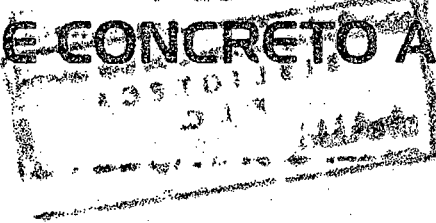


UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**"DISEÑO ESTRUCTURAL OPTIMIZADO DE
UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO"**



Tesis para optar Título Profesional de:
INGENIERO CIVIL

Presentado por:

Bach. Wender del Aguila Salas

Asesor: Ing. Gilberto Aliaga Atalaya

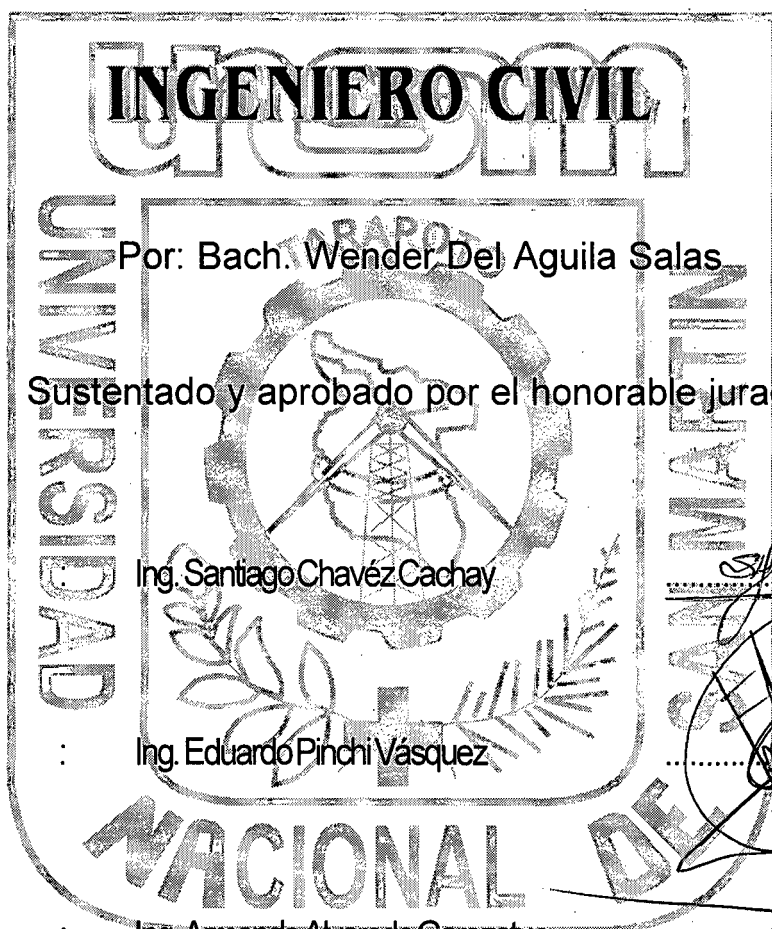
Tarapoto - Perú
2000

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

«DISEÑO ESTRUCTURAL OPTIMIZADO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO»

TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE



Por: Bach. Wender Del Aguila Salas

Sustentado y aprobado por el honorable jurado

Presidente

Ing. Santiago Chavéz Cachay

Secretario

Ing. Eduardo Pinchi Vásquez

Vocal

Ing. Armando Alvarado Garazatua

Asesor

Ing. Gilberto Aliaga Atalaya

[Handwritten signatures of the jury members]



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
TARAPOTO**

**ACTA DE SUSTENTACION DE TESIS PARA OPTAR
EL TITULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

En la ciudad de Tarapoto, en los ambientes del Local Central de la Universidad Nacional de San Martín, siendo las 7:20PM horas del día 12 del mes de Mayo del 2000 se reunieron los miembros del Jurado de Sustentación de Tesis :

<u>ING. SANTIAGO CHAVEZ CACHAY</u>	como Presidente,
<u>ING. EDUARDO PINCHI VASQUEZ</u>	como Secretario,
<u>ING. JORGE ARMANDO AWARADO GARAZANO</u>	como Vocal, e
<u>ING. GILBERTO ALIADO ATALAYA</u>	como Asesor(es),

con el objeto de escuchar la sustentación y calificar la Tesis titulada: DISEÑO ESTRUCTURAL OPTIMIZADO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO desarrollado por el(los) Bachiller(es) en Ciencias de Ingeniería Civil, señor (es) : MENDOZA DEL AGUILA SALAS

con el fin de obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil y dando cumplimiento a lo dispuesto por la Circular N°015-00-UNSM/COGE-FIC de fecha 08/05/00 de la Facultad de Ingeniería Civil, de la Universidad Nacional de San Martín.

Escuchada la sustentación y las respuestas a las preguntas formuladas, se acordó APROBAR y calificarla con la nota de 15 (QUINCE)

En fe de lo cual se firmó la presente Acta, siendo las 9:15PM horas del mismo día, dando por terminado el acto de sustentación.

[Signature]
PRESIDENTE

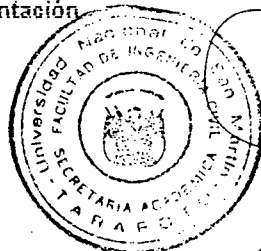
[Signature]
SECRETARIO

[Signature]
VOCAL

[Signature]
ASESOR

CO-ASESOR

El Secretario Académico de la Facultad de Ingeniería Civil que suscribe, CERTIFICA la realización del acto de sustentación



[Signature]
SECRETARIO ACADEMICO F.I.C.

DEDICATORIA

A mis queridos padres Wilfredo Del
Aguila Del Aguila y Dora Salas
Sánchez por brindarme su
comprensión, cariño y amor, a mis
hermanos Wilfredo, Ludmith, Lizeth y
Ronny, por su apoyo en mi formación
como Profesional

AGRADECIMIENTO

A todos mis compañeros
Rudecindo, Hidelfonso,
Heric, Margot, Wilson,
Ricardo, Jany y amigos al
Ing. Víctor Rojas Yupanqui,
Rosa, Mavel, Sr. Humberto
Cárdenas y Sra. Blanca
Urrelo

Al Ing. Gilberto Aliaga
Atalaya Por su gran apoyo
y asesoramiento Brindado
en todo el desarrollo del
Presente trabajo y
también un
Agradecimiento especial a
todos Los Docentes de la
Facultad de Ingeniería Civil

INDICE

RESUMEN	1
INTRODUCCIÓN	2
OBJETIVOS	3
CAPITULO I: ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO	4
1.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO.	4
1.2 ELECCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	7
1.2.1 ESTRUCTURACION 01 (BLOQUE I)	7
1.2.2 ESTRUCTURACION 02 (BLOQUE I)	9
1.2.3 ESTRUCTURACION 03 (BLOQUE I)	11
1.2.4 ESTRUCTURACION 01 (BLOQUE II)	13
1.2.5 ESTRUCTURACION 02 (BLOQUE II)	15
1.2.6 ESTRUCTURACION 03 (BLOQUE II)	17
1.3 PREDIMENSIONAMIENTO.	19
1.3.1 INTRODUCCIÓN	19
1.3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS	19
1.3.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	20
POR AREA TRIBUTARIA	
1.3.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	25
1.3.4.1 VIGAS PRINCIPALES.	26
1.3.4.2 VIGAS SECUNDARIAS	26
1.3.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS	27
1.3.5.1 LOSAS ALIGERADAS	27
1.3.5.2 LOSAS MACIZAS	27
CAPITULO II: ANALISIS ESTRUCTURAL	28
2.1 METRADO DE CARGAS	28
2.1.1 METRADO DE LOSA ALIGERADA	32
2.1.2 METRADO DE LOSA MACIZA	34

2.1.3	METRADO DE VIGAS	35
2.1.4	METRADO DE PESO DE NIVELES	75
2.2	ANÁLISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD	81
2.3	ANÁLISIS SÍSMICOS PSEUDO TRIDIMENSIONAL	81
2.3.1	DINAMICO PSEUDO TRIDIMENSIONAL	82
2.3.2	ESTÁTICO EQUIVALENTES (USANDO R.N.C. 97)	84
2.3.3	ARCHIVO DE DATOS	89
2.3.4	ARCHIVO DE SALIDA DE FUERZAS	95
2.3.5	FORMAS DE MODOS	109
2.4	VERIFICACION DE MOMENTO DE VOLTEO, DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES Y CUADRO COMPARATIVO DE ESTRUCTURACIONES	130
2.5	ENVOLVENTES (COMBINACION DE CARGAS).	130
CAPITULO III :	DISEÑO ESTRUCTURAL	172
3.1	INTRODUCCION	172
3.2	DISEÑO DE SISTEMAS DE PISOS	173
3.3	DISEÑO DE ESCALERAS	195
3.4	DISEÑO DE VIGAS	214
3.5	DISEÑO DE COLUMNAS.	228
3.6	DISEÑO DE PLACAS.	245
3.7	DISEÑO DE TANQUE ELEVADO	258
3.8	DISEÑO DE CIMENTACIÓN	263
3.8.1	DISEÑO DE ZAPATAS	263
3.8.2	DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACION	277
3.9	VERIFICACION DEL MECANISMO DE FALLA	307
CAPITULO IV :	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	319
4.1	CONCLUSIONES	319
4.2	RECOMENDACIONES	321
	BIBLIOGRAFIA	323

RESUMEN

En el presente trabajo tiene como objetivo el análisis y diseño de un edificio de seis niveles de concreto armado bajo la filosofía de obtener una estructura con la máxima seguridad y un mínimo costo. Para esto se ha propuesto tres tipos de estructuraciones para seleccionar aquella cuya respuesta tenga simultáneamente mayor resistencia, rigidez y economía.

La estructura se ha idealizado como un pórtico tridimensional con placas. Todos los sistemas de pisos se modelaron como diafragmas rígidos tomando tres grados de libertad por nivel. El análisis se hizo con la ayuda de los programas de computo SAP90 y ETABS.

Se tomó como base de comparación al sistema aporricado(columnas y vigas), y luego con la finalidad aumentar rigidez, se adicionaron placas para formar un sistema dual que aporte mayor resistencia y menor costo. El caso del Bloque I la estructuración más óptima resultó ser la tercera por tener menor giro y menor desplazamiento y, para el caso del Bloque II, la estructuración más óptima fue la segunda por haber obtenido mejores resultados que las demás estructuraciones.

Después de haber obtenido la mejor estructuración se procedió a realizar el diseño de los elementos estructurales, para el caso de vigas y columnas se realizó la verificación de los mecanismos de falla.

Todo esto conlleva a concluir que el presente trabajo de investigación, se han conseguido una estructura que cumple con la filosofía propuesta.

INTRODUCCIÓN.

El presente trabajo tiene como meta diseñar una estructura óptima de concreto armado. Para tal efecto es necesario considerar diversas opciones, evaluar cada una de ellas y hacer la mejor selección. Dicha meta puede expresarse en términos de los siguientes objetivos: se busca que los edificios prácticamente no sufran daños ante sismos frecuentes de baja intensidad; que el daño no estructural sea limitado y fácilmente reparable y el daño estructural sea mínimo bajo la acción de sismos de intensidad moderada, y que para sismos excepcionalmente intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad contra el colapso, aunque los daños estructurales y no estructurales sean apreciables. También se persigue que los desplazamientos de la estructura sean menores.

Para conseguir los objetivos antes mencionados, se hace necesario el planteamiento de varias alternativas de estructuración y seleccionar aquella que tenga simultáneamente mayor resistencia, rigidez y economía. Esta tarea se facilita enormemente con el uso de programas de computo para el análisis de estructuras.

El análisis por cargas horizontales (sismo), se ha hecho tomando como base la Norma Técnica de Edificación E-030 del Reglamento Nacional de Construcciones(Referencia 1). Se ha realizado el análisis estático equivalente y el análisis dinámico pseudo tridimensional, con ayuda de programas de computo: SAP90 (Structural Anilysis Programs)(Referencia 2) y ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems).(Referencia 3).

La etapa del diseño se ha efectuado de acuerdo con las normas peruanas y los planos estructurales han sido elaborados con el programa de computo AUTOCAD 2000.

OBJETIVOS.

GENERALES

- Diseñar la estructura de un edificio de seis niveles destinado a diferentes usos:

- Sala de conferencia.(1° nivel)
- Oficinas (2° nivel- 5° nivel)
- Terrazas (6° nivel)

El proyecto se desarrollará en concreto armado, considerando para el suelo un esfuerzo admisible de 10 Tn/m^2 . Los detalles del proyecto se muestran en los planos de Arquitectura correspondientes.

- Como tema adicional, se estudiará el uso de programas de computación como son **SAP90**, **ETABS 6.21** y **AUTOCAD2000** para preparación de planos estructurales.

ESPECIFICOS:

- Evaluar tres posibles alternativas de estructuración (BLOQUE I) y (BLOQUE II), a fin de obtener en forma simultánea la mayor resistencia, rigidez y economía del proyecto.
- Realizar el Diseño en concreto armado de un edificio acorde con las reglas de arte y en estricta conformidad con las Normas Peruanas de estructuras E-060.

CAPITULO I

ESTRUCTURACION Y PREDIMENSIONAMIENTO

1.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO

A. GENERALIDADES DEL PROYECTO

a) Nombre del Proyecto

“Diseño Estructural Optimizado de un Edificio de Concreto Armado”

b) Ubicación.

Región : San Martín

Departamento : San Martín

Provincia : San Martín

Distrito : Tarapoto

Barrio : Hoyada.

c) Descripción del Proyecto

El Proyecto consiste en un edificio de 6 pisos destinados a oficinas y asambleas, que se encuentra ubicada en el barrio la Hoyada distrito de Tarapoto según el plano referencial con las siguientes medidas:

BLOQUE I : 12.0m x 36.0m (298 m²)

BLOQUE II : 30.00m x 30.00m (900 m²)

Esta área está inscrita en un lote de terreno de 10,000m², destinadas a diferentes usos.

Las estructuras están determinadas por placas, columnas, vigas principales, vigas secundarias, losas maciza, platea de cimentación, las escaleras autoportantes y escalera principal (Es independiente del edificio)

1.2 ELECCION DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

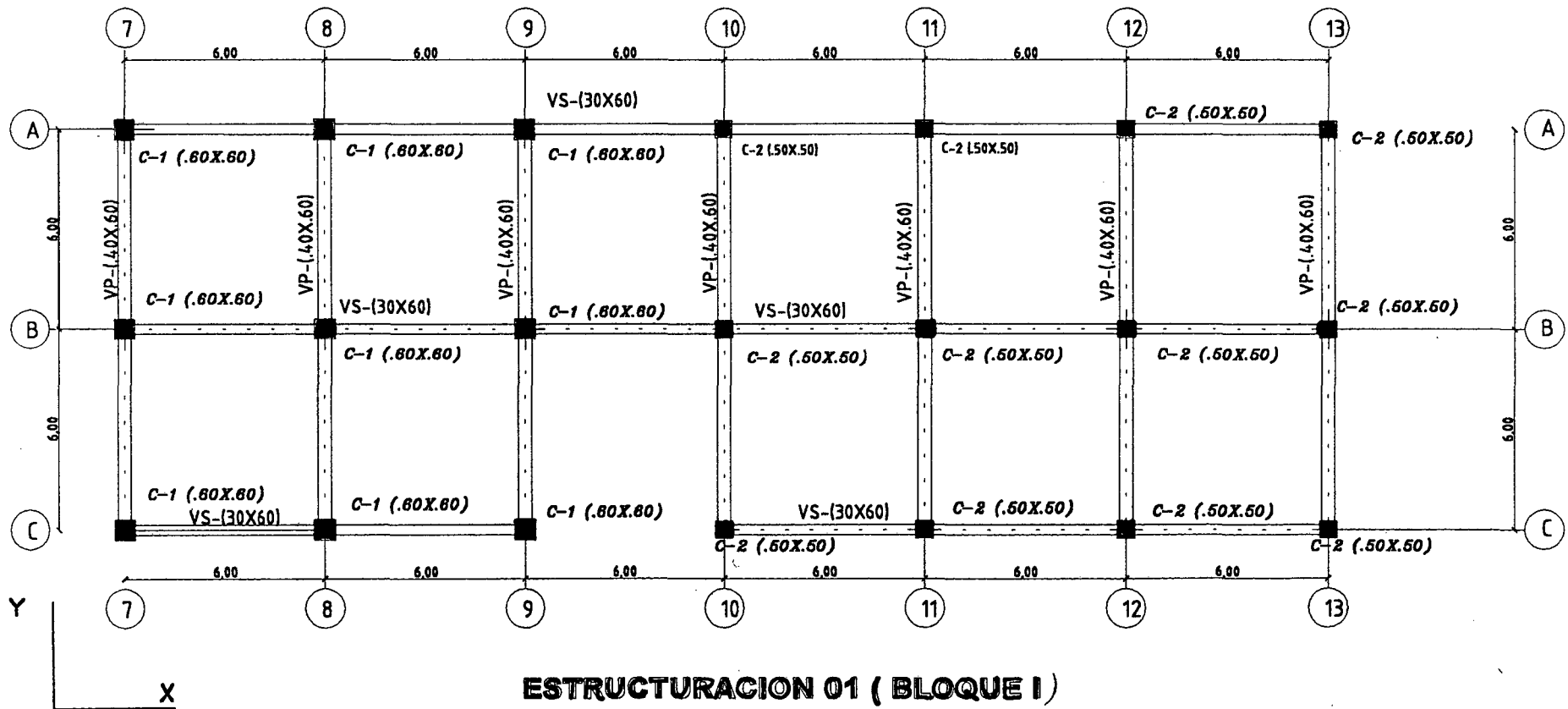
Es la parte más importante del Proyecto en la cual se elegirá el tipo de estructuración, que va a soportar óptimamente a la solicitaciones de cargas por acciones de Sismo y gravedad.

Se trabaja sobre el planteamiento Arquitectónico del edificio, el cual si es posible podrá ser alterado ajustándose a las necesidades del planteamiento estructural.

1.2.1 ESTRUCTURACION 01 (BLOQUE I)

El Planteamiento Estructural consiste en :

- Columnas de sección 60 x 60cm.en los eje 7-7, 8-8 y 9-9.Y columnas de 50x50cm. en los ejes 10-10, 11-11,12-12 y 13-13, según como se muestra en el croquis adjunto.
- Vigas principales de 40 x 60 cm, vigas secundarias 30x60cm, se considera del mismo peralte para tener mejores resultados en las dos direcciones.
- Las losas Aligeradas de 25 cm. de espesor ya que la luz es de 6.00 m.
- Los Resultados de desplazamientos que se obtengan se verificará con los requisitos del Reglamento Nacional de Construcciones.

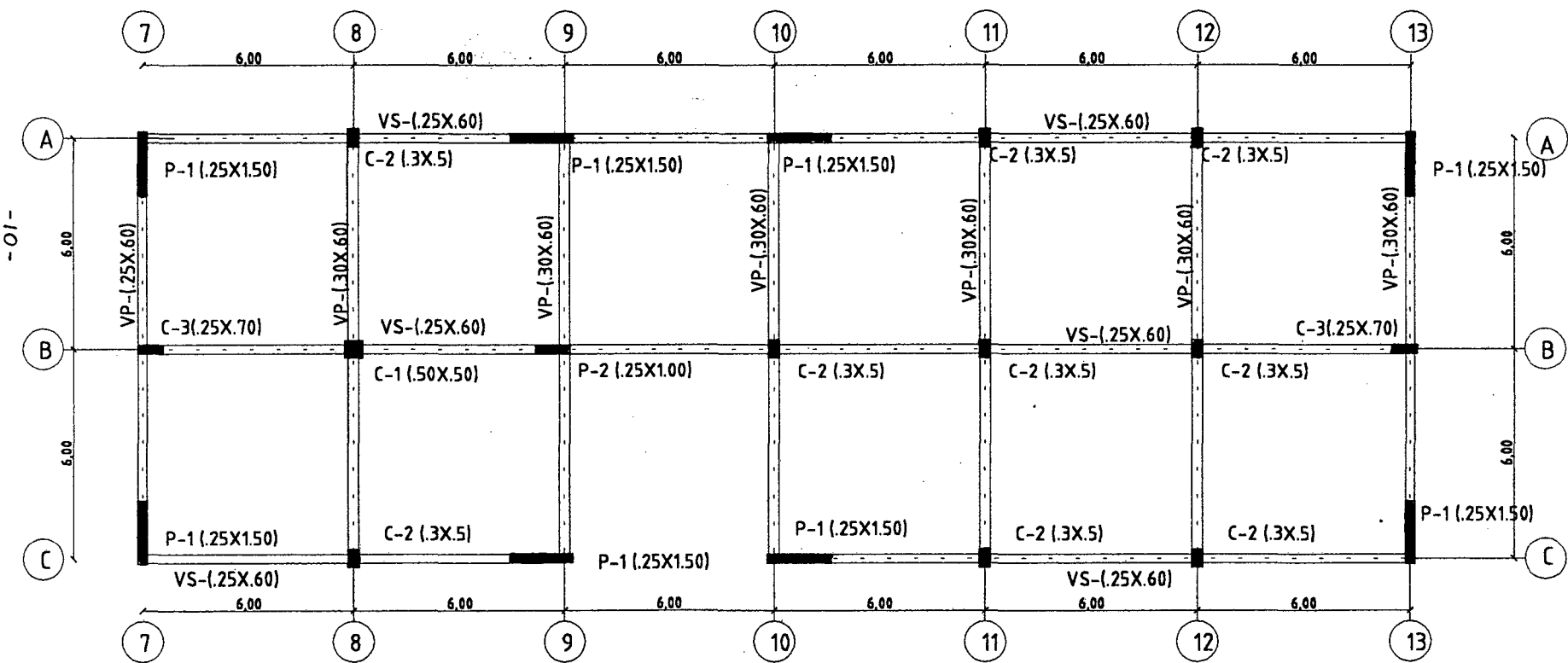


ESTRUCTURACION 01 (BLOQUE I)

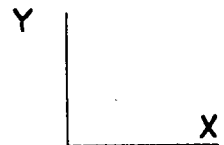
1.2.2 ESTRUCTURACION 02 (BLOQUE I)

El planteamiento estructural tiene las siguientes consideraciones:

- Ocho placas de espesor 25 x 150cm. se ubican en los ejes A7,A9,A10,A13,C7,C9,C10 y C13. Y una placa de 25x100cm , ubicada en el eje 9B.
- Columnas de borde de .25x.70m, ubicadas en los ejes B7, B13 y columnas central de sección 50x50cm, ubicado en el eje 8B, y columnas de 30x50cm, en los ejes A8, A11, A12, B10, B11, B12, C8, C11 Y C12.
- Losa aligerada de espesor 25 cm .
- Vigas principales de 30 x 60cm (dirección YY) y vigas secundarias de 25 x60cm. (dirección X-X).
- Obsérvese la forma de la estructuración con la finalidad de impedir que exista giro en planta de el edificio,(ver croquis 2.)

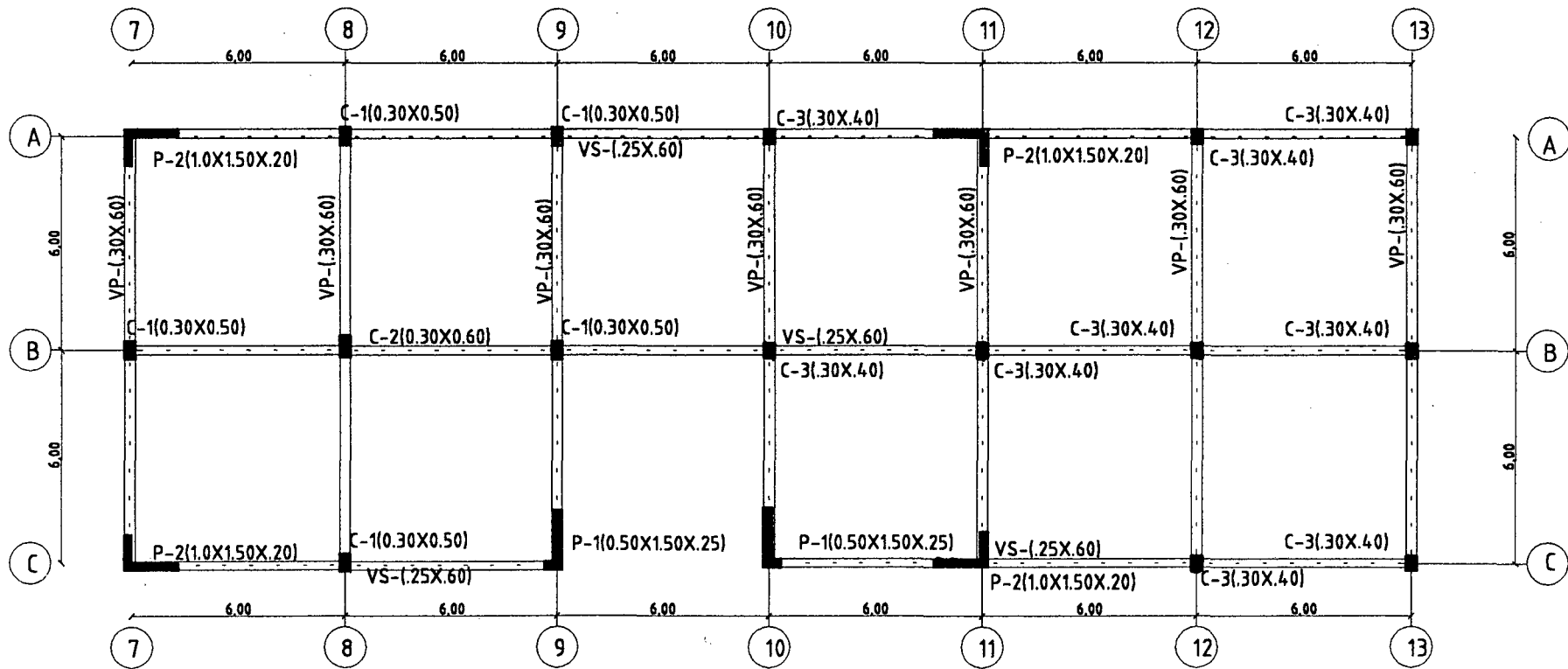


ESTRUCTURACION 02 (BLOQUE I)



1.2.3 ESTRUCTURACION 03 (BLOQUE I)

- Columnas C-1 (30x50cm.), ubicadas en los ejes A8,A9,B7,B9 y C8, Columna C-2 (40x60cm.), ubicado en el eje B8 y Columna C-3 (30 x 40cm), ubicadas en los ejes 10 A,A12,A13,B10,B11,B12,B13,C12 y C13,12B,12C,13A,13B y el eje 13C .
- Vigas principales de 30 x 60cm, en la dirección Y-Y. En la otra dirección están las vigas secundarias de sección .25x.60m, en los ejes A-A,B-B yC-C del mismo peralte para obtener mejores resultados de resistencia y rigidez en ambos sentidos.(ver croquis 3)
- Losas aligeradas de un espesor de 25cm.
- Cuatro placas tipo L de 100x150x20cm, ubicados en los ejes 7A,11A,7C y 11C, dos placas tipo L 50x150x25cm en los ejes A9 y C9.
- Con esta estructuración se pretende obtener menor desplazamiento en la dirección X e Y, y menor giro y así obtener resultados favorables que cumplan con los objetivos planteados de Mayor Rigidez, mayor Resistencia y Menor peso.

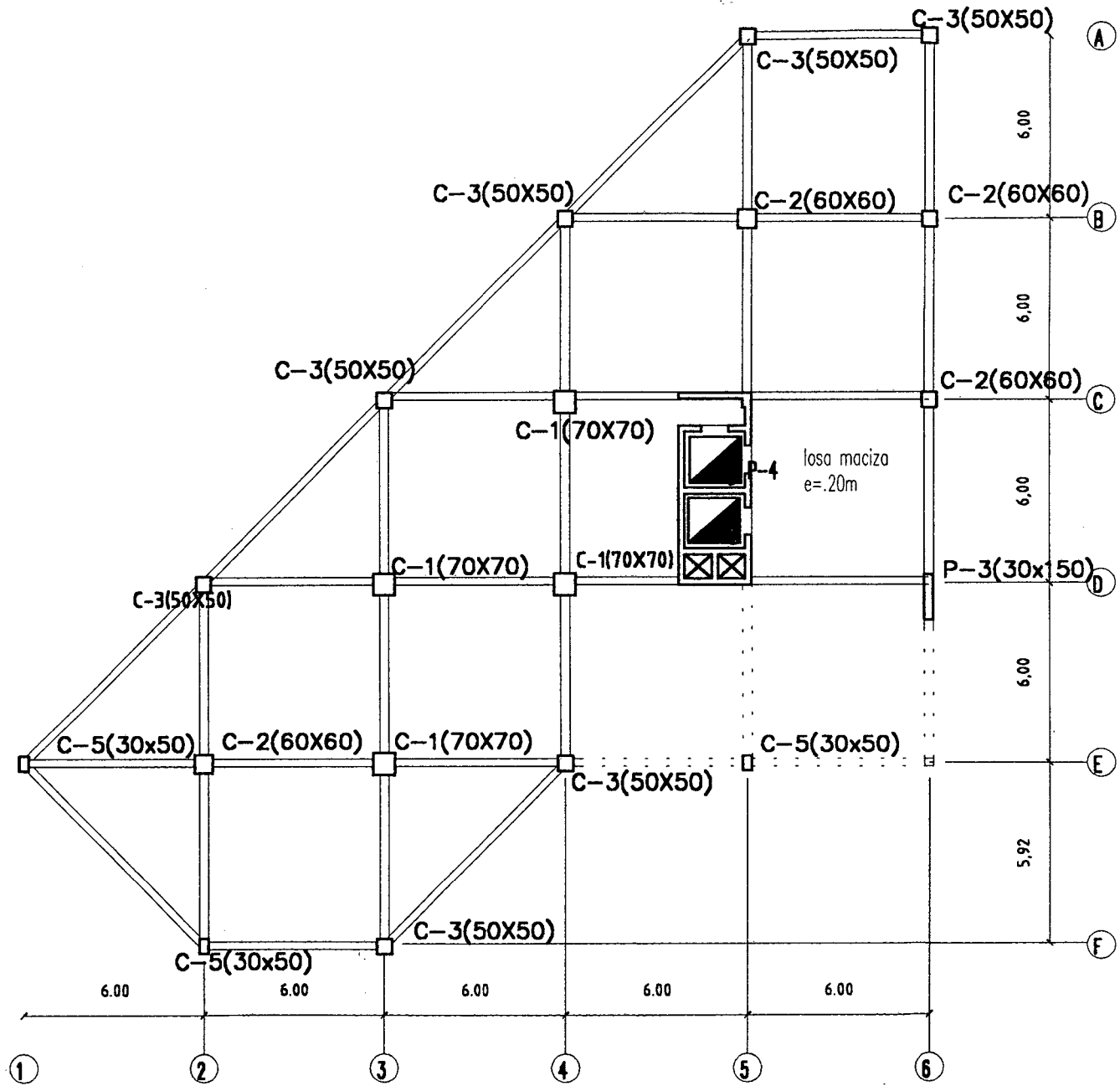


ESTRUCTURACION 03 (BLOQUE I)

1.2.4 ESTRUCTURACION 01 (BLOQUE II).

El Planteamiento estructural es la siguiente:

- Columnas de C-1(70x70cm.), C-2(60x60cm.), C-3(50x50cm.), C-4(30x70cm.) y C-5(30X50cm), Ubicados en los ejes según croquis .
- Vigas principales de 30 x 60cm (dirección Y-Y) y vigas secundarias de 25 x 60cm(dirección X-X), viga con sección variable con luz libre de 5.00 m. de longitud.
- Losas aligeradas de 25cm. de espesor.
- Las macizas de 20cm. de espesor, ubicados alrededor de la caja del ascensor en la dirección más desfavorable y en acceso de la escalera autoportante.
- Caja de Ascensor con sección 2.4x6.3m. y de espesor de 20cm.
- Los desplazamientos producido por acción de las cargas sísmicas deberá cumplir con el reglamento de estructuras donde especifica $D_e/h > 0.07\%$.
- Se verificará la Torsión en planta, por ser una estructura irregular en planta y elevación. Para obtener los resultados se hará uso del programa estructural ETABS 6.21(Refrencia 3).



ESTRUCTURACION 1 (BLOQUE II)

1.2.5 ESTRUCTURACION 02 (BLOQUE II)

Planteamiento estructural son los siguientes:

- Columnas de 30x50cm, ubicadas en los ejes 1E,2F,5E,3C,6C,4B y 5A. Columnas intermedias de 40x60cm, ubicadas en los ejes 2E, 3D, 3E, 4C, 4D y 5B. (Ver croquis).
- Dos placas P3 de espesor .15m y 8.00 m de longitud. ubicado una placa entre los ejes 2 y 3 , y la otra entre los ejes 3 y 4 .Y placa de la caja del ascensor P4 ubicada en el eje 5-5
- Losas aligeradas de 25cm. de espesor en las zonas destinadas a oficinas.
- Las macizas de 20 cm. de espesor ubicado en los corredores o accesos al ascensor según como se detalla en el croquis.
- Desplazamientos relativas de los entrepisos, deberán verificarse que cumplan con $De/h= 0.007$.
- Se verificará si los giros en planta son menores que la anterior estructuración.

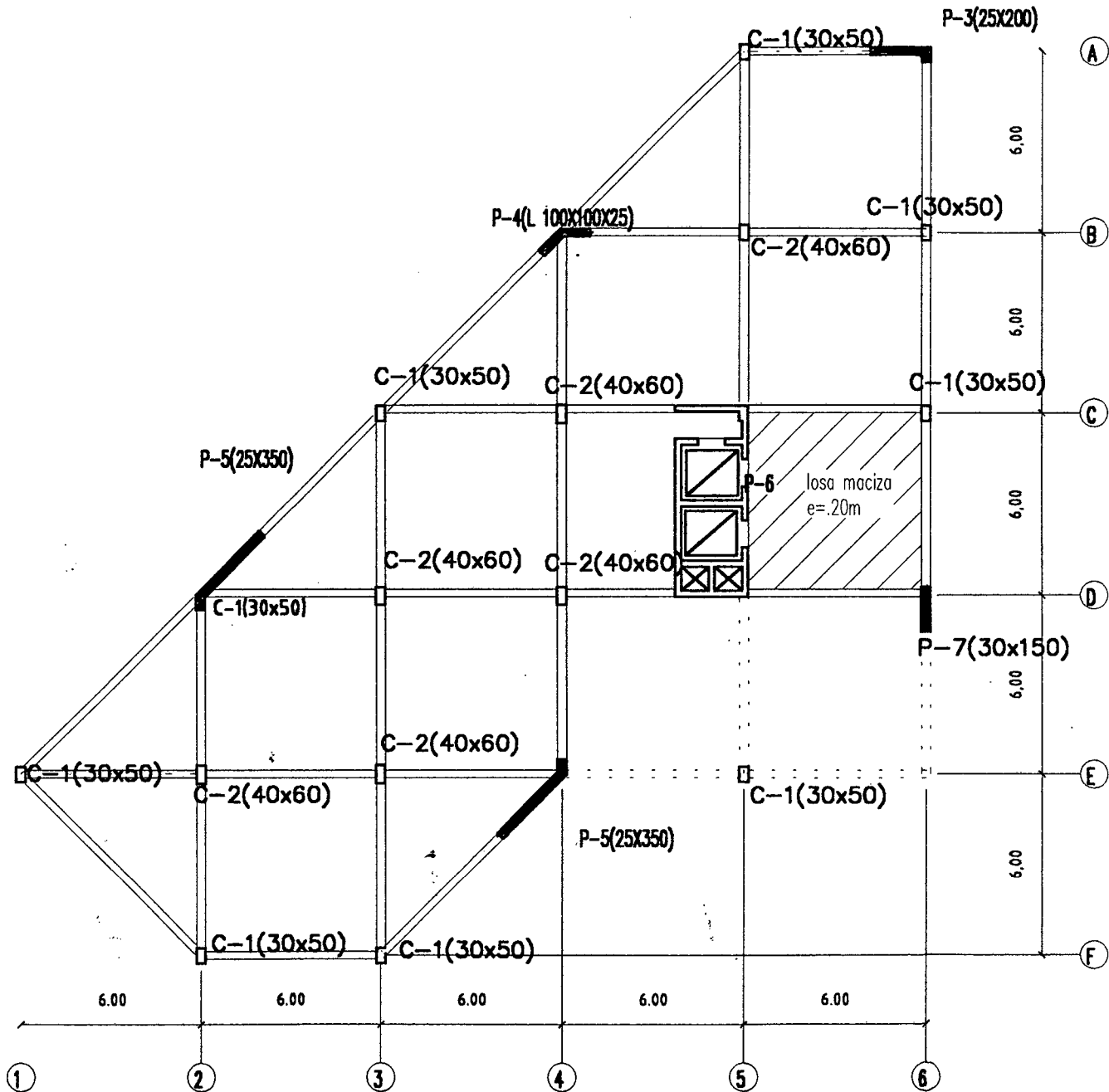


ESTRUCTURACION 02 (BLOQUE II)

1.2.6 ESTRUCTURACION 03 (BLOQUE II)

Planteamiento estructural son los siguientes:

- Columnas C-1(30x50cm), ubicadas en los ejes 1E, 2F, 3F, 4E, 2D, 5E, 3C, 6C, 6B y 5A. Columnas intermedias de C-2(40x60cm), ubicadas en los ejes 2E, 3E, 3D, 4D, 4C y 5B. (Ver croquis)
- Placas P3 (25 x 200cm). ubicado en el eje A6, Placa P-4(L 100x100x25cm), ubicado en el eje B4, dos placas P-5 (25x350cm), ubicados en los ejes D2 y E4. Y la placa P-6 caja del ascensor , ubicada en el eje 5-5
- Losas aligeradas de 25cm de espesor, ubicados en las zonas destinadas a oficinas.
- Las macizas de 20 cm. de espesor ubicado en los corredores y accesos al ascensor.
- Desplazamientos relativos de los entrepisos, deberán verificarse cumplan con los requisitos planteados por la Norma peruana E-030 de $De/h= 0.007$.
- Se verificará la menor distorsión en planta generados por la aplicación de un espectro teórico.



ESTRUCTURACION 03(BLOQUE II)

1.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

1.3.1 INTRODUCCIÓN

Una vez adoptado el tipo de estructura, el paso siguiente es determinar las dimensiones aproximadas de los diferentes elementos de la estructura. Las características físicas de estos elementos deben ser conocidas para la determinación del peso de la estructura, importante para el análisis sísmico y para el cálculo de las características mecánicas (área, momentos de inercia, etc.) requeridos para el análisis estructural.

1.3.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS

Es difícil poder fijar un dimensionamiento para las placas puesto que como su principal función es absorber las fuerzas del sismo, mientras más abundantes o importantes sean tomarán un mayor porcentaje del cortante sísmico total; aliviando más a los pórticos.

Sin embargo, se considera para nuestra estructuración el uso de placas de espesor de 25 cm en la combinación placas y pórticos de acuerdo a las posibilidades arquitectónicas, con la cual se puede obtener un balance adecuado en la distribución de esfuerzos y se controla la flexibilidad de la edificación.

BLOQUE I

Altura total del edificio = 16.00 m

Altura de en medios N2 - N5 = 3.00

Adoptaremos las siguientes características:

Placa 1 = L 0.5X1.5X0.25 (eje 9-9 y eje 10-10)

Placa 2 = L1.00X1.5X0.20 (Eje A7,C7,A11 y eje 11C)

BLOQUE II

Altura total del edificio = 19.00 m

Altura de en medios N2 - N5 = 3.00

Altura de N5-N6=4.00m.

Adoptaremos las siguientes características:

Placa 3 = 0.15X8.00 (ejes C y D, ejes E y F)

Placa 4 = Caja de Ascensor de 2.4 x 6.30m. (Eje 5-5)

1.3.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Actualmente la mayoría de edificaciones se diseñan con sistemas mixtos de pórticos y muros de corte, lo cual permite reducir significativamente los momentos en las columnas debido a sismo.

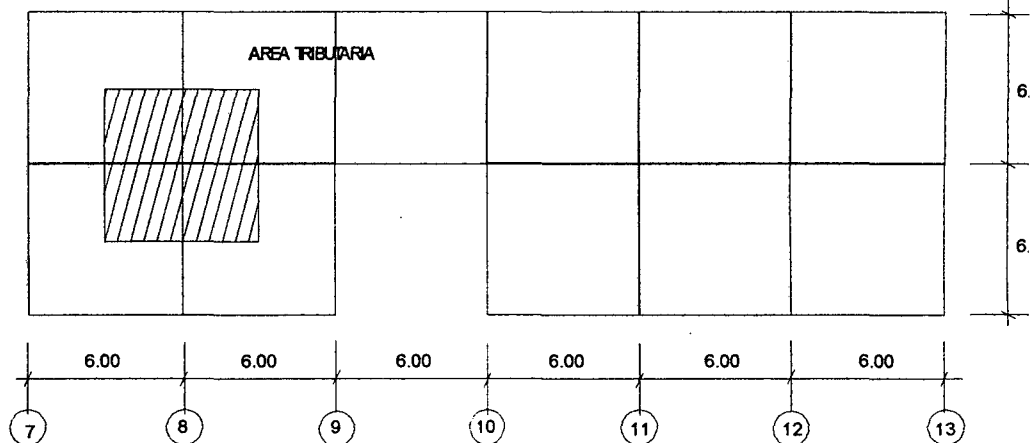
Para el caso de nuestro edificio que existe muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controladas por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

P (servicio)

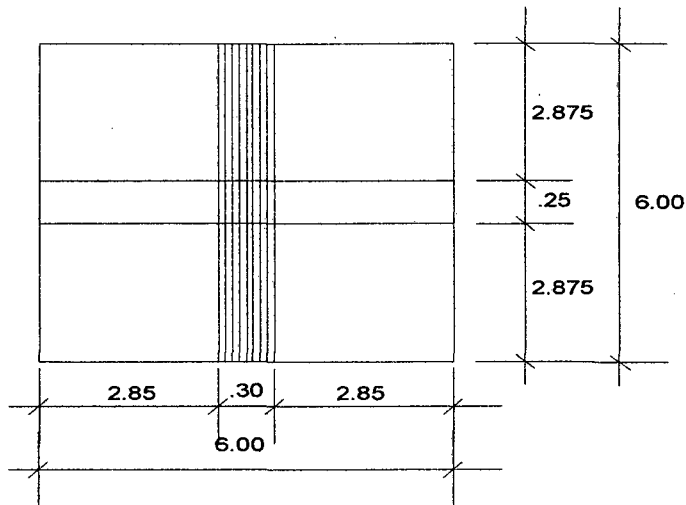
Área de columna = -----

0.45 f'c

BLOQUE I



BLOQUE01



AREA TRIBUTARIA

NIVEL 1 - NIVEL 4

CARGAS PERMANENTES: (P_D)

Losa aligerada= $350 \text{ Kg/m}^3(2.85 \times 2.87^5 \times 4)=11\ 471 \text{ kg.}$

Acabados = $100 \text{ Kg/m}^3 (6.00 \times 6.00) = 3\ 600 \text{ kg.}$

Viga (30 x 60)= $.30 \times .60 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \times 6 = 2\ 592 \text{ kg.}$

Viga (25 x 60)= $.25 \times .60 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 \times 6 = \underline{2\ 160 \text{ kg.}}$

$P_D = 19\ 823 \text{ kg}$

CARGAS NO PERMANENTES: (PL)

S/C OFICINAS: $250 \text{ Kg/m}^2 (6 \times 6.00) = 9000 \text{ kg}$

NIVEL 5

CARGAS PERMANENTES: PD:

Losa aligerada: $350 (2.87^5 \times 2.85 \times 4) = 11\ 471.25 \text{ Kg.}$

Acabados : $100 \text{ kg/m}^2 (6.00 \times 6.00) = 3\ 600 \text{ Kg.}$

Viga (30x60): $0.30 \times 0.60 \times 2400 \text{ Kg/m}^2 \times 6.00 = 2\ 592 \text{ Kg.}$

Viga (25x60): $0.25 \times 0.60 \times 2400 \text{ Kg/m}^2 \times 6.00 = \underline{2\ 160 \text{ Kg.}}$

$PD_5 = 19\ 823 \text{ Kg.}$

CARGA NO PERMANENTE:

Sobrecarga (PL)

$$S/C Terrazas = 200 \text{ Kg/m}^2 \quad PL = 200 \times 6 \times 6 = 7\,200 \text{ Kg.}$$

$$PL_5 = 7\,200 \text{ Kg.}$$

CARGA TOTAL DE COLUMNA

$$P_{DT} = 4 P_D + P_{DS} = 19823 \times 4 + 19823 = 99\,115 \text{ kg}$$

$$P_L = 4 PL + PL_5 = 9000 \times 4 + 7200 = \underline{43\,200 \text{ kg}}$$

$$\text{PESO TOTAL} = 142\,315 \text{ Kg.}$$

$$A_c = P_s / 45f'_c \quad \text{Donde : } f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = \frac{142\,315 \text{ kg}}{45 \times 210 \text{ kg/cm}^2} = 1506 \text{ cm}^2 \approx 1500 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 1500 \text{ cm}^2$$

USAR : 30X50 cm

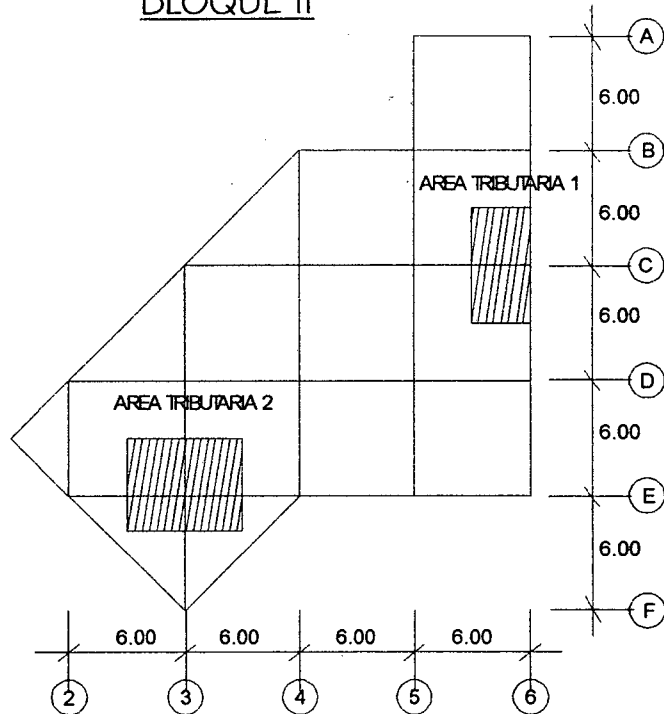
CUADRO RESUMEN DE COLUMNAS

ANCHO Y PERALTE EN METROS

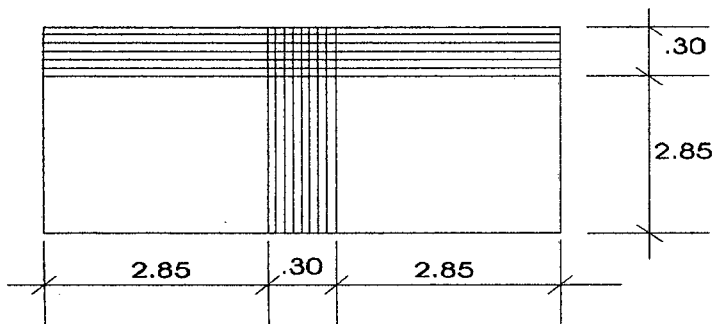
NOTA: UNIFORME HASTA EL ULTIMO NIVEL

TIPO	B(m)	t(m)	NIVELES
C1	0.30	0.50	1°,2°,3°,4°,5°
C2	0.40	0.60	1°,2°,3°,4°,5°
C3	0.30	0.40	1°,2°,3°,4°

BLOQUE II



AREA TRIBUTARIA 1



METRADO DE CARGAS:

NIVEL 6 : Cargas permanentes: PD

Losa aligerada: $480 \text{ kg/m}^3 \times 2.85 \times 2.85 = 3\ 899 \text{ Kg.}$

Acabados : $100 \text{ kg/m}^2 \times 3.00 \times 3.00 = 900 \text{ Kg.}$

Viga (30x60): $0.30 \times 0.60 \times 2400 \times 6.00 = 2\ 592 \text{ Kg.}$

PD₅ = 7 391 Kg.

