

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERIA

ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS
ALTOS PARA LA CIUDAD DE GUATEMALA

TESIS

PRESENTADA A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA FACULTAD DE
INGENIERIA

POR

GUILLERMO ROBERTO RAFAEL ESCAMILLA CHASSANT

AL CONFERIRLE EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
Biblioteca Central

GUATEMALA, MARZO DE 1996

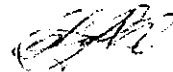
08
T(3713)
C.4

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

**ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS
ALTOS PARA LA CIUDAD DE GUATEMALA**

Tema que me fué aprobado por la Facultad de Ingeniería a través de la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha 20 de julio de 1,995.



Guillermo R.R. Escamilla Chassant

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA



MIEMBROS DE LA JUNTA DIRECTIVA

DECANO	ING. JULIO ISMAEL GONZALEZ PODSZUECK
VOCAL PRIMERO	ING. MIGUEL ANGEL SANCHEZ GUERRA
VOCAL SEGUNDO	ING. JACK DOUGLAS IBARRA SOLORZANO
VOCAL TERCERO	ING. JUAN ADOLFO ECHEVERRIA MENDEZ
VOCAL CUARTO	BR. FERNANDO WALDEMAR DE LEON C.
VOCAL QUINTO	BR. PEDRO IGNACIO ESCALANTE PASTOR
SECRETARIO	ING. FRANCISCO JAVIER GONZALEZ L.

TRIBUNAL QUE PRATICO EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	ING. JULIO ISMAEL GONZALEZ PODSZUECK
EXAMINADOR	ING. MAYNOR FEIZAL ZIMERI CORADO
EXAMINADOR	ING. VICTORINA LIZZETTE ROMERO
EXAMINADOR	ING. EDGAR DE LEON MALDONADO
SECRETARIO	ING. FRANCISCO JAVIER GONZLAEZ L.

Guatemala, 10 de Noviembre 1995.

Sr:

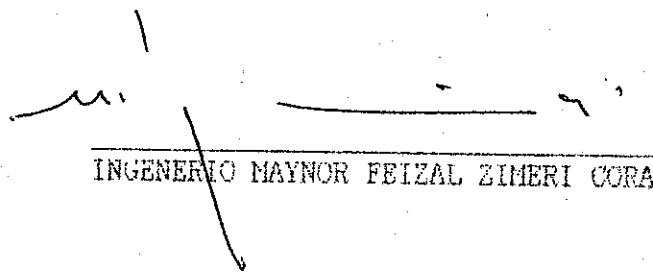
Jefe del Departamento de Estructuras
Ing. RICARDO AUGUSTO IBARRA MENENDEZ
Facultad de Ingenieria
Presente.

Estimado Ing. Ibarra:

Por medio de la presente me permito informarle que he revisado el trabajo de tesis del alumno GUILLERMO R.R. ESCAMILLA CHASSANT titulado: ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS ALTOS, PARA LA CIUDAD DE GUATEMALA; previo a optar el título de Ingeniero Civil, y, habiendo encontrado satisfactorio, me hago co-responsable de dicho trabajo.

Sin otro particular me suscribo como su atento y seguro servidor:

Deferentemente,



INGENIERO MAYNOR FELZAL ZIMERI CORADO



FACULTAD DE INGENIERIA

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

Ciudad Universitaria. zona 12
Guatemala, Centroamérica

Guatemala, Noviembre 23 de 1995.

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

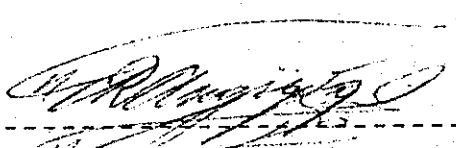
Señor Director:

Por medio de la presente informo a usted, que he revisado el trabajo de tesis titulado ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS ALTOS, PARA LA CIUDAD DE GUATEMALA, elaborado por el estudiante universitario Guillermo Roberto Rafael Escamilla Chasant, y asesorado por el Ing. Maynor Feizal Zimeri Corado.

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

Sin otro particular, me suscribo de usted,

Atentamente,



ING. RICARDO A. IBARRA MENENDEZ.

Jefe Del Departamento De Estructuras.



FACULTAD DE INGENIERIA

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

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Maynor Feizal Zimeri Corado y del Jefe del Departamento de Estructuras Ing. Ricardo A. Ibarra Menéndez, sobre el trabajo de tesis del estudiante Guillermo Roberto Rafael Escamilla Chasant, titulado ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS ALTOS PARA LA CIUDAD DE GUATEMALA, da por este medio su aprobación a dicha tesis.


Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano



Guatemala, abril de 1,996.

JDIS/bbdeb.



FACULTAD DE INGENIERIA

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

Ciudad Universitaria, zona 12
Guatemala, Centroamérica

El Decano de la Facultad de Ingeniería, luego de conocer la autorización por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano, al trabajo de tesis ANALISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS ALTOS PARA LA CIUDAD DE GUATEMALA, del estudiante Guillermo Roberto Rafael Escamilla Chasant, procede a la autorización para la impresión de la misma.

IMPRIMASE:

Ing. Julio Ismael González Podszueck
DECANO



Guatemala, abril de 1,996

/bbdeb.

ACTO QUE DEDICO A:

DIOS TODOPODEROSO

Mis Padres: Alicia Stela Chasant Gómez
La Diosa de mi mundo.

Rafael Escamilla Urrutia

Mis hijos: Iris Magdalena, Jorge Guillermo, Rosa
Patricia y Juan Pablo Rafael.

Mis hermanas: Con cariño.

Mis tíos y tías, y demás familiares.

Mi novia

Mis amigos y compañeros de estudio.

La Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de
Guatemala.

AGRADECIMIENTO

A mi gran amigo, Ing. Maynor Feizal Zimeri Corado por su valiosa asesoría y dedicación, en la realización de este trabajo de tesis.

A los Ingenieros: Julio Ismael González Podszueck
Jorge Mario Morales Gonzales
Jacinto Quán Chú
Cesar Augusto Calvillo Ramírez
Francisco Augusto Campos Quintana
Pedro Antonio Aguilar Polanco
Mario Roberto Avila Valdéz
Ricardo Augusto Ibarra Menéndez
Enrique René González Carrera

Y demás Ingenieros catedráticos, por su valiosa enseñanza.

RECONOCIMIENTO

Al Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos y compañeros que de una u otra forma colaboraron espontáneamente y me brindaron su apoyo

INDICE GENERAL

Glosario, descripción de letras y símbolos, de los cap. I, II, III, y IV.	
Glosario capítulos I, II,	i
Introducción	1
Capítulo I	2
Corte basal	4
Edificio de 5 niveles, vistas planta y elevación	6
Peso del edificio y fuerza de corte basal	8
Fuerza de corte basal distribuida a cada nivel	9
Fuerzas de sismo sobre marcos de cada nivel o pisos	10
Fuerza de piso transmitida a cada marco en el nivel	11
Centro de masa	12
Centro de rigidez	13
Excentricidad	14
Fuerzas que actúan para el momento torsionante	15
Capítulo II	
Momento torsionante del nivel de la estructura	16
Deformación por corte y torsión	17
Fuerza total del sismo sobre cada marco	19
Glosario capítulo III	ii
Capítulo III	
Las vigas y columnas, soportan los sismos	22
Momento flexión pura, columna marco exterior	24
Area tributaria para columna de marco exterior y su carga última resistente por la columna	25
Momento último resistente por la viga	26
Momento flexión pura, columna marco interior	28
Carga última, resistente sobre columna de marco interior	29
Modelo matemático	30
Método Kani sin ladeo, carga viva	32
Método Kani sin ladeo, carga muerta	34
Método Kani con ladeo, sismo	37
Diagrama de la elástica del edificio	40
Diagrama de momentos por sismo	41
Cargas últimas	42

Gráfica de envolventes de momentos para vigas	47
Gráfica de envolventes de momentos para columnas	52
Glosario capítulo IV	iii
Capítulo IV	
Diseño de vigas, sección extremos de vigas	53
Sección centro de vigas	56
Diseño de la viga	57
Sección de columna, marco exterior	60
Diagrama de interacción, columna marco exterior	62
Sección de columna del marco interior	65
Diagrama de interacción, columna marco interior	66
Esquema de columna de marco exterior y su confinamiento	68
Esquema de columna de marco interior y su confinamiento	70
Diseño de losa	71
Esquema de nervio típico o Joist	72
Detalle de losa y nervio rigidizante, tabla	73
Detalle isométrico de la vigueta y block de bovedilla	76
Esquema de losa	77
Diseño de zapata central	78
Corte simple en zapata	81
Chequeo por corte punzonante	82
Chequeo por momento flexionante, al pie de la columna	83
Peralte total de la zapata	84
Esfuerzo de corte último punzonante, resistente	85
Esquema de zapata de columna interior	86
Diseño de viga de amarre	87
Conclusiones	88
Recomendaciones	89
Bibliografías	90

Indice de Gráficas, Figuras y Tablas

Edificio de varios niveles, con sismo aplicado	3
Edificio de 5 niveles, elevación y planta	6
Fuerza de sismo, sobre marcos de cada nivel o piso	10
Centro de masa y centro de rigidez	12
Fuerzas que actúan, para el momento torsionante	15
Fuerza total de sismo sobre cada marco, por medio de su rigidez	19
Area tributaria para el marco exterior en piso - 5	22
Sección de columna, marco exterior, deformaciones y compresiones	24
Area tributaria para columnas del marco exterior	25
Sección de viga	26
Area tributaria, del marco interior y fuerza de corte en columnas	27
Sección de columna, marco interior, deformaciones y compresiones	28
Area tributaria, para columnas del marco interior Modelo matemático	30
Diagrama de momentos, por carga viva	33
Diagrama de momentos, por carga muerta	35
Diagrama de la eslástica del edificio por sismo	40
Diagrama de momentos por sismo	41
Figuras de vigas, para el cálculo de fuerzas cortantes y sus envolventes de vigas	43
Gráfica de envolventes de momentos para vigas	47
Figura de vigas, para el cálculo de fuerzas cortantes y sus envolventes de columnas	48
Gráfica de envolventes de momentos para columnas	52
Sección de vigas en extremos	53
Figura del momento de viga en el rostro de columna	54
Figura del momento, en el centro de viga y su sección	56
Diseño de viga	57
Dirección del momento por sismo, en la sección de columna	59
Sección de columna del marco exterior, deformaciones y compresiones	60
Diagrama de interacción, de la columna del marco exterior	62
Sección de columna del marco interior, deformaciones y compresiones	65
Diagrama de interacción, de la columna del marco interior	66
Diseño de columna, para el marco exterior	68
Diseño de columna para el marco interior	70
Nervio típico o Joist	72

Tabla, con la capacidad de carga en viguetas	73
Detalle de la losa y el nervio rigidizante	75
Detalle isométrico de la vigueta y el block de bovedilla	76
Esquema de la losa	77
Zapata rectangular y su profundidad de acción	78
Espesor de zapata	79
Dirección del momento sobre la zapata rectangular	80
Zapata con área cortada, por corte simple	81
Zapata con área cortada, por corte punzonante	82
Zapata con área cortada, por momento flexionante	83
Zapata con área cortada, chequeo por momento flexionante	84
Diseño de zapata, de columna interior	86
Diseño de viga de amarre, y sus secciones de extremos y de centro de viga o media luz	87

GLOSARIO

V_b	=	Fuerza de Corte Basal
F_t	=	Fuerza Top
F_p	=	Fuerza de piso
W_p	=	Peso de piso ó nivel
h_p	=	Altura de piso
Σ	=	Suma
W	=	Peso
T_{vib}	=	Período de vibración
CM	=	Centro de Masa; Carga Muerta
CV	=	Carga Viva
CR	=	Centro de Rigidez
W_u	=	Carga Ultima
H	=	Altura de Edificio
D_d	=	Distancia base del edificio
T'	=	Período del Sismo
T	=	Período del Edificio
F_i	=	Fuerza de Sismo en c/nivel
W_i	=	Peso de c/nivel
h_i	=	Altura de c/nivel
F_n	=	Fuerza de c/nivel
F_p	=	Fuerza de piso
F_m	=	Fuerza sobre marco
m	=	Marco
$K_{col.}$	=	Rigidez de Columna = K_i
E	=	Módulo elástico del concreto
G	=	Módulo de Rigidez
A	=	Area o Sección de columna
F'_c	=	Esfuerzo Resistente del concreto
I	=	Momento de Inercia de una sección
S_i	=	Fuerza total del Sismo sobre el marco
S'_i	=	Fuerza proporcional a su Rigidez del marco
S''_i	=	Fuerza proporcional a su Torsión del marco
$Exc.$	=	Excentricidad
M_t	=	Momento Torsionante
Δ	=	Deformación
P	=	Sismo de piso
K_m	=	Rigidez de Marco

INTRODUCCION

Con el desarrollo de los pueblos, se vio la necesidad de que en un área reducida existiera todo lo necesario de la vida cotidiana e implementos indispensables. Siendo estos: ropa, calzado, comestibles, repuestos, etc. Dando lugar así a los grandes centros comerciales y edificios de oficinas, consultorías, etc.

Siendo estos edificios construidos bajo especificaciones y normas establecidas por Coguanor de Guatemala y American Concrete Institute A. C. I.

El primer edificio alto en la ciudad de Guatemala, fue el construido por el Ing. Eduardo Goyzueta, localizado en la Avenida de la Reforma 10-00 Zona 9, Condominio - Reforma.

Teniendo 14 niveles y una altura de 36m.

Habiendo oficinas y viviendas con un parqueo al lado sobre la 10a. calle. Este edificio se terminó de construir, hace unos 30 años por lo menos, y resistió perfectamente el terremoto del 4 de Febrero de 1,976, demostrando así la solidez del mismo en su estructura.

En la actualidad el edificio más alto es el que se está construyendo sobre la Calzada Roosevelt, cerca de Carabanchel, Zona 11, de nombre Tikal Futura y con una altura de 77 m.

Siendo 2 edificios iguales con 20 niveles, de los cuales 3 son de comercios y 17 para oficinas.

Los 3 primeros niveles no tienen simetría con el resto del edificio. Los 17 niveles son losas de 24m. x 33m.

La construcción se espera terminar en Julio de 1,996 y el Coordinador del proyecto es el Arq. Moises Sabbag y el Diseño Estructural está bajo la

CAPITULO I

Guatemala es declarada de alto riesgo sísmico, debido a que el país está en una zona de subducción, y que en el atlántico, están las placas tectónicas de la América del Norte y la del caribe, que entran en el departamento de Izabal, empujando 7 cm. por año.

Por el pacífico se tiene a la placa de Cocos que también está empujando, hacia dentro del país en toda la costa sur. Con igual desplazamiento de 7 cm. por año. Por tal motivo se tiene en zona central del país, una fuerza de compresión de 14 cm. por año y que en 20 años serían 280 cm, lo cual puede resultar calamitoso para el país. Ref. Geología Física (CESEM).

Hacia el Este del país, está la placa de America del Sur, que está jalando hacia el Este con igual fuerza de 7 cm. por año. Los terremotos surgen cuando estas placas se acomodan, situación que es de graves consecuencias para edificios muy altos, pues sería botado por un sismo de grado 10 en la escala de Mercalli. Por lo tanto, toda construcción debe de tener en cuenta esta fuerza desastrosa, estima en 1/10 del peso del edificio, para el sismo, ó sea que mientras más pesado sea el edificio mayor será la fuerza.

La República de Guatemala ha sido dividida por medio de zonas después del terremoto del 4 de febrero de 1976.

Costa del Pacífico	= 4.2	} Estudio realizado por la Universidad de Stanford
La zona central	= 4.1	
Izabal y parte del Petén	= 3	
Y resto del Petén	= 2	

Estas zonas van a corresponder a un "Riesgo Sísmico" de la región.

Zona = 0	Con un Riesgo Sísmico de	= 0
Zona = 1	Con un Riesgo Sísmico de	= 0.25
Zona = 2	Con un Riesgo Sísmico de	= 0.5
Zona = 3 y 4	Con un Riesgo Sísmico de	= 1 (Guatemala Ciudad)

Siendo así que la ciudad de Guatemala es donde más temblores pueden haber y por tal motivo fue declarada "no solo de Alto Riesgo Sísmico" y se llama también "Zona de Subducción".

De tal manera que la zona de subducción no es muy apropiada para edificios altos, pues su estructura se estima como si fuese un paralelepipedo en voladizo, y si tiene un sobrepeso en la punta, sería peor ya que se incrementa el momento, y su período de vibración también sería mayor.

Entonces como conclusión, la fuerza del sismo va a ser proporcional a la altura del edificio y también a sus masas de cada losa.

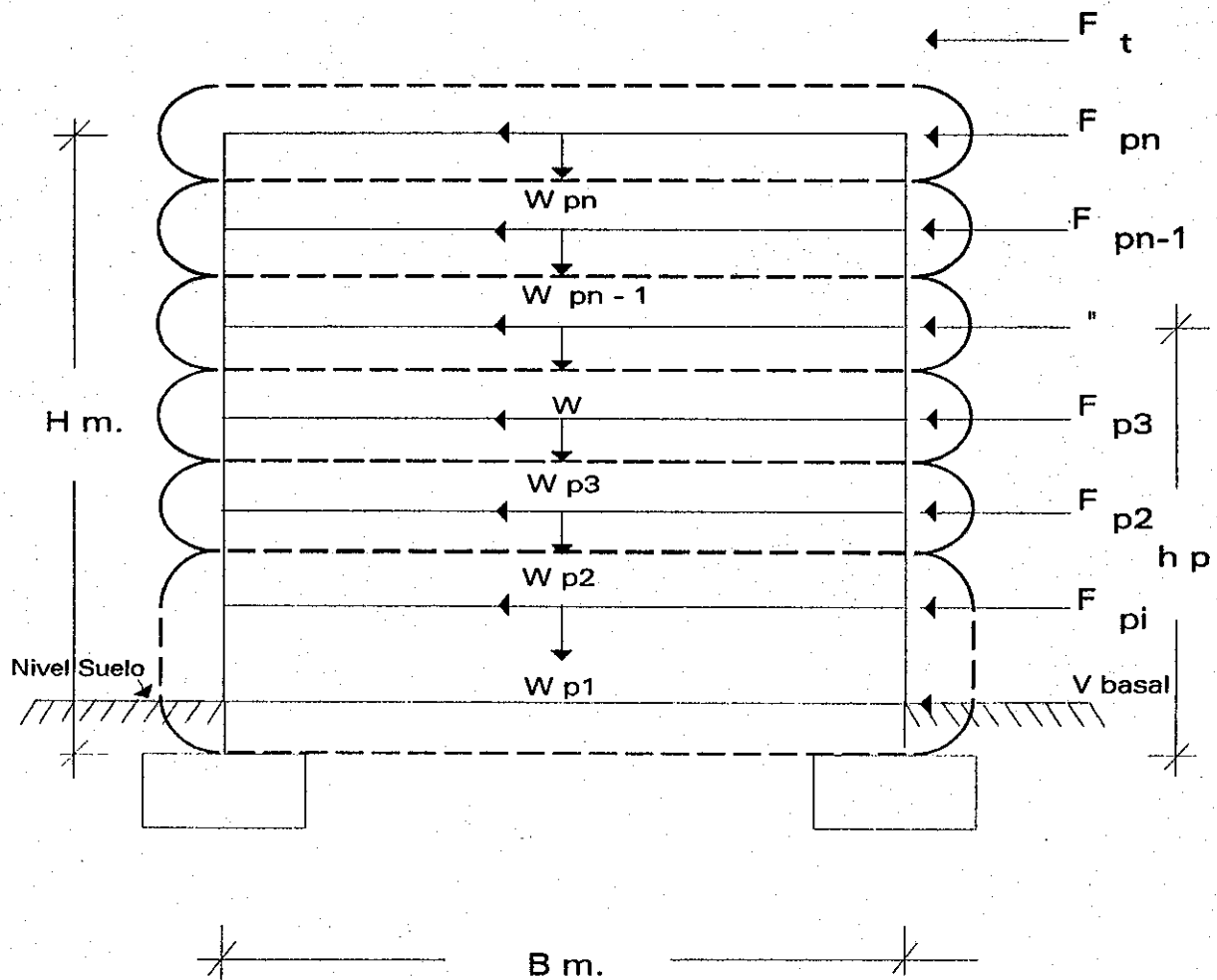
Siendo conveniente la reducción del área de las losas, conforme a su altura.

Un método equivalente estático es el método del "Corte Basal"

$$\text{Fuerza de Corte Basal} = \frac{V}{V} = F_t + F_p$$

La siguiente gráfica muestra un edificio con las fuerzas de sismo y su manera como actúan.

Actuando el peso de la losa más el de sus vigas, conjuntamente con el peso de $\frac{1}{2}$ columna de abajo y de arriba, de manera horizontal.



Edificio de Varios Niveles con Sismo Sin Escala

CORTE BASAL

$$V_{\text{basal}} = F_t + \text{Sumatoria } F_{\text{piso}}$$

$$V_{\text{basal}} = F_t = \text{Sumat. } F_p \quad \text{Esta Ec. por } M_p = W_p \cdot h_p$$

$$(V_b = F_t) (W_p \cdot h_p) = \text{Sumat. } F_p (W_p \cdot h_p)$$

$$F_p = (V_b = F_t) (W_p \cdot h_p) / \text{Sumat. } W_p \cdot h_p$$

W_p = Peso del piso o del nivel.

h_p = Altura del piso o del nivel que se trata.

F_t = Fuerza top o última, que puede actuar en un sobre techo.

F_p = Fuerza que actúa en el piso o del nivel.

$W_p = W_{\text{losa}} + W_{\text{vigas}} + W_{1/2 \text{ col. (abajo + arriba)}}$

Todos los estrepisos van a tener igual peso (si fuese una construcción simétrica).

Al momento de un terremoto, los pesos W , se transforman en fuerza horizontal, lo que provoca un gran momento. = $W_p \cdot h_p$ en todos los niveles.

Por tal motivo, la fuerza del sismo va a ser proporcional a su altura de cada nivel y a la masa de cada losa, aplicada en su centroide.

Fórmula para la fuerza top; Esta va a depender del período de vibración.

Para una $F_{\text{top}} = 0$ se tiene un $T_{\text{vib.}} = 1/4$ seg.

$$F_{\text{top}} = 1/4 (T_{\text{vib.}}) (V_{\text{basal}})$$

Esta fuerza top, puede influir mucho en un edificio que tenga una masa mayor en su parte superior, originando un momento mayor.

$M_{\text{sobre techo}} = F_t \cdot H + W_{\text{sobret.}} \cdot H$; Y también produce un período de vibración mayor.

Se tienen 2 ecuaciones para el período de vibración que corresponde a cada fórmula de corte basal.

a) Método SEAOC
 $V_{\text{basal}} = ZICKS W_{\text{edi.}}$
 $C. S \leq .14 \quad .5 \leq S \leq 1$
 $C = 1 / 15 \sqrt{T_{\text{vib.}}}$

b) Método UBC - 88
 $V_{\text{basal}} = (Z_{ic} / R_w) W_{\text{edi}}$
 $C = 1.25 S / T_{\text{vib.}}^{2/3}$
 $T_{\text{vib.}} = C_t \cdot H^{.75}$

Para el $T_{\text{vib.}}$ medidas en mts.
 $T_{\text{vib.}} x, y = .0906 h / \sqrt{D_{\text{base}}}$ x, y.
 H = Altura del edificio en m.
 D_{base} = distancia en su base.
 Claro está la D_{base} da un mayor período de vibración, con la $<$ base

$C_t = .03$ para marcos de concreto, resistentes al momento.

Las escalas más usadas, en la medición de los Sismos son las de Richter y Mercalli.

Magnitud; Es la fuerza con que sale el Sismo del Epicentro.

Intensidad; Es la fuerza en que se recibe el Sismo en el lugar y a una distancia máxima de 100 Km.

La Falla: Es el rasgamiento de la tierra, acomodándose una placa sobre de otra, provocando el Sismo, como ya se dijo anteriormente son 7 cm. por año de caminamiento.

También se tiene la escala modificada de Mercalli por los señores Wood y Newman, quienes introdujeron los daños causados a los edificios y establecimientos de acuerdo a sus materiales e importancia de uso.

Entonces la Intensidad, va a ser la destrucción que va a causar el Sismo en la zona de dicho lugar.

Guatemala está en una zona de VI grados, por la cantidad de sismos acaecidos en los sismógrafos, esta zona es circular de intensidad. Así la intensidad recibida va a estar comprendida en círculos concéntricos de I a X. Relacionándolo también con la aceleración del suelo, por medio de la gravedad y en décimas de la misma.

Así el sismo más fuerte sería de una gravedad que equivale a poner el edificio en voladizo.

Y hay que tenerlo en cuenta, pues es fundamental que se conserve parado.

Método SEAOC de Corte Basal ; V basal = ZICKSW

Z ; Depende del Riesgo Sísmico, Guatemala City = 1

I ; Depende de las características del edificio y de su importancia
 Edificio de comercios, oficinas, multifamiliar = 1.1 $1 \leq I \leq 1.5$
 Escuela = 1.3

C ; Depende del período de vibración del edificio, dimensiones en m.

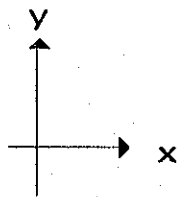
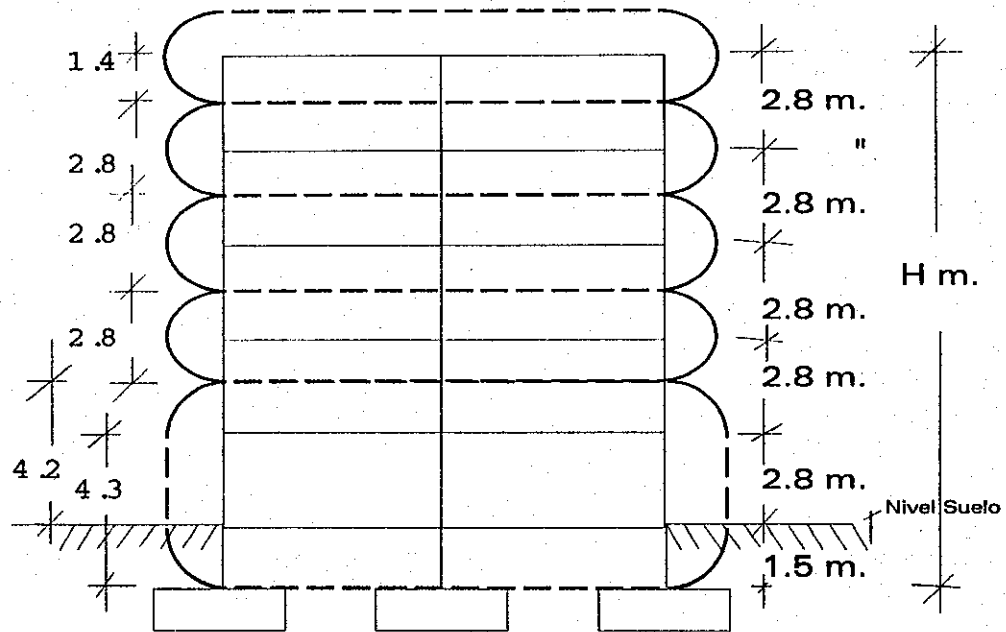
T vib. = $.0906 H / \sqrt{D_{base}}$ $C = 1/15 \times \sqrt{T \text{ vib.}} \leq .12$
 C. S ≤ 0.14

K ; Depende de la Rigidez
 del tipo de Estructura .; Marcos con estructura rígida K = .67

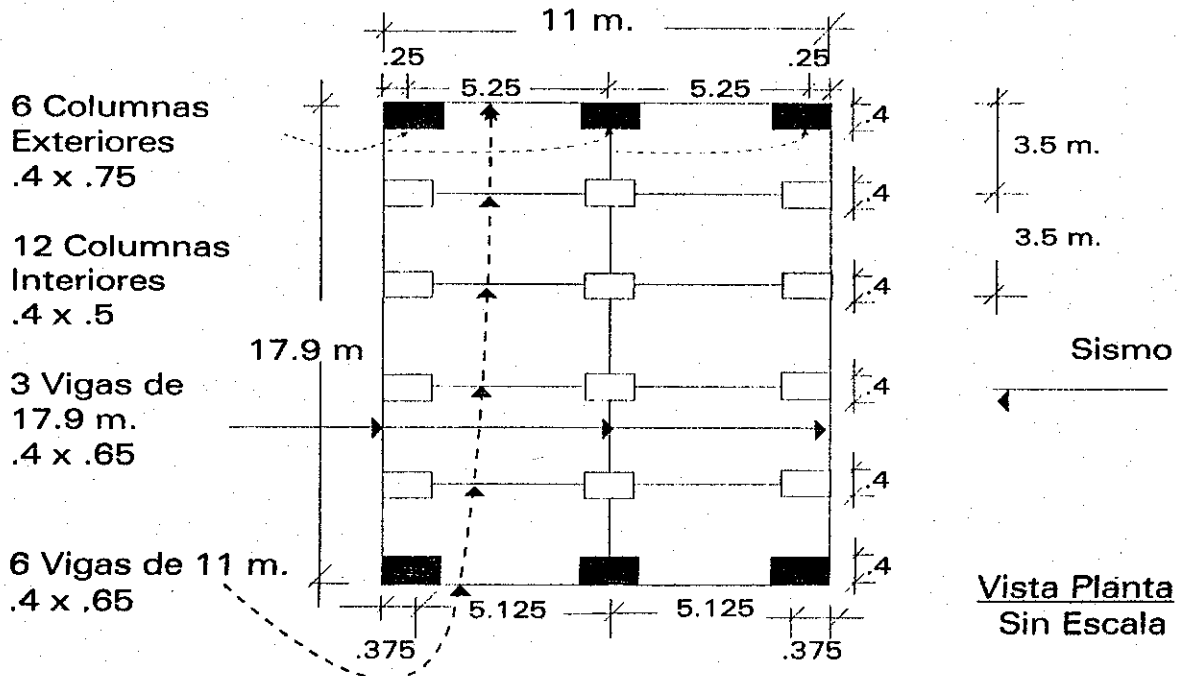
S ; Depende de la Resonancia del suelo.
 $.5 \leq S \leq 1$ El producto, no debe de exceder en C.S. $\leq .14$

W ; Depende del peso propio del Edificio.
 $W = \Sigma CM + 0.25 \Sigma CV$

Edificio de 5 niveles -- Medidas en m.



Vista Elevación



El valor C no debe exceder de .12; tal sería el caso entonces que el T vib. esté malo y hay que rectificar.

$$T \text{ vib.} = .0906 H / \sqrt{D \text{ base.}}$$

Hay que tomar el mayor período de vibración, esto es por medio de su Distancia base menor. $D \text{ base } x = 11 \text{ m.}$

La altura entre cada nivel = 2.8 m.

La V basal es aplicada al nivel del suelo.

Debido al sismo que lo tenemos en el sentido x-x se agrandan las columnas exteriores en el sentido x - x.

Columnas exteriores = 40 cm. x 75 cm.

Columnas interiores = 40 cm. x 50 cm.

Datos para el peso del edificio = W edificio

W p.p. = Peso propio de la: losa = 350 kg./m².

Vigueta y Bovedilla.

Acabados = 100 Kg./ m².

Carga viva = 500 Kg./ m².

W concreto = 2.4 T/ m³.

F'c = 210 Kg./ cm².

Fy = 2810 Kg./ cm².

H = Altura del Edificio = 15.5 m.

D base x = 11 m.

D base y = 17.9 m.

La fuerza sísmica va a afectar hasta en 1/2 columna en cada nivel, y que servirá para sacar el peso de losa.

$$\begin{aligned}
 W \text{ techo} &= A \text{ losa (CM)} + A \text{ viga (\# vigas. Long. x + \# Vigas. Long. y) } W_{\text{con.}} \\
 &+ A \text{ col. int. (} \frac{1}{2} \text{ col. \#col. int. } W_{\text{con.}} \text{)} \\
 &+ A \text{ col. ext. (} \frac{1}{2} \text{ col. \#col. ext. } W_{\text{con.}} \text{)} \\
 &= 11 \times 17.9 (450) + .4 \times .65 (6 \times 11 + 3 \times 17.9) 2,400 + \\
 &+ .4 \times .5 \times 1.4 \times 12 \times 2,400 + \\
 &+ .4 \times .75 \times 1.4 \times 6 \times 2,400 \\
 &= \text{CM} = 177,409 \text{ Kg.}
 \end{aligned}$$

$$W \text{ última} = \text{CM} + .25 \text{ CV} = 177,409 + .25 (11 \times 17.9) 500$$

$$W \text{ " } = 202.02 \text{ Ton.}$$

$$\underline{W \text{ techo} = 202.02 \text{ "}}$$

$$\begin{aligned}
 W \text{ entrepiso} &= A \text{ losa (CM)} + A \text{ viga (\# vigas. Log. x + \# vigas. Long. y) } W_{\text{con.}} \\
 &+ A \text{ col. int. (Col. \#cols. int. } W_{\text{con.}} \text{)} + \\
 &+ A \text{ col. ext. (Col. \#cols. ext. } W_{\text{con.}} \text{)} \\
 &= \text{CM} = 191.52
 \end{aligned}$$

$$W \text{ última} = \text{CM} + .25 \text{ CV} = 191.52 + 24.61 = 216.13$$

$$\underline{W \text{ entrepiso} = 216.13 \text{ Ton.}}$$

Todos los demás entrepisos van a tener el mismo peso por ser una estructura simétrica, son en total = 3

$$\begin{aligned}
 W \text{ piso-1} &= W \text{ losa} + W \text{ vigas} + W \text{ (} \frac{1}{2} \text{ col. + Col. hasta pie zapata) col. int. ext.} \\
 &= A \text{ losa (CM)} + .25 A \text{ losa (CV)} \\
 &= 113,230 \text{ Kg.} + 74,693 \text{ Kg.} + 5,7 (.4 \times 5 \times 12 + .4 \times .75 \times 6) 2,400
 \end{aligned}$$

$$\underline{W \text{ piso-1} = 245.36 \text{ Ton.}}$$

$$W \text{ total} = \text{techo} + W \text{ entrepiso (3)} + W \text{ piso-1} = 1,095.77 \text{ Ton.}$$

$$\underline{W \text{ edificio} = 1,095.77 \text{ Ton.}}$$

$$\begin{aligned}
 \text{La fuerza de Corte basal} &= V \text{ basal} = ZICKSW \text{ edi.} \\
 &= 1 \times 1.3 \times 14 \times .67 \times 1,095.77
 \end{aligned}$$

$$\underline{V \text{ basal} = 133.62 \text{ Ton.}}$$

Nueva fórmula de Corte Basal; UNIFORM BUILDING CODE - 1988

U.B.C.- 88 ; Las medidas en pies.

$$V \text{ basal} = \frac{ZIC}{R_w} \cdot W \text{ edi.}$$

$$\begin{aligned}
 Z &= \text{Factor de zona Sísmica} = .4 \\
 I &= \text{Estructura de uso especial} = 1
 \end{aligned}$$

$$C = \frac{1.25 S}{T \text{ vib.}} \quad C \leq 2.75$$

$$\begin{aligned}
 C &= \text{Depende del suelo y del T vib.} \\
 S &= \text{Coeficiente y factor de suelo } 1.2 \\
 Ct &= \text{Para Marcos de Concreto} = .03
 \end{aligned}$$

$$T \text{ vib.} = Ct H^{3/4}$$

$$T \text{ vib.} = .03 (15.5 \times 2.28') = .43 \text{ seg.}$$

$$C = 1.25 \times 1.2 / .43 = 2.7$$

$$V \text{ basal} = \frac{.4 \times 1 \times 2.7 (1095.77 \text{ Ton.})}{9}$$

$$\begin{aligned}
 R_w &= \text{Sistema Estructural} \\
 &\text{Concreto con Marcos Espaciales} \\
 &\text{Intermedios Resistente Momento} = 9
 \end{aligned}$$

$$B \text{ basal} = 131.5 \text{ Ton.}$$

La fuerza Top, no tiene mayor influencia, en una estructura simétrica.

