (4)	7.34 = 29.37
Z 2' (4)	7.34 = 29.37
Z 3 (1)	= 4.66
Z 4 (2)	10.08 = 20.16
Z 4' (3)	8.73 = 26.19
Z 5 (1)	4.52 = 4.52
Z 6 (4)	8.82 = 35.28
Z 7 (6)	18.83 = 112.96
Z 7' (3)	18.83 = 56.48
Z 8 (2)	6.41 = 12.82
Z 9 (4)	11.47 = 45.87
Z 10 (2)	4.99 = 9.98
Z 11 (2)	10.35 = 20.70

418.06  $m^3$

Costo por Cimbra enLosas y Trabes

Nivel Bloque	Area m <sup>2</sup>
(1 y 3) 111.20 y 108.40	347.76 = 1,391.0 (4)
(1 y 3) 105.60 y 102.80 (2) Todos	286 = 2,288. (8)
(Baños) 101.40, 104.20, 107.0 (Servic)	30.96 = 185.76 (6)
(Baños) 111.20 y 108.40 (Servic)	76.08 = 304.32 (4)
(Baños) 105.60 y 102.80 (Servic)	31.62 = 126.72 (4)

4,295.8 m<sup>2</sup>



Costo por Cimbra en Columnas

15 Tablones - 14 Columnas

210 Tablones

\$ 10,000.00/ pza. de tablón

\$ 210,000.000 de Cimbra

\* Nota: La cimbra utilizada para columnas no se renta pues es hecha a base de tablones ( .15 \* 2.40 ). Solamente se compra lo equivalente a la tercera parte de las columnas de cada piso pues no se cuelan todas las columnas al mismo tiempo.

Dimensión	m <sup>2</sup>
.40 X .40 (30)	3.77 = 112.8
.40 X .45 (57)	3.99 = 227.7
.40 X .50 (5)	4.23 = 21.15
.55 X .65 (15)	5.64 = 84.6
.45 X .50 (24)	4.46 = 107.16
.55 X .60 (9)	5.40 = 48.64
.60 X .45 (44)	4.94 = 217.14

819.19 m<sup>2</sup>

ANEXO II

## FUERZAS HORIZONTALES CAUSADAS POR SISMOS

Para el cálculo de las fuerzas horizontales actuantes sobre la estructura y producidas por un sismo se utilizó el método recomendado en el programa "Seismic" (Analysis of Seismic Loading) de la firma de Ingenieros de USA "Structural Analysis, Inc ( S A I )" y que para los cálculos utiliza el código "National Building Code of Canada". Para su utilización se corrió dicho programa en un computador IBM PS2/60.

Los datos requeridos para el cálculo de dichas fuerzas son los siguientes:

### 1- Zona de riesgo sísmico

Se escogió la zona de riesgo Sísmico intermedia, que corresponde a un perfil conformado por depósitos de arenas, gravas o arcillas duras (según el estudio de suelos de que disponíamos para el diseño de la estructura, el subsuelo está conformado en su totalidad por gravas y arenas pumíticas de consistencia media)

### 2- Coeficiente "I."

Es un factor relacionado con el periodo fundamental de vibración, que puede calcularse así:

$$K = \begin{cases} 1 & T \leq 0.5 \text{ Seg} \\ (T + 1.5)/2 & 0.5 < T < 2.5 \text{ Seg} \\ 2 & T \geq 2.5 \text{ Seg} \end{cases}$$

Para el caso presente :

$$T = 0.6 \text{ Seg}$$

$$K = (T + 1.0) / 2 \quad K = (0.6 + 1.0) / 2$$

$$K = 0.8$$

### 3- Período Fundamental de la Estructura

El período fundamental de la estructura se calcula según la fórmula:

$$T = \frac{0.05 H}{\sqrt{L}}$$

Donde: H = Altura total del Edificio en pies

L = Longitud del marco en estudio en la dirección en que se hace el análisis de la estructura, en pies

$$T = \frac{0.05 (11.20 + 3.28)}{\sqrt{26 * 3.28}} = 0.198 \approx 0.20$$

4- Factor "A"

El factor "A" es la relación de la aceleración específica horizontal con la aceleración de la gravedad

Para estructuras de concreto se recomienda un valor de "A" igual a  $A = 0.025$

5- Con los datos anteriores se corrió el programa y se calcularon las fuerzas actuantes en cada piso (nivel ) ver memoria de calculos (Tomo I).

ANEXO III

Zona Sísmica - de acuerdo a las diferentes categorías de zonas y clasificación internacional se escogió la zona sísmica 2.

Zona 2 corresponde: Un perfil en donde entre la roca y la superficie existen más o menos 60 mts. de depósitos estables de arcillas - duras o suelos no cohesivos.

Otra variable que interviene es el factor K que es un coeficiente relacionado con el período fundamental de vibración y se calcula - según la siguiente formula:

$$K = \begin{cases} 1 & T \leq 0.5 \text{ seg.} \\ (T + 1.5)/2 & 0.5 < T < 2.5 \text{ seg.} \\ 0 & T \geq 2.5 \text{ seg.} \end{cases}$$

Para nuestro estudio  $T = 0.6 \text{ seg.}$   $T = \text{tiempo}$

$$K = (T + 1.0)/2$$
$$K = (0.6 + 1.0)/2$$
$$K = 0.8$$

Otro elemento que entra en consideración es el período fundamental de vibración; Para calcularlo se utiliza una fórmula para edificios de concreto reforzado.

$$T = \frac{0.05 H}{\sqrt{L}}$$

H = Altura total del edificio en ft.

L = Longitud del marco en la dirección del análisis también en ft.

$$T = \frac{0.05(11.20 * 3.28)}{\sqrt{26 * 3.28}} = 0.198 = 0.20$$

El factor A: Relación de aceleración específica horizontal con -  
la aceleración de la gravedad.

Para estructuras de concreto A= 0.025

Los cálculos de los marcos con sus diferentes hipótesis van a ser  
corridos en computadora.



ANEXO IV

# TESIS DE GRADO

Edificio Facultad de Ingeniería U.A.B.

Fecha: 08-06-1977

## MOMENTOS Y REACCIONES DE DISEÑO DE LAS VIGAS Segun las diferentes hipotesis Teniendo en cuenta efectos de sismos

VIGA			APOYO IZQUIERDO		APOYO DERECHO		CENTRO DE LUZ	
EXTREMOS			REAC.	MOMENTO	REAC.	MOMENTO	MOMENTO	LUGAR
No.	Iza	Der	(ton)	(ton-m)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)	(m)
1)	1	7	6.27	1.98	10.47	-12.15	4.00	1.78
2)	7	18	12.75	14.79	14.33	-21.15	9.41	3.76
3)	18	23	10.08	15.12	-0.00	0.00	0.00	2.00
4)	2	8	3.55	-1.14	7.28	-9.60	2.74	1.48
5)	8	19	9.88	12.85	17.83	-25.96	10.28	4.41
6)	19	24	12.96	19.44	-0.00	0.00	0.00	2.00
7)	3	9	8.47	3.41	13.38	-15.36	5.10	1.88
8)	9	15	12.23	14.04	0.00	0.00	0.00	1.60
9)	10	20	10.80	14.86	19.76	-29.84	13.12	4.41
10)	20	25	12.96	19.44	-0.00	0.00	0.00	2.00
11)	4	11	0.32	2.93	13.68	-15.96	5.34	1.78
12)	11	16	12.23	14.04	0.00	-0.00	-0.00	1.60
13)	12	21	10.99	14.84	19.47	-28.96	12.19	4.41
14)	21	26	12.96	19.44	-0.00	0.00	0.00	2.00
15)	5	13	9.16	5.08	12.45	-13.00	4.72	2.08
16)	13	17	12.23	14.04	0.00	0.00	-0.00	1.60

# TESIS DE GRADO

## MOMENTOS Y CARGA PARA DISEÑO EN LAS COLUMNAS Teniendo en cuenta efectos de sismos

COL. No.	EXTREMOS		EXTREMO SUPERIOR		EXTREMO INFERIOR
	Sub	Inf	CARGA (ton)	MOMENTO (ton-m)	MOMENTO (ton-m)
1)	1	2	6.27	-1.98	-0.84
2)	2	3	9.82	1.35	-2.63
3)	3	4	18.29	-0.78	-0.94
4)	4	5	26.61	-1.99	1.97
5)	5	6	35.77	-5.47	2.68
6)	7	8	23.22	-3.71	-3.19
7)	8	9	40.38	-1.74	-1.78
8)	9	10	65.99	2.97	-6.29
9)	10	11	76.79	-7.77	1.86
10)	11	12	102.70	-1.18	-6.29
11)	12	13	113.69	-8.55	4.94
12)	13	14	138.37	-5.88	5.78
13)	18	19	24.41	6.03	1.82
14)	19	20	55.20	4.70	4.28
15)	20	21	87.86	6.12	7.78
16)	21	22	120.29	1.74	9.81

# TESIS DE GRADO

Edificio Facultad de Ingeniería U.A.B.