CARGAS NO PERMANENTES: PL

S/C Azotea: $200 \text{ Kg/m}^2 \times 3 \times 3 = 1800 \text{ Kg.}$

PL₆ = 1800 Kg.

NIVEL 1 - NIVEL 5:

CARGAS PERMANENTES : Pd

Losa aligerada = $350 \times 2.85 \times 2.85 = 2843 \text{ Kg.}$

Losa maciza = $480 \times 2.85 \times 2.85 = 3899 \text{ Kg.}$

Acabados = $100 \times 3.0 \times 6.0 = 1800 \text{ Kg.}$

VP(30x60) = $0.30 \times 0,60 \times 2400 \times (6+3) = 3888 \text{ Kg}$

PD = 12430 Kg.

CARGAS NO PERMANENTES: PL

S/C Corredores: $400 \text{ Kg/m}^2 \times 6.00 \times 3.00 = 7200 \text{ Kg.}$

PL6 = 7 200 Kg.

PD_{TOTAL} = $12430 \times 5 + 7391 = 69 541 \text{ Kg.}$

PL_{TOTAL} = $7200 \times 5 + 1800 = 37 800 \text{ Kg}$

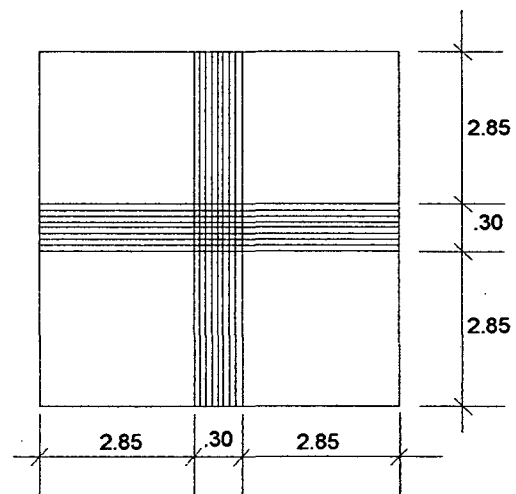
PESO TOTAL = 107 341 Kg.

$Ac = Pt / 0.45 f'c = 107 341 \text{ Kg} / 0.45 (210 \text{ Kg/cm}^2) = 1136 \text{ cm}^2 \approx$

$Ac = 1 500 \text{ cm}^2.$

USAR: C-1 = 30 x 50cm.

AREA TRIBUTARIA 2



METRADO DE CARGAS:

NIVEL 5 : Cargas permanentes: Pd

Losa aligerada: $350 \text{ kg/m}^2 (2.85 \times 2.85 \times 4) = 11 372 \text{ Kg.}$

Acabados : $100 \text{ kg/m}^2 \times 6.00 \times 6.00 = 3 600 \text{ Kg.}$

$$Vp(30x60) : 0.30x0.60x 2400 x 6.00x2 = 5 184 \text{ Kg.}$$

$$PD_5 = 20 156 \text{ Kg.}$$

CARGAS NO PERMANENTES: PL

$$S/C Azotea: 200 \text{ Kg/m}^2 \times 6 \times 6 = 7 200 \text{ Kg.}$$

$$PL_5 = 7 200 \text{ Kg.}$$

NIVEL 1 - NIVEL 4:

CARGAS PERMANENTES : Pd

$$\text{Losa aligerada} = 350 (2.85 \times 2.85x4) = 11 392 \text{ Kg.}$$

$$\text{Acabados} = 100 \times 6.0 \times 6.0 = 3 600 \text{ Kg.}$$

$$VP(30x60) = 0.30 \times 0,60 \times 2400 \times 6.00 \times 2 = 5 184 \text{ Kg}$$

$$PD = 20 156 \text{ Kg.}$$

CARGAS NO PERMANENTES: PL

$$S/C Sala de reuniones : 400 \text{ Kg/m}^2 \times 6.00 \times 6.00 = 14 400 \text{ Kg.}$$

$$S/C Sala de oficinas : 25 \text{ Kg/m}^2 \times 6.00 \times 6.00 = 9 000 \text{ Kg}$$

$$PL_5 = 7 200 \text{ Kg.} \quad 5^\circ$$

$$PL_1 = 14 400 \text{ Kg.} \quad 3^\circ - 4^\circ$$

$$PL_2 = 9 000 \text{ Kg} \quad 1^\circ - 2^\circ$$

$$\text{CARGA MUERTA} = 20 156 \times 5 = 100 780 \text{ Kg} \quad PD_T = 100 780 \text{ Kg}$$

$$\text{CARGA VIVA TOTAL } PL_T = 7200 + 14400x2 + 9000x2 = 54 000 \text{ Kg.}$$

$$PS = PD_T + PL_T = 100 780 + 5 400 = 154 780 \text{ Kg.}$$

$$PS = 154 780 \text{ Kg.}$$

$$A_c = P_s / .45f'_c$$

$$A_c = \frac{154 780 \text{ kg}}{0.45 (210 \text{ Kg/cm}^2)} = 1 637.88 \text{ cm}^2$$

USAR: SECCIONES 30X60cm, 50X50cm

CUADRO RESUMEN DE COLUMNAS

TIPO	b (m)	t (m)
C1	0.30	0.50
C2	0.40	0.60

NOTA: Se uniformiza hasta último nivel por efectos sísmicas.

1.3.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

El dimensionamiento preliminar de vigas o de cualquier elemento estructural viene a ser , después de la estructuración la fase principal en el desarrollo del proyecto de una edificación.

El dimensionamiento de un elemento tiene que ser tal que, aparte de cumplir los requisitos de resistencia bajo el sistema de cargas en consideración, elimine o

disminuya los efectos secundarios de la interacción viga - columna o viga - muro. Para ello es preciso tener en consideración la relación de rigideces entre los elementos.

El ancho es menos importante que el peralte, pudiendo variar entre 0.3 a 0.5 de la altura, la norma peruana de concreto armado indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 25 cm., para el caso que formen parte de elementos sismo - resistentes de estructuras de concreto armado. Esta limitación no impide tener vigas de menor espesor (15 ó 20 cm) si se trata de vigas que no formen pórticos. Las vigas denominadas "secundarias", porque no cargan la losa de los pisos y techos, pueden tener menor peralte debido a que estas reciben esfuerzos de sismos, sin embargo si se tiene en cuenta que los esfuerzos de sismos son muchas veces más importantes que las cargas de gravedad. Por lo que es conveniente considerar vigas de igual peralte en las dos direcciones de la construcción aumentando el ancho para el caso de vigas principales.

1.3.4.1 Vigas Principales

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte de orden de:

$$L/10 - L/12$$

$$L = 6.00 \quad h = 600/10 = 60 \Rightarrow h = 60 \text{ cm}$$

$$b = 0.5 \quad h = 0.5 (60) = 30 \text{ cm}$$

USAR: 30 x 60 cm.

1.3.4.2 Vigas secundarias

Para el dimensionamiento previo de estas vigas adaptaremos el criterio práctico:

$$h = L/12 - L/14$$

$$h = L/12 = 600/12 = 50$$

$$b = 0.5 (50) = 25 \text{ cm.}$$

Por uniformizar el peralte en las direcciones.

USAR: 25X60 cm.

1.3.5 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

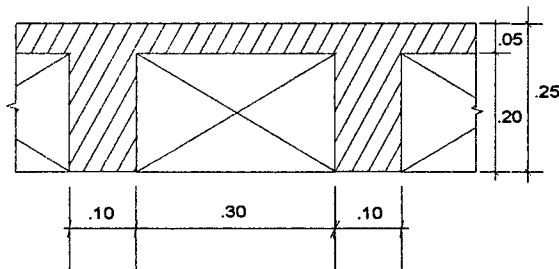
1.3.5.1 Losas aligeradas

Elegimos el criterio práctico para el dimensionamiento previo:

$$h = L/25 \qquad L = \text{Luz}$$

$$h = 600/25 = 24 \approx 25$$

$$h = 25 \text{ cm}$$



1.3.5.2 Losas macizas

Las losas macizas pueden ser dimensionadas en forma aproximada considerando espesores menores en 5 cm. Para no controlar deflexiones en elementos armados en una dirección sometida a flexión, según normas peruanas de estructuras.

$$h \geq 1/30 \quad \text{---} \quad h = 600/30 = 20 \text{ cm.} \therefore h = 20 \text{ cm}$$

CAPITULO II

ANALISIS ESTRUCTURAL

2.1 METRADOS DE CARGAS

El metrado de cargas es una técnica con la cual se estima las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen el edificio. Este proceso es aproximado ya que por lo general se desprecian los efectos hiperestáticos producidos por los momentos flectores, salvo que estas sean muy importantes.

Como regla general al metrar cargas debe pensarse en la manera como se apoya un elemento sobre otro, estas cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas o placas que la soportan, luego estas vigas al apoyar sobre columnas, le transfieren su carga, posteriormente, las columnas o placas transmiten la carga hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas; finalmente, las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación.

ANÁLISIS DE CARGAS

Las cargas muertas o permanentes son cargas gravitacionales que actúan durante la vida útil de la estructura, como por ejemplo: el peso propio de la estructura y el peso de los elementos añadidos a

la estructura (acabados, tabiques, máquinas para ascensores y cualquier otro dispositivo de servicio que quede fijo en la estructura), y las cargas vivas o no permanentes a emplearse están en función del uso al que los diferentes ambientes del edificio ya sea bloque 01 y bloque 02.

Las Normas peruanas de Estructuras Norma E-020 Capítulo 01 Referencia 01, establece los siguientes valores para cargas y son:

Cargas Verticales

a. Permanente:

-	Unidades de albañilería hueca	1350 kg/m ³
-	Losa Aligerada de 0.25m de espesor	350 kg/m ²
-	Losa maciza	480 kg/m ²
-	Concreto armado	2400 kg/m ³
-	Piso terminado	100 kg/m ²
-	Piso terminado en tanque elevado	150 kg/m ²
-	Tabaquería (carga equivalente)	
	H = 2.75	270 kg/m ²
-	Tabiquería h = 2.40	210 kg/m ²
-	Tabiquería h = 0.90	150 kg/m ²

b. No permanentes o temporales repartidos:

Corredores y escaleras	400 kg/m ²
Oficinas	250 kg/m ²
Sala de reuniones	400 kg/m ²
Terrazas	200 kg/m ²

Cargas horizontales

El Reglamento Nacional de Construcciones en las Normas Básicas de Diseño Sismo Resistentes, Acápite 13.9 ; Establece que el porcentaje de las cargas temporales repartidas sea el 25% para edificaciones de categoría tipo C.

Consideraciones Generales

- a. Cargas distribuidas:** Viene a ser la sumatoria de las cargas muertas, lo mismo que las cargas vivas. En casos especiales es la combinación de ambas.

Se expresan en toneladas por metro de longitud y en las posibles conversiones en unidades necesarias.

Carga Distribuida Permanente = W_D

Carga Distribuida Viva = W_L

- b. Cargas puntuales:** Serán considerados como tales a cargas generadas por los distintos elementos que pudiesen actuar bajo las siguientes condiciones:

Los muros dispuestos en forma transversal al eje del pórtico en análisis y afecte a los elementos de transmisión de carga (vigas y viguetas).

c. Factores de amplificación de carga:

De acuerdo al Reglamento Nacional de construcciones E - 040. La Resistencia requerida (U), para cargas muertas (W_D), vivas (W_L) y de sismo (W_s) deberá ser como mínimo:

$$U = 1.5 W_D + 1.8 W_L$$

$$U = 1.25 (W_D + W_L + W_s)$$

$$U = 0.9 CM + 1.25 W_s$$

TABLA CARGAS UNITARIAS

Peso específico del concreto armado	:	2400 Kg/m ³
Aligerado (t= 25 cm)	:	350 Kg/m ²
Losa maciza (t= 20 cm):	2 400x0.20	480 Kg/m ²
Acabados	: 20 x 15	: 100 Kg/m ²
Sobrecargas	: Oficinas y baños	: 250 Kg/m ²
	Corredores y escalera	: 400 Kg/m ²
	Azotea	: 200 Kg/m ²
Columnas	C-1 : 0.30 x0.50 x2400	: 360 Kg/m
	C-2 : 0.40 x0.60 x2400	: 576 Kg/m
	C-3 :0.3X0.40X2400	: 288 Kg/m
Vigas	VP -101: 0.30x0.60 x 2400	: 432 Kg/m
	Vs -101: 0.25x0.60 x 2400	: 360 Kg/m
	V. CH : 0.25x0.40 x 2400	: 240 Kg/m
Albañilería	14 x 15	: 210 Kg/m de pared.
Parapetos y alfeizer		
	h = 0.90 : 210 x 0.90	: 189 Kg/m

	h = 2.10 : 210 x 2.10	:	441 Kg/m
Tabiques	h = 2.10 , 210 x 2.10	:	441 Kg/m
	h = 2.40 , 210 x 2.40	:	504 Kg/m
	h = 2.75 , 210 x 2.75	:	577.5 Kg/m

2.1.1 METRADO DE ALIGERADO

Consideraciones generales:

Por consideraciones de diseño se recomienda un ladrillo 30 x 30 x 20 con peso por unidad de 10 Kg

Cálculo de Kg/m²

Peso propio del concreto por m².

$$X = (0.10 \times 0.20 \times 2400 \text{Kg/m}^3 + 0.40 \times 0.50 \times 2400 \text{Kg/m}^3) \cdot 1/40 = 240 \text{ Kg/m}^2$$

X = 240 Kg/m² de losa.

Peso propio de ladrillo por m²

$$N^{\circ} \text{Lad/m}^2 = 1 / 0.41 = 1 / 0.4(0.30) = 8.33 \text{ Lad/m}^2$$

1 ladrillo ---- 10 Kg

$$Y = (\text{Kg/m}^2) = 8.33 \text{ Lad/m}^2 \times (10 \text{ Kg}) / 1 \text{ Lad} = 83.33 \text{ Kg/m}^2 \text{ de losa}$$

$$X + Y = 240 \text{ Kg/m}^2 + 83.33 \text{ Kg/m}^2 = 323.33 \text{ Kg/m}^2$$

Según recomendaciones de la norma peruana de estructuras para e = 25 cm, equivale a 350 Kg/m², por lo que coinciden con los cálculos efectuados.

Aligerado De Niveles Típicos De Terraza (N1 – N5)

Cargas permanentes:

Peso propio.....	350 Kg/m ²
Acabados	<u>100 Kg/m²</u>
Peso Total WD :.....	450 Kg/m ²

Sobrecargas:

Carga viva W1 :.....	200 Kg/m ²
----------------------	-----------------------

Carga por metro lineal de viguetas:

$$W_b = 0.4 \times 450 = 180 \text{ Kg/m}$$

$$W_L = 0.4 \times 200 = 80 \text{ Kg/m}$$

Aligerado de niveles típicos y oficinas (N1 – N4)

Cargas permanentes:

Peso propio.....	350 Kg/m ²
Acabados	<u>100 Kg/m²</u>
Peso Total Wb :.....	450 Kg/m ²

Sobrecargas:

Carga viva WL :.....	250 Kg/m ²
----------------------	-----------------------

Carga por metro lineal de viguetas:

$$W_D = 180 \text{ Kg/m}$$

$$W_L = 100 \text{ Kg/m}$$

Aligerado de niveles típicos (corredores) (N1 – N4)

Cargas permanentes:

Peso propio.....	350 Kg/m ²
Acabados	<u>100 Kg/m²</u>
Peso Total Wb :.....	450 Kg/m ²

Sobrecargas:

Carga viva WL :..... 400 Kg/m²

Carga por metro lineal de vigueta:

W_D = 180 Kg/m

WL = 160 Kg/m

2.1.2 METRADO DE CARGA DE LOSA MACIZA UNIDIRECCIONAL

Losas niveles típicos (N1, N2, N4)

Cargas permanentes:

Peso propio 0.20 x 2400 Kg/m³ 480 Kg/m²

Acabados 100 Kg/m²

Peso Total W_b : 580 Kg/m²

Sobrecargas:

Carga viva WL : 200 Kg/m²

Losas macizas (N3)

Cargas permanentes:

Peso propio 0.20 x 2400 Kg/m³ 480 Kg/m²

Acabados 100 Kg/m²

Peso Total W_b : 580 Kg/m²

Sobrecargas:

Corredores : WL = 400 Kg/m²

Oficinas : WL = 250 Kg/m²

2.1.3 METRADO DE VIGAS

2.1.3.1 ESTRUCTURACION 03 (BLOQUE I)

METRADO DE CARGAS VERTICALES:

Viga del eje A – A:

Quinto nivel (N.P.T + 16.00), azotea para los tramos 7 –8 y 8 – 9.

Cargas permanentes:

Cargas directas:	Peso propio	: 360 Kg/m
	Parapeto h=0.90	: 189 Kg/m
Cargas de losa:	Peso propio: 350x0.50	: 175 Kg/m
	Acabados: 100x(0.5+0.1)	: <u>60 Kg/m</u>
	W _D	: 784 Kg/m
Sobrecargas:	WL = 200 (0.50+0.10)	: 120 Kg/m

Cuarto Nivel: N.P.T + 13.00

Cargas permanentes.

Entre ejes	7-8	8-9	9-10	10-11
<u>Cargas directas:</u>				
Peso propio :		360 Kg/m	360 Kg/m	360 kg/m
Alfeizer : h = 0.90		189 Kg/m	--	--
Tabique : h = 2.40		--	504 Kg/m	504 kg/m
Cargas de losa:				
Peso propio de losa aligerada (0.5x350)		175 Kg/m	175 Kg/m	--
Peso propio de losa maciza (0.50x480)		--	--	240 Kg/m
Acabados: 100(0.50+0.10)		60 Kg/m	60 Kg/m	60 kg/m
W _D =		784 Kg/m	1099 Kg/m	1164 kg/m
Sobrecargas:				
WL : 250 (0.5+0.10)		150 Kg/m	--	--
WL : 200 (0.5+0.10)		--	120 Kg/m	120 kg/m

Tercer Nivel: N.P.T + 10.00

Entre ejes	7-8 8-9 y 9-10	10-11	11 - volado
------------	----------------	-------	-------------

Cargas permanentes.

Cargas directas:

Peso propio :	360 Kg/m	360 Kg/m	360 kg/m
Alfeizer : h = 0.90	189 Kg/m	189 Kg/	- -
Tabique : h = 2.40	- -	504 Kg/m	504 kg/m

Cargas de losa:

Peso propio de losa aligerada (0.5x350)	175 Kg/m	- -	- -
Peso propio de losa maciza (0.50x480)	- -	240 Kg/m	240 Kg/m
Acabados: 100(0.50+0.10)	60 Kg/m	60 Kg/m	60 kg/m
WD =	784 Kg/m	1164 Kg/m	1164 kg/m

Sobrecargas:

Tramos: 7-8, 8-9, 9-10, 10-11

WL : 250 (0.5+0.10) = 150 Kg/m

Volado:

WL : 400 (0.5+0.10) = 240 Kg/m

Segundo Nivel: N.P.T + 7.00

Tramos	7-8, 8-9 , 9-10 y10-11	11 -12
--------	------------------------	--------

Cargas permanentes.

Cargas directas:

Peso propio :	360 Kg/m	360 kg/m
Alfeizer : h = 0.90	189 Kg/m	- -
Tabique : h = 2.40	- -	504 kg/m

Cargas de losa:

Peso propio de losa aligerada (0.5x350)	175 Kg/m	- -
Peso propio de losa maciza	- -	240 Kg/m

(0.50x480)		
Acabados: 100(0.50+0.10)	<u>60 Kg/m</u>	<u>60 Kg/m</u>
WD =	784 Kg/m	1164 kg/m
Sobrecargas:		
WL : 250 (0.5+0.10)	--	150 Kg/m
WL : 400 (0.5+0.10)	150 Kg/m	--

Primer Nivel: N.P.T + 4.00

Entre ejes	7-8, 8-9, 9-10 y 10-11, 11-12	12-13
<u>Cargas directas:</u>		
Peso propio :	360 Kg/m	360 kg/m
Alfeizer : h = 0.90	189 Kg/m	--
Tabique : h = 2.40	--	504 kg/m

Cargas de losa:

Peso propio:		
Losa aligerada (0.5x350)	175 Kg/m	--
Losa maciza (0.50x480)	--	240 Kg/m
Acabados: 100(0.50+0.10)	<u>60 Kg/m</u>	<u>60 Kg/m</u>
WD =	784 Kg/m	1164 kg/m
Sobrecargas:		
WL : 200 (0.5+0.10)	--	120 Kg/m
WL : 250 (0.5+0.10)	150 Kg/m	--

→ Carga puntual:

Carga directa:

Peso propio de parapeto : 189*3.00 = 567 Kg

Peso propio de viga de borde: 2400x0.10x0.60x3 = 432 Kg

PD = 999 Kg

VIGA DEL EJE B – B

Quinto Nivel: N.P.T + 16.00

Cargas permanentes:

Cargas directas :	Peso propio	360 Kg/m
	Acabado: 100x0.25	25 Kg/m
Cargas de losa :	Peso propio: 350x(0.5+0.50)	350 Kg/m

Acabados: $100(10.5 + 0.5)$ 100 Kg/m

WD = 835 Kg/m

Sobrecargas:

WL : $200 * (0.5 + 0.25 + 0.50)$ 250 Kg/m

Cuarto Nivel: N.P.T + 13.00

Entre ejes	7-8 y 8-9,	9-10	10-11
------------	------------	------	-------

Cargas directas:

Peso propio :	360 Kg/m	360 kg/m	360 Kg/m
Alfeizer : h = 0.90	189 Kg/m	--	--
Tabique : h = 2.40	--	504 kg/m	504 Kg/m

Cargas de losa:

Peso propio:

Losa aligerada $350(0.5 + 0.5)$	350 Kg/m	350 Kg/m	--
Losa maciza $480(0.5 + 0.5)$	--	--	480 Kg/m
Acabados: $100(0.50 + 0.10 + 0.5)$	<u>110 Kg/m</u>	<u>110 Kg/m</u>	<u>110 Kg/m</u>
WD =	1009 Kg/m	1324 kg/m	1454 Kg/m

Sobrecargas:

WL: $400 \times 0.5 + 250(0.5 + 0.10)$	350 Kg/m	--	--
WL : $200(0.5 + 0.10 + 0.5)$	--	220 Kg/m	220 Kg/m

Tercer Nivel: N.P.T 10.00

<u>Entre ejes</u> :	7-8, 8-9, Y 9-10	10-11	11-12
---------------------	------------------	-------	-------

Cargas directas:

Peso propio :	360 Kg/m	360 kg/m	360 Kg/m
Alfeizer : h = 0.90	189 Kg/m	189 Kg/m	--

Cargas de losa:

Peso propio:

Losa aligerada $350(0.5 + 0.5)$	350 Kg/m	--	--
Losa maciza $480(0.5)$	--	240 Kg/m	240 Kg/m
Acabados: $100(0.50 + 0.10 + 0.5)$	110 Kg/m	110 Kg/m	--
$100 \times (0.5 + 0.25 + 0.5)$	--	--	<u>125 Kg/m</u>
WD =	1009 Kg/m	1074 kg/m	900 Kg/m

Sobrecargas:

WL: 400(0.5 + 0.5+0.25)	--	--	350 Kg/m
WL : 250 (0.5+0.10)+(400x0.5)	350 Kg/m	350 Kg/m	--

Carga puntual:

Carga directa:

Peso propio de parapeto:	189 x 6.00	:	1134Kg
Peso propio de viga de			
Borde : 0.10x0.60x2400x6.00		:	<u>864 Kg/m</u>
	PD	:	1998 Kg/m

Segundo Nivel: N.P.T = +7.00

Entre ejes : 7-8, 9-10 y 10-11 11-12

Cargas permanentes:

Cargas directas:

Peso propio :	360 Kg/m	360 Kg/m
Alfeizer : h = 0.90 m	189 Kg/m	--
Tabique : h = 2.40 m	--	504 Kg/m

Cargas de losa:

Peso propio:

Losa aligerada 350(0.5 +0.5)	350 Kg/m	--
350x0.50	--	175 Kg/m
Losa maciza 480(0.5)	--	240 Kg/m
Acabados: 100(0.50+0.10+0.5)	<u>110 Kg/m</u>	<u>110 Kg/m</u>
WD =	1009 Kg/m	1389 Kg/m

Sobrecargas:

WL: 400(0.5 + 0.5+0.10)	--	220 Kg/m
WL : 250 (0.5+0.10)+(400x0.5)	350 Kg/m	--

Primer Nivel: N.P.T= + 4.00

Entre ejes : 7-8, 8-9, 9-10, 10-11 y 11-12 12-13

Cargas permanentes:

Cargas directas:

Peso propio :	360 Kg/m	360 Kg/m
Alfeizer : h = 0.90 m	189 Kg/m	--
Tabique : h = 2.40 m	--	504 Kg/m

Cargas de losa:

Peso propio:

Losa aligerada 350(0.5 +0.5)	350 Kg/m	--
350x0.50	--	175 Kg/m
Losa maciza 480(0.5)	--	240 Kg/m
Acabados: 100(0.50+0.10+0.5)	<u>110 Kg/m</u>	<u>110 Kg/m</u>
WD =	1009 Kg/m	1389 Kg/m

Sobrecargas:

WL: 400x0.5 + 250(0.5+0.10)	350 Kg/m	--
WL : 200 (0.5+0.10+0.5)	-	220 Kg/m

VIGA DEL EJE C-C

QUINTO NIVEL : (N.P.T= +16.00); AZOTEA PARA TRAMOS 7-8 Y 8-9

CARGAS PERMANENTES:

Cargas directas:	Peso propio	:	360 Kg/m
	Parapeto h= 0.90	:	189 Kg/m
Cargas de losa:	Peso propio: 350x0.50	:	175Kg/m
	Acabados: 100(0.5+0.1)	:	<u>60 Kg/m</u>
	WD	=	784 kg/m
Sobrecargas:	WL = 200(0.5+0.10)	=	120 Kg/m

CUARTO NIVEL : (N.P.T= +13.00); OFICINAS Y TERRAZAS

CARGAS PERMANENTES:

Entre ejes:	7-8	8-9	9-10
Cargas directas:			
Peso propio :	360 Kg/m	360 Kg/m	360Kg/m
Alfeizer h= 0.90:	189 Kg/m	--	--
h = 2.10	--	441 Kg/m	--
Tabique h= 2.40	--	--	504 Kg/m
Cargas de losa:			
Peso propio:			
Aligerado: 350x0.50	175Kg/m	175 Kg/m	175 Kg/m
Acabados: 100(0.5+0.1):	<u>60 Kg/m</u>	<u>60 Kg/m</u>	<u>60 Kg/m</u>
WD =	784 kg/m	1036 Kg/m	1099 Kg/m
Sobrecargas:			
WL1: 200(0.5+0.10)	150 Kg/m	150 Kg/m	--

W12: 200 x (0.5+0.1) -- -- 120 Kg/m

TERCER NIVEL : (N.P.T= + 10.00)

CARGAS PERMANENTES:

Entre ejes: 7-8 8-9 11 y volado

Cargas directas:

Peso propio : 360 Kg/m 360 Kg/m 360Kg/m

Alfeizer h= 0.90: 189 Kg/m -- --

 h = 2.10 -- 441 Kg/m --

Cargas de losa:

Peso propio:

Aligerado:

350x0.50 175Kg/m 175 Kg/m 175 Kg/m

Acabados:

100(0.5+0.1): 60 Kg/m 60 Kg/m 60 Kg/m

 WD = 784 kg/m 1036 Kg/m 784 Kg/m

Sobrecargas:

WL1: 250(0.5+0.10) 150 Kg/m 150 Kg/m --

W12: 400 x (0.5+0.1) -- -- 240 Kg/m

Carga puntual:

Carga directa:

Peso propio de parapeto: 189 x3.00 : 567 Kg

Peso propio de viga de borde: : 432 Kg

 PD = 999 Kg

SEGUNDO NIVEL : (N.P.T= + 7.00)

CARGAS PERMANENTES:

Entre ejes: 7-8 Y 10-11 8-9 11 y 12

Cargas directas:

Peso propio : 360 Kg/m 360 Kg/m 360Kg/m

Alfeizer h= 0.90: 189 Kg/m -- --

 h = 2.10 -- 441 Kg/m --

Tabique h=2.40 -- -- 504 Kg/m

Cargas de losa:

Peso propio:

Aligerado: 350x0.50 175Kg/m 175 Kg/m 175 Kg/m

Acabados:

100(0.5+0.1):	<u>60 Kg/m</u>	<u>60 Kg/m</u>	<u>60 Kg/m</u>
WD =	784 kg/m	1036 Kg/m	1099 Kg/m

Sobrecargas:

WL1: 200(0.5+0.10)	--	--	120 Kg/m
WL2: 250x(0.5+0.1)	150 Kg/m	150 Kg/m	--

PRIMER NIVEL : (N.P.T= + 4.00)

CARGAS PERMANENTES:

Entre ejes:	7-8, 10-11, 11-12	8-9	12 y 13
-------------	-------------------	-----	---------

Cargas directas:

Peso propio :	360 Kg/m	360 Kg/m	360Kg/m
Alfeizer h= 0.90:	189 Kg/m	--	--
h = 2.10	--	441 Kg/m	--
Tabique h=2.40	--	--	504 Kg/m

Cargas de losa:

Peso propio t=0.25)

Aligerado: 350x0.50	175Kg/m	175 Kg/m	175 Kg/m
---------------------	---------	----------	----------

Acabados:

100(0.5+0.1):	<u>60 Kg/m</u>	<u>60 Kg/m</u>	<u>60 Kg/m</u>
WD =	784 kg/m	1036 Kg/m	1099 Kg/m

Sobrecargas:

WL1: 200(0.5+0.10)	--	--	120 Kg/m
WL2: 250x(0.5+0.1)	150 Kg/m	150 Kg/m	--

VIGA DEL EJE 7 - 7

QUINTO NIVEL: (N.P.T= + 16.00)

Entre ejes	A - B	Y	B - C
------------	-------	---	-------

Cargas permanentes:

Cargas directas: Peso propio (vp-102)	432 Kg/m	432 Kg/m
Parapeto (h= 0.90)		189 Kg/m

Cargas de losa: Peso propio de aligerado

Acabados: 100x3.0	<u>300 Kg/m</u>	<u>300 Kg/m</u>
-------------------	-----------------	-----------------

WD =	1730 Kg/m	1919 Kg/m
------	-----------	-----------

Sobrecargas: WL = 200x3.00 600 Kg/m

CUARTO NIVEL: (N.P.T =+ 13.00)

Entre ejes	A - A'	Y	B - B'
Cargas permanentes:			
Cargas directas: Peso propio (vp-102)	432 Kg/m		432 Kg/m
Peso tabique (h= 2.40)	504 Kg/m		--
Cargas de losa: Peso propio de aligerado	997.5 Kg/m		997.5 Kg/m
Acabados: 100x3.15	--		<u>315 Kg/m</u>
	WD = 2233.5 Kg/m		1745 Kg/m

Carga puntual: PD

Carga permanente

Peso propio (v.ch)	:	240 Kg/m
Peso de tabique (h=2.75)	:	577.5 Kg/m
	WD1 =	817.5 Kg/m
PD	=	2452.5 Kg (En A',B')

Sobrecargas:

Entre eje	A - B'	Y	B - C'
WL = 250x3.00	750 Kg/m		--
WL = 400x3.15	--		1260 kg/m

TERCER Y SEGUNDO NIVEL

Entre ejes	A - B' y B'-C	Y	B' - B'
Cargas permanentes:			
Cargas directas: Peso propio (vp-102)	432 Kg/m		432 Kg/m
Peso tabique (h= 2.40)	504 Kg/m		--
Cargas de losa: Peso propio de aligerado	997.5 Kg/m		997.5 Kg/m
Acabados: 100x3.00	300 Kg/m		--
Acabados: 100x3.15	--		<u>315 Kg/m</u>
	WD = 2233.5 Kg/m		1744.5 Kg/m

Sobrecargas:

WL = 250x3.00	750 Kg/m		--
WL = 400x3.15	--		1260 kg/m

PRIMER NIVEL(N.P.T= +4.00)

Entre ejes	A – B y B'-C'	Y	B' – B'
Cargas permanentes:			
Cargas directas: Peso propio (vp-102)	432 Kg/m		432 Kg/m
Peso tabique (h= 2.40)	504 Kg/m		--
Cargas de losa: Peso propio de aligerado	997.5 Kg/m		997.5 Kg/m
Acabados: 100x3.00	300 Kg/m		--
Acabados: 100x3.15	--		<u>315 Kg/m</u>
	WD _{A-B} =	2233.5 Kg/m	1744.5 Kg/m
	WD _{B'-C} =	2522.25 Kg/m	1744.5 Kg/m
Carga puntual : PD = 2452.5 Kg (en B')			
Sobrecargas:			
WL = 250x3.00	750 Kg/m		--
WL = 400x3.15	--		1260 kg/m

VIGA DE EJE 8 – 8**Quinto Nivel: (N.P.T= + 16.00)**

Cargas permanentes:	
Cargas directas: Peso propio	432 Kg/m
Cargas de losa:	
Peso propio 350 (5.725/2 +5.70/2)	1 999.40 Kg/m
Acabados: 100x(5.725/2 +5.70/2+0.30)	<u>601.30 Kg/m</u>
	WD = 3 032.70 Kg/m
<u>Sobrecargas:</u> WL = 200 (5.725/2 +5.70/2+0.30) :	1 202.50 Kg/m

Cuarto, Tercer y Segundo Nivel:

Entre Ejes	A – A', A' - B Y B' – C	B – B'
Cargas permanentes:		
Cargas directas: Peso propio	432 Kg/m	432 Kg/m
Peso de tabique h=2.40 m	504 Kg/m	--
Cargas de losa:		
Peso propio 350 (5.725/2 +5.70/2)	1 999.4 Kg/m	1 999.4 Kg/m
Acabados: 100x(5.70/2 +5.725/2+0.30)	--	601.3 Kg/m
100x(5.70/2 +5.725/2+0.15)	<u>586.30 Kg/m</u>	--
	WD A - B =	3 521.0 Kg/m
		3 032.7 Kg/m

Peso Tributario de muro // a

la viga entre B' - C

$$577.5 \text{ Kg/m} \times 3/6 \quad : \quad 288.75 \text{ Kg/m}$$
$$WB-C = \quad 3\,810.45 \text{ Kg/m}$$

Carga puntual:

$$\text{En A}' : \quad PD = 2452.50 \text{ Kg}$$

$$\text{En B}' : \quad PD = 2452.50 * 2 = 4\,905 \text{ Kg}$$

Sobrecargas:

$$WL = 250 (5.70/2 + 5.725/2 + 0.15): 1\,465.6 \text{ Kg/m} \quad --$$

$$WL = 400 (5.70/2 + 5.725/2 + 0.30): \quad -- \quad 2\,405 \text{ Kg/m}$$

Primer Nivel: (N.P.T + 4.00)

Entre Ejes A - B Y B' - C B - B'

Cargas permanentes:

$$\text{Cargas directas: Peso propio} \quad 432 \text{ Kg/m} \quad 432 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de tabique } h=2.40 \text{ m} \quad 504 \text{ Kg/m} \quad --$$

Cargas de losa:

$$\text{Peso propio } 350 (5.725/2 + 5.70/2) \quad 1\,999.4 \text{ Kg/m} \quad 1\,999.4 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Acabados: } 100 \times (5.70/2 + 5.725/2 + 0.15) \quad 586.30 \text{ Kg/m} \quad --$$

$$100 \times (5.70/2 + 5.725/2 + 0.30) \quad -- \quad 601.3 \text{ Kg/m}$$

$$WD \text{ A - B} = \quad 3\,521.70 \text{ Kg} \quad WD \text{ B'-B} \quad 3\,032.7 \text{ Kg/m}$$

Peso Tributario de muro // a

la viga entre B' - C

$$577.5 \text{ Kg/m} \times 3/6 \quad : \quad 288.75 \text{ Kg/m}$$

$$WDB'-C = \quad 3\,810.40 \text{ Kg/m}$$

Sobrecargas:

$$WL = 250 (5.70/2 + 5.725/2 + 0.15): 1\,465.6 \text{ Kg/m} \quad --$$

$$WL = 400 (5.70/2 + 5.725/2 + 0.30): \quad -- \quad 2\,405 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga puntual:} \quad PD = 2\,452.50 \times 2 = 4\,905 \text{ Kg (En B')}$$

VIGA DE EJE 9 - 9

Quinto Nivel: (N.P.T + 16.00)

Cargas permanentes:

Cargas directas:

$$\text{Peso propio (VP - 101)} \quad 360 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de parapeto (h= 0.90 m)} \quad 189 \text{ Kg/m}$$

Cargas de losa:

Peso propio	350 (5.725/2)	1 001.9 Kg/m
Acabados: 100x(5.725/2 +0.10)		<u>296.30 Kg/m</u>
		WD = 1 847.20 Kg/m

Sobrecargas: WL = 200 (5.725/2 +0.10) : 592.50 Kg/m

Cuarto, Nivel: (N.P.T +13.00)

Entre Ejes A - B, B' - C B - B'

Cargas permanentes:

Cargas directas:

Peso propio (VP-101)	360 Kg/m	360 Kg/m	360 Kg/m
Peso de tabique h=2.40 m	504 Kg/m	504 Kg/m	--

Cargas de losa:

Peso propio 350 (5.725/2 +5.75/2) 2 008.13 Kg/m 2008.13Kg/m

Acabados:

100x(5.70/2 +5.75/2)	583.7 Kg/m	--	--
100 x(5.725/2)		286 Kg/m	--
100x(5.725/2 5.725/2+0.15)	--	--	<u>599 Kg/m</u>

WD = 3 456 Kg/m 2 152 Kg/m 2967 Kg/m

Carga puntual:

- Viga chata (Entre ejes (8) - (9)) : 2452.50 Kg

- Viga chata (Entre ejes (9) - (10))

• Peso propio :

• Piso terminado :

- Sobrecargas:

Entre ejes	A-B	B-B'	B-C
WL = 250 (5.70/2 +5.725/2+0.10):	1 310.63 Kg/m	--	--
WL = 400 (5.725/2 +0.25) + 200(25.75/2):	--	1 820 Kg/m	--
WL = 250 (5.725/2	--	--	716 Kg/m

Tercer, Segundo y Primer Nivel:

Entre Ejes A - B B - B' B' - C

Cargas permanentes:

Cargas directas:

Peso propio (VP-101)	360 Kg/m	360 Kg/m	360 kg/m
Peso de tabique h=2.40 m	504 Kg/m	--	504 kg/m

Cargas de losa:

Peso propio 350 (5.725/2 +5.75/2) 2 008.13 Kg/m 2 008.13 Kg/m --

350 (5.725/2)	--	--	1001.88 Kg/m
Acabados: 100x(5.725/2 +5.75/2+0.10)	583.75 Kg/m	--	--
100x(5.725/2 +5.75/2+0.25)	--	599 Kg/m	--
100x(5.725/2)	--	--	286 Kg/m
WD = 3 455.88 Kg/m 2967 Kg/m			2152 Kg/m

Carga puntual:

- Viga Chata (Entre ejes (8)-(9))	:	2 452.5 Kg
- Viga chata (entre ejes (9) – (10))		
- Peso propio	240 Kg/m	
- Peso parapeto (h=0.90)	189 Kg/m	
- Piso terminado: 100x0.10	10 Kg/m	
WD :	439 Kg/m	
PD1 :	439 Kg/m x 6/2	1 317.00 Kg
	PD :	3769.5 Kg

Sobrecargas:

WL = 250 (5.725/2 +5.75/2+0.10):	1 459.40 Kg/m	--	--
WL = 400 (5.725/2 +5.75/2+0.25):	--	2 395 Kg/m	--
WL = 250 (5.725/2):	--	--	716 Kg/m

EJE 10 –10 VIGA PRINCIPAL:

Cuarto, Nivel: (N.P.T = +13.00)

Entre Ejes	A – B,	B- B'	B' – C
Cargas permanentes:			
Cargas directas:			
Peso propio (VP-101)	360 Kg/m	360 Kg/m	360 Kg/m
Peso de parapeto h=0.90 m	--	--	189 Kg/m
Cargas de losa: Peso propio			
350 (5.750/2 +480x5.725/2)	2 380.25 Kg/m	--	--
350 (5.725/2+ 5.725/2)	--	2 008.13 Kg/m	--
350 (5.725/2)	--	--	1 001.88 Kg/m
Piso terminado:			
100x(5.75/2 +5.725/2+0.10)	583.7 Kg/m	--	--
100 x(5.75/2+5.725/2+0.25)	--	598.75 Kg/m	--
100x(5.725/2 +0.25)	--	--	311.25 Kg/m
WD = 3 324 Kg/m 2 966.88 Kg/m			1862.13 Kg/m

Carga puntual:

PD: Debido a viga chata:

439.0 Kg/m 1 317.0 Kg
PD = 1 317.0 Kg

Sobrecargas:

WL = 200 (5.75/2 + 5.725/2 + 0.10): 1 161.50 Kg/m -- --
WL = 200 (5.75/2 + 5.725/2 + 0.25): -- 1 197.50 Kg/m --
WL = 200 (5.725/2 + 0.25) -- -- 622.50 Kg/m

Tercer Nivel: (N.PT= +10.00)

Entre Ejes A - B B - B' B' - C

Cargas permanentes:

Cargas directas:

Peso propio (VP-101) 360 Kg/m 360 Kg/m 360 kg/m
Peso de tabique h=2.40 m 504 Kg/m -- 504 kg/m

Cargas de losa:

Peso propio 350(5.75/2+480X5.725/2) 2 380.25 -- --
350 (5.75/2+5.725/2) -- 2 008.13 Kg/m --
350 (5.725/2) -- -- 1 001.89 Kg/m

Entre ejes: A - B B - B' B' - C

Piso terminado:

100x(5.75/2 + 5.725/2 + 0.10) 583.75 Kg/m -- --
100x(5.75/2 + 5.725/2 + 0.25) -- 599 Kg/m --
100x(5.725/2) -- -- 286 Kg/m

WD = 3828.0 Kg/m 2966.88 Kg/m 2152 Kg/m

Carga puntual: (Pd)

PD debido a Viga Chata Entre:

- Ejes (9) -(10) : 1 317.0 Kg
- Ejes (10)- (11) : 2 452.5 kg
PD : 3 769.50 Kg

Sobrecargas:

WL = 250 (5.725/2 + 5.75/2 + 0.10): 1 459.38 Kg/m -- --
WL = 400 (5.725/2 + 5.75/2 + 0.25): -- 2 395.0 Kg/m --
WL = 250 (5.725/2): -- -- 716 Kg/m

Segundo y Primer Nivel:

Entre Ejes	A – B	B – B'	B' – C
Cargas permanentes:			
Cargas directas:			
Peso propio (VP-101)	360 Kg/m	360 Kg/m	360 kg/m
Peso de tabique h=2.40 m	504 Kg/m	--	504 kg/m
Cargas de losa:			
Peso propio 350(5.725/2+5.75/2)	2 008.13	2 008.13 Kg/m	--
350 (5.725/2)	--	--	1 001.88 Kg/m
Acabados:			
100x(5.725/2 +5.75/2+0.10)	583.75 Kg/m	--	--
100x(5.725/2 +5.75/2+0.25)	--	589 Kg/m	--
100x(5.725/2)	--	--	<u>286 Kg/m</u>
WD =	3455.88 Kg/m	2966.88 Kg/m	2152 Kg/m

Carga puntual: (PD)

PD debido a Viga Chata Entre:

- Ejes (9) -(10)	:	1 317.0 Kg
- Ejes (10)- (11)	:	<u>2 452.5 kg</u>
	PD :	3 769.50 Kg

Entre Ejes	A – B	B – B'	B' – C
WL = 250 (5.725/2 +5.75/2+0.10):	1 459.38 Kg/m	--	--
WL = 400 (5.725/2 +5.75/2+0.25):	--	2 395.0 Kg/m	--
WL = 250 (5.725/2):	--	--	716 Kg/m

VIGA DE EJE 11 -11:**Cuarto Nivel: (N.P.T +13.00)**

Entre Ejes	A – B,	B – C
Cargas permanentes:		
Cargas directas:		
Peso propio (VP-102)	432.0 Kg/m	432 Kg/m
Peso de parapeto h=0.90 m	189 Kg/m	189 Kg/m
Cargas de losa:		
Maciza : 480 (5.725/2)	1 374.0 Kg/m	--
Aligerado 350 (5.725/2)	--	1 001.88 Kg/m
Acabados:		
100x(5.725/2 +0.15)	<u>301.25 Kg/m</u>	<u>301.25 Kg/m</u>
WD =	2 281.25 Kg/m	1 909.13 Kg/m

Sobrecarga:

WL = 200 (5.725/2 + 0.15): 602.50 Kg/m 602.50 Kg/m

Tercer, Nivel: (N.PT= +10.00)

Entre Ejes A - B B - B' B' - C

Cargas permanentes:

Cargas directas:

Peso propio (VP-101) 432 Kg/m 432 Kg/m 432 kg/m

Peso de tabique h=2.40 m 504 Kg/m -- 504 kg/m

Cargas de losa:

Maciza: 480(5.725/2+2.40) 2 526 Kg/m -- --

Aligerado: 350 (5.725/2+2.40) -- 1 841.88Kg/m 1 841.88Kg/m

Acabados: 100(5.725/2 + 2.50) 536.25 Kg/m 536.25 Kg/m 536.25 Kg/m

Volado:

Entre ejes: A - B B - B' B' - C

- Parapeto (h=0.90) 189 Kg/m 189 Kg/m 189 Kg/m

- Viga de borde:

0.60x0.10x2400x1.0 144 Kg/m 144 Kg/m 144Kg/m

WD = 4331.25 Kg/m 3143.13 Kg/m 3647.13 Kg/m

Carga puntual: (Pd)

PD debido a Viga Chata Entre:

- Ejes (10) -(11) PD : 2 452.50 Kg

Sobrecargas:

Entre ejes: A - B B - B' B' - C

WL = 250 (5.725/2 + 400(2.50): 1 715.63 Kg/m -- 1 715.63 Kg/m

WL = 400 (5.725/2 + 2.65): -- 2 205 Kg/m --

Segundo Nivel: (N.P.T =+ 7.00)

Entre Ejes A - B B - B' B' - C

Cargas permanentes:

Cargas directas:

Peso propio (VP-102) 432 Kg/m 432 Kg/m 432 kg/m

Peso de tabique (h=2.40 m) 504 Kg/m -- 504 kg/m

Cargas de losa:

350(5.725/2)+ 480(5.70/2) 2 369.88 Kg/m -- --

350 (5.725/2 + 5.70/2) -- 1999.38 Kg/m 1999.38 Kg/m

Acabados:

100x(5.725/2 + 5.70/2+0.15)	586.25 Kg/m	--	586.25 Kg/m
100x(5.725/2 + 5.70/2+0.30)	--	601.25 Kg/m	
WD =	3892 Kg/m	3033 Kg/m	3521 Kg/m

Carga puntual: (Pd)

PD debido a Viga Chata Entre:

- Ejes (10) -(11)	:	<u>2 452.50 kg</u>
PD	:	2 452.50 Kg

Sobrecargas:

WL = 250 (5.725/2 + 0.15)+200(5.70/2):	1 323.13 Kg/m	--	1 323.13 Kg/m
WL = 400(5.725/2 + 0.30)+200(5.70/2):	--	1 835.0 Kg/m	--

Primer Nivel: (N.P.T = + 4.00)

Entre Ejes	A - B	B - B'	B' - C
------------	-------	--------	--------

Cargas permanentes:

Cargas directas:

Peso propio (VP-102)	432 Kg/m	432 Kg/m	432 kg/m
Peso de tabique (h=2.40 m)	504 Kg/m	--	504 kg/m

Cargas de losa (aligerado):