Ahora bien si la estructura tiene una especie de sombrero si hay un gran cambio, porque se tiene un momento doble = $F_t \cdot H + w \text{ techo} \cdot H$

$$T_{vib. x, y} = .0906 h / \sqrt{D \text{ base } x, y}$$

$$T_{vib. x} = .0906 (15.5) / \sqrt{11} = .42 \text{ seg.}$$

$$T_{vib. y} = .0906 (15.5) / \sqrt{17.9} = .33 \text{ seg.}$$

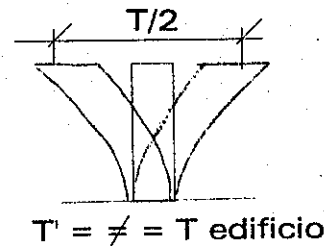
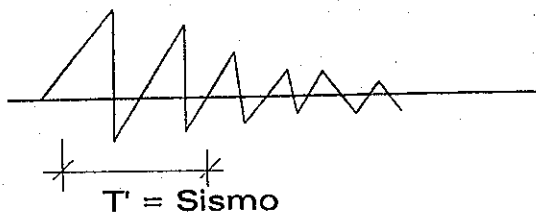
$$F_t x = .25 T_{vib.} V_{\text{basal}} = .25 (.42) (133.62) = 14.02 \text{ Ton. Seg.}$$

$$F_t y = .25 T_{vib.} V_{\text{basal}} = .25 (.33) (133.62) = 11.05 \text{ " "}$$

La fuerza top en x-x es la mayor y se usará ya que está en la dirección del sismo.

Es muy importante que el período del sismo sea desigual al período de vibración del edificio; porque si son iguales entran en "Resonancia" y esto sería el desplome del edificio.

Es conveniente que $T_{\text{terremoto}} > T_{vib. \text{ del edificio}}$.



Fuerza de Corte Basal distribuida a cada nivel.

$$V_{\text{basal}} = F_t + \sum F_i$$

$$V_{\text{basal}} - F_t = \sum F_i$$

$$(V_{\text{basal}} - F_t) W_i \cdot h_i = \sum F_i \cdot W_i \cdot h_i$$

$$F_i = \frac{(V_{\text{basal}} - F_t) W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i}$$

F_i = Fuerza de Sismo en cada nivel

W_i = Peso de cada nivel

h_i = Altura de cada nivel

$$F_{\text{techo}} = \frac{(133.62 - 14.02) 202.02 \times 15.5}{(202.02 \times 15.5) + (216.13 \times 12.7) + (216.13 \times 9.9) + (216.13 \times 7.1) + (245.36 \times 4.3)}$$

$$F_{\text{techo}} = \frac{(119.59) 3131.31}{10.605.42} = F_{\text{nivel 5}} = 35.31 \text{ Ton.}$$

$$F_{\text{nivel 4}} = (119.59) \quad 216.13 \times 12.7 \quad / \text{ constante} \quad = 30.95 \text{ Ton.}$$

$$F_{\text{nivel 3}} = (119.59) \quad 216.13 \times 9.9 \quad / \text{ Const.} \quad = 24.13 \text{ "}$$

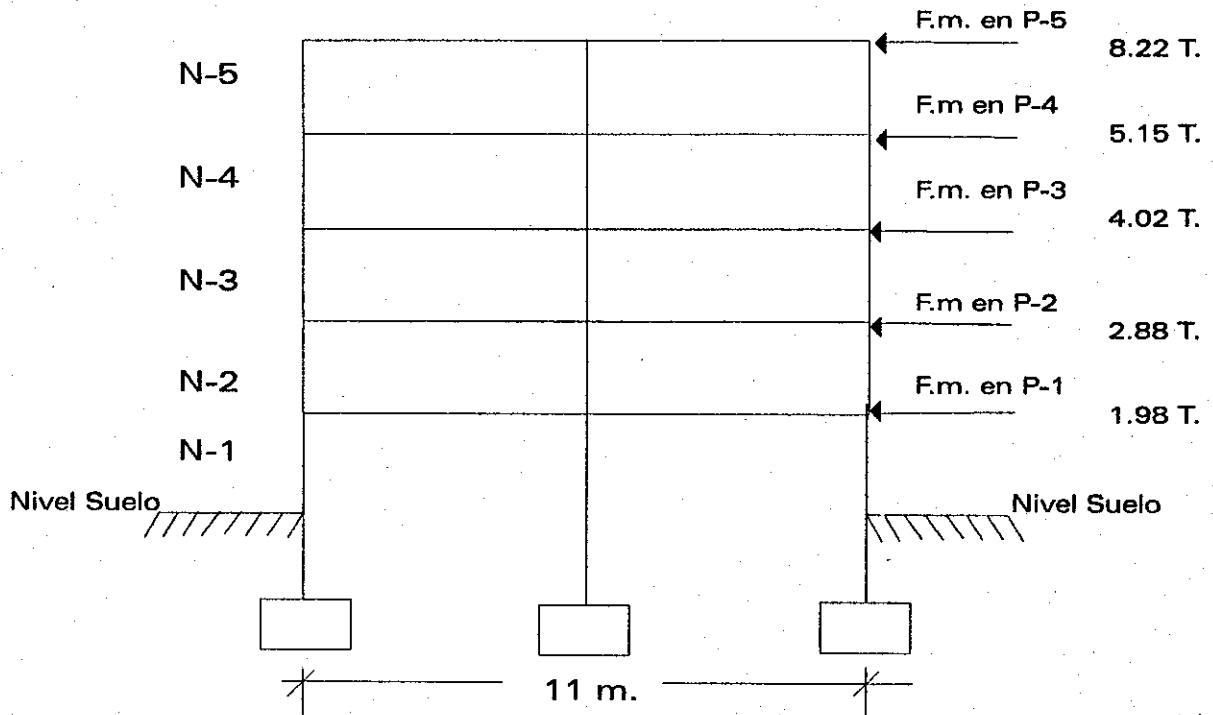
$$F_{\text{nivel 2}} = (119.59) \quad 216.13 \times 7.1 \quad / \text{ " " } \quad = 17.30 =$$

$$F_{\text{nivel 1}} = (119.59) \quad 245.36 \times 4.3 \quad / \text{ " " } \quad = 11.90 \text{ "}$$

$$133.62 \text{ Ton.}$$

La F_{nivel} = a la de $F_{\text{piso } F_p}$

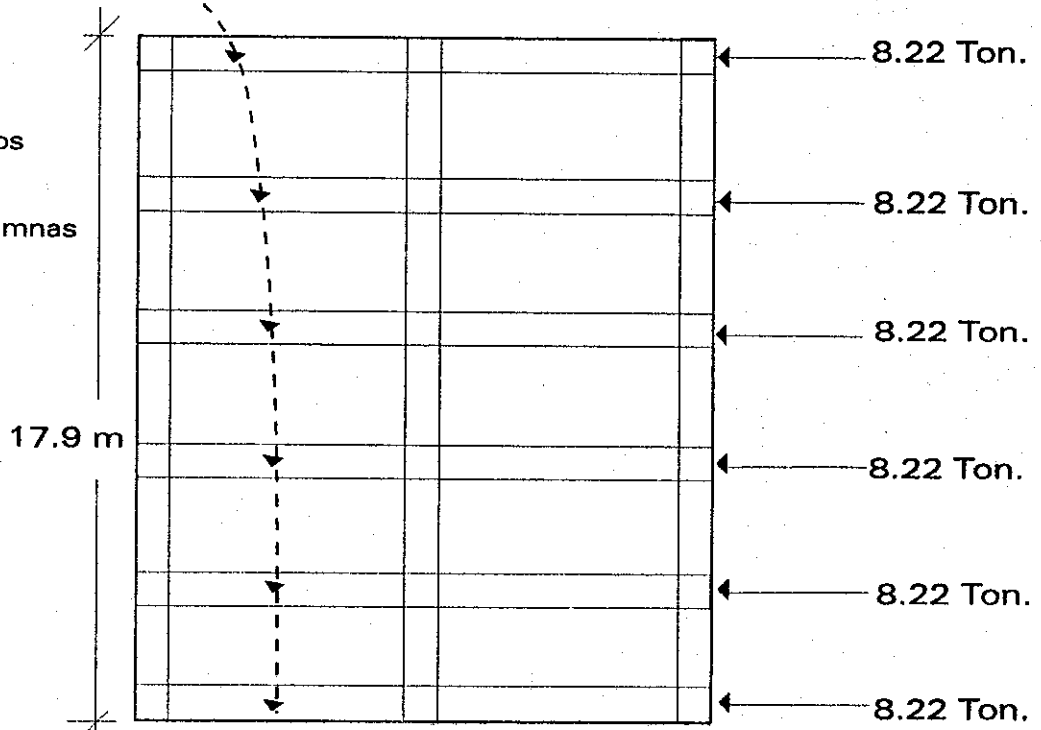
Fuerza de Sismo sobre Marcos de cada Nivel o Piso



Vista Elevación

6 Marcos del Nivel-5

Si fuesen todos iguales.
 Pero hay Columnas desiguales.
 Rigideces desiguales.



Vista Planta N-5

Fuerza de Piso

Transmitida a cada Marco, en el Nivel tratado

Si los marcos espaciados están simétricamente colocados y fuesen de iguales dimensiones se tendrían las fuerzas iguales en cada marco del nivel tratado.

$F. \text{ piso} = f. \text{ marco} \times \# \text{ de marcos del nivel tratado.}$

Tenemos una estructura simétrica = 6 marcos.

F. de marco en piso-5 = (F. piso-5 + F top) / 6 marcos

F. de marco en piso-5 = (35.31 + 14.03) / 6 = 8.22 Ton.

F. de marco en piso-4 = 30.85 / 6 = 5.15 "

F. de marco en piso-3 = 24.13 / 6 = 4.02 "

F. de marco en piso-2 = 17.30 / 6 = 2.88 "

F. de marco en piso-1 = 11.90 / 6 = 1.98 "

Siendo el único caso de que en el último nivel se le suma la fuerza top, ya que no se tiene un sobretecho.

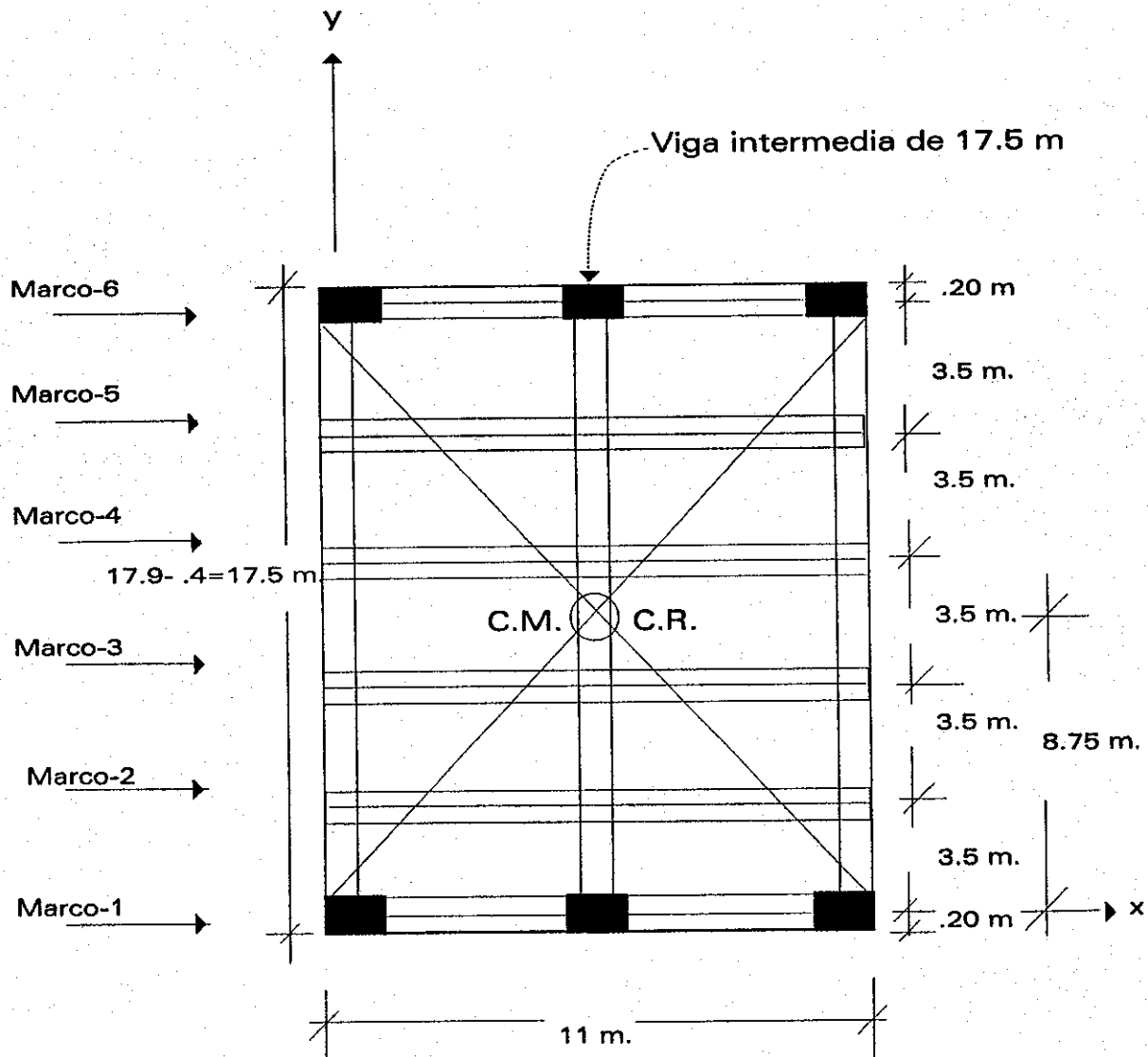
Debido a que los marcos exteriores tienen diferentes columnas se tendrá un marco con diferente rigidez que los marcos interiores que son iguales.

Por lo tanto se tendrá que dividir la fuerza de piso proporcional a las rigideces de los marcos exteriores e interiores.

El centro de Masa y El Centro de Rigidez

Los encontramos en una misma vertical, es perpendicular a la viga intermedia de 17.9 m. de longitud.

Pasando los ejes x-y sobre los marcos exteriores por su punto medio de su ancho.



Vista en Planta del Edificio
Sin Escala

Centro Masa = C. M. = C. G.

El centro de masa lo encontramos, por medio de la intersección de sus diagonales, y es que también es el centro de gravedad del edificio.

$$C.M. = \frac{1}{2} (17.9) = 8.95 \text{ m. en y.}$$

$$C.M. = \frac{1}{2} (11) = 5.5 \text{ m. en x.}$$

Pasando los ejes x-y en los marcos exteriores de largo y ancho para encontrar sus distancias de cada marco al eje x-x.

Según la gráfica anterior se tiene.

$$\text{Módulo de Rigidez} = G = .4E_c$$

$$y \text{ del marco-1} = 0$$

$$y \text{ del marco-2} = 3.5 \text{ m.}$$

$$y \text{ del marco-3} = 7 \text{ m.}$$

$$y \text{ del marco-4} = 10.5 \text{ m.}$$

$$y \text{ del marco-5} = 14 \text{ m.}$$

$$y \text{ del marco-6} = 17.5 \text{ m.}$$

Módulo Elástico del Concreto
Para Vigas y Columnas.

$$E.c. = 15,100 \sqrt{f_c}$$

$$E.c. = 218.82 \text{ Ton./ cm}^2.$$

Inercia Sección Columna Int.

$$I \text{ col.} = \frac{1}{12} (40 \times 50^3)$$

$$I_{int.} = 416,666 \text{ cm}^4.$$

$$I = 417 \times 10^3 \text{ cm}^4.$$

Centro de Rigidez = C.R.

Rigidez de una columna con sismo de piso.

$$K \text{ col.} = \frac{1}{\frac{p h^3}{12 EI} + 1.2 P h / A.G.}$$

Rigidez de una Columna Interior (40 cm. x 50 cm.) : Sin Sismo = P.

$$K \text{ col. int.} = \frac{1}{\frac{h^3}{12 E.I.} + 1.2 h / A.G.} = \frac{1}{\frac{280^3}{12 (218.82)} + \frac{1 \cdot 1.2 \times 280}{40 \times 50 \times 4 \times 218.82}}$$

" 45.52 Ton/ cm. (417x10³)

Rigidez de una columna Exterior (40 cm x 75 cm) : Sin sismo = P.

$$K \text{ col. ext.} = \frac{1}{\frac{280^3}{12 \times 218.82 \times 1,406 \times 10^3} + \frac{1.2 \times 280}{40 \times 75 \times 4 \times 218.82}}$$

" 138.39 ton./ cm

Inercia Sección col. Ext.

$$I \text{ col.} = \frac{1}{12} (40 \times 75^3)$$

$$\text{ext.} = 1,406 \times 10^3 \text{ cm}^4.$$

Todos los marcos en el sentido x-x van a tener 3 columnas, por lo tanto la rigidez por marco hay que multiplicarla por 3.

$$\begin{aligned} K \text{ cols. interiores} &= 45.52 \times 3 = 136.56 \text{ ton./ cm.} \\ K \text{ cols. exteriores} &= 138.39 \times 3 = 415.17 \text{ " " } \end{aligned}$$

Cuadro para encontrar el Centro de Rigidez

# marco	K marco	Y dist. c/ marco al eje x-x	Kmarco. Y al eje x-x
1	504.54	0	0
2	149.64	3.5	523.74
3	149.64	7	1047.48
4	149.64	10.5	1571.22
5	149.64	14	2094.96
6	504.54	17.5	8829.45
	<u>1607.64</u>		<u>14,066.85</u>

$$CR = \frac{\Sigma K_{\text{marco}} \cdot Y \text{ al eje x-x}}{\Sigma K_{\text{marco}}} = \frac{14,066.85}{1607.64} = 8.75 \text{ m.}$$

Por lo visto el CR, coincide con el CM, por ser la estructura simétrica.

La Excentricidad, va a ser = 0

$$\text{Exc.} = C_m - CR$$

$$\text{Exc.} = 8.75 - 8.75 = 0$$

Esto es lo más conveniente para un terremoto porque no se tiene Torsión.

$$\text{Momento de Torsión} = \text{Sismo (Excentricidad)}$$

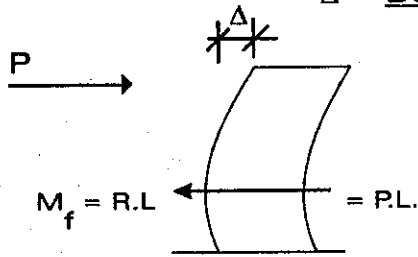
$$\text{Momento de Torsión} = \text{Sismo} (\quad 0 \quad)$$

$$\text{Momento de Torsión} = 0$$

Deformaciones en la Estructura

Momentos Actuantes en las Columnas
 por la fuerza de Sismo = Fuerza P
 Todas las columnas tienen = 2.8 m.
 De altura en todos los niveles.

Δ = Deformación por Corte; Flexión.



Flexión del último Nivel o Techo

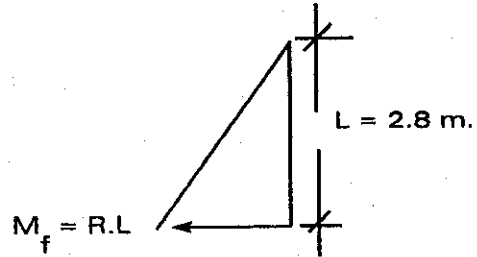
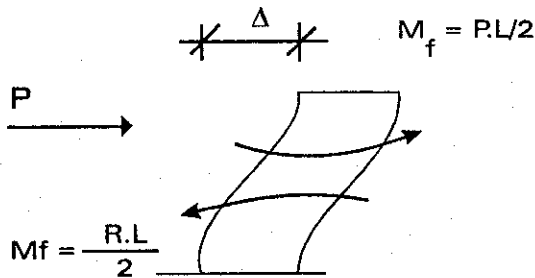


Diagrama de Momento por flexión, como si fuese un voladizo.

Δ = Deformación por Corte; Flexión.



Columna Doblemente Empotrada o Entrepiso

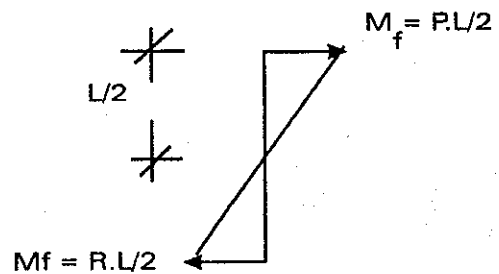
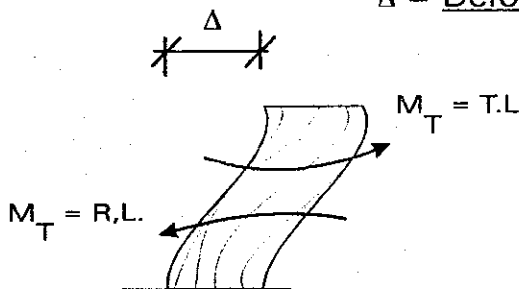


Diagrama de Momento por Flexión de Columna en Entrepiso

Δ = Deformación por Torsión



Momento Torsionante en cualquier Nivel

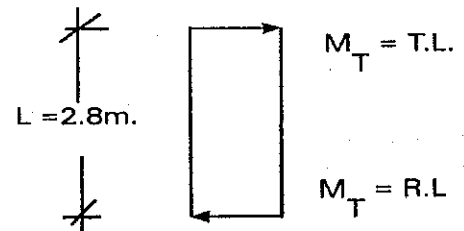


Diagrama de Momento Torsionante

Deformaciones por corte y Torsión

$$\text{Deformación} = \Delta = \Delta \text{ corte} + \Delta \text{ torsión}$$

$$\text{Deformación por Corte} = 1.2 P h / A.G. = \frac{1.2 \times 49.34 \times 280}{40 \times 75 \times .4 \times 218.82}$$

$$\text{Columna Exterior} = .063 \text{ cm.}$$

$$\text{Deformación por Corte para 6 Columnas Exteriores.}$$

$$= .063/6 = .0105 \text{ cm.} = .105 \text{ mm.}$$

$$\text{Deformación por Corte} = \frac{1.2 \times 49.34 \times 280}{40 \times 50 \times .4 \times 218.82} =$$

$$\text{Columna Interior} = .0947 \text{ cm.}$$

$$\text{Deformación por Corte para 12 Columnas Interiores.}$$

$$= .0947 / 12 = .00789 \text{ cm} = \frac{.0789 \text{ mm.}}{.1839 \text{ mm.}}$$

$$\text{Deformación por Corte en promedio} = .09195 \text{ mm.}$$

para el último nivel-5, o nivel del suelo.

$$\text{Deformación por Torsión} = P h^3 / 12 E.I. = 0$$

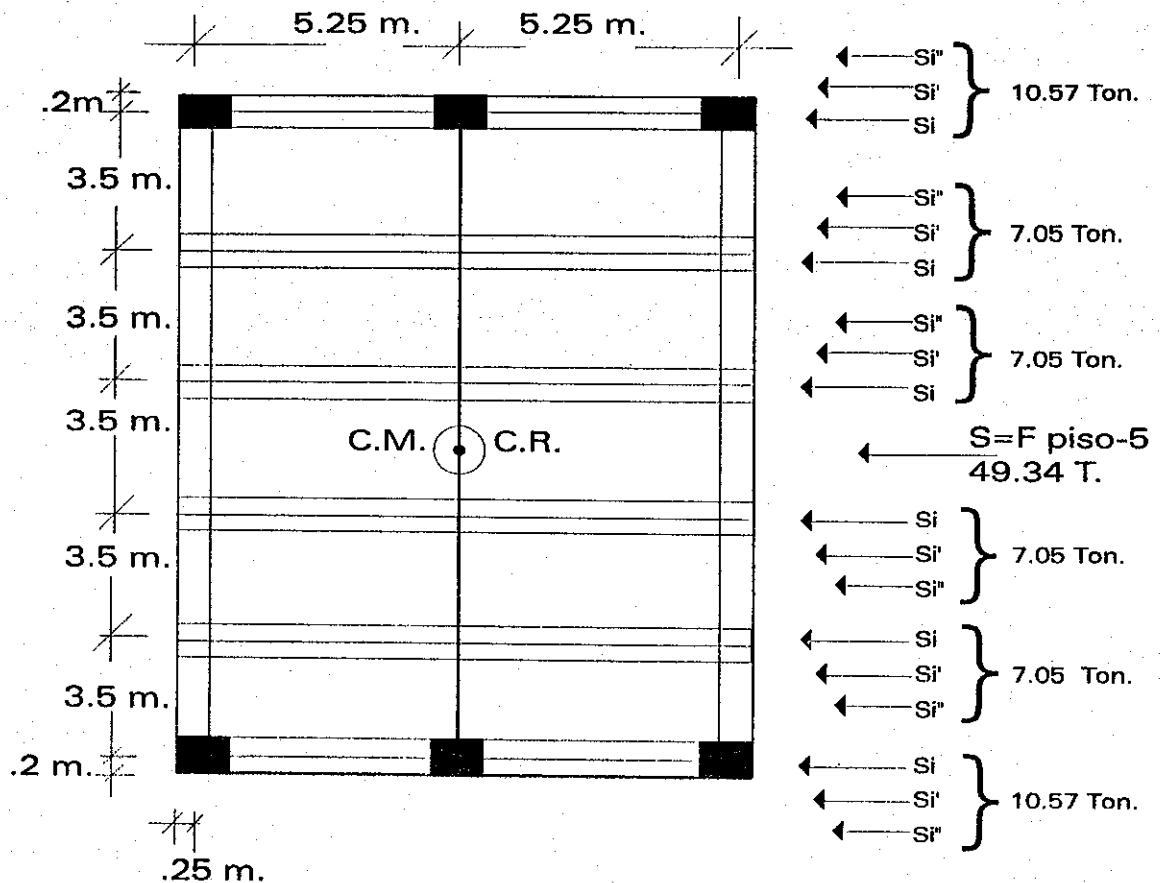
Como se sabe no hay torsión porque no hay excentricidad ($e = 0$)

$$\text{La deformación total} = \text{Def. Corte} + \text{Def. Torsión}$$

$$" \quad " \quad = .09195 \quad + \quad 0$$

$$" \quad " \quad = .09195 \text{ mm.}$$

**Fuerza total del Sismo sobre cada Marco
Por medio de su Rigidez Relativa**



**Vista en Planta el Nivel-5
Sin Escala**

Fuerza total del Sismo sobre cada Marco

En cada nivel se tienen 6 marcos; 2 Marcos exteriores y 4 marcos interiores, cada marco tiene 3 columnas iguales.

Sección de columna exterior = 40 cm. x 75 cm.

Sección de columna interior = 40 cm. x 50 cm.

Rigidez Absoluta = 4 E.I. / L ; Constante = 4 E. / l

Tomando inercias relativas.

I viga = 1

I col.ext. = ?

$$\frac{I \text{ viga} = 1}{1/12 (40) (65)^3} = \frac{I \text{ col.ext.}}{1/12 (40) (75)^3}$$

$$I \text{ col. ext.} = \frac{75^3}{65^3}$$

$$I \text{ col. ext.} = 1.5$$

$$I \text{ col.int.} = \frac{50^3}{65^3} = .45$$

Las Rigideces van a ser = I / L

$$K \text{ viga} = 1 / 5.25 = .19$$

$$K \text{ col.ext.} = 1.5 / 2.8 = .54$$

$$K \text{ col.int.} = .45 / 2.8 = .16$$

Cada Marco tiene 3 columnas y 2 vigas iguales.

Tomando solo columnas debido a que todas las vigas son iguales.

$$K \text{ col. exts.} = .54 \times \# \text{ cols.} = .54 \times 6 = 3.24 = 3 ; = 1.5$$

$$K \text{ col. ints} = .16 \times \# \text{ cols.} = .16 \times 12 = 1.92 = 2 ; = 1$$

$$K \text{ marco ext.} = 1.5$$

$$K \text{ marco int.} = 1$$

Aplicando fórmula para el Si'

$$Si' = \frac{K \text{ col.}}{\Sigma K \text{ cols.}} \cdot S$$

Solo para Columnas: Desplazamiento.

$$Si' \text{ marco ext.} = K \text{ marco ext.} / \Sigma (K \text{ m. exts} + K \text{ m. ints.}) \times S$$

$$Si' \text{ marco ext.} = 1.5 / (1.5 \times 2 + 1 \times 4) = 1.5 / (3 + 4) \times 49.34$$

$$= 1.5 / 7 \times 49.34$$

$$Si' \text{ marco ext.} = 10.57 \text{ Ton.}$$

$$Si' \text{ marco int.} = 1 / 7 \times 49.34$$

$$Si' \text{ marco int.} = 7.05 \text{ Ton.}$$

$$Si = Si' + Si''$$

$$Si = Si' + 0$$

$$Si \text{ marco ext.} = 10.57 \text{ Ton.}$$

$$Si \text{ marco int.} = 7.05 \text{ Ton.}$$

Fuerza de Corte Basal distribuido a cada nivel
si fuesen todos los marcos iguales.

Fuerza en el nivel ó piso-5	= 49.34 Ton.
Fuerza en el nivel ó piso-4	= 30.85 "
Fuerza en el nivel ó piso-3	= 24.13 "
Fuerza en el nivel ó piso-2	= 17.30 "
Fuerza en el nivel ó piso-1	= 11.90 "

Para el M ext. se hizo la	I Viga = 1	K = I/L	K v. = .19
	I Col. ext. = 1.5		K c. ext. = .54
			K c. ext. 1er. nivel = .35

Para el Marco int. se hizo	I viga = 1	K = I/L	K v. = .19
	I col. int. = .45		K c. int. = .16
			K c. int. 1er. nivel = .10

La suma de rigideces para el marco de un nivel:

Marco ext. = .54x3 + .19x2 = 2.00	Estimación aproximada
1er. nivel = .35x3 + .19x2 = 1.43	K marco ext. = 1.5
Marco int. = .16x3 + .19x2 = .86	K marco int. = 1
1er. nivel = .1x3 + .19x2 = .68	

Cualquier nivel tiene (2) marcos exteriores y (4) marcos interiores.
Si de marco exterior = $K \text{ m. ext.} / K \text{ m. ext.} (2) + K \text{ m. int.} (4) \times \text{Fza. nivel}$

Fuerza Si sobre cada nivel o piso del marco exterior.

Si m. ext. p-5 = 1.5 / 1.5x2 + 1x4	. (49.34) = 10.57 Ton.
Si m. ext. p-4 = 1.5 / 3 + 4	. (30.85) = 6.61 "
Si m. ext. p-3 = 1.5 / 7	. (24.13) = 5.17 "
Si m. ext p-2 = 1.5 / 7	. (17.30) = 3.71 "
Si m. ext. p-1 = 1.5 / 7	. (11.90) = 2.55 "

Fuerza Si sobre cada nivel o piso del marco interior.

Si m. int. p-5 = 1 / 7	. (49.34) = 7.05 Ton.
Si m. int. p-4 = 1 / 7	. (30.85) = 4.41 "
Si m. int. p-3 = 1 / 7	. (24.13) = 3.45 "
Si m. int. p-2 = 1 / 7	. (17.30) = 2.47 "
Si m. int. p-1 = 1 / 7	. (11.90) = 1.70 "

Glosario Capitulo III

C.U.	=	Carga última
A_t	=	Area tributaria
$M_{c,v}$	=	Momento centro viga
$M_{ext.v}$	=	Momento extremos viga
T	=	Tensión
V	=	Fuerza de corte
$M_{act.c.c}$	=	Momento actuante centro de columna
$M_{f.p}$	=	Momento de flexión pura en columna
a_b	=	Altura de compresión en la viga
c_b	=	Altura de compresión en la deformación de la viga
A_s	=	Area de compresión en el acero
T	=	Fuerza de compresión en el acero
P_u	=	Carga última Resistente en la columna
M_u	=	Momento último
i_k	=	Extremos de viga
v	=	Factor de ladeo
u	=	Factor de giro
MF	=	Momento fijo
M.F.	=	Momento final
M.S.	=	Momento de sujeción
Q_n	=	Fuerza cortante en el piso n
M_p	=	Momento de piso
M'	=	Momento actuante
M''	=	Momento de desplazamiento
Σ	=	Sumatoria

CAPITULO III

Las vigas y columnas soportan los sismos

Siendo entonces que los marcos son el sostén del edificio y dado el caso que el sismo lo tenemos del lado ancho, hay que reforzar las columnas exteriores en el sentido paralelo al sismo.

Dimensiones:

Todas las vigas son 40cm. x 65 cm.

Columnas de marcos interiores de 40 cm. x 50 cm.

Columnas de marcos exteriores de 40 cm. x 75 cm.

Analizando el sismo para el último nivel, que es donde es más fuerte el sismo de piso por sumarse la fuerza top.

$$F. \text{ piso-5} + F. \text{ Top} = 35.31 + 14.03 = 49.34 \text{ Ton.}$$

El si del marco ext., de acuerdo a sus rigideces = 10.57 Ton.