Fecha 1 02-02-1

## REPORTE DE ARMADURA DE ZAPATAS

ZAP.	d (m)	d' (m)	h (m)	area Z (cm <sup>2</sup> )	SENTIDO - MAYOR				SENTIDO - MENOR					
					LADO (m)	CUANTIA (cm <sup>2</sup> )	AREA (cm <sup>2</sup> )	HIERROS CADA (n°)	LADO (m)	CUANTIA (cm <sup>2</sup> )	AREA (cm <sup>2</sup> )	HIERROS CADA (n°)		
1)	0.45	0.07	0.52	2.50	1.00	0.00250	28.13	15 Nr 5	0.17	2.50	0.00250	11.25	6 Nr 5	0.17
2)	0.50	0.07	0.57	7.20	1.60	0.00250	56.25	29 Nr 5	0.16	4.50	0.00449	35.95	19 Nr 5	0.09
3)	0.50	0.07	0.57	7.20	1.60	0.00250	56.25	29 Nr 5	0.16	4.50	0.00399	31.01	16 Nr 5	0.10

## TESIS DE GRADO

### MOMENTOS Y REACCIONES DE DISEÑO DE LAS VIGAS Segun las diferentes hipotesis Teniendo en cuenta efectos de sismos

VIGA No.	EXTREMOS		APOYO	IZQUIERDO	APOYO	DERECHO	CENTRO DE MOMENTO (ton-m)	DE LUZ LUGAR (m)
	Isa	Por	REAC. (ton)	MOMENTO (ton-m)	REAC. (ton)	MOMENTO (ton-m)		
1)	1	6	32.52	25.60	37.55	-43.27	24.82	3.05
2)	4	11	35.63	40.64	34.29	-34.45	21.10	3.32
3)	11	14	34.21	34.25	35.72	-40.99	21.07	3.19
4)	15	21	37.67	43.39	32.47	-24.76	25.14	3.45
5)	2	7	43.41	41.21	46.62	-53.50	29.89	3.18
6)	7	12	45.44	51.49	44.25	-45.40	27.24	3.32
7)	12	17	44.20	45.23	45.50	-51.67	27.24	3.18
8)	17	22	46.85	52.59	43.33	-40.82	29.03	3.32
9)	3	8	42.77	52.59	47.10	-54.99	28.39	3.18
10)	8	13	45.45	52.06	44.48	-47.57	25.83	3.32
11)	13	18	44.49	47.59	45.44	-52.01	25.83	3.18
12)	18	23	47.09	54.95	42.76	-39.53	28.38	3.32
13)	4	9	42.60	39.94	46.77	-54.42	27.40	3.05
14)	9	14	45.03	50.99	44.38	-48.05	25.02	3.32
15)	14	19	44.38	48.00	45.02	-50.96	25.02	3.18
16)	19	24	46.76	54.39	42.59	-39.91	27.41	3.45

# TESIS DE GRADO

## MOMENTOS Y CARGA PARA DISEÑO EN LAS COLUMNAS Teniendo en cuenta efectos de sismos

COL. No.	EXTREMOS		EXTREMO SUPERIOR		EXTREMO INFERIOR
	Sup	Inf	CARGA (ton)	MOMENTO (ton-m)	MOMENTO (ton-m)
1)	1	2	32.65	-25.68	-28.88
2)	2	3	76.04	-28.33	-19.29
3)	3	4	118.81	-28.38	-17.19
4)	4	5	161.41	-22.94	-13.23
5)	6	7	73.18	7.34	7.18
6)	7	8	165.24	8.43	3.95
7)	8	9	257.79	17.77	8.66
8)	9	10	349.59	14.65	11.28
9)	11	12	68.50	4.86	5.51
10)	12	13	156.95	-9.59	-3.37
11)	13	14	245.92	15.96	-6.63
12)	14	15	334.68	13.89	-10.79
13)	16	17	73.39	-7.13	-6.82
14)	17	18	165.54	-8.58	-3.94
15)	18	19	258.06	-17.23	-8.63
16)	19	20	349.85	-14.64	-11.22
17)	21	22	32.47	24.76	20.12
18)	22	23	75.80	28.69	19.25
19)	23	24	118.56	28.29	17.17
20)	24	25	161.14	22.92	13.17

# TESIS DE GRADO

Edificio Facultad de Ingeniería U.A.B.

Fecha 1 02-02-19

## REPORTE DE ARMADURA DE ZAPATAS

ZAP.	d (m)	d' (m)	h (m)	area Z (cm <sup>2</sup> )	SENTIDO - MAYOR			SENTIDO - MENOR								
					LADO (m)	CUANTIA (cm <sup>2</sup> )	AREA (cm <sup>2</sup> )	HIERROS (n)	CADA	LADO (m)	CUANTIA (cm <sup>2</sup> )	AREA (cm <sup>2</sup> )	HIERROS (n)	CADA		
1)	0.40	0.07	0.50	9.92	2.10	0.00250	50.40	26	Nr 5	0.17	4.20	0.00375	37.76	19	Nr 5	0.12
2)	0.60	0.07	0.67	16.01	4.10	0.00250	62.05	32	Nr 5	0.13	4.10	0.00250	61.50	31	Nr 5	0.14
3)	0.60	0.07	0.67	16.01	4.10	0.00250	61.50	31	Nr 5	0.14	4.10	0.00250	61.50	31	Nr 5	0.14
4)	0.60	0.07	0.67	16.01	4.10	0.00250	62.00	32	Nr 5	0.13	4.10	0.00250	61.50	31	Nr 5	0.14
5)	0.40	0.07	0.50	9.92	2.10	0.00250	50.40	26	Nr 5	0.17	4.20	0.00374	37.70	19	Nr 5	0.12

# TESIS DE GRADO

## MOMENTOS Y REACCIONES DE DISEÑO DE LAS VIGAS

Segun las diferentes hipotesis

Teniendo en cuenta efectos de sismos

VIGA No.	EXTREMOS		APOYO IZQUIERDO		APOYO DERECHO		CENTRO DE LUZ	
	Izq	Der	REAC. (ton)	MOMENTO (ton-m)	REAC. (ton)	MOMENTO (ton-m)	MOMENTO (ton-m)	LUGAR (m)
1)	1	6	15.05	12.50	17.16	-20.00	11.00	3.05
2)	4	11	16.39	19.00	15.67	-15.91	9.59	3.32
3)	11	16	15.67	15.91	16.39	-19.00	9.59	3.19
4)	16	21	17.15	20.00	15.05	-12.49	11.00	3.45
5)	2	7	20.19	20.55	21.34	-25.05	12.79	3.19
6)	7	12	21.00	24.49	20.31	-21.34	12.30	3.37
7)	12	17	20.31	21.34	21.00	-24.47	12.30	3.19
8)	17	22	21.32	24.99	20.17	-20.49	12.78	3.32
9)	3	8	20.34	21.17	21.61	-25.00	12.75	3.18
10)	8	13	21.22	25.24	20.46	-21.99	12.16	3.32
11)	13	18	20.46	21.98	21.22	-25.22	12.16	3.18
12)	18	23	21.59	25.76	20.34	-21.11	12.75	3.32
13)	4	9	19.89	19.95	21.71	-25.12	12.48	3.19
14)	9	14	21.10	25.05	20.27	-21.77	11.66	3.32
15)	14	19	20.27	21.77	21.10	-25.05	11.66	3.19
16)	19	24	21.70	26.12	19.89	-19.81	12.48	3.32



# TESIS DE GRADO

## MOMENTOS Y CARGA PARA DISEÑO EN LAS COLUMNAS Teniendo en cuenta efectos de sismos

COL. No.	EXTREMOS		EXTREMO SUPERIOR		EXTREMO INFERIOR
	Sup	Inf	CARGA (ton)	MOMENTO (ton-m)	MOMENTO (ton-m)
1)	1	2	15.05	-12.50	-9.84
2)	2	3	35.24	-10.70	-9.96
3)	3	4	55.59	-11.21	-10.80
4)	4	5	75.49	-9.37	-6.65
5)	6	7	33.55	4.08	3.88
6)	7	8	75.89	-5.04	4.26
7)	8	9	118.72	5.97	3.44
8)	9	10	161.54	8.93	8.38
9)	11	12	31.34	-3.03	-3.40
10)	12	13	71.97	4.88	4.15
11)	13	14	112.89	5.63	4.06
12)	14	15	153.43	-5.65	-4.85
13)	16	17	33.55	-4.07	-3.88
14)	17	18	75.87	4.98	-4.21
15)	18	19	118.60	-5.96	-3.43
16)	19	20	161.48	-8.89	-8.28
17)	21	21	15.05	12.49	9.86
18)	22	23	35.22	10.63	9.89
19)	23	24	55.56	11.22	10.79
20)	24	25	75.44	9.34	6.60

# TESIS DE GRADO

Edificio Facultad de Ingeniería U.A.B

Fecha 1 02-02-11

## REPORTE DE ARMADURA DE ZAPATAS

ZAP.	d (m)	d' (m)	h (m)	area Z (cm <sup>2</sup> )	SENTIDO - MAYOR			SENTIDO - MENOR								
					LADO (m)	CUANTIA (cm <sup>2</sup> )	AREA (cm <sup>2</sup> )	HIERROS CADA (n)	LADO (m)	CUANTIA (cm <sup>2</sup> )	AREA (cm <sup>2</sup> )	HIERROS CADA (n)				
1)	0.43	0.07	0.50	4.90	1.40	0.00250	37.52	19	Nr 5	0.19	3.50	0.00250	15.86	8	Nr 5	0.19
2)	0.60	0.07	0.67	9.00	3.00	0.00250	45.00	23	Nr 5	0.14	3.00	0.00250	45.00	23	Nr 5	0.14
3)	0.45	0.07	0.52	9.00	3.00	0.00250	33.75	17	Nr 5	0.10	3.00	0.00250	33.75	17	Nr 5	0.10
4)	0.60	0.07	0.67	9.00	3.00	0.00250	45.00	23	Nr 5	0.14	3.00	0.00250	45.00	23	Nr 5	0.14
5)	0.43	0.07	0.50	4.76	1.40	0.00250	36.55	19	Nr 5	0.10	3.40	0.00250	15.24	8	Nr 5	0.19

## TESIS DE GRADO

Edificio Facultad de Ingeniería U.A.B.