350(5.725/2+ 5.70/2)	1 999.38 Kg/m	1999.38 Kg/m	1999.38 Kg/m
----------------------	---------------	--------------	--------------

Acabados:

100x(5.725/2 + 5.70/2+0.15)	586.25 Kg/m	--	586.25 Kg/m
100x(5.725/2 + 5.70/2+0.30)	--	601.25 Kg/m	
WD =	3 521.63 Kg/m	3032.63 Kg/m	3521.63 Kg/m

Carga puntual: (Pd)

PD debido a Vigas Chatas Entre:

- Ejes (10) -(11)	:	<u>2 452.50 kg</u>
- Ejes (11) -(12)	:	<u>2 452.50 kg</u>
PD	:	4 905.0 Kg

Sobrecargas:

WL = 250 (5.725/2 + 5.70/2+0.15)	1 465.63 Kg/m	--	1 465.63 Kg/m
WL = 400(5.725/2 + 5.70/2+0.30):	--	2 405 Kg/m	--

VIGA DE EJE 12 -12:**Segundo Nivel: (N.P.T =+ 7.00)**

Entre Ejes	A – B	B – C
Cargas permanentes:		
Cargas directas:		
Peso propio (VP-102)	432 Kg/m	432 Kg/m
Cargas de losa:		
Maciza: 480(5.70/2)	1 368 Kg/m	--
Aligerado: 350 (5.70/2)	--	997.50 Kg/m
Acabados:		
100x(5.70/2 +0.15)	300 Kg/m	300 Kg/m
	<hr/>	<hr/>
	WD = 2 100 Kg/m	1 730 Kg/m
Sobrecargas:		
WL = 200 (5.70/2 +0.15):	600 Kg/m	600 Kg/m

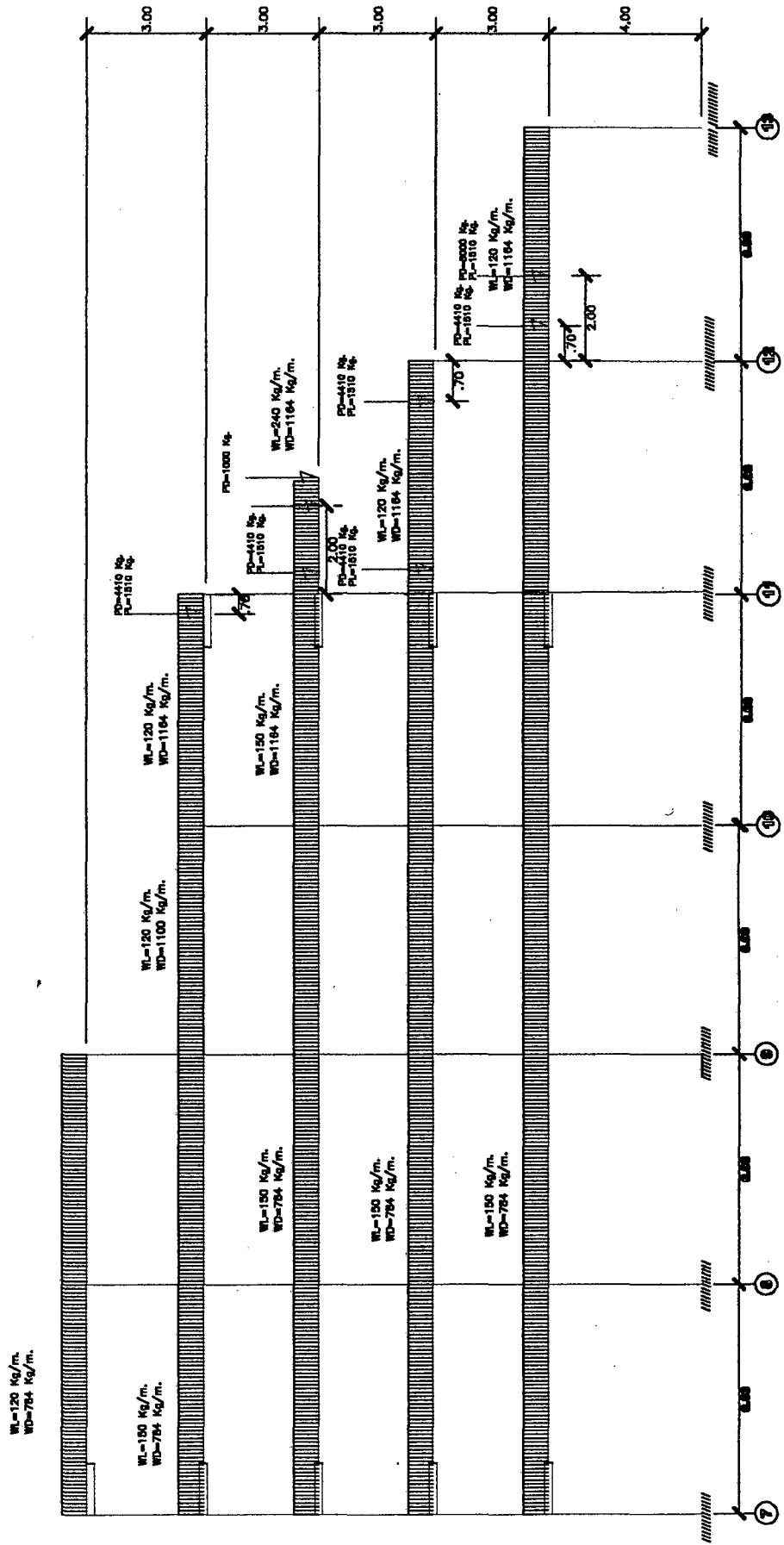
Primer Nivel: (N.P.T =+ 4.00)

Entre Ejes	A – B	B – B'	B' – C
Cargas permanentes:			
Cargas directas:			
Peso propio (VP-102)	432 Kg/m	432 Kg/m	432 kg/m
Peso de tabique (h=2.40 m)	504 Kg/m	--	504 kg/m
Cargas de losa:			
350(5.70/2)+480(5.70/2)	2 865.5 Kg/m	--	--
350(5.70/2+5.70/2)	--	1 995 Kg/m	1 995 Kg/m
Acabados:			
100x(5.70/2 +0.15)	585.0 Kg/m	--	585.0 Kg/m
100x(5.70/2 +0.30)	--	600.0 Kg/m	
	<hr/>	<hr/>	
	WD = 3 887.0 Kg/m	3 027.0 Kg/m	3 516.0 Kg/m
Sobrecargas:			
WL = 250 (5.70/2 +0.15)			
+ 200(5.70/2)	1 320.0 Kg/m	--	1 320.0 Kg/m
WL = 400(5.70/2 +0.30)			
+ 200(5.70/2)	--	1 830 Kg/m	--
<u>Carga puntual: (PD)</u>			
PD debido a la viga chata Entre:			
- Ejes (11) -(12)		PD :	2 452.5 Kg

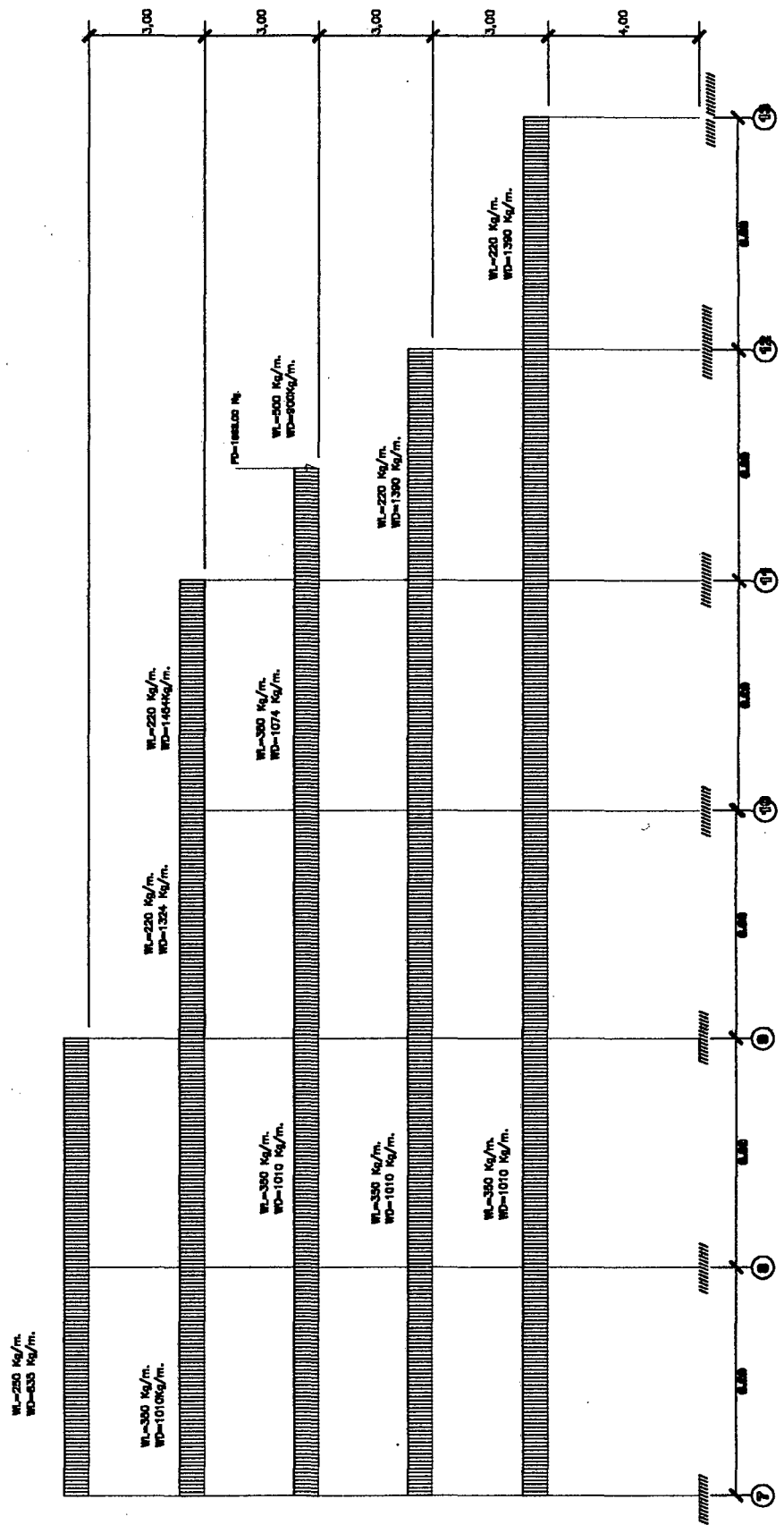
VIGA DEL EJE 13- 13

Primer Nivel: (N.P.T =+ 4.00)

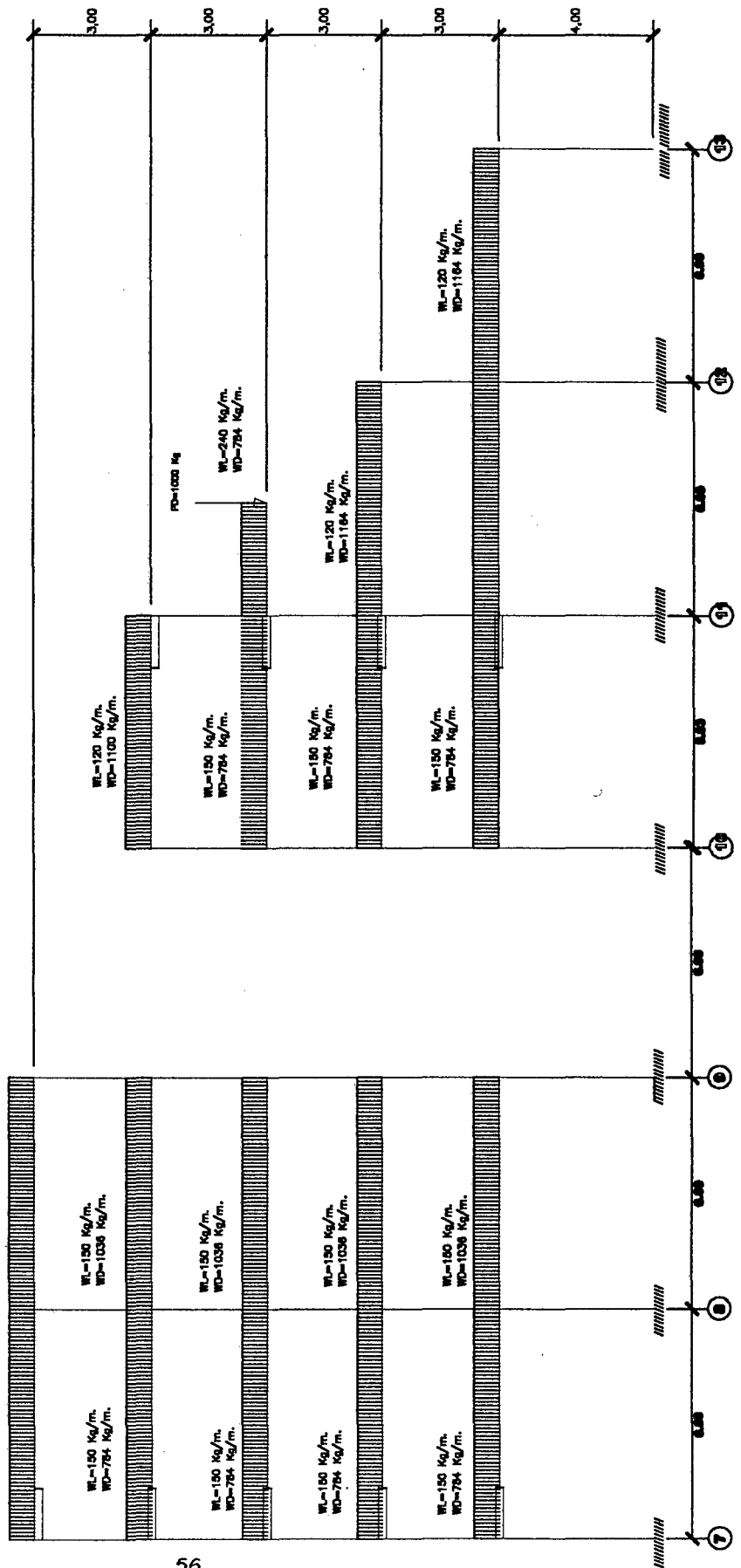
Entre Ejes	A – B	B' – C
Cargas permanentes:		
Cargas directas:		
Peso propio (VP-102)		432.0 kg/m
Peso de tabique (h=0.90 m)		189.0 kg/m
Cargas de losa:		
Maciza: 480(5.70/2)	1 368.0 Kg/m	--
Aligerada: 350(5.70/2)	--	997.50 Kg/m
Acabados:		
100x(5.70/2 +0.15)	--	300.0 Kg/m
	<hr/>	<hr/>
	WD = 2 289.0 Kg/m	1 918.50 Kg/m
Sobrecargas:		
WL = 250 (5.70/2 +0.15)		600 Kg/m



PORTICO A-A
(ESTRUCTURACION 03 - BLOQUE I)



**PORTIGO B-B
(ESTRUCTURACION 03 - BLOQUE II)**



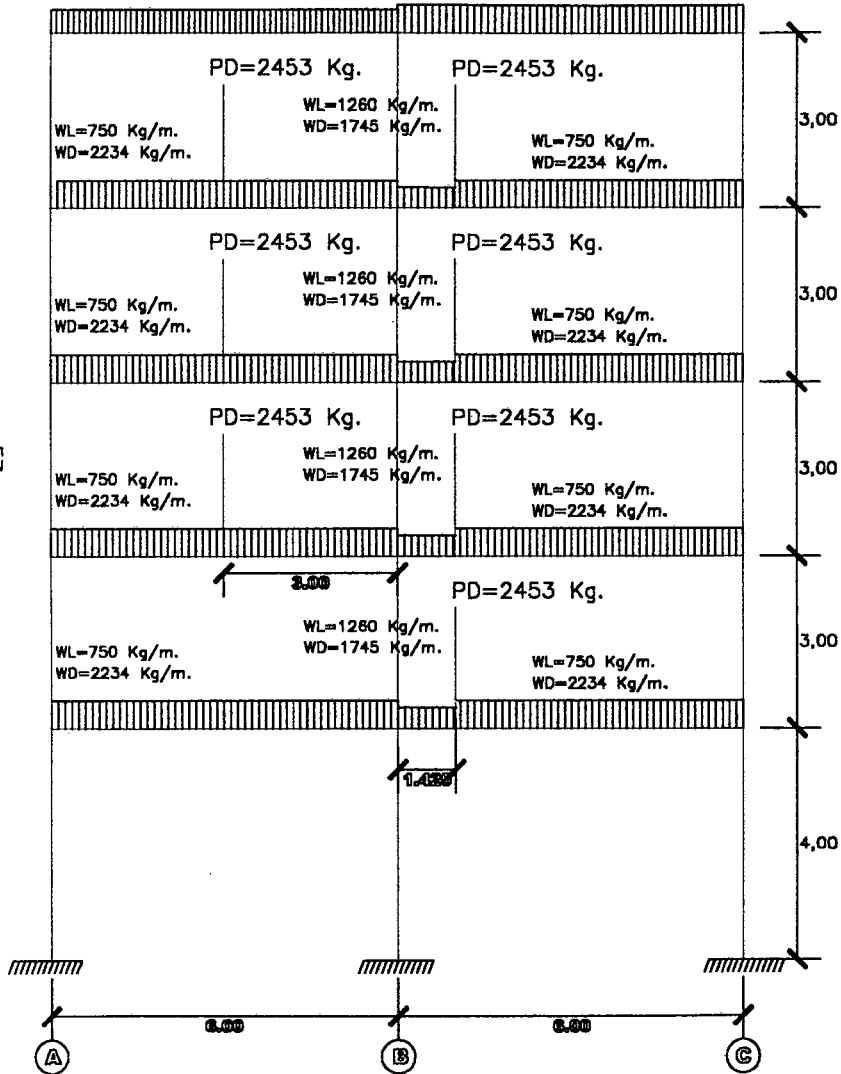
**PORTICO C-C
(ESTRUCTURACION 03 - BLOQUE II)**

WL=600 Kg/m.
WD=1730 Kg/m.

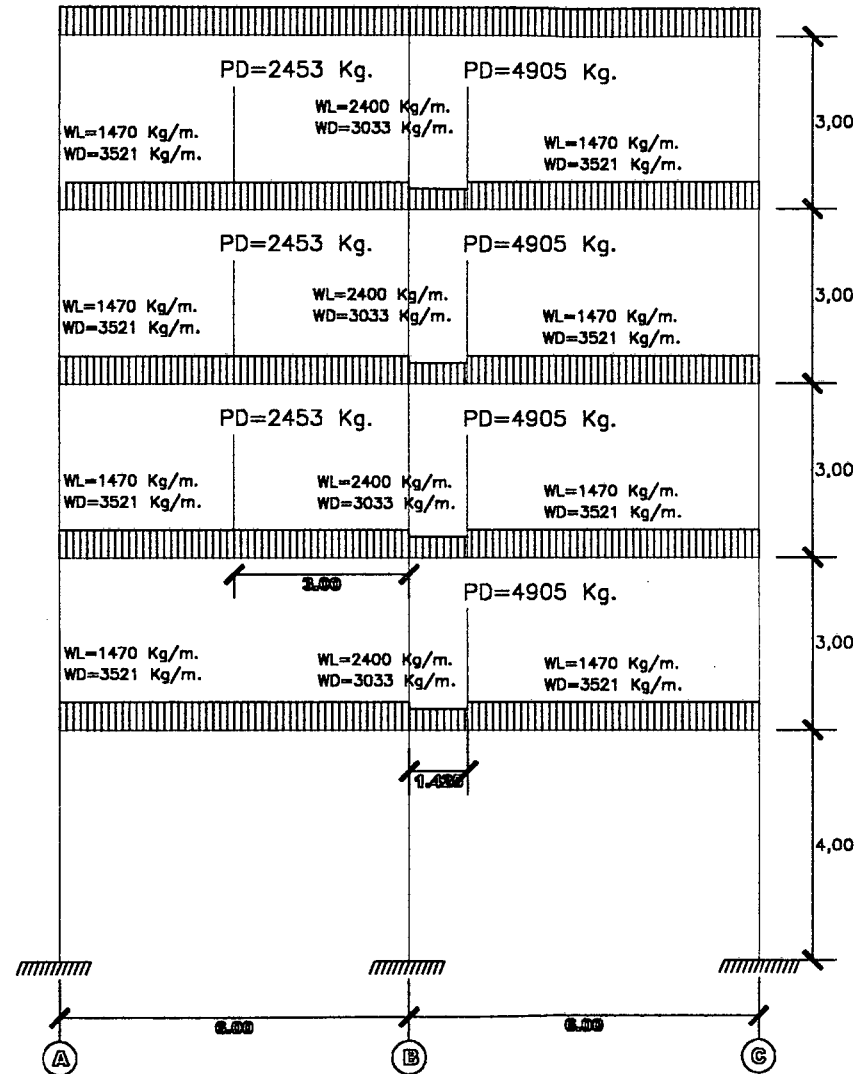
WL=600 Kg/m.
WD=1920 Kg/m.

WL=1200 Kg/m.
WD=3033 Kg/m.

57

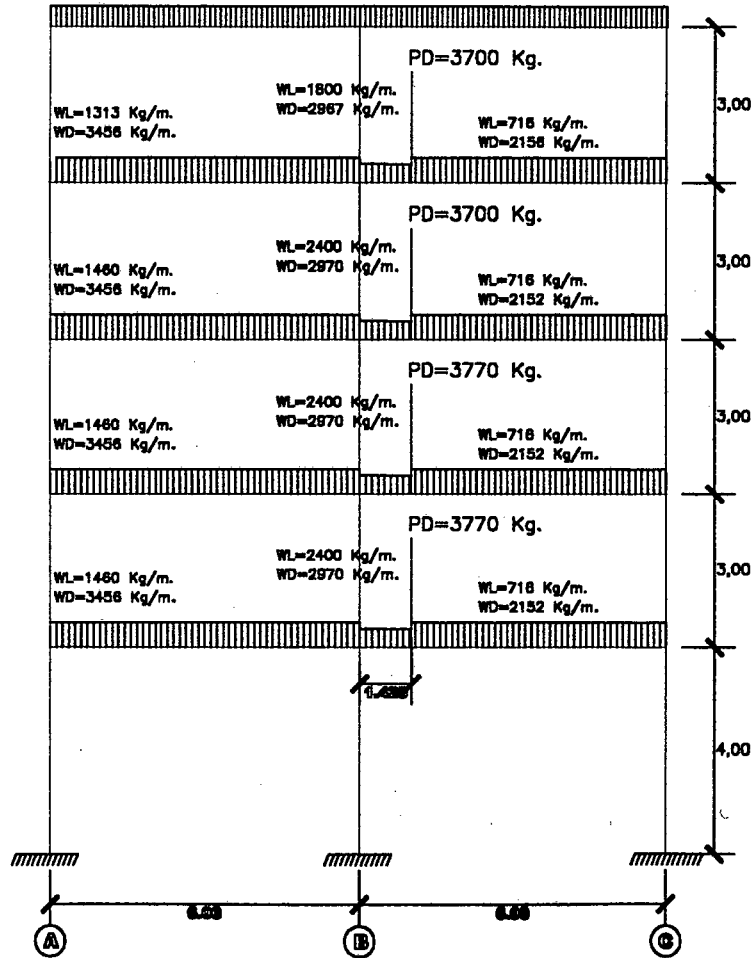


PORTICO 7-7
(RESTRUCTURACION 03 - BLOQUE I)

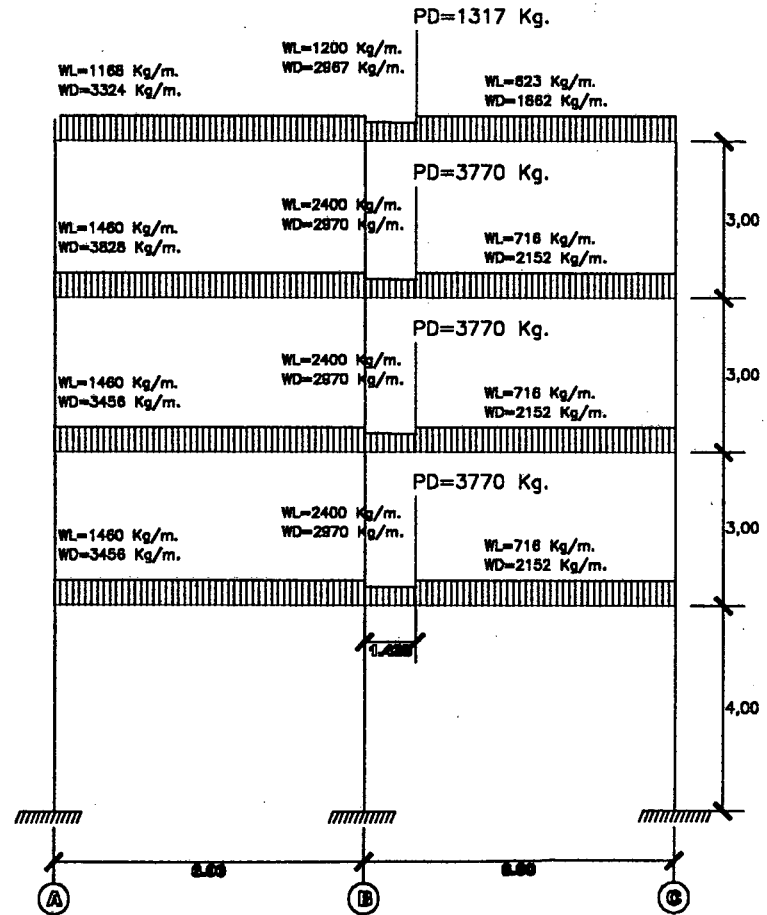


PORTICO 8-8
(RESTRUCTURACION 03 - BLOQUE I)

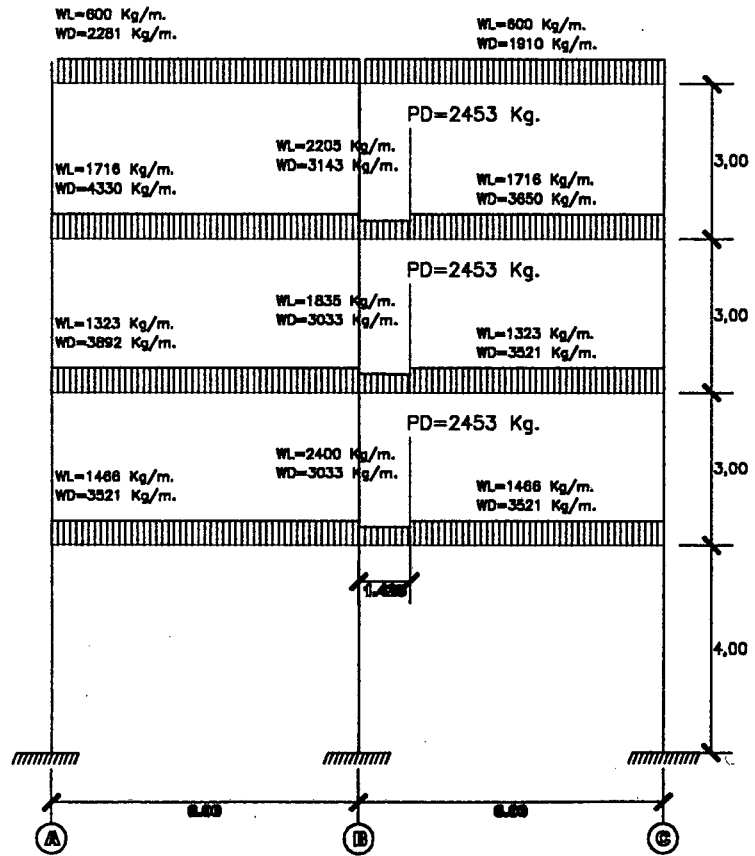
WL=600 Kg/m.
WD=1847 Kg/m.



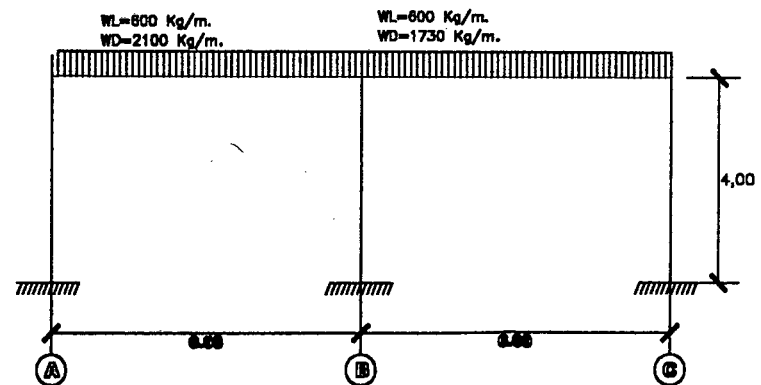
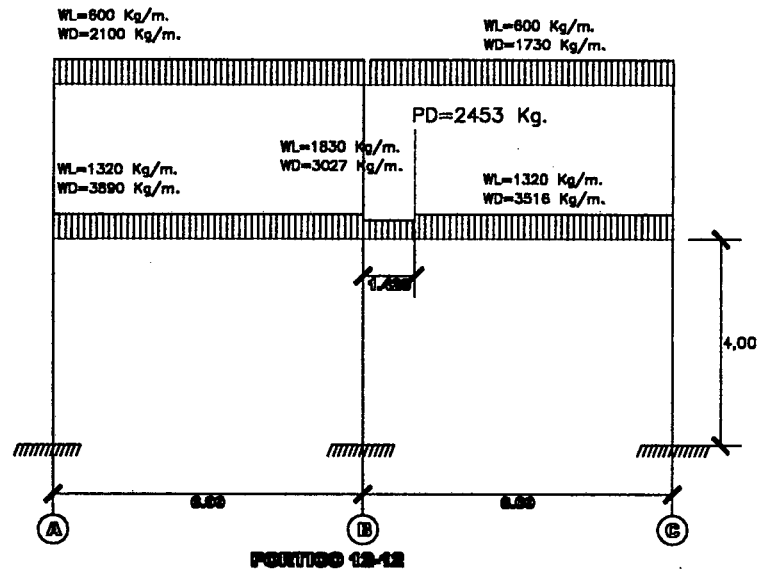
PORTICO 9-9
(ESTRUCTURACION 03 - BLOQUE 1)



PORTICO 10-10
(ESTRUCTURACION 03 - BLOQUE 1)



POINTO 11-11
(ESTRUTURACION 03 - BLOQUE D)



POINTO 13-13
(ESTRUTURACION 03 - BLOQUE D)

2.1.3.2 ESTRUCTURACION 02 (BLOQUE II).

PORTICO 6 - 6

PRIMER, TERCER Y CUARTO NIVEL

Cargas Permanentes o Muertas.

Carga directa:

$$\begin{aligned} \text{P. Propio} &= 0.50 \times 60 \times 2400 &= 432 \text{ Kg/m} \\ \text{Acabados} &= 0.15 \times 100 &= \underline{15} \text{ Kg/m} \\ \text{Carga Directa} &&= 447 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Carga en losa ----- (entre eje A - A y B - B, Eje C - C y Eje D - D).

$$\begin{aligned} \text{Losa} &\text{----- (Eje A - A y Eje B - B).} \\ &= 20 \times 2.400 \times 2.85 &= 1\,368 \text{ Kg/m} \\ \text{Acabados} &= 3.00 \times 100 \text{ Kg/m}^2 &= \underline{300 \text{ Kg/m}} \\ &&1\,668 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Carga en la losa Aligerada (Entre Eje B - B y Eje C - C).

$$\begin{aligned} \text{Losa} &= 350 \text{ Kg/m}^2 \times 2.85 &= 998 \text{ Kg/m} \\ \text{Acabados} &= 100 \text{ Kg/m}^2 \times 3.00 &= \underline{300 \text{ Kg/m}} \\ &&1298 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Carga muerta 01 (W_{D1})

$$W_{D1} = C_{D1} + CL_{D1} = 2115 \text{ Kg/m} \quad = 2200 \text{ Kg/m}$$

Carga Muerta 02 (W_{D2})

$$W_{D2} = C_{D1} + CL_{D2} = 1745 \text{ Kg/m} \quad = 1800 \text{ Kg/m}$$

Cargas no permanentes:

$$\text{S/C : } 400 \text{ Kg/m}^2 : W1 = 400 \times 3.00 \quad = 1200 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Carga Muerta 01 (} W_{D1} \text{)} \quad = 2200 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga Muerta 02 (} W_{D2} \text{)} \quad = 1800 \text{ Kg/m.}$$

ENTRE EJES D.D Y EJES E - E

CARGA DIRECTA.

$$\text{P.P} = .30 \times .90 \times 2400 \text{ Kg/m}^2 \quad = 648 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga de losa : Losa Aligerada} = 350 \times 2.85 \quad = 998 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Acabados} \quad = 100 \times 3.00 \quad = \underline{300 \text{ Kg/m}}$$

$$\text{CARGA MUERTA. } W_D \text{-----} \quad = 2000 \text{ Kg/m}$$

CARGA VIVA O NO PERMANENTE. (WL)

$$\text{S/C} = 200 \text{ Kg/m} \quad W1 = 600 \text{ Kg/m}$$

QUINTO NIVEL NTP=15.00 m.Carga Muerta : (W_D)

Carga Muerta 01 = 2200 Kg/m

Carga Muerta 02 = 1800 Kg/m.

Carga Viva : (W_L)S/C Terraza = 200 Kg/m²S/C Corredores = 400 Kg/m² $(W_{L1}) = 200 \times 3 = 600 \text{ Kg/m}$ $(W_{L2}) = 400 \times 3 = 1200 \text{ Kg/m.}$ **PORTICO 5 - 5****PRIMER NIVEL NTP=+3.00 m.**

DESCRIPCION	TRAMO A - B Kg./m	TRAMO BC Kg./m	TRAMO CD Kg./m	VOLADO Kg./m
CARGA PERMANENTE				
CARGAS DIRECTAS				
P. Propios = (.30x.60x2400)	432	432	432	432
CARGA EN LOSA				
Losa Maciza .20x2400(2.85+2.85/2)	2052	-	-	-
Losa Maciza =.20x2400x2.75			1368	-
Losa Aligerada = 350x285x2	-	1995	-	
Losa Volado = 350x5	-	-	-	1750
Acabados	450	600	300	500
CARGA MUERTA W_D	2934 Kg/m	3027 Kg/m	2100 Kg/m	2682 Kg/m
	2950 Kg/m	3050 Kg/m	2100 Kg/m	2700 Kg/m

CARGA NO PERMANENTE				
S/C = 200 Kg/m				
S/C = 250 Kg/m				
S/C = 400 Kg/m				
= 200x1.5 + 400(3.00)	1300	-	-	-
= 250x3 + 400(3)	-	1950	-	-
= 400x3	-	-	1200	-
= 400x5	-	-	-	2000
WL	1500	1950	1200	2000

SEGUNDO NIVEL N.T.P=6.00 m.

DESCRIPCION	TRAMO A -B Kg./m	TRAMO BC Kg./m	TRAMO CD Kg./m	VOLADO Kg./m
CARGA PERMANENTE				
CARGAS DIRECTAS				
P. P Viga (30x60) = 30x60x2400	432	432	432	432
CARGA EN LOSA				
Losa Maciza = 020x2400x2.85	1378		1368	
Losa Aligerada = 350x5.70	-	1995		1995
Acabados = 100 x 3.00	300		300	-
= 100 x 6.00	-	600	-	600
CARGA MUERTA W _D	2100	3050	2100	3050

CARGA NO PERMANENTE				
S/C 400 Kg/m ² (Corredores)				
S/C 250 Kg/m ² (Oficinas)				
S/C 200 Kg/m ² (Terraza)				
= 400x3	1200	-		-
= 250x3 + 400x3	-	1950	1200	-
= 200x6	-	-	-	1200
CARGA VIVA WL	1200	1950	1200	1200

TERCER , CUARTO Y QUINTO NIVEL

DESCRIPCION	TRAMO A-B Kg./m	TRAMO BC Kg./m	TRAMO CD Kg./m	VOLADO Kg./m
CARGA PERMANENTE				
CARGAS DIRECTAS				
P. Propios = (.30x.60x2400)	432	432	432	432
CARGA EN LOSA				
= .20x2400x2.85	1368	-	1368	-
= 350 Kg/m ² x 5.70	-	1995	-	-
= 350 Kg/m ² x 4.85	-	-	-	1698
Acabados	300	-	-	-
100 Kg/m ² x 3.00	-	-	300	-
100 Kg/m ² x 6.00	-	600	-	-
100 Kg/m ² x 5.00	-	-	-	500
CARGAS TOTAL (WD)	2100	3050	2100	2650
CARGA NO PERMANENTE				
DEL N3 - N4				
= 400 x 3.00	1200	-	1200	-
= 250 x 3 + 400x3	-	1950	-	-
= 400x 5	-	-	-	2000

W_{L1}	1200	1950	1200	2000
N - 5 = 200 x 3.00 = 200 x 6.00 = 400 x 3.00 = 200 x 5.00	600	-	-	-
	-	1200	-	-
			1200	2000
W_{L2}	600	1200	1200	2000
CASETA MAQUINA CARGAS PERMANENTES Carga Directa .30x.60x2400 Carga de Losa .20x2400x1.85/2 Acabados 100 Kg/m ² x 0.925			432	-
			444	
			92.5	
CARGAS TOTALES W_D			970	
CARGAS NO PERMANENTES S/C = 500 Kg/m ² 500 x .92 ⁵				470
W_L				

PORTICO 4 - 4

SEGUNDO NIVEL N.T.P= +6.00 m.

CARGAS PERMANENTES			
Carga Directas	432	432	432
Carga losa	1500	1900	2000
CARGA TOTAL (W_D)	1950	2350	2500
CARGAS NO PERMANENTES			
S/C 250 y S/C 400	-	1800	-
S/C 250 y S/C 200	-	-	1350
S/C 250	1150		
CARGA TOTAL (W_L)	1150	1800	1350
DESCRIPCION	TRAMO BC Kg./m	TRAMO CD Kg./m	TRAMO DE Kg./m
NIVEL 1, NIV-3, NIV -4, NIV 5			
CARGAS PERMANENTES: CARGAS DIRECTAS .30x.60x2400	432	432	432
Carga en losa			
Maciza = .20x2400x(3.75/2)+(2.85+350)	-	1900	-
Aligerada = 350 Kg/m ² x (2.85+2.85/2)	1500	-	-
Aligerada = 350 x 2.85	-	-	1000

Acabados = 100 x (3.00 + 1.5)	450	-	-
= 100 x (3.00)	-	-	300
= 100 x (3+3.75/2)	-	500	-
CARGAS TOTAL	2400	2900	1750
CARGA NO PERMANENTE			
SOBRECARGAS			
Oficinas : 250 Kg/m ²			
Corredor : 400 Kg/m ²			
= 250x(3.00+ 3/2)	1150	-	-
= 250x(3 + 400x3.75/2)	-	1500	-
= 250 x 3.00	-	-	750
CARGO TOTAL (W_L)	1150	1500	750

PORTICO 4' - 4'

NIVEL 1 AL NIVEL 6

Cargas Permanentes

Cargas Directas:

$$P.\text{Propio} = .20 \times .60 \times 2400 = 288 \text{ Kg/m.}$$

Cargas en losa :

$$\text{Losa} = .20 \times 2400 \times 3.75/2 = 900 \text{ Kg/m.}$$

$$\text{Acabados} = \frac{100 \times 3.75/2}{1} = 188 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga Total } W_D = 1400 \text{ Kg/m}$$

Cargas no permanentes

Del 1 al 5 Nivel

$$S/C = 400 \text{ Kg/m}^2 W_1 = 400 \times 3.75/2 = 750 \text{ Kg/m}$$

6º Nivel

$$S/C = 150 \text{ Kg/m}^2 W_2 = 150 \times 3.75/2 = 280 \text{ Kg/m}$$

Caseta de Máquinas

Cargas Permanentes.

$$\text{Cargas directas : P. Propio} = .20 \times .60 \times 2400 = 288 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Cargas de Losa : Losa (e = .20m)} = .20 \times 1.00 \times 2400 = 480 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Acabados} = \frac{100 \text{ Kg/m}^2 \times 1.00}{1} = 100 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Carga Total (W}_D) = 870 \text{ Kg/m}$$

Cargas no permanentes

$$S/C = 500 \text{ Kg/m } W_1 = 500 \text{ Kg/m}$$

Tanque Elevados
Cargas Permanentes

Cargas Directa:

P. Propio = 288 Kg/m

Cargas en losa:

Losa : = .20 x 2400 x 3.75/2 = 900 Kg/m

Acabados = $\frac{150 \times 3.75/2}{1} = 280 \text{ Kg/m}$

Carga Total (W_D) = 1470 Kg/m

Cargas no permanentes

$W_L = 8 \text{ h} = 1000 \times 0.75 = 750 \text{ Kg/m}$

PORTICO 3 - 3

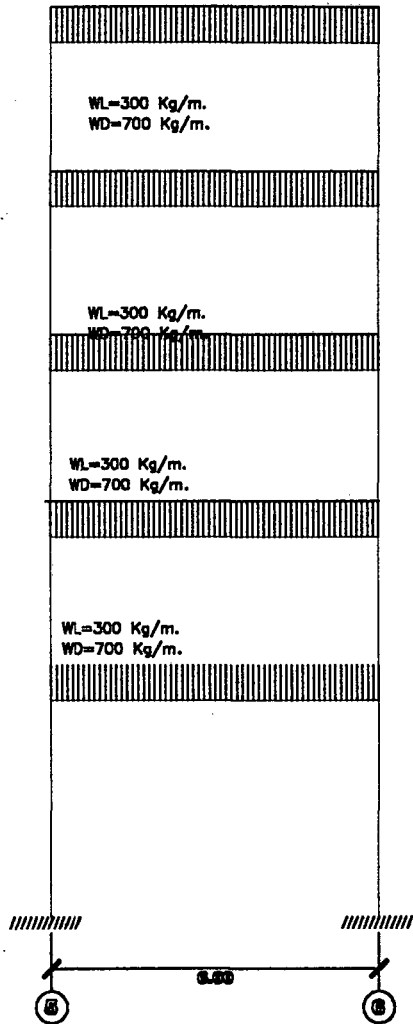
PRIMER , SEGUNDO, TERCER Y CUARTO NIVEL.

DESCRIPCION	TRAMO CD Kg./m.	TRAMO DE Kg./m	TRAMO EF Kg./m
CARGA PERMANENTE			
CARGAS DIRECTAS	432	432	432
CARGAS EN LOSA			
350 X (2.85 + 2.85/2)	1500	-	1500
350 x 5.70	-	1995	-
Acabados			
100 (3.0+1.5)	450	-	450
100 (6.0)	-	600	-
CARGAS TOTAL (WD)	2400	3050	2400
CARGAS NO PERMANENTE			
S/c = 250 =			
= 250 x 6.00		1500	
= 250 X 4.5	1125		1125
W_{L1}	1125	1500	1125
NIVEL - 5			
CARGAS PERMANENTES			
Carga Directa	432	432	
Carga de Losa			
350X(2.85+2.85/2)	1500		
350 X 5.70		1995	
Acabados			
100 x 4.5	450		
100 x 6.00		600	
CARGAS TOTALES W_D	2400	3050	
CARGAS NO PERMANENTES			
S/C = 200			
200 x 4.5	900	-	
200 x 6.00	-	1200	
CARGA VIVA W_L	900	1200	

PORTICO 2 - 2

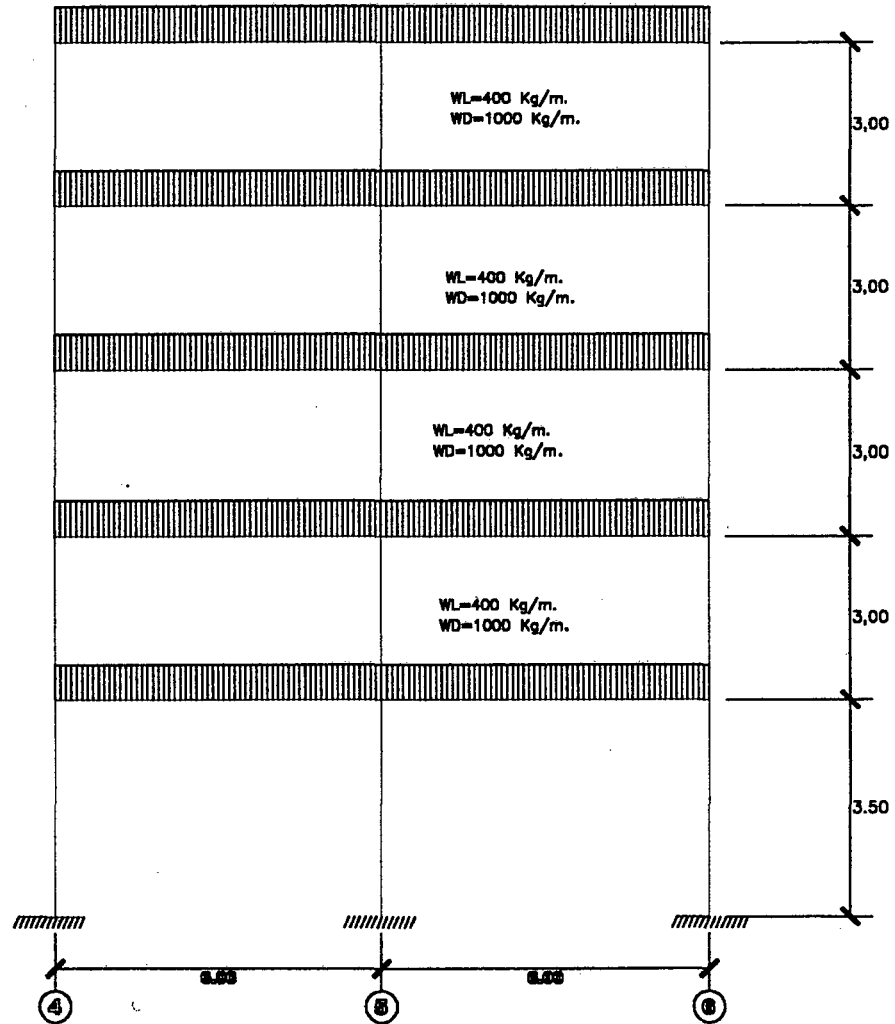
DESCRIPCION	TRAMO DE Kg./m	TRAMO EF Kg./m.
PRIMER NIVEL N.T.P= 3.00m,		
CARGAS PERMANENTES		
CARGAS DIRECTAS	432	432
CARGAS EN LOSA 350 x (2.85 + 2.85/2)	1500	1500
Acabados 100 (3.0+3.0/2)	450	450
CARGA MUESTRA TOTAL (WD)	2400	2400
CARGA NO PERMANENTES		
S/C = 250 = 250 X 4.5	1125	1125
NIVEL 2, NIVEL, 3 NIVEL 4 Y NIVEL 5	1125	1500
CARGAS PERMANENTES		
Carga Directa	432	
Carga de Losa 350x(2.85+2.85/2)	1500	
Acabados 100 x (3.00 + 3.00/2)	450	
CARGAS TOTALES W_D	2400	
CARGA VIVA W_L		
S/C : 250 250 x 4.5	1125	
NIVEL 5 S/C : Azotea 2000 x 4.5	900	

WL=150 Kg/m.
WD=700 Kg/m.