Carga Ultima para viga B.C. superficial = 1.4 C.M. + 1.7 C.V.

$$= 1.4 \times 450 + 1.7 \times 500 = 1.5 \text{ T/m}^2.$$

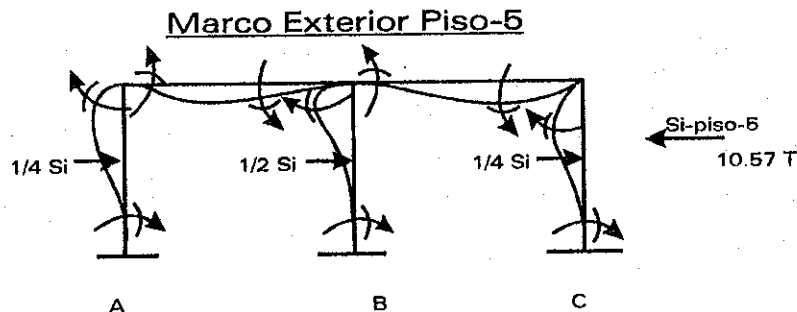
C.U. para viga B.C. Com A. Tributaria = $1.5 \times 6.125 = 9.1875 \text{ Ton.}$

$$\text{C.U. viga B.C. con At. y Sismo} = .75 (1.4\text{CM} + 1.7\text{C.V.} + 1.87 \text{ Si})$$

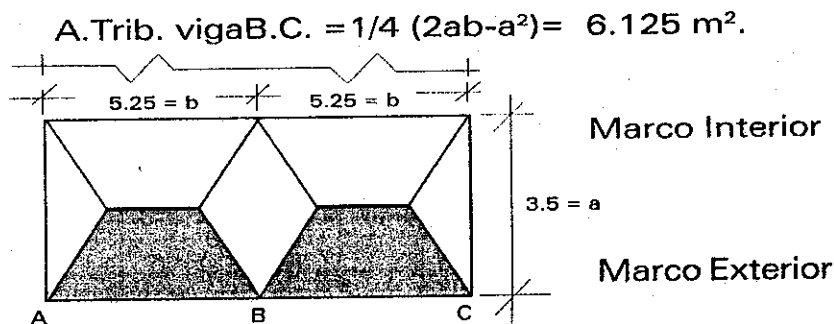
$$= .75 (9.1875 + 1.87 \times 10.57)$$

$$= 21.71 \text{ Ton}$$

$$\text{C.U. Lineal viga B.C.} = 21.71 / 5.25 = 4.14 \text{ T/m.}$$



Marco de piso-5 con su elástica y dirección de sus momentos y fuerzas de oposición al sismo, en el punto medio de la altura de las columnas.



Cálculo del Momento Resistente Ultimo con el As.viga

$$\begin{aligned} \text{Momentos Fijos para vigas} &= \text{M. centro viga} = 1/9 W \cdot L^2 \\ \text{M. Actuante} &= \text{M. c.v.} = 1/9 \times 4.14 \times 5.25^2 \\ &= \text{M. c.v.} = 12.68 \text{ T.m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{M. Actuante Extremos de Viga} &= -1/12 W \cdot L^2 \\ \text{M. e.v.} &= -1/12 \times 4.14 \times 5.25^2 \\ \text{M. e.v.} &= -9.51 \text{ T.m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento último Resistente por la viga} &= \phi T (d - T / 1.7 F'c \cdot b) \\ \text{M. Ultimo para la viga} &= .9 (2810 \times 20) \left(\frac{62 - 2810 \times 20}{1.7 \times 210 \times 40} \right) \\ &= 29.75 \text{ T.m.} \end{aligned}$$

29.75 T.m. es el momento último resistente para todas las vigas.

Comprobación del acero de refuerzo tomado en la viga.

$$\begin{aligned} \text{As. mínimo para la viga} &= 14.1 / F_y \cdot b \cdot d. \\ &= 14.1 / 2810 \times 40 \times 62 = 12.44 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As. máximo para la viga} &= 1/2 \rho_b \cdot b \cdot d. \\ &= 1/2 (.85^2 \times F'c / F_y) (.003 / .005) \cdot b \cdot d. \\ &= .5 \times .85^2 \times 210 / 2810 \times .003 / .005 \times 40 \times 62 \\ &= 40.17 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Tomamos $4 \# 8 = 4 \times 5.07 = 20.28 \text{ cm}^2$, que es mayor que el mínimo = 12.44 cm^2 . y menor que el máximo = 40.17 cm^2 .

Los momentos actuantes en los puntos medios de las columnas son:

M. Actuante centro de columna A marco ext.	=	$10.57/4 \times 1.4$	=	3.7 T.m.
" " " "	=		=	3.7 T.m.
" " " C "	=		=	3.7 T.m.
" " " B "	=	$10.57/2 \times 1.4$	=	7.4 T.m.
" " " "	=		=	7.4 T.m.

La sección de las columnas en marco exterior son de 40 cm. x 75 cm.

Momento resistente para cada columna del marco exterior, va a ser por medio del momento de flexión pura.

$$M. \text{ flexión pura col. m. ext.} = \emptyset T' (d - T' / 1.7 F_c . b)$$

$$T' = \text{Compresión del acero} = F_c A_s = 2810 \times 4 \times 5.07 = 56,986.8 \text{ Kg.}$$

<u>M. flex.p.col m. ext.</u>	=	$.9 \times 56,986.8 (72 - 56,986.8 / 1.7 \times 210 \times 40)$
" "	=	3,488,070. Kg.cm
" "	=	34.88 T.m.

El refuerzo de las columnas está dentro de ciertos límites que son 1% mínimo y un máximo de 6% para Guatemala por ser zona sísmica de alto riesgo; % de su sección = B.H.

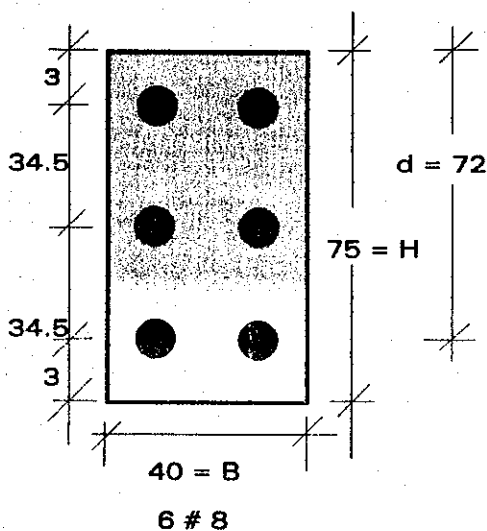
$$A_s \text{ mínimo} = 1\% \times 40 \times 75 = 30 \text{ cms}^2.$$

$$A_s \text{ máximo} = 6\% \times 40 \times 75 = 180 \text{ cm}^2.$$

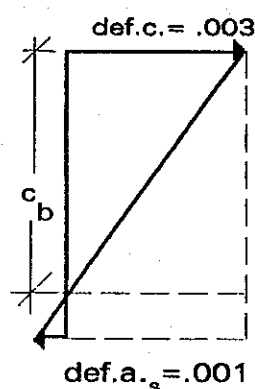
Tomamos 6 # 8 = 6 x 5.07 = 30.42 cm². estando dentro del mínimo y máximo. Se pone refuerzo intermedio al pasar de . 5 = B/H

$$A_s = \text{Area de acero a compresión} = 4 \# 8 = 20.28 \text{ cm}^2.$$

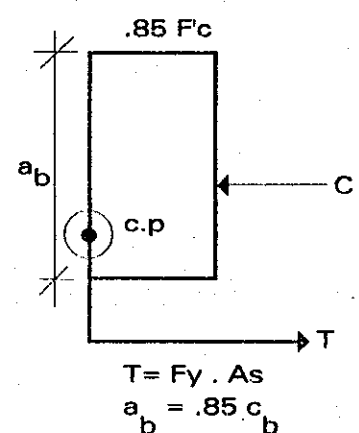
Sección de Columna
Marco Exterior



Triángulos de
Deformaciones



Paralelepipedo
de fuerzas de
Compresión y T



Cálculo de la altura de compresión, por medio de los triángulos de deformaciones. (c_b)

$$c_b / .003 = d / .003 + .0013$$

Altura de compresión = $c_b = 50.23 \text{ cm.}$

Altura de compresión del paralelepípedo = $a_b = .85 c_b$

$$a_b = .85 \times 50.23 = 42.7 \text{ cm.}$$

$$t/2 = 75/2 = 37.5 \text{ cm.}$$

La altura de compresión de la columna = $42.7 > t/2 = 37.5$

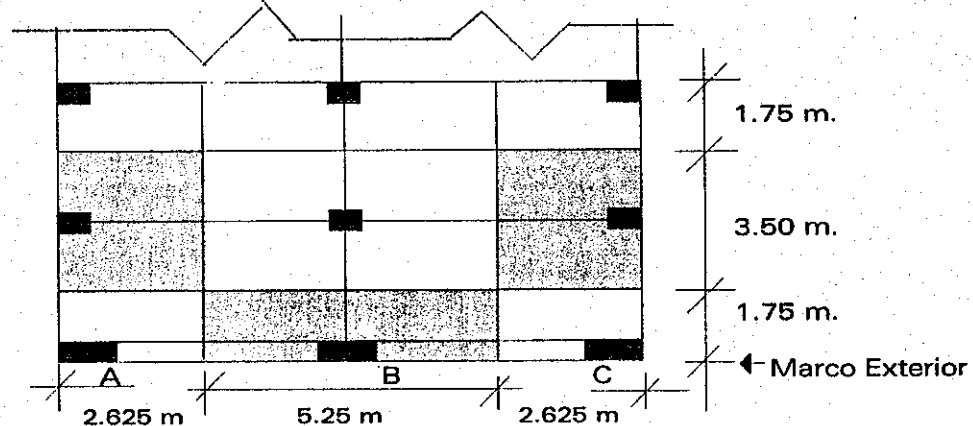
El acero de compresión va a incluir 4 varillas # 8 = $4 \times 5.07 = A'_s$

La compresión en el acero = $T = F_y \cdot A'_s = 2810 \times 20.28$

$$= 56,986.8 \text{ Kg.}$$

Compresión resistente por el acero = 56.98 Ton.

Para la carga actuante en la columna hay que encontrar el área tributaria por la losa sobre la columna.



$$\begin{aligned} W_{\text{Losa}} &= \text{Area Losa. C.M.} + \text{Area viga (6 vigas de 11m. + 3 vigas x 17.9)} \\ &\quad \times W_{\text{concreto}} + .25 \text{ C.V. Area de losa.} \\ &= 11 \times 17.9 \times 450 + .4 \times .65 (6 \times 11 + 3 \times 17.9) + .25 \times 500 \times 11 \times 17.9 \\ &= 163,297.8 + 24,612.5 = 187,910.3 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

$$W_{\text{Losa Superficial}} = W_{\text{Losa}} / A_{\text{losa}} = 954.34 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\text{Area tributaria para la columna C m.ext.} = 1.75 \times 2.625 = 4.59 \text{ m}^2.$$

$$\text{Area tributaria para la columna B m. ext.} = 1.75 \times 5.25 = 9.19 \text{ m}^2.$$

Carga actuante sobre la columna C = $W_{\text{Losa Sup. Atrib.}} = P$

$$P = 954.34 \times 4.59 = 4,380.4 \text{ Kg} = 4.38 \text{ T.}$$

Carga actuante sobre la columna B = $954.34 \times 9.19 = 8.77 \text{ T.}$

Carga última resistente por la columna = $P_u = \phi (P_s + P_c)$

$$P_u = \phi (T + .85 F_c B.H.) = 433 \text{ Ton.}$$

Carga última lineal sobre viga B.C. del m. int. = $W = a C.U._{B.C.}$ de página 27

$$W = 23.67 / 5.25 = 4.51 \text{ Ton. / m.}$$

Los momentos fijos para vigas = MF
 MF para centro de viga = $1/9 W L^2$
 " " = $1/9 \times 4.51 \times 5.25^2 = 13.81 \text{ T.m.}$

MF para extremo de viga = $- 1/12 W L^2$
 " " = $- 1/12 \times 4.51 \times 5.25^2 = -10.36 \text{ T.m.}$

Momento último resistente por la viga B.C. con As viga

" " = $\emptyset T (d-T / 1.7 F_c b)$
 " " = $.9 \times 2810 \times 20 (62 - 2810 \times 20 / 1.7 \times 210 \times 40)$
 " " = $2,936,898.6 \text{ Kg. cm.}$
 " " = 29.36 T.m.

Este es el momento que resisten todas las vigas por ser iguales.

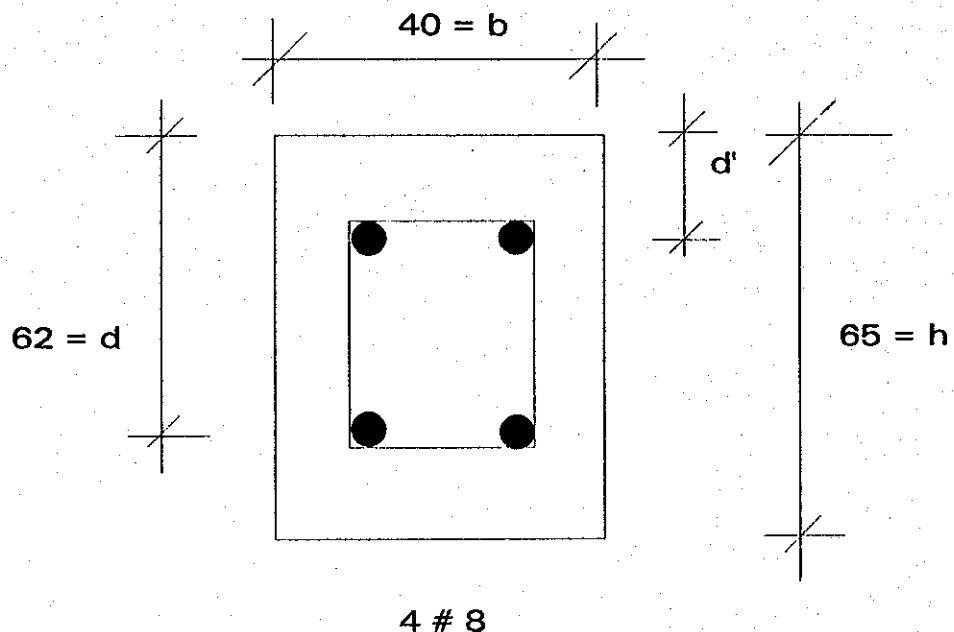
Para una seguridad óptima se puede calcular el momento resistente en su armadura con una diferencia de peraltes = $d-d'$

$$d-d' = 59 \text{ cm.}$$

Mom. ult. resist. por la viga = $\emptyset T (59 - T / 1.7 F_c b)$
 " " = 27.85 T.m.

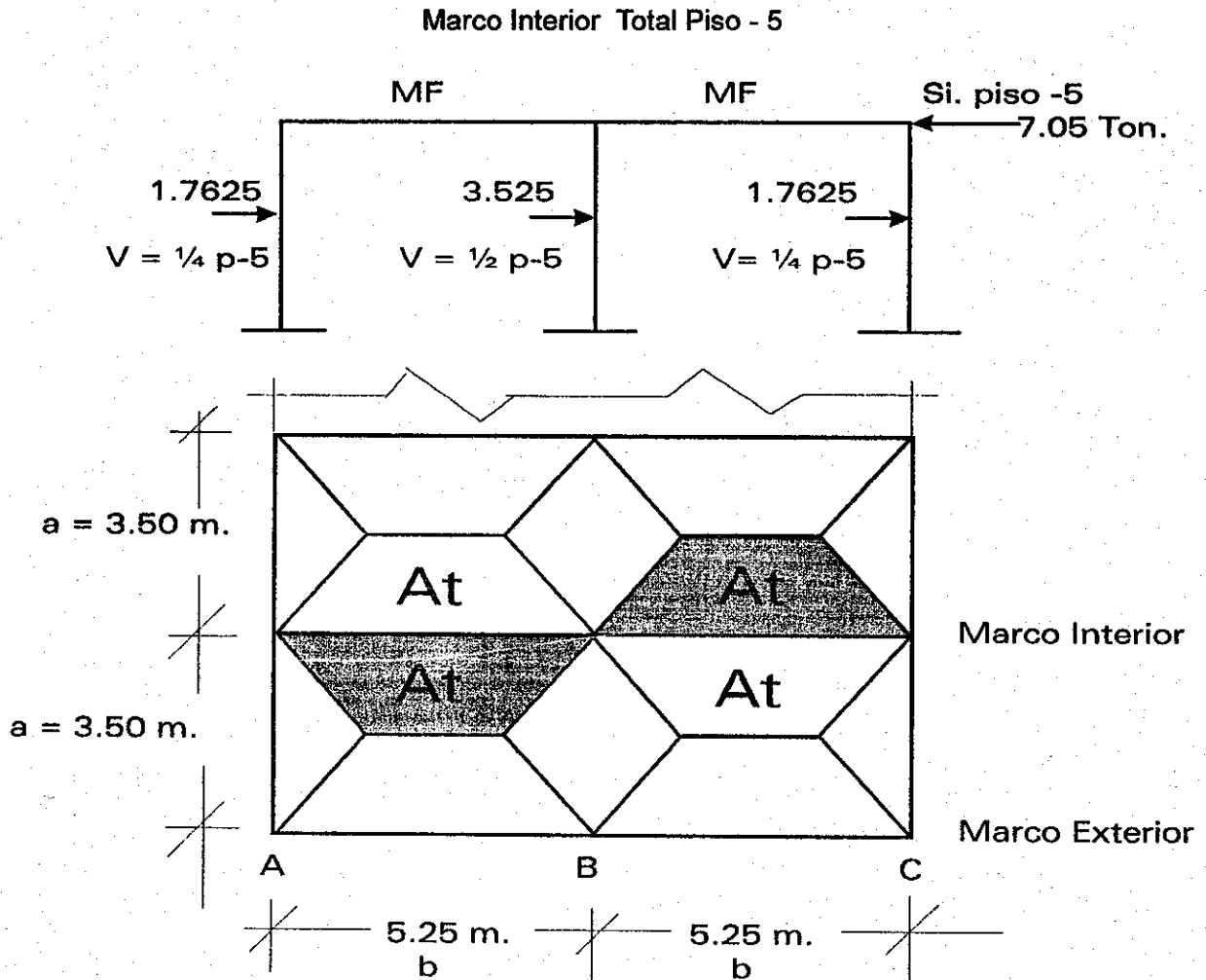
Siendo éste último resultado bastante conservador y podría utilizarse como un factor de seguridad.

Sección de Viga



Para el marco interior, se tienen los mismos procedimientos.
 Todas las vigas son de 40 cm. x 65 cm.
 Columnas Interiores de 40 cm. x 50 cm.

Las fuerzas de corte en las columnas en su punto medio = V.
 De $\frac{1}{4}$ del Si. de piso, para columnas exteriores del marco total.
 De $\frac{1}{2}$ del Si. de piso, para columna interior del marco total.

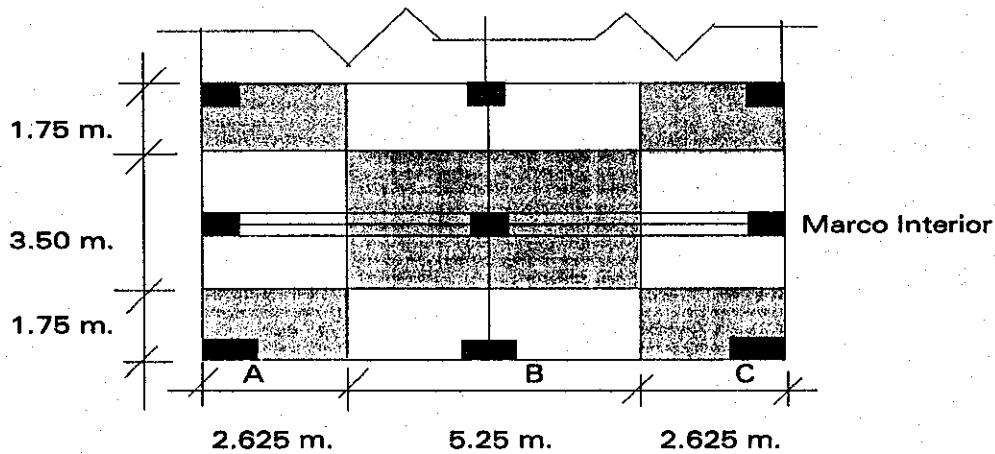


El Area Tributaria Para Marco Interior = At
 At. para viga B.C. = $\frac{1}{4} (2ab - a^2)$
 " " = $\frac{1}{4} (2 \times 3.5 \times 5.25 - 3.5^2)$
 " " = 6.125 m^2 . a cada lado.

Area Tributaria sobre viga B.C. = 12.25 m^2 .

Carga última sobre viga B.C. del m. int. = $.75 (1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} + 1.87 \text{ Si})$
 " " = $.75 (1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}) \text{ At} + 1.87 \text{ Si}$
 " " = $.75 ((1.5) 12.25 + 1.87 \times 7.05)$
 " " = 23.67 Ton.

Para la carga actuante sobre la columna hay que encontrar las áreas tributarias correspondientes a cada columna del marco interior.



$$\text{Area Trib. sobre Col. C del m. int.} = 3.50 \times 2.625 = 9.1875 \text{ m}^2.$$

$$\text{Area Trib. sobre Col. B del m. int.} = 3.50 \times 5.25 = 18.375 \text{ m}^2.$$

$$W_{\text{Losa}} = \text{Area losa} \times \text{CM} + \text{Sec. viga} (6 \text{ vigas de } 11 \text{ m} + 3 \text{ vigas de } 17.9 \text{ m}) \\ W_c + .25 \text{ CV. } A_{\text{losa}}$$

$$W_{\text{Losa}} = 11 \times 17.90 \times 450 + .4 \times .65 (6 \times 11 + 3 \times 17.9) 2,400 + \\ + .25 \times 500 \times 11 \times 17.9$$

$$W_{\text{Losa}} = 163,287.8 + 24,612.5 = 187,910.3 \text{ Kg.}$$

$$W_{\text{Losa Superf.}} = 187,910.3 / 11 \times 17.9 = 954.34 \text{ Kg./m}^2.$$

$$P_{\text{Actuante sobre col. C del m. int.}} = W_{\text{Losa Superf.}} \times \text{Area Trib.} \\ = 954.34 \times 9.1875 = 8.8 \text{ Ton.}$$

$$P_{\text{Actuante sobre col. B del m. int.}} = 954.34 \times 18.375 = 17.5 \text{ Ton.}$$

$$P_{\text{última resistente sobre col. del marco interior}} = \emptyset (.85F_c'HB + T)$$

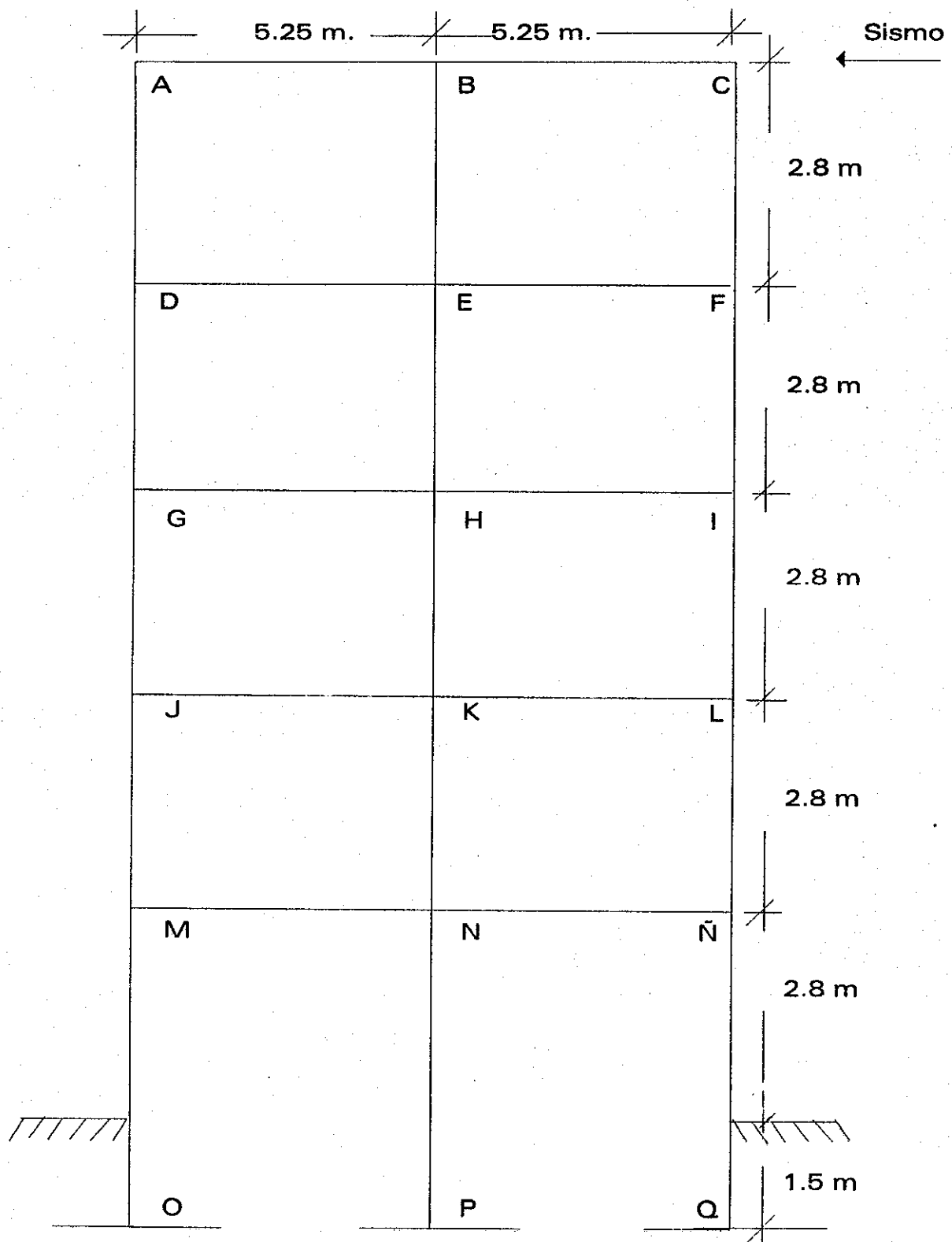
$$P_{\text{u. Resist. de la col. del m. int.}} = .7 (.85 \times 210 \times 40 \times 50 + F_y \cdot A_s)$$

$$= .7 (.85 \times 210 \times 2000 + 2810 \times 30)$$

$$= 308,910 \text{ Kg.}$$

$$\text{Carga última para col. m. interior} = \underline{308.9 \text{ Ton.}}$$

Modelo Matemático Marco a Analizar eje X - X



Método de Kani, para C.V., C.M., Sin ladeo

1) Cálculo de Rigideces = $K = I / L$: Todas las columnas tienen la misma longitud de 2.80 m., siendo la del primer nivel = 4.30m. por ser hasta la zapata que es la única diferente.

Columnas del marco exterior = 40 cm. x 75 cm.

Vigas del marco exterior = 40 cm. x 65 cm.

Relación de inercias = I

$I \text{ viga} = 1 \quad 40 \times 65^3 : 1 :: 40 \times 75^3 : I \text{ col.}$
 $I \text{ col.} = (75/65)^3 = I \text{ col.} = 1.5$

Rigideces = K

$K \text{ viga} = 1 / 5.25 = .19$

$K \text{ col. ext.} = 1.5 / 2.8 = .54$

$K \text{ col. ext. 1er. nivel} = 1.5 / 4.3 = .35$

2) Factores de Giro para cada nudo = μ

$\mu = (-1/2) K v. \text{ ó } c. / (K v. \text{ ó } c. + \Sigma K \text{ Llegan al nudo})$

3) Momento fijo es únicamente para las vigas. $MF = -W L^2 / 12$

Para CV. : $W = .583 \text{ T/m} \quad MF = -.583 \times 5.25^2 / 12 = -1.34 \text{ T.m.}$

Para CM. : $W = .53 \quad MF = -.53 \times 5.25^2 / 12 = -1.21 \text{ T.m.}$

4) Momento de Sujeción = M.S. $M.S. = MF \text{ izq.} + MF \text{ der.}$

Siendo que en un nudo solo puede haber (1) ó (2) MF.

5) El inicio de la iteración es el producto del (M.S.) X (μ)

6) Para continuar el procedimiento se le saca un momento de sujeción nuevo.

$M.S. \text{ nuevo} = MS + \Sigma M \text{ ext. que llegan de viga o de columna.}$

7) Momento Actuante = M.S. nuevo x μ

En la siguiente hoja los momentos de las columnas extremos son iguales, por la simetría de la estructura, ya que las columnas localizadas en el medio no trabajan.

8) Mom. Final = $MF + 2 M'_{ik} + M'_{ki}$

METODO DE KANI

Marco Exterior de 5 niveles, para encontrar momentos finales.

Carga Viva = .58 T/m.

MFijo = - 1.34 T.m.

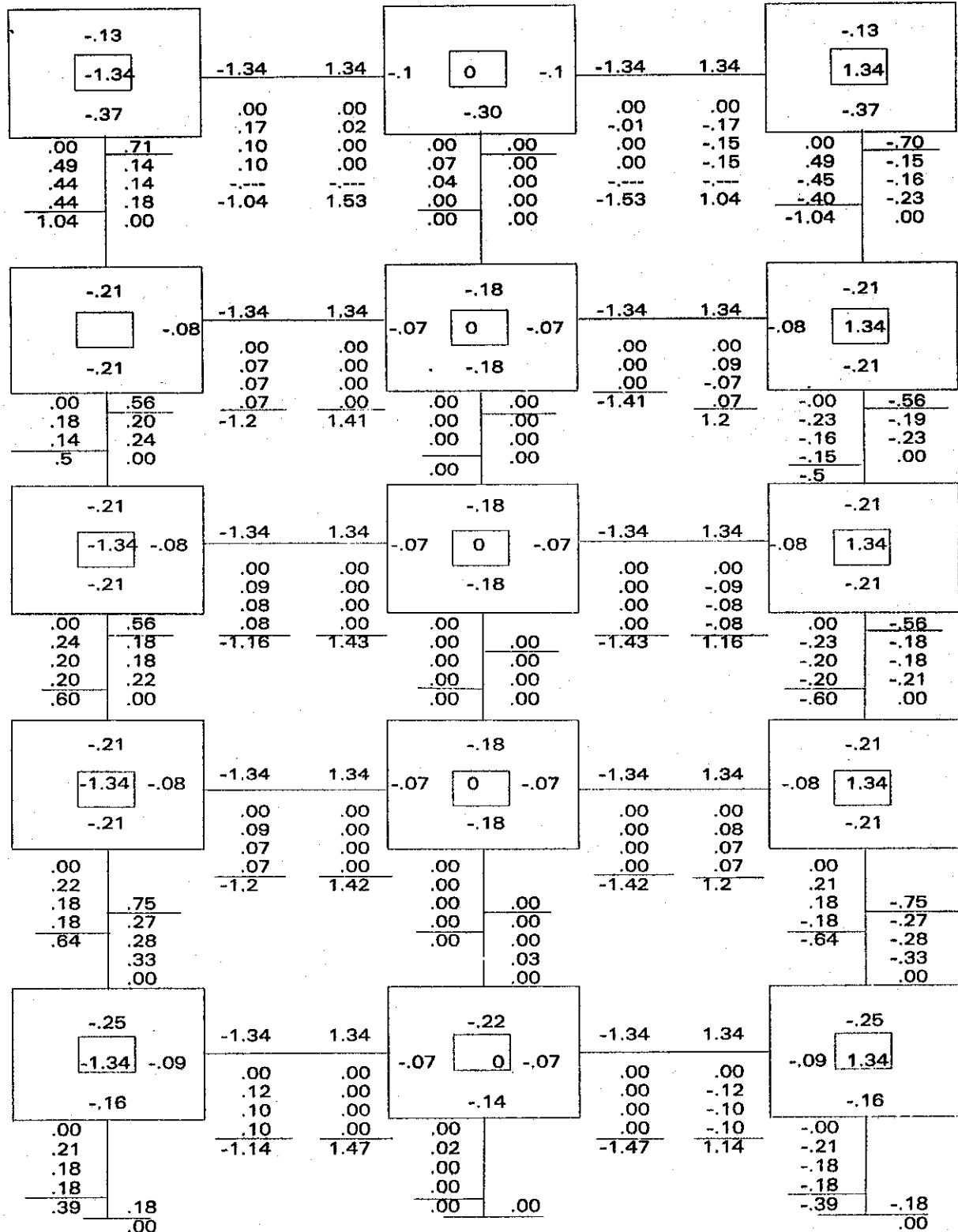
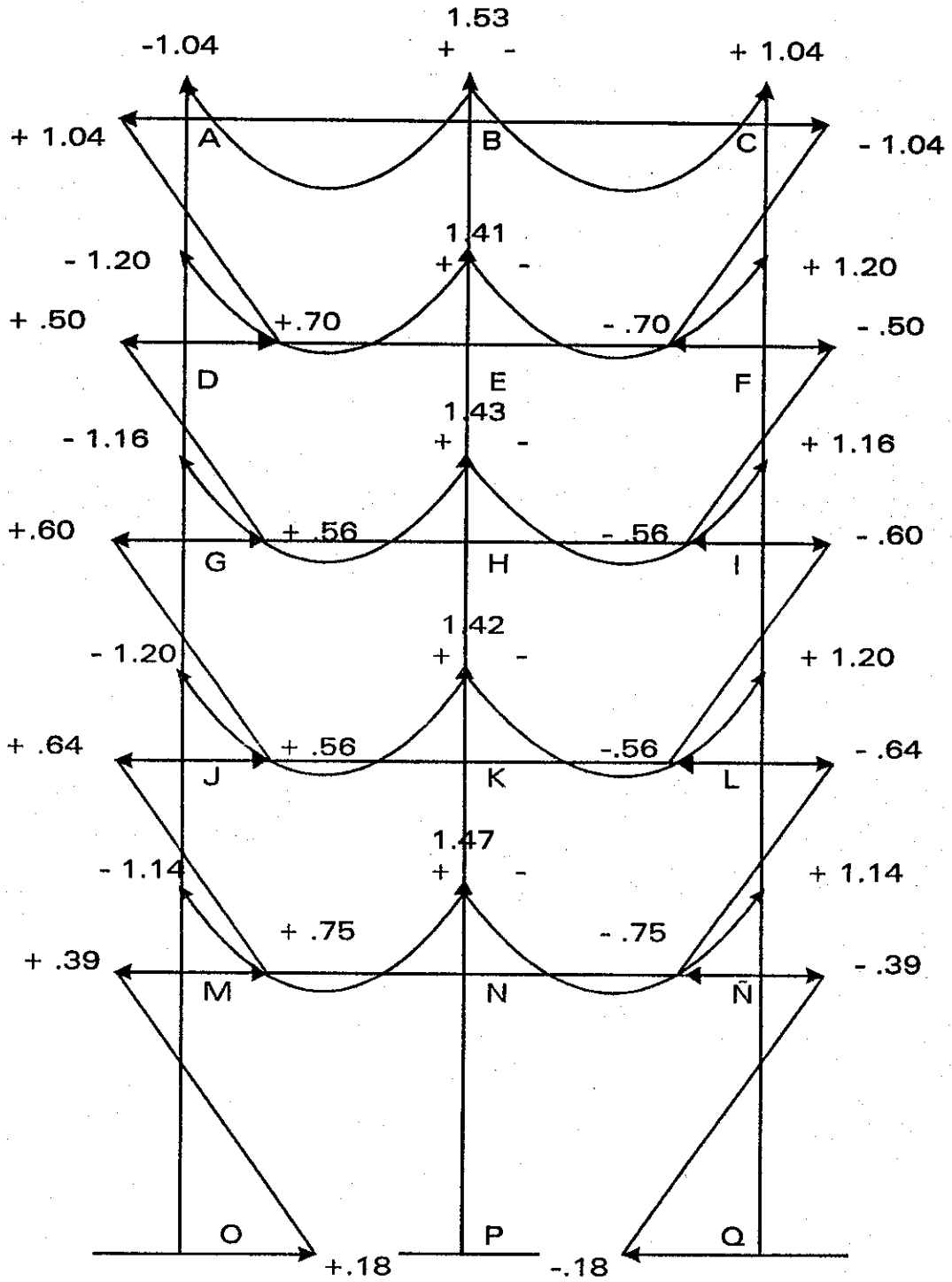