Fecha: 02-02-1980

### MOMENTOS Y REACCIONES DE DISEÑO DE LAS VIGAS Según las diferentes hipótesis Teniendo en cuenta efectos de sismos

VIGA			APOYO IZQUIERDO		APOYO DERECHO		CENTRO DE LUZ	
No.	Extremo Izq	Extremo Der	REAC. (ton)	MOMENTO (ton-m)	REAC. (ton)	MOMENTO (ton-m)	MOMENTO (ton-m)	LUGAR (m)
1)	1	3	0.00	0.00	11.63	-9.31	-0.00	0.00
2)	7	8	23.39	22.16	24.95	-28.25	15.52	3.18
3)	8	13	24.71	28.53	23.39	-23.18	14.46	3.32
4)	13	18	23.74	24.36	24.42	-27.67	14.38	3.18
5)	18	27	25.96	30.46	22.37	-17.75	16.75	3.45
6)	2	4	-0.00	-0.00	14.78	-11.83	0.00	0.00
7)	4	9	30.75	32.73	31.23	-35.40	19.49	3.32
8)	9	14	31.58	36.67	30.15	-30.80	18.40	3.32
9)	14	19	30.62	32.33	31.14	-35.29	18.38	3.32
10)	19	24	32.17	37.67	29.78	-28.75	19.34	3.32
11)	5	10	20.43	21.34	21.59	-25.75	12.80	3.18
12)	10	15	21.36	25.64	20.33	-21.45	12.27	3.32
13)	15	20	20.53	22.06	21.17	-24.98	12.30	3.18
14)	20	25	21.62	25.92	20.36	-21.18	12.75	3.32
15)	6	11	19.86	19.75	21.75	-26.27	12.48	3.18
16)	11	16	21.14	25.18	20.23	-21.64	11.67	3.32
17)	16	21	20.25	21.71	21.12	-25.09	11.67	3.18
18)	21	26	21.72	26.17	19.86	-19.73	12.51	3.32

# TESIS DE GRADO

Edificio Facultad de Ingeniería U.A.B.

Fecha 1-02-02-19

## MOMENTOS Y CARGA PARA DISEÑO EN LAS COLUMNAS Teniendo en cuenta efectos de sismos

COL. No.	EXTREMOS		EXTREMO SUPERIOR		EXTREMO INFERIOR
	Sub	Inf	CARGA (ton)	MOMENTO (ton-m)	MOMENTO (ton-m)
1)	3	4	35.02	-12.85	-10.13
2)	4	5	80.56	-10.78	-10.19
3)	5	6	100.98	-11.17	-10.80
4)	6	7	120.84	-9.32	-5.65
5)	8	9	49.66	-4.12	-4.55
6)	9	10	112.46	-7.06	-4.15
7)	10	11	155.41	6.34	3.26
8)	11	12	198.30	9.04	-8.33
9)	13	14	47.13	-5.05	-5.49
10)	14	15	107.90	-7.19	-4.11
11)	15	16	148.76	6.01	-1.06
12)	16	17	189.24	-5.70	-4.90
13)	18	19	50.38	-6.84	-6.32
14)	19	20	110.69	-7.15	-4.20
15)	20	21	156.40	-6.07	-3.23
16)	21	22	199.31	-9.02	-8.40
17)	23	24	22.37	17.75	14.19
18)	24	25	52.15	14.55	10.01
19)	25	26	72.51	11.17	10.64
20)	26	27	92.37	9.45	6.63

# TESIS DE GRADO

Edificio Facultad de Ingeniería U.A.B.

Fecha 1 02-02-198

## REPORTE DE ARMADURA DE ZAPATAS

ZAP.	d (m)	d' (m)	h (m)	area Z (cm <sup>2</sup> )	SENTIDO - MAYOR			SENTIDO - MENOR								
					LADO (m)	CUANTIA (cm <sup>2</sup> )	AREA HIERROS CADA (m)	LADO (m)	CUANTIA (cm <sup>2</sup> )	AREA HIERROS CADA (m)						
1)	0.43	0.07	0.50	6.75	1.50	0.00250	40.39	25	Nr 5	0.18	4.50	0.00560	36.12	19	Nr 5	0.09
2)	0.67	0.07	0.67	10.24	3.20	0.00250	40.00	25	Nr 5	0.13	3.20	0.00250	40.00	25	Nr 5	0.13
3)	0.45	0.07	0.52	9.00	3.00	0.00250	33.75	17	Nr 5	0.10	3.00	0.00250	33.75	17	Nr 5	0.10
4)	0.60	0.07	0.67	10.24	3.20	0.00250	40.00	25	Nr 5	0.13	3.20	0.00250	40.00	25	Nr 5	0.13
5)	0.43	0.07	0.50	6.75	1.50	0.00250	37.62	19	Nr 5	0.19	3.50	0.00300	19.50	10	Nr 5	0.16

# TESIS DE GRADO

Facultad de Ingeniería de U.A.B.

Fecha: 02-02-1978

## MOMENTOS Y REACCIONES DE DISEÑO DE LAS VIGAS Según las diferentes biclerías Teniendo en cuenta efectos de sismos

VIGA			APOYO IZQUIERDO		APOYO DERECHO		CENTRO	DE LUGAR
No.	Ext.	Der.	REAC. (ton)	MOMENTO (ton-m)	REAC. (ton)	MOMENTO (ton-m)	MOMENTO (ton-m)	LUGAR (m)
1)	1	3	0.00	0.00	15.58	-10.26	0.00	0.00
2)	3	8	33.01	29.88	35.70	-49.71	22.76	7.18
3)	8	13	35.08	40.25	33.32	-39.87	28.72	7.33
4)	13	18	37.77	34.44	34.72	-39.31	28.66	7.18
5)	18	23	37.21	43.45	31.48	-33.14	24.79	7.45
6)	2	4	-0.00	-0.00	21.07	-15.86	0.00	0.00
7)	4	9	43.55	45.17	44.49	-59.17	26.93	7.32
8)	9	14	44.74	51.35	42.25	-47.73	16.87	7.32
9)	14	19	43.50	45.48	44.18	-49.57	26.64	7.32
10)	19	24	45.97	53.50	42.00	-58.88	26.46	7.32
11)	5	10	41.62	39.00	47.26	-39.71	28.50	7.05
12)	10	15	45.50	52.41	44.77	-47.11	26.80	7.32
13)	15	20	44.58	47.95	45.31	-51.55	25.97	7.32
14)	20	25	47.25	55.45	42.52	-59.97	28.44	7.45
15)	6	11	42.54	39.02	46.01	-54.57	27.77	7.05
16)	11	16	45.06	51.07	44.75	-47.34	26.40	7.32
17)	16	21	44.41	48.16	45.00	-50.37	25.43	7.18
18)	21	26	46.78	54.47	42.56	-59.85	27.40	7.18

# TESIS DE GRADO

Facultad de Ingeniería de U.A.B.

Fecha: 02-02-1997

## MOMENTOS Y CARGA PARA DISEÑO EN LAS COLUMNAS

Teniendo en cuenta efectos de sismos

CCL	ELEVACION		EXTREMO SUPERIOR		EXTREMO INFERIOR
	Arq.	Int.	CARGA (ton)	MOMENTO (ton-m)	MOMENTO (ton-m)
10	1	4	49.58	-18.62	-10.14
20	2	5	114.23	-15.17	-16.52
30	3	6	155.87	-20.48	-17.34
40	4	7	199.74	-22.71	-18.17
50	5	8	247.72	-24.76	-18.43
60	6	9	299.82	-27.58	-18.81
70	7	10	356.02	-30.22	-18.79
80	8	11	416.32	-32.69	-18.10
90	9	12	480.72	-35.09	-16.87
100	10	13	549.22	-37.42	-14.36
110	11	14	621.82	-39.61	-8.35
120	12	15	698.52	-41.62	-10.75
130	13	16	779.32	-43.48	-8.35
140	14	17	864.22	-45.20	-5.82
150	15	18	953.22	-46.80	-5.82
160	16	19	1046.32	-48.28	-5.82
170	17	20	1143.52	-49.65	-11.28
180	18	21	1244.82	-50.91	-11.28
190	19	22	1350.22	-52.06	-15.52
200	20	23	1459.72	-53.11	-15.52
210	21	24	1573.32	-54.06	-15.52
220	22	25	1691.02	-54.92	-15.52
230	23	26	1812.82	-55.69	-15.52
240	24	27	1938.72	-56.38	-15.52

# TESIS DE GRADO

Facultad de Ingeniería de U.A.B.