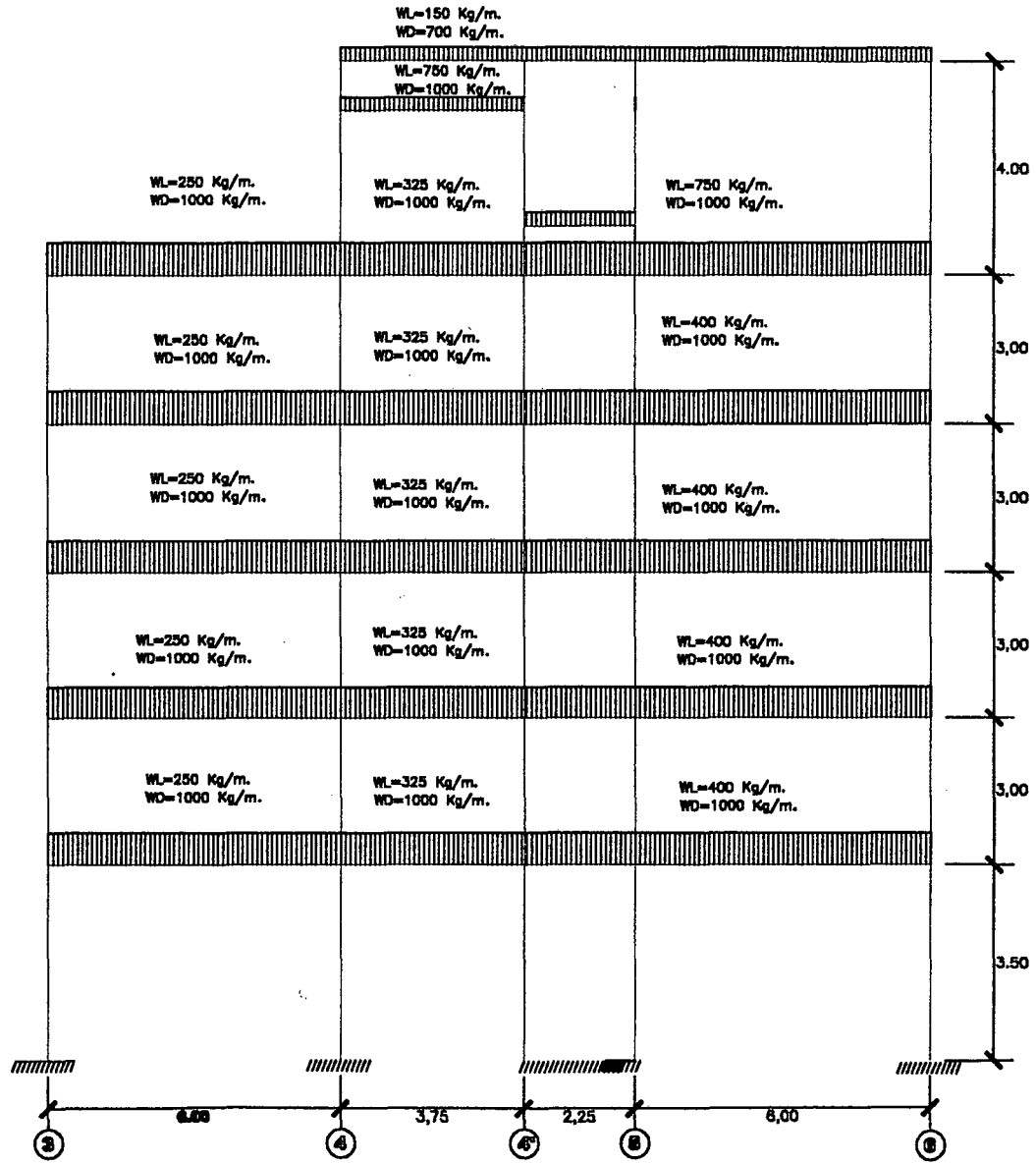


PORTICO A-A

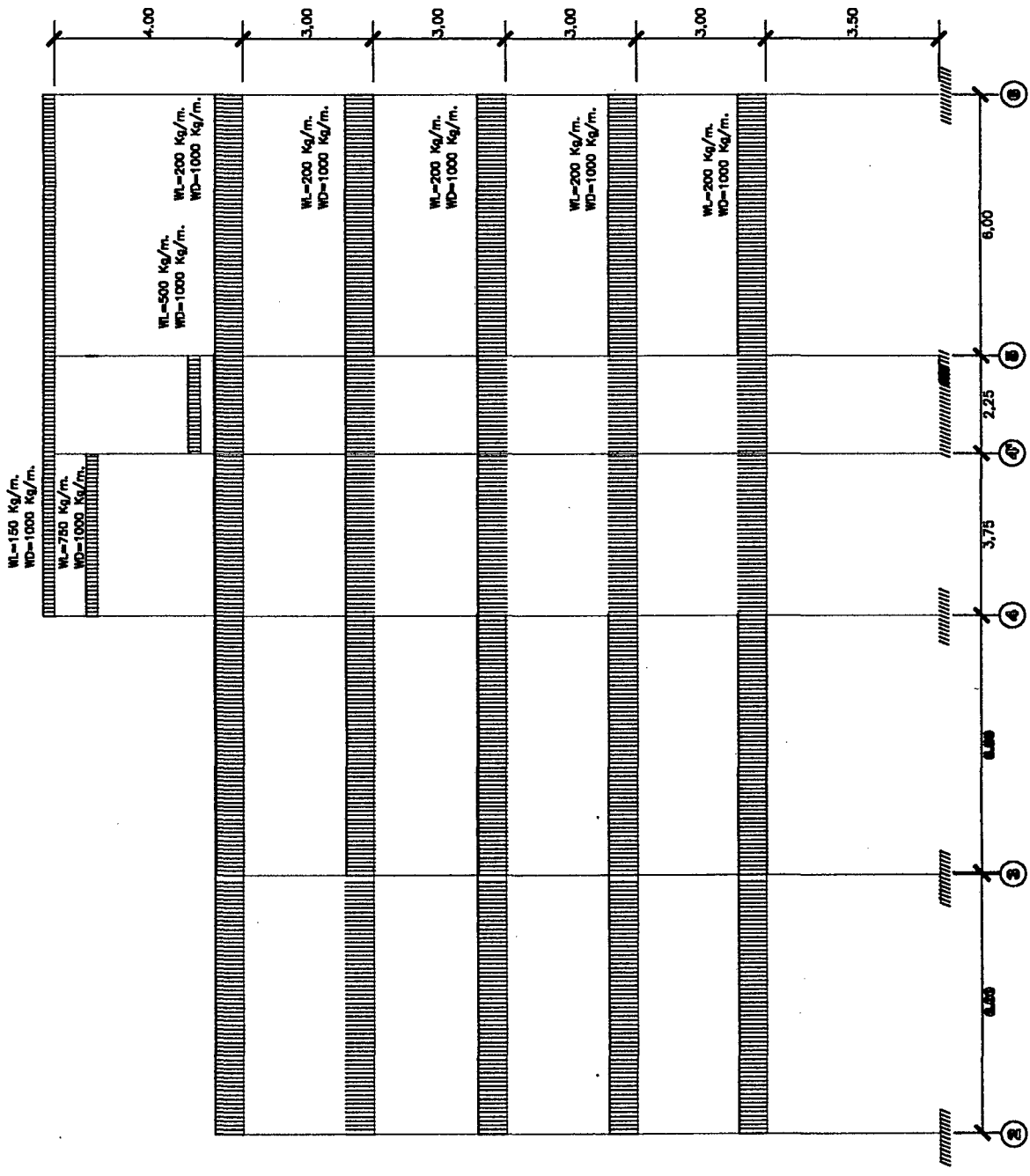
WL=200 Kg/m.
WD=1000 Kg/m.

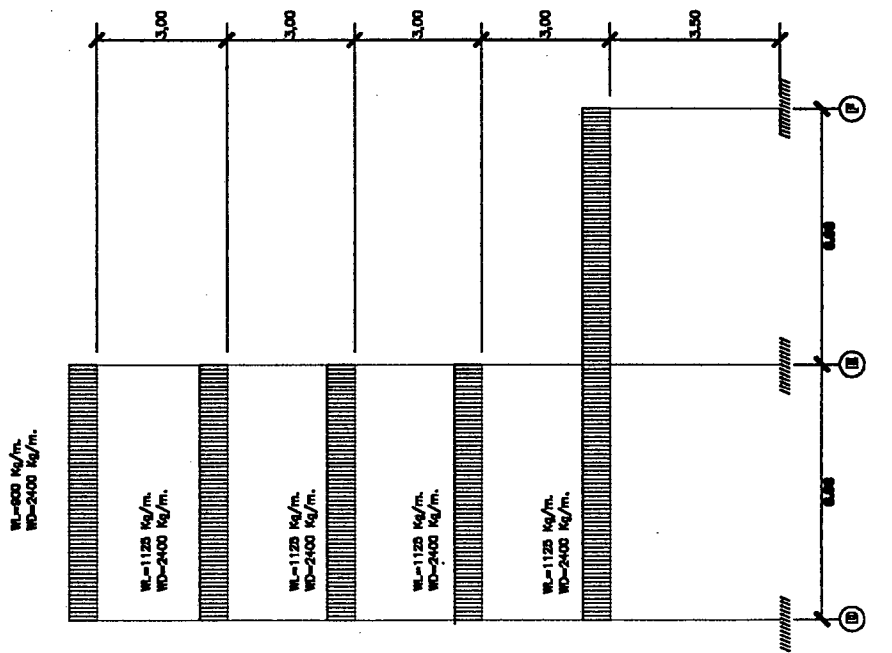
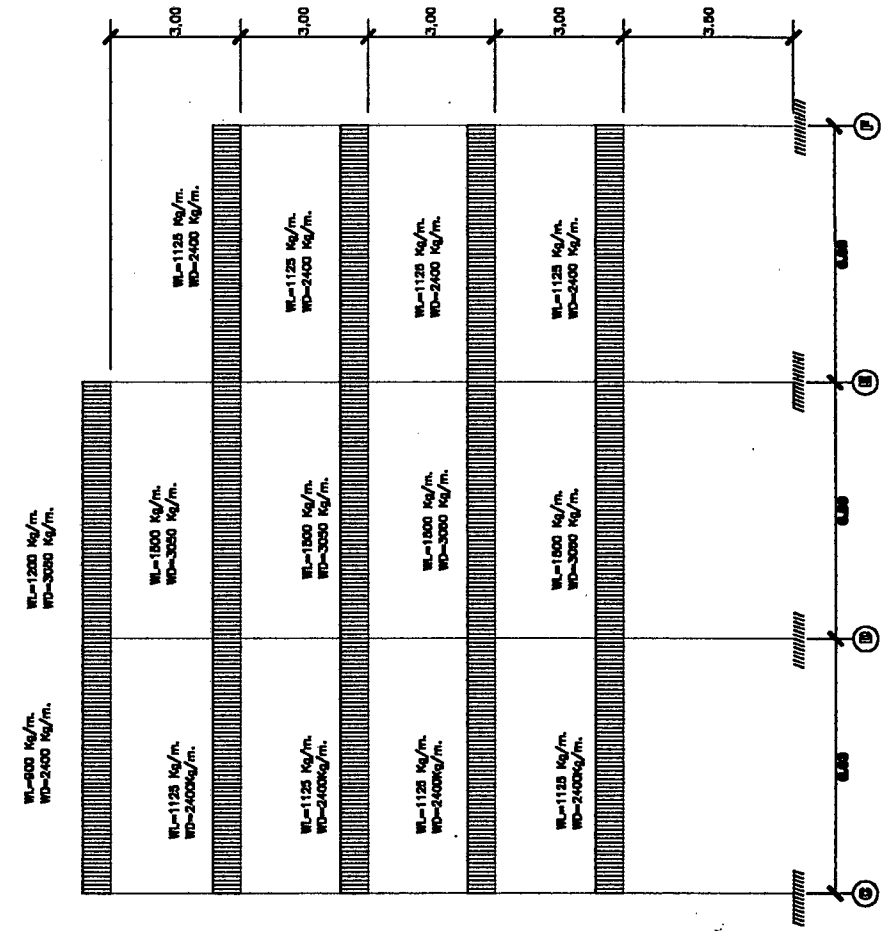


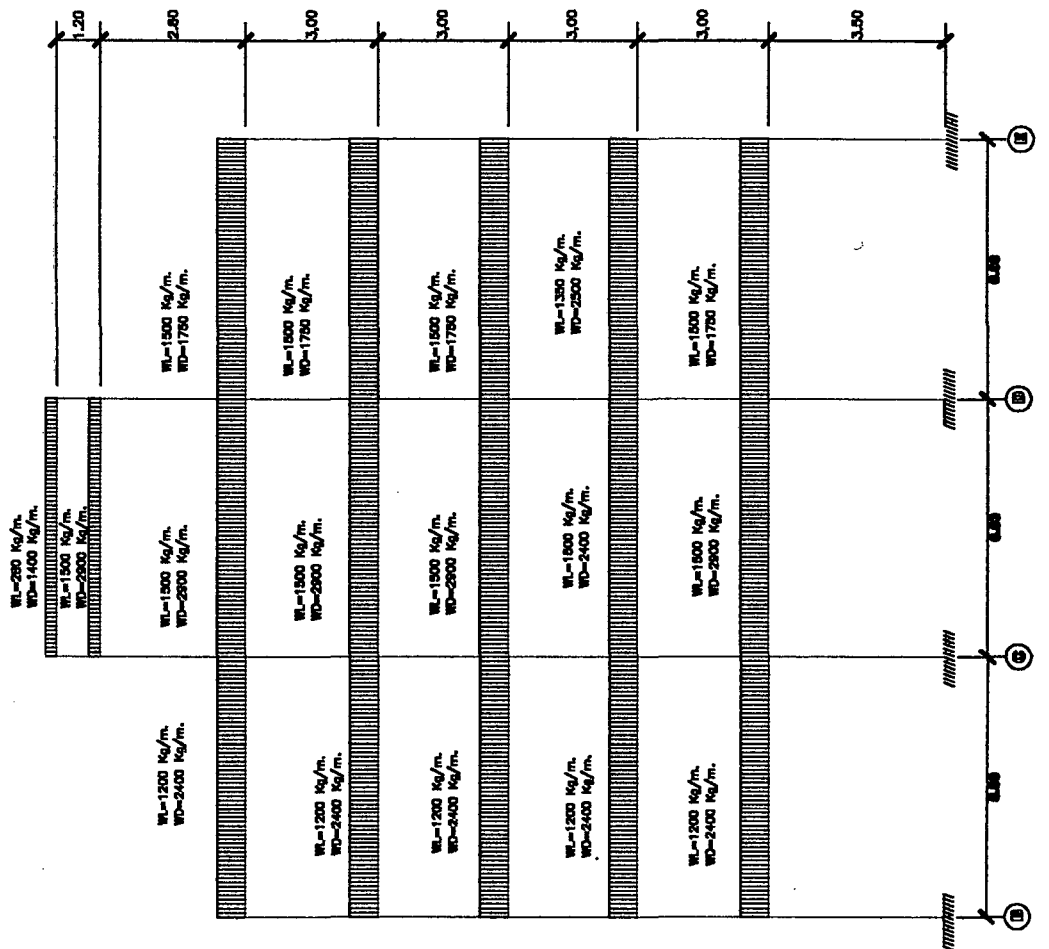
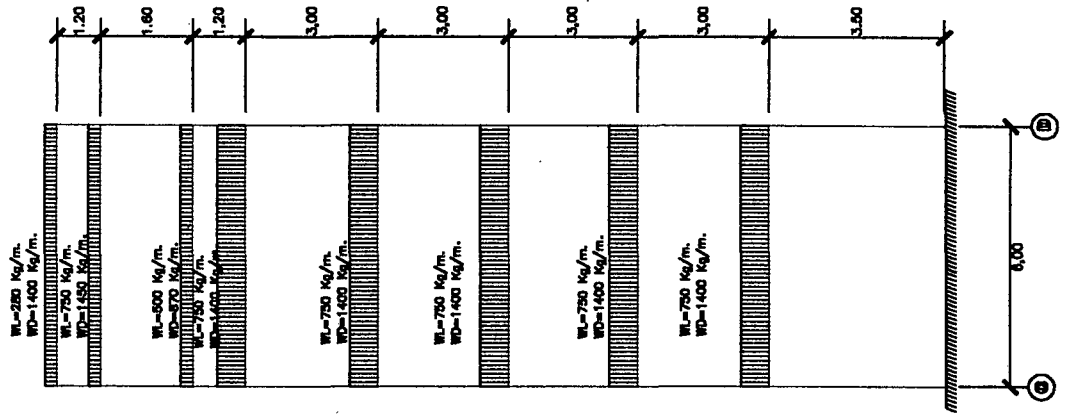
PORTICO B-B

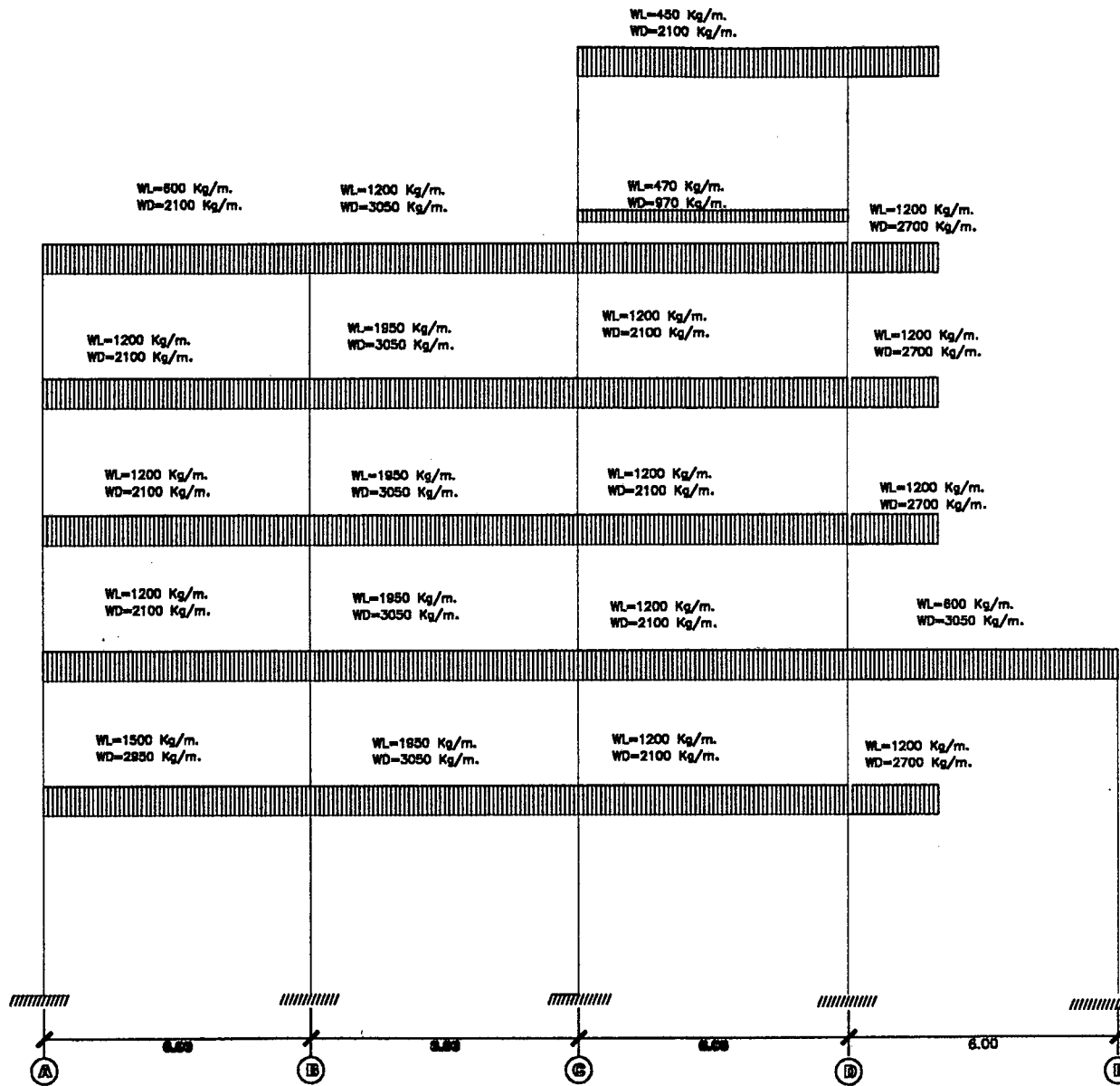


PORTIGO C-C

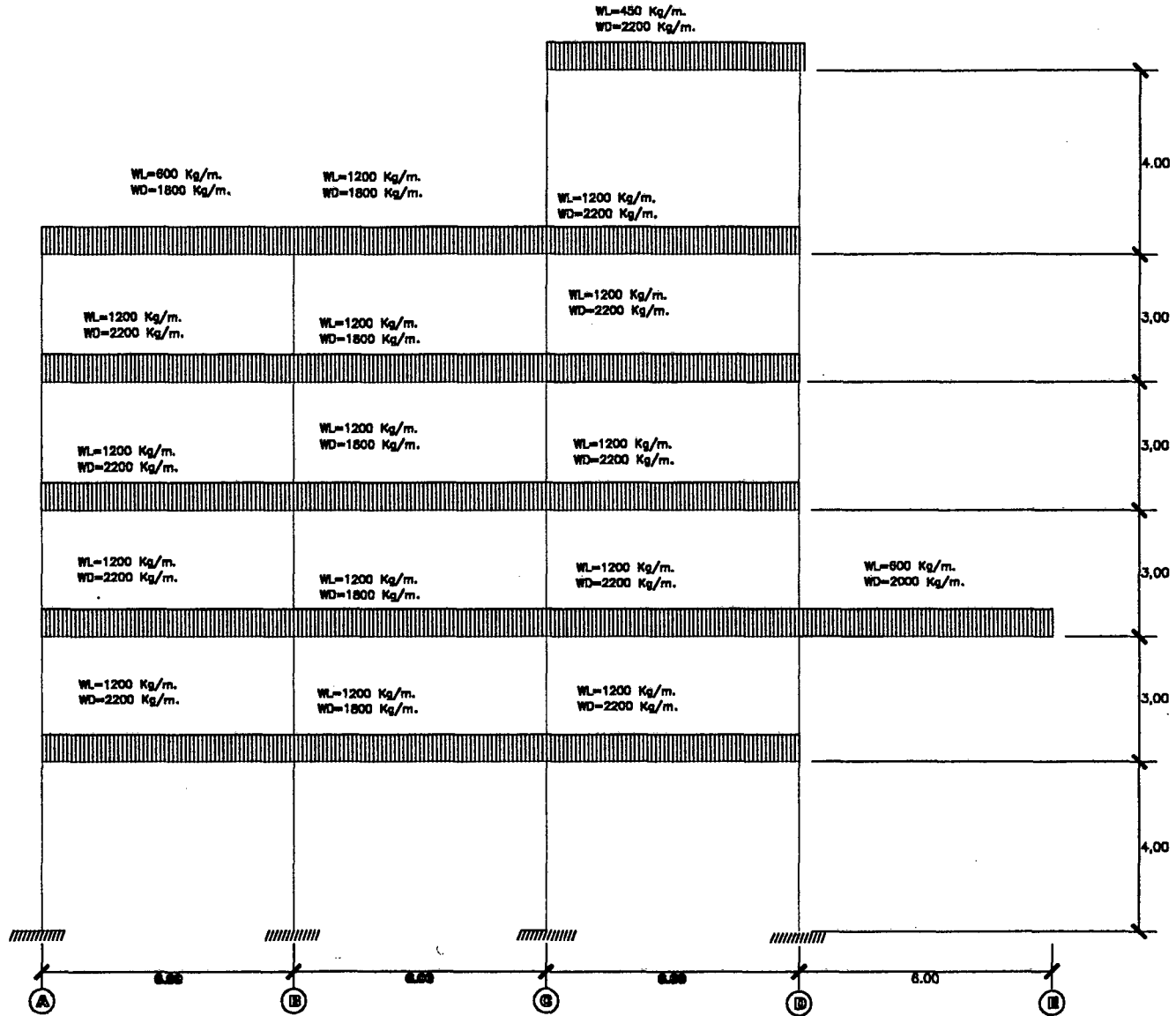








PORTICO 5-5
(ESTRUCTURACION 02 - BLOQUE II)



PORTICO 6-6
(ESTRUCTURACION 02 - BLOQUE II)

2.1.4 METRADO DE PESO DE NIVELES

METRADOS DE PESOS ESTRUCTURACIÓN 03 (BLOCK I)

Para uniformizar el peso de la estructura se consideró 1.00 Ton/m².

QUINTO NIVEL.

CARGAS PERMANENTES (WD5)

1.-	losa=144 m ² x1.00 Ton/m ² .	= 144 Ton.
2.-	Placas:	
	P-1=1.75x.25x2.4 Ton/m ³ x1.5x1	= 1.575Ton.
	P-2=2.3x.20x2.4 Ton/m ³ x1.5x2	= 3.31 Ton.
3.-	Columnas:	
	C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m ³ x1.5x5	= 2.70 Ton.
	C-2=0.3x0.6x2.4 Ton/m ³ x1.5x1	= 0.65 Ton.

	WD5.....	=152.24Ton.

CARGAS NO PERMANENTES (WL5)

1.-	S/C TERRAZAS=200Kg/m ² .	W15=144m ² x.20 Ton/m ² = 28.8 Ton.
-----	-------------------------------------	---

PESO TOTAL DEL QUINTO NIVEL= 1.00 WD5 + 0.25 WL5
W5°=159.44 Ton.

CUARTO NIVEL.

CARGAS PERMANENTES (WD4)

1.-	losa=252 m ² x1.00 Ton/m ² .	= 252 Ton.
2.-	Placas:	
	P-1=1.75x.25x2.4 Ton/m ³ x(3.0x1+1.5x1)	= 4.73Ton.
	P-2=2.3x.20x2.4 Ton/m ³ x(3.0x2+1.5x2)	= 9.93 Ton.
3.-	Columnas:	
	C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m ³ x3.0x5	= 5.40 Ton.
	C-2=0.3x0.6x2.4 Ton/m ³ x3.0x1	= 1.30 Ton.
	C-3=0.3x0.4x2.4 Ton/m ³ x1.50x3	= 1.30 Ton.

	WD4.....	=274.66Ton.

CARGAS NO PERMANENTES (WL4)

1.-	S/C TERRAZAS=250Kg/m ² .	W14=252m ² x.25 Ton/m ² = 63 Ton.
-----	-------------------------------------	---

PESO TOTAL DEL CUARTO NIVEL= 1.00 WD4 + 0.25 WL4
W4°= 290.41 Ton.

TERCER NIVEL.

CARGAS PERMANENTES (WD3)

1.-	losa=252 m ² x1.00 Ton/m ² .	= 252 Ton.
2.-	Placas:	
	P-1=1.75x.25x2.4 Ton/m ³ x(3.0x2)	= 6.30Ton.
	P-2=2.3x.20x2.4 Ton/m ³ x3.0x4	= 13.25 Ton.
3.-	Columnas:	
	C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m ³ x3.0x5	= 5.40 Ton.
	C-2=0.3x0.6x2.4 Ton/m ³ x3.0x1	= 1.30 Ton.
	C-3=0.3x0.4x2.4 Ton/m ³ x3.0x3	= 2.60 Ton.

	WD3.....	=280.85Ton.

CARGAS NO PERMANENTES (WL3)

1.- S/C TERRAZAS=250Kg/m2. $W13=252m^2 \times 25 \text{ Ton/m}^2 = 63 \text{ Ton.}$

PESO TOTAL DEL TERCER NIVEL= 1.00 WD3 + 0.25 WL3

$W3^{\circ} = 296.59 \text{ Ton.}$

SEGUNDO NIVEL

CARGAS PERMANENTES (WD2)

1.- losa=324 m²×1.00 Ton/m². = 324 Ton.
2.- Placas:
P-1=1.75x.25x2.4 Ton/m³×(3.0x2) = 6.30Ton.
P-2=2.3x.20x2.4 Ton/m³×3.0x4 = 13.25 Ton.
3.- Columnas:
C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m³×3.0x5 = 5.40 Ton.
C-2=0.3x0.6x2.4 Ton/m³×3.0x1 = 1.30 Ton.
C-3=0.3x0.4x2.4 Ton/m³×(3.0x3+1.5x3) = 3.90 Ton.

WD2.....=354.15Ton.

CARGAS NO PERMANENTES (WL2)

1.- S/C TERRAZAS=250Kg/m2. $W12=324m^2 \times 25 \text{ Ton/m}^2 = 81 \text{ Ton.}$

PESO TOTAL DEL SEGUNDO NIVEL= 1.00 WD2 + 0.25 WL2

$W2^{\circ} = 374.37 \text{ Ton.}$

PRIMER NIVEL

CARGAS PERMANENTES (WD1)

1.- losa=396 m²×1.00 Ton/m². = 396 Ton.
2.- Placas:
P-1=1.75x.25x2.4 Ton/m³×(3.50x2) = 7.35Ton.
P-2=2.3x.20x2.4 Ton/m³×3.50x4 = 15.46 Ton.
3.- Columnas:
C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m³×3.50x5 = 6.30 Ton.
C-2=0.3x0.6x2.4 Ton/m³×3.50x1 = 1.51 Ton.
C-3=0.3x0.4x2.4 Ton/m³×(3.0x6+1.75x3) = 7.56 Ton.

WD1.....=434.18Ton.

CARGAS NO PERMANENTES (WL1)

1.- S/C TERRAZAS=250Kg/m2. $W11=396m^2 \times 25 \text{ Ton/m}^2 = 99 \text{ Ton.}$

PESO TOTAL DEL CUARTO NIVEL= 1.00 WD1 + 0.25 WL1

$W1^{\circ} = 458.93 \text{ Ton.}$

ESTRUCTURACION 01 (BLOQUE II)

SEXTO NIVEL, TANQUE ELEVADO Y CASETA DE MAQUINAS.

CARGAS PERMANENTES (WD6)

1.- Diafragma (losa y vigas) . = 120.07 Ton.
2.- Placas:
caja de ascensor = 13.35Ton.
3.- Columnas:
C-1=0.7x0.7x2.4 Ton/m³×2.0x2 = 4.70 Ton.
C-3=0.5x0.5x2.4 Ton/m³×2.0x1 = 1.20 Ton.
C-4=0.3x0.7x2.4 Ton/m³×2.0x1 = 1.00 Ton.

WD6.....=140.32Ton.

QUINTO NIVEL.**CARGAS PERMANENTES (WD5).**

1.-	Diafragma (losa y vigas) .	= 346.21 Ton.
2.-	Placas: caja de ascensor	= 23.10Ton.
3.-	Columnas: C-1=0.7x0.7x2.4 Ton/m ³ x(3.50x2+1.5x2)	= 11.76 Ton.
	C-2=0.6x0.6x2.4 Ton/m ³ x1.50x4	= 5.18 Ton.
	C-3=0.5x0.5x2.4 Ton/m ³ x1.50x6	= 5.40 Ton.
	C-4=0.3x0.7x2.4 Ton/m ³ x1.50x1	= 0.76 Ton.

WD5..... =392.41Ton.

CUARTO Y TERCER NIVEL.**CARGAS PERMANENTES**

1.-	Diafragma (losa y vigas) .	= 382.24 Ton.
2.-	Placas: caja de ascensor	= 34.55Ton.
3.-	Columnas: C-1=0.7x0.7x2.4 Ton/m ³ x(3.00x4)	= 14.11 Ton.
	C-2=0.6x0.6x2.4 Ton/m ³ x3.00x4	= 10.37 Ton.
	C-3=0.5x0.5x2.4 Ton/m ³ x(3x6+1.5x1)	= 11.70 Ton.
	C-4=0.3x0.7x2.4 Ton/m ³ x3.00x1	= 1.51 Ton.

WD4, WD3..... =454.48Ton.

SEGUNDO NIVEL.**CARGAS PERMANENTES**

1.-	Diafragma (losa y vigas) .	= 442.27 Ton.
2.-	Placas: caja de ascensor	= 29.77Ton.
3.-	Columnas: C-1=0.7x0.7x2.4 Ton/m ³ x(3.00x4)	= 14.11 Ton.
	C-2=0.6x0.6x2.4 Ton/m ³ x3.00x4	= 10.37 Ton.
	C-3=0.5x0.5x2.4 Ton/m ³ x(3x7)	= 12.60 Ton.
	C-4=0.3x0.7x2.4 Ton/m ³ x1.5x1	= 0.76 Ton.
	C-5=0.3x0.5x2.4 Ton/m ³ x1.5x1	= 0.54 Ton.

WD2 =512.04Ton.

PRIMER NIVEL.**CARGAS PERMANENTES**

1.-	Diafragma (losa y vigas) .	= 444.28 Ton.
2.-	Placas: caja de ascensor Placa de la viga en volado	= 33.56Ton. =3.51 Ton.
3.-	Columnas: C-1=0.7x0.7x2.4 Ton/m ³ x(3.25x4)	= 15.29 Ton.
	C-2=0.6x0.6x2.4 Ton/m ³ x3.25x4	= 11.23 Ton.
	C-3=0.5x0.5x2.4 Ton/m ³ x(3.25x7)	= 13.65 Ton.
	C-5=0.3x0.5x2.4 Ton/m ³ x(1.625x2+3.25)	= 2.43 Ton.

WD1 =523.95Ton.

ESTRUCTURACION 02 (BLOQUE II)
SEXTO NIVEL, TANQUE ELEVADO Y CASETA DE MAQUINAS.
CARGAS PERMANENTES (WD6)

1.-	Diafragma (losa y vigas) .	= 120.07 Ton.
2.-	Placas: caja de ascensor	= 13.35Ton.
3.-	Columnas: C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m ³ x2.0x2 C-2=0.4x0.6x2.4 Ton/m ³ x2.0x2	= 1.44 Ton. = 2.30 Ton.

WD6.....		=137.16Ton.

QUINTO NIVEL.
CARGAS PERMANENTES (WD5)

1.-	Diafragma (losa y vigas) .	= 346.21 Ton.
2.-	Placas: P-3=0.15x8.00x2.4 Ton/m ³ x1.5 P-4caja de ascensor	= 4.32 Ton. = 23.10Ton.
3.-	Columnas: C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m ³ x(3.5x2+1.50x8) C-2=0.4x0.6x2.4 Ton/m ³ x(3.5x2+1.50x3)	= 6.84 Ton. = 6.62 Ton.

WD5.....		=387.09Ton.

CUARTO NIVEL.
CARGAS PERMANENTES (WD4)

1.-	Diafragma (losa y vigas) .	= 382.24 Ton.
2.-	Placas: P-3=0.15x8.00x2.4 Ton/m ³ x(3.00+1.5) P-4caja de ascensor	= 12.96 Ton. = 34.55Ton.
3.-	Columnas: C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m ³ x(3.0x10+1.50x1) C-2=0.4x0.6x2.4 Ton/m ³ x(3.0x5)	= 11.34 Ton. = 8.64 Ton.

WD4.....		=449.73Ton.

TERCER NIVEL.
CARGAS PERMANENTES (WD3)

1.-	Diafragma (losa y vigas) .	= 382.24 Ton.
2.-	Placas: P-3=0.15x8.00x2.4 Ton/m ³ x(3.00x2) P-4caja de ascensor	= 17.28 Ton. = 34.55Ton.
3.-	Columnas: C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m ³ x(3.0x11) C-2=0.4x0.6x2.4 Ton/m ³ x(3.0x5)	= 11.88 Ton. = 8.64 Ton.

WD3.....		=454.56Ton.

SEGUNDO NIVEL.
CARGAS PERMANENTES (WD2)

1.-	Diafragma (losa y vigas) .	= 442.270 Ton.
2.-	Placas: P-3=0.15x8.00x2.4 Ton/m ³ x(3.00x2) P-4caja de ascensor P-5=0.30x1.00x2.4 Ton/m ³ x(1.5)	= 17.28 Ton. = 29.77Ton. =1.08 Ton.
3.-	Columnas: C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m ³ x(3.0x10+1.5x2) C-2=0.4x0.6x2.4 Ton/m ³ x(3.0x5)	= 11.88 Ton. = 8.64 Ton.

WD2..... =510.92Ton.

PRIMER NIVEL.

CARGAS PERMANENTES (WD1)

- 1.- Diafragma (losa y vigas) . = 444.28 Ton.
- 2.- Placas:
 - P-3=0.15x8.00x2.4 Ton/m³x(3.25x2) = 18.72 Ton.
 - P-4caja de ascensor = 33.56Ton.
 - P-5=0.30x1.00x2.4 Ton/m³x(3.25x1) =2.34 Ton.
- 3.- Columnas:
 - C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m³x(3.25x11+1.625x2)= 14.04 Ton.
 - C-2=0.4x0.6x2.4 Ton/m³x(3.25x5) = 9.36 Ton.

WD1..... =521.22Ton.

ESTRUCTURACION 03 (BLOQUE II).

SEXTO NIVEL, TANQUE ELEVADO Y CASETA DE MAQUINAS.

CARGAS PERMANENTES (WD6)

- 1.- Diafragma (losa y vigas) . = 120.07 Ton.
- 2.- Placas:
 - caja de ascensor = 13.35Ton.
- 3.- Columnas:
 - C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m³x2.0x2 = 1.44 Ton.
 - C-2=0.4x0.6x2.4 Ton/m³x2.0x2 = 2.30 Ton.

WD6..... =137.16Ton.

QUINTO NIVEL.

CARGAS PERMANENTES (WD5)

- 1.- Diafragma (losa y vigas) . = 346.21 Ton.
- 2.- Placas:
 - P-3=0.25x2.00x2.4 Ton/m³x1.5 = 1.80 Ton.
 - P-4=0.25x2.00x2.4 Ton/m³x1.5 = 1.80 Ton
 - P-5=0.25x3.50x2.4 Ton/m³x1.5 = 3.15 Ton
 - P-6caja de ascensor = 23.10Ton.
- 3.- Columnas:
 - C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m³x(3.5x2+1.50x6) = 5.76 Ton.
 - C-2=0.4x0.6x2.4 Ton/m³x(3.5x2+1.50x4) = 7.49 Ton.

WD5..... =389.31Ton.

CUARTO NIVEL.

CARGAS PERMANENTES (WD4)

- 1.- Diafragma (losa y vigas) . = 382.24 Ton.
- 2.- Placas:
 - P-3=0.25x2.00x2.4 Ton/m³x3.0 = 3.60 Ton.
 - P-4=0.25x2.00x2.4 Ton/m³x3.0 = 3.60 Ton
 - P-5=0.25x3.50x2.4 Ton/m³x(4.5) = 9.45 Ton.
 - P-6caja de ascensor = 34.55Ton.
- 3.- Columnas:
 - C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m³x(3.0x8+1.50x1) = 9.18 Ton.
 - C-2=0.4x0.6x2.4 Ton/m³x(3.0x6) = 10.37 Ton.

WD4..... =452.99Ton.

TERCER NIVEL.**CARGAS PERMANENTES (WD3)**

1.-	Diafragma (losa y vigas)	= 382.24 Ton.
2.-	Placas:	
	P-3=0.25x2.00x2.4 Ton/m ³ x3.0	= 3.60 Ton.
	P-4=0.25x2.00x2.4 Ton/m ³ x3.0	= 3.60 Ton.
	P-5=0.25x3.50x2.4 Ton/m ³ x(3.0x2)	= 12.60 Ton.
	P-6caja de ascensor	= 34.55 Ton.
3.-	Columnas:	
	C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m ³ x(3.0x9)	= 9.72 Ton.
	C-2=0.4x0.6x2.4 Ton/m ³ x(3.0x6)	= 10.37 Ton.

 WD3.....=456.68Ton.

SEGUNDO NIVEL.**CARGAS PERMANENTES (WD2)**

1.-	Diafragma (losa y vigas)	= 442.270 Ton.
2.-	Placas:	
	P-3=0.25x2.00x2.4 Ton/m ³ x3.0	= 3.60 Ton.
	P-4=0.25x2.00x2.4 Ton/m ³ x3.0	= 3.60 Ton.
	P-5=0.25x3.50x2.4 Ton/m ³ x(4.5)	= 9.45 Ton.
	P-6caja de ascensor	= 29.77Ton.
	P-7=0.30x1.00x2.4 Ton/m ³ x(1.5)	=1.08 Ton.
3.-	Columnas:	
	C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m ³ x(3.0x9)	= 9.72 Ton.
	C-2=0.4x0.6x2.4 Ton/m ³ x(3.0x6)	= 10.37 Ton.

 WD2.....=513.01Ton.

PRIMER NIVEL.**CARGAS PERMANENTES (WD1)**

1.-	Diafragma (losa y vigas)	= 444.28 Ton.
2.-	Placas:	
	P-3=0.25x2.00x2.4 Ton/m ³ x3.25	= 3.90 Ton.
	P-4=0.25x2.00x2.4 Ton/m ³ x3.25	= 3.90 Ton.
	P-5=0.25x3.50x2.4 Ton/m ³ x(3.25x2)	=13.65 Ton.
	P-6caja de ascensor	= 33.56Ton.
	P-7=0.30x1.00x2.4 Ton/m ³ x(3.25)	=2.34 Ton.
3.-	Columnas:	
	C-1=0.3x0.5x2.4 Ton/m ³ x(3.25x9+1.625x2)=11.70 Ton.	
	C-2=0.4x0.6x2.4 Ton/m ³ x(3.25x6)	= 11.23 Ton.

 WD1.....=524.56Ton.

CUADRO RESUMEN DE PESOS

ESTRUCTURACION	PESO DE CONCRETO (Ton.)
E-1(BLOQUE I)	1612.29
E-02(BLOQUE I)	1581.06
E-03(BLOQUE I)	1579.76
E-1(BLOQUE II)	2478.18
E-02(BLOQUE II)	2459.42
E-03(BLOQUE II)	2473.71

2.1 ANALISIS DE CARGAS DE GRAVEDAD .

El análisis por cargas de gravedad se harán mediante el uso de programa de analisis estructural SAP90, donde se obtendran Los esfuerzos últimos en los elementos se obtendra según los resultados.

$$1. \quad U = D + L$$

$$2 \quad U = 1.5D+1.8L$$

en donde:

$$D = \text{Carga permanente o muerta}$$

$$L = \text{Carga Viva}$$

2.3 ANALISIS SISMICO PSEÚDO TRIDIMENSIONAL

El análisis dinámico tridimensional de un edificio puede hacerse tomando en cuenta todos los grados de libertad, que resulten relevantes en el modelo. Sin embargo, la capacidad y el tiempo de computadora que se requiere para analizar un edificio son muy elevadas. En análisis dinámico se acrecientan debido a que las soluciones del problema de valores característicos se complican.

Por lo anterior en el análisis dinámico tridimensional se emplea la hipótesis de diafragmas rígidos, así el problema se reduce a uno tres grados de libertad por nivel (dos desplazamientos laterales y giro alrededor de un eje vertical). El análisis con estas hipótesis se les llama análisis pseudo tridimensional y es el que se ha usado en el presente trabajo .

Los métodos aceptados por la Norma E-030 del Reglamento Nacional de Construcciones tienen distintos niveles de refinamiento y se

subdividen en dos grupos: Los del tipo Estático y los Dinámicos. En los primeros se aplica a la estructura un sistema de cargas laterales cuyo efecto estático se supone equivalente al de la acción sísmica (combinación 4 y 6). En las combinaciones 6 y 7 se realiza un análisis de la respuesta dinámica de un modelo generalmente muy simplificado.

Para el análisis sísmico tridimensional estático o dinámico se harán uso de programas de computo el SAP90 y ETABS 6.21 (Referencia 2 y 3), con la cuál es posible modelar de manera muy detallada la estructura y obtener una estimación muy aproximada de su respuesta.

2.3.1 ANALISIS DINAMICO (PSEUDO TRIDIMENSIONAL)

Para el análisis dinámico el programa requiere previamente algunos datos adicionales a los análisis por cargas verticales como la norma E-030 ,Referencia(1), estos datos adicionales son:

- a) M_i , las masas en cada nivel
- b) X_m, Y_m , la ubicación del centro de masa
- c) J_o , Inercia rotacional
- d) Determinación de los periodos Vs aceleración

a). CALCULO DE LA MASA

Piso	Peso (Ton)	Masa (Tn-seg ² /m)
5º	159.44	16.25
4º	290.41	29.60
3º	296.59	30.23
2º	374.39	38.16
1º	458.93	46.78

b). **CÁLCULO DE CENTRO DE MASA**

Piso	W(Tn)	Yg(m)	Xg(m)	Wx	Wy	ΣW	ΣWx	ΣWy	Ycm	Xcm
5°	159.44	6.00	6.00	956.64	956.64	159.44	956.64	956.64	6.00	6.00
4°	290.41	6.39	11.68	3391.99	1855.72	449.85	4348.63	2812.16	6.25	9.67
3°	296.59	6.35	13.13	3894.23	1883.35	746.44	8242.86	4695.51	6.29	11.04
2°	374.39	6.31	15.00	5615.85	2362.40	1120.83	13858.71	7057.91	6.30	12.36
1°	458.93	6.25	18.20	8352.53	2868.31	1579.76	22211.24	9926.22	6.28	14.06

c).- **CALCULO DE LA INERCIA ROTACIONAL RESPECTO AL CENTRO DE MASA (Jo).**

La suposición es que las masas del piso están distribuidas uniformemente, vamos a facilitar los cálculos asumiendo que el radio de giro es igual al área correspondiente.

$J = I_x + I_y$: Donde I_x, I_y , son momentos de inercia respecto al centro de masa.

$I_x = I_{ox} + Ad^2$ Donde : I_{ox} momento de inercia respecto a x

$I_y = I_{oy} + Ad^2$ I_{oy} momento de inercia respecto a y

$$\therefore J_o = J (M/A)$$

Peso	Tn-seg ² /m Masa	(m ⁴) J	(m ²) A	Tn-seg ² - m Jo
5°	16.25	3456.00	144.00	390.00
4°	29.60	17 277.35	252.00	2029.40
3°	30.23	17 277.35	252.00	2072.60
2°	38.16	29 218.06	324.00	3441.24
1°	46.78	50 094.40	396.00	5917.71

d).- **DETERMINACIÓN DE PERÍODOS (T) VS ACELERACIONES.**

$$H = \frac{ZUSC}{Rd}$$

Donde:
Z = 0.30 : Zonificación, Departamento de San Martin

S = 1.2 : Factor de suelo
 Ts = 0.60 seg

C = 2.5 (Ts/T)^{1.25} ; C ≤ 2.5
 U=1.00 : Factor de uso categoría C
 R =7.5 : Factor de reducción

$$S_B = \frac{0.30 \times 1.00 \times 1.20 \times 9.81 \times C}{7.5}$$

S = 0.47 C

Período (T)	C	Aceleración (Sa)
0.6	2.5	1.175
0.65	2.26	1.06
0.7	2.06	0.97
0.75	1.89	0.89
0.80	1.745	0.82
0.85	1.618	0.76
0.90	1.51	0.71
0.95	1.41	0.66
1.00	1.32	0.62
1.25	1.00	0.47
1.50	0.80	0.376
2.00	0.56	0.26
2.50	0.42	0.20
3.00	0.33	0.16
5.00	0.177	0.08
10.00	0.07	0.03
100.00	0.00	0.00

2.3.2 ANÁLISIS SÍSMICO POR FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES

El análisis sísmico tridimensional por fuerzas estáticas equivalentes. El cual va a requerir los siguientes datos de entrada:

- Xm, Ym, la posición del centro de masa de Master Joints, hallada anteriormente.

- Las fuerzas sísmicas F_i en cada nivel vamos a proceder usando el método de fuerzas estáticas equivalentes de Normas Peruanas de Estructuras E-030(Referencia 1. Capítulo III DISEÑO SISMORRESISTENTE)

2.3.2.1 ANALISIS ESTATICO ESTRUCTURACION 03 (BLOQUE I)

A) PERIODO FUNDAMENTAL.