Diagrama de Momentos por Carga Viva C.V.
Los Nudos En Equilibrio

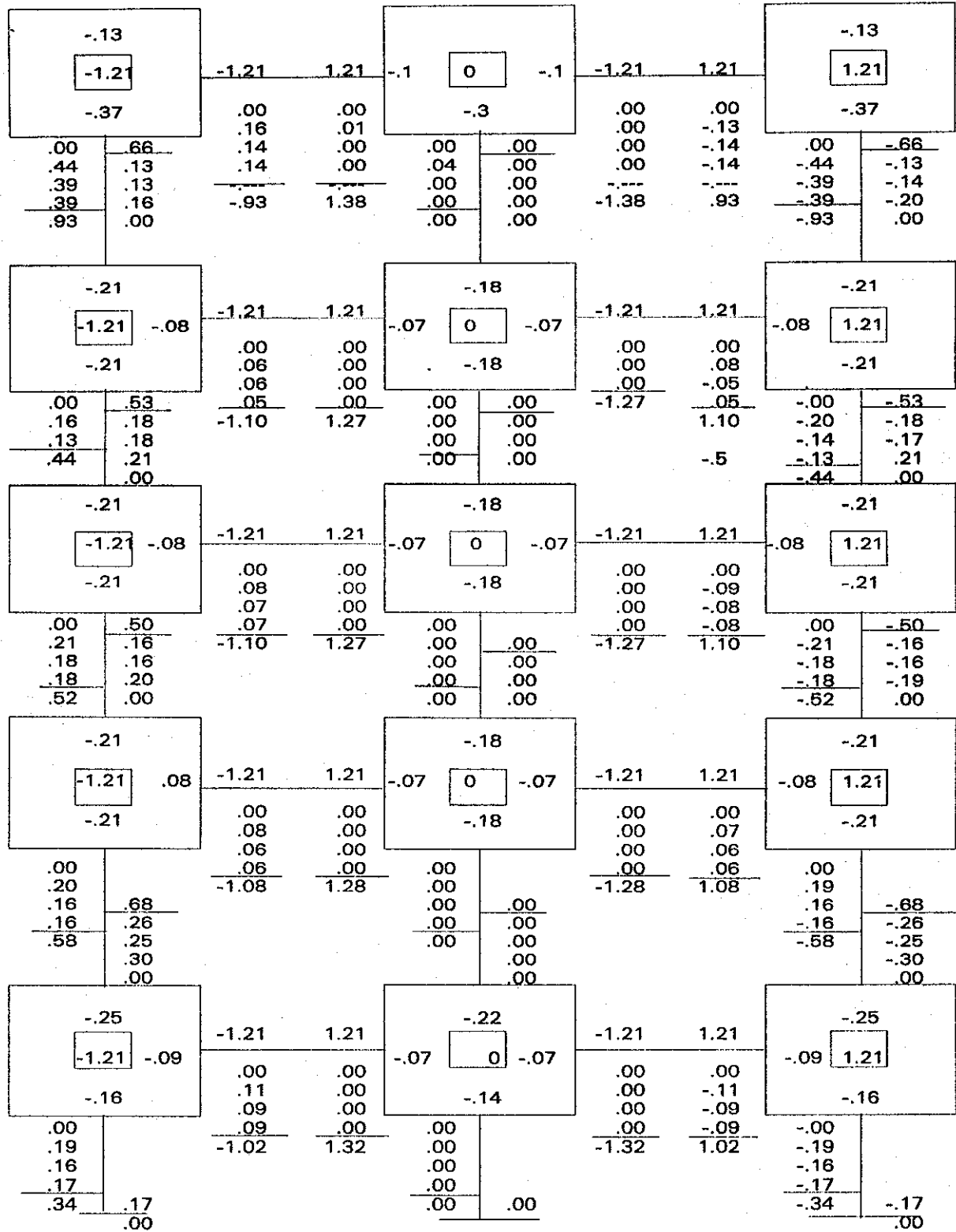


METODO DE KANI

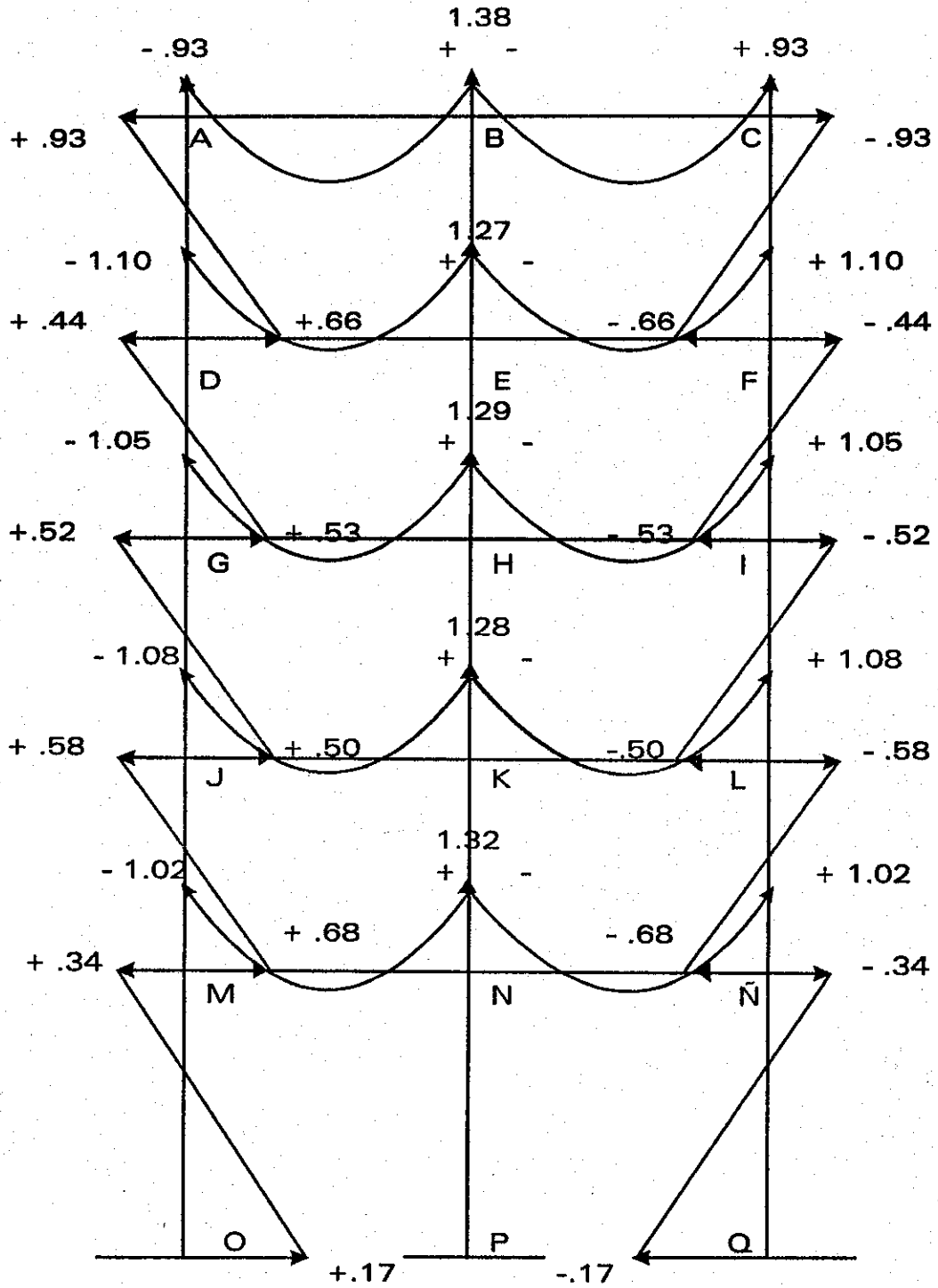
Marco Exterior de 5 niveles, para encontrar momentos finales.

Carga Muerta = .53 T/m.

MFijo = - 1.21 T.m.



**Diagrama de Momentos por Carga Muerta C. M.
Los Nudos en Equilibrio**



Método de Kani para Sismo con Ladeo

Es muy poca la variación o diferencias tales como:

No existen momentos fijos y por consiguiente no hay momento de sujeción.

$$M.F. = 0 \quad M.S. = 0$$

$$1) \text{ Rigideces} \quad K \text{ viga} = .19 \quad K \text{ col.ext. 1er.nivel} = .35$$

$$K \text{ col.ext.} = .54$$

$$2) \text{ Factor de Giro} = \mu = (-.5) (K \text{ vi. ó col.} / K_v. c. + \Sigma K \text{ que llegan})$$

$$3) \text{ Factor de Ladeo} = v = (-1.5) (K \text{ col.} / K \text{ col.} + \Sigma K \text{ que existen})$$

$$4) \text{ Fuerzas de Fijación} = \bar{H} = \text{Sumatoria de fuerzas horizontales. (-)}$$

$$Q_5 = -10.57 \text{ Ton.}$$

de fijación

$$Q_4 = -17.18 \text{ "}$$

$$Q_3 = -22.35 \text{ "}$$

$$Q_2 = -26.06 \text{ "}$$

$$Q_1 = -28.61 \text{ "}$$

$Q_n = \text{Fza. Cortante en el piso } n$
 $h_n = \text{Altura del piso } n = 2.8 \text{ m}$

$$5) \text{ Momento de Piso} = M.p. = Q. h/3 \quad M.p.5 = -9.87 \text{ T.m.}$$

$$M.p.4 = -16.74 \text{ "}$$

$$M.p.3 = -20.86 \text{ "}$$

$$M.p.2 = -24.32 \text{ "}$$

$$M.p.1 = -41.01 \text{ "}$$

Primera Iteración

6) Momento de Desplazamiento, solo para columnas.

$$M.\text{desp.} = v [M.\text{piso} + \Sigma (M'_{ik} + M'_{ki})] \text{ en cada nivel. c/col.}$$

7) Momento de Giro = Momento que Actúa, en vigas y columnas.

$$M.\text{Act.} = \mu (M.S._n + \Sigma M'_{ki} + \Sigma M''_{ik})$$

Segunda Iteración

8) M'' despla. nuevo = $v [M.p. + \Sigma (M'_{ik} + M'_{ki})]$ en c/col. niv.

$$M'\text{Actuante} = \mu (M.S. + \Sigma M'_{ki} + \Sigma M''_{ik})$$

9) Momento Final = $M.S._n + 2 M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik}$ solo para col.

Solo las columnas son las que tienen desplazamiento M'' sea ladeo.

Para las vigas el $M''_{ik} = 0$

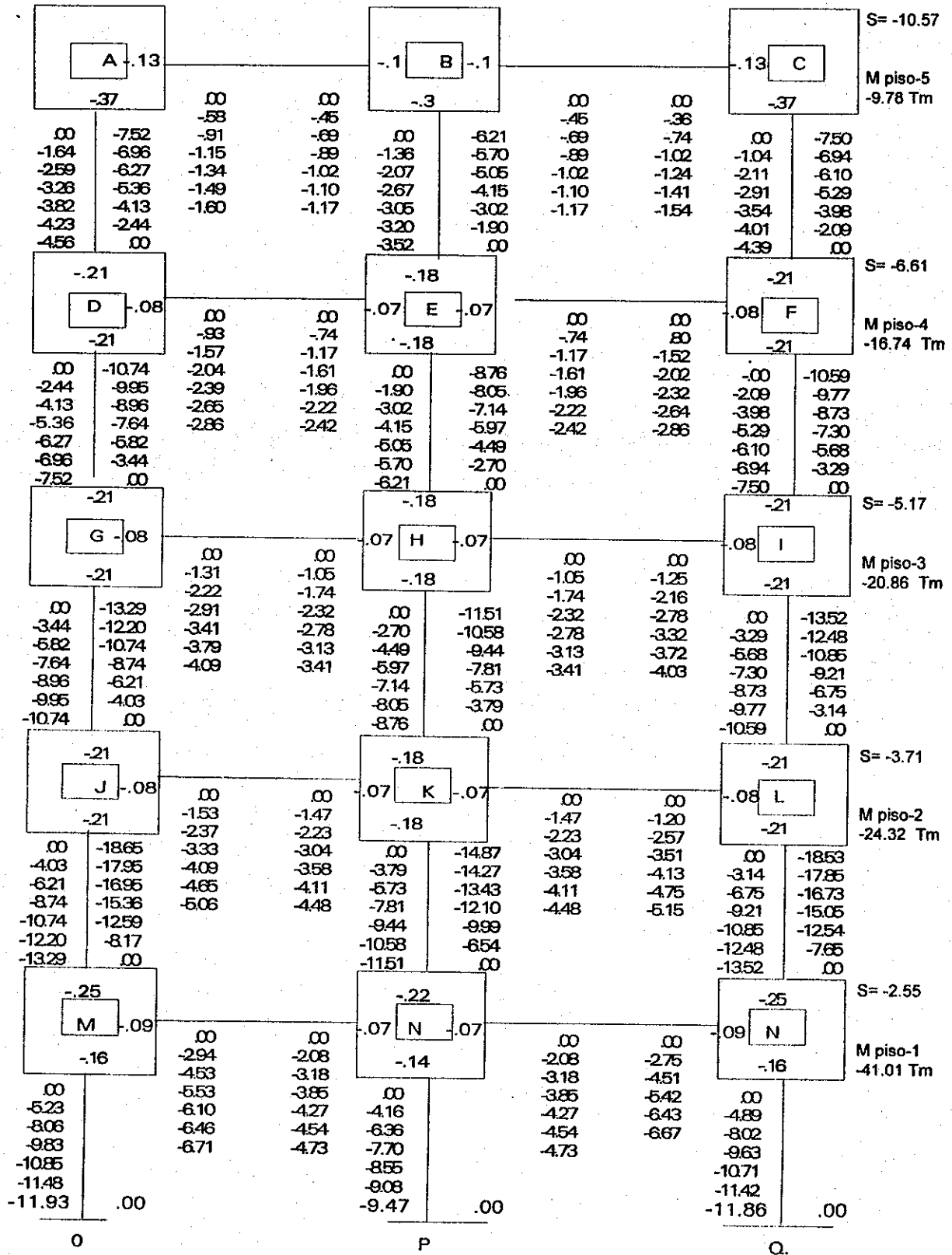
METODO DE KANI SISMO

Marco Exterior de 5 niveles, para encontrar momentos finales.

Dirección del Sismo: Derecha a Izquierda.

MFijo = 0

M despla. = v.Mp

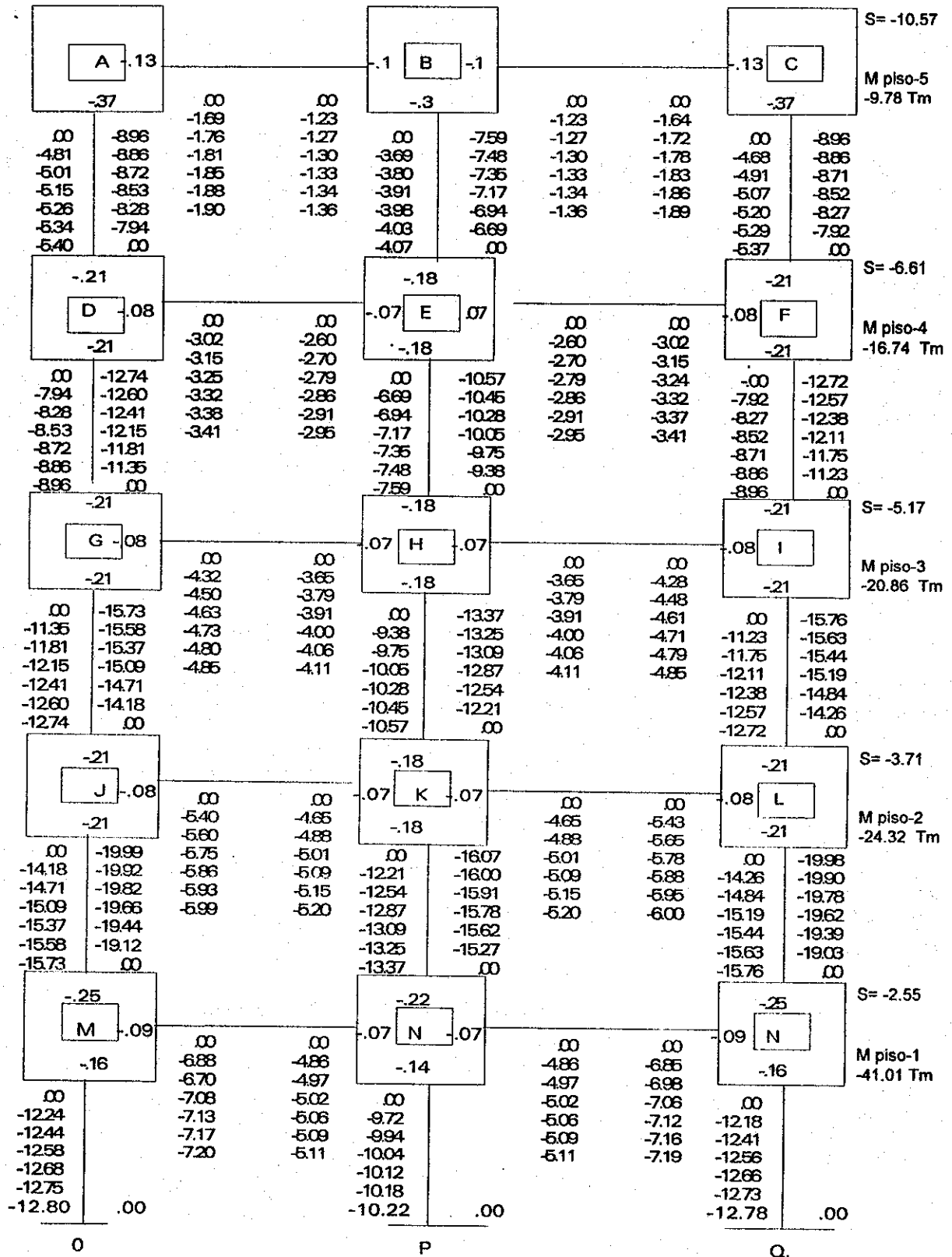


Continúa Iteración

METODO DE KANI SISMO

Marco Exterior de 5 niveles, para encontrar momentos finales.
 Dirección del Sismo: Derecha a Izquierda
 MFijo = 0

M despla. = v.Mp



Continúa Iteración

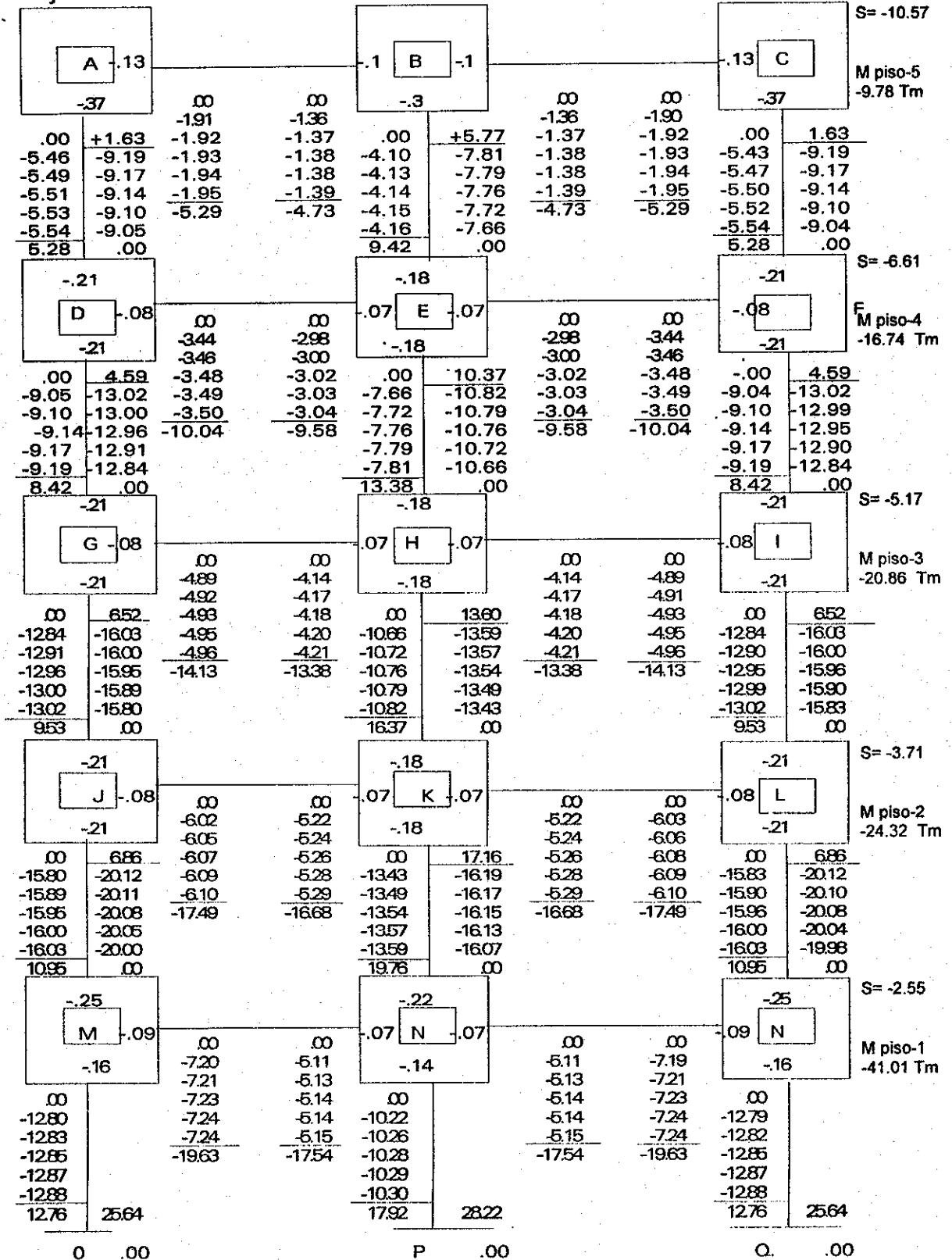
METODO DE KANI SISMO7

Marco Exterior de 5 niveles para encontrar momentos finales.

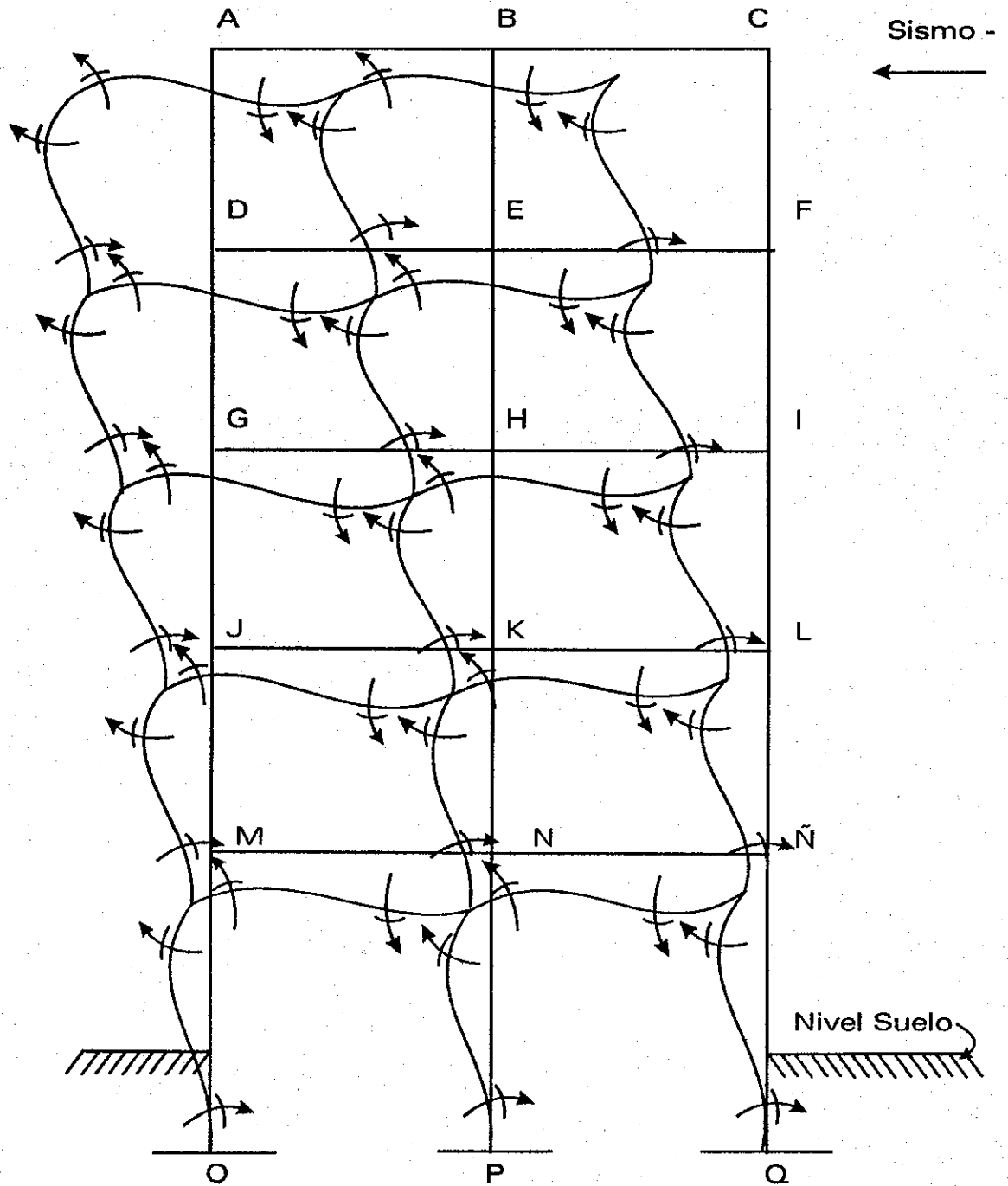
Dirección del Sismo: Derecha a Izquierda.

MFijo = 0

M desplia. = v,Mp



SISMO (-)
 DE: Derecha a Izquierda = S



**DIAGRAMA DE LA ELASTICA DEL EDIFICIO
 SEÑALAMIENTO DE SUS CURVATURAS Y
 DIRECCION DE MOMENTOS**

SISMO (-)
DE: Derecha a Izquierda = S

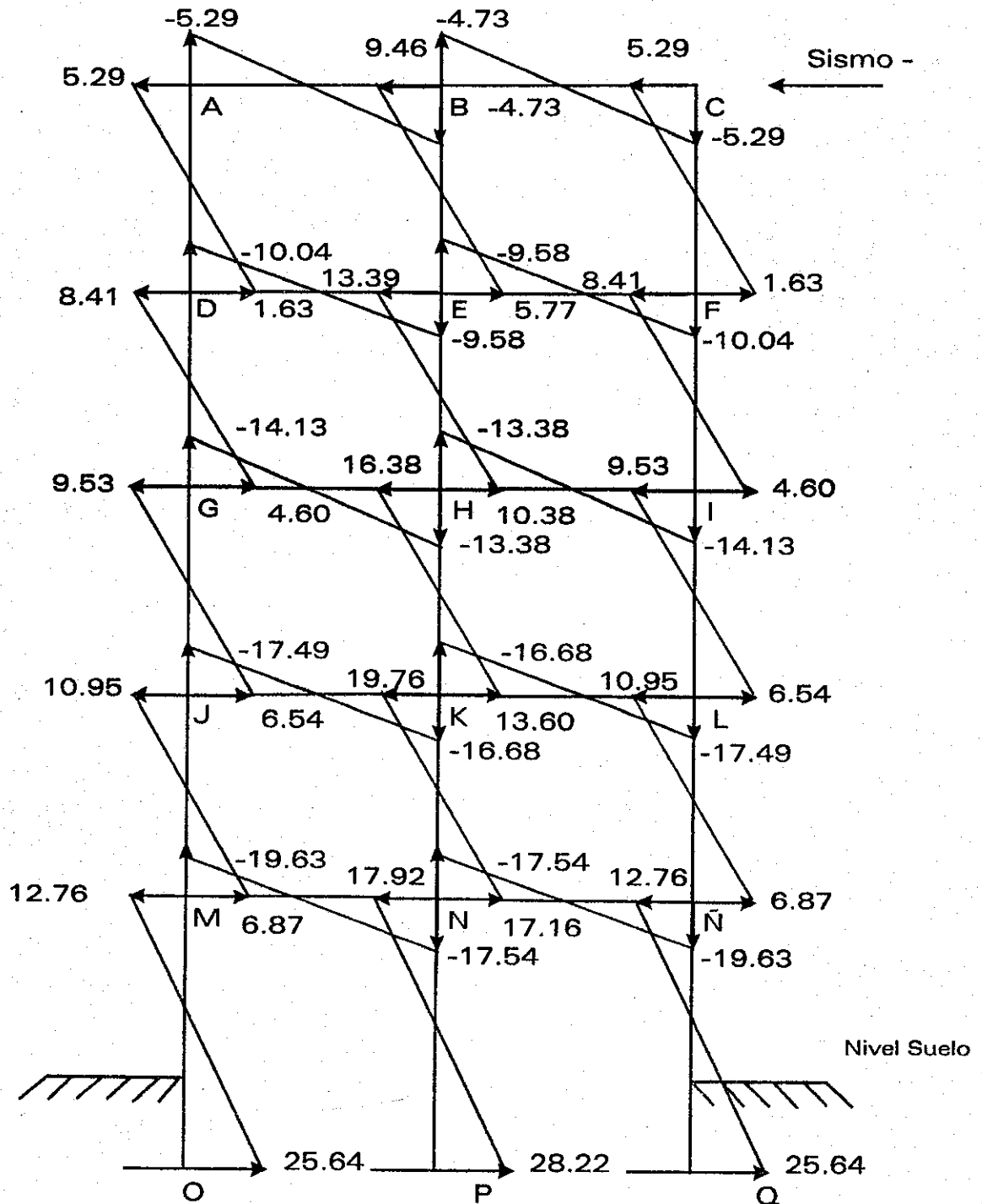


DIAGRAMA DE MOMENTOS POR S
Ladeo por sismo y nudos en equilibrio
Momentos: Positivos los de Vigas que vienen de Columnas
Negativos los de columnas que vienen de Vigas

Cargas Ultimas

Recomendaciones del Código de A.C.I.- '83 son las siguientes: formulas para cargas últimas distribuidas para una viga.

Escogemos la viga que es más crítica, para lo cual tomamos la del marco exterior, que está en el entrepiso, la viga D.E. cuya área tributaria es de 6.125 m².

$$\begin{aligned} \text{C.U.1} &= 1.4 \text{ C.M.} + 1.7 \text{ CV.} = 1.4 \times 450 + 1.7 \times 500 = 1.5 \text{ T/m}^2 \times \text{At.} \\ &= 9.18 \text{ Ton.} / \text{Long. viga} = 1.75 \text{ T/m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{C.U.2} &= .75 (1.4 \text{ CM.} + 1.7 \text{ CV.} + 1.87 \text{ Si.}) = 9.18 + 1.87 \times 6.61 = \\ &= (21.55) \times .75 = 16.16 \text{ T/5.25} = 3.08 \text{ T/m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{C.U.3} &= .75 (1.4 \text{ CM.} + 1.7 \text{ CV.} - 1.87 \text{ Si.}) = 9.18 - 1.87 \times 6.61 = \\ &= (-3.181) \times .75 = -2.385 \text{ T/5.25} = -.45 \text{ T/m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{C.U.4} &= .9 \text{ CM.} + 1.47 \text{ Si.} = 2.5 + 1.47 \times 6.61 = 12.217 \text{ T/ 5.25 m.} \\ &= 2.33 \text{ T/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{C.U.5} &= .9 \text{ CM.} - 1.47 \text{ Si.} = 2.5 - 1.47 \times 6.61 = -7.217 / 5.25 \text{ m.} \\ &= -1.37 \text{ T./m.} \end{aligned}$$

Para las siguientes (3) vigas de 5.25 m., con CV., CM. y Si c/u.

Los momentos fijos para carga viva y carga muerta, son = $-WL^2/12$

$$\text{W c.v.} = -.5 \text{ T/m}^2 \times 6.125 \text{ m}^2 = 3.05 \text{ T.} / 5.25 \text{ m.} = 0.58 \text{ T/m.}$$

$$\text{W c.m.} = -.45 \text{ T/m}^2 \times 6.125 \text{ m}^2 = 2.75 \text{ T.} / 5.25 \text{ m.} = 0.53 \text{ T/m.}$$

Momentos Fijos = MF

$$\text{MF. c.v.} = -.58 \times 5.25^2 / 12 = -1.34 \text{ T.m.}$$

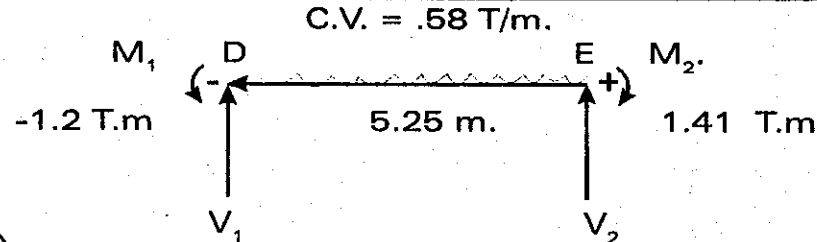
$$\text{MF. c.m.} = -.53 \times 5.25^2 / 12 = -1.21 \text{ T.m.}$$

VIGAS

Las vigas más críticas de los cálculos anteriores fueron: para C.V. y C.M., la viga DE y para Sismo la viga MN.

Las vigas son todas iguales de 40 cm. x 65 cm. x 5.25 m, para los marcos exteriores y marcos interiores.