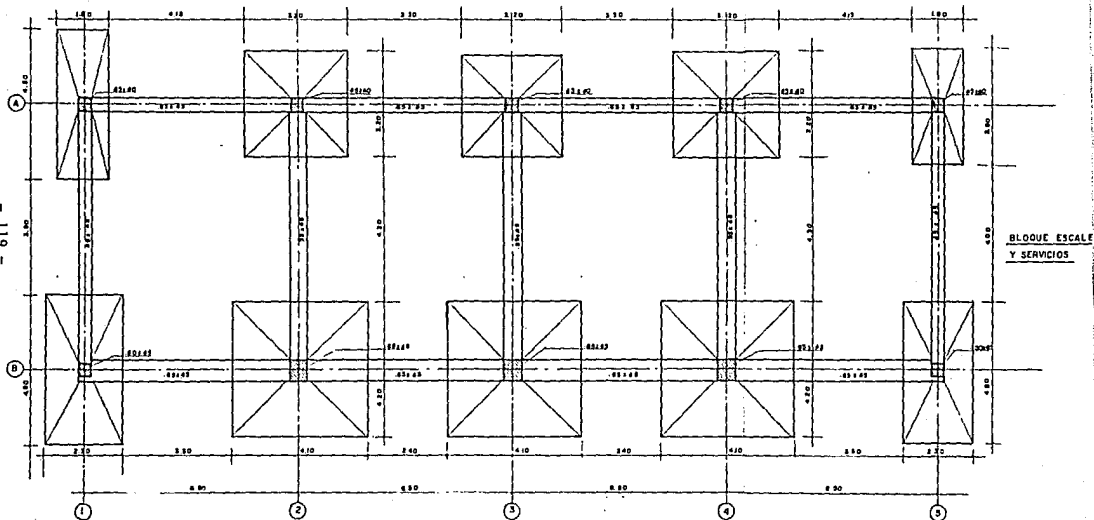
Fecha : 02-02-198\*

## REPORTE DE ARMADURA DE ZAPATAS

ZAP.	b (m)	d' (m)	h (m)	area Z (m <sup>2</sup> )	SENTIDO - MAYD				SENTIDO - MEND					
					LADO	CANTIA	AREA	HIERROS CADA	LADO	CANTIA	AREA	HIERROS CADA		
					(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)		(m)	(m <sup>2</sup> )	(m)		(m)	
1	0.45	0.07	0.55	0.177	2.08	0.00258	51.02	20 Nr 5	0.17	4.59	0.00468	51.47	20 Nr 5	0.17
2	0.45	0.07	0.55	0.177	4.16	0.00516	51.74	20 Nr 5	0.17	4.17	0.00508	51.59	21 Nr 5	0.14
3	0.45	0.07	0.55	0.177	4.16	0.00516	51.58	21 Nr 5	0.14	4.12	0.00508	51.52	21 Nr 5	0.14
4	0.45	0.07	0.55	0.177	4.16	0.00516	51.52	21 Nr 5	0.14	4.17	0.00508	51.58	21 Nr 5	0.14
5	0.45	0.07	0.55	0.177	2.12	0.00258	52.42	20 Nr 5	0.17	4.59	0.00468	52.19	19 Nr 5	0.17



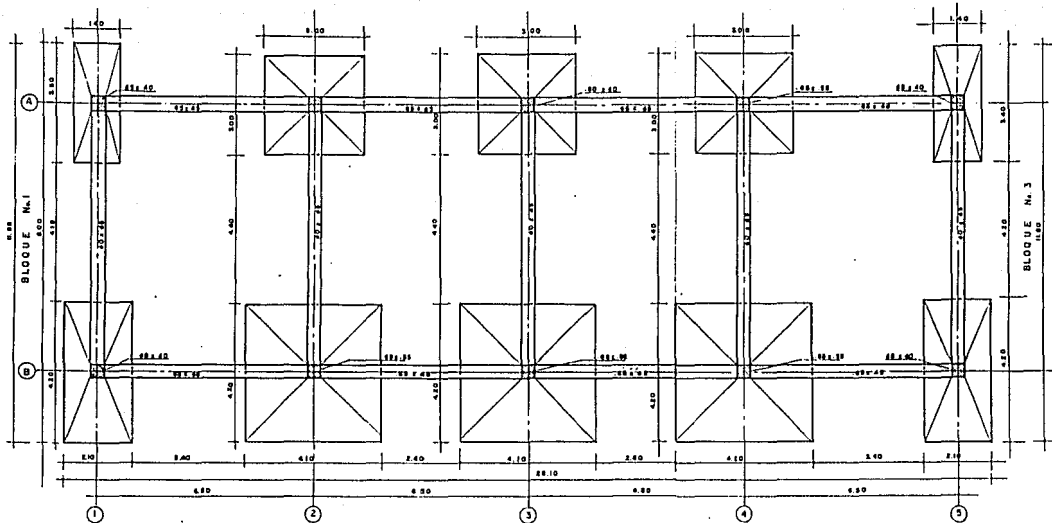
ANNEX V



**BLOQUE ESCALERA  
Y SERVICIOS**

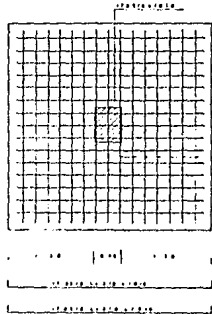
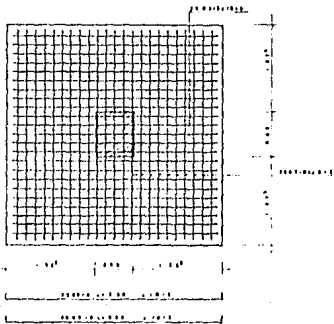
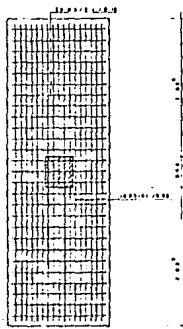
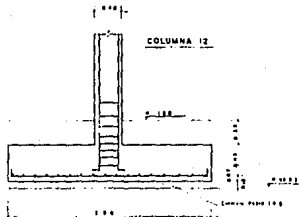
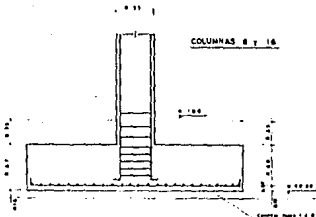
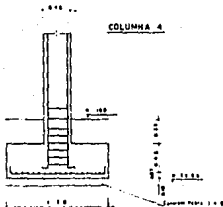
**NOTAS :**

EL BLOQUE TIENE EL VOLADIZO DE 1.80m, PERDIDO AL SEÑAL Y ESTA A LA IZQUIERDA DEL PLANO. EN EL BLOQUE 2 EL VOLADIZO ESTA A LA DERECHA DEL PLANO SOBRE EL EJE 1 POR LO TANTO EN ESTE PLANO LA NUMERACION DE LOS EJES CORTA DE DEBECHA A IZQUIERDA.



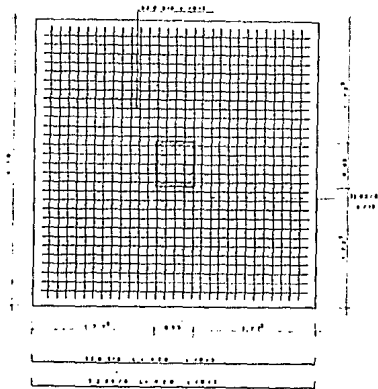
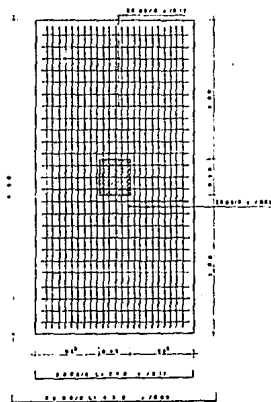
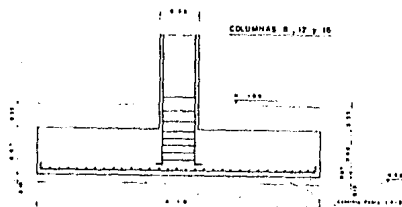
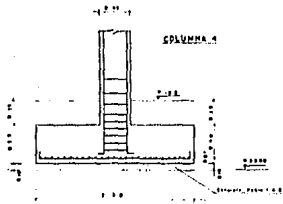
MARCO (A)