El período fundamental para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde: h_n = Altura total de la edificación en metros
 C_T = Coeficiente para estimar el período predominante de un edificio

$$h_n = 16.00 \text{ mts}$$

$$C_T = 45$$

$$T = \frac{16.00}{45.00} = 0.36$$

B).-FUERZA CORTANTE EN LA BASE

La fuerza cortante en la base de la estructura corresponde a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUSCP}{R}$$

Donde:

$$Z = 0.30 \text{ Factor de zona}$$

$U = 1.00$ Factor de uso, categoría "C"
 $S = 1.2$ Factor de suelo tipo II, $T_p = 0.60$
 $C = 2.5 (T_p/T)^{1.25} = 2.5 (0.60/0.34)^{1.25} = 5.08 \geq 2.5$
 $\therefore C = 2.5$
 $R = 7.5$ Coeficiente de Reducción ®
 $P = 1579.76 \text{ Tn}$

$$V = \frac{0.30 \times 1.00 \times 1.20 \times 2.5 \times P}{7.5} = 0.12P$$

$$V = 0.12 \times 1579.76 = 189.57 \text{ Ton}$$

c). **DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA**

Si el período fundamental T, es mayor que 0.7 segundos, una parte de la fuerza cortante V, denominada Fa, deberá aplicarse como fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. Esta fuerza Fa, se determinará mediante la expresión:

$$F_a = 0.07 TV \leq 0.15V$$

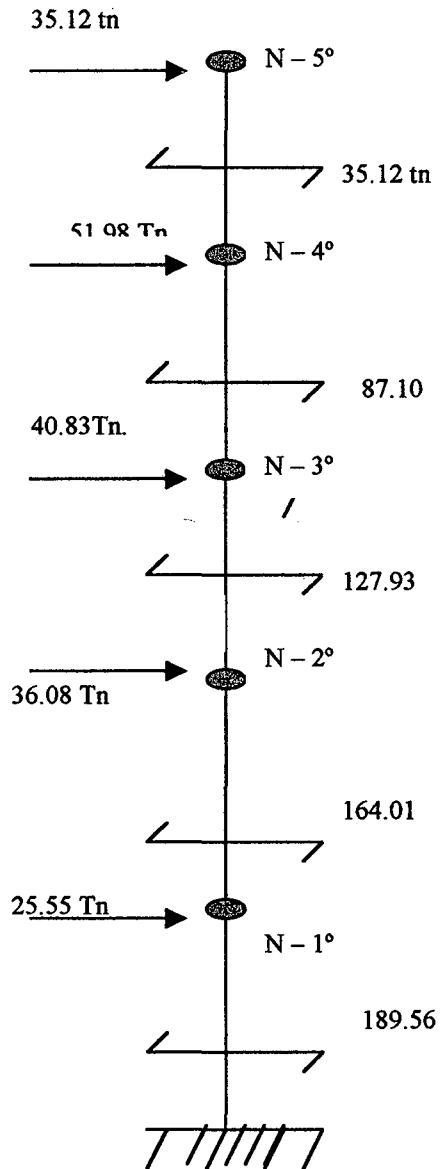
Como $T = 0.36 \leq T = 0.7$ NO SE CONSIDERA

La fuerza de cada nivel se expresará de la siguiente manera:

$$F_i = \frac{P_i h_i (V - F_a)}{\sum_{N=1}^n P_j H_j}$$

PISO	P(Tn)	h(m)	Pi hi	Pi hi/ΣPj hj	Fi
5º	159.44	16.0	2551.04	0.185	35.12
4º	290.41	13.0	3775.33	0.274	51.98
3º	296.59	10.0	2965.90	0.215	40.83
2º	374.39	7.0	2620.73	0.19	36.08
1º	458.93	4.0	1855.72	0.13	25.55

$$\Sigma P_j h_j = 13768.72$$



MODELO DE DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN ALTURA

D).-Efectos de Torsión

La fuerza en cada nivel (F_i) se supondrá actuando en el centro de masas del nivel respectivo, debiendo considerarse además el efecto de excentricidades accidentales como se indica a continuación.

Para cada dirección de análisis la excentricidad accidental en cada nivel (e); se considera como 0,10 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la aplicación de las fuerzas.

$$Mt1 = \pm Fi e$$

En la dirección Y-Y

$$e = 0,10 (12,00) = 1,20 \text{ m}$$

PISO	Fi	ey	Mt1(Tn-m)
5º	35.12	1.20	42.14
4º	51.98	1.20	62.38
3º	40.83	1.20	49.00
2º	36.08	1.20	43.30
1º	25.55	1.20	30.66

En la dirección X-X

PISO	Fi	ex	Mt1(Tn-m)
5º	35.12	1.20	42.14
4º	51.98	2.40	124.75
3º	40.83	2.65	108.20
2º	36.08	3.00	108.24
1º	25.55	3.6	91.98

2.3.3 ARCHIVO DE DATOS

ANALISIS DE CARGAS DE GRAVEDAD Y SISMO/DINAMICO/ESTATICO

C *** ESTRUCTURACION 03 - BLOQUE I ***

SYSTEM

L=3 V=7

JOINTS

1	X=0	Y=0	Z=0	
7	X=36			
15	X=0	Y=12.00		
21	X=36			Q=1, 7, 15, 21, 1, 7
22	X=0	Y=0.00	Z=4.00	
28	X=36	Y=0		
36	X=0	Y=12.00		
42	X=36	Y=12.00		Q=22, 28, 36, 42, 1, 7
43	X=0	Y=0.00	Z=7.00	
48	X=30	Y=0.00		
55	X=0	Y=12.00		
60	X=30	Y=12.00		Q=43, 48, 55, 60, 1, 6
61	X=0	Y=0.00	Z=10.00	
65	X=24	Y=0.00		
73	X=0	Y=12.0		
77	X=24	Y=12.0		Q=61, 65, 73, 77, 1, 6
66	X=26.65	Y=0.00		
72	X=26.65	Y=6.00		
78	X=26.65	Y=12.00		
79	X=0	Y=0.00	Z=13.00	
83	X=24	Y=0.00		
89	X=0	Y=12.00		
93	X=24			Q=79, 83, 89, 93, 1, 5
94	X=0	Y=0.00	Z=16.00	
96	X=12			
100	X=0	Y=12.00		
102	X=12	Y=12.00		Q=94, 96, 100, 102, 1, 3
103	X=14.12	Y=6.29	Z=4.00	: MASTER JOINTS 1
104	X=12.53	Y=6.29	Z=7.00	: MASTER JOINTS 2
105	X=11.32	Y=6.30	Z=10.00	: MASTER JOINTS 3
106	X=9.91	Y=6.27	Z=13.00	: MASTER JOINTS 4
107	X=6.00	Y=6.00	Z=16.00	: MASTER JOINTS 5

RESTRAINTS

1	21	1	R=1, 1, 1, 1, 1, 1
22	102	1	R=1, 1, 0, 0, 0, 1
103	107	1	R=0, 0, 1, 1, 1, 0

FRAME

NM=7 NL=72

1	SH=L	T=1.50, 0.50, .25, 0.25	E=2.17E6	G=8.68E5
2	SH=L	T=1.00, 1.50, 0.20, 0.20		G=8.68E5
3	SH=R	T=.50, .30		
4	SH=R	T=.60, .30		
5	SH=R	T=.40, .30		
6	SH=R	T=.60, .30		
7	SH=R	T=.60, .25		
1	WG=0, 0, -.784			
2	WG=0, 0, -1.164	PLD=.7, 4.41, 0, 2.0, 5.0, 0		
3	WG=0, 0, -1.164	PLD=.7, 4.41, 0, 5.3, 4.41, 0		

4 WG=0,0,-1.164
5 WG=0,0,-1.164 PLD=.7,4.41,0,2.0,4.41,0,2.65,.999,0
6 WG=0,0,-1.099
7 WG=0,0,-1.164 PLD=5.3,4.41,0
8 WG=0,0,-.150
9 WG=0,0,-.120 PLD=.7,1.51,0,2.0,1.51,0
10 WG=0,0,-.120 PLD=.70,1.51,0,5.3,1.51,0
11 WG=0,0,-.240 PLD=.70,1.51,0,2.0,1.51,0
12 WG=0,0,-.120
13 WG=0,0,-.120 PLD=5.30,1.51,0
14 WG=0,0,-1.009
15 WG=0,0,-1.389
16 WG=0,0,-1.074
17 WG=0,0,-0.90 PLD=2.65,1.998,0
18 WG=0,0,-1.324
19 WG=0,0,-1.454
20 WG=0,0,-.835
21 WG=0,0,-.35
22 WG=0,0,-.22
23 WG=0,0,-.50
24 WG=0,0,-.25
25 WG=0,0,-1.036
26 WG=0,0,-.784 PLD=2.65,.999,0
27 WG=0,0,-0.24
28 WG=0,0,-2.234
29 TRAP=0,-1.745,0,1.4,-1.745,0,1.4,-2.234,0,6.0,-2.234,0 PLD=1.4,-
2.453,0
30 WG=0,0,-2.234 PLD=3.0,-2.453,0
31 WG=0,0,-1.73
32 WG=0,0,-1.919
33 WG=0,0,-.75
34 TRAP=0,-2.16,0,1.4,-2.16,0,1.4,-.75,0,6.0,-.75,0
35 WG=0,0,-.60
36 WG=0,0,-3.521
37 TRAP=0,-3.033,0,1.40,-3.033,0,1.4,-3.521,0,6,-3.521,0 PLD=1.4,-
4.905
38 WG=0,0,-3.033
39 WG=0,0,-1.466
40 TRAP=0,-2.405,0,1.4,-2.405,0,1.4,-1.466,0,6.0,-1.466,0
41 WG=0,0,-1.203
42 WG=0,0,-3.456
43 TRAP=0,-2.967,0,1.4,-2.967,0,1.4,-2.152,0,6.0,-2.152,0 PLD=1.4,-
3.77
44 WG=0,0,-1.847
45 WG=0,0,-1.459
46 TRAP=0,-2.395,0,1.4,-2.395,0,1.40,-.716,0,6.0,-.716,0
47 WG=0,0,-1.311
48 TRAP=0,-1.82,0,1.40,-1.82,0,1.4,-.716,0,6.0,-.716,0
49 WG=0,0,-.593
50 WG=0,0,-3.828
51 WG=0,0,-3.324
52 TRAP=0,-2.967,0,1.4,-2.967,0,1.4,-1.862,0,6.0,-1.862,0 PLD=1.4,-
1.317
53 WG=0,0,-1.168
54 TRAP=0,-1.198,0,1.4,-1.198,0,1.4,-.623,0,6.0,-.623,0
55 WG=0,0,-3.892
56 TRAP=0,-3.033,0,1.4,-3.033,0,1.4,-3.521,0,6.0,-3.521,0 PLD=1.4,-
2.453

57 WG=0,0,-4.331
 58 TRAP=0,-3.143,0,1.4,-3.143,0,1.4,-3.647,0,6.0,-3.647,0 PLD=1.4,-
 2.453
 59 WG=0,0,-2.281
 60 WG=0,0,-1.909
 61 WG=0,0,-1.323
 62 TRAP=0,-1.835,0,1.4,-1.835,0,1.4,-1.323,0,6.0,-1.323,0
 63 WG=0,0,-1.716
 64 TRAP=0,-2.205,0,1.4,-2.205,0,1.4,-1.716,0,6.0,-1.716,0
 65 WG=0,0,-.600
 66 WG=0,0,-3.887
 67 TRAP=0,-3.027,0,1.4,-3.027,0,1.4,-3.516,0,6.0,-3.516,0 PLD=1.4,-
 2.453
 68 WG=0,0,-2.1
 69 WG=0,0,-1.73
 70 WG=0,0,-1.32
 71 TRAP=0,-1.83,0,1.4,-1.83,0,1.4,-1.32,0,6.0,-1.32,0
 72 WG=0,0,-2.289

C COLUMNAS

100	1	22	M=2	LP=3,0	MS=0,103
101	2	23	M=3		
102	3	24	M=2		G=1,1,1,1
104	5	26	M=1		
105	6	27	m=5		
106	7	28	M=5		
107	8	29	M=3		
108	9	30	m=4		
109	10	31	m=3		
110	11	32	M=5		G=3,1,1,1
114	15	36	M=2		
115	16	37	M=3		
116	17	38	M=3		
117	18	39	M=5		
118	19	40	M=2		
119	20	41	M=5		
120	21	42	M=5		
200	22	43	M=2	MS=103,104	
201	23	44	M=3		
202	24	45	M=1		G=1,1,1,1
204	26	47	M=2		
205	27	48	M=5		
206	29	49	M=3		
207	30	50	m=4		
208	31	51	M=3		
209	32	52	m=5		G=2,1,1,1
212	36	55	M=2		
213	37	56	M=3		
214	38	57	M=3		
215	39	58	M=5		
216	40	59	M=2		
217	41	60	M=5		
300	43	61	M=2	MS=104,105	
301	44	62	M=3		
302	45	63	M=1		G=1,1,1,1
304	47	65	M=2		
305	49	67	M=3		
306	50	68	M=4		
307	51	69	M=3		

308	52	70	m=5						G=1,1,1,1
310	55	73	M=2						
311	56	74	M=3						
312	57	75	M=5						
313	58	76	M=3						
314	59	77	M=2						
400	61	79	M=2						
401	62	80	M=3						
402	63	81	M=1						G=1,1,1,1
404	65	83	M=2						
405	67	84	M=3						
406	68	85	M=4						
407	69	86	M=3						
408	70	87	m=5						G=1,1,1,1
410	73	89	M=2						
411	74	90	M=3						
412	75	91	M=3						
413	76	92	M=5						
414	77	93	M=2						
500	79	94	M=2						
501	80	95	M=3						
502	81	96	M=1						
503	84	97	M=3						
504	85	98	M=4						
505	86	99	M=3						
506	89	100	M=2						
507	90	101	M=3						
508	91	102	M=3						
C VIGAS SECUNDARIAS									
121	22	23	M=7	LP=2,0	MS=103,103	RE=0.75,0	NSL=1,8		
122	23	24					NSL=25,8		
123	25	26				RE=0,0.75	NSL=1,8		
124	26	27					NSL=1,8		
125	27	28					NSL=6,12		
126	29	30					NSL=14,21	G=4,1,1,1	
131	34	35					NSL=15,22		
132	36	37				RE=0.75,0	NSL=1,8		
133	37	38					NSL=1,8	G=1,1,1,1	
135	39	40				RE=0,0.75	NSL=1,8		
136	40	41					NSL=1,8		
137	41	42					NSL=2,9		
218	43	44			MS=104,104	RE=0.75,0	NSL=1,8		
219	44	45					NSL=25,8		
220	46	47				RE=0,0.75	NSL=1,8		
221	47	48					NSL=6,12		
222	49	50					NSL=14,21	G=3,1,1,1	
226	53	54					NSL=15,22		
227	55	56				RE=0.75,0	NSL=1,8		
228	56	57					NSL=1,8	G=1,1,1,1	
230	58	59				RE=0,0.75	NSL=1,8		
231	59	60					NSL=3,10		
315	61	62			MS=105,105	RE=0.75,0	NSL=1,8		
316	62	63					NSL=25,8		
317	64	65				RE=0,0.75	NSL=1,8		
318	65	66					NSL=26,27		
319	67	68					NSL=14,21	G=2,1,1,1	
322	70	71					NSL=16,21		
323	71	72					NSL=17,23		

324	73	74				RE=0.75,0	NSL=1,8
325	74	75				NSL=1,8	G=1,1,1,1
327	76	77				RE=0,0.75	NSL=4,8
328	77	78				NSL=5,11	
415	79	80			MS=106,106	RE=0.75,0	NSL=1,8
416	80	81				NSL=25,8	
417	82	83				RE=0,0.75	NSL=6,12
418	84	85				NSL=14,21	G=1,1,1,1
420	86	87				NSL=18,22	
421	87	88				NSL=19,22	
422	89	90				RE=0.75,0	NSL=1,8
423	90	91				NSL=1,8	
424	91	92				NSL=6,12	
425	92	93				RE=0,0.75	NSL=7,13
509	94	95			MS=107,107	RE=0.75,0	NSL=1,12
510	95	96				NSL=1,12	
511	97	98				NSL=20,24	G=1,1,1,1
513	100	101				RE=0.75,0	NSL=1,12
514	101	102				NSL=1,12	
C VIGAS PRINCIPALES							
138	22	29	M=6	LP=3,0	MS=103,103	RE=0.50,0	NSL=29,34
139	29	36				RE=0,0.50	NSL=28,33
140	23	30				NSL=37,40	
141	30	37				NSL=36,39	
142	24	31	M=6			RE=0.75,0	NSL=43,46
143	31	38				NSL=42,45	
144	25	32				RE=0.75,0	NSL=43,46
145	32	39				NSL=42,45	
146	26	33	M=6			RE=0.50,0	NSL=37,40
147	33	40				RE=0.0,0.50	NSL=36,39
148	27	34				NSL=67,71	
149	34	41				NSL=66,70	
150	28	35				NSL=32,35	
151	35	42				NSL=72,35	
232	43	49			MS=104,104	RE=0.50,0	NSL=29,34
233	49	55				RE=0.00,0.50	NSL=30,33
234	44	50				NSL=37,40	
235	50	56				NSL=36,39	
236	45	51	M=6			RE=0.75,0	NSL=43,46
237	51	57				NSL=42,45	
238	46	52				RE=0.75,0	NSL=43,46
239	52	58				NSL=42,45	
240	47	53	M=6			RE=0.50,0	NSL=56,62
241	53	59				RE=0.00,0.50	NSL=55,61
242	48	54				NSL=69,35	
243	54	60				NSL=68,35	
329	61	67			MS=105,105	RE=0.50,0	NSL=29,34
330	67	73				RE=0.00,0.50	NSL=30,33
331	62	68				NSL=37,40	
332	68	74				NSL=36,39	
333	63	69	M=6			RE=0.75,0	NSL=43,46
334	69	75				NSL=42,45	
335	64	70				RE=0.85,0	NSL=43,46
336	70	76				NSL=50,45	
337	65	71	M=6			RE=0.50,0	NSL=58,64
338	71	77				RE=0.00,0.50	NSL=57,63
426	79	84			MS=106,106	RE=0.50,0	NSL=29,34
427	84	89				RE=0.00,0.50	NSL=30,33

428	80	85			NSL=37,40
429	85	90			NSL=36,39
430	81	86	M=6		RE=0.75,0 NSL=43,48
431	86	91			NSL=42,47
432	82	87			RE=0.75,0 NSL=52,54
433	87	92			NSL=51,53
434	83	88	M=6		RE=0.50,0 NSL=60,65
435	88	93			RE=0.00,0.50 NSL=59,65
515	94	97		MS=107,107	RE=0.50,0 NSL=32,35
516	97	100			RE=0.0,0.50 NSL=31,35
517	95	98			NSL=38,41
G=1,1,3,3					
519	96	99	M=6		RE=0.75,0 NSL=44,49
520	99	102			NSL=44,49

LOADS

103	F=0,25.55,0,0,0,30.66	L=3
104	F=0,36.08,0,0,0,43.30	L=3
105	F=0,40.83,0,0,0,49	L=3
106	F=0,51.98,0,0,0,62.38	L=3
107	F=0,35.12,0,0,0,42.14	L=3

MASSES

103	103	0	M=46.78,46.78,0,0,0,4761.69
104	104	0	M=38.16,38.16,0,0,0,2853.24
105	105	0	M=30.23,30.23,0,0,0,2759.52
106	106	0	M=29.60,29.60,0,0,0,1699.87
107	107	0	M=16.25,16.25,0,0,0,277.68

SPEC

A=0	S=1.00*1.2*.3*9.81/7.5	D=0.05
0.6	2.5	2.5
0.7	2.062	2.062
0.8	1.745	1.745
1.0	1.320	1.320
1.2	1.051	1.051
1.4	0.867	0.867
1.5	0.795	0.795
1.8	0.633	0.633
2.0	0.555	0.555
3.0	0.334	0.334
5.0	0.177	0.177
10	0.074	0.074
100	0.00	0.00

COMBO

1	C=1.5,1.8	:1.5CM+1.8CV
2	C=.9,0,1.25	:.9CM+1.25CS
3	C=.9,0,-1.25	:.9CM-1.25CS
4	C=1.25,1.25,1.25	:1.25(C.M+C.V+CS)
5	C=1.25,1.25,-1.25	:1.25(CM+CV-CS)
6	C=1.25,1.25 D=1.25	:1.25(CM+CV+C.S)
7	C=1.25,1.25 D=-1.25	:1.25(CM+CV-CS)

SELECT

NT=1	ID=103,107,1	SW=1	:DESPLAZAMIENTOS
NT=2	ID=1,14,1		:REACCIONES EN LOS APOYOS
NT=2	ID=23,30,7		:REACCIONES EN LOS APOYOS
NT=2	ID=24,31,7		:REACCIONES EN LOS APOYOS
NT=2	ID=22,29,7		:REACCIONES EN LOS APOYOS
NT=3	ID=103,107,1		:FORMA DE MODO

NT=5 ID=140,141,1	: FUERZAS EN VIGAS
NT=5 ID=234,235,1	: FUERZAS EN VIGAS
NT=5 ID=331,332,1	: FUERZAS EN VIGAS
NT=5 ID=428,429,1	: FUERZAS EN VIGAS
NT=5 ID=517,518,1	: FUERZAS EN VIGAS
NT=5 ID=324,328,1	
NT=1 ID=9,30	: DESPLAZAMIENTOS
NT=1 ID=30,50	: DESPLAZAMIENTOS
NT=1 ID=50,68	: DESPLAZAMIENTOS
NT=1 ID=68,85	: DESPLAZAMIENTOS
NT=1 ID=85,98	: DESPLAZAMIENTOS
NT=5 ID=100,114,7	: FUERZAS EN BASE DE COLUMNA
NT=5 ID=101,115,7	: FUERZAS EN BASE DE COLUMNA
NT=5 ID=102,116,7	: FUERZAS EN BASE DE COLUMNA
nt=5 ID=103,117,7	: FUERZAS EN BASE DE COLUMNA
NT=5 ID=201,213,6	: FUERZAS EN BASE DE COLUMNA
NT=5 ID=301,311,5	: FUERZAS EN BASE DE COLUMNA
NT=5 ID=401,411,5	: FUERZAS EN BASE DE COLUMNA
NT=5 ID=501,507,3	: FUERZAS EN BASE DE COLUMNA

**2.3.4 ARCHIVO DE SALIDA DE ESFUERZOS DE LOS
ELEMENTOS DEL PORTICO 8-8,(ANALISIS DE CARGAS
DE GRAVEDAD , ANALISIS DINÁMICO Y ANALISIS
ESTÁTICO).**

PROGRAM:SAP90/ARCHIVO:ETDV1.F3F

ANALISIS DE CARGAS DE GRAVEDAD Y SISMO/DINAMICO/ESTATICO

FUERZAS EN LOS ELEMENTOS DEL PORTICO

ELT ID	CARGA COMB	AXIAL FORCE	DIST ENDI	1-2 PLANO		1-3 PLANO		AXIAL TORQ
				CORTANTE	MOMENTO	CORTANTE	MOMENTO	
100								
	1	-130.61						.00
			.0	-2.92	-1.34	2.48	.97	
			4.0	-2.92	-13.00	2.48	10.88	
	2	-15.25						-.17
			.0	31.93	-123.87	7.34	-25.42	
			4.0	31.93	3.85	7.34	3.94	
	3	-91.08						.17
			.0	-34.30	122.57	-5.01	26.21	
			4.0	-34.30	-14.64	-5.01	6.18	
	4	-65.09						-.17
			.0	30.82	-124.30	8.16	-25.05	
			4.0	30.82	-1.03	8.16	7.61	
	5	-140.93						.17
			.0	-35.42	122.14	-4.19	26.58	
			4.0	-35.42	-19.53	-4.19	9.84	
	6	-71.17						.24
			.0	20.13	83.44	21.56	113.50	
			4.0	20.13	-2.06	21.56	50.30	
	7	-134.85						-.24
			.0	-24.73	-85.60	-17.58	-111.97	
			4.0	-24.73	-18.50	-17.58	-32.86	
101								
	1	-169.02						.00

		.0	-2.77	3.20	.08	-.07		
		4.0	-2.77	-7.88	.08	.25		
2	-46.41						-.09	
		.0	4.04	-12.27	.38	-.71		
		4.0	4.04	3.89	.38	.80		
3	-98.38						.09	
		.0	-6.35	14.93	-.29	.62		
		4.0	-6.35	-10.48	-.29	-.53		
4	-108.14						-.09	
		.0	3.01	-11.08	.40	-.72		
		4.0	3.01	.95	.40	.87		
5	-160.12						.09	
		.0	-7.39	16.13	-.27	.61		
		4.0	-7.39	-13.42	-.27	-.46		
6	-114.62						.12	
		.0	1.09	11.13	1.60	3.03		
		4.0	1.09	-1.70	1.60	3.24		
7	-153.64						-.12	
		.0	-5.47	-6.08	-1.47	-3.15		
		4.0	-5.47	-10.77	-1.47	-2.83		
102		-----						
1	-154.59						.00	
		.0	-2.62	-1.76	-2.72	5.72		
		4.0	-2.62	-12.25	-2.72	-5.18		
2	-25.70						-.17	
		.0	23.22	-97.37	5.56	-23.79		
		4.0	23.22	-4.50	5.56	-1.55		
3	-107.84						.17	
		.0	-25.48	95.80	-8.16	29.09		
		4.0	-25.48	-6.13	-8.16	-3.55		
4	-81.74						-.17	
		.0	22.27	-97.99	4.67	-21.86		
		4.0	22.27	-8.92	4.67	-3.18		
5	-163.88						.17	
		.0	-26.43	95.18	-9.05	31.03		
		4.0	-26.43	-10.55	-9.05	-5.19		
6	-95.64						.24	
		.0	12.30	54.34	28.45	128.06		
		4.0	12.30	-3.65	28.45	-1.48		
7	-149.98						-.24	
		.0	-16.46	-57.16	-32.83	-118.90		
		4.0	-16.46	-15.82	-32.83	-6.89		
103		-----						
1	-112.57						.00	
		.0	-2.66	-1.77	-.01	3.24		
		4.0	-2.66	-12.41	-.01	3.21		
2	-24.29						-.17	
		.0	19.59	-84.93	7.18	-25.27		
		4.0	19.59	-6.56	7.18	3.44		
3	-71.33						.17	
		.0	-21.92	83.36	-7.12	28.14		
		4.0	-21.92	-4.34	-7.12	-.33		
4	-65.72						-.17	
		.0	18.64	-85.55	7.15	-24.12		
		4.0	18.64	-10.99	7.15	4.48		
5	-112.76						.17	
		.0	-22.88	82.74	-7.14	29.28		
		4.0	-22.88	-8.77	-7.14	.71		
6	-63.80						.24	
		.0	9.38	43.07	32.50	127.76		
		4.0	9.38	-3.87	32.50	7.80		
7	-114.68						-.24	
		.0	-13.62	-45.88	-32.49	-122.60		
		4.0	-13.62	-15.89	-32.49	-2.62		
107		-----						
1	-145.85						.00	
		.0	.50	-1.05	.52	-.65		
		4.0	.50	.95	.52	1.42		
2	-62.74						-.09	
		.0	8.94	-19.39	.17	-.17		
		4.0	8.94	16.38	.17	.51		

	3	-63.21	.0	-8.51	18.48	.26	-.37	.09	
			4.0	-8.51	-15.55	.26	.67		
	4	-115.63	.0	9.12	-19.77	.36	-.41	-.09	
			4.0	9.12	16.73	.36	1.04		
	5	-116.10	.0	-8.33	18.10	.46	-.62	.09	
			4.0	-8.33	-15.21	.46	1.21		
	6	-106.28	.0	6.40	12.21	1.33	1.79	.12	
			4.0	6.40	11.73	1.33	2.51		
	7	-125.45	.0	-5.61	-13.89	-.51	-2.82	-.12	
			4.0	-5.61	-10.22	-.51	-.27		
108	-----								
	1	-300.83	.0	.73	-1.64	-.05	.11	.00	
			4.0	.73	1.28	-.05	-.09		
	2	-124.25	.0	9.99	-24.98	-.07	.16	-.11	
			4.0	9.99	14.99	-.07	-.12		
	3	-122.69	.0	-9.31	23.49	.02	-.06	.11	
			4.0	-9.31	-13.73	.02	.03		
	4	-238.27	.0	10.24	-25.55	-.09	.20	-.11	
			4.0	10.24	15.40	-.09	-.15		
	5	-236.71	.0	-9.06	22.92	.01	-.03	.11	
			4.0	-9.06	-13.32	.01	.00		
	6	-234.77	.0	6.68	14.02	1.42	3.33	.16	
			4.0	6.68	10.10	1.42	2.54		
	7	-240.21	.0	-5.51	-16.64	-1.50	-3.15	-.16	
			4.0	-5.51	-8.03	-1.50	-2.69		
109	-----								
	1	-216.83	.0	-.89	.75	-.04	.09	.00	
			4.0	-.89	-2.82	-.04	-.08		
	2	-109.00	.0	6.44	-14.65	-.06	.13	-.09	
			4.0	6.44	11.09	-.06	-.09		
	3	-72.92	.0	-7.07	15.12	.02	-.06	.09	
			4.0	-7.07	-13.16	.02	.04		
	4	-189.67	.0	6.06	-14.31	-.07	.17	-.09	
			4.0	6.06	9.93	-.07	-.13		
	5	-153.59	.0	-7.45	15.46	.01	-.02	.09	
			4.0	-7.45	-14.32	.01	.01		
	6	-161.47	.0	3.19	9.12	1.18	2.76	.12	
			4.0	3.19	4.78	1.18	2.09		
	7	-181.79	.0	-4.58	-7.97	-1.24	-2.61	-.12	
			4.0	-4.58	-9.18	-1.24	-2.21		
110	-----								
	1	-191.02	.0	-.78	.81	.01	.01	.00	
			4.0	-.78	-2.30	.01	.05		
	2	-95.34	.0	3.43	-7.34	-.06	.12	-.06	
			4.0	3.43	6.38	-.06	-.10		
	3	-66.34	.0	-3.99	7.89	.07	-.11	.06	
			4.0	-3.99	-8.09	.07	.16		
	4	-165.87						-.06	

		.0	3.11	-6.99	-.05	.13	
		4.0	3.11	5.44	-.05	-.09	
5	-136.86	.0	-4.32	8.24	.07	-.10	.06
		4.0	-4.32	-9.02	.07	-.17	
6	-143.86	.0	1.33	4.60	1.05	2.26	.08
		4.0	1.33	1.99	1.05	1.96	
7	-158.87	.0	-2.54	-3.35	-1.03	-2.23	-.08
		4.0	-2.54	-5.58	-1.03	-1.87	

114							
1	-119.85	.0	3.62	-8.60	2.09	1.05	.00
		4.0	3.62	5.88	2.09	9.43	
2	-90.85	.0	34.67	-126.91	-8.54	36.72	-.17
		4.0	34.67	11.75	-8.54	2.55	
3	-16.54	.0	-31.57	119.53	10.51	-36.03	.17
		4.0	-31.57	-6.74	10.51	6.01	
4	-132.81	.0	35.99	-130.05	-7.84	37.19	-.17
		4.0	35.99	13.91	-7.84	5.81	
5	-58.50	.0	-30.24	116.39	11.21	-35.57	.17
		4.0	-30.24	-4.58	11.21	9.27	
6	-63.47	.0	25.30	77.69	27.97	134.20	.24
		4.0	25.30	12.86	27.97	44.21	
7	-127.84	.0	-19.56	-91.34	-24.60	-132.58	-.24
		4.0	-19.56	-3.53	-24.60	-29.14	

115							
1	-150.27	.0	2.62	-3.82	.11	-.11	.00
		4.0	2.62	6.67	.11	.33	
2	-91.29	.0	6.27	-15.17	-.37	.82	-.09
		4.0	6.27	9.90	-.37	-.68	
3	-36.56	.0	-4.17	12.08	.47	-.92	.09
		4.0	-4.17	-4.58	.47	.97	
4	-146.51	.0	7.28	-16.64	-.34	.78	-.09
		4.0	7.28	12.49	-.34	-.57	
5	-91.79	.0	-3.15	10.62	.51	-.96	.09
		4.0	-3.15	-1.99	.51	1.09	
6	-95.74	.0	5.36	5.61	1.77	3.36	.12
		4.0	5.36	9.81	1.77	3.54	
7	-142.57	.0	-1.23	-11.62	-1.59	-3.54	-.12
		4.0	-1.23	.69	-1.59	-3.01	

116							
1	-150.50	.0	2.66	-3.87	-.02	.06	.00
		4.0	2.66	6.77	-.02	-.02	
2	-85.75	.0	5.46	-13.38	-.37	.81	-.09
		4.0	5.46	8.45	-.37	-.66	
3	-43.56	.0	-3.33	10.25	.35	-.76	.09
		4.0	-3.33	-3.06	.35	.66	
4	-140.58	.0	6.49	-14.86	-.38	.83	-.09
		4.0	6.49	11.08	-.38	-.68	
5	-98.39	.0	-2.30	8.76	.35	-.74	.09
		4.0	-2.30	-.43	.35	.64	

	6	-107.44	.0	4.63	3.75	1.31	3.02	.12	
			4.0	4.63	8.69	1.31	2.30		
	7	-131.53	.0	-.45	-9.85	-1.34	-2.93	-.12	
			4.0	-.45	1.96	-1.34	-2.33		
117	-----								
	1	-125.77	.0	2.24	-3.15	-.15	.22	.00	
			4.0	2.24	5.80	-.15	-.37		
	2	-64.60	.0	3.30	-7.17	-.44	.84	-.06	
			4.0	3.30	6.03	-.44	-.92		
	3	-44.78	.0	-1.51	4.64	.31	-.65	.06	
			4.0	-1.51	-1.41	.31	.60		
	4	-109.91	.0	4.17	-8.38	-.49	.92	-.06	
			4.0	4.17	8.28	-.49	-1.05		
	5	-90.09	.0	-.65	3.42	.26	-.57	.06	
			4.0	-.65	.84	.26	.46		
	6	-86.96	.0	3.03	.61	1.31	3.05	.08	
			4.0	3.03	6.54	1.31	2.55		
	7	-113.03	.0	.49	-5.57	-1.55	-2.69	-.08	
			4.0	.49	2.58	-1.55	-3.14		
201	-----								
	1	-132.12	.0	-8.38	13.01	.12	-.14	.00	
			3.0	-8.38	-12.14	.12	.21		
	2	-37.27	.0	4.55	-6.97	.86	-1.30	-.11	
			3.0	4.55	6.67	.86	1.29		
	3	-75.97	.0	-11.54	17.83	-.70	1.09	.12	
			3.0	-11.54	-16.79	-.70	-1.01		
	4	-85.51	.0	1.41	-2.11	.88	-1.32	-.11	
			3.0	1.41	2.13	.88	1.33		
	5	-124.21	.0	-14.67	22.69	-.68	1.07	.12	
			3.0	-14.67	-21.33	-.68	-.97		
	6	-89.97	.0	-1.47	18.29	5.10	7.48	.19	
			3.0	-1.47	-2.09	5.10	7.59		
	7	-119.75	.0	-11.80	2.30	-4.90	-7.73	-.18	
			3.0	-11.80	-17.12	-4.90	-7.23		
207	-----								
	1	-236.46	.0	2.43	-3.97	-.28	.49	.01	
			3.0	2.43	3.32	-.28	-.34		
	2	-97.83	.0	17.14	-26.59	-.14	.24	-.15	
			3.0	17.14	24.83	-.14	-.17		
	3	-96.49	.0	-14.90	22.93	-.12	.21	.15	
			3.0	-14.90	-21.75	-.12	-.16		
	4	-187.37	.0	17.97	-27.94	-.23	.41	-.15	
			3.0	17.97	25.96	-.23	-.28		
	5	-186.03	.0	-14.07	21.58	-.21	.38	.15	
			3.0	-14.07	-20.63	-.21	-.27		
	6	-184.50	.0	12.23	12.75	4.14	7.13	.25	
			3.0	12.23	17.58	4.14	6.08		
	7	-188.89	.0	-8.33	-19.12	-4.58	-6.34	-.24	

		3.0	-8.33	-12.25	-4.58	-6.63	
213	-----						
1	-119.85	.0	8.24	-12.94	.32	-.42	.00
		3.0	8.24	11.78	.32	.53	
2	-71.36	.0	11.41	-17.69	-.71	1.12	-.11
		3.0	11.41	16.55	-.71	-1.02	
3	-30.74	.0	-4.80	7.31	.99	-1.48	.12
		3.0	-4.80	-7.11	.99	1.48	
4	-115.36	.0	14.60	-22.69	-.60	.97	-.11
		3.0	14.60	21.10	-.60	-.83	
5	-74.74	.0	-1.62	2.31	1.10	-1.63	.12
		3.0	-1.62	-2.55	1.10	1.67	
6	-77.01	.0	11.69	-2.14	5.19	7.22	.19
		3.0	11.69	16.84	5.19	7.69	
7	-113.08	.0	1.29	-18.24	-4.69	-7.88	-.18
		3.0	1.29	1.71	-4.69	-6.85	
301	-----						
1	-95.42	.0	-7.59	11.18	-.07	.12	.01
		3.0	-7.59	-11.58	-.07	-.08	
2	-28.67	.0	3.58	-4.78	.59	-.87	-.09
		3.0	3.58	5.95	.59	.89	
3	-53.20	.0	-9.88	14.08	-.59	.89	.10
		3.0	-9.88	-15.57	-.59	-.89	
4	-63.47	.0	.73	-.59	.54	-.79	-.08
		3.0	.73	1.60	.54	.83	
5	-88.00	.0	-12.73	18.27	-.64	.97	.10
		3.0	-12.73	-19.92	-.64	-.95	
6	-65.89	.0	-1.62	15.02	5.15	7.88	.19
		3.0	-1.62	-2.18	5.15	7.73	
7	-85.59	.0	-10.38	2.66	-5.24	-7.71	-.18
		3.0	-10.38	-16.13	-5.24	-7.84	
306	-----						
1	-174.29	.0	2.42	-3.66	-.37	.58	.01
		3.0	2.42	3.60	-.37	-.53	
2	-72.24	.0	14.49	-20.68	-.14	.23	-.11
		3.0	14.49	22.79	-.14	-.20	
3	-71.21	.0	-12.30	17.37	-.21	.33	.13
		3.0	-12.30	-19.52	-.21	-.31	
4	-138.16	.0	15.33	-21.95	-.26	.42	-.11
		3.0	15.33	24.04	-.26	-.37	
5	-137.12	.0	-11.46	16.10	-.33	.52	.13
		3.0	-11.46	-18.27	-.33	-.48	
6	-136.13	.0	10.64	9.51	4.19	7.19	.25
		3.0	10.64	16.59	4.19	6.31	
7	-139.15	.0	-6.77	-15.36	-4.78	-6.26	-.23
		3.0	-6.77	-10.83	-4.78	-7.16	
311	-----						
1	-88.80	.0	7.84	-11.60	.35	-.46	.01

		3.0	7.84	11.93	.35	.59	
2	-50.80	.0	9.93	-14.17	-.46	.71	-.09
		3.0	9.93	15.63	-.46	-.67	
3	-25.04	.0	-3.66	4.88	.76	-1.10	.10
		3.0	-3.66	-6.09	.76	1.17	
4	-83.32	.0	12.97	-18.65	-.33	.54	-.08
		3.0	12.97	20.25	-.33	-.45	
5	-57.56	.0	-.62	.40	.89	-1.27	.10
		3.0	-.62	-1.47	.89	1.38	
6	-58.39	.0	10.59	-2.90	5.33	7.21	.19
		3.0	10.59	16.42	5.33	8.05	
7	-82.49	.0	1.76	-15.36	-4.78	-7.95	-.18
		3.0	1.76	2.36	-4.78	-7.11	

401							
1	-59.32	.0	-7.88	11.86	-.09	.15	.02
		3.0	-7.88	-11.79	-.09	-.13	
2	-19.04	.0	1.90	-2.03	.37	-.55	-.05
		3.0	1.90	3.67	.37	.57	
3	-32.00	.0	-8.47	11.90	-.39	.58	.07
		3.0	-8.47	-13.52	-.39	-.58	
4	-40.62	.0	-1.05	2.41	.31	-.46	-.05
		3.0	-1.05	-.73	.31	.48	
5	-53.58	.0	-11.42	16.34	-.45	.67	.08
		3.0	-11.42	-17.92	-.45	-.67	
6	-41.59	.0	-2.83	13.98	4.70	7.27	.16
		3.0	-2.83	-3.69	4.70	7.04	
7	-52.61	.0	-9.65	4.77	-4.83	-7.05	-.14
		3.0	-9.65	-14.97	-4.83	-7.22	

406							
1	-112.76	.0	2.47	-3.66	-.32	.50	.02
		3.0	2.47	3.75	-.32	-.47	
2	-46.86	.0	11.48	-15.97	-.10	.15	-.07
		3.0	11.48	18.48	-.10	-.15	
3	-46.18	.0	-9.23	12.63	-.21	.32	.09
		3.0	-9.23	-15.06	-.21	-.32	
4	-89.41	.0	12.33	-17.23	-.20	.32	-.06
		3.0	12.33	19.77	-.20	-.30	
5	-88.73	.0	-8.38	11.37	-.32	.48	.10
		3.0	-8.38	-13.77	-.32	-.47	
6	-88.26	.0	8.77	6.48	3.87	6.57	.22
		3.0	8.77	13.98	3.87	5.84	
7	-89.88	.0	-4.82	-12.34	-4.39	-5.78	-.18
		3.0	-4.82	-7.99	-4.39	-6.61	

411							
1	-57.76	.0	7.78	-11.88	.51	-.76	.02
		3.0	7.78	11.47	.51	.75	
2	-31.58	.0	8.34	-11.79	-.17	.24	-.05
		3.0	8.34	13.22	-.17	-.28	
3	-18.02						.07

		.0	-2.12	2.30	.60	-.90	
		3.0	-2.12	-4.07	.60	.91	
4	-52.63						-.05
		.0	11.35	-16.39	.01	-.04	
		3.0	11.35	17.67	.01	.00	
5	-39.08						.08
		.0	.89	-2.30	.79	-1.18	
		3.0	.89	.38	.79	1.19	
6	-39.10						.16
		.0	9.56	-4.70	5.07	6.39	
		3.0	9.56	14.69	5.07	7.60	
7	-52.60						-.14
		.0	2.69	-13.99	-4.27	-7.60	
		3.0	2.69	3.36	-4.27	-6.41	
501 -----							
1	-23.45						.04
		.0	-8.50	12.41	-.54	.76	
		3.0	-8.50	-13.09	-.54	-.86	
2	-8.05						.01
		.0	.82	-.11	-.28	.38	
		3.0	.82	2.34	-.28	-.45	
3	-12.41						.02
		.0	-7.69	10.27	-.15	.20	
		3.0	-7.69	-12.80	-.15	-.25	
4	-16.47						.02
		.0	-2.45	4.61	-.49	.69	
		3.0	-2.45	-2.73	-.49	-.78	
5	-20.83						.03
		.0	-10.95	14.99	-.36	.50	
		3.0	-10.95	-17.87	-.36	-.58	
6	-16.46						.13
		.0	-3.94	13.16	4.33	7.43	
		3.0	-3.94	-5.40	4.33	6.75	
7	-20.84						-.08
		.0	-9.45	6.43	-5.18	-6.24	
		3.0	-9.45	-15.20	-5.18	-8.10	
504 -----							
1	-52.14						.05
		.0	2.43	-3.65	-.40	.69	
		3.0	2.43	3.63	-.40	-.51	
2	-21.87						.01
		.0	9.75	-12.51	-.13	.23	
		3.0	9.75	16.75	-.13	-.14	
3	-21.56						.03
		.0	-7.60	9.20	-.27	.45	
		3.0	-7.60	-13.59	-.27	-.37	
4	-41.39						.03
		.0	10.61	-13.77	-.25	.45	
		3.0	10.61	18.05	-.25	-.30	
5	-41.08						.04
		.0	-6.74	7.94	-.40	.67	
		3.0	-6.74	-12.28	-.40	-.53	
6	-41.07						.18
		.0	7.55	4.11	3.94	6.59	
		3.0	7.55	12.70	3.94	6.33	
7	-41.40						-.10
		.0	-3.68	-9.95	-4.59	-5.47	
		3.0	-3.68	-6.93	-4.59	-7.17	
507 -----							
1	-26.94						.04
		.0	10.02	-13.57	.72	-.92	
		3.0	10.02	16.47	.72	1.23	
2	-14.08						.01
		.0	8.36	-10.72	.35	-.45	
		3.0	8.36	14.35	.35	.60	
3	-9.54						.02
		.0	-.27	-.20	.26	-.31	
		3.0	-.27	-1.01	.26	.47	
4	-23.71						.02
		.0	12.20	-15.95	.61	-.80	
		3.0	12.20	20.67	.61	1.04	

5	-19.17						.03
		.0	3.58	-5.43	.52	-.66	
		3.0	3.58	5.30	.52	.92	
6	-18.77						.13
		.0	10.68	-7.28	5.30	6.04	
		3.0	10.68	17.95	5.30	8.41	
7	-24.12						-.08
		.0	5.10	-14.10	-4.16	-7.49	
		3.0	5.10	8.02	-4.16	-6.45	

324							
1	.00						.25
		.8	-4.79	6.16	.00	.00	
		4.1	.00	-1.76	.00	.00	
		6.0	2.81	.96	.00	.00	
2	.00						.34
		.8	-1.84	1.41	.00	.00	
		3.4	.00	-.99	.00	.00	
		6.0	1.86	1.47	.00	.00	
3	.00						-.15
		.8	-2.65	4.10	.00	.00	
		4.5	.00	-.87	.00	.00	
		6.0	1.05	-.08	.00	.00	
4	.00						.44
		.8	-3.44	3.57	.00	.00	
		3.7	.00	-1.50	.00	.00	
		6.0	2.69	1.61	.00	.00	
5	.00						-.05
		.8	-4.25	6.27	.00	.00	
		4.4	.00	-1.46	.00	.00	
		6.0	1.88	.06	.00	.00	
6	.00						.43
		.8	1.15	20.81	.00	.00	
		6.0	7.28	11.15	.00	.00	
7	.00						-.04
		.8	-8.84	-10.98	.00	.00	
		6.0	-2.71	-9.49	.00	.00	

325							
1	.00						.07
		.0	-3.87	2.43	.00	.00	
		2.7	.00	-2.74	.00	.00	
		6.0	4.81	5.27	.00	.00	
2	.00						.13
		.0	-1.70	.62	.00	.00	
		2.4	.00	-1.41	.00	.00	
		6.0	2.54	3.15	.00	.00	
3	.00						-.08
		.0	-2.15	2.02	.00	.00	
		3.0	.00	-1.26	.00	.00	
		6.0	2.09	1.83	.00	.00	
4	.00						.15
		.0	-2.90	1.30	.00	.00	
		2.5	.00	-2.31	.00	.00	
		6.0	4.10	4.89	.00	.00	
5	.00						-.05
		.0	-3.36	2.69	.00	.00	
		2.9	.00	-2.13	.00	.00	
		6.0	3.65	3.57	.00	.00	
6	.00						.18
		.0	-1.52	6.37	.00	.00	
		1.3	.00	1.19	.00	.00	
		6.0	5.48	9.51	.00	.00	
7	.00						-.07
		.0	-4.74	-2.39	.00	.00	
		4.1	.00	-3.24	.00	.00	
		6.0	2.27	-1.04	.00	.00	

326							
1	.00						-.01
		.0	-4.44	4.31	.00	.00	
		3.1	.00	-2.49	.00	.00	
		6.0	4.24	3.73	.00	.00	