Cálculo : Fuerzas Cortantes para las 3 Vigas Fundamentales

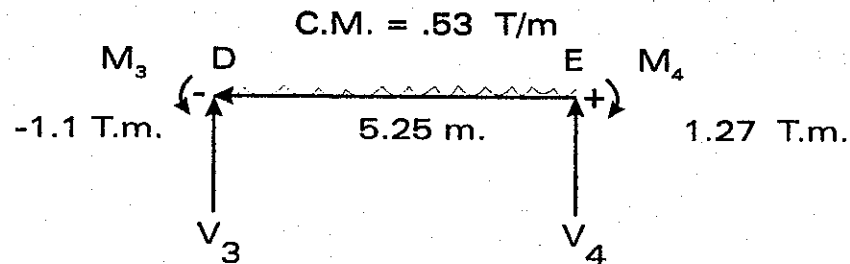


$$\Sigma M_D = 0 + \curvearrowright$$

$$1.41 - V_2 [5.25] + .58 \times 5.25 [2.625] - 1.2 = 0 \quad V_2 = 1.56 \text{ T}$$

$$\Sigma M_E = 0 + \curvearrowright$$

$$1.41 - .58 \times 5.25 [2.625] - 1.2 + V_1 [5.25] = 0 \quad V_1 = 1.48 \text{ T}$$

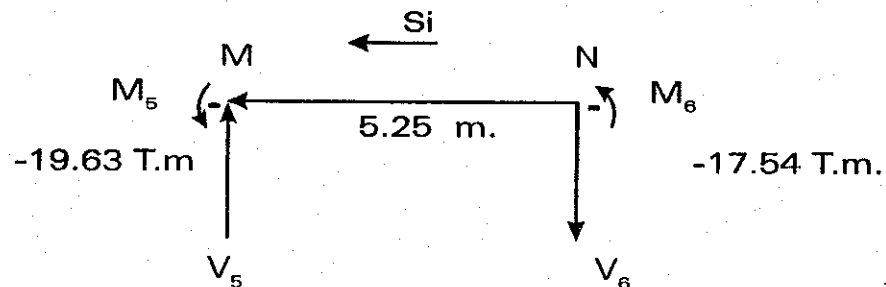


$$\Sigma M_D = 0 + \curvearrowright$$

$$1.27 - V_4 [5.25] + .53 \times 5.25 [2.625] - 1.1 = 0 \quad V_4 = 1.42 \text{ T}$$

$$\Sigma M_E = 0 + \curvearrowright$$

$$1.27 - .53 \times 5.25 [2.625] + V_3 [5.25] - 1.1 = 0 \quad V_3 = 1.36 \text{ T}$$



$$\Sigma M_M = 0 + \curvearrowright$$

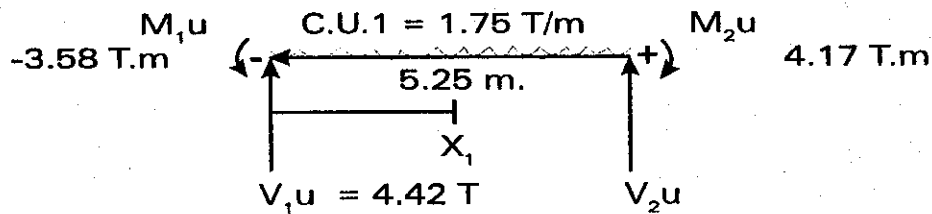
$$-19.63 - 17.54 + V_6 [5.25] = 0 \quad V_6 = 7.08 \text{ T}$$

$$\Sigma M_N = 0 + \curvearrowright$$

$$-17.54 - 19.63 + V_5 [5.25] = 0 \quad V_5 = 7.08 \text{ T}$$

Con las últimas cargas = C.U., que son 5, se van a representar en 5 vigas, cada una con su respectiva carga.

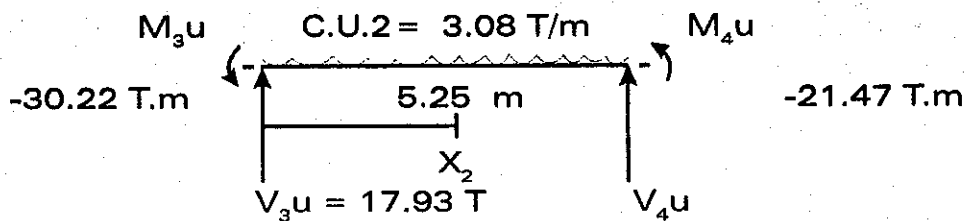
Y por medio de las 3 vigas anteriores: C.V., C.M. y Si., con sus 6 momentos respectivos se formarán 10 ecuaciones, con la incógnita de momento último en cada ecuación.



El momento último por medio del momento de izquierda-derecha de las 3 vigas fundamentales y el coeficiente que corresponde a la carga de 1.4; 1.7 y 1.87 de las C.U. 1,2,3.

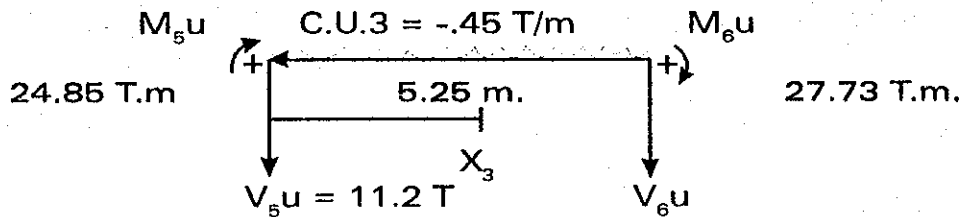
$$M_{1u} \text{ izq.} = 1.4 M_3 + 1.7 M_1 = 1.4 \times 1.1 + 1.7 \times -1.2 = -3.58 \text{ T.m.}$$

$$M_{2u} \text{ der.} = 1.4 M_4 + 1.7 M_2 = 1.4 \times 1.27 + 1.7 \times 1.41 = 4.17 \text{ T.m}$$



$$M_{3u} \text{ izq.} = (1.4 M_3 + 1.7 M_1 + 1.87 M_5) \times .75 = -30.22 \text{ T.m}$$

$$M_{4u} \text{ der.} = (1.4 M_4 + 1.7 M_2 + 1.87 M_6) \times .75 = -21.47 \text{ T.m}$$



$$M_{5u} \text{ izq.} = (1.4 M_3 + 1.7 M_1 - 1.87 M_5) \times .75 = 24.85 \text{ T.m}$$

$$M_{6u} \text{ der.} = (1.4 M_4 + 1.7 M_2 - 1.87 M_6) \times .75 = 27.73 \text{ T.m}$$

Cálculo de las fuerzas de corte último de las 3 vigas anteriores.

Solo una fuerza de corte = V_u , necesitamos, debido al corte en X.

Para la viga de C.U.1 $\Sigma M_{2u} = 0 +$

$$-3.58 - 1.75 \times 5.25 [2.625] + V_{1u} [5.25] + 4.17 = 0 \quad V_{1u} = 4.42 \text{ T}$$

Sumatoria de momentos en el punto de corte X_1

$$M_{X_1} = -3.58 - 1.75 X_1 [X_1/2] + 4.42 [X_1]$$

Para la viga de C.U.2 $\Sigma M_{4u} = 0 +$

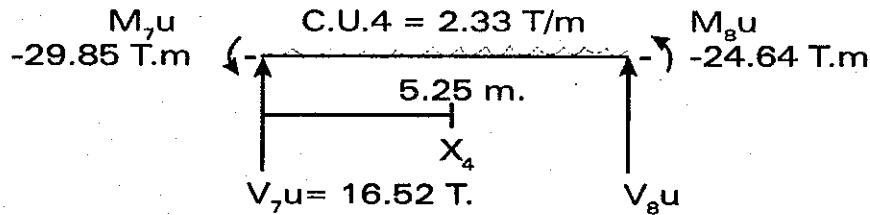
$$-30.22 + V_{3u} [5.25] - 3.08 \times 5.25 [2.625] - 21.47 = 0 \quad V_{3u} = 17.93 \text{ T}$$

$$M_{X_2} = -30.22 + 17.93 [X_2] - 3.08 X_2 [X_2/2]$$

Para viga de C.U.3 $\Sigma M_{6u} = 0 +)$

$$24.85 - V_{5u} [5.25] - (-.45) \times 5.25 [2.626] + 27.73 = 0 \quad V_{5u} = 11.2 \text{ T.}$$

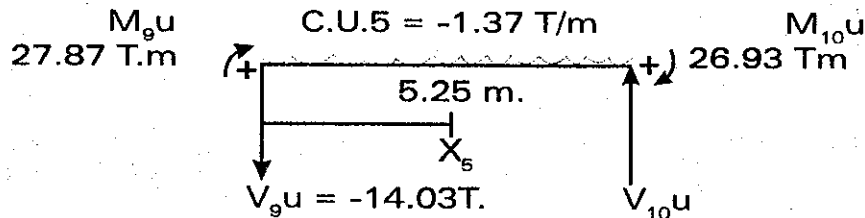
$$M_{x_3} = 24.85 - 11.2 [X_3] - (-.45) X_3 [X_3/2]$$



El momento último por medio del momento de izquierda a derecha de las 3 vigas fundamentales y del coeficiente que corresponde a la carga de .9 y 1.47 de las C.U. 4 y 5.

$$M_{7u} \text{ izq.} = .9 M_3 + 1.47 M_5 = .9 \times 1.1 + 1.47 \times -19.63 = -29.85 \text{ T.m.}$$

$$M_{8u} \text{ der.} = .9 M_4 + 1.47 M_6 = .9 \times 1.27 + 1.47 \times -17.54 = -24.64 \text{ T.m}$$



$$M_{9u} \text{ izq.} = .9 M_3 - 1.47 M_5 = .9 \times -1.1 - 1.47 \times -19.63 = 27.87 \text{ T.m}$$

$$M_{10u} \text{ der.} = .9 M_4 - 1.47 M_6 = .9 \times 1.27 - 1.47 \times -17.54 = 26.93 \text{ T.m}$$

Cálculo de las fuerzas de corte último, de las 2 vigas anteriores.
Solo una fuerza de corte necesitamos = V_u . Debido al corte en X.

Para la viga de C.U.4 $\Sigma M_{8u} = 0 +)$

$$-29.85 + V_{7u} [5.25] - 2.33 \times 5.25 [2.625] - 24.64 = 0 \quad V_{7u} = 16.52 \text{ T.}$$

$$M_{x_4} = -29.85 + 16.52 X_4 - 2.33 X_4 [X_4/2]$$

Para la viga de C.U.5 $\Sigma M_{10u} = 0 +)$

$$27.87 - V_{9u} [5.25] - (-1.37) \times 5.25 [2.625] + 26.93 = 0 \quad V_{9u} = 14.03 \text{ T.}$$

$$M_{x_5} = 27.87 - 14.03 [X_5] - (-1.37) X_5 [X_5/2]$$

Las siguientes ecuaciones, por el corte de la viga en X.
Dándole valores a $X = 0, 1, 2, 3, 4, 5.25$.
Dan los puntos de su envolvente.

Para la viga C.U.1

$$Mx_1 = -3.58 + 4.42 X_1 - 1.75 X_1 \cdot X_1/2$$

$$X_1 = 0 \quad X_1 = 1 \quad X_1 = 2 \quad X_1 = 3 \quad X_1 = 4 \quad X_1 = 5.25$$

$$Mx_1 = -3.58; Mx_1 = -.04; Mx_1 = 1.75; Mx_1 = 1.81; Mx_1 = .1; Mx_1 = -4.49$$

Para la viga C.U.2

$$Mx_2 = -30.22 + 17.93 X_2 - 3.08 X_2 \cdot X_2/2$$

$$X_2 = 0 \quad X_2 = 1 \quad X_2 = 2 \quad X_2 = 3 \quad X_2 = 4 \quad X_2 = 5.25$$

$$Mx_2 = -30.22; Mx_2 = -13.83; Mx_2 = -.52; Mx_2 = 9.71; Mx_2 = 16.86; Mx_2 = 21.47$$

Para la viga C.U. 3

$$Mx_3 = 24.85 - 11.2 X_3 + .45 X_3 \cdot X_3/2$$

$$X_3 = 0 \quad X_3 = 1 \quad X_3 = 2 \quad X_3 = 3 \quad X_3 = 4 \quad X_3 = 5.25$$

$$Mx_3 = 24.85; Mx_3 = 13.85; Mx_3 = 2.9; Mx_3 = -6.73; Mx_3 = -16.35; Mx_3 = -27.75$$

Para la viga C.U.4

$$Mx_4 = -29.85 + 16.52 X_4 - 2.33 X_4 \cdot X_4/2$$

$$X_4 = 0 \quad X_4 = 1 \quad X_4 = 2 \quad X_4 = 3 \quad X_4 = 4 \quad X_4 = 5.25$$

$$Mx_4 = -29.85; Mx_4 = -14.5; Mx_4 = -1.47; Mx_4 = 9.23; Mx_4 = 17.59; Mx_4 = 24.77$$

Para la viga C.U.5

$$Mx_5 = 27.87 - 14.03 X_5 - (-1.37) X_5 \cdot X_5/2$$

$$X_5 = 0 \quad X_5 = 1 \quad X_5 = 2 \quad X_5 = 3 \quad X_5 = 4 \quad X_5 = 5.25$$

$$Mx_5 = 27.87; Mx_5 = 14.5; Mx_5 = 2.55; Mx_5 = -8.05; Mx_5 = -17.29; Mx_5 = -26.91$$

VIGAS

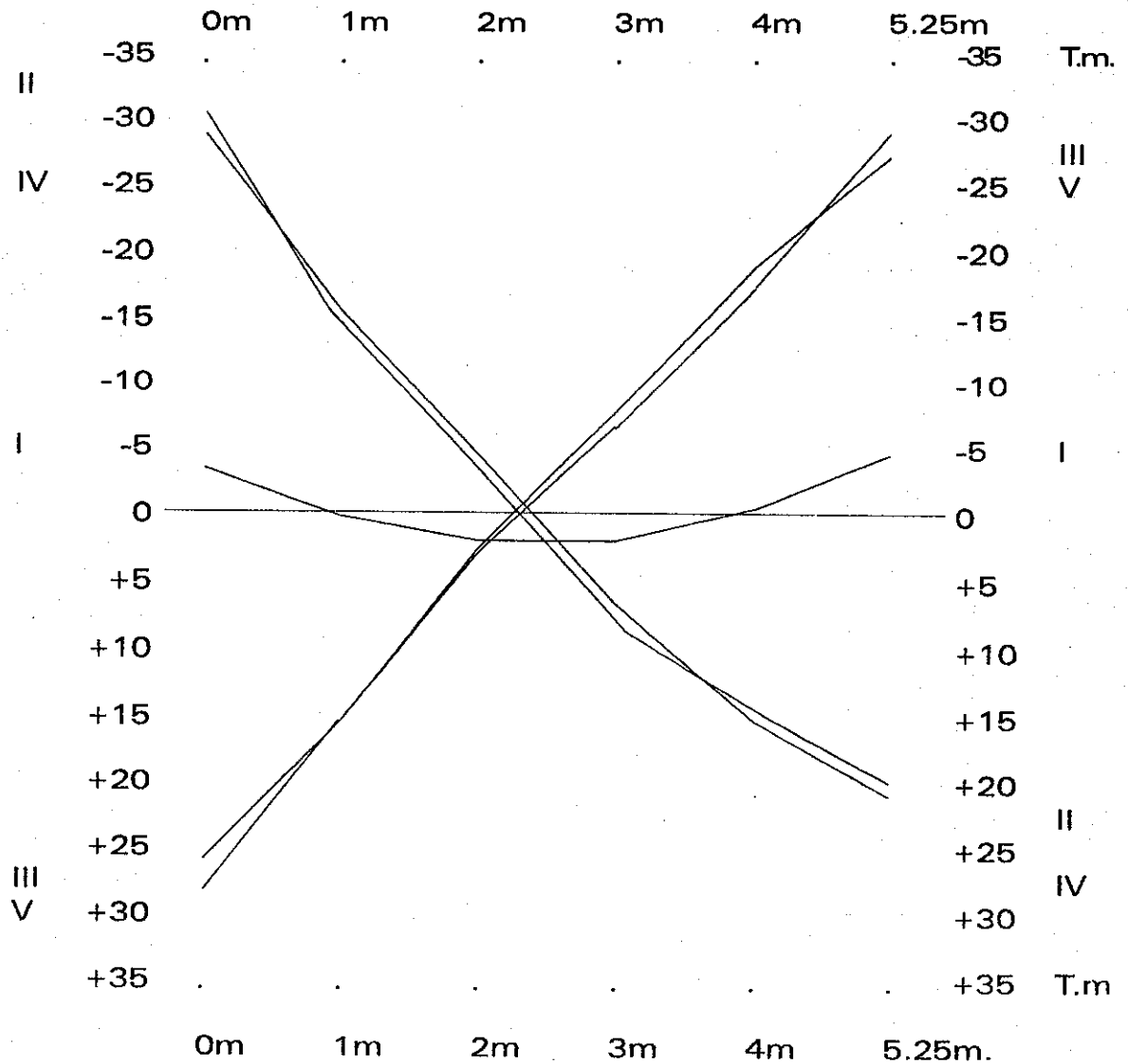
Gráfica de Envolventes de Momentos

La gráfica va a dar los momentos máximos que se van a utilizar para el diseño de las vigas.

Los momentos máximos por medio del trazo de 2 líneas, abajo y arriba, que son el momento último.

$M (-) \text{ máx.} = 35 \text{ T.m.}$

$M (+) \text{ máx.} = 35 \text{ T.m.}$



COLUMNAS

Las columnas más críticas, según el diagrama de momentos por sismo fue la columna N.P.; Para C.V. y C.M. puede ser la M.O. ó bien la Ñ.O. Todas las columnas del 1er nivel = 4.30 m. La sección de las columnas de los marcos exteriores son de 40 cm. x 75 cm.

Las 3 vigas fundamentales de C.V. , C.M. y Si. , son las siguientes, cuyas cargas distribuidas es = 0

Cálculo: Fuerzas Cortantes para las 3 vigas fundamentales

M_1

4.30 m.

V_1

V_2

C.V.

0

M_2

.39 T.m. .18 T.m

$$\Sigma M_M = 0 + \curvearrowright$$

$$.18 + .39 - V_2 [4.3] = 0 \qquad V_2 = .27 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma M_O = 0 + \curvearrowright$$

$$.39 + .18 - V_1 [4.3] = 0 \qquad V_1 = .27 \text{ Ton.}$$

M_3

4.30 m.

V_3

V_4

C.M.

0

M_4

.34 T.M .17 T.m

$$\Sigma M_M = 0 + \curvearrowright$$

$$.17 + .34 - V_4 [4.3] = 0 \qquad V_4 = .12 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma M_O = 0 + \curvearrowright$$

$$.34 + .17 - V_3 [4.3] = 0 \qquad V_3 = .12 \text{ Ton.}$$

M_5

4.30 m.

V_5

V_6

Si

P

M_6

17.92 T.m 28.22 T.m

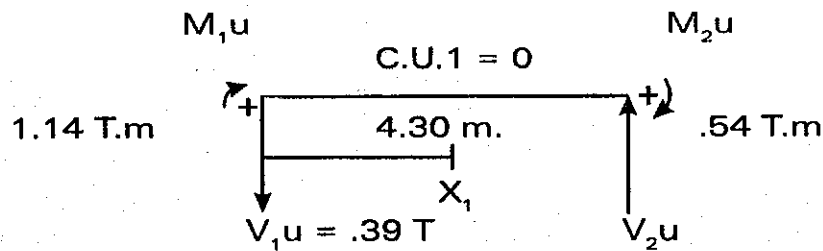
$$\Sigma M_N = 0 + \curvearrowright$$

$$28.22 + 17.92 - V_6 [4.3] = 0 \qquad V_6 = 10.73 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma M_P = 0 + \curvearrowright$$

$$17.92 + 28.22 - V_5 [4.3] = 0 \qquad V_5 = 10.73 \text{ Ton.}$$

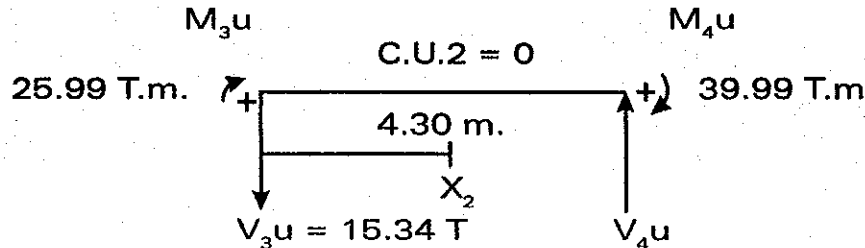
Por medio de las 3 vigas fundamentales : C.V., C.M. y Si. Y sus 6 momentos respectivos se forman las 10 ecuaciones con la incognita del momento último en cada ecuación.



El momento último por medio del momento de izquierda o derecha de las 3 vigas fundamentales y del coeficiente que corresponde a la carga de 1.4, 1.7 y 1.87 de las C.U. 1, 2 y 3.

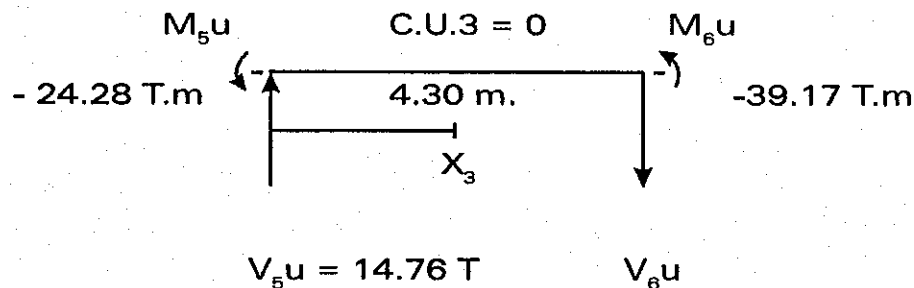
$$M_{1u.izq.} = 1.4 M_3 + 1.7 M_1 = 1.4 \times .34 + 1.7 \times .39 = 1.14 \text{ T.m}$$

$$M_{2u.der.} = 1.4 M_4 + 1.7 M_2 = 1.4 \times .17 + 1.7 \times .18 = .54 \text{ T.m}$$



$$M_{3u.izq.} = (1.4 M_3 + 1.7 M_1 + 1.87 M_5)^{3/4} = (1.4 \times .93 + 1.7 \times .39 + 1.87 \times 17.92) \times .75 = 25.99 \text{ T.m}$$

$$M_{4u.der.} = (1.4 M_4 + 1.7 M_2 + 1.87 M_6)^{3/4} = 39.99 \text{ T.m}$$



$$M_{5u.izq.} = (1.4 M_3 + 1.7 M_1 - 1.87 M_5)^{3/4} = -24.28 \text{ T.m}$$

$$M_{6u.der.} = (1.4 M_4 + 1.7 M_2 - 1.87 M_6)^{3/4} = (1.4 \times .17 + 1.7 \times .18 - 1.87 \times 28.22) \times .75 = -39.17 \text{ T.m}$$

Fuerza corte solo del lado izquierdo de la viga.

Para la viga C.U.1 $\Sigma M_{2u} = 0$ (+)

$$.54 + 1.14 - V_{1u} [4.3] = 0$$

$$V_{1u} = .39 \text{ Ton.}$$

$$Mx_1 = 1.14 - .39 X_1$$

Para la viga C.U.2 $\Sigma M_{4u} = 0$ (+)

$$39.99 + 25.99 - V_{3u} [4.3] = 0$$

$$V_{3u} = 15.34 \text{ Ton.}$$

$$Mx_2 = 25.99 - 15.34 X_2$$

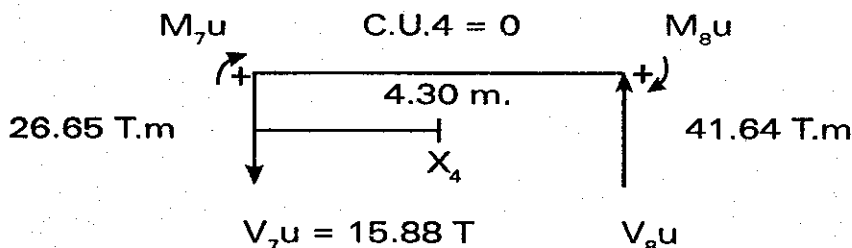
Para la viga C.U.3

$$\Sigma M_{8u} = 0 +)$$

$$-39.17 - 24.28 + V_{5u} [4.3] = 0$$

$$M_{x_3} = -24.28 + 14.76 X_3$$

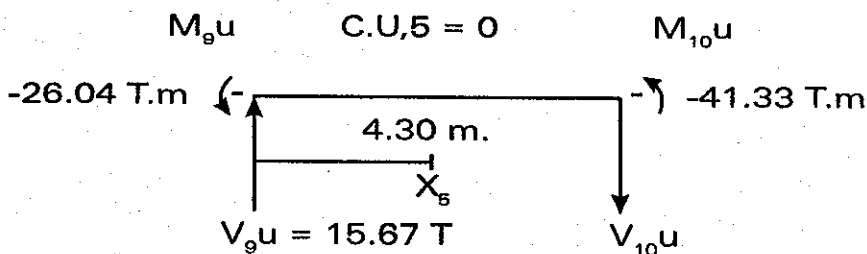
$$V_{5u} = 14.76 \text{ Ton.}$$



El momento último por medio del momento de izquierda o derecha de las 3 vigas fundamentales y del coeficiente que corresponde a la carga de .9 y 1.47 de las C.U. 4 y 5.

$$M_{7u.izq.} = .9 M_3 + 1.47 M_5 = .9 \times 34 + 1.47 \times 17.92 = 26.65 \text{ T.m}$$

$$M_{8u.der.} = .9 M_4 + 1.47 M_6 = .9 \times 17 + 1.47 \times 28.22 = 41.64 \text{ T.m}$$



$$M_{9u.izq.} = .9 M_3 - 1.47 M_5 = .9 \times 34 - 1.47 \times 17.92 = -26.04 \text{ T.m}$$

$$M_{10u.der.} = .9 M_4 - 1.47 M_6 = .9 \times 17 - 1.47 \times 28.22 = -41.33 \text{ T.m}$$

Fuerza de corte : solo del lado izquierdo de la viga por corte.

Para la viga C.U.4

$$\Sigma M_{8u} = 0 +)$$

$$41.64 + 26.65 - V_{7u} [4.3] = 0$$

$$V_{7u} = 15.88 \text{ Ton.}$$

$$M_{x_4} = 26.65 - 15.88 X_4$$

Para la viga C.U.5

$$\Sigma M_{10u} = 0 +)$$

$$-41.33 - 26.04 + V_{9u} [4.3] = 0$$

$$V_{9u} = 15.67 \text{ Ton.}$$

$$M_{x_5} = -26.04 + 15.67 X_5$$

COLUMNAS

En las siguientes ecuaciones, por medio de corte, dándole valores a $X = 0, 1, 2, 3, 4.3$ m.

Se obtienen los momentos de los puntos de su envolvente.

Para la viga C.U.1

$$Mx_1 = 1.14 = .39X_1$$

$$X_1 = 0$$

$$X_1 = 1$$

$$X_1 = 2$$

$$X_1 = 3$$

$$X_1 = 4.3$$

$$Mx_1 = 1.14;$$

$$Mx_1 = .75;$$

$$Mx_1 = .36;$$

$$Mx_1 = -.03;$$

$$Mx_1 = -.54$$

Para la viga C.U.2

$$Mx_2 = 25.99 - 15.34 X_2$$

$$X_2 = 0$$

$$X_2 = 1$$

$$X_2 = 2$$

$$X_2 = 3$$

$$X_2 = 4.3$$

$$Mx_2 = 25.99;$$

$$Mx_2 = 10.55;$$

$$Mx_2 = -4.69;$$

$$Mx_2 = -20.03;$$

$$Mx_2 = -.54$$

Para la viga C.U.3

$$Mx_3 = -24.28 + 14.76 X_3$$

$$X_3 = 0$$

$$X_3 = 1$$

$$X_3 = 2$$

$$X_3 = 3$$

$$X_3 = 4.3$$

$$Mx_3 = -24.28;$$

$$Mx_3 = -9.52;$$

$$Mx_3 = 5.24;$$

$$Mx_3 = 20.00;$$

$$Mx_3 = 39.19$$

Para la viga C.U.4

$$Mx_4 = 26.65 - 15.88 X_4$$

$$X_4 = 0$$

$$X_4 = 1$$

$$X_4 = 2$$

$$X_4 = 3$$

$$X_4 = 4.3$$

$$Mx_4 = 26.65;$$

$$Mx_4 = 10.77;$$

$$Mx_4 = -5.11;$$

$$Mx_4 = -20.99;$$

$$Mx_4 = -41.63$$

Para la viga C.U.5

$$Mx_5 = -26.04 + 15.67 X_5$$

$$X_5 = 0$$

$$X_5 = 1$$

$$X_5 = 2$$

$$X_5 = 3$$

$$X_5 = 4.3$$

$$MX_5 = -26.04;$$

$$MX_5 = -10.37;$$

$$MX_5 = 5.30;$$

$$MX_5 = 20.97;$$

$$MX_5 = 41.34$$

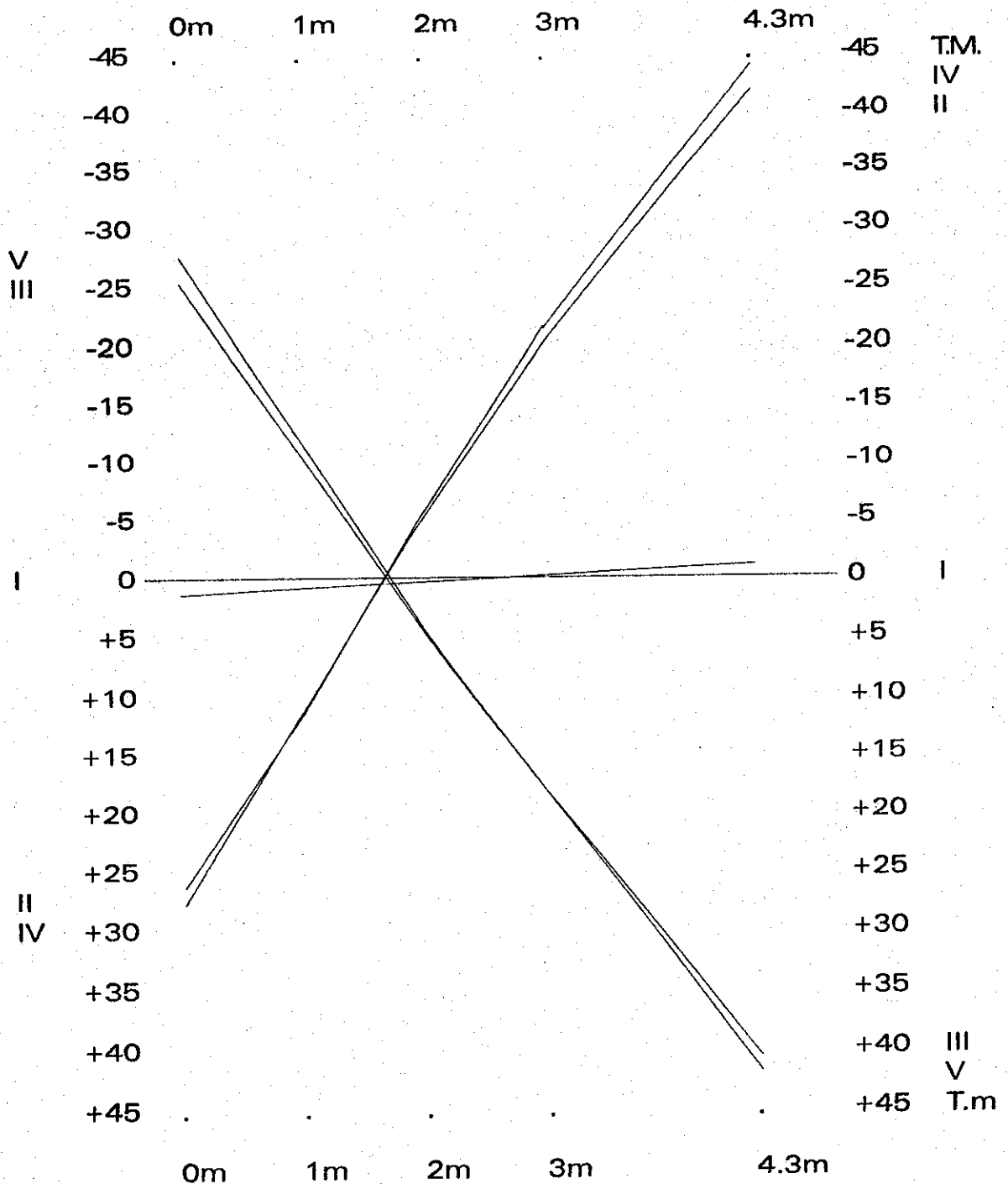
COLUMNAS**Gráfica de Envolventes de Momentos**

La gráfica va a dar los momentos máximos que se van a utilizar para el diseño de las columnas.

Los momentos máximos por medio del trazo de 2 líneas, abajo y arriba son los momentos últimos.

$$M (-) \text{ máx.} = -45 \text{ T.m}$$

$$M (+) \text{ máx.} = +45 \text{ T.m}$$



Glosario Capítulo IV

d = Peralte efectivo

h = t = H = Peraltes totales.

b = B = Ancho de sección de viga o columna.

V c.v. = Fuerza de corte por carga viva.

V c.m. = Fuerza de corte por carga muerta.

V si. = Fuerza de corte por sismo.

Av. = Área de varilla o sección.

S = Separación entre estribos.

E = Esbeltez de columna.

K = Factor de pandeo.

γ = Gamma = Radio de giro del área de la sección.

$\Psi = F_i$ = Relación de rigideces.

Ag. = Área grande la sección.

Ach. = Área chica de la sección o del estribo.

c.p. = Centro plástico o eje intermedio de la sección.

$\rho = R_o$ = Cuantilla de refuerzo respecto del área de sección.

Capítulo IV

Diseño de Vigas. la siguiente fórmula puede ser útil para averiguar los refuerzos de acero en vigas, losas y zapatas, experimentándose los resultados en cm^2 .

Datos importantes: Todos las vigas son iguales de 40 cm. x 65 cm.
 $b = 40 \text{ cm.}$ y en marcos transversale con 5.25 m.
 $d = 62 \text{ cm.}$ Mu. = kg. m.
 Mu. = 35,000 kg. m.

$$\begin{aligned} \text{As. viga} + &= [bd - \sqrt{(bd)^2 - \text{Mu.}b / .003825 F'c}] .85 F'c / F_y \\ \text{As. viga} + &= [40 \times 62 - \sqrt{(40 \times 62)^2 - 35,000 \times 40 / .003825 \times 210}] .85 \times 210 / 2810 \\ \text{As. viga} + &= [2480 - \sqrt{6,150,400 - 1,742,919.39}] \times .063523 \\ \text{As. viga} + &= [2480 - 2099.4] \times .063523 \\ \text{As. viga} + &= 24.17 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

Se propone la varilla # 8 = 5.07 cm^2 .