BLOQUES 1 y 3



# MARCO (B)

BLOQUES 1 y 3



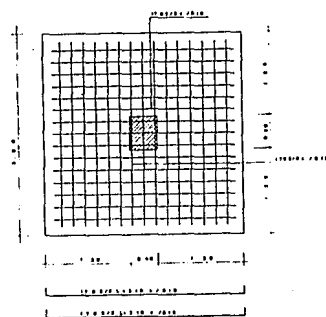
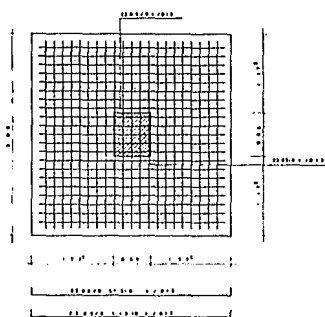
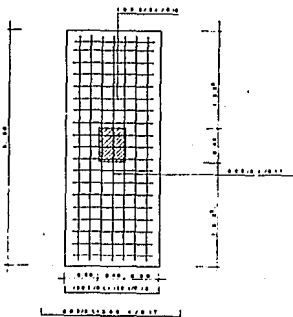
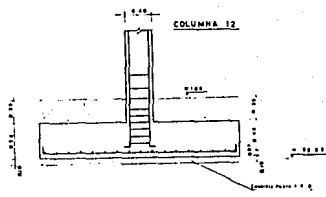
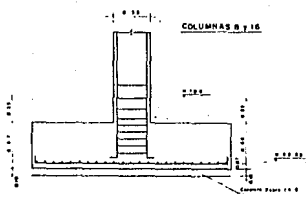
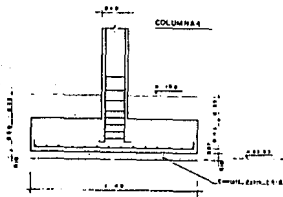
CUADRO DE HIERRO ZAPATAS MARCO A y B  
BLOQUES 1 y 3

Nº	ESQUEMA	CORTE CANT.	Ø1/4	Ø3/8	Ø1/2	Ø5/8
			100 CANT.	200 CANT.	400 CANT.	500 CANT.
24	—	240				48
31	—	310				62
33	—	330				100
42	—	420				120
46	—	460				90
16	—	160				80
21	—	210				32
43	—	430				38
PESO TOTAL HIERRO: 3070 KG.			—	—	—	3070

NOTA: VERIFICAR MEDIDAS CON PLANOS ARQUITECTONICOS

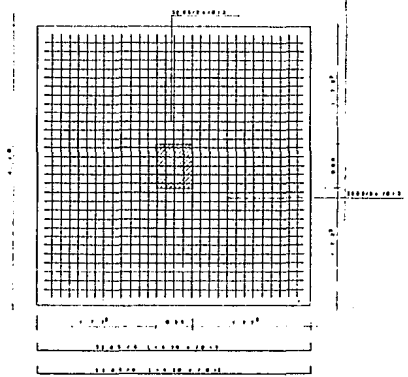
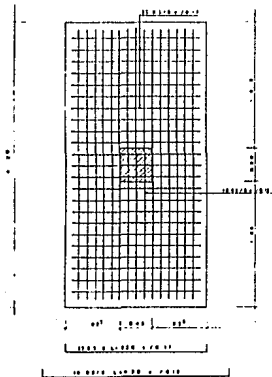
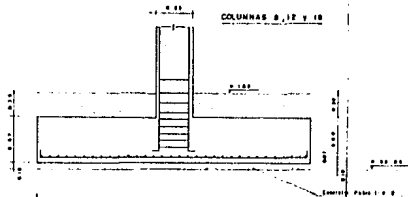
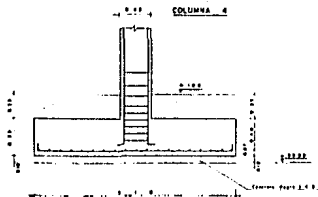
MARCO (A)

BLOQUE 2



# MARCO B

BLOQUE 2



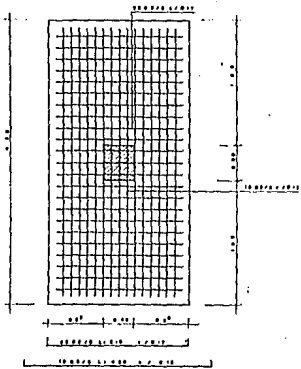
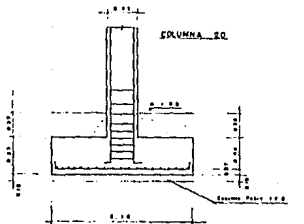
CUADRO DE HIERRO MARCO A y B  
BLOQUE 2

Nº	ESQUEMA	CORTE C.M.T.	Ø1/4		Ø3/8		Ø1/2		Ø5/8	
			CANT.	CANT.	CANT.	CANT.	CANT.	CANT.		
15		100								30
31		310								110
42		420								50
22		220								20
36		360								0
43		430								10
35		350								0
PESO TOTAL HIERRO: 1.370 Kg			—	—	—	—	—	—	—	1370

MITL VERIFICAR MEDIDAS EN PLANO ANTES DE COLOCAR

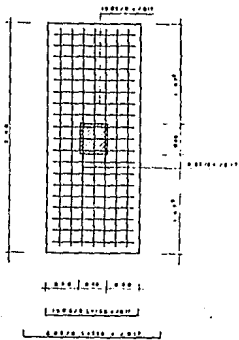
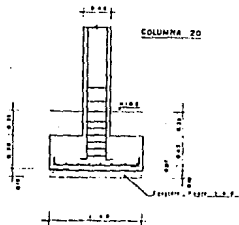
MARCO (B)

BLOQUES 1 7 3

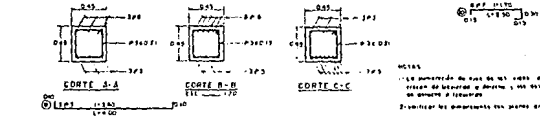
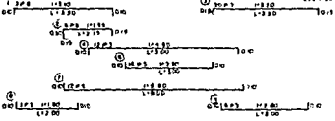
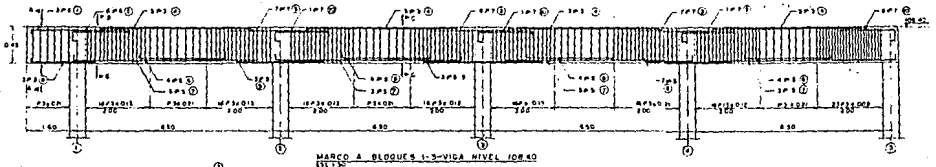
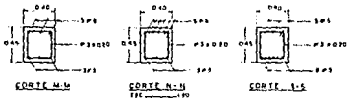
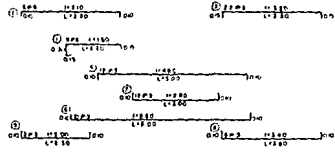
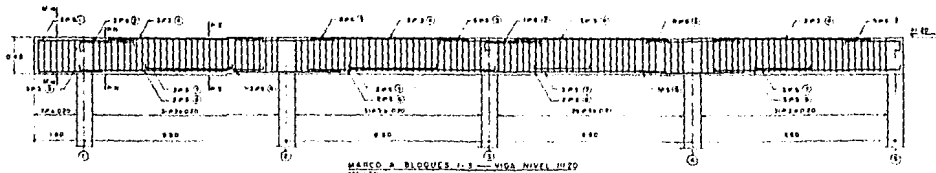


MARCO (A)

BLOQUE 2

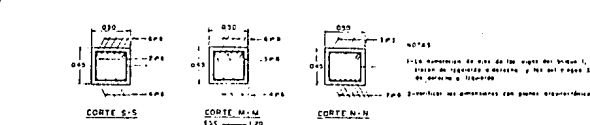
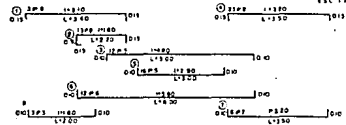
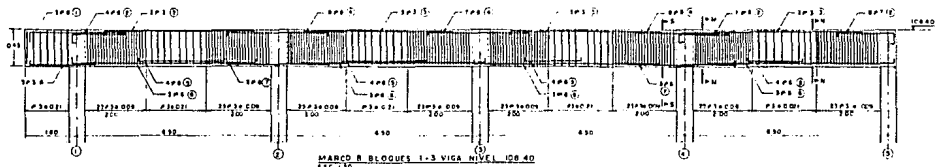
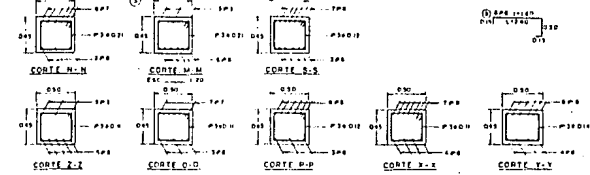
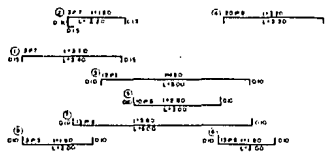
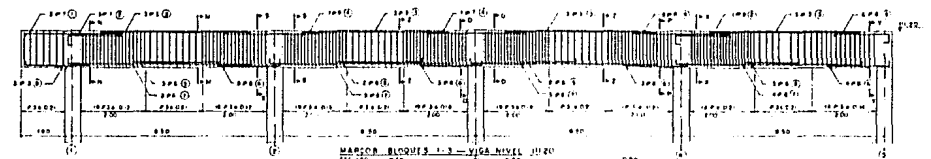