2	.00						-02
	.0	-1.94	1.40	.00	.00		
	2.8	.00	-1.28	.00	.00		
	6.0	2.29	2.44	.00	.00		
3	.00						-02
	.0	-2.37	2.82	.00	.00		
	3.4	.00	-1.15	.00	.00		
	6.0	1.86	1.31	.00	.00		
4	.00						-03
	.0	-3.37	2.77	.00	.00		
	2.9	.00	-2.08	.00	.00		
	6.0	3.64	3.59	.00	.00		
5	.00						02
	.0	-3.79	4.19	.00	.00		
	3.2	.00	-1.97	.00	.00		
	6.0	3.21	2.46	.00	.00		
6	.00						08
	.0	-2.00	8.76	.00	.00		
	1.7	.00	1.63	.00	.00		
	6.0	5.00	7.22	.00	.00		
7	.00						-09
	.0	-5.16	-1.79	.00	.00		
	4.4	.00	-2.64	.00	.00		
	6.0	1.85	-1.17	.00	.00		
327	-----						
1	.00						-32
	.0	-3.42	.49	.00	.00		
	1.7	.00	-2.41	.00	.00		
	5.3	7.16	10.32	.00	.00		
2	.00						-23
	.0	-1.27	-.78	.00	.00		
	1.2	.00	-1.55	.00	.00		
	5.3	4.23	6.98	.00	.00		
3	.00						-05
	.0	-2.55	1.83	.00	.00		
	2.4	.00	-1.28	.00	.00		
	5.3	2.95	2.86	.00	.00		
4	.00						-35
	.0	-2.18	-.85	.00	.00		
	1.3	.00	-2.29	.00	.00		
	5.3	6.45	10.36	.00	.00		
5	.00						-17
	.0	-3.46	1.77	.00	.00		
	2.1	.00	-1.88	.00	.00		
	5.3	5.16	6.24	.00	.00		
6	.00						-14
	.0	2.15	10.60	.00	.00		
	5.3	10.77	24.22	.00	.00		
7	.00						-38
	.0	-7.78	-9.68	.00	.00		
	4.7	.00	-7.83	.00	.00		
	5.3	.84	-7.61	.00	.00		
328	-----						
1	.00						00
	.0	-25.94	36.82	.00	.00		
	.7	-15.08	19.20	.00	.00		
	2.0	-2.91	1.43	.00	.00		
	2.7	.00	.00	.00	.00		
2	.00						00
	.0	-11.61	16.78	.00	.00		
	.7	-6.91	8.90	.00	.00		
	2.0	-1.58	.81	.00	.00		
	2.7	.00	.00	.00	.00		
3	.00						00
	.0	-11.61	16.78	.00	.00		
	.7	-6.91	8.90	.00	.00		
	2.0	-1.58	.81	.00	.00		
	2.7	.00	.00	.00	.00		
4	.00						00
	.0	-20.70	29.45	.00	.00		
	.7	-12.07	15.39	.00	.00		

		2.0	-2.39	1.18	.00	.00	
		2.7	.00	.00	.00	.00	
5	.00	.0	-20.70	29.45	.00	.00	.00
		.7	-12.07	15.39	.00	.00	
		2.0	-2.39	1.18	.00	.00	
		2.7	.00	.00	.00	.00	
6	.00	.0	-20.70	29.45	.00	.00	.00
		.7	-12.07	15.39	.00	.00	
		2.0	-2.39	1.18	.00	.00	
		2.7	.00	.00	.00	.00	
7	.00	.0	-20.70	29.45	.00	.00	.00
		.7	-12.07	15.39	.00	.00	
		2.0	-2.39	1.18	.00	.00	
		2.7	.00	.00	.00	.00	
140	-----						
1	.00	.0	29.26	-21.54	.00	.00	-.07
		1.4	9.47	10.72	.00	.00	
		6.0	-26.96	-29.51	.00	.00	
2	.00	.0	5.24	11.11	.00	.00	-.03
		1.4	-2.99	15.78	.00	.00	
		6.0	-17.57	-31.51	.00	.00	
3	.00	.0	18.38	-29.11	.00	.00	-.05
		1.4	10.15	-6.05	.00	.00	
		6.0	-4.43	7.11	.00	.00	
4	.00	.0	16.48	3.07	.00	.00	-.05
		1.4	.84	19.48	.00	.00	
		6.0	-27.84	-42.63	.00	.00	
5	.00	.0	29.62	-37.15	.00	.00	-.07
		1.4	13.97	-2.34	.00	.00	
		6.0	-14.70	-4.01	.00	.00	
6	.00	.0	27.23	-4.24	.00	.00	.14
		1.4	11.59	15.52	.00	.00	
		6.0	-17.09	-11.03	.00	.00	
7	.00	.0	18.87	-29.84	.00	.00	-.26
		1.4	3.22	1.62	.00	.00	
		6.0	-25.45	-35.61	.00	.00	
141	-----						
1	.00	.0	24.46	-24.09	.00	.00	.09
		3.1	.00	13.67	.00	.00	
		6.0	-23.06	-19.90	.00	.00	
2	.00	.0	3.24	9.60	.00	.00	.04
		1.0	.00	11.25	.00	.00	
		6.0	-15.78	-28.02	.00	.00	
3	.00	.0	16.35	-28.95	.00	.00	.03
		5.2	.00	13.20	.00	.00	
		6.0	-2.67	12.08	.00	.00	
4	.00	.0	12.70	.30	.00	.00	.07
		2.0	.00	13.24	.00	.00	
		6.0	-24.70	-35.71	.00	.00	
5	.00	.0	25.81	-38.25	.00	.00	.06
		4.1	.00	15.17	.00	.00	
		6.0	-11.60	4.38	.00	.00	
6	.00	.0	23.42	-6.71	.00	.00	.22
		3.8	.00	12.77	.00	.00	

	7	.00	6.0	-13.98	-2.91	.00	.00	
			.0	15.08	-31.23	.00	.00	-.08
			2.4	.00	7.19	.00	.00	
			6.0	-22.32	-28.42	.00	.00	
234	-----							
	1	.00						-.05
			.0	29.84	-23.83	.00	.00	
			1.4	10.05	9.25	.00	.00	
			6.0	-26.38	-28.30	.00	.00	
	2	.00						-.00
			.0	4.95	11.68	.00	.00	
			1.4	-3.28	15.94	.00	.00	
			6.0	-17.86	-32.69	.00	.00	
	3	.00						-.06
			.0	19.13	-31.51	.00	.00	
			1.4	10.90	-7.40	.00	.00	
			6.0	-3.68	9.19	.00	.00	
	4	.00						-.01
			.0	16.42	2.75	.00	.00	
			1.4	.77	19.08	.00	.00	
			6.0	-27.90	-43.31	.00	.00	
	5	.00						-.07
			.0	30.60	-40.44	.00	.00	
			1.4	14.95	-4.26	.00	.00	
			6.0	-13.72	-1.43	.00	.00	
	6	.00						.20
			.0	28.07	-4.96	.00	.00	
			1.4	12.42	14.91	.00	.00	
			6.0	-16.25	-8.91	.00	.00	
	7	.00						-.28
			.0	18.95	-32.73	.00	.00	
			1.4	3.31	-.09	.00	.00	
			6.0	-25.37	-35.84	.00	.00	
235	-----							
	1	.00						.08
			.0	23.36	-21.15	.00	.00	
			2.9	.00	13.31	.00	.00	
			6.0	-24.16	-23.53	.00	.00	
	2	.00						.05
			.0	2.28	12.43	.00	.00	
			.7	.00	13.25	.00	.00	
			6.0	-16.74	-30.96	.00	.00	
	3	.00						.02
			.0	16.43	-29.40	.00	.00	
			5.2	.00	13.17	.00	.00	
			6.0	-2.59	12.11	.00	.00	
	4	.00						.08
			.0	11.31	4.26	.00	.00	
			1.8	.00	14.53	.00	.00	
			6.0	-26.09	-40.06	.00	.00	
	5	.00						.05
			.0	25.47	-37.57	.00	.00	
			4.1	.00	14.45	.00	.00	
			6.0	-11.94	3.02	.00	.00	
	6	.00						.23
			.0	22.94	-3.21	.00	.00	
			3.7	.00	12.11	.00	.00	
			6.0	-14.46	-4.67	.00	.00	
	7	.00						-.10
			.0	13.84	-30.10	.00	.00	
			2.2	.00	5.47	.00	.00	
			6.0	-23.56	-32.37	.00	.00	
331	-----							
	1	.00						-.05
			.0	29.95	-23.99	.00	.00	
			1.4	10.16	9.24	.00	.00	
			6.0	-26.27	-27.82	.00	.00	
	2	.00						-.00
			.0	6.14	8.14	.00	.00	
			1.4	-2.10	14.06	.00	.00	

3	.00	6.0	-16.67	-29.11	.00	.00	-.06
		.0	18.02	-28.07	.00	.00	
		1.4	9.79	-5.52	.00	.00	
4	.00	6.0	-4.79	5.97	.00	.00	-.01
		.0	17.65	-.86	.00	.00	
		1.4	2.00	17.19	.00	.00	
5	.00	6.0	-26.67	-39.54	.00	.00	-.07
		.0	29.53	-37.07	.00	.00	
		1.4	13.89	-2.38	.00	.00	
6	.00	6.0	-14.79	-4.46	.00	.00	.19
		.0	27.45	-7.21	.00	.00	
		1.4	11.80	13.76	.00	.00	
7	.00	6.0	-16.87	-10.61	.00	.00	-.28
		.0	19.74	-30.71	.00	.00	
		1.4	4.09	1.05	.00	.00	

332							
1	.00						.11
		.0	23.16	-20.38	.00	.00	
		2.9	.00	13.48	.00	.00	
2	.00	6.0	-24.36	-23.99	.00	.00	.06
		.0	3.35	9.32	.00	.00	
		1.1	.00	11.09	.00	.00	
3	.00	6.0	-15.67	-27.64	.00	.00	.03
		.0	15.20	-25.71	.00	.00	
		4.8	.00	10.75	.00	.00	
4	.00	6.0	-3.81	8.45	.00	.00	.10
		.0	12.30	1.47	.00	.00	
		2.0	.00	13.61	.00	.00	
5	.00	6.0	-25.10	-36.93	.00	.00	.07
		.0	24.16	-33.56	.00	.00	
		3.9	.00	13.24	.00	.00	
6	.00	6.0	-13.25	-.83	.00	.00	.25
		.0	22.08	-4.68	.00	.00	
		3.5	.00	11.68	.00	.00	
7	.00	6.0	-15.33	-7.16	.00	.00	-.08
		.0	14.38	-27.41	.00	.00	
		2.3	.00	6.93	.00	.00	

428							
1	.00						-.05
		.0	30.20	-24.75	.00	.00	
		1.4	10.41	8.83	.00	.00	
2	.00	6.0	-26.02	-27.08	.00	.00	-.01
		.0	7.55	3.82	.00	.00	
		1.4	-.68	11.72	.00	.00	
3	.00	6.0	-15.26	-24.95	.00	.00	-.06
		.0	16.79	-24.28	.00	.00	
		1.4	8.55	-3.45	.00	.00	
4	.00	6.0	-6.02	2.37	.00	.00	-.02
		.0	19.17	-5.50	.00	.00	
		1.4	3.52	14.68	.00	.00	
5	.00	6.0	-25.15	-35.08	.00	.00	-.07
		.0	28.41	-33.61	.00	.00	
		1.4	12.76	-.50	.00	.00	
		6.0	-15.92	-7.76	.00	.00	

6	.00	.0	26.79	-10.42	.00	.00	.17
		1.4	11.14	12.02	.00	.00	
		6.0	-17.53	-12.54	.00	.00	
7	.00	.0	20.79	-28.68	.00	.00	-.26
		1.4	5.14	2.16	.00	.00	
		6.0	-23.54	-30.29	.00	.00	

429							
1	.00	.0	22.80	-19.49	.00	.00	.10
		2.9	.00	13.32	.00	.00	
		6.0	-24.72	-25.27	.00	.00	
2	.00	.0	4.51	5.82	.00	.00	.05
		1.4	.00	9.03	.00	.00	
		6.0	-14.50	-24.16	.00	.00	
3	.00	.0	13.75	-21.51	.00	.00	.04
		4.3	.00	8.31	.00	.00	
		6.0	-5.27	3.93	.00	.00	
4	.00	.0	13.33	-1.69	.00	.00	.08
		2.1	.00	12.56	.00	.00	
		6.0	-24.08	-33.93	.00	.00	
5	.00	.0	22.56	-29.02	.00	.00	.07
		3.6	.00	11.82	.00	.00	
		6.0	-14.84	-5.84	.00	.00	
6	.00	.0	20.95	-6.48	.00	.00	.23
		3.4	.00	10.96	.00	.00	
		6.0	-16.46	-10.76	.00	.00	
7	.00	.0	14.95	-24.23	.00	.00	-.07
		2.4	.00	8.07	.00	.00	
		6.0	-22.46	-29.01	.00	.00	

517							
1	.00	.0	18.82	-13.68	.00	.00	.03
		2.8	.00	12.68	.00	.00	
		6.0	-21.47	-21.65	.00	.00	
2	.00	.0	5.04	2.47	.00	.00	.04
		1.8	.00	7.14	.00	.00	
		6.0	-11.33	-16.39	.00	.00	
3	.00	.0	10.17	-13.40	.00	.00	-.02
		3.7	.00	5.55	.00	.00	
		6.0	-6.21	-1.51	.00	.00	
4	.00	.0	12.27	-2.83	.00	.00	.05
		2.3	.00	11.38	.00	.00	
		6.0	-19.50	-24.55	.00	.00	
5	.00	.0	17.39	-18.70	.00	.00	-.01
		3.3	.00	9.86	.00	.00	
		6.0	-14.38	-9.66	.00	.00	
6	.00	.0	16.49	-5.63	.00	.00	.22
		3.1	.00	9.81	.00	.00	
		6.0	-15.28	-12.28	.00	.00	
7	.00	.0	13.17	-15.90	.00	.00	-.18
		2.5	.00	8.73	.00	.00	
		6.0	-18.60	-21.93	.00	.00	

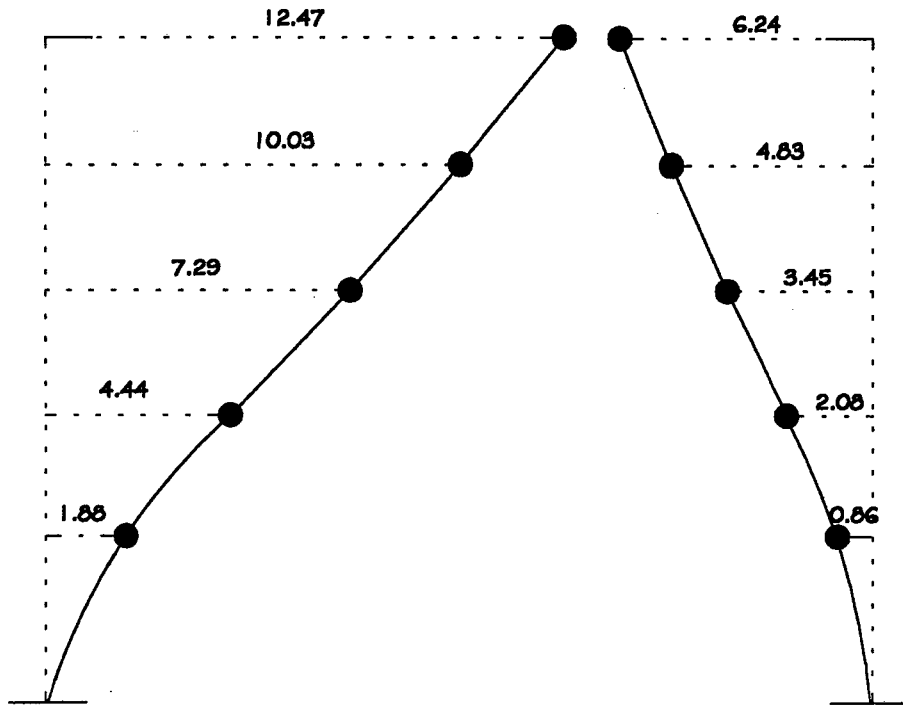
518							
1	.00	.0	20.30	-17.96	.00	.00	.15
		3.0	.00	12.71	.00	.00	

2	.00	6.0	-19.99	-17.05	.00	.00	.07
		.0	5.72	.06	.00	.00	
		2.1	.00	6.06	.00	.00	
3	.00	6.0	-10.66	-14.75	.00	.00	.07
		.0	10.81	-14.76	.00	.00	
		4.0	.00	6.64	.00	.00	
4	.00	6.0	-5.57	.96	.00	.00	.12
		.0	13.46	-6.76	.00	.00	
		2.5	.00	10.35	.00	.00	
5	.00	6.0	-18.31	-21.29	.00	.00	.12
		.0	18.55	-21.58	.00	.00	
		3.5	.00	10.92	.00	.00	
6	.00	6.0	-13.22	-5.58	.00	.00	.29
		.0	17.66	-9.36	.00	.00	
		3.3	.00	10.47	.00	.00	
7	.00	6.0	-14.11	-8.34	.00	.00	-.05
		.0	14.36	-18.99	.00	.00	
		2.7	.00	9.43	.00	.00	
		6.0	-17.41	-18.54	.00	.00	

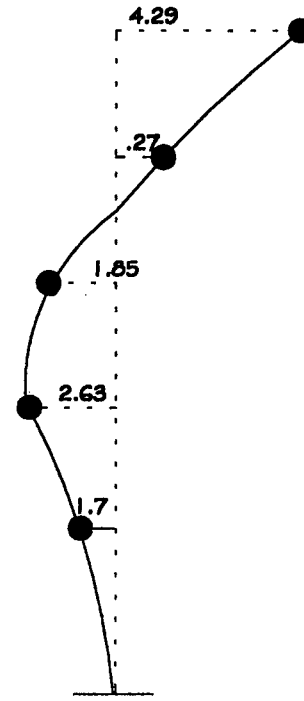
2.1.5 FORMAS DE MODOS DE VIBRACION

En esta parte se puede apreciar los tres formas de modos predominantes de vibración. Por lo que cada forma de modo consta de dos desplazamientos y un giro alrededor del eje vertical.

En los archivos de SAP90 son edtv1. SOL, edtv1. SPC, y para ETABS son estruc3.EIG, podrá verificar las respuestas que se presentaran a continuación en los gráficos según las estructuraciones analizadas.



1ª FORMA DE MODO
Tp=0.69seg.

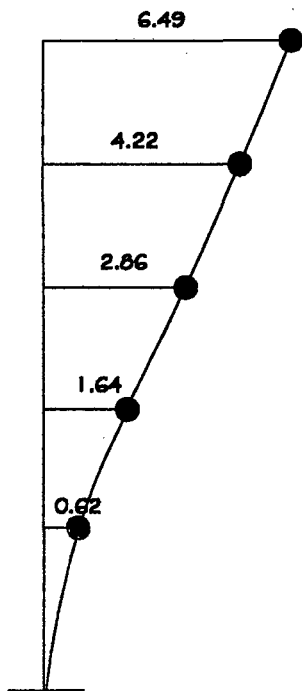


2ª FORMA DE MODO
Tp=0.40seg.

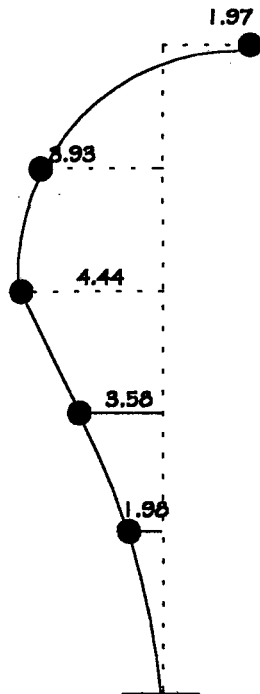
3ª FORMA DE MODO
Tp=0.178seg.

DIRECCION X-X
BLOQUE I

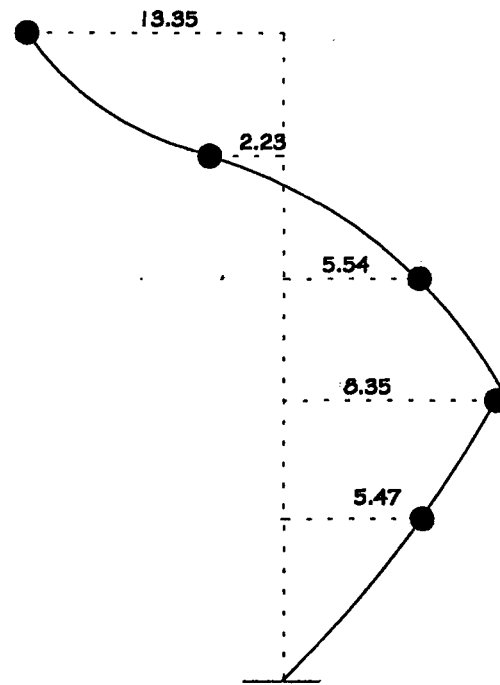
(ESTRUCTURACION 03)



1ª FORMA DE MODO
 $T_p=0.69\text{seg.}$



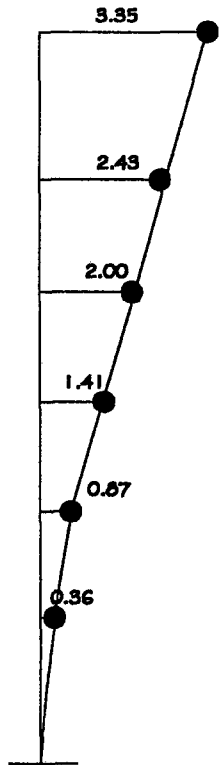
2ª FORMA DE MODO
 $T_p=0.40\text{seg.}$



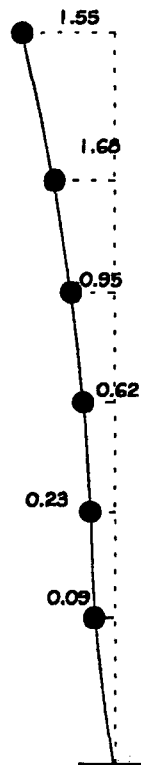
3ª FORMA DE MODO
 $T_p=0.178\text{seg.}$

DIRECCION Y-Y
 BLOQUE I

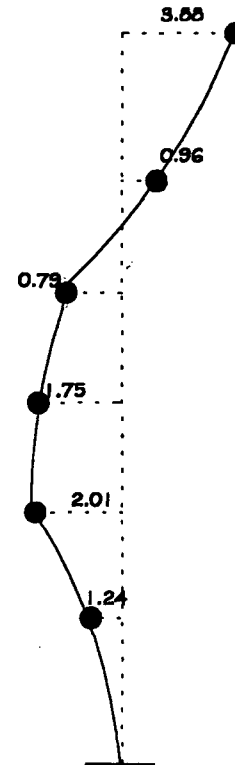
(ESTRUCTURACION 03)



1ª FORMA DE MODO
 $T_p=0.39\text{seg.}$



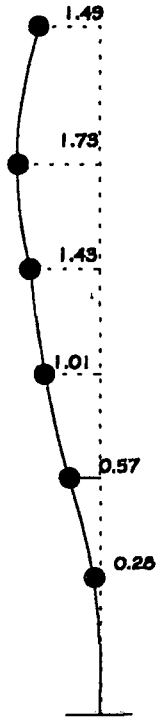
2ª FORMA DE MODO
 $T_p=0.2205\text{seg.}$



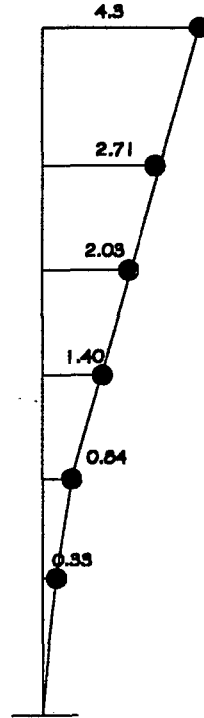
3ª FORMA DE MODO
 $T_p=0.12145\text{seg.}$

DIRECCION X-X
BLOQUE II

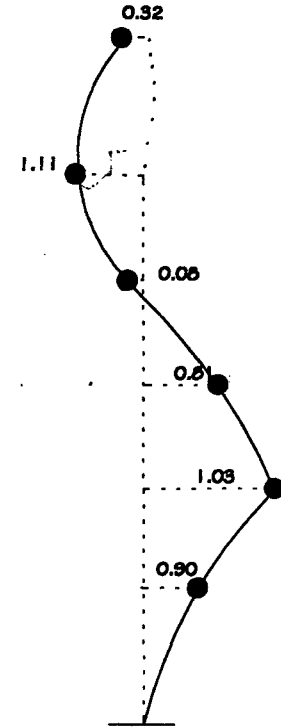
(ESTRUCTURACION 02)



1ª FORMA DE MODO
 $T_p=0.39\text{seg.}$

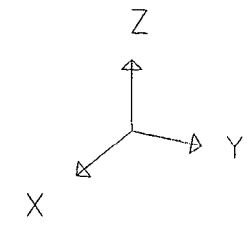
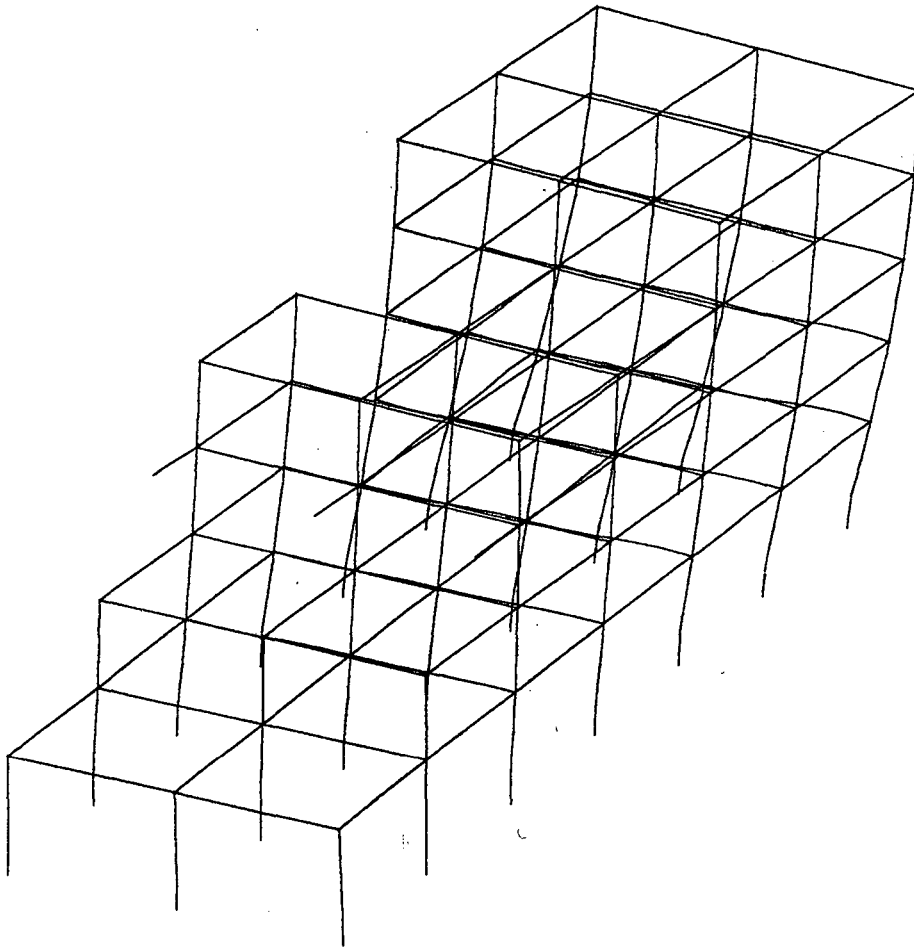


2ª FORMA DE MODO
 $T_p=0.2205\text{seg.}$



3ª FORMA DE MODO
 $T_p=0.12145\text{seg.}$

DIRECCION Y-Y
BLOQUE II (ESTRUCTURACION 02)



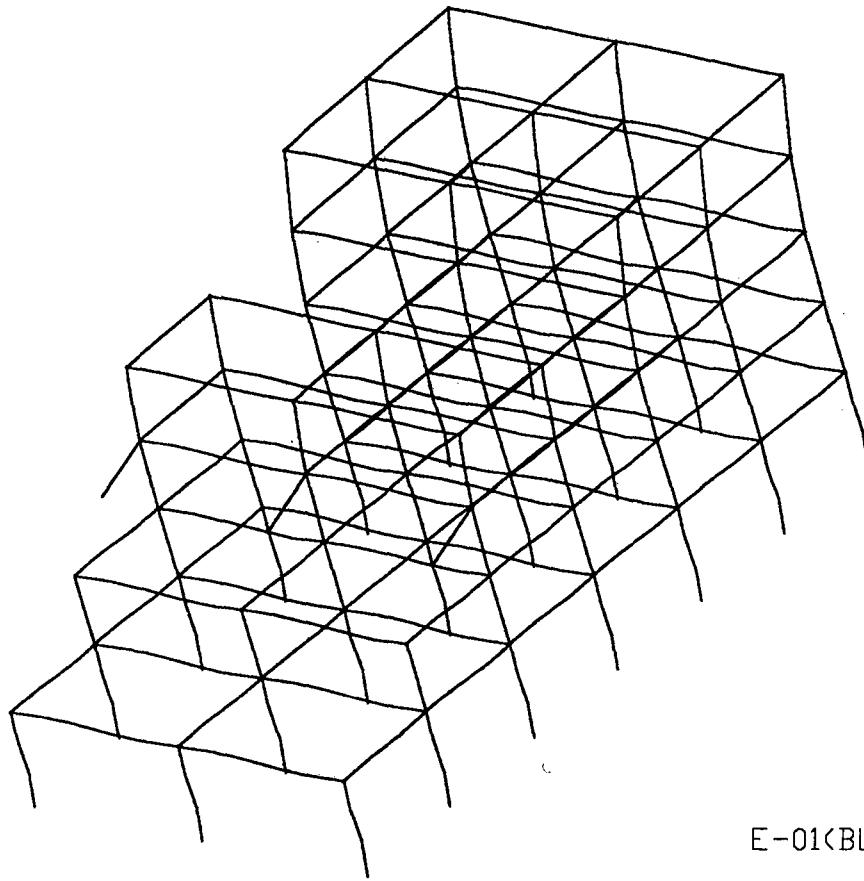
E-01(BLOQUE I)

FORMA DE
MODD 1

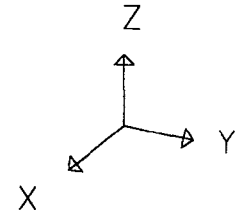
MINIMA
X -.3408E-01
Y -.4928E-02
Z -.4559E-02

MAXIMA
X .2964E-01
Y .1672E+00
Z .5430E-02

SAP90



E-01(BLOQUE I)



FORMA DE MODO

2

MINIMA

X .0000E+00

Y -.3304E-03

Z -.1986E-01

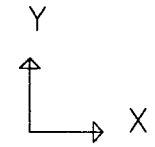
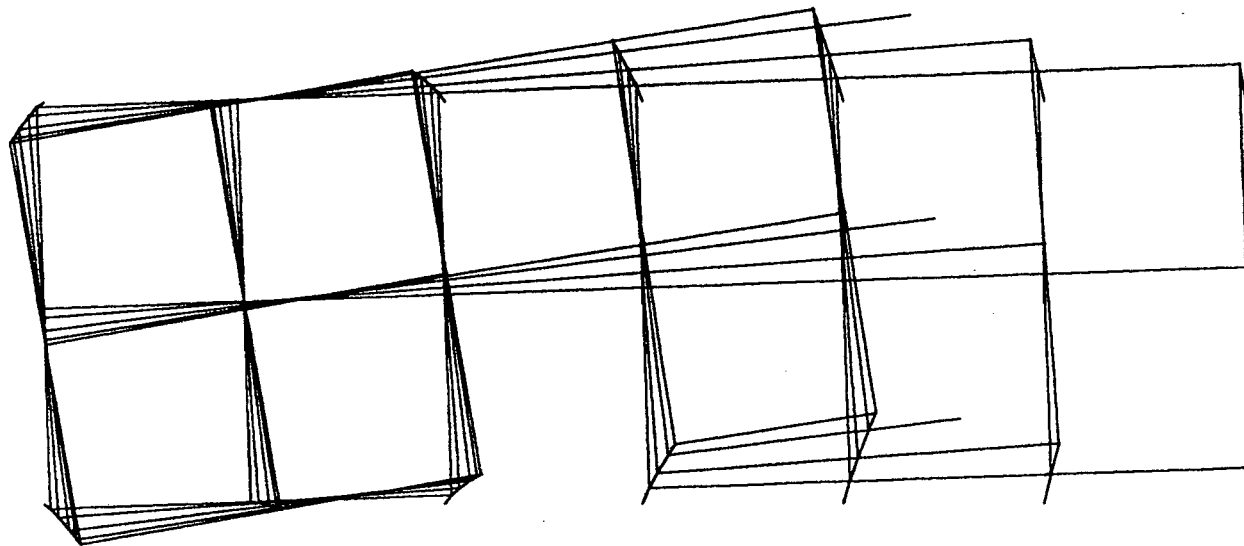
MAXIMA

X .1290E+00

Y .1788E-02

Z .1491E-02

SAP90



E-01(BLOQUE I)

FORMA DE

MODO 3

MINIMA

X $-.8339E-01$

Y $-.1010E+00$

Z $-.1499E-01$

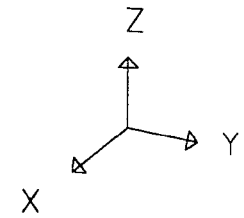
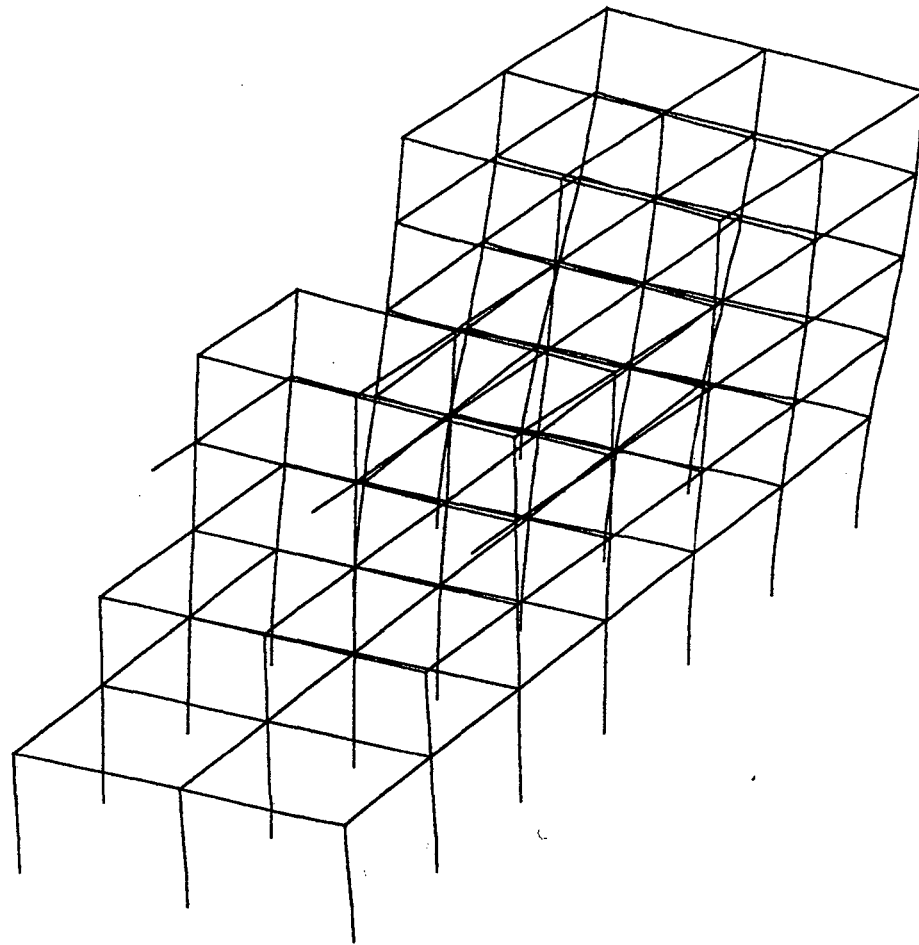
MAXIMA

X $.9155E-01$

Y $.2258E+00$

Z $.1272E-01$

SAP90



E-02<BLOQUE I>

FORMA DE

MODD 1

MINIMA

X -.4046E-01

Y -.1740E-01

Z -.4777E-02

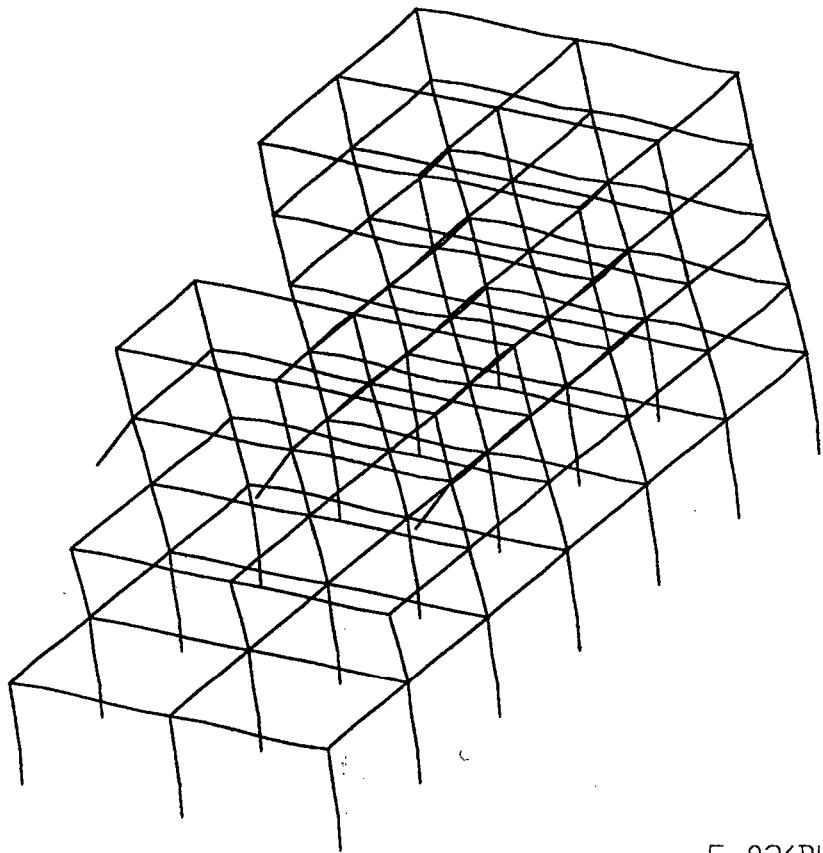
MAXIMA

X .4300E-01

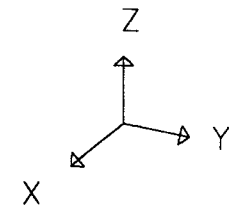
Y .1803E+00

Z .4635E-02

SAP90



E-02<BLOQUE I>



FORMA DE MODO

2

MINIMA

X .0000E+00

Y -.4813E-02

Z -.1667E-01

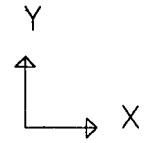
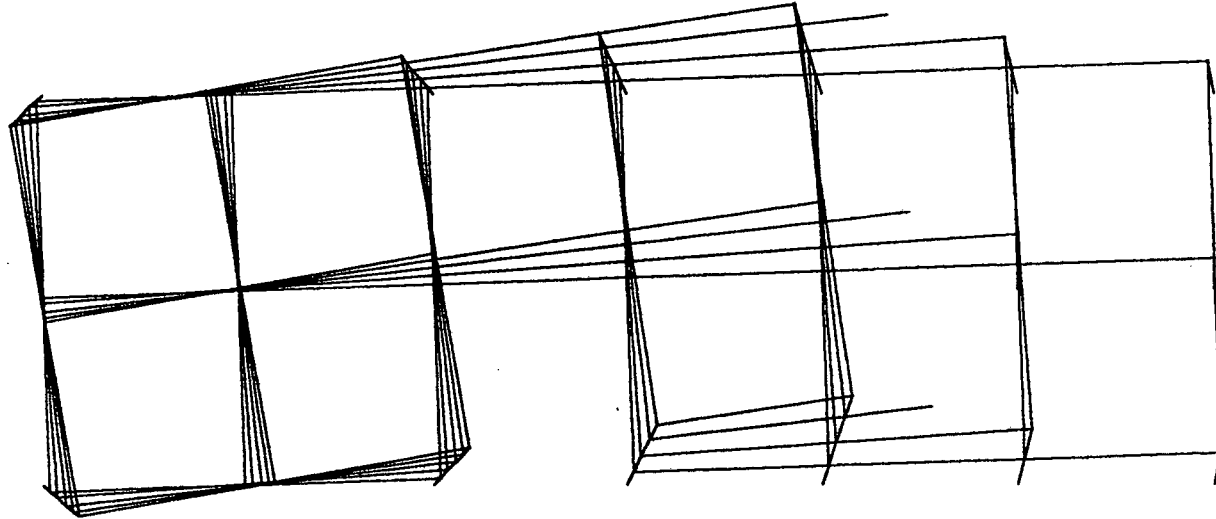
MAXIMA

X .1362E+00

Y .0000E+00

Z .1749E-02

SAP90



E-02<BLOQUE I>

FORMA DE

MODD 3

MINIMA

X -.8466E-01

Y -.8131E-01

Z -.6641E-02

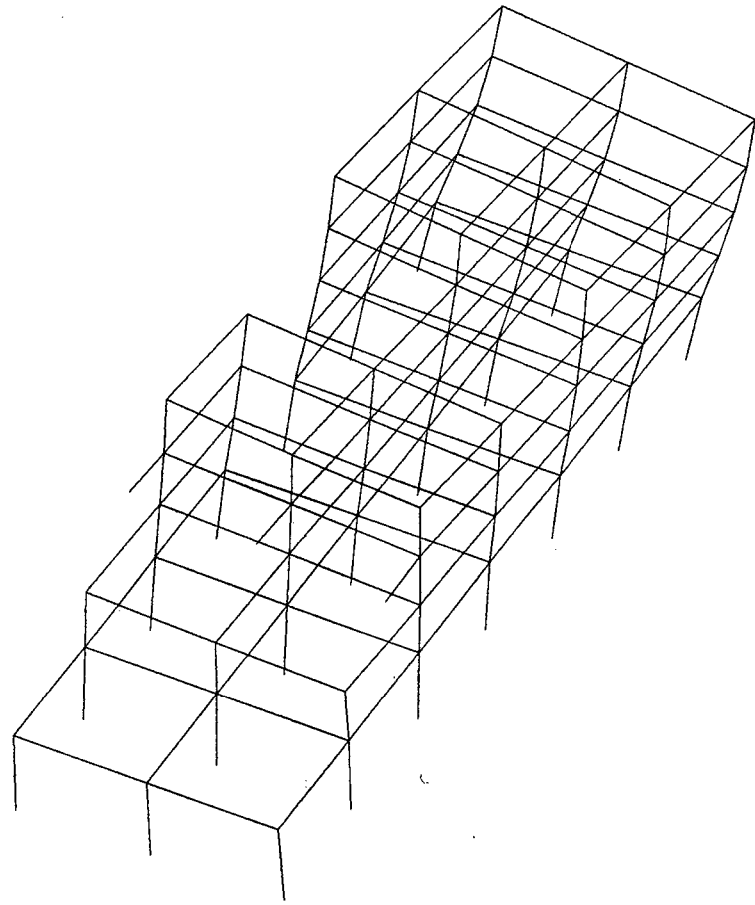
MAXIMA

X .9481E-01

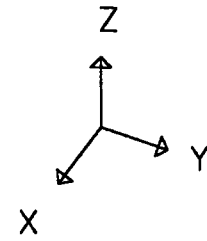
Y .2323E+00

Z .5243E-02

SAP90



E- 03(BLOQUE I)



FORMA
DE MODO

MODO 1

MINIMA

X .0000E+00

Y -.2987E-02

Z -.1467E-01

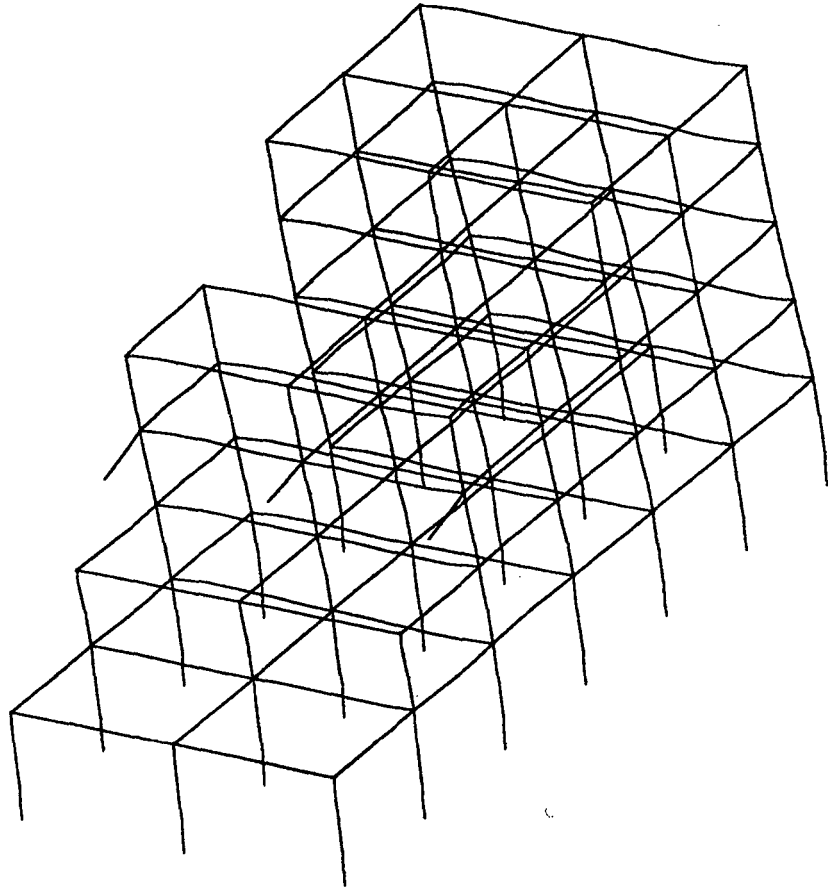
MAXIMA

X .7602E-01

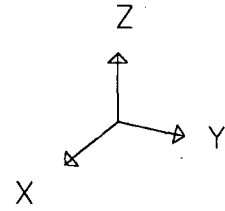
Y .1577E+00

Z .2155E-02

SAP90



E-03(BLOQUE 1)



FORMA DE MODO

2

MINIMA

X .0000E+00

Y -.5329E-01

Z -.2698E-01

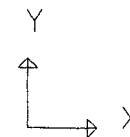
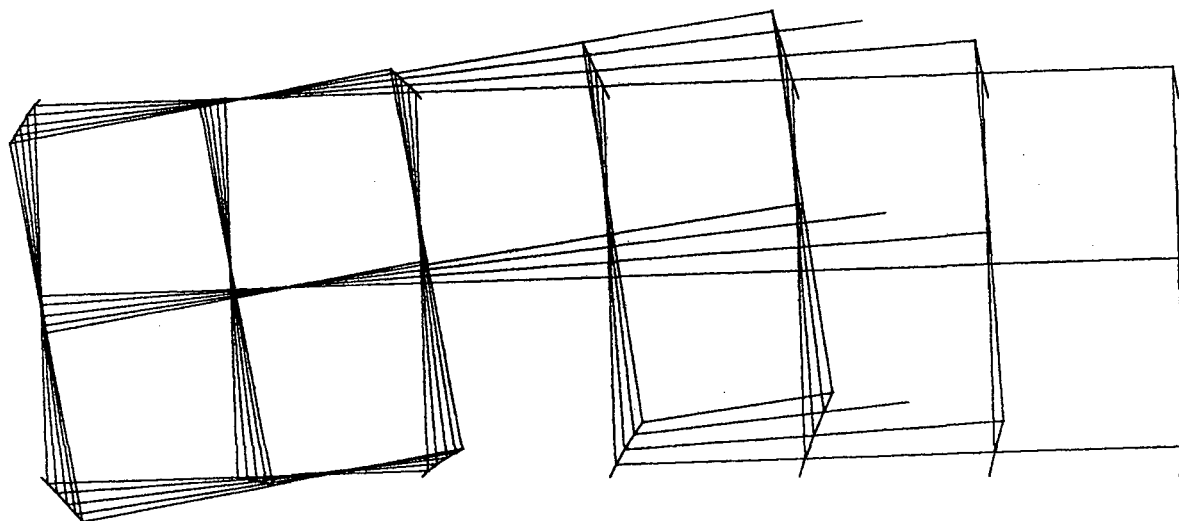
MAXIMA

X .1342E+00

Y .0000E+00

Z .2260E-02

SAP90



E-03(BLOQUE I)