Para el acero mínimo As. mín. = $14.1 / F_y \cdot (bd)$

$$\text{As. máx.} = 14.1 / 2810 \times (40 \times 62) = + 12.44 \text{ cm}^2.$$

Para el acero máximo As. máx. = $\frac{1}{2} (\rho b) b d$

$$\text{As. máx.} = \frac{1}{2} (.85^2 F'c / F_y) (.003 / .005) 40 \times 62$$

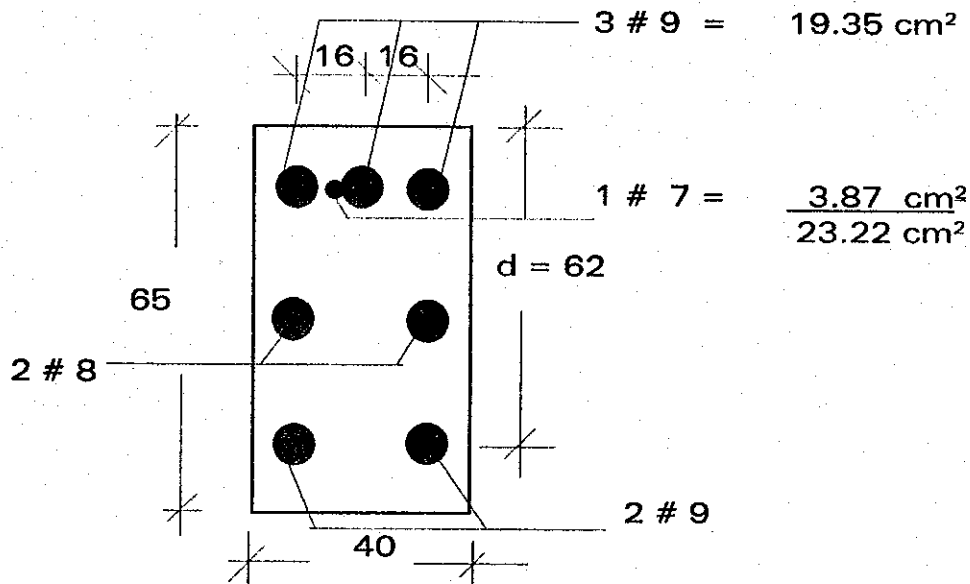
$$\text{As. máx.} = \frac{1}{2} (.85^2 \times 210 / 2810 \times 3/5) \times 2480$$

$$\text{As. máx.} = \frac{1}{2} (.032396) 2480$$

$$\text{As. máx.} = + 40 \text{ cm}^2.$$

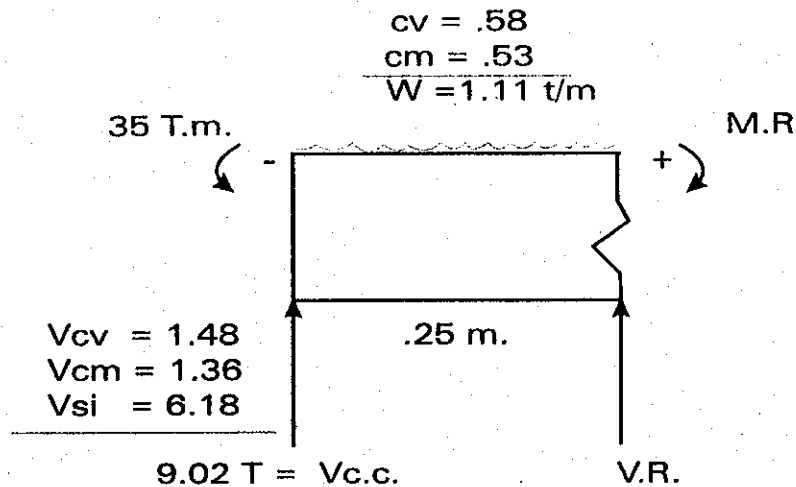
$$\begin{aligned} \text{As. mín.} + &\leq \text{As. +viga} \leq \text{As. máx.} + \\ 12.44 &\leq 23.22 \leq 40 \end{aligned}$$

El refuerzo en medio, se pone cuando $b/h \geq .5$ $40/65 = .615$



SECCION Extremos de Viga

Cálculo del momento en el Rostro de Columna



$$\Sigma M_R = 0 \quad +)$$

$$M.R. = 35 - 1.11 \times .25 \left[\frac{.25}{2} \right] + 9.02 \left[.25 \right] = 0$$

$$M.R. = 32.78 \text{ T.m.}$$

Cálculo del Acero + = $A_s + = \left[b d - \sqrt{(b d)^2 - \mu_u b / .003825 F'_c} \right] .85 F'_c / F_y$

$$A_s + = \left[40 \times 62 - \sqrt{(40 \times 62)^2 - 32780 \times 40 / .003825 \times 210} \right] .85 \times 210 / 2810$$

$$A_s + = \left[2480 - \sqrt{(2480)^2 - 1,632,368.5} \right] \times .85 \times 210 / 2810$$

$$A_s + = \left[2480 - \sqrt{4,518,031.5} \right] \times 178.5 / 2810$$

$$A_s + = \left[2480 - 2125.57 \right] \times 178.5 / 2810 = 22.51 \text{ cm}^2$$

Acero propuesto fué 3 # 9 = 19.35 cm²

$$1 \# 7 = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$A_s + = 23.22 \text{ cm}^2 \quad \approx \quad 22.51 \text{ cm}^2$$

Longitud de desarrollo = $L_d = .06 A_v F_y / \sqrt{F'_c}$

$$L_d = .06 \times 6.45 \times 2810 / \sqrt{210}$$

$$L_d = 75.043 \text{ cm.}$$

Se multiplica por un factor de 1.4 para la cama superior

$$L_d = 1.4 \times 75.043 = 105.06 \text{ cm.}$$

La cama inferior no = $L_d = 75 \text{ cm.}$

Momento último resistente, con el acero propuesto = 23.22 cm².

$$M_u = \phi T (d - T/1.7 F_c b)$$

$$M_u = .9 \times 2810 \times 23.22 (62 - 2810 \times 23.22 / 1.7 / 210 / 40)$$

$$M_u = .9 \times 65.248 (62 - 4.569)$$

$$M_{u.r} = 33.725 \text{ T.m.}$$

El momento último resistente es mayor que el momento actuante supuesto por la envolvente = 32.78 T.m. en el rostro de columna.

Chequeo por la fuerza de corte

La fuerza de corte actuante en la columna al centro es igual a la siguiente suma:

$$V_{cv} = 1.48 \text{ Ton.}$$

$$V_{cm} = 1.36 \text{ Ton.}$$

$$V_{si} = 6.18 \text{ Ton.}$$

$$V_{\text{última}} = V_{c.c.} = 9.02 \text{ Ton.}$$

Fuerza de corte resistente por el concreto = V_c .

$$V_c = .53 \phi \sqrt{F_c} b.d.$$

$$V_c = .53 \times .85 \sqrt{210} \times 40 \times 62$$

$$V_{\text{conc.r.}} = 16,190 \text{ Kg.} = 16.19 \text{ Ton.}$$

La fuerza de corte resistente del concreto es mayor, a la fuerza de corte actuante en la viga $16.19 > 9.02$

$V_c > V_u$ esto implica, que es suficiente para resistir a corte según condición de A.C., I, - '83. $V_s = V_u - V_c$

Para estribo se pone la varilla # 3 = .71 cm²

Momento resistente por el estribo = $M_r = T (d - d') \phi$

$$" = M_r = 2810 \times .71 (62-3) \times .9$$

$$" = M_r = 105,940 \text{ Kg. cm.}$$

$$" = M_r = 1.059 \text{ T.m.}$$

Se supone la sección crítica a un peralte = d , del rostro de la columna.

Distancia crítica = $\frac{1}{2}$ col. + 62 = 87 cm. = 90 cm. c/lado

10 estribos # 3 a 10 cm. en ambos extremos de la viga = 2.00 m 1.00

10 estribos # 3 a 30 cm. después de los 10 = 3.00 1.50

un estribo # 3 a 25 cm. centro Viga = 0.25
5.25 m.

Como prueba A varilla a 10 cm. :

$$A_v = 3.5 b S / F_y = 3.5 \times 40 \times 10 / 2,810$$

$$A_v = .498 \text{ cm}^2 \quad \text{ok. la \# 3}$$

Acero a tensión = $A_s \text{ viga R.} + A_s$

$$\text{Acero a tensión} = 22.51 + .71 = 23.22 \text{ cm}^2$$

$$\underline{3 \# 9 + 1 \# 7}$$

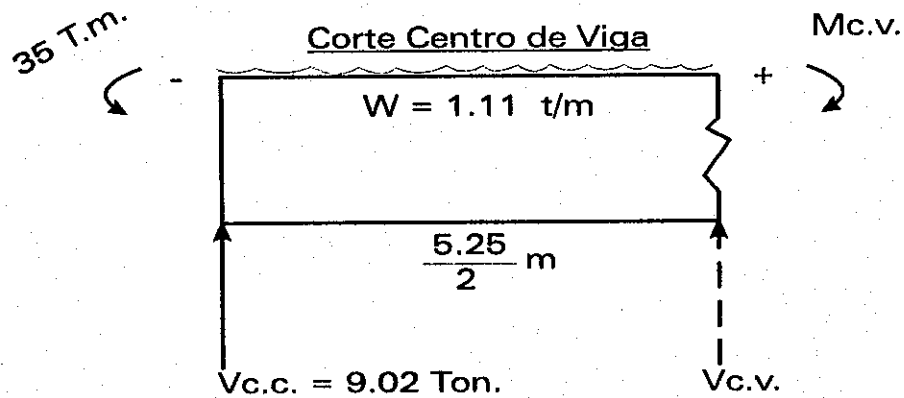
Acero a compresión = $F.M. \times A_s = 0.94$

$$23.22 \text{ cm}^2$$

$$1.33 \times .71 = 0.94 \quad "$$

Para averiguar el momento en el centro de viga se hace un corte en el centro de ésta.

Así se puede averiguar el acero positivo que lleva.
Haciendo sumatoria de momentos en dicho corte.



$$\Sigma M_{c.v} = 0+$$

$$M_{c.v.} - 35 - 1.11 \times 5.25 / 2 \left[\frac{1}{2} \times 5.25 / 2 \right] + 9.02 \left[\frac{5.25}{2} \right] = 0$$

$$M_{c.v.} = 15.15 \text{ T.m.} = 15,150 \text{ Kg. m.}$$

$$A_s + = \left[b d - \sqrt{(b d)^2 - M u. b / .003825 F_c} \right] .85 F_c / F_y$$

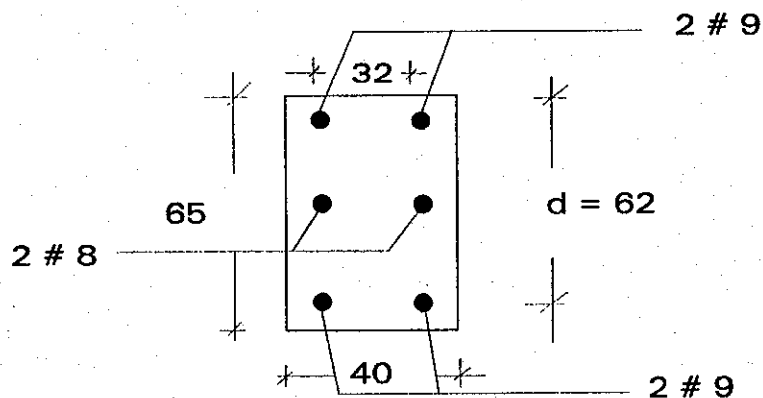
$$A_s + = \left[40 \times 62 - \sqrt{(40 \times 62)^2 - 15,150 \times 40 / .003825 \times 210} \right] .85 \times 210 / 2810$$

$$A_s + = \left[2480 - \sqrt{(2480)^2 - 754,435} \right] \times 178.5 / 2810$$

$$A_s + = \left[2480 - \sqrt{6,150,400 - 754,435} \right] \times 178.5 / 2810$$

$$A_s + = \left[2480 - 2322.92 \right] \times 178.5 / 2810$$

$$A_s + c.v. = 9.98 \text{ cm}^2 \quad 2\#9 = 12.90 \text{ cm}^2$$



SECCION Centro de Viga

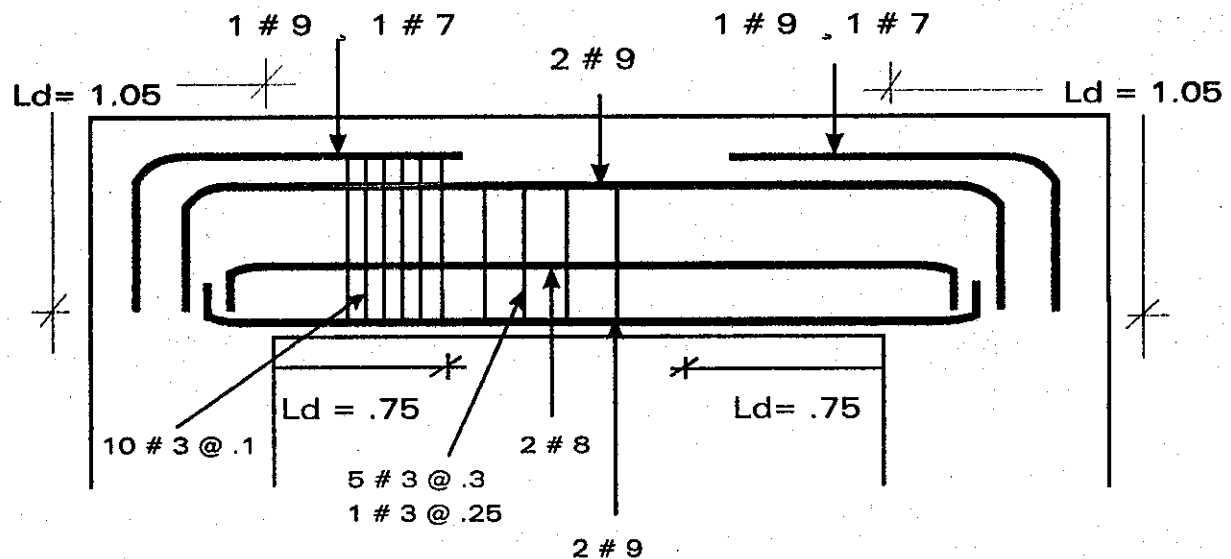
DISEÑO DE LA VIGA

En el diseño de viga debe de haber simetría y siempre hay que poner un refuerzo en cada esquina del estribo y amarrarlos.

También el refuerzo longitudinal, cumple con norma A.C.I. que es % sobre el refuerzo del acero positivo máximo que es el del rostro de viga = 23.22 cm².

33% para el refuerzo longitudinal superior = 8 cm² 2#9

50% para el refuerzo longitudinal inferior = 11.6 cm² 2#9



Este es el diseño para todas las vigas del edificio, por ser iguales de 40 cm. x 65 cm. y una pequeña variación de longitud.

Estribos

Siendo la única variación que puede haber en la separación de el estribo al centro de viga, en una disminución, para que salgan extremos iguales.

A cada extremo de la viga

$$10 \# 3 \text{ a } 10 \text{ cm.} = 100 \text{ cm.} \times 2 = 2.00 \text{ m.}$$

$$5 \# 3 \text{ a } 30 \text{ cm.} = 150 \text{ cm.} \times 2 = 3.00 \text{ m.}$$

$$1 \# 3 \text{ a } 25 \text{ cm.} = 25 \text{ cm.} \times 1 = 0.25 \text{ m.}$$

$$\underline{5.25 \text{ m.}}$$

ACLARACION

Del refuerzo intermedio Utilizado en columnas.

Se pone refuerzo intermedio cuando la relación de ancho entre el peralte total es mayor de .5 : $40/75 = .53$

La carga última = P_u nos está dando 12.7 Ton.

En tensión o compresión = $T = F_y \cdot A_s = 2810 \times 5.07 = 14.25$ Ton.

Lo cual nos faltaría en el momento de flexión pura y con lo cual estaríamos por debajo del $M_u = 45$ T.m.

Altura de compresión balanceada = $a_b = 42.7$ cm.

que es mayor que la mitad = 37.5 cm. agarrando los 6#8 = 30.42cm².

La condición balanceada también disminuiría y los diagramas de interacción; Habría que cambiarlo todo. Por tales razones el refuerzo intermedio no lo quitamos.

Diseño de Columnas

Las columnas del marco exterior son todas iguales = 40cm x 75cm. y 2.8 m. de largo siendo la única diferente la del 1er. nivel con 4.3 m.

Datos

$$F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$F_y = 2810 \text{ "}$$

$$E_c = 15,100 \sqrt{210} \text{ Kg/cm}^2.$$

$$K \text{ col.m.ext.} = .54$$

$$K \text{ viga} = .19$$

$$M_{\text{dis.}} = +, - 45 \text{ T.m.}$$

$$M_{\text{últ.}} = - 41.63 \text{ T.m.}$$

$$P_{\text{últ.}} = 454 \text{ Ton.}$$

$$K \text{ col.m.ext. 1er.ni.} = .35$$

Revisión por Esbeltez

$$\psi_N = K \text{ col. Arriba y Abajo} / K \text{ #vigas} = (4 \times .54 + .35) / 7 \times .19$$

$$\psi_N = 2.42$$

$$\psi_P = 0 ; \text{Hasta el pie de la col. (zapata)}$$

$$\Phi = (2.42 \times 0) / 2 = 1.21$$

$$\text{Factor de pandeo} = K = (20 - \Phi) / 20 \times \sqrt{1 + \Phi}$$

$$K = (20 - 1.21) / 20 \times \sqrt{1 + 1.21} = 1.4$$

$$\text{Esbeltez} = E = K \cdot L_u / \text{Radio de Giro}$$

$$E = 1.4 \times 4.3 / .3h$$

$$E = 26.75$$

$$\text{Radio de Giro} = .3h$$

$$= .3 \times .75 = .225$$

La condición para magnificar es que la E esté comprendida entre 21 y 100;
Tal como

$$E = 26.75.$$

Sí, se magnifica.

$$\text{El magnificador} =$$

$$M_d / M_u$$

$$= 45 / 41.63 = 1.08$$

Requisito de A.C.I. - '83

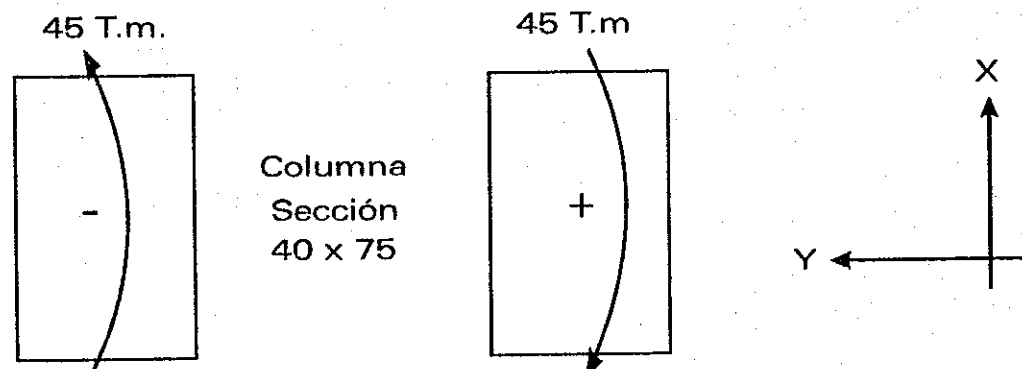
El lado mínimo de la columna debe ser = 20 cm.

Los % de refuerzo debe ser = 1 % a 6 %, situación que también es requisito de "Coguanor" de Guatemala por ser zona de alto riesgo sísmico.

9 # 8 es mayor que 30 = 1%, y menor que 180 = 6%.

1.52%

Dirección del momento del sismo



Cálculo Diagrama de Interacción

El diagrama de interacción para la columna del marco exterior va a dar el área en la cual tiene que quedar cualquier fuerza que hubiera dentro del diagrama.

- a) Carga axial o puntual = $P = F_{zas}$. Resistivas = $P_s + P_c$
 Carga última = $P_u = \phi (T + .85 F_c \cdot A_g)$
 $P_u = .7 (2810 \times 45.63 + .85 \times 210 \times 210 \times 40 \times 75)$
 $P_u = 464 \text{ Ton. Esto es C/col. m.ext.}$
- b) Momento de flexión pura = M.f.p.
 Del capítulo IV se tiene el dato $a_b = 42.7 \text{ cm.}$ en pag.25, que es la altura de compresión, en la sección de la col.
 a_b es mayor que $t/2 = 75/2 = 37.5 \text{ cm.}$

Fuerza de tensión del acero = $T' = F_y \cdot A_s$
 $T' = 2810 \times 6 \times 5.07 = 85,480 \text{ Kg.}$
 M.f.p. = $\phi T' (d - T' / 1.7 F_c \cdot b)$
 M.f.p. = $.9 \times 85,480 (72 - 85,480 / 1.7 \times 210 \times 40)$
 M.f.p. = 50.78 T.m.

El momento de flexión pura resistente es mayor que el M. diseño.

- c) Condición Balanceada = M.b. y P.u.b.

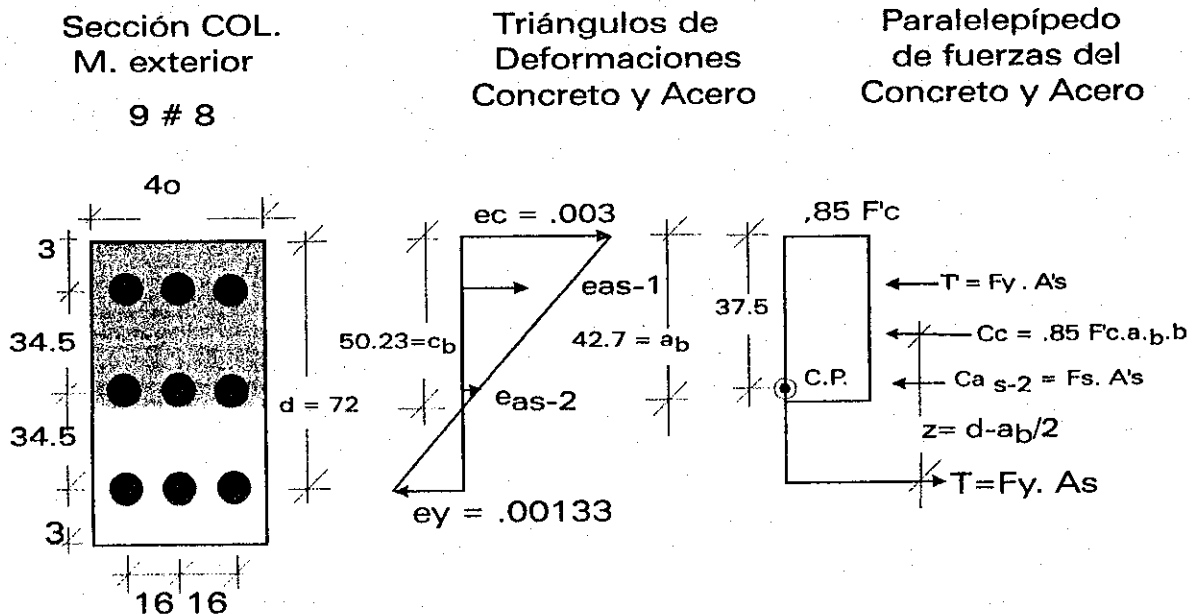
Esfuerzo de trabajo del acero = $F_s = E_s \cdot e_s$

Esfuerzo de fluencia del acero = $F_y = E_s \cdot e_y$; $e_y = F_y / E_s$

Módulo Elástico del acero = $2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$.

Deformación de fluencia del acero = $e_y = 2810 / 2.1 \times 10^6$
 $e_y = .001338$

Todos los aceros que tengan un valor mayor a $e_y = .001338$ fluyen.



Del triángulo de deformaciones se relacionan:

$$C_b/.003 = d/ (.003 + .0013) \quad c_b = 50.23 \text{ cm.}$$

$$a_b = .85 c_b = 42.7 \text{ cm.}$$

$$ab > t/2 = 75/2 = 37.5 \text{ cm.}$$

Fuerzas en el paralelepípedo de compresión;

$$\text{Compresión } a_{s,1} = T = 2810 \times 3 \times 5.07 = 42.74 \text{ Ton.}$$

$$\text{Compre. del concreto} = .85 F' c. a_b \cdot b$$

$$C.c. = .85 \times 210 \times 42.7 \times 40 = 304.8 \text{ Ton.}$$

$$\text{Compresión } a_{s,2} = F_{s,2} \cdot A_s \quad F_{s,2} = \epsilon_s \cdot E_{s,2} = 1,554 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C.a_{s,2} = E_s \cdot e_{a_{s,2}} \cdot A_s \quad \text{Por triángulos de deformación del acero}$$

$$C.a_{s,2} = 2.1 \times 10^6 \times .00076 \times 15.21 \quad C_b/.003 = 50.23 - 37.5/a_{s,2}$$

$$C.a_{s,2} = 24,275 \text{ Kg.} \quad e_{a_{s,2}} = .00076$$

$$\text{Compresión del acero del nivel-2} = 24.275 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma F_x = 0 \quad F. \text{ exterior} = F. \text{ interiores} = F_{zas. \text{ Comp.}} - T$$

$$F. \text{ balanceada} = 42.74 + 304.8 + 24.275 + T$$

$$P. \text{ balan.} = 329.07$$

$$P. \text{ b. última} = \emptyset P.b. = .7 \times 329.07$$

$$P.b.u. = 230.35 \text{ Ton.}$$

Sumatoria de Momentos en el Centro Plástico

$$\Sigma M_{c.p.} = 0 \quad M. \text{ exterior} = M. \text{ interiores} \quad T = C.a_{s,1}$$

$$M. \text{ balan.} = 2 T [34.5] + C.c. \cdot \frac{1}{2} [34.5]$$

$$M. \text{ balan.} = 2 \times 42.74 [34.5] + 304.8 [17.25] \text{ T.cm.}$$

$$M. \text{ balan.} = 82.0686 \text{ T.m.}$$

$$M. \text{ balan. último} = \emptyset M.b. = 73.86$$

$$M.b.u. = 73.86 \text{ Ton.}$$

Puntos del diagrama de interacción:

$$P_1 = P_u = 464 \text{ Ton.}$$

$$P_2 = P.b.u. = 230.35 \text{ ton.}$$

$$M.b.u. = 73.86 \text{ T.m.}$$

$$P_3 = M.f.p. = 50.78 \text{ T.m.}$$

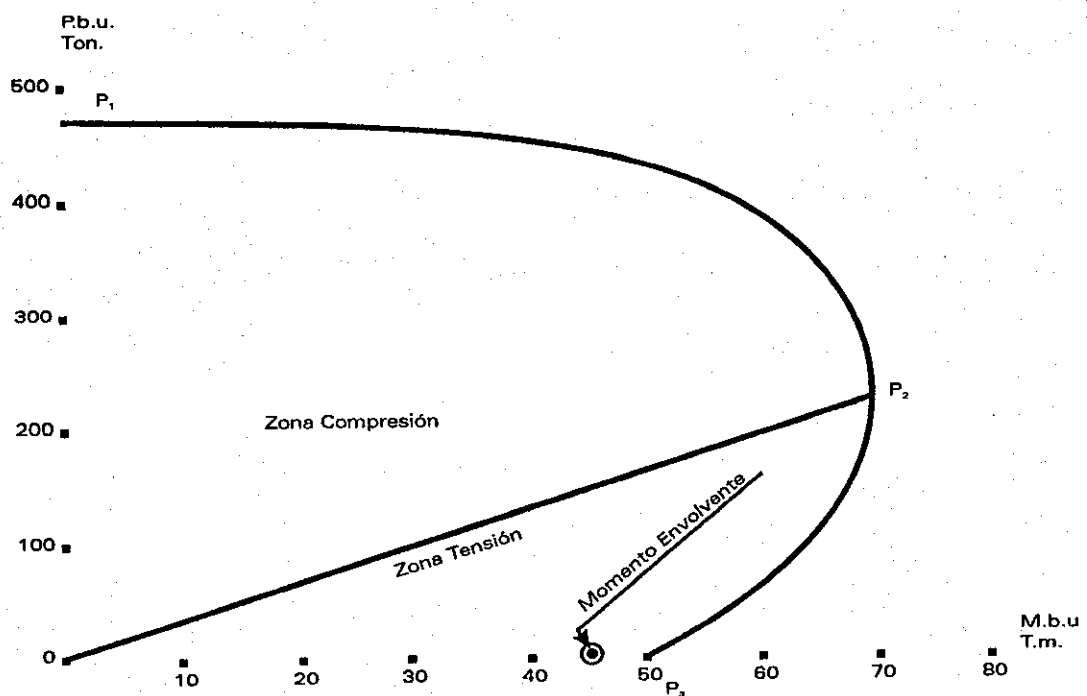
Diagrama de Interacción Columna de Marco Exterior

Puntos del diagrama

P1 = P.u. = 464 Ton.

P2 = P.b.u. = 230.35 Ton.
M.b.u. = 73.86 T.m

P3 = M.f.p. = 50.78 T.m.



El punto del momento máximo
de la envolvente de 45 T.m.
tenía que quedar dentro del diagrama.

Igualmente cualquier otra nueva fuerza que hubiere.

ACLARACION

Del Refuerzo Intermedio Utilizado

Se pone refuerzo intermedio cuando la relación de ancho entre el peralte total es mayor de .5 : $40/50 = .8$

En carga última = P_u , nos esta dando 12.7 Ton.

En tensión o compresión = $T = F_y \cdot A_s = 2810 \times 5.07 = 14.25$ Ton.

Lo cual nos faltaría en el momento de flexión pura y con lo cual estaríamos por debajo del M_u .

La altura de compresión balanceada = $a_b = 27.87$ cm.

que es mayor que la mitad = 25 cm. agarrando los 6#8 = 30.42 cm².

La condición balanceada también nos disminuiría y los diagramas de interacción, habría que cambiarlo todo.

Por tales razones el refuerzo intermedio no lo quitamos.

Continúa M. balanceado y carga balanceada P.b.

Del capítulo III y pag. 28 datos de marco interior.

Altura de compresión del triángulo de deformaciones = $c_b = 32.79$

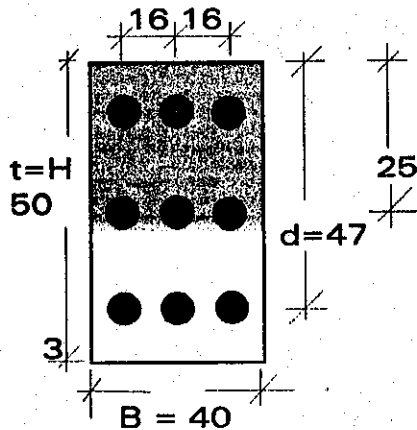
Altura de paralelepípedo de compresión = $a_b = .85 c_b = 27.87$ cm.

Las fuerzas de compresión y tensión del 1er. nivel son iguales

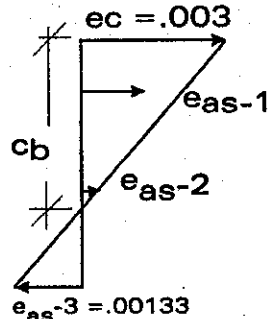
$$T' = F_c \cdot A's$$

$$T = F_y \cdot A_s = 42.74 \text{ Ton.}$$

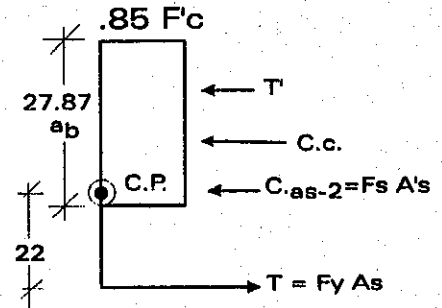
9 # 8



Sección Col.
M. Interior



Triángulos de
Deformaciones



Paralelepípedo
de compresión
y tensión.

Compresión del concreto = C.c. = $.85 \times 210 \times 27.87 \times 40 = 198.99$ Ton.

Compresión del acero nivel-2 = C.as-2 = $F_s \cdot A's$

$$F_s = E_s \cdot e_{as-2}$$

Triángulos semejantes = $c_b / .003 = (c_b - 25) / e_{as-2}$

$$e_{as-2} = .0007127 \quad F_s = 2.1 \times 10^6 \times .0007127 = 1,496.7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$C_{as-2} = F_s \cdot A's = 1,496.7 \times 3 \times 5.07 = 22.76 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma F_x = 0 \quad F. \text{ exterior} = F. \text{ interior} \quad T = T'$$

+ →

$$P. \text{ balanceada} = T - C.c - T' - F_s \cdot A's$$

$$P. \text{ balanceada} = C.c + F_s \cdot A's = 198.99 + 22.76$$

$$" = 221.75 \text{ Ton}$$

$$" \text{ última} = \emptyset P.b. = .7 \times 221.75$$

$$P.b.u. = 155.22 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma M_{c.p.} = 0$$

+)

$$M. \text{ exterior} = M. \text{ interior} \quad T [z] = T' [z]$$

$$M. \text{ balanceado} = 2 T [22] + C.c. [11.05] \text{ T.cm}$$

$$" = 40.72 \text{ T.m.}$$

$$M.b.u. = \emptyset M.b. = .9 \times 40.72 = 36.65 \text{ T.m.}$$

Puntos de diagrama de interacción : $P_1 = P_u = 339$ Ton.

$$P_2 = P.b.u. = 155.22 \text{ Ton.}$$

$$P_3 = M.f.p. = 31.55 \text{ T.m.}$$

$$M.b.u. = 36.65 \text{ T.m.}$$

Diagrama de Interacción

Columna de Marco Interior

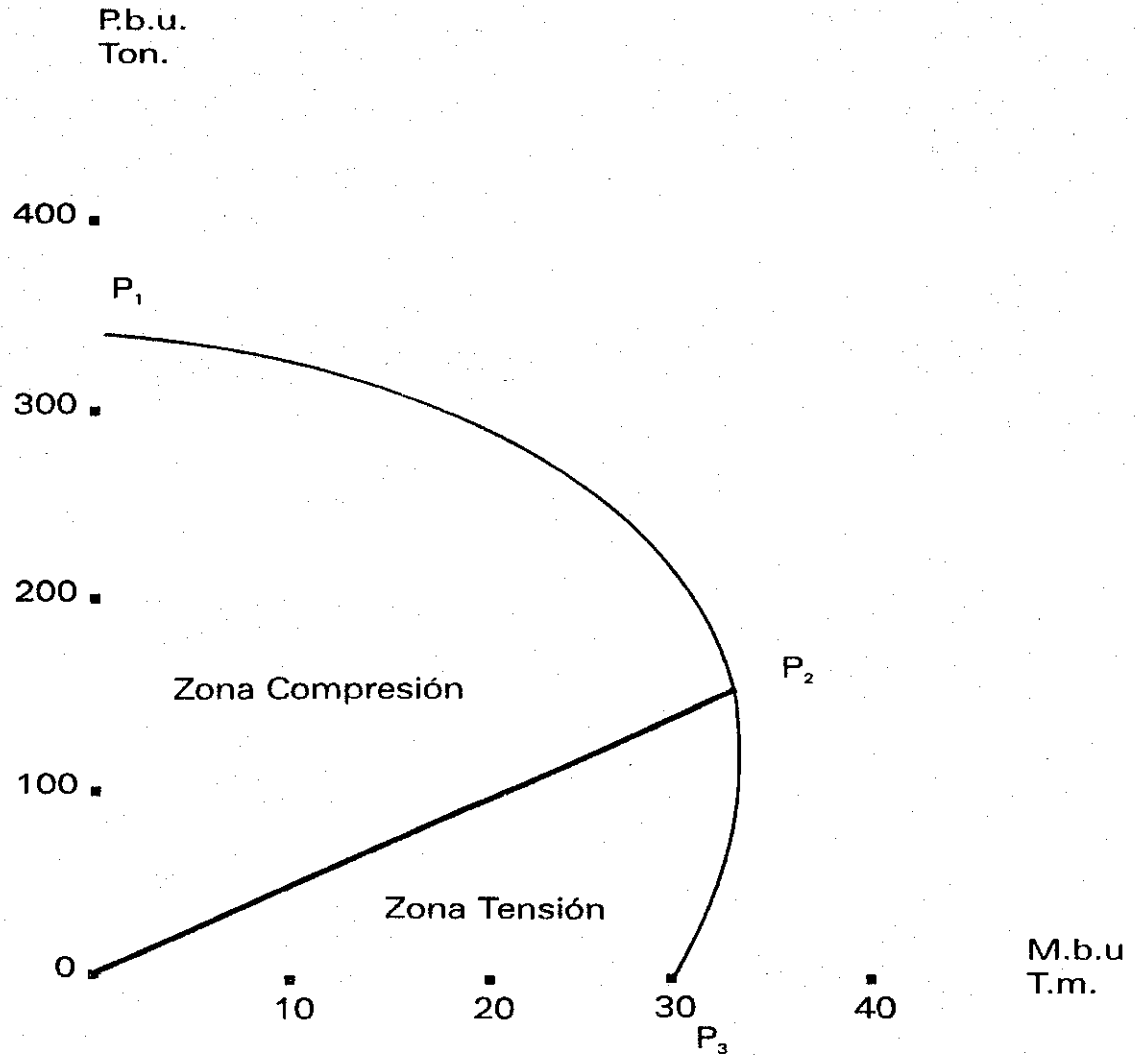
Puntos del Diagrama

$P_1 = P.u. = 339 \text{ Ton.}$

$P_2 = P.b.u. = 155.22 \text{ Ton.}$

$M.b.u. = 36.65 \text{ T.m.}$

$P_3 = M.f.p. = 31.55 \text{ T.m.}$



Cualquier otra fuerza
tiene que quedar adentro
del diagrama

CONFINAMIENTO DE COLUMNAS

El confinamiento es el refuerzo transversal a las columnas, siendo los estribos que recomienda la A.C.I.. La varilla mínima, para estribos es la # 3 = .71 cm².