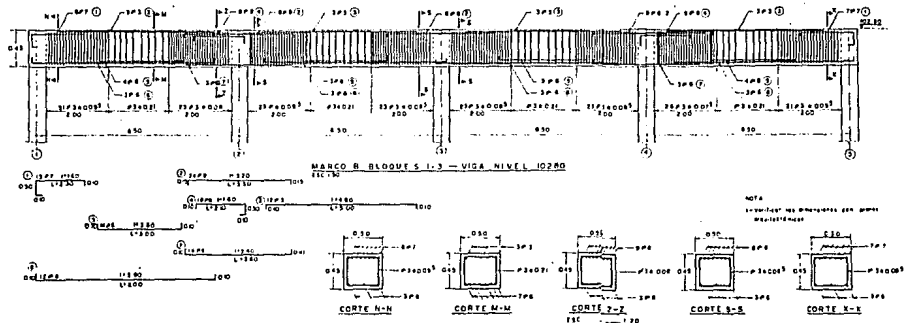
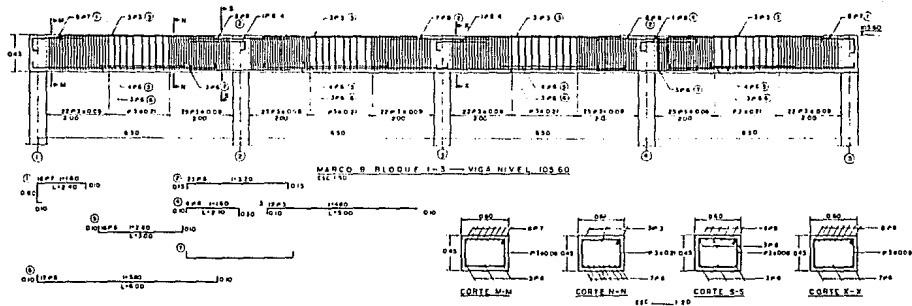


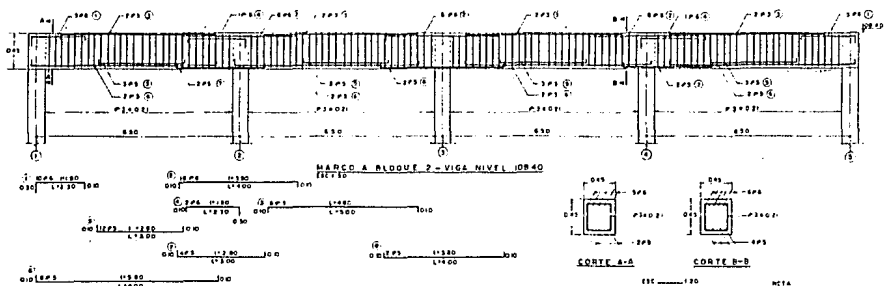
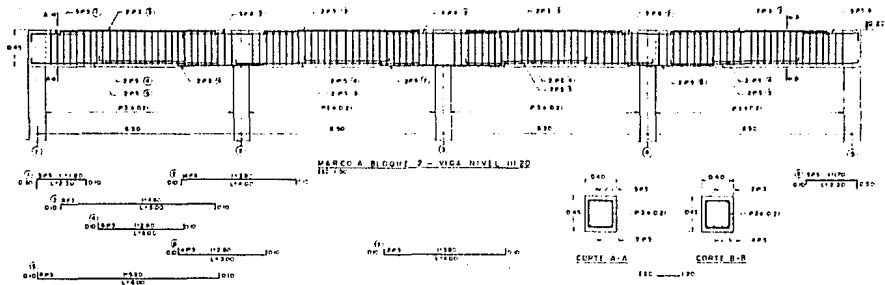
NOTAS  
 1- La penetración de las vidrios debe ser igual al tamaño y ancho y no sea mayor de un ancho a la altura.  
 2- Identificar los componentes con el mismo numeración.



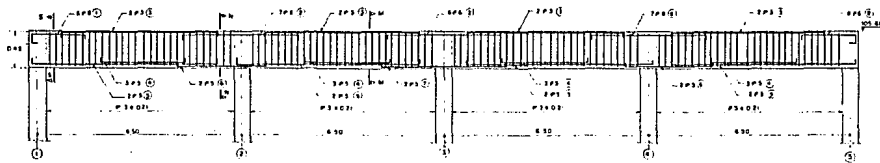


1- La numeración de las barras de los ejes del marco, indica su longitud y diámetro y los del eje 3 del detalle o ligadura.  
 2- Verificar las armaduras con planes especiales.

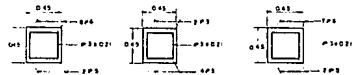
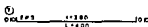
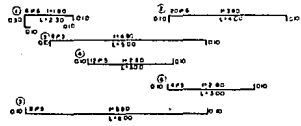




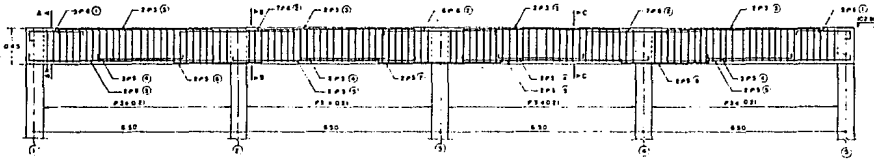
NOTA  
 1) VERIFICAR LOS CANTOS Y LOS PUNOS  
 2) DETALLES



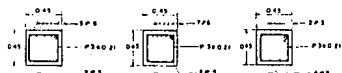
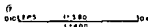
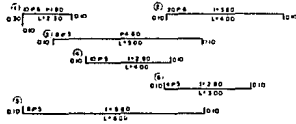
MARCO A BLOQUE 2 - VIGA NIVEL 105.60



CORTE B-B      CORTE M-M      CORTE N-N

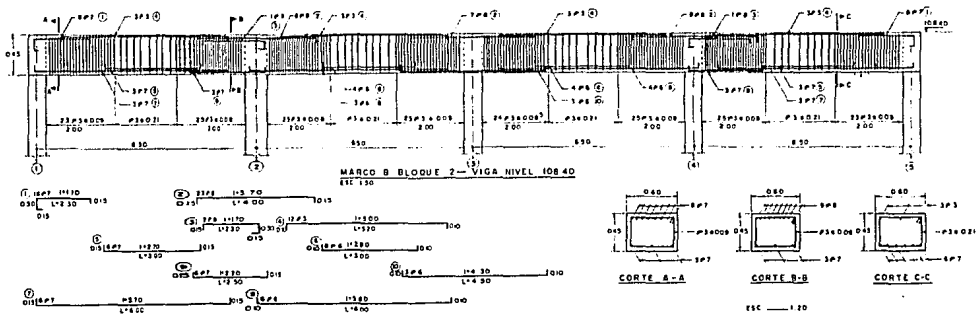
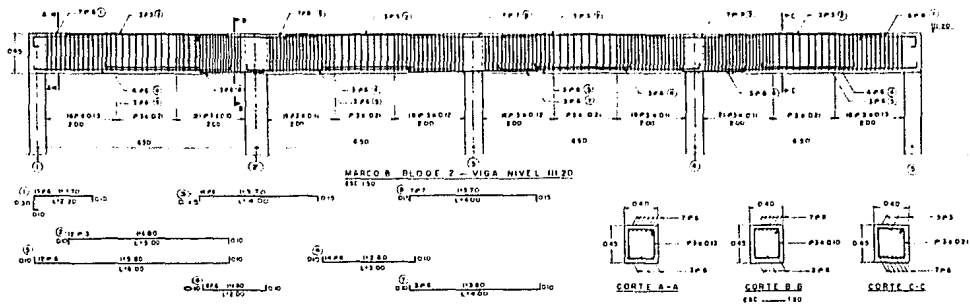


MARCO A BLOQUE 2 - VIGA NIVEL 102.80



CORTE A-A      CORTE B-B      CORTE C-C

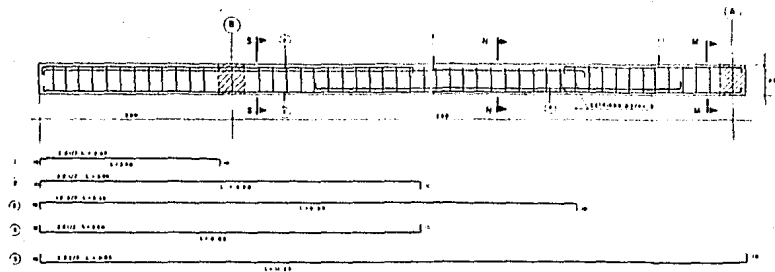
NOTA  
 1: Ver Form. 105 & 102.80 con p. 44  
 2: Ver Form. 105 & 102.80 con p. 44



NOTA  
 1- Verificar los empujes con  
 planes de resistencia.