MOD0

FORMA DE

MOD0 3

MINIMA

X -.8200E-01

Y -.1158E+00

Z -.2082E-01

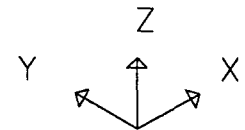
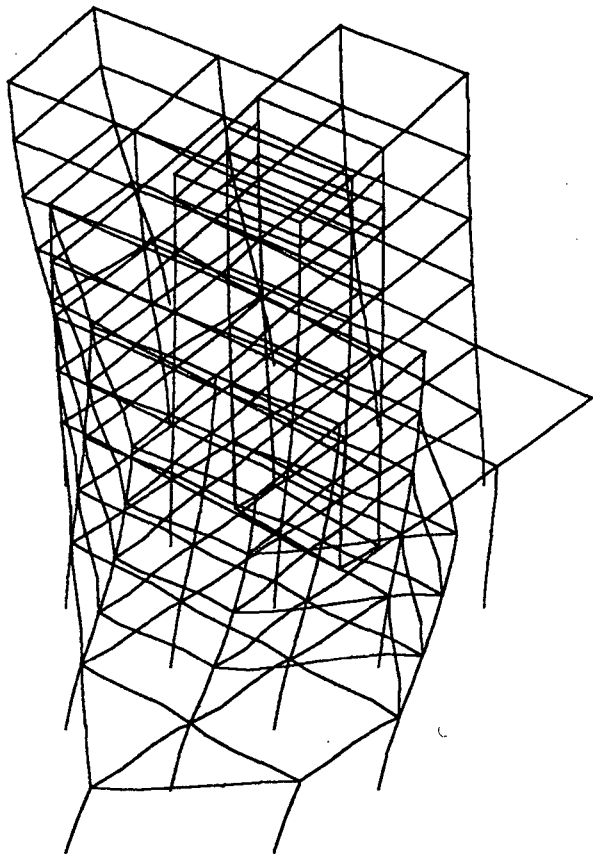
MAXIMA

X .1097E+00

Y .2265E+00

Z .1417E-01

SAP90



E-01(BLOQUE II)

FORMA DE MODO

NUMERO **1**

PERIOD .462

TOP SEXTO

BOT PRIMERO

MINIMA

X $-.4715E-02$

Y $-.5116E-02$

Z $-.7599E-04$

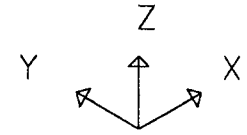
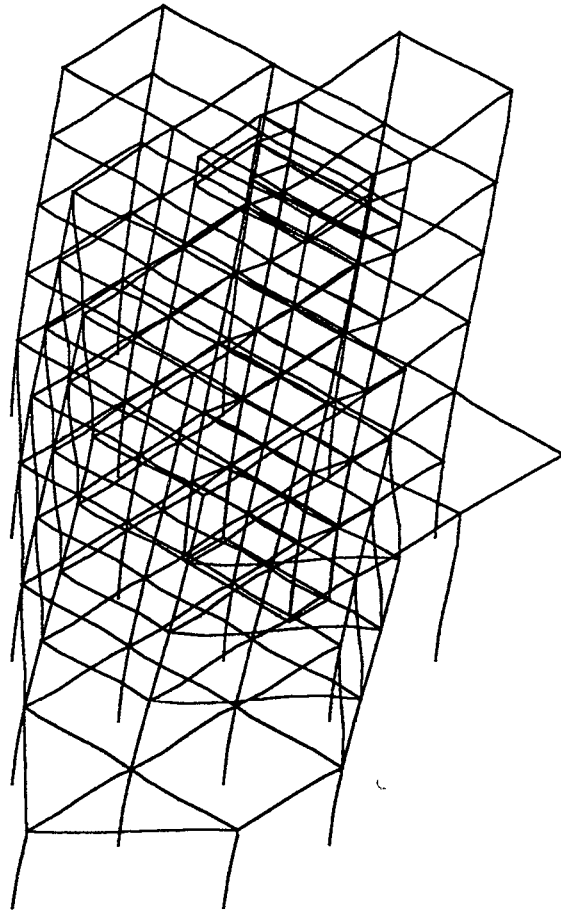
MAXIMA

X $.3539E-02$

Y $.1822E-02$

Z $.2489E-03$

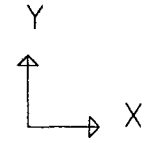
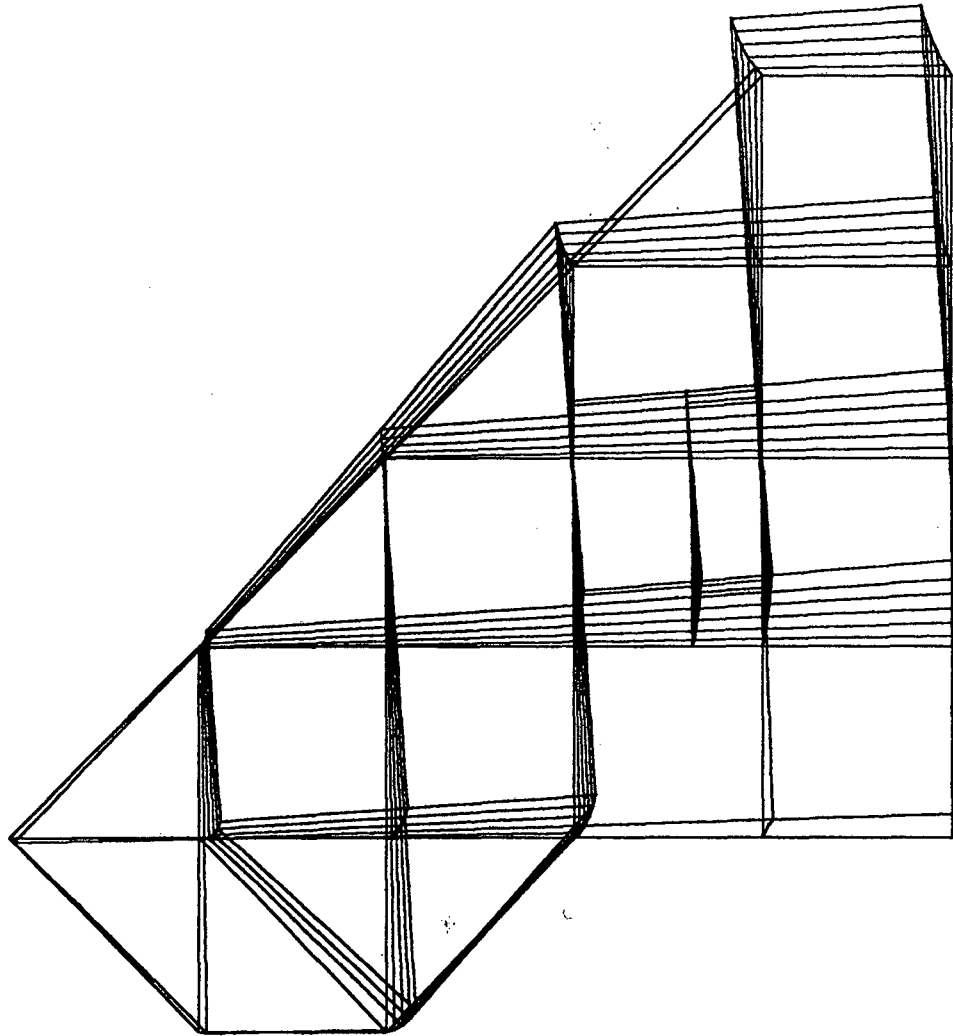
ETABS



E-01<BLOQUE II>
FORMA DE MODO
NUMERO 2
PERIOD
TOP SEXTO
BOT PRIMERO

MINIMA
X .3127E-03
Y -.8470E-03
Z -.2941E-03
MAXIMA
X .4113E-02
Y .1918E-03
Z .2366E-03

ETABS



E-01<BLOQUE ID

FORMA DE MODD

NUMERO 3

PERIOD .263

TOP SEXTO

BOT PRIMERO

MINIMA

X -.2026E-02

Y -.2574E-03

Z -.7423E-03

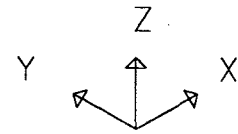
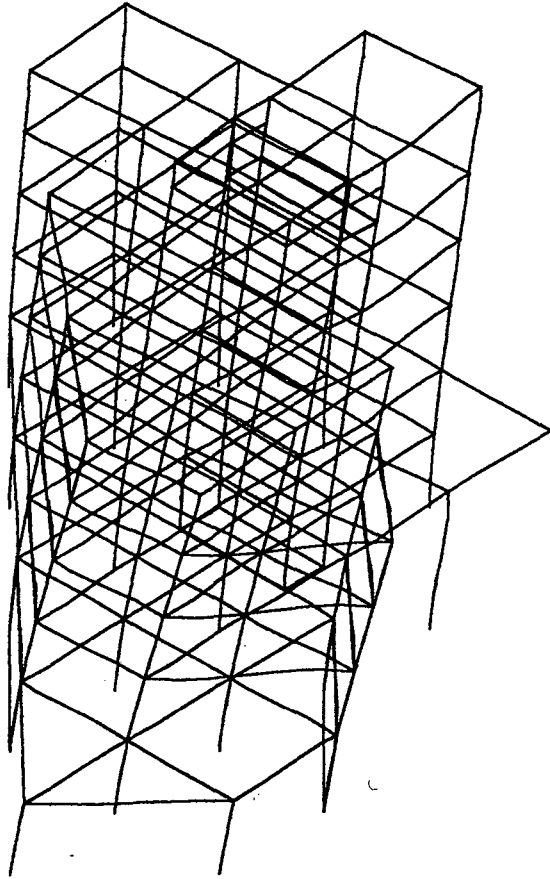
MAXIMA

X .1916E-02

Y .5718E-02

Z .7647E-03

ETABS



E-02<BLOQUE II>

FORMA DE MODO

NUMERO 1

PERIOD .394

TOP SEXTO

BOT PRIMERO

MINIMA

X .3486E-04

Y -.3381E-02

Z -.4887E-03

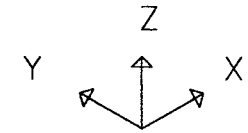
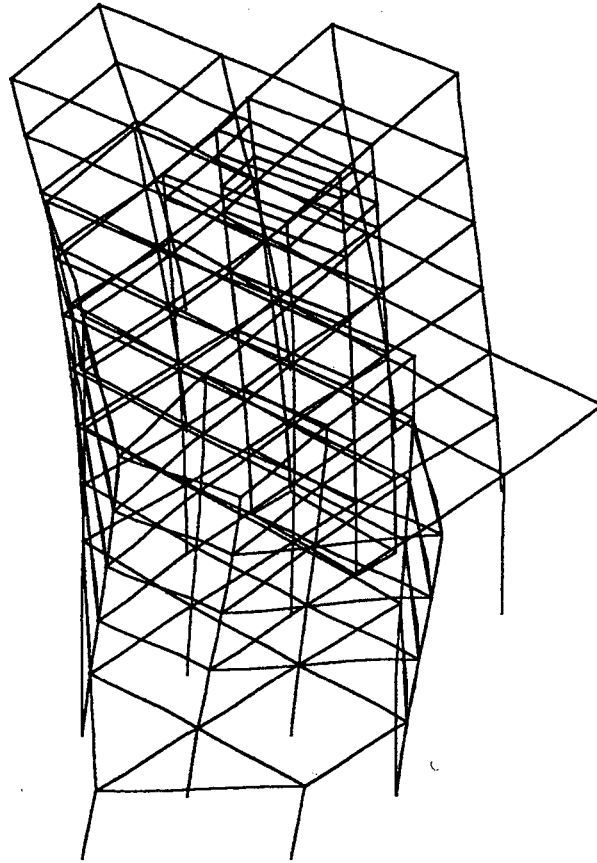
MAXIMA

X .3708E-02

Y -.1691E-04

Z .4308E-03

ETABS



E-02<BLOQUE II>

FORMA DE MODO

NUMERO 2

PERIOD .280

TOP SEXTO

BOT PRIMERO

MINIMA

X $-.6124E-02$

Y $-.4353E-02$

Z $-.8647E-03$

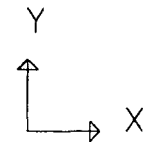
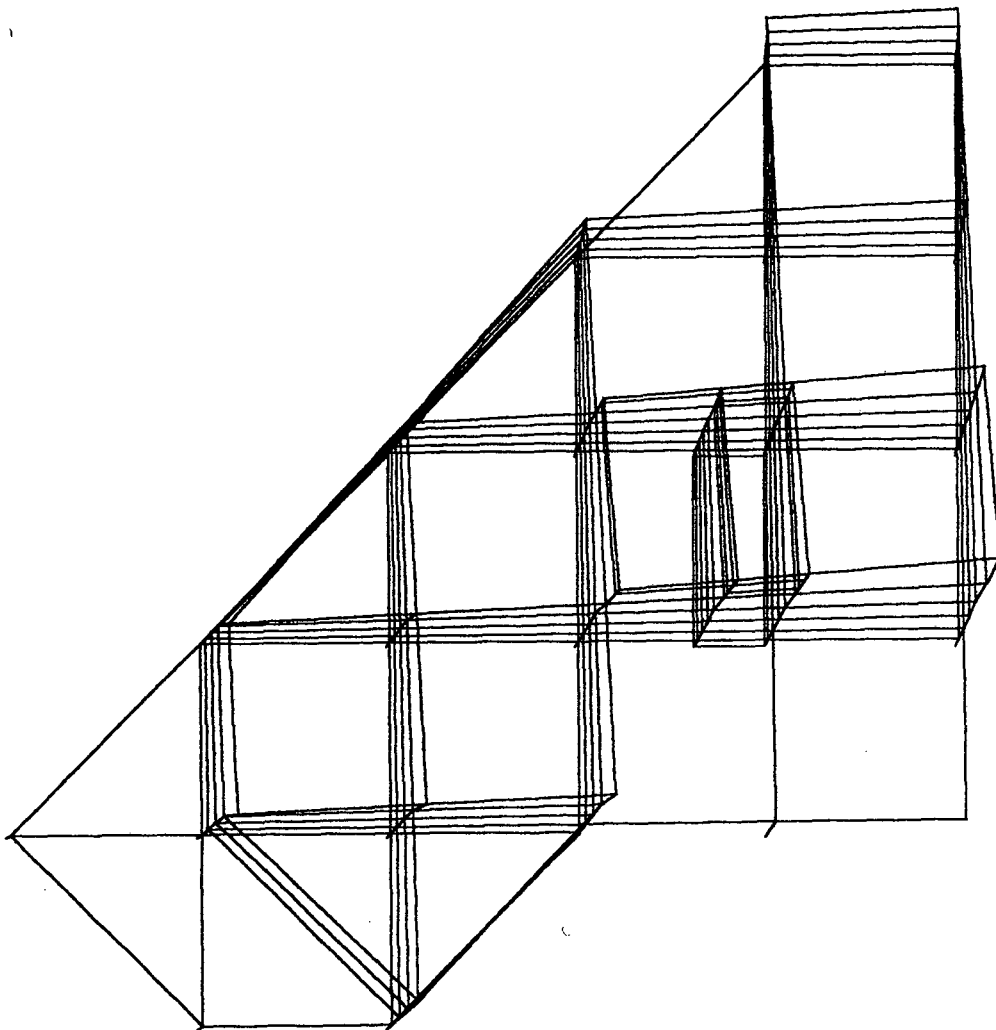
MAXIMA

X $.2989E-02$

Y $.3991E-02$

Z $.8602E-03$

ETABS



E-02(BLOQUE II)

FORMA DE MODO

NUMERO 3

PERIOD .221

TOP SEXTO

BOT PRIMERO

MINIMA

X .4090E-04

Y .1681E-03

Z -.8666E-03

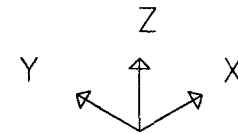
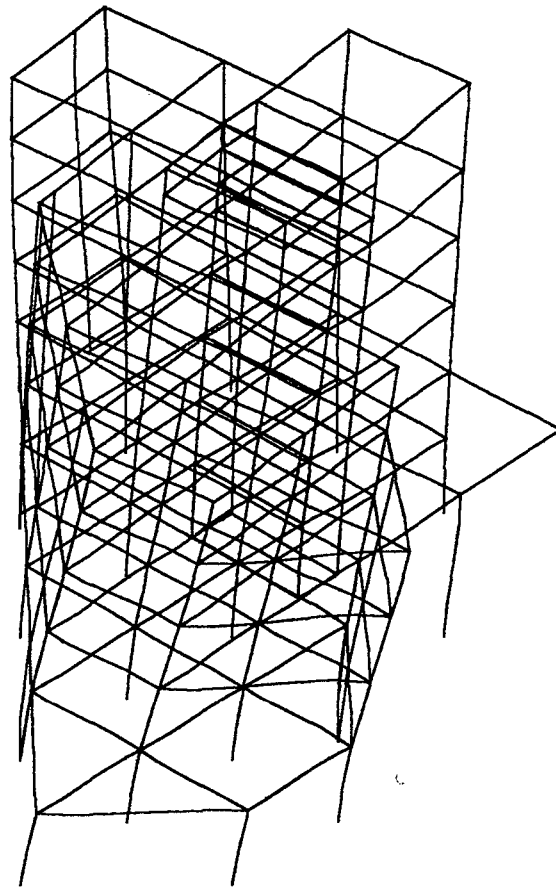
MAXIMA

X .2690E-02

Y .5292E-02

Z .9107E-03

ETABS



E-03<BLOQUE II>

FORMA DE MODO

NUMERO . 1

PERIOD .450

TOP SEXTO

BOT PRIMERO

MINIMA

X -.9165E-03

Y -.4102E-02

Z -.3056E-03

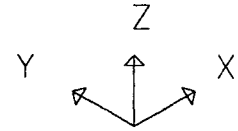
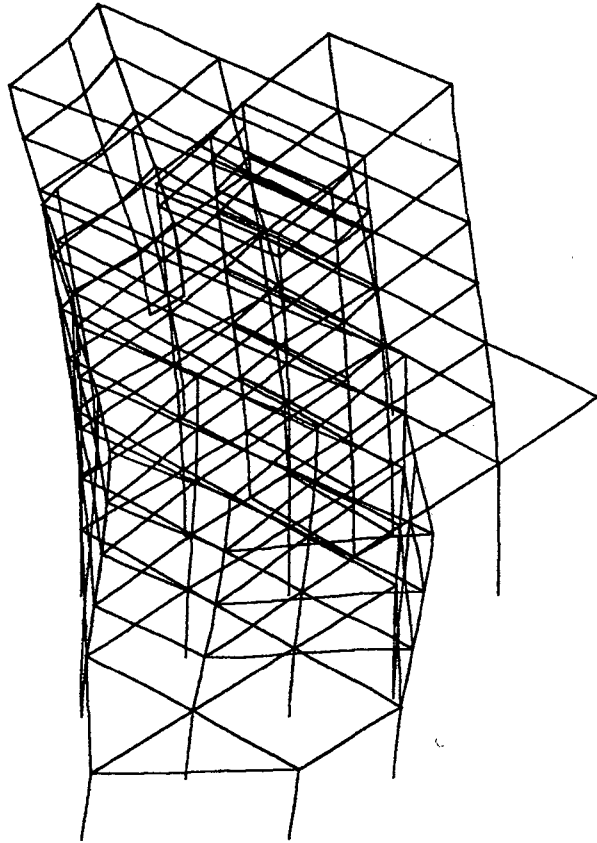
MAXIMA

X .4503E-02

Y .1041E-02

Z .2385E-03

ETABS



E-03(BLOQUE II)

FORMA DE MODO

NUMERO 2

PERIOD .370

TOP SEXTO

BOT PRIMERO

MINIMA

X $-.5595E-02$

Y $-.3974E-02$

Z $-.4628E-03$

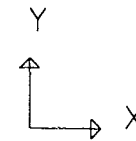
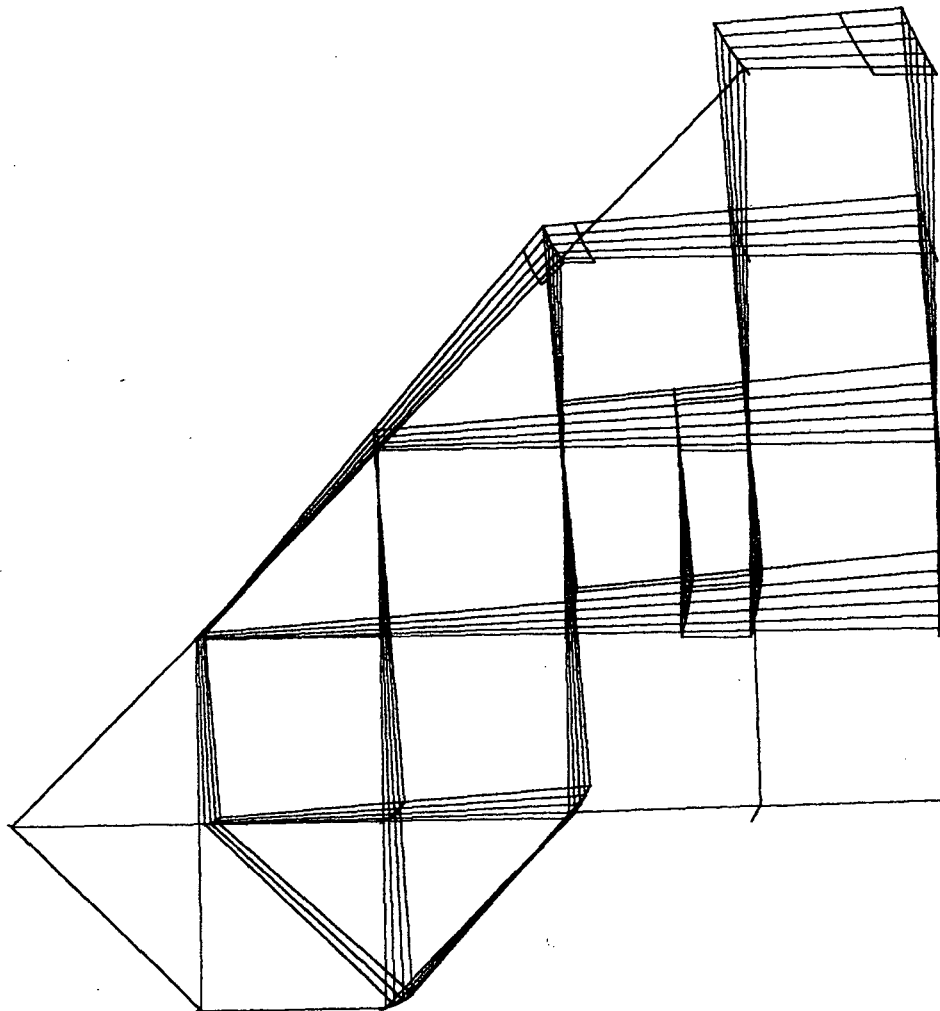
MAXIMA

X $.9579E-03$

Y $.1299E-02$

Z $.5200E-03$

ETABS



E-03(BLOQUE II)

FORMA DE MODO

NUMERO 3

PERIOD .265

TOP SEXTO

BOT PRIMERO

MINIMA

X -.2488E-02

Y -.1657E-03

Z -.7774E-03

MAXIMA

X .2289E-02

Y .6129E-02

Z .8058E-03

ETABS

**2.4 VERIFICACION DEL MOMENTO DE VOLTEO ,
DESPLAZAMIENTO PERMISIBLE Y CUADRO COMPARATIVO
DE ESTRUCTURACIONES**

Según las tablas que se muestran a continuación en la siguiente página.

2.5 DETERMINACION DE ENVOLVENTES (COMBINACIONES DE CARGAS).

Para este usaremos la combinación del reglamento nacional de contrucciones según los siguientes casos:

- 1.- $1.5 D + 1.8 L$
- 2.- $1.25(D+L \pm S)$
- 3.- $0.9(D \pm S)$

Solo se analizará de un solo portico 8-8 (BLOQUE I) , y al final se presentará la envolvente de todas las combinaciones.

CALCULO DE MOMENTO DE VOLTEO BLOQUE I

NIVEL	ENTREPISO	W (Ton)	V (Ton)	Mv (Ton-m)	Z	J=0.8+0.2Z	JMv (Ton-m)	Yg (m)	Vyg (Ton-m)
5		159.41			1.0	1	0	0	0
	5		35.12						
4		290.38		105.36	0.80	0.96	101.15	3.00	105.36
	4		87.10						
3		296.56		366.66	0.60	0.92	337.33	4.06	353.63
	3		127.93						
2		374.35		1222.47	0.40	0.88	1075.77	5.45	697.22
	2		164.01						
1		458.91		2464.95	0.20	0.84	2070.60	6.63	1087.39
	1		189.56						
0				4879.83	0.00	0.80	3903.86	8.70	1649.17

MAc=1649.17 Ton-m.

MR=3708.85 Ton-m.

MR/MA=3708.85/1649.17=2.25>1.5 CONFORME.

DONDE: Ma, MOMENTO DE VOLTEO ACTUANTE

Mr, MOMENTO DE VOLTEO RESISTENTE

CHEQUEO DEL MOMENTO DE VOLTEO BLOQUE II

NIVEL	ENTREPISO	W (Ton)	V (Ton)	Mv (Ton-m)	Z	J=0.8+0.2Z	JMv (Ton-m)	Yg (m)	Vyg (Ton-m)
6		137.16		0	1.0	1	0	0	0
	6		32.46						
5		387.09		129.84	0.80	0.96	124.65	4.00	129.84
	5		107.13						
4		449.73		548.61	0.64	0.93	510.21	4.05	433.88
	4		176.78						
3		454.76		1604.85	0.49	0.90	1444.37	5.58	986.43
	3		230.49						
2		510.92		3422.21	0.33	0.87	2977.32	7.12	1641.10
	2		271.72						
1		521.92		6108.44	0.20	0.84	5131.10	8.48	2304.19
	1								
0			294.32	10285.79	0	0.80	8228.63	9.65	2840.19

$M_a = 2840.19 \text{ Ton-m}$,
 $M_r = 6419.34 \text{ Ton-m}$.
 $M_r/M_a = 6419.34/2840.19 = 2.26 > 1.5$ CONFORME
 DONDE: M_a , MOMENTO DE VOLTEO ACTUANTE
 M_r , MOMENTO DE VOLTEO RESISTENTE

CUADRO DE DESPLAZAMIENTO LATERALES PERMISIBLES

ESTRUCTURACION 01 (BLOQUE I)

SEGÚN REGLAMENTO DE LAS NORMAS PERUANAS DE ESTRUCTURAS. E-030

ESPECIFICA QUE:

CONCRETO ARMADO $D/hc \leq 0.007$

D : DESPLAZAMIENTO RELATIVO DEL ENTREPISO

hc : ALTURA DEL ENTREPISO

NIVEL	ALTURA ENTREPISO (cm)	DESPLAZAMIENTO LATERAL		DESPLAZAMIENTO RELATIVO		$D_x / hc \leq 0.007$	$D_y / hc \leq 0.007$	OBSERVACIONES
		D_{0x} (cm)	D_{0y} (cm)	D_x (cm)	D_y (cm)			
SISMO EN LA DIRECCIÓN Y - Y								
5°	3.00	4.07	3.97	1.30	1.68	0.004	0.006	Conforme
4°	3.00	2.77	2.29	0.62	0.68	0.002	0.002	Conforme
3°	3.00	2.15	1.61	0.70	0.66	0.002	0.002	Conforme
2°	3.00	1.45	0.95	0.88	0.53	0.002	0.002	Conforme
1°	4.00	0.57	0.42	0.37	0.42	0.001	0.001	Conforme
POR LO TANTO SE CONCLUYE QUE LA ESTRUCTURACIÓN 01 (BLOQUE I), CUMPLE SAFISFACTORIAMENTE LAS NORMAS PERUANAS E. 030; Y SE PROCEDE COMO ACEPTABLE								

ESTRUCTURACION 02 (BLOQUE I)

NIVEL	ALTURA ENTREPISO (cm)	DESPLAZAMIENTO LATERAL		DESPLAZAMIENTO RELATIVO		$D_x/hc \leq 0.007$	$D_y/hc \leq 0.007$	OBSERVACIONES
		D_{0x} (cm)	D_{0y} (cm)	D_x (cm)	D_y (cm)			
SISMO EN LA DIRECCIÓN Y - Y								
5º	3.00	4.18	4.02	0.75	1.18	0.003	0.004	Conforme
4º	3.00	3.43	2.84	0.88	0.78	0.003	0.003	Conforme
3º	3.00	2.55	2.06	1.00	0.78	0.003	0.003	Conforme
2º	3.00	1.55	1.28	0.91	0.75	0.003	0.003	Conforme
1º	4.00	0.64	0.53	0.64	0.53	0.001	0.001	Conforme
POR LO TANTO SE CONCLUYE QUE LA ESTRUCTURACIÓN 02 (BLOQUE I), CUMPLE SAFISFACTORIAMENTE LAS NORMAS PERUANAS E. 030; Y SE PROCEDE COMO ACEPTABLE								

ESTRUCTURACION 03 (BLOQUE I)

NIVEL	ALTURA ENTREPISO (cm)	DESPLAZAMIENTO LATERAL		DESPLAZAMIENTO RELATIVO		$D_x/hc \leq 0.007$	$D_y/hc \leq 0.007$	OBSERVACIONES
		D_{0x} (cm)	D_{0y} (cm)	D_x (cm)	D_y (cm)			
SISMO EN LA DIRECCIÓN Y - Y								
5º	3.00	2.54	2.70	0.51	0.65	0.002	0.002	Conforme
4º	3.00	2.03	2.05	0.55	0.54	0.002	0.002	Conforme
3º	3.00	1.48	1.51	0.58	0.56	0.002	0.002	Conforme
2º	3.00	0.90	0.95	0.53	0.54	0.002	0.002	Conforme
1º	4.00	0.37	0.41	0.37	0.41	0.001	0.001	Conforme
POR LO TANTO SE CUMPLE CON LOS REQUISITOS DE LA NORMA PERUANA E-030								

ESTRUCTURACION 02 (BLOQUE II)

SEGÚN REGLAMENTO DE LAS NORMAS PERUANAS DE ESTRUCTURAS. E-030

ESPECIFICA QUE:

CONCRETO ARMADO $D/hc \leq 0.007$

D : DESPLAZAMIENTO RELATIVO DEL ENTREPISO

hc : ALTURA DEL ENTREPISO

NIVEL	ALTURA ENTREPISO (cm)	DESPLAZAMIENTO LATERAL		DESPLAZAMIENTO RELATIVO		$D_x/hc \leq 0.007$	$D_y/hc \leq 0.007$	OBSERVACIONES
		D_{0x} (mm)	D_{0y} (mm)	D_x (mm)	D_y (mm)			
SISMO EN LA DIRECCIÓN Y - Y								
6º	4.00	4.50	3.30	1.30	0.50	0.0003	0.0003	
5º	3.00	3.20	2.80	0.60	0.50	0.0002	0.0002	Conforme
4º	3.00	2.60	2.30	0.70	0.70	0.0002	0.0002	Conforme
3º	3.00	1.90	1.6	0.70	0.70	0.0002	0.0002	Conforme
2º	3.00	1.20	0.90	0.70	0.50	0.0002	0.0002	Conforme
1º	4.00	0.50	0.40	0.37	0.41	0.0001	0.0001	Conforme
POR LO TANTO SE CONCLUYE QUE LA ESTRUCTURACIÓN 02 (BLOQUE II), CUMPLE SAFISFACTORIAMENTE LAS NORMAS PERUANAS E. 030; Y SE PROCEDE COMO ACEPTABLE								

CONSIDERANDO ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS SOLAMENTE PARA COMPARAR LAS ESTRUCTURACIONES.

OBRAS DE CONCRETO ARMADO.

Partida N°: 05.23.01 CONCRETO $f_c=210$ kg/cm².

Costo por : M³

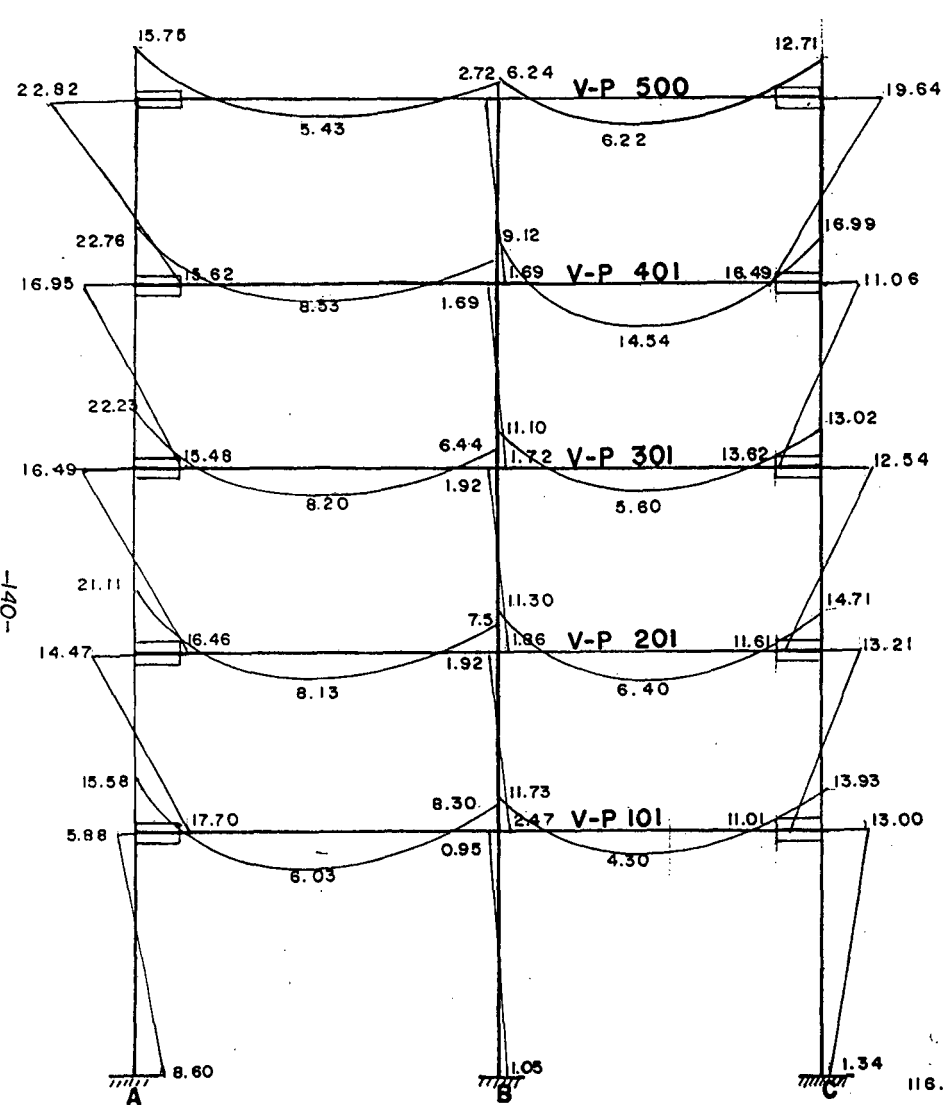
Rendimiento diario : 25.00 M³

ESPECIFICACIONES

DESCRIPCION	UND	CANTIDAD	P.U	P.PARCIAL	P.TOTAL
MATERIALES					238.22
ARENA	M3	0.210	2.00	0.420	
ARENAGRUESA	M3	0.550	40.00	22.00	
CEMENTO PORTLAND TIPO I	Bls	10.210	19.50	199.10	
PIEDRA MEDIANA	M3	0.560	30.00	16.80	
MANO DE OBRA					34.53
CAPATAZ 0.10	h.h	0.032	10.57	0.34	
OPERARIO 1.00	h.h	0.320	8.58	2.75	
OFICIAL 2.00	h.h	0.640	7.72	4.94	
PEON 12.00	h.h	3.840	6.90	26.50	
EQUIPO y/o HERRAMIENTAS					12.93
DESGASTE DE HERRAMIENTAS 5%	%	0.050	34.53	1.73	
MEZCLADORA 9-11 P3	H.M	0.320	20.00	6.40	
VIBRADOR DE 4 HP, 1-1/2"	H.M	0.320	15.00	4.80	
TOTAL					285.68

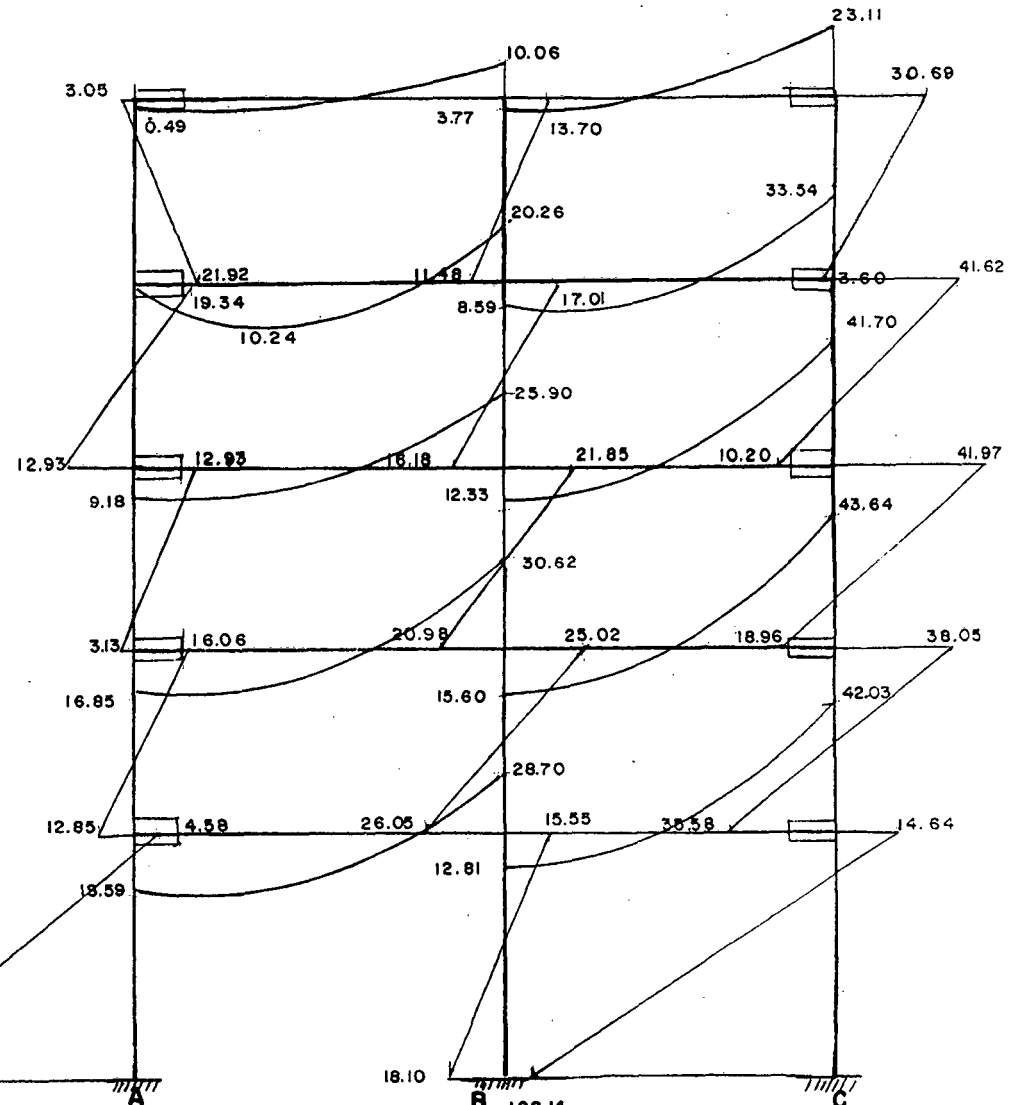
CUADRO COMPARATIVO DE LAS ESTRUCTURACIONES

BLOQUE I										
CONDICIONES	NIVELES	ESTRUCTURACION 01			ESTRUCTURACION 02			ESTRUCTURACION 03		
		Ux(mm.)	Uy(mm.)	Rz	Ux(mm.)	Uy(mm.)	Rz	Ux(mm.)	Uy(mm.)	Rz
RIGIDEZ	5	24.14	26.45	0.0013	38.08	40.2	0.0024	23.89	24.66	0.0009
	4	21.33	20.75	0.0012	34.3	28.4	0.0021	18.87	17.85	0.0008
	3	17.13	16.35	0.0009	25.5	20.6	0.0017	13.59	12.58	0.0006
	2	11.6	11.35	0.0006	15.5	12.8	0.0011	8.21	7.48	0.0003
	1	6.1	5.86	0.0003	6.4	5.3	0.0005	3.44	3.03	0.0001
RESISTENCIA	ELEMENTO 140	MOMENTO EN Ton-m								
		APOYO1	TRAMO1-2	APOYO2	APOYO1	TRAMO1-2	APOYO2	APOYO1	TRAMO1-2	APOYO2
		40.6	20.21	40.31	48.98	21.45	45.94	30.68	22.13	35.79
COSTO	1-5°	ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS (PARTIDA DE CONCRETO F'c=210 kg/cm2.=S/. 258.68, POR M3.								
		1612.29m3.xs/.258.68=s/.417067.18			1581.06m3.xs/.258.68=s/.408988.6			1579.76m3.xs/.258.68=s/.408 652.32		
BLOQUE II										
CONDICIONES	NIVELES	ESTRUCTURACION 01			ESTRUCTURACION 02			ESTRUCTURACION 03		
		Ux(mm.)	Uy(mm.)	Rz	Ux(mm.)	Uy(mm.)	Rz	Ux(mm.)	Uy(mm.)	Rz
RIGIDEZ	6	0.9	4.3	0.0005	4.5	3.3	0.0002	8.8	9.6	0.0004
	5	1	3.6	0.0005	3.2	2.8	0.0002	7.7	8.7	0.0004
	4	0.6	3	0.0004	2.6	2.3	0.0001	6.3	7.2	0.0003
	3	0.4	2.3	0.0004	1.9	1.6	0.0001	4.7	5.4	0.0002
	2	0.3	1.3	0.0002	1.2	0.9	0.0001	2.9	3.3	0.0001
	1	0.1	0.7	0.0001	0.5	0.4	0.00006	1.2	1.3	0.0001
RESISTENCIA	1	FUERZA CORTANTE EN LA BASE (Ton.)								
		V			V			V		
		252.36			176.8			191.45		
COSTO	1-6°	ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS (PARTIDA DE CONCRETO F'c=210 kg/cm2.=S/. 258.68, POR M3.								
		2477.88m3.xs/.258.68=s/.640 977.99			2460.68m3.xs/.258.68=s/.636 528.70			2473.71m3.xs/.258.68=s/.639 899.30		



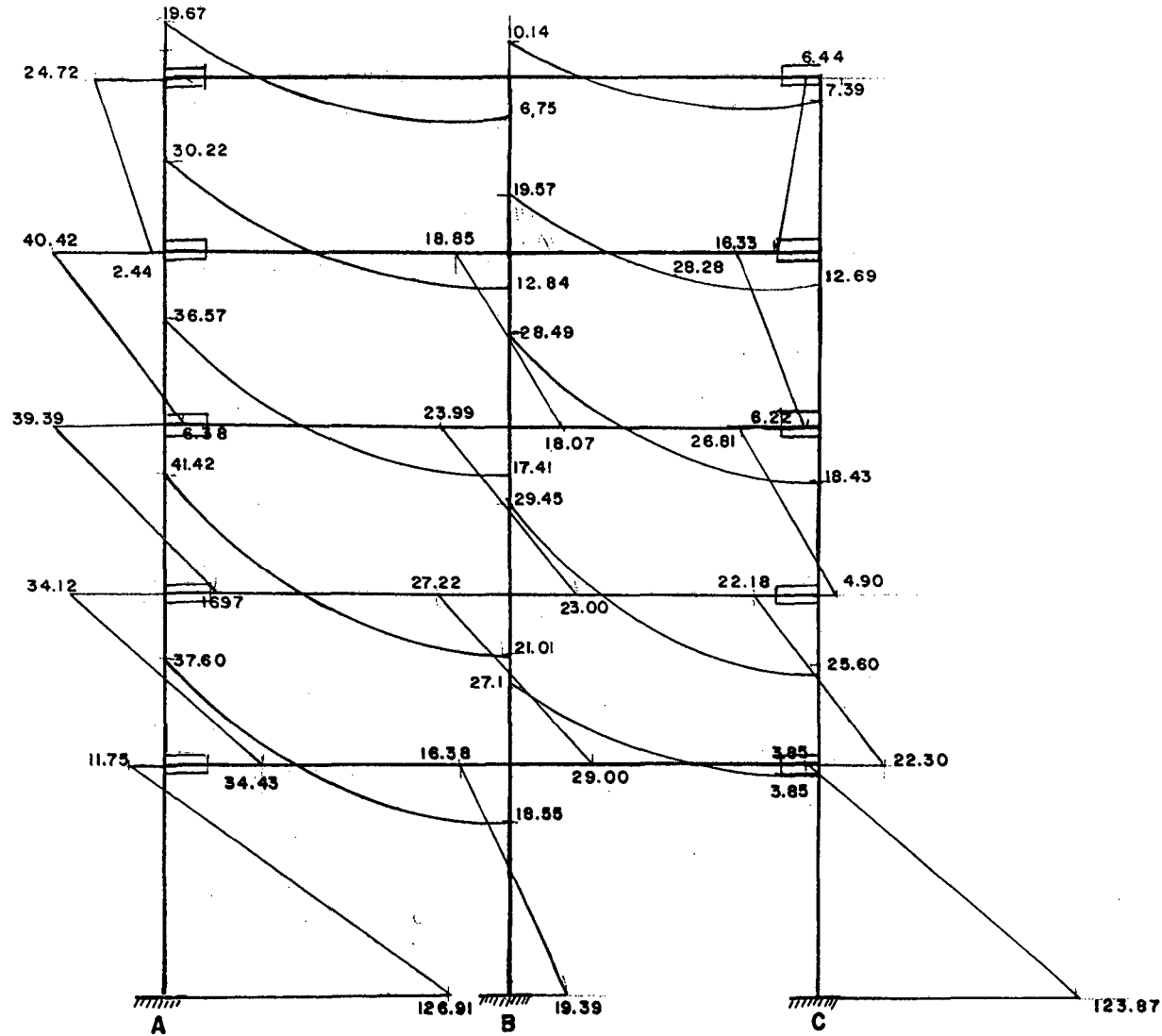
(1:5 C.M. + 1:8 C.V.)

PORTICO 7-7



1:25 (C.M. + C.V. - C.S.)