Para las columnas del marco exterior. Sus secciones son:

$$\text{Area grande} = A_g = 40 \times 75 = 3,000 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area chica} = A_{ch.} = 32 \times 69 = 2,208 \text{ cm}^2$$

$$\text{En refuerzo longitudinal de } 9 \# 8 = 45.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Longitud de confinamiento} = L. \text{ conf.} = L. \text{ col.} / \# \text{ cols.} = 4.3/6$$

$$L. \text{ conf. entrecimpo} = .5 \text{ m} \quad L. \text{ conf} = .716 = .72 \text{ m.}$$

Esta L. conf. es desde la base de la columna = 72 cm.

$$\text{Factor de refuerzo transversal mínimo} = \rho_s \text{ m.} = .12 F_c / F_y$$

$$\rho_s \text{ m.} = .12 \times 210 / 2810$$

$$\rho_s \text{ m.} = .008$$

Factor de refuerzo transversal máximo = $\rho_s \text{ máx.}$

$$\rho_s \text{ máx. col.} = .3 F_c / F_y (A_g / A_{ch.} - 1)$$

$$\rho_s \text{ máx. col.} = .3 \times 210 / 2810 (3,000 / 2,208 - 1)$$

$$\rho_s \text{ máx. col.} = .008$$

Condición, que el ρ_s mínimo sea igual o menor al ρ_s máximo.

A. varilla para estribo mínimo = # 3 .71 cm². A.C.I.

Long. última para la sección chica = L.u. =

$$L.u. = 69 - (1 - d' / d) = 69 - (1 - 3/72) = 68 \text{ cm.}$$

Separación mínima entre estribos, en el confinamiento = $S_{\text{mín.}}$

$$S_{\text{mín.}} = 2 A_v / \rho_s \text{ col.} \times L.u. = 2 \times .71 / .008 \times 68 = 2.61 \text{ cm}$$

$S_{\text{mín.}}$ permitida por A.C.I. = 3 cm.

Separación máxima entre estribos en la columna: será el menor valor de los sig.

$$16 \text{ veces el diámetro varilla longitudinal} = 40 \text{ cm.}$$

$$48 \text{ veces el diámetro del estribo} = 45 \text{ cm.}$$

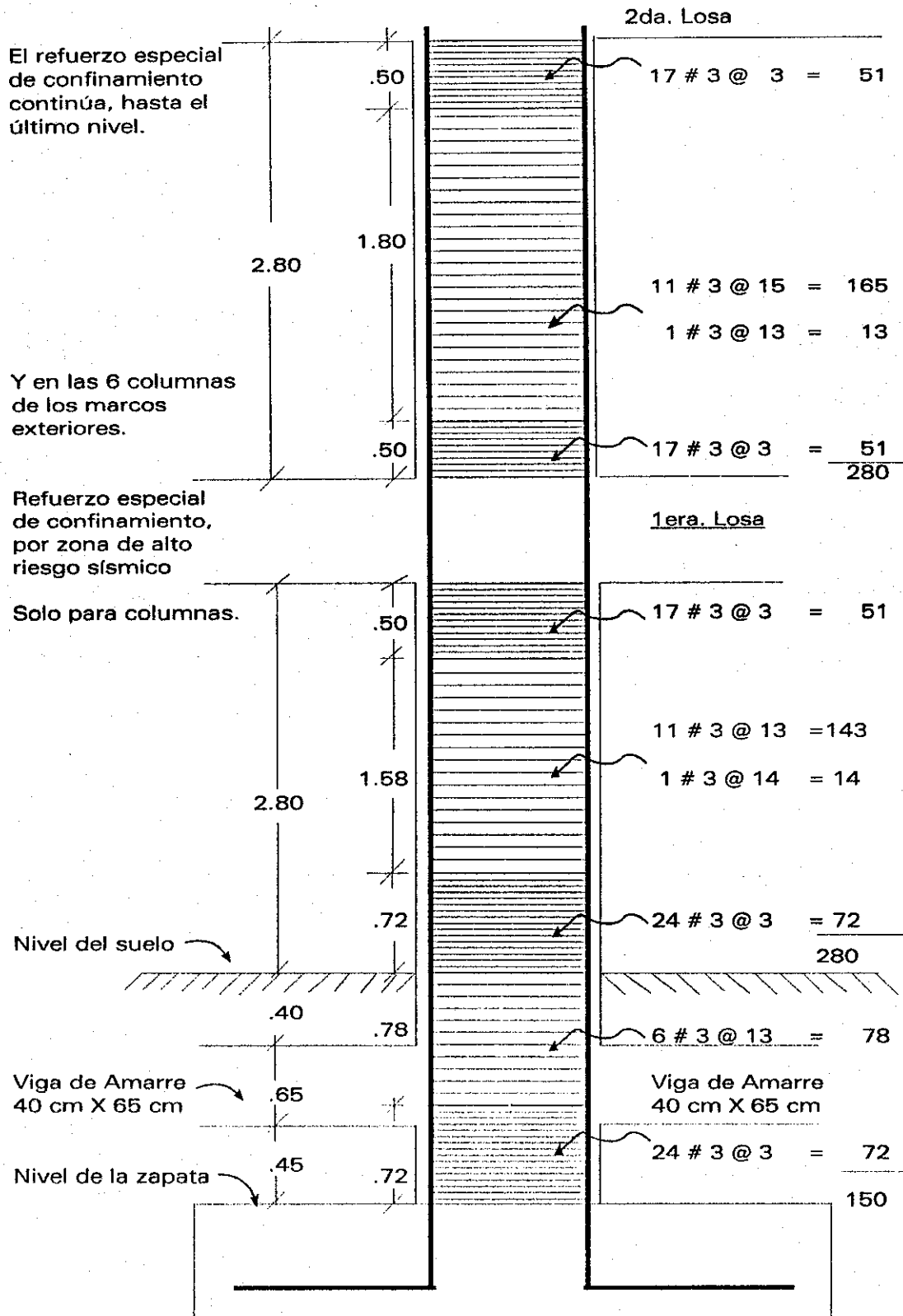
$$1/2 \text{ .d respecto lado menor de la sección} = 36/2 = 18 \text{ cm.}$$

El menor valor fué = 18 cm. = $S_{\text{máx.}}$

$$\text{Area de varilla mínima con } S_{\text{máx.}} = 3.5 b.s / F_y = 3.5 \times 40 \times 18 / 2810$$

$$= .896 \text{ cm}^2, \text{ con } S_{\text{máx.}} \text{ Tenemos una}$$

A. varilla = $2 \times .71 = 1.42 \text{ cm}^2$. ok.



Diseño : Columna de marco exterior
Sección = 40 cm. x 75 cm.
Sin Escala

Para las columnas del marco interior: Sus secciones son.

Area grande = $A_g = 40 \times 50 = 2,000 \text{ cm}^2$.

Area chica = $A_{ch} = 32 \times 44 = 1,408 \text{ cm}^2$.

El refuerzo longitudinal es de $9 \# 8 = 45.63 \text{ cm}^2$.

El refuerzo transversal es de $\#3 = .71 \text{ cm}^2$. A.C.I.

Longitud de Confinamiento = $L_{conf} = L_{col.} / \# \text{ cols.}$

$$L_{conf} = 4.3 / 12$$

L_{conf} desde la base de la columna = 36 cm.

L_{conf} en entrepiso = $L_{col.} / \# \text{ cols.} = 2.8 / 12 = 24 \text{ cm}$.

Factor de refuerzo transversal mínimo = $\rho_s \text{ mín.}$

$$\rho_s \text{ mín.} = .12 F'_c / F_y = .12 \times 210 / 2810$$

$$\rho_s \text{ mín.} = .008$$

Factor de refuerzo transversal máximo = $\rho_s \text{ máx.}$

$$\rho_s \text{ máx.} = .3 F'_c / F_y (A_g / A_{ch} - 1)$$

$$\rho_s \text{ máx.} = .3 \times 210 / 2810 (2,000 / 1,408 - 1)$$

$$\rho_s \text{ máx.} = .009$$

Condición que el ρ_s mínimo sea igual o menor que el ρ_s máximo.

Longitud última de la sección chica de la columna = L_u .

$$L_u = 44 - (1 - d'/d) = 44 - (1 - 3/47) = 43 \text{ cm}$$

Separación mínima de estribos en el confinamiento = $S \text{ mín.}$

$$S_{\text{mín.}} = 3 \text{ cm.} \quad \text{A.C.I.}$$

Separación máxima de estribos en el confinamiento = $S \text{ máx.}$

Será el menor valor de lo sig.

16 veces el diámetro de la varilla longitudinal $\# 8 = 40 \text{ cm}$.

48 veces el diámetro del estribo $\#3 = 45 \text{ cm}$.

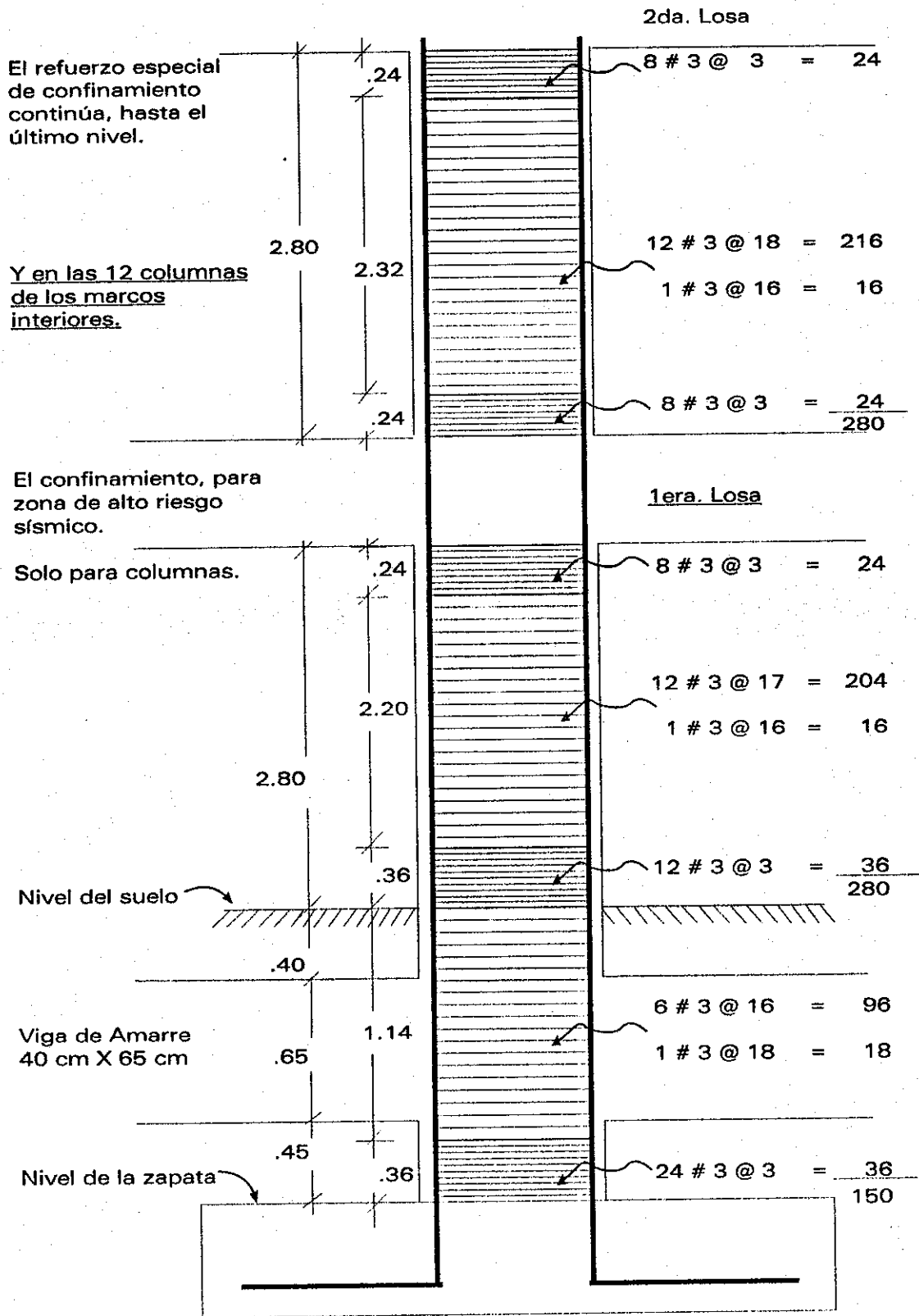
$1/2 \cdot d$ respecto del lado menor de la sección chica = $36/2 = 18 \text{ cm}$.

$$S_{\text{máx.}} = 18 \text{ cm.}$$

Area de la varilla del estribo correcta = $A_v \text{ mín.} = 3.5 b_s / F_y$

$A_v \text{ estribo} = 3.5 \times 40 \times 18 / 2810 = .896 \text{ cm}^2$ esto es el mín.

$A_v \text{ estribo con } S_{\text{máx}} = 18 \text{ cm}$, es = $2 \times .71 = 1.42 \text{ cm}^2$. A.C.I.



Diseño: Columna de marco interior
Sección = 40 cm. x 50 cm.
Sin Escala

DISEÑO DE LOSA

Los datos que se tenían :

P. P. Losa	= 350 Kg/m ² .
Acabado	= 100 "
C.M	= 450 "

C.V. = 500 Kg/m².

Esta losa está formada por una parte prefabricada y otra terminada "in - situ".

La parte prefabricada está formada por Viguetas y Bovedillas.

Viguetas:

Las viguetas o nervios, llamados comunmente Joist, están formados por varillas # 4 y # 2 y por un mortero que da una mayor resistencia en el concreto, llamada "Pastilla de concreto preesforzado" ; $F_c = 350 \text{ Kg / cm}^2$.

Joist:

Es la estructura de acero dúctil de grado 40.
 $F_y = 40,000 \text{ lbs./ pulg}^2$. Es vigueta pretensada.

Bovedilla:

Son los blocks de relleno entre dos viguetas.
Las bovedillas al igual que a las viguetas hay diferentes anchos entre viguetas y largos para viguetas.

Losa monolítica:

Va a ser constituida al hacer la fundición "in-situ", con una capa recubridora de 5cm. de espesor sobre la bovedilla.

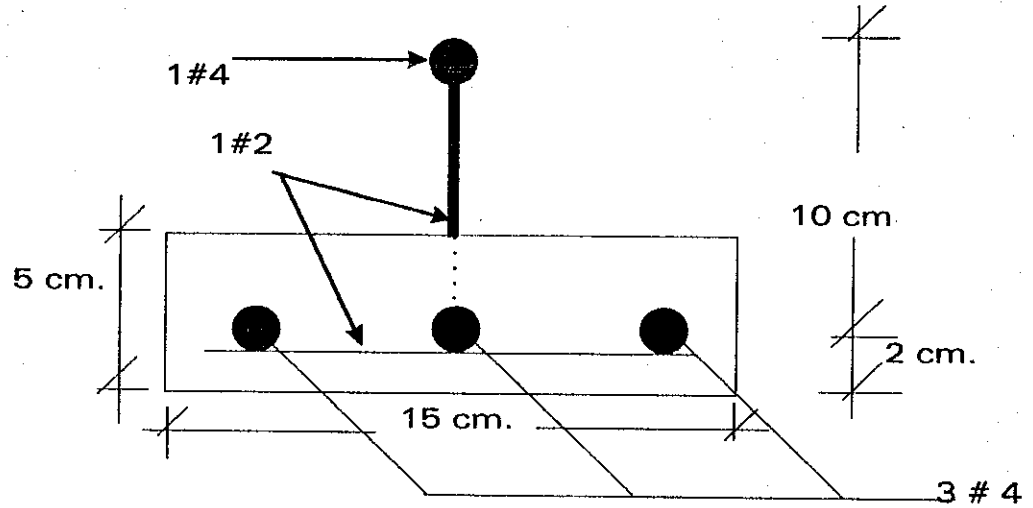
La resistencia de este concreto debe de ser = $F_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ a 28 días.

Nervio típico o Joist:

El exceso de longitud de la varilla superior en 30 cm. puede ser quitado y se coloca un bastón para unir las puntas de la vigueta.

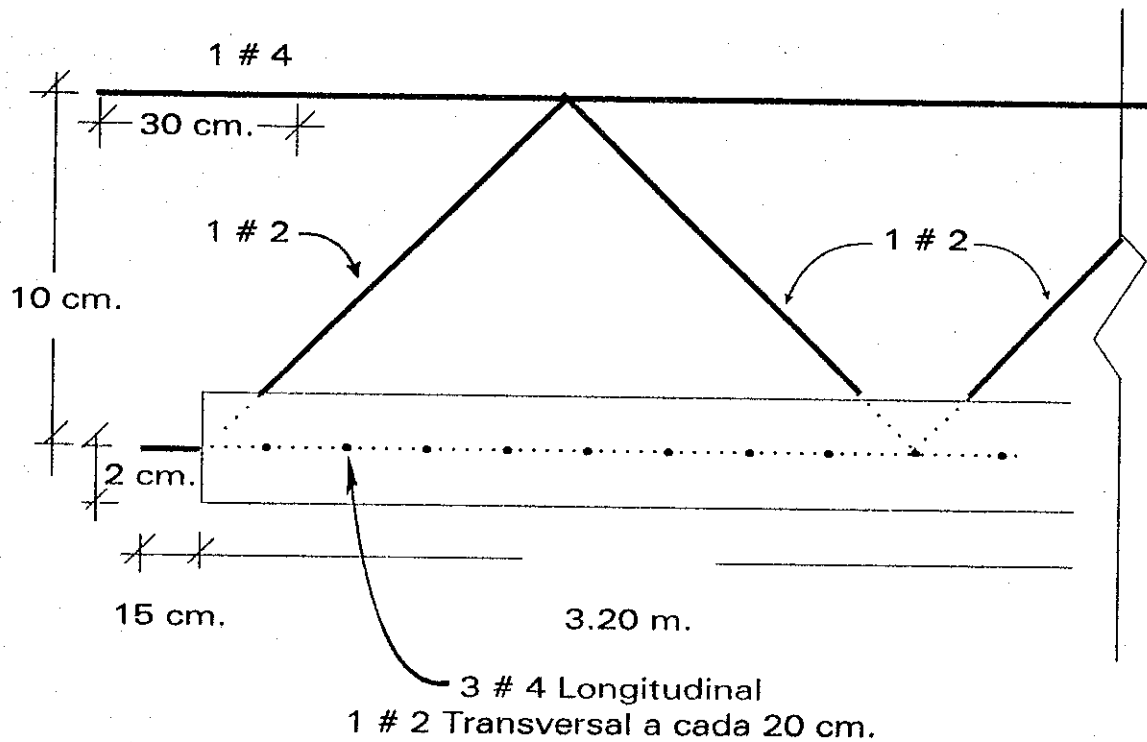
El bastón tiene una longitud de $1/5$ de la luz libre, a cada lado.

$$\text{Bastón} = 3.10 \times 1/5 = .62 \text{ m.} = 62 \text{ cm.}$$



Vista de Punta de Vigueta

Joist: Armadura de acero soldada



PRETECSA

Se responsabiliza por las sobrecargas anteriormente declaradas para la losa.

Por consiguiente, si tomamos la menor cantidad de los tres cálculos anteriores = 612 Kg. /m².

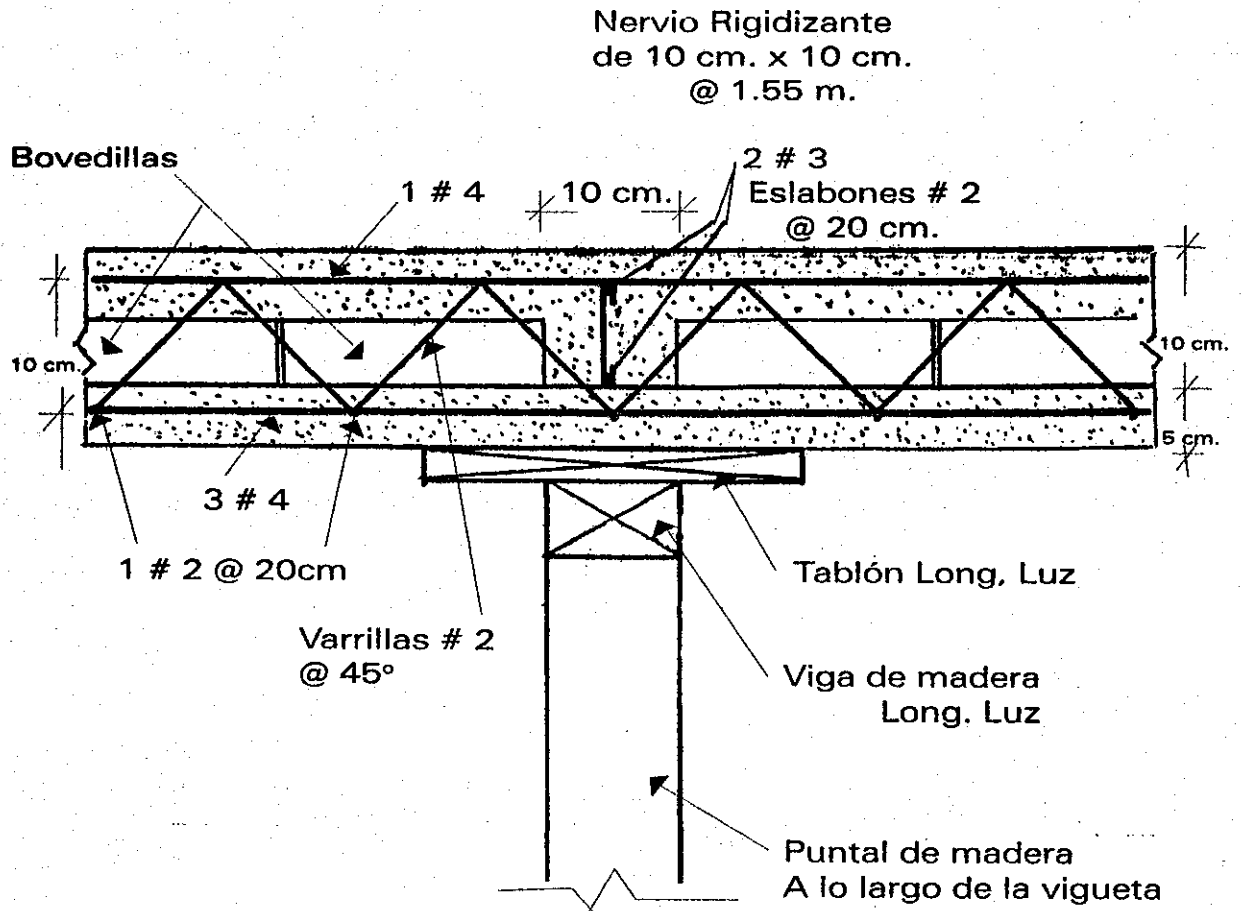
Si nos basamos en una sobrecarga de = 600 Kg./m² vamos a estar dentro de las tres cantidades anteriores sobre: Flexión; Corte y Deflexión con completa seguridad.

Siendo para el área de losa = $3.1 \times 4.9 = 15.19 \text{ m}^2$.

Soportando en total = $600 \times 15.19 = 9,114 \text{ Kg.} = 9.11 \text{ Ton.}$

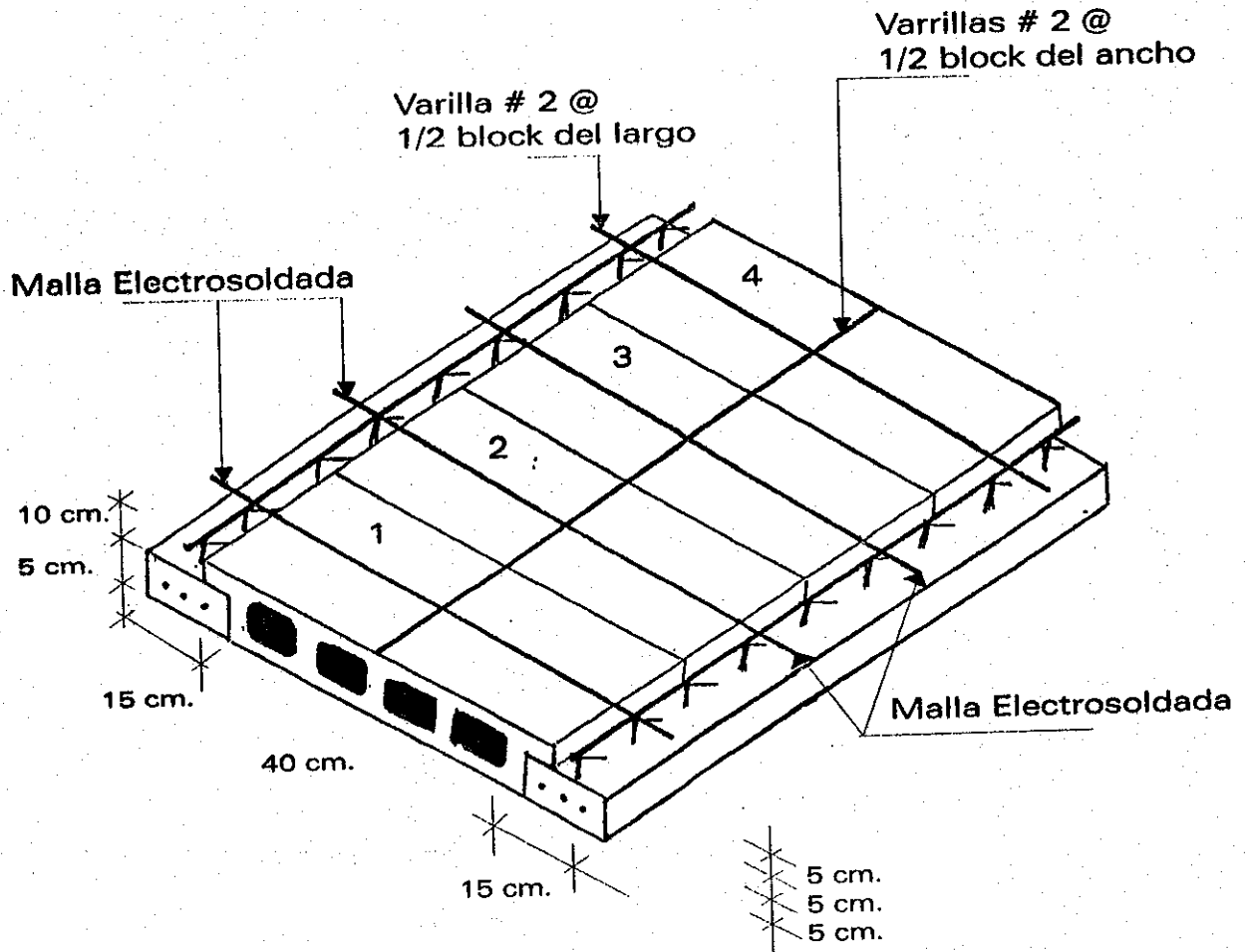
Esta cantidad sobre cada losa de 15.19 m² y que son 10 por nivel = 91.14 Ton./ Nivel.

Detalle de Losa y Nervio Rigidizante



El nervio rigidizante es el refuerzo transversal a la vigueta o sea que va a media luz de 3.10 m. Teniendo una longitud de 5.00 m.

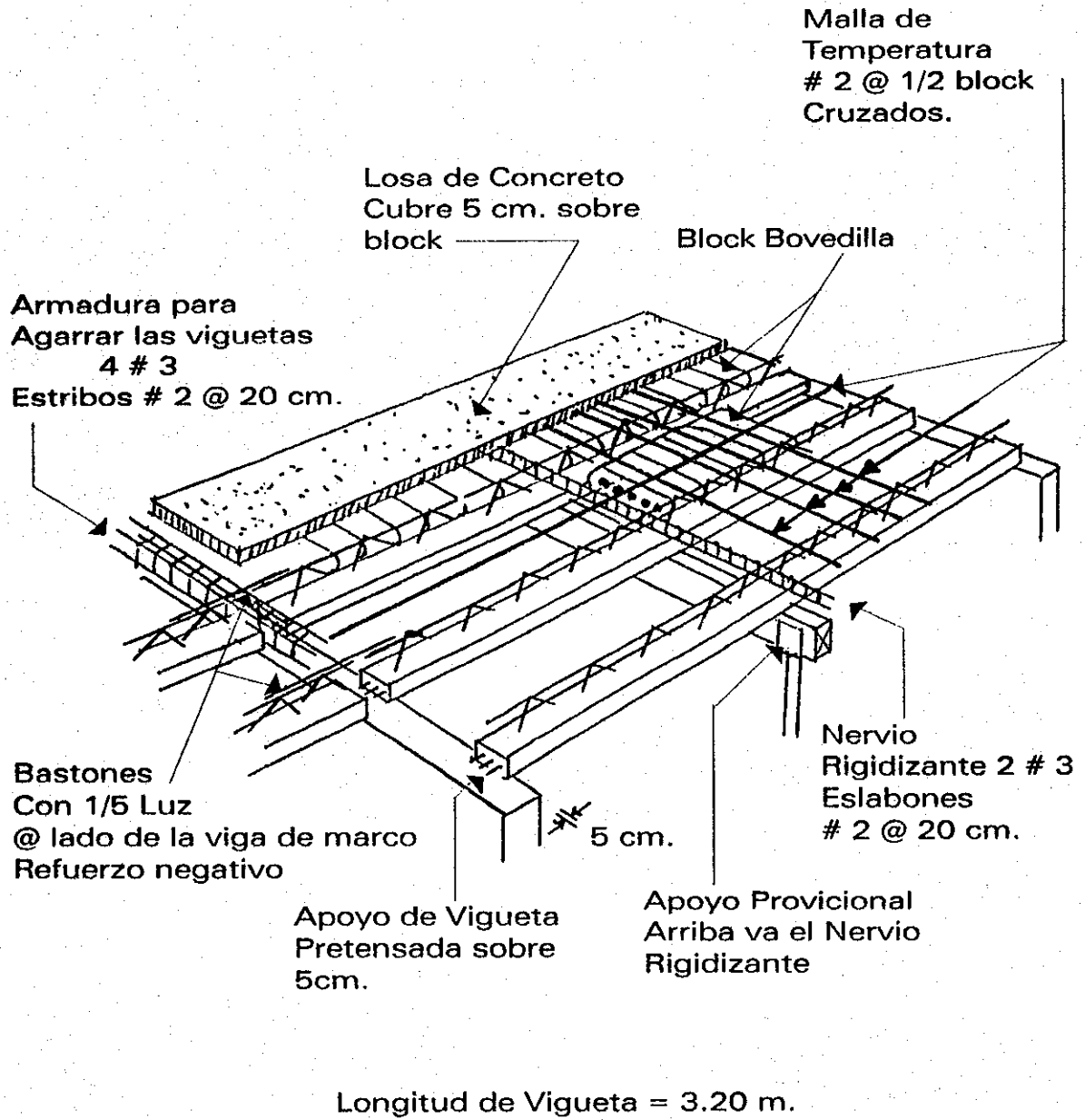
DETALLE ISOMETRICO Vigueta y Block de Bovedilla



La malla electrosoldada es un refuerzo para la temperatura.

El espécimen correspondiente a 4 blocks de bovedillas y 2 viguetas a sus lados previo al recubrimiento de concreto de 5 cm. sobre la bovedilla.

ESQUEMA DE LOSA



Diseño de una Zapata Central

Del capítulo 1 pag. 8, se tiene el peso del edificio.

$$W_{\text{edi.}} = 1,095.77 \text{ Ton. } W_{\text{edi. superf.}} = 1,095.77 / 11 \times 17.9$$

$$W_{\text{edi. superf.}} = 5.565 \text{ Ton/m}^2.$$

Datos

$$W_{\text{suelo}} = 1.8 \text{ Ton./m}^3 \quad \text{Valor Soporte del Suelo} = 28 \text{ Ton./m}^2$$

$$W_{\text{con.}} = 2.4 \text{ " } = \quad \text{Col. int.} = 40 \text{ cm. X } 50 \text{ cm.}$$

Del capítulo III pag. 29, se tiene el Area tribu. = 18.375 m².

para una columan central del marco interior.

$$W_{\text{col. int.}} = W_{\text{edi. superf.}} \times A_{\text{trib.}}$$

$$W_{\text{col. int.}} = 5.565 \times 18.375 ; \underline{P_{\text{col. int.}} = 102.257 \text{ Ton.}}$$

Valor Soporte = V.S.

$$V.S. = G \text{ admisible suelo} = \frac{G.h.}{F.s.}$$

$$\text{Esf. de Hund.} = Gh = \frac{P.h.}{A_{\text{zapata}}}$$

Carga de hundimiento = Ph = 102.257 Ton.