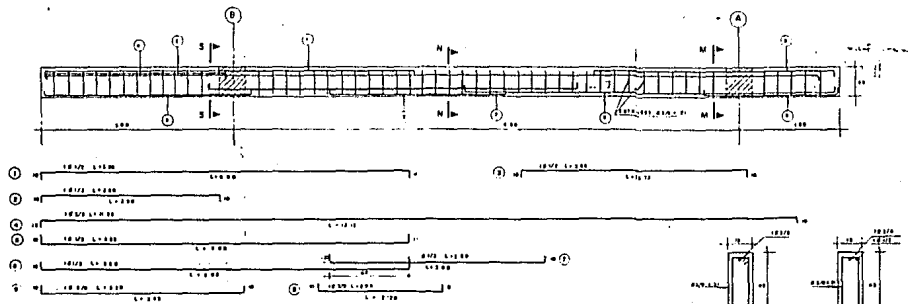




VIGUETAS NIVELES +102.80 , +105.40 (BLOQUES 1-3)

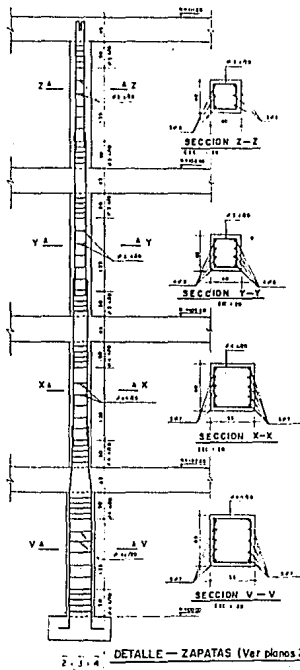
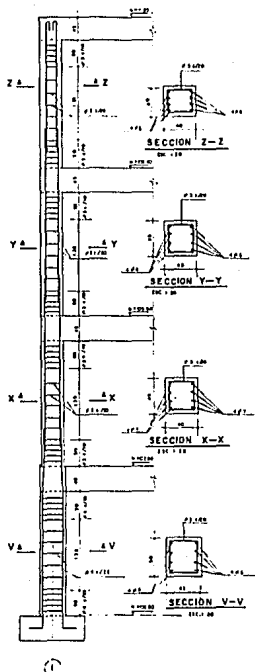
ESC. 1/20

VIGUETAS NIVELES +102.80, +105.40, +108.40, +111.20 (BLOQUE 2)

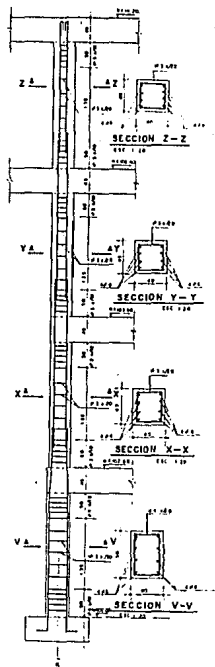


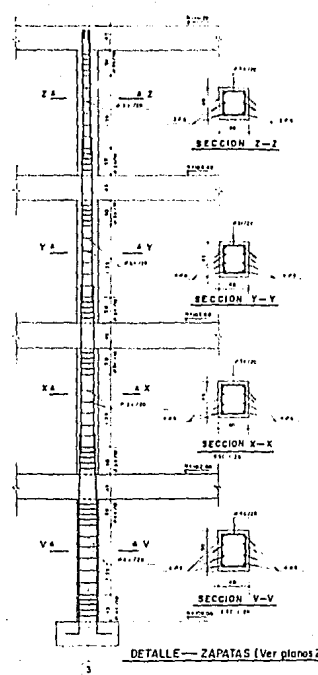
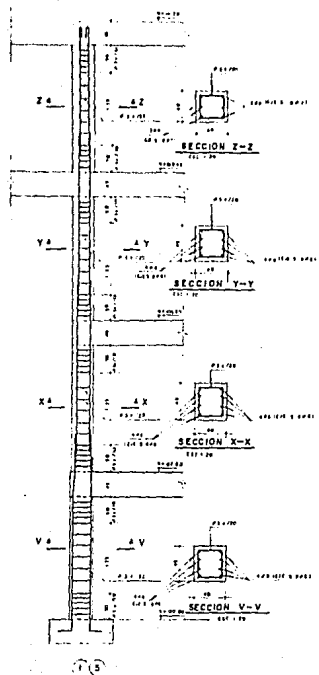
VIGUETAS NIVEL + 108.40

ESC. 1/20

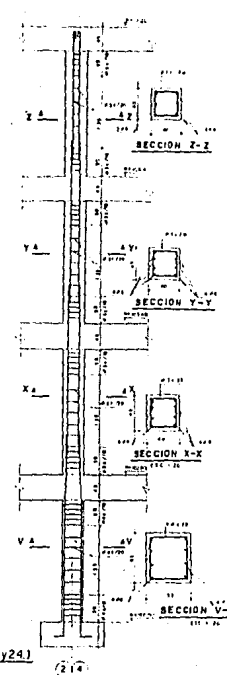


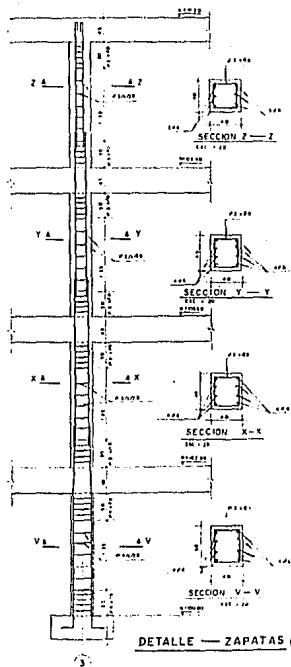
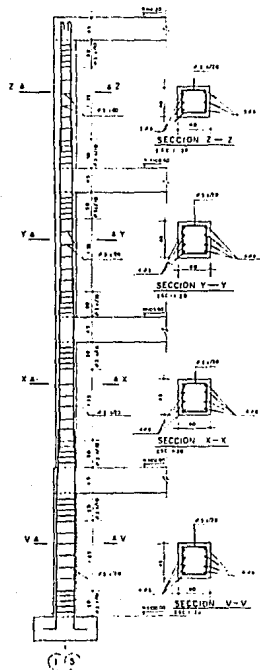
DETALLE — ZAPATAS (Ver planos 20,21,22,23 y 24)



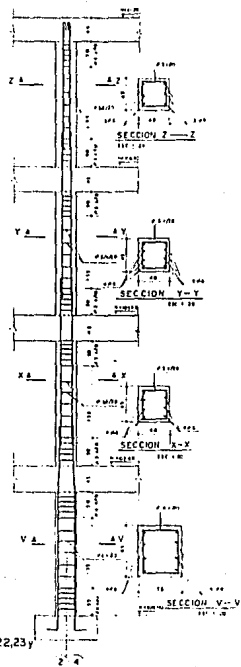


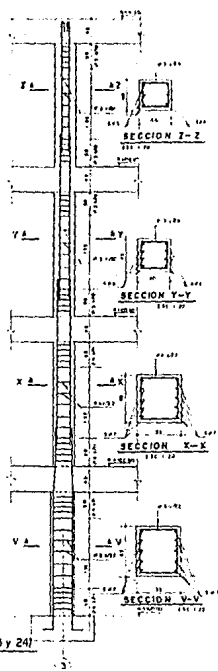
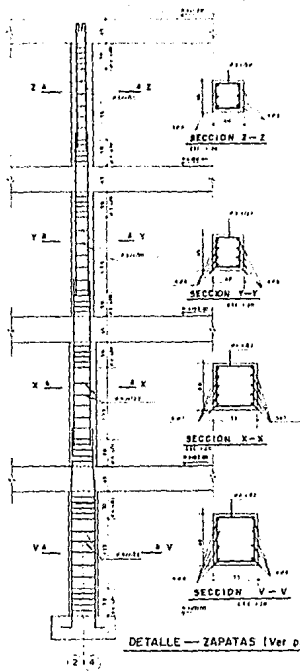
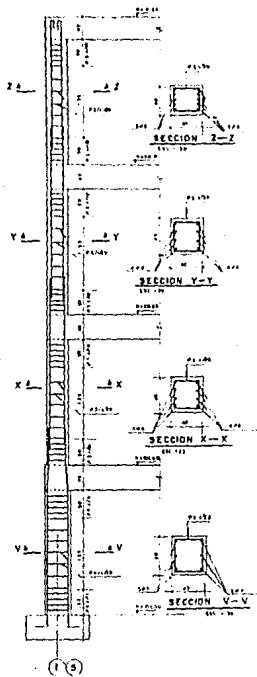
DETALLE — ZAPATAS (Ver planos 20, 21, 22, 23 y 24)