Factor de Carga Ultima = F.C.U. = (1.4 D + 1.7 L) / D + L

$$F.C.U. = (1.4 \times 450 + 1.7 \times 500) / 450 + 500 = 1.5578$$

$$F.C.U. = 1.56$$

Procedimiento

Cargas de Servicio $P' = P_u / F.C.U.$ $M' = M_u / F.C.U.$

$$P' = 102.257 / 1.56 = 65.349 \text{ Ton.}$$

Del capítulo IV pág. 65 se tiene $M_u = 36.65 \text{ T.m.}$ de Col. interior

$$M' = 36.65 / 1.56 = 23.49 \text{ Tm.}$$

Fuerza Horizontal de Servicio = $H' = H_u / F.C.U.$

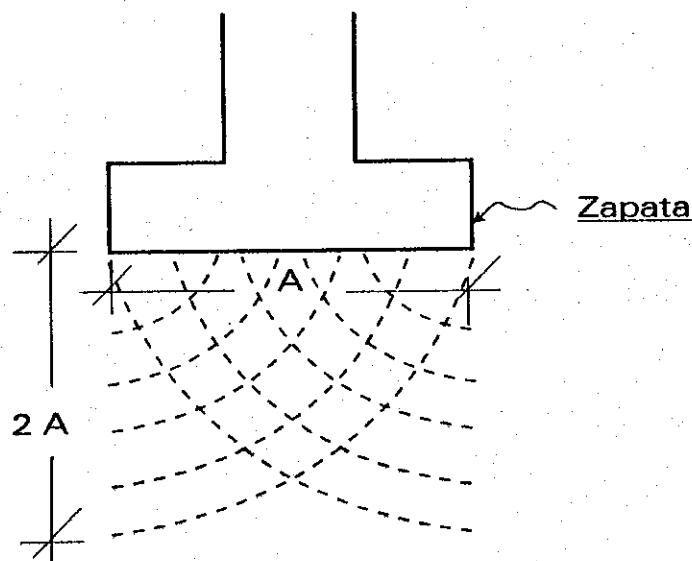
$$H' = 35.31 / 1.56 = 22.63 \text{ ton.}$$

La fuerza horizontal última se tomó del cap. I pág. 11

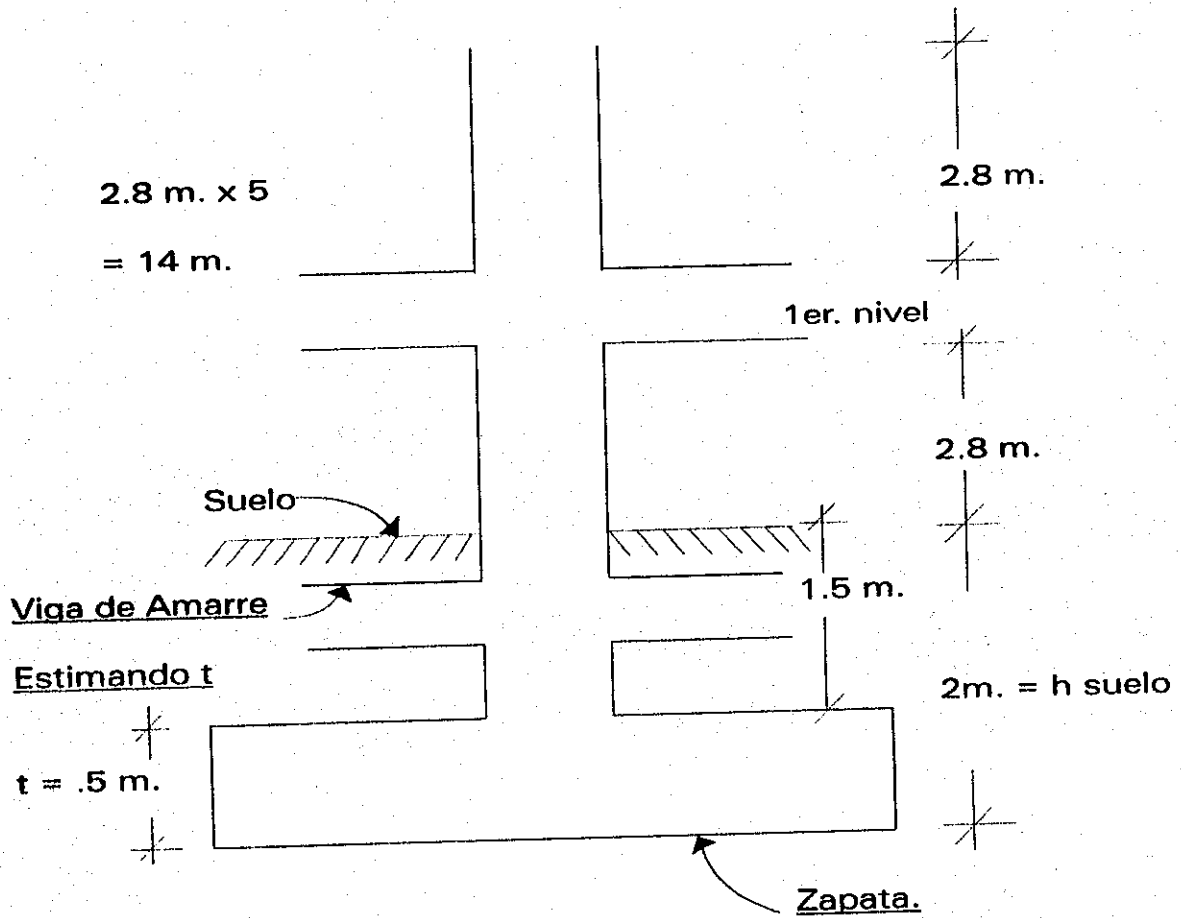
F techo = F nivel-5 = 35.31 Ton. Sin F. Top

La zapata rectangular se comporta como si fuese cuadrada.

Y su acción llega hasta el doble de su lado de su área en la profundidad del suelo.



Espesor de Zapata



2) 1era. Estimación de Area de Zapata.

$$A_{zapata} = 1.5 P' / V.S. = 1.5 \times 65.35 / 28 = 3.5 \text{ m}^2$$

$$A_{zap.} = 4 \text{ m}^2.$$

Carga real que recibe el suelo = P''

$$P'' = P' + P_{sue.} + P_{cimi.} + P_{col.} + P_{sobrecarga}$$

$$P'' = 65.35 + 14.4 + 4.8 + 7.68 + 0$$

$$P_{sue.} = A_{zap.} \times h_{suelo} \times W_{sue.}$$

$$P_{sue.} = 4 \times 2 \times 1.8 = 14.4 \text{ Ton.}$$

$$P_{cimi.} = A_{zap.} \times t_{zap.} \times W_{conc.}$$

$$P_{ci.} = 4 \times .5 \times 2.4 = 4.8 \text{ Ton.}$$

$$P_{col.} = A_{sec. col.} \times (h_{col.} + h_{suelo}) \times W_{conc.}$$

$$P_{col.} = .4 \times .5 \times (14 + 2) \times 2.4 = 7.68 \text{ Ton.}$$

$$P'' = 92.22 \text{ Ton.}$$

3) Presiones en la zapata = q

$$q = P' / A \text{ zap.} \pm M'_x / S_x \pm M'_y / S_y$$

$$q = 92.22 / 4 \pm 23.49 / 1/6 (2 \times 2^2) \pm 0$$

$$q = 23.055 \pm 17.6175 ; \quad q_1 = 40.6725 \text{ T/m}^2.$$

$$q \text{ máx.} = 40.6725 \text{ T/m}^2. \quad q_2 = 5.4375 \text{ T/m}^2.$$

$$q \text{ máx.} > \text{ V.S.} = 28 \text{ T/m}^2.$$

\Rightarrow Aumentar el área de la zapata
Deber ser $q \text{ máx.} \leq \text{V.S.}$

4) 2do. tanteo para el área zapata. Estimando = $3 \times 2 \text{ m}^2$.

Sin cambio ; $P' = 65.35 \text{ Ton.}$; $P \text{ col.} = 7.68 \text{ Ton.}$
 $P \text{ suelo} = A \text{ zap.} \cdot h \text{ sue.} \cdot W \text{ sue.}$
 $P \text{ suelo} = 6 \times 2 \times 1.8 = 21.6 \text{ Ton.}$
 $P \text{ cimiento} = A \text{ zap.} \cdot t \text{ cimi.} \cdot W \text{ conc.}$
 $P \text{ cimi.} = 6 \times .5 \times 2.4 = 7.2 \text{ Ton.}$
 $P' = P' + P \text{ suelo} + P \text{ cimi.} + P \text{ col.}$
 $P' = 63.35 + 21.6 + 7.2 + 7.68 = 101.83 \text{ Ton.}$

5) Presiones en la zapata.

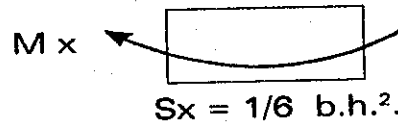
$$q = P' / A \text{ zap.} \pm M'_x / S_x$$

$$q = 101.83 / 6 \pm 23.49 / 1/6 (2 \times 3^2) = 16.97 \pm 7.83$$

$$q \text{ máxi.} = 24.8 \text{ T/m}^2. \quad \text{Dirección del Momento}$$

$$q \text{ míni.} = 9.14 \text{ T/m}^2.$$

$$q \text{ máximo} < \text{V.S.}$$



$$24.8 < 28 \text{ T/m}^2 \text{ ok.}$$

6) Cálculo de la presión de diseño.

$$q \text{ diseño u.} = q \text{ u. máx.} = q \text{ máx.} \cdot \text{F.C.U.}$$

$$q \text{ dis. ult.} = q \text{ u. máx.} = 24.8 \times 1.56 = 38.688 \text{ T/m}^2.$$

Presión última del suelo sobre el cimiento = $q \text{ u. (s} \rightarrow \text{ci.)}$
 es igual a la presión de diseño ultimo = $q \text{ dis, u.}$

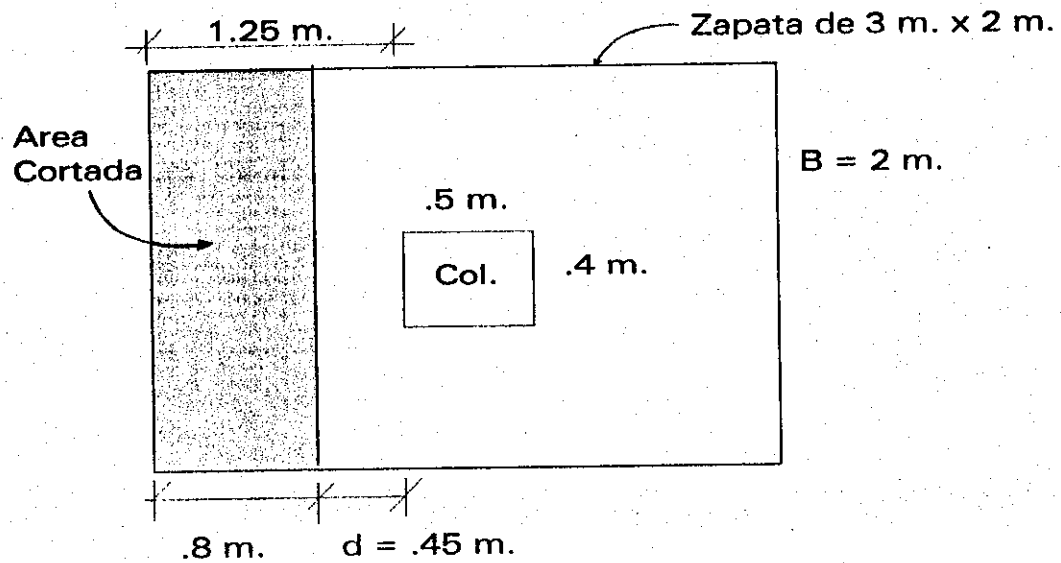
7) Diseño del Peralte del Cimiento.

Cheque por Corte Simple 1er. tanteo $d = 45 \text{ cm.}$
 El corte es a un peralte efectivo = d del rostro de la columna sobre la zapata.

Corte Simple a un Peralte efectivo = d $d = 45$ cm.

El área cortada puede ser a ambos lados.

También se le llama corte simple o de flexión.



Corte Actuante = $V_{act.}$

$$V_{act.} = A_{cortada} \cdot q_u \text{ (su.} \rightarrow \text{ci.)}$$

$$V_{act.} = 2 \times 0.8 \times 38.688$$

$$V_{act.} = 61.9 \text{ Ton}$$

Corte Resistente = V_R .

$$V_R = .53 \phi \sqrt{F_c} \cdot B \cdot d$$

$$V_R = .53 \times .85 \sqrt{210} \times 200 \times 45$$

$$V_R = 58.75 \text{ Ton.}$$

$V_R < V_{act.}$

El corte resistente menor al corte actuante implica aumentar el 'd'
2do. tanteo ; Si $d = 48$ cm.

$$A_{cortada} = 2 \times .77 = 1.54 \text{ m}^2$$

$$V_{act.} = 1.54 \times 38.688$$

$$V_{act.} = 59.57 \text{ Ton.}$$

$$V_R = .53 \times .85 \sqrt{210} \times 200 \times 48$$

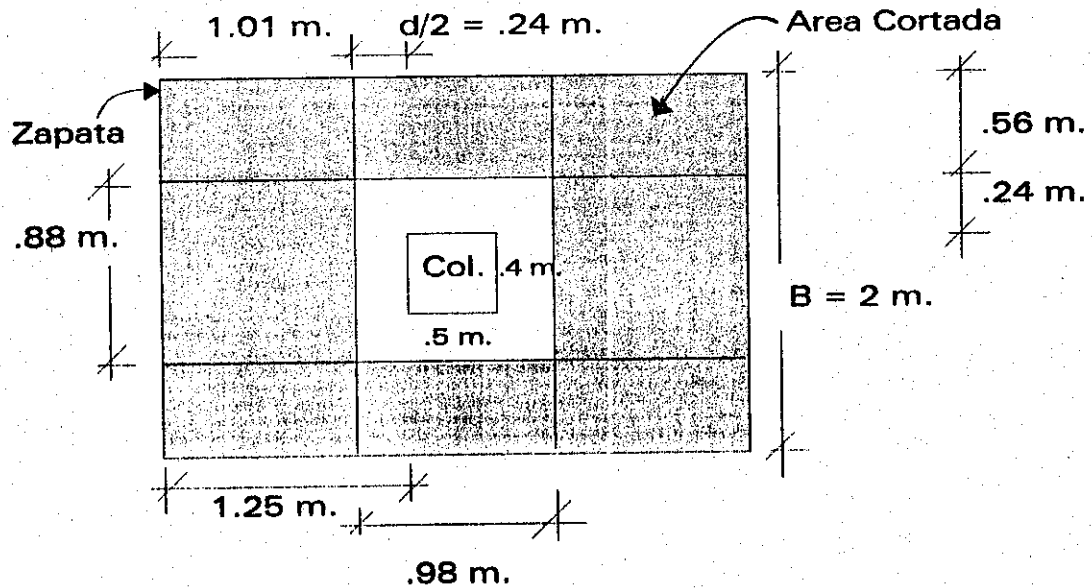
$$V_R = 62.67 \text{ Ton.}$$

$V_R > V_{act.}$ ok.

$$62.67 > 59.57$$

8) Chequeo por Corte Punzonante a un $d/2$

$$d = 48 \text{ cm.}$$

Presión última por el suelo sobre el cimiento = q_u (sue. \rightarrow ci.)

$$\underline{\text{Corte Actuante}} = V_{\text{act.}}$$

$$V_{\text{act.}} = A_{\text{cortada}} \cdot q_u \text{ (s. } \rightarrow \text{ ci.)}$$

$$A_{\text{cortada}} = A_{\text{zapata}} - A_{\text{q' queda}}$$

$$A_{\text{cortada}} = 6 - .98 \times .88 = 5.137 \text{ m}^2.$$

$$V_{\text{act.}} = 5.137 \times 38.688 = 198.74 \text{ Ton.}$$

$$\underline{\text{Corte Resistente}} = V_R$$

$$V_R = 1.06 \phi \sqrt{F_c} b_o \cdot d$$

$$b_o = \text{Perímetro cortado} = 2(.4 + d) + 2(.5 + d)$$

$$b_o = 2 \times .88 + 2 \times .98 = 3.72 \text{ m.}$$

$$V_R = 1.06 \times .85 \sqrt{210} \times 372 \times 48/1000$$

$$V_R = 233.14 \text{ Ton.}$$

$$V_R > V_{\text{act.}}$$

$$233 > 198.7 \text{ ok.}$$

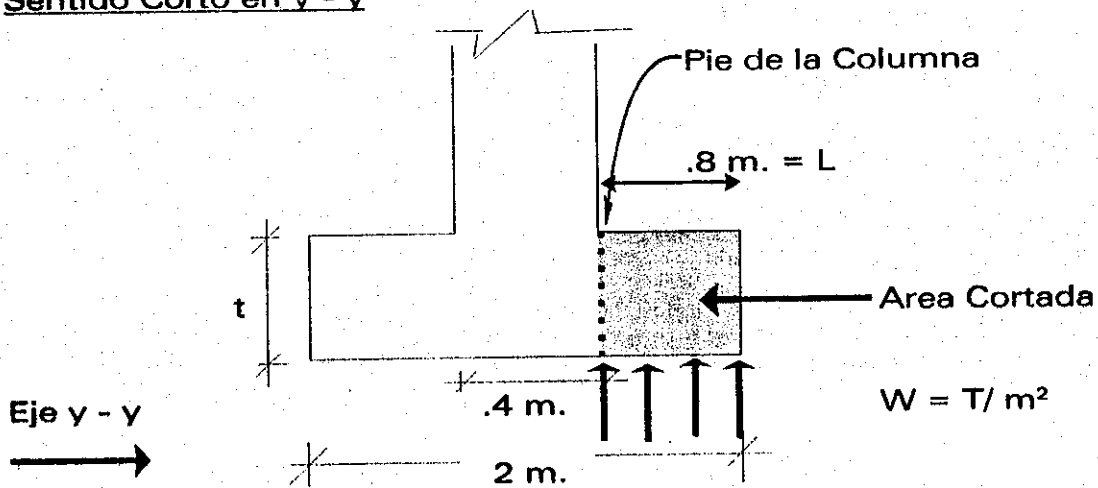
Condición:

Corte Resistente sea mayor que el Corte Actuante.

9) Chequeo por Momento Flexionante = M_u al pie de la columna.

Como si fuese una viga en voladizo invertida.

Sentido Corto en y - y



Momento último al pie de la columna, = Momento Actuante.

$$M_u = M_{act.} = W L^2 / 2 \quad W = q_u \text{ (s. } \rightarrow \text{ci.)} = 38.688 \text{ T/m}^2$$

$$M_{act.} = 38.688 \times .8^2 / 2$$

$$M_{act.} = 12.38 \text{ T, m/m}$$

10) Cálculo del Acero de Refuerzo, Sentido Corto y - y

Tomando una longitud unitaria = $b = 100 \text{ cm}$. $d_{yy} = 48 \text{ cm}$.

$$A_s \text{ y-y} = [bd_{yy} - \sqrt{(bd_{yy})^2 - M_u \cdot b / .003825 / 210}] \cdot .85 F_c / F_y$$

$$A_s \text{ y-y} = [100 \times 48 - \sqrt{(4,800)^2 - 12,380 \times 100 / .003825 / 210}] \cdot .85 F_c / F_y$$

$$A_s \text{ y-y} = [4,800 - 4636.6756] \times .85 \times 210 / 2810$$

$$A_s \text{ y-y} = 10.37 \text{ cm}^2. \quad \text{en } b = 100 \text{ cm.} \quad 1 \# 6 = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$4 \# 6 = 11.4 \text{ "}$$

11) Espaciamiento = S_{yy}

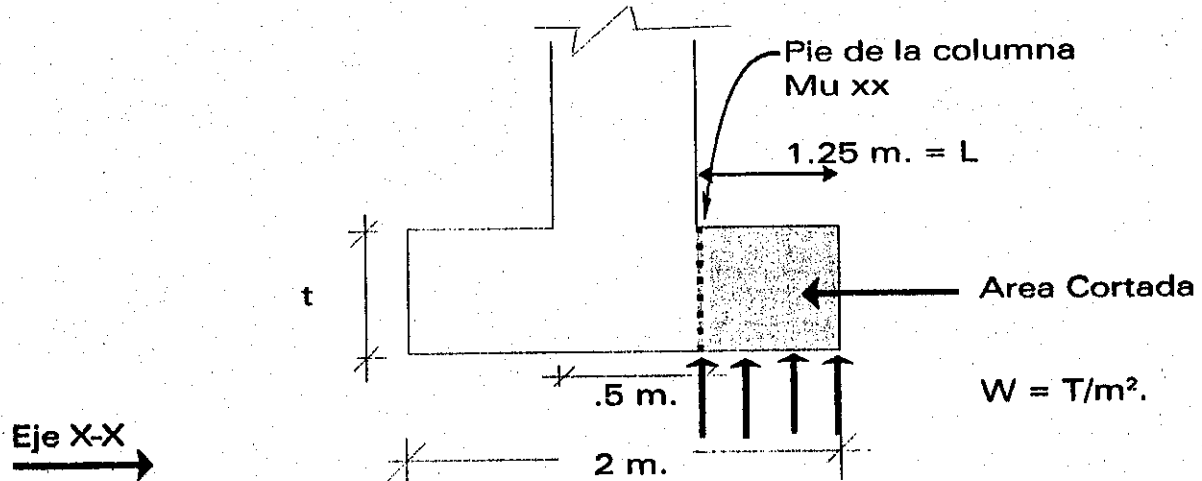
$$A_{syy} : 100 \text{ cm} :: A_s 1 \# 6 : S_{yy} \quad S_{yy} = \frac{100 \text{ cm } A_s 1 \# 6}{A_{syy}} = \frac{100 \times 2.85}{10.37}$$

Tomando $S_{yy} = 25 \text{ cm}$.

Se tiene en sentido corto y - y $7 \# 6 @ 25 \text{ cm}$.

- 12) Chequeo por Momento Flexionante = M_u al pie de columna.
Como si fuese una viga en voladizo invertida.

Sentido Largo en x - x



Momento último al pie de la columna = Momento Actuante.

$$M_u = M_{act.} = W \cdot L^2 / 2$$

$$M_{act.} = 38.688 \times 1.25^2 / 2$$

$$M_{act.} = 30.225 \text{ T. m/m}$$

- 13) Cálculo del Acero de Refuerzo = A_s Sentido Largo x-x

Tomando una longitud unitaria = $b = 100 \text{ cm}$.

$$M_{u \text{ x-x}} = 30,225 \text{ Kg. m.}$$

Nuevo peralte efectivo en x-x: $d_{xx} = d_{yy} + 1/2 \emptyset_{yy} + 1/2 \emptyset_{xx}$

$$d_{xx} = 48 + 1/2 \times 1.905 + 1/2 \times 1.905$$

$$d_{xx} = 49.905 \text{ cm.}$$

$$A_{s \text{ xx}} = \left[\frac{b \cdot d_{xx} - \sqrt{(b \cdot d_{xx})^2 - M_{u \text{ x-x}} \cdot b / .003825 F_c}}{.85 F_c} \right] \cdot \frac{.85 F_c}{F_y}$$

$$A_{s \text{ xx}} = \left[\frac{100 \times 49.905 - \sqrt{(4,990.5)^2 - 30,225 \times 100 / .003825 \times 210}}{.85 \times 210} \right] \cdot \frac{.85 \times 210}{2810}$$

$$A_{s \text{ xx}} = \left[\frac{4,990.5 - \sqrt{24,905,090.25 - 3,762,838.46}}{.85 \times 210} \right] \cdot \frac{.85 \times 210}{2810}$$

$$A_{s \text{ xx}} = \left[\frac{4,990.25 - 4,598.07}{.85 \times 210} \right] \cdot \frac{.85 \times 210}{2810}$$

$$A_{s \text{ xx}} = 24.93 \text{ cm}^2. \quad \text{en } b = 100 \text{ cm.} \quad \# 6 = 2.85 \text{ cm}^2.$$

$$10 \# 6 = 28.50 \text{ cm}^2.$$

- 14) Espaciamiento S_{xx}

$$A_{s \text{ xx}} : 100 \text{ cm} :: A_s \text{ 1 } \# 6 : S_{xx}$$

$$S_{xx} = \frac{100 \text{ cm } A_s \text{ 1 } \# 6}{A_{s \text{ xx}}} = \frac{100 \times 2.85}{24.93}$$

Tomando $S_{xx} = 10 \text{ cm}$.

$$S_{xx} = 11.43 \text{ cm.}$$

Se tiene en sentido largo x - x 19 # 6 @ 10 cm.

- 15) Peralte total de la zapata. = t

$$t = d_{xx} + 1/2 \emptyset_{xx} + \text{Rec.}$$

$$t = 49.905 + 1/2 \times 1.905 + 7.5$$

$$t = 59 \text{ cm.}$$

Las varillas del sentido largo se colocan abajo y las varillas del sentido corte se colocan arriba, de esta manera el refuerzo trabaja mejor para eliminar el corte.

16) Ultimo chequeo por a) Corte Punzonante y b) Corte Flexionante.

16a) Ultimo chequeo por Corte Punzonante es á d/2

Corte Actuante = V act. Col. 40 cm. x 50 cm.

V act. = (A zap. - A q' queda) q_u (s. →ci.) a = 40 dxx = 49.905

V act. = [6 - (a + d) (b + d)] q_u (s. →ci.) b = 50 dxx = .49905 m

V act. = (6 - .89905 x .99905) 38.688

V act. = 197.38 Ton.

Esfuerzo de Corte Actuante = v act. punz. = V act. / bo . d xx

A resistente = bo . d xx

A resist. = (2x.89905 + 2x.99905) x.49905

A resist. = 1.8945 m².

v act.punz. = 197.38 / 1.8945

v act.punz. = 104.186 T/ m².

Esfuerzo de Corte último Punzonante = v.u.punz. resistente

v u.punz. = 1.06 Ø √ F'c

v.u.punz. = 1.06 x .85 √ 210 = 13.056 $\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ x $\frac{1 \text{ ton}}{1000\text{Kg}}$ x $\frac{10^4 \text{ cm}^2}{1 \text{ m}^2}$

v.u. punz. = 130.56 T/m²

Condición

v u. punz. resistente mayor que v actuante punz.
130.96 > 104.186 ok

16b) Ultimo chequeo por Corte Flexionante á un d dxx = .49905 m

V act. = (A zap. - A q' queda) q_u (s. →ci.)

V act. = [6 - (a + 2d) (b + 2d)] q_u (s. →ci.)

V act. = [6 - (.4 + 2x.49905) (.5 + 2x.49905)] 38.688

V act. = [6 - 1.3981 x 1.4981] 38.688

V act. = 3.9056 x 38.688 = 151.096 Ton.

Esfuerzo de Corte Actuante = v act. flexi. = V act.flex./bo.d xx

A resistente = bo . d xx

A resistente = [2 (a+2d) + 2 (b + 2d)] d xx

A resistente = [2 x 1.3981 + 2 x 1.4981] x .49905

A resistente = 5.7924 x .49905 = 2.8906 m².

v act.flex. = 151.096 / 2.8906

v act.flex. = 52.27 T/m².

Esfuerzo de Corte último Flexionante = v u.flex. = .53 Ø √ F'c

v u.flex. = .53 x .85 √ 210 = 6.528 $\frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ x $\frac{1 \text{ Ton.}}{1000 \text{ Kg}}$ x $\frac{10^4 \text{ cm}^2}{1 \text{ m}^2}$

v.u.flex. = 65.28 T/m²

Esfuerzo de Corte último por Flexión = Esfuerzo de Corte Resistente

$$\begin{aligned} \text{v.u.flex.resist.} &= \text{Esf. Admisible por Flexión} \\ \text{Esf. Admi. Flexión} &> \text{Esf. Actuante Flex.} \\ 65.28 \text{ T/m}^2 &> 52.27 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

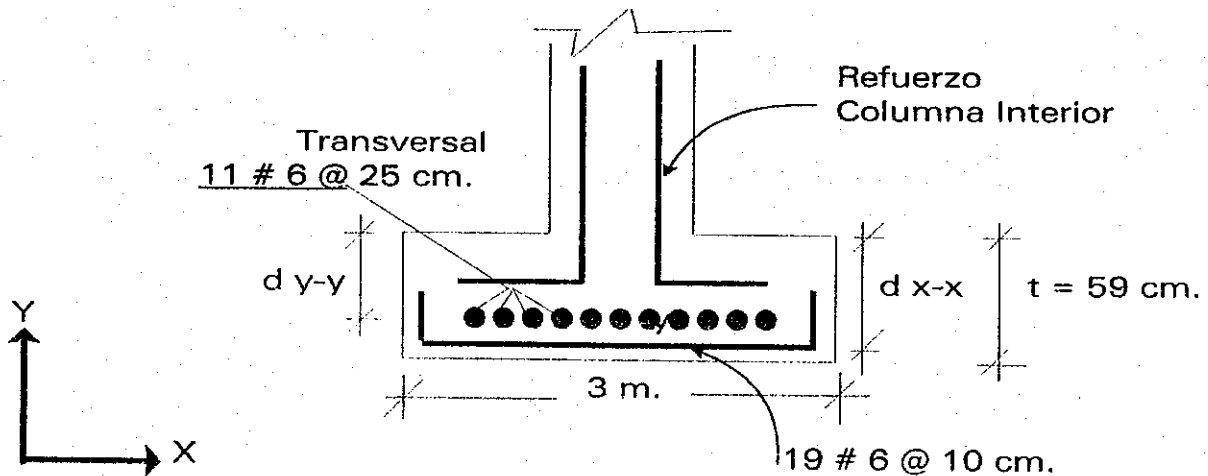
ok

El refuerzo, hasta abajo es del sentido largo que es el d x-x y encima el del sentido corto = d y-y ,

El recubrimiento del refuerzo, hasta el suelo = 7.5 cm.

Sentido Largo lleva (20 - 1) # 6 @ 10 cm. de 3 mts. L. sobre 2 m.

Sentido Corto lleva (12 - 1) # 6 @ 25 cm. de 2 mts. L. sobre 3 m.



Diseño : Zapata de Columna Interior
Sin Escala

El edificio lleva (4) de estas Zapatas, porque son 4 columnas interiores, y las demás son columnas exteriores, en las cuales hay que poner una zapata en forma de " L ", porque no se puede incursionar en terreno ajeno.

Diseño de Viga de Amarre

Código de A.C.I.

$M_u = 28.22$ T.m. al pie de columna con zapata

As mín. = $14.1/F_y$ b.d. = $14.1/2810 \times 40 \times 62 = 12.44 \text{ cm}^2$.

As máx. = $1/2 \rho_b$ b.d. = $.5(.85^2 F_c/F_y)(.003/.005) 40 \times 62 = 40 \text{ cm}^2$.

As viga = $[b.d - \sqrt{(b.d.)^2 - M_u .b/.003825 F_c}] .85 F_c/F_y$

As viga = $[40 \times 62 - \sqrt{(40 \times 62)^2 - 28.220 \times 40/.003825 \times 210}] \frac{.85 \times 210}{2810}$

As viga = $[2480 - \sqrt{(2480)^2 - 1,405,291}] \times .063523$

As viga = $[2480 - \sqrt{4,745,109}] \times .063523$

As viga = 19.16 cm^2 .

As + viga = $3\#9 - 19.35 \text{ cm}^2$.

M.Rostro = 25.83525 T.m.

As viga R. = $[2480 - \sqrt{(2480)^2 - 25,835.25 \times 40/.003825 \times 210}] .063523$

As viga R. = 17.44 cm^2 . As + viga = $3\#9 = 19.35 \text{ cm}^2$.

M.centro viga = 2.2824 T.m.

As c.v. = $[2480 - \sqrt{(2480)^2 - 2,282.4 \times 40/.003825 \times 210}] .063523$

As c.v. = 1.46 cm^2 As + c.v. = $2\#4 - 2.52 \text{ cm}^2$.

Estribos iguales a viga típica, página 56

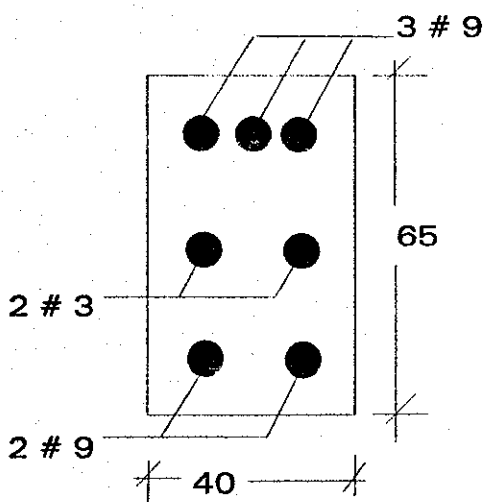
Norma A.C.I. para refuerzo longitudinal, para vigas.

Son los % As + al rostro de Viga.

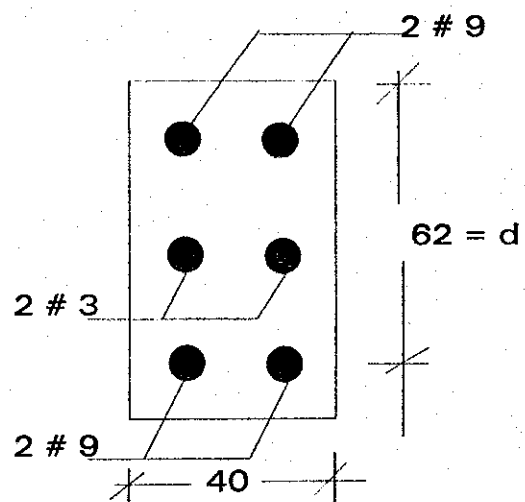
33% para refuerzo longitudinal superior = 7 cm^2 2 # 9

50% para refuerzo longitudinal inferior = 10 cm^2 2 # 9

Secciones de Viga



Extremos de Viga



Centro de Viga
Refuerzo Longitudinal

Conclusiones

1) Dado que Guatemala está ubicada en la zona de subducción no es conveniente edificios altos, debido al alto riesgo que ofrecen, a la hora de un sismo de gran magnitud.

2) Si la relación de la base del edificio entre su altura, es menor de .5, nos estamos exponiendo a un colapso.

Ejem. Long. base / Altura mayor de .5 ok.
 Long. base / Altura menor de .5 ofrece riesgo.

5) La utilidad de la fórmula para encontrar el área de refuerzo que lleva una viga, losas y zapatas, es sumamente simple; Lo único que hay que tener en cuenta es el $M_u = \text{Kg.m.}$ y los demás valores en cm.

$$A_s = \left[b d - \sqrt{(b d)^2 - M_u \cdot b / .003825 \times F'_c} \right] \frac{.85 F'_c}{F_y}$$

RECOMENDACIONES

1.) No sólo la facilidad de un techado, con viguetas y bovedillas debe ser tomado en cuenta, sino que además su costo, dada la economía que se produce en relación con otros sistemas.

2.) En Guatemala no es recomendable una edificación que disminuya la relación de Long. Base Edificio / Altura Edificio = .5, debido al alto riesgo sísmico.

3.) Es recomendable usar la siguiente fórmula, para encontrar las áreas de acero para : Vigas, losas y Zapatas.

Lo único es no olvidar, que el M.u. es en Kg. m. Y los demás valores en cm.

$$As + = [bd - \sqrt{(bd)^2 - Mu \cdot b / .003825 \times F'c}] \cdot .85 F'c / Fy$$

El resultado es cm².

BIBLIOGRAFIA

- 1.) **Diseño Estructural ; Copias del
Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano**
- 2.) **Análisis Estructural; Copias del
Ing. Ricardo Ibarra Menendez
Problemas del Ing. Mauricio Castillo Contoux**
- 3.) **Concreto Armado 1; Copias del
Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
Problemas de Edward Nawy - Libro**
- 4.) **Concreto Armado 2; Copias
Ing. Jack Douglas Ibarra Solórzano
Problemas de Edward Nawy - Libro**
- 5.) **Cimentaciones 1 : Copias del
Ing. Mario René de León García**