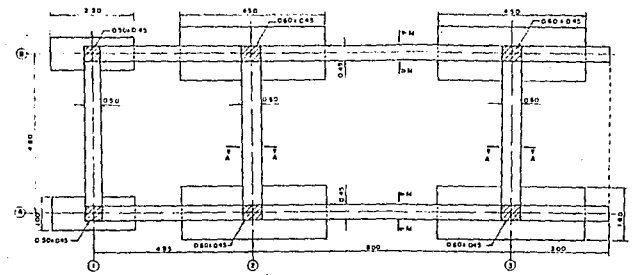




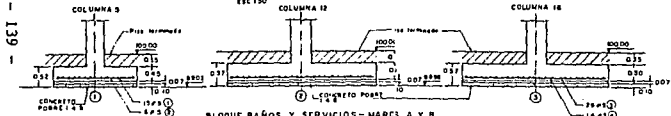
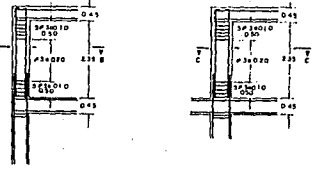
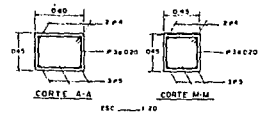
DETALLE — ZAPATAS (ver planos 20,21,22,23 y 24)



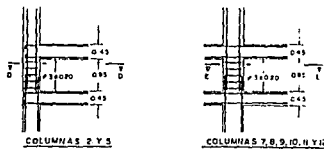
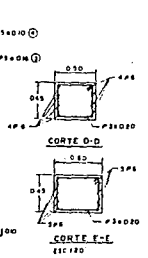
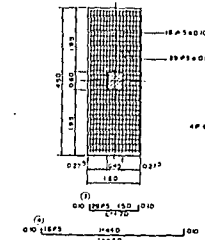
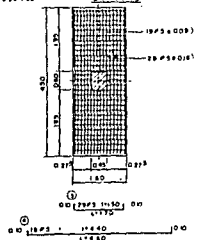
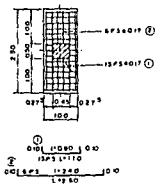




**BLOQUE BAÑOS Y SERVICIOS - MARCS A Y B**  
**ELES. CIMENTOS Y VIGAS DE ALABRE**  
 ESC 1:50

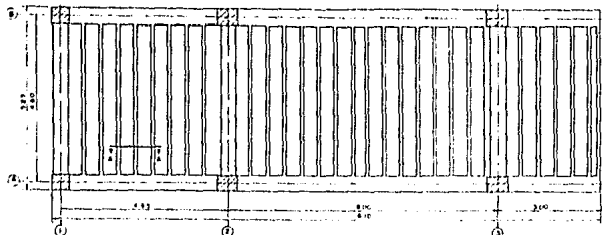


**BLOQUE BAÑOS Y SERVICIOS - MARCS A Y B**  
**ZAPATAS**  
 ESC 1:50

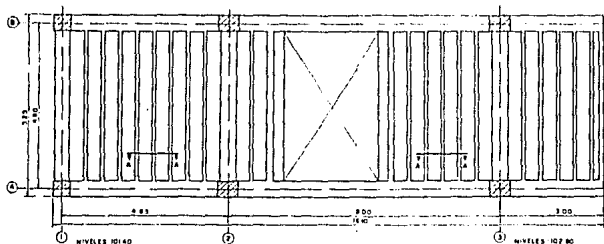
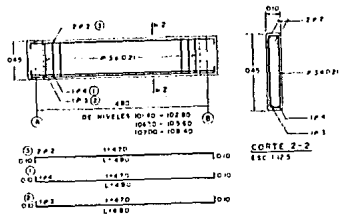
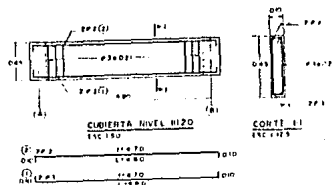


**BLOQUE BAÑOS Y SERVICIOS - MARCOS A Y B**

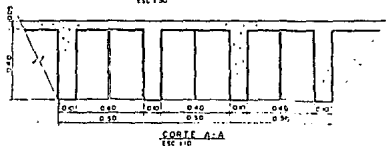
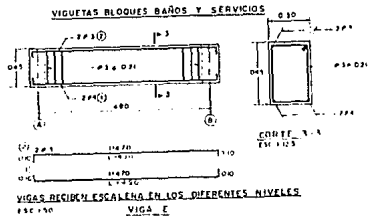
**COLUMNAS**  
 ESC 1:50

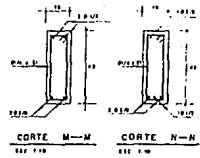
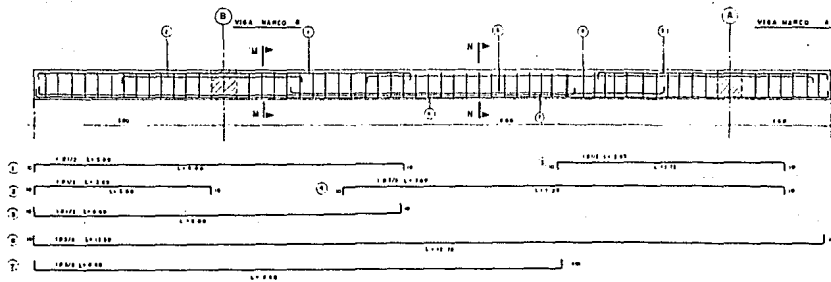


BLOQUE BAÑOS Y SERVICIOS - CUBIERTA NIVEL 1140  
ESC 1:50

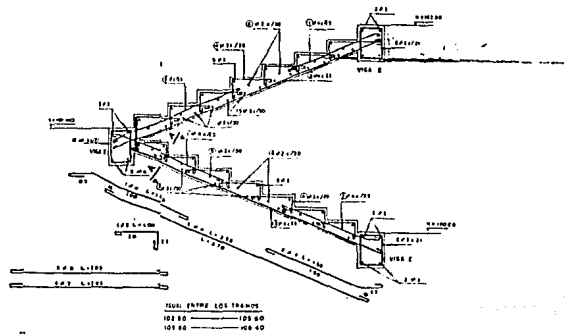
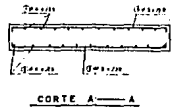
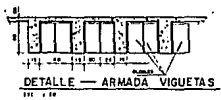


BLOQUE BAÑOS Y SERVICIOS PLANTAS INDICADAS  
ESC 1:50





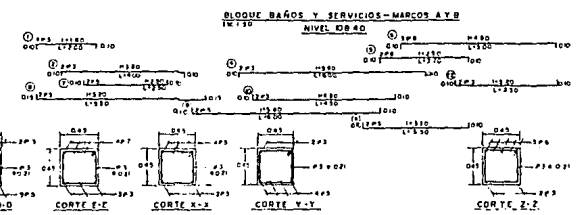
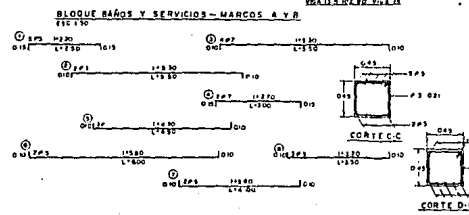
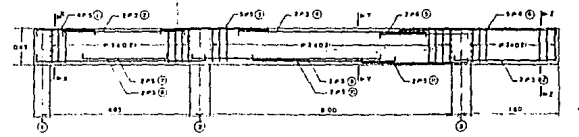
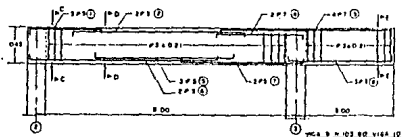
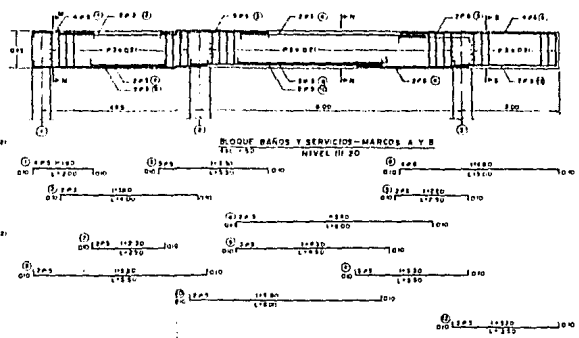
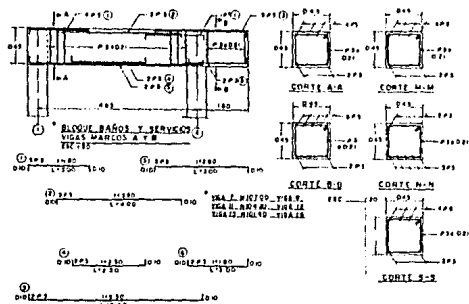
**LOSA NIVEL CUBIERTA — VIGUETA**



**BLOQUE BAÑOS, SERVICIOS ESCALERA**

141





## BIBLIOGRAFIA

- 1 - Diseño de estructuras de concreto conforme al reglamento ACI 318-83 Tomos 1-2-3 (INCYC).
- 2 - Diseño de Estructuras resistentes a sismos (INCYC).
- 3 - Teoría Elemental de Concreto Reforzado "Phil. M. Ferguson".
- 4 - Advance Reinforce Concrete "Clarence W. Dunham".
- 5 - Concreto Diseño Plastico "Ing. Marco Aurelio Torres H."
- 6 - CRSI Handbook 1984.
- 7 - Planning and Desing of Tall Buildings Vol. III ASCE
- 8 - Design of Concrete Structures "Winter Urguhart O'Rourke.
- 9 - Diseño Simplificado de Concreto Reforzado "Harry Parker".