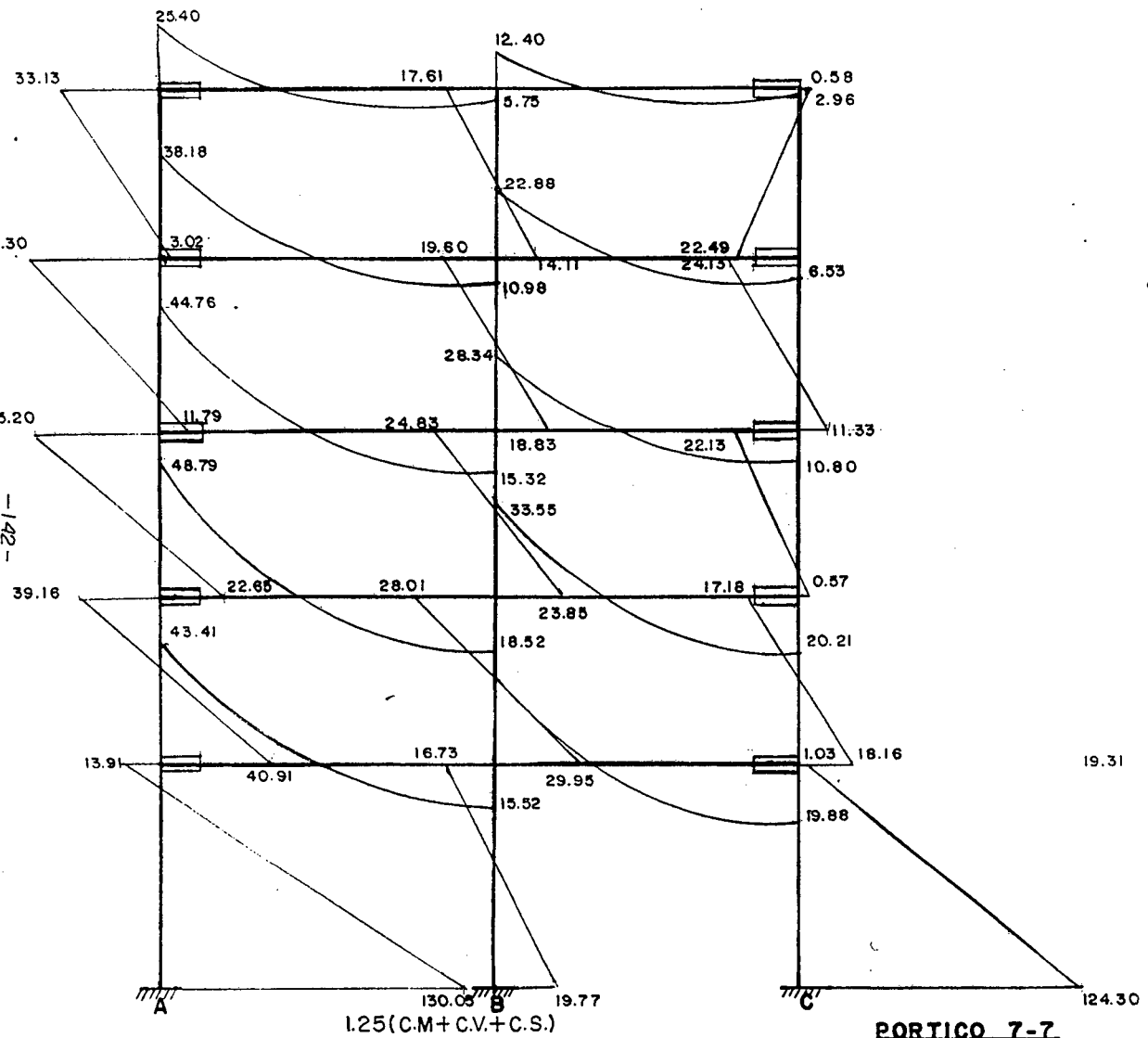
DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES



PORTICO 7-7

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR

09 (CM) + 125 (CS)



PORTICO 7-7

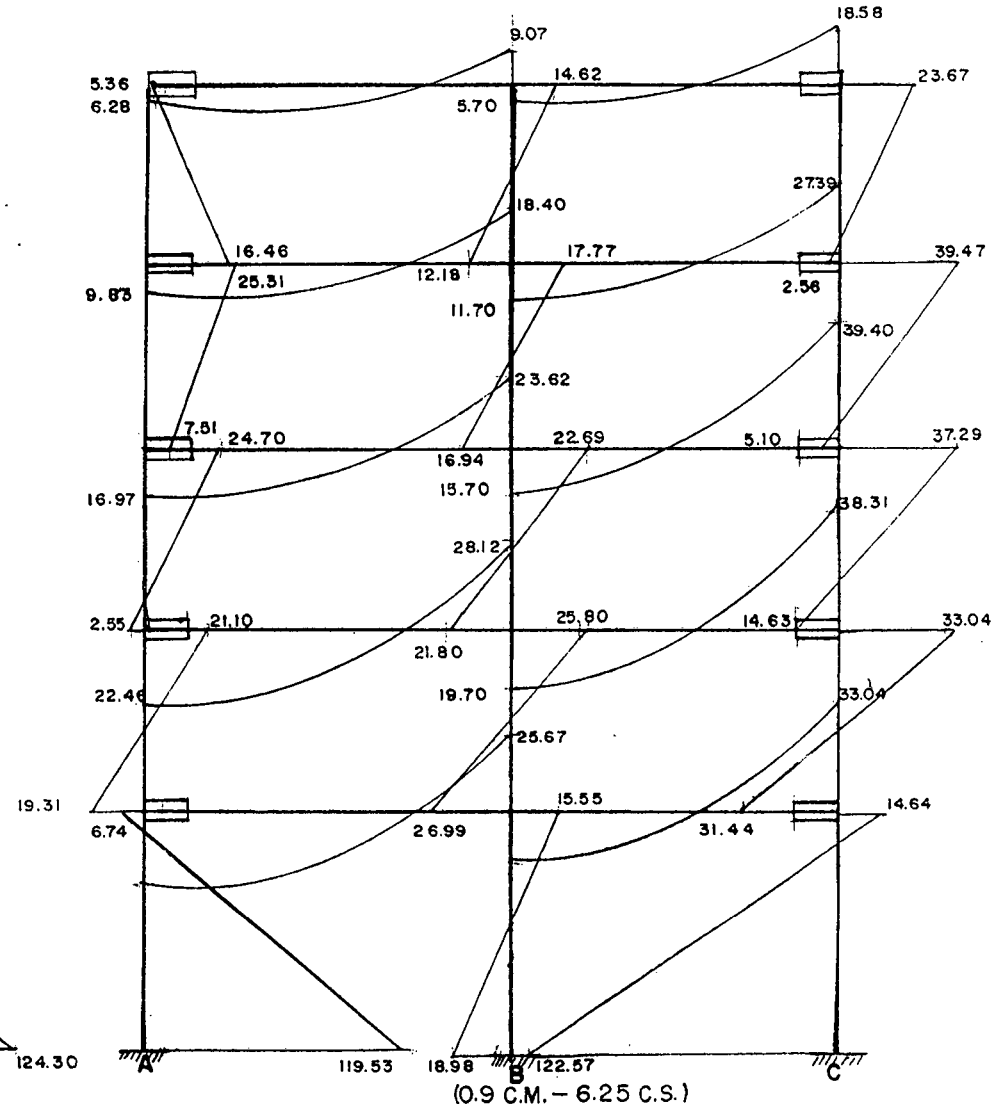
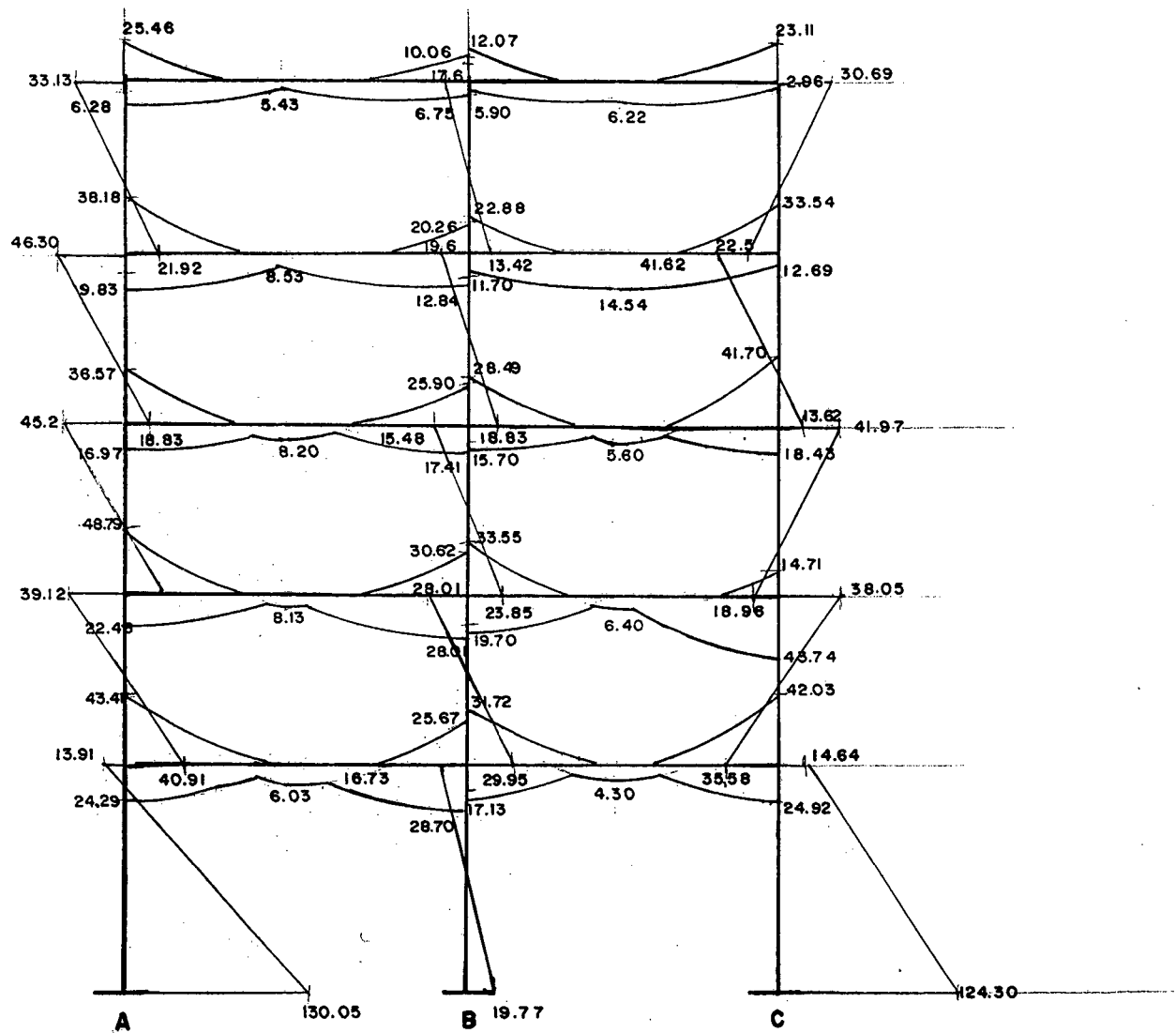
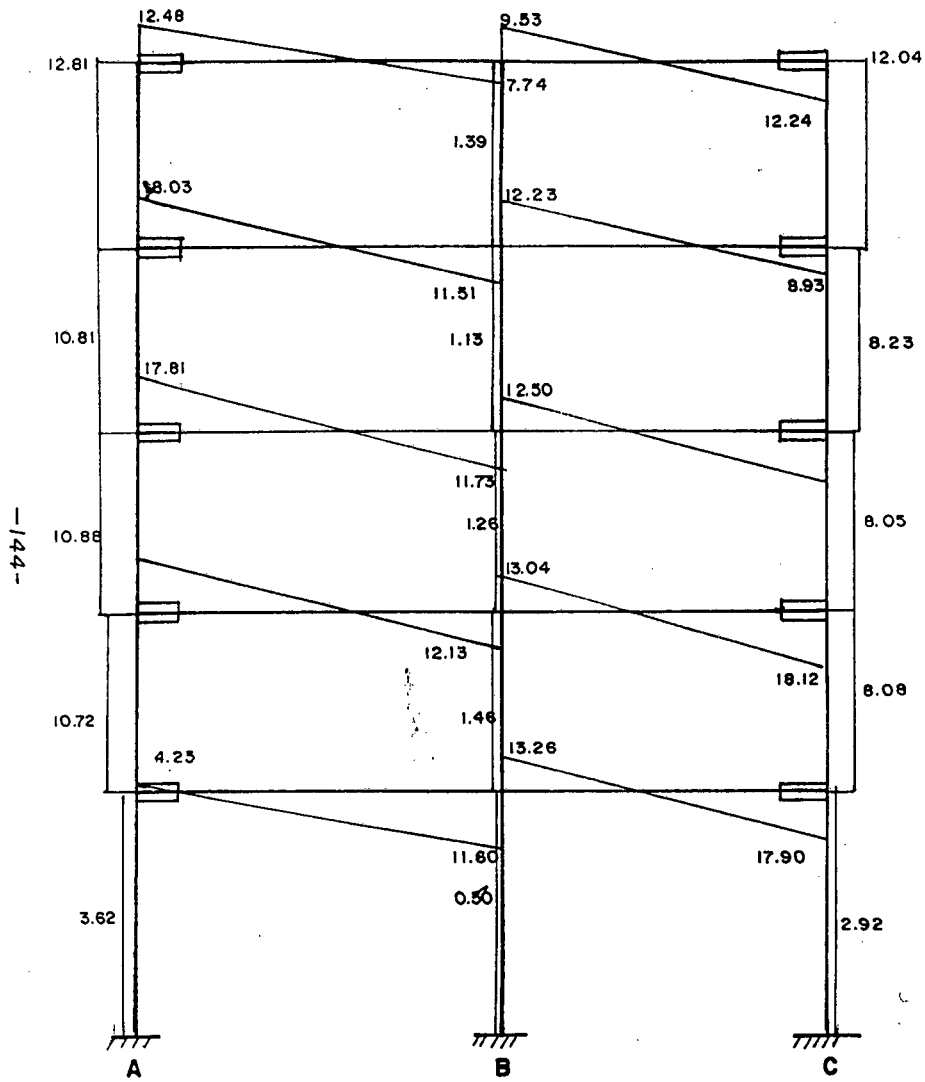


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES



PORTICO 7-7

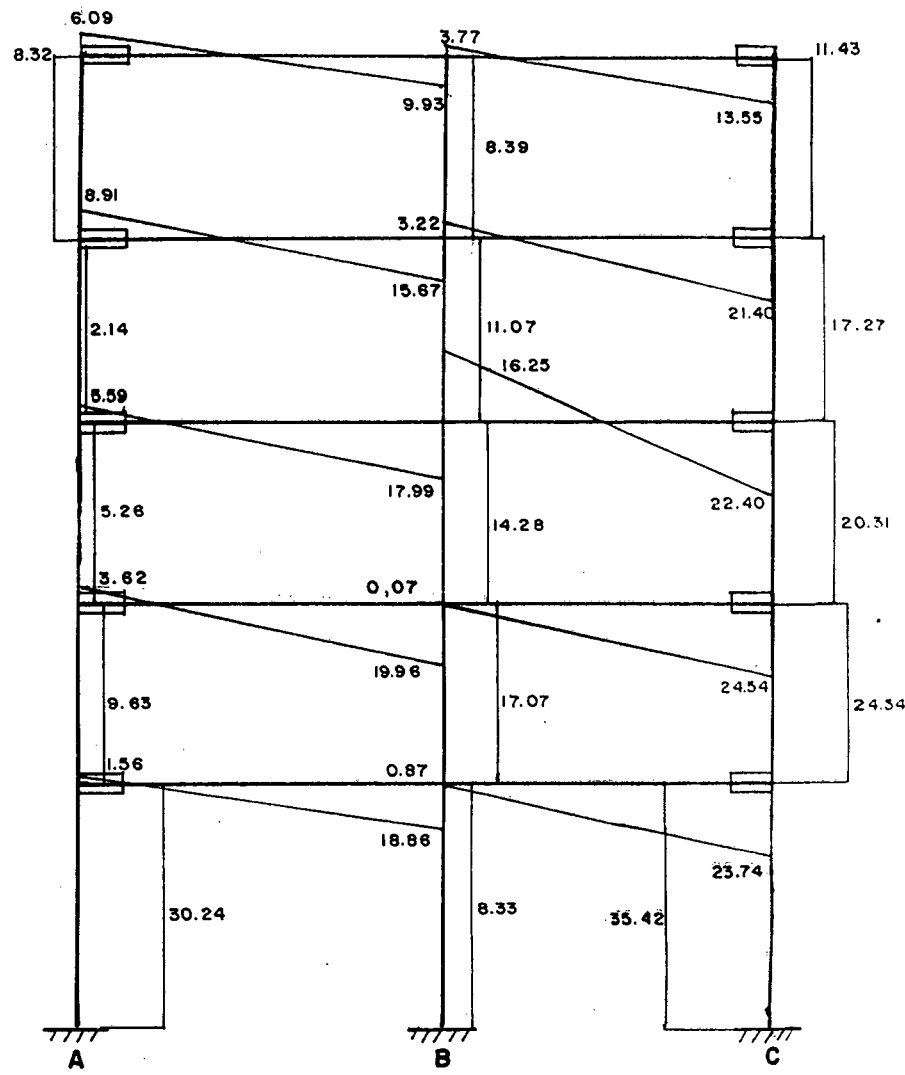
ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR



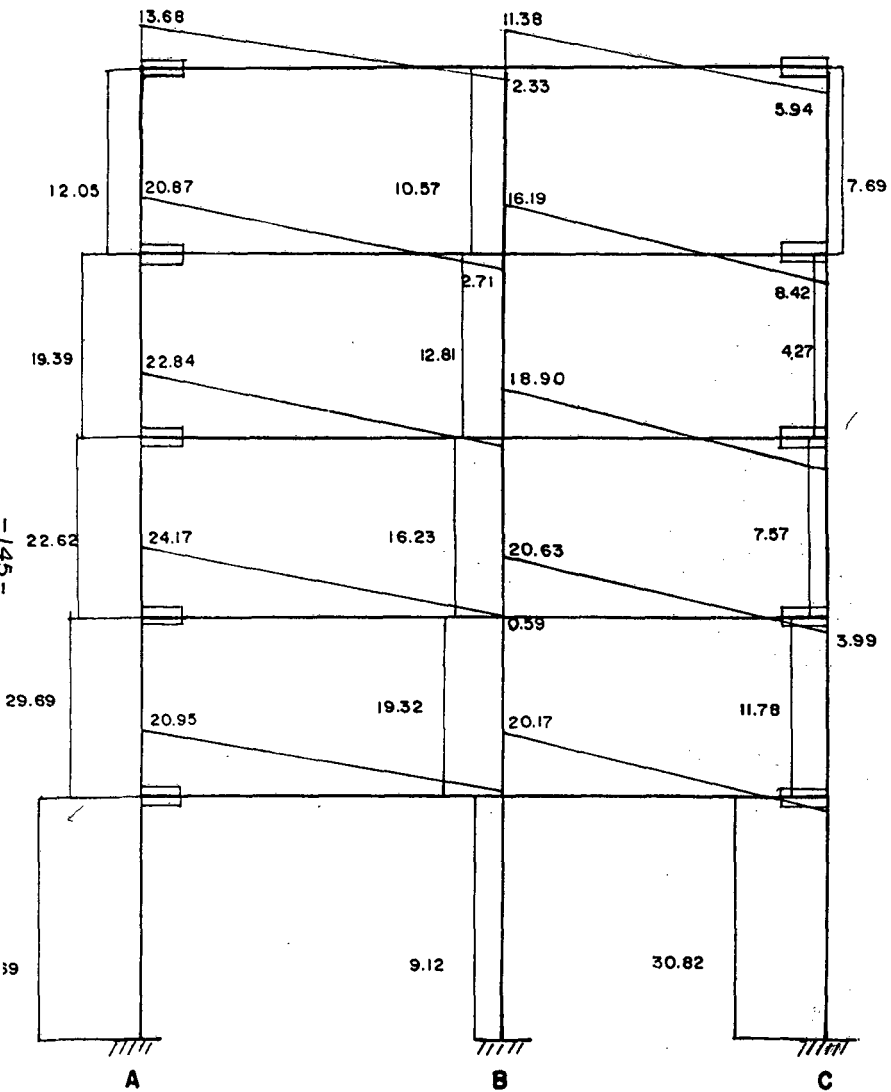
(1.5 C.M. + 1.80 C.V.)

PORTICO 7-7

DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE



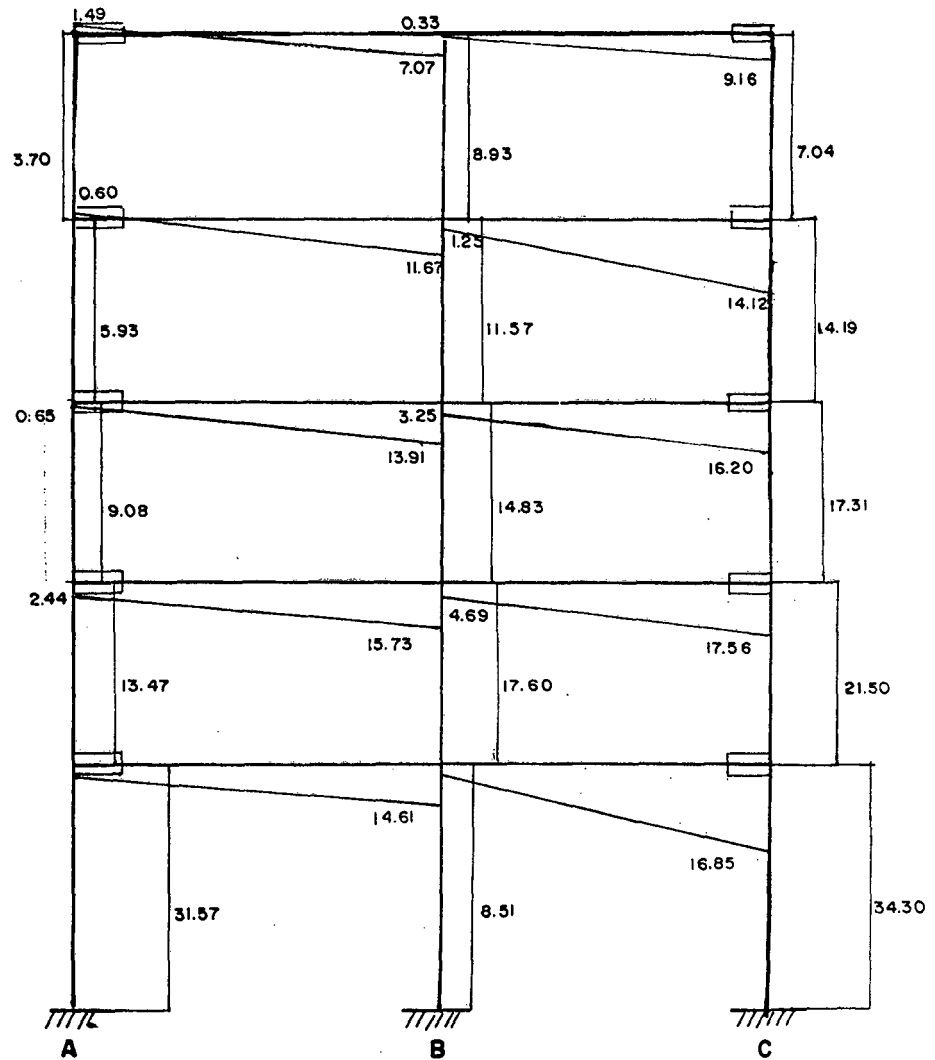
1.25 (C.M + C.V. - C.S.)



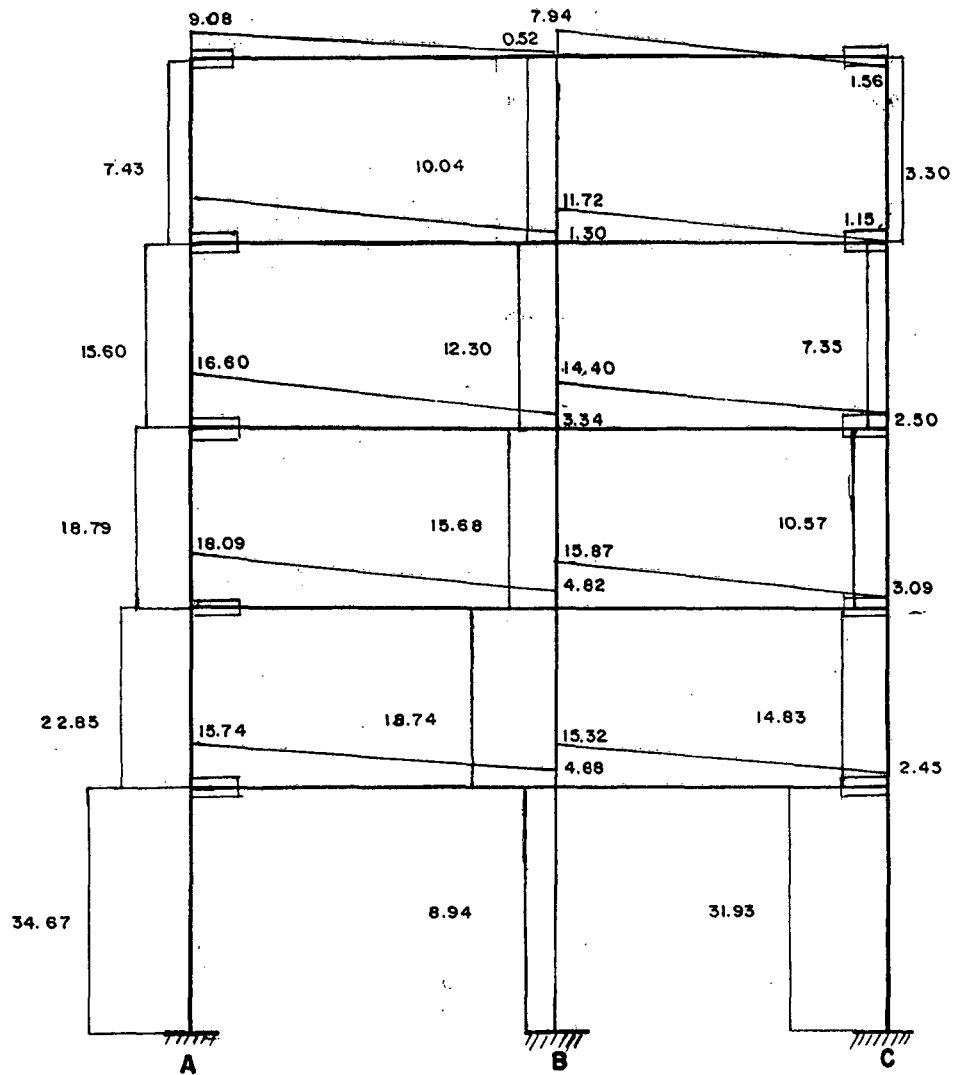
1.25(C.M.+C.V.+C.S)

PORTICO 7-7

DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE

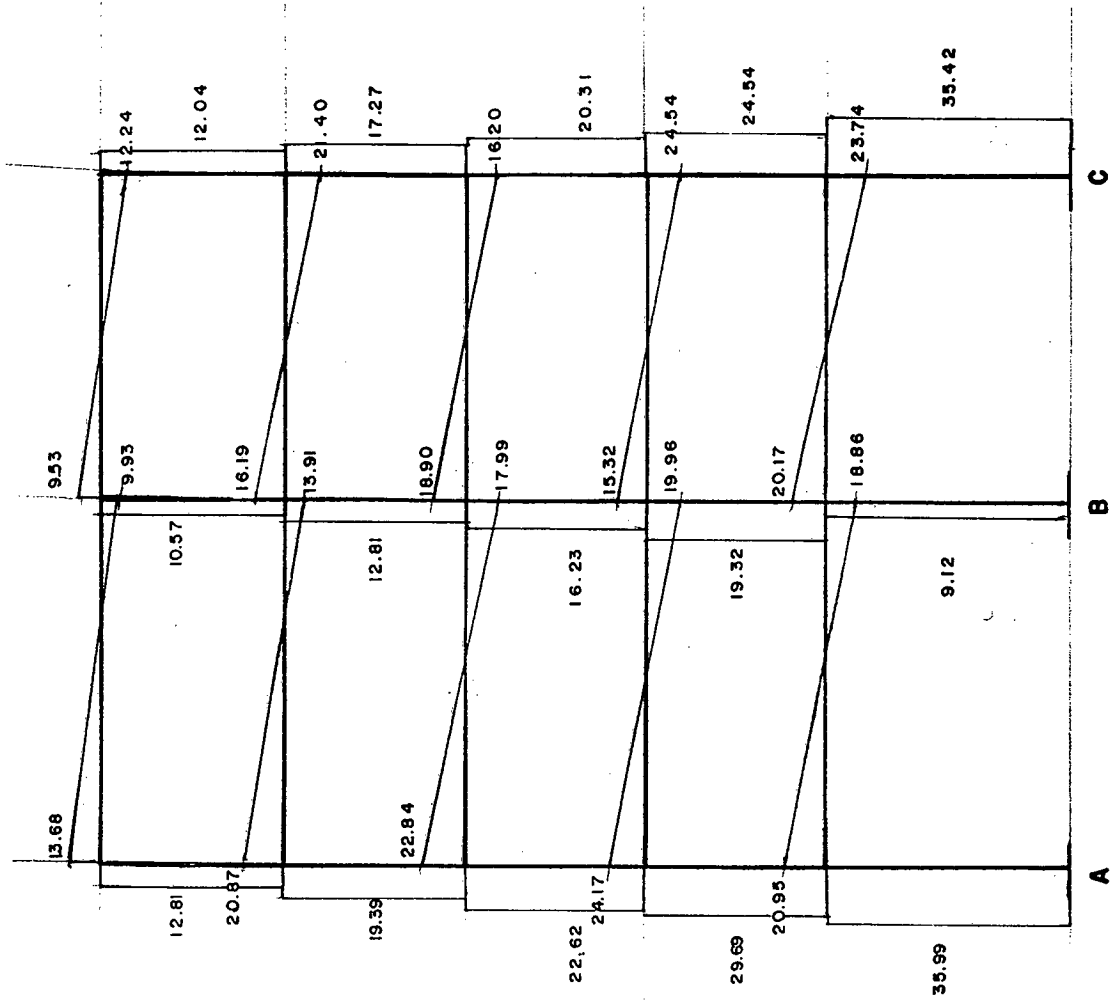


(0.9 C.M. - 1.25 C.S)



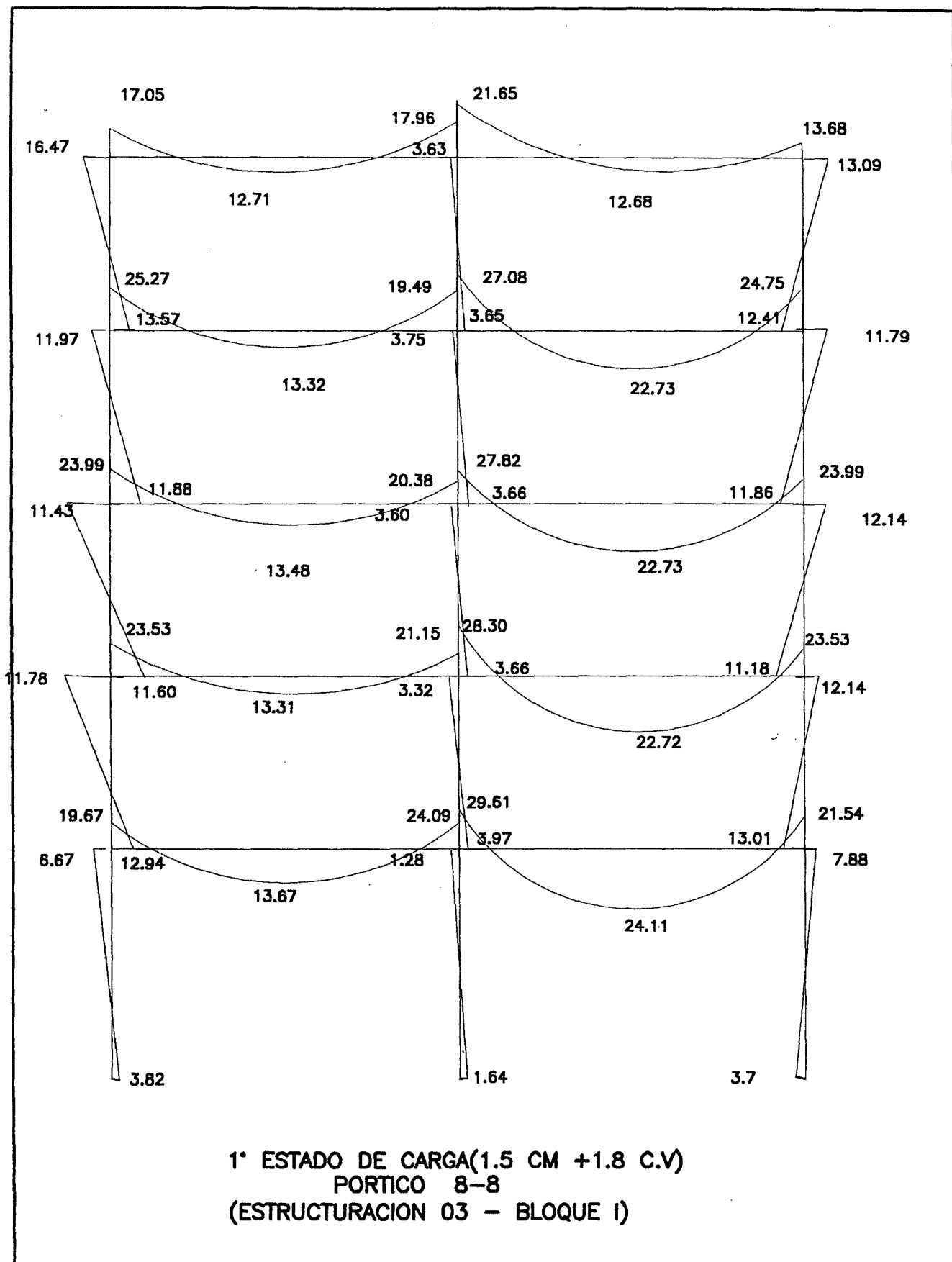
PORTICO 7-7
DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE

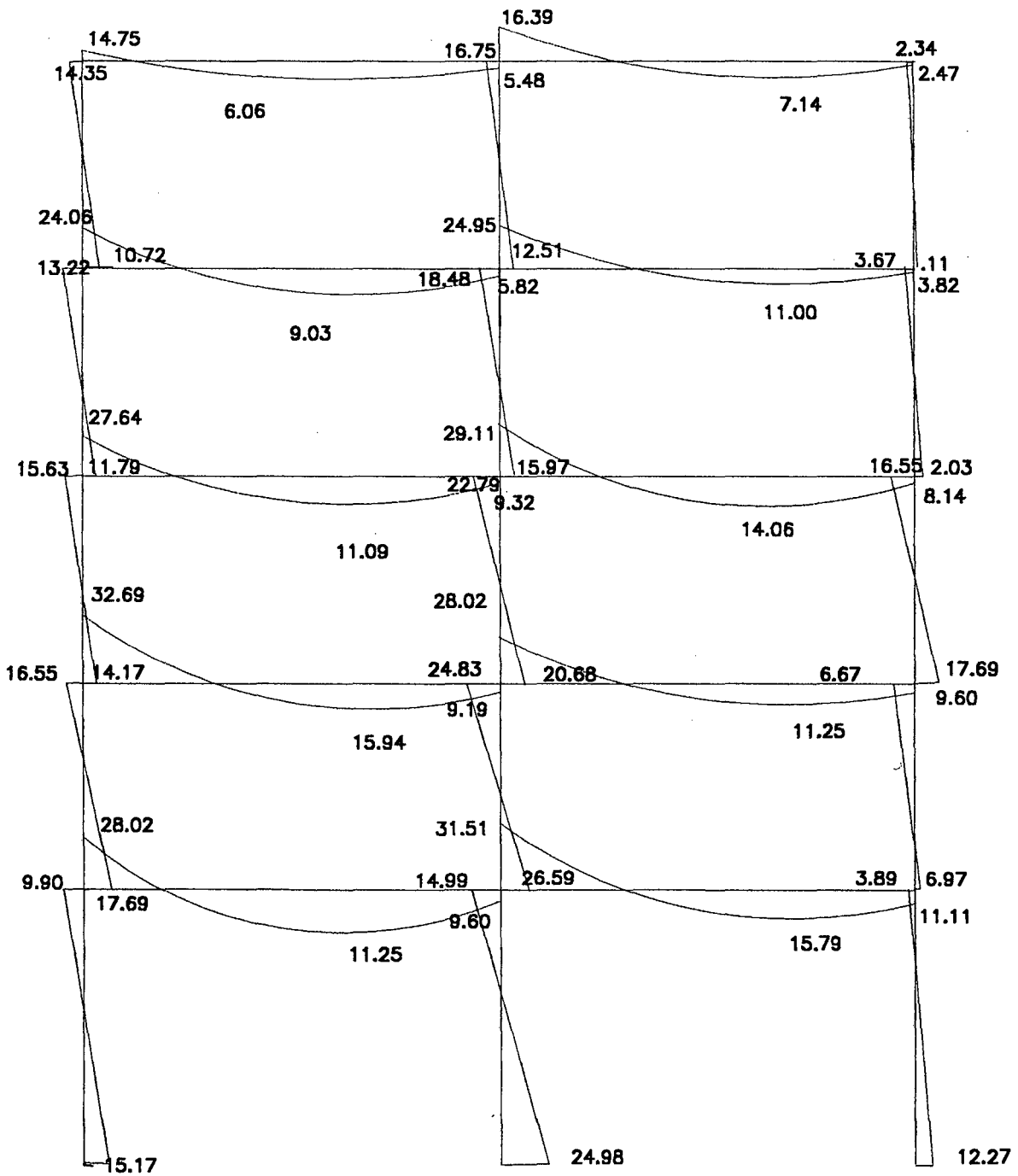
0.9(C.M.)+ 1.25(C.S.)



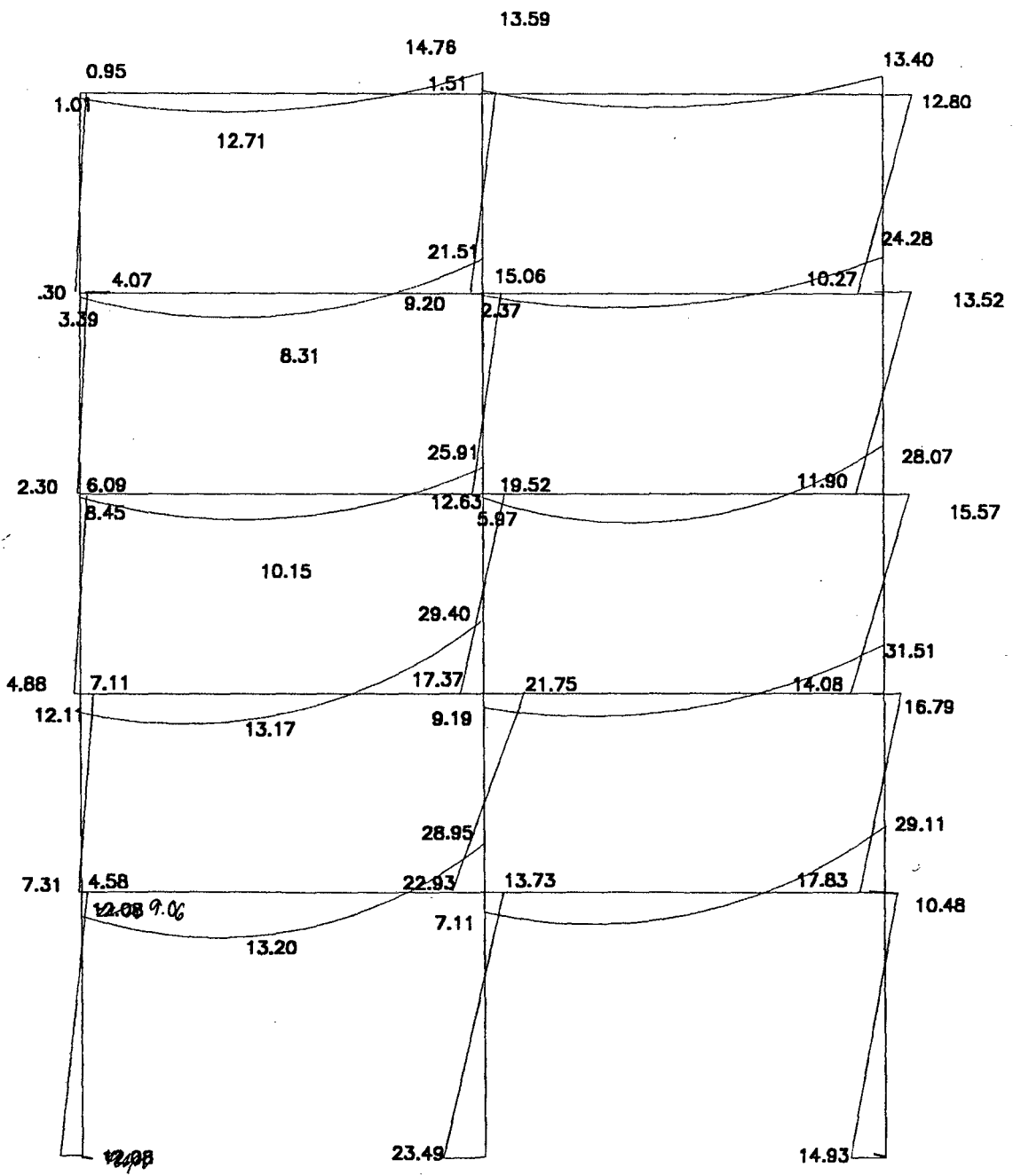
PORTICO 7-7

ENVOLVENTE DE FUERZA CORTANTE



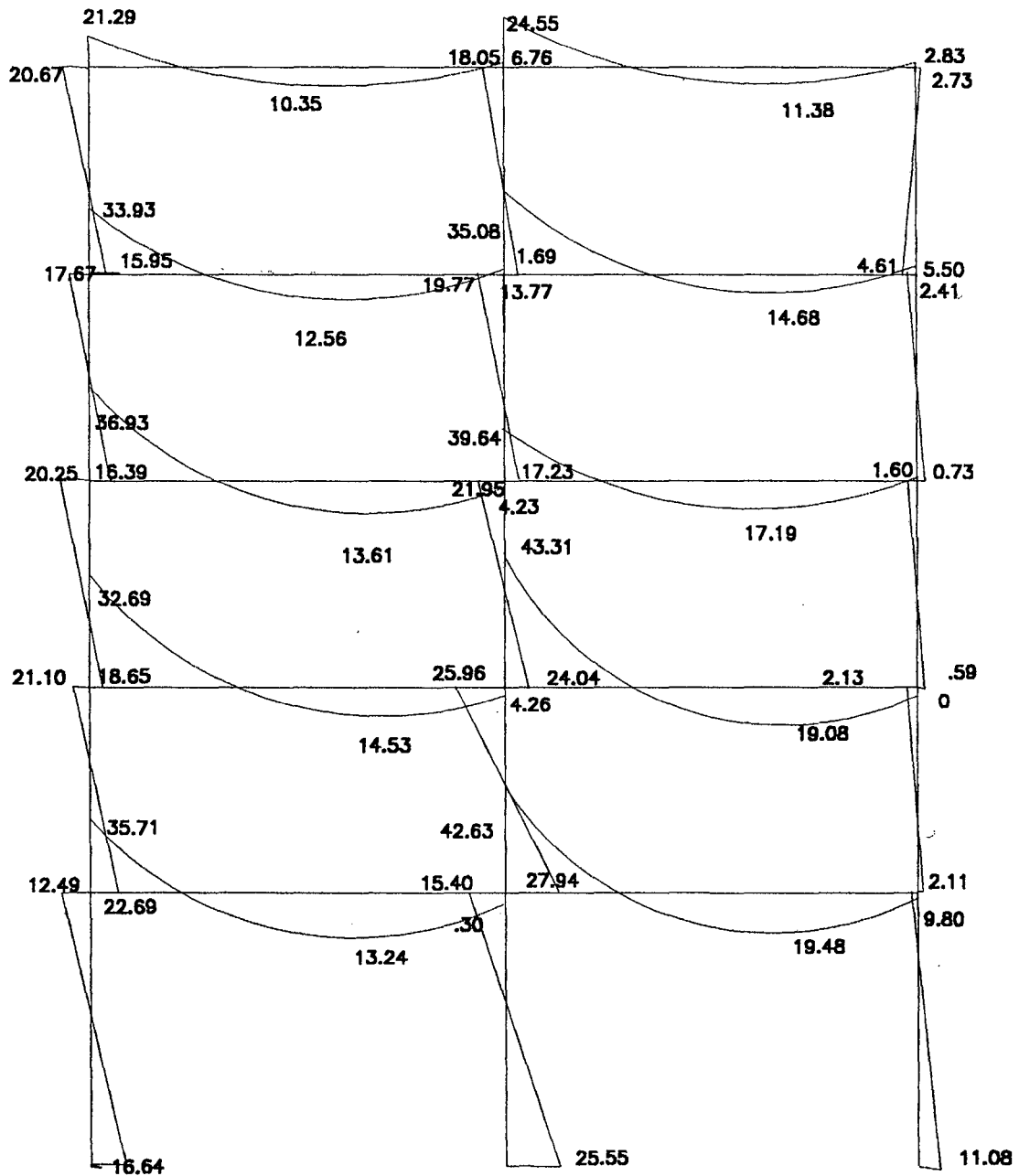


2° ESTADO DE CARGA
 (0.90 CM +1.25 C.SE)
 PORTICO 8-8
 (ESTRUCTURACION 03 - BLOQUE I)

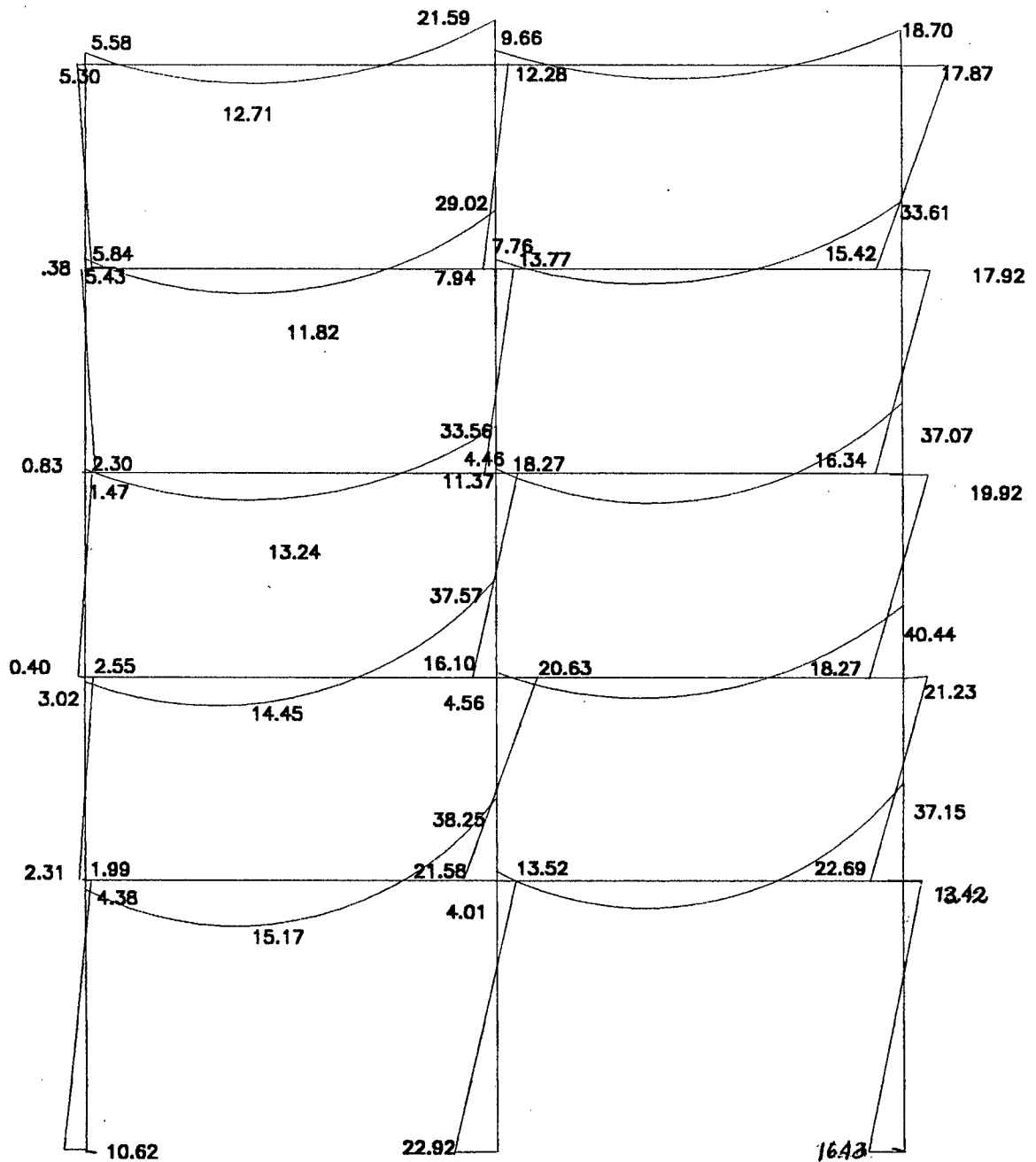


(198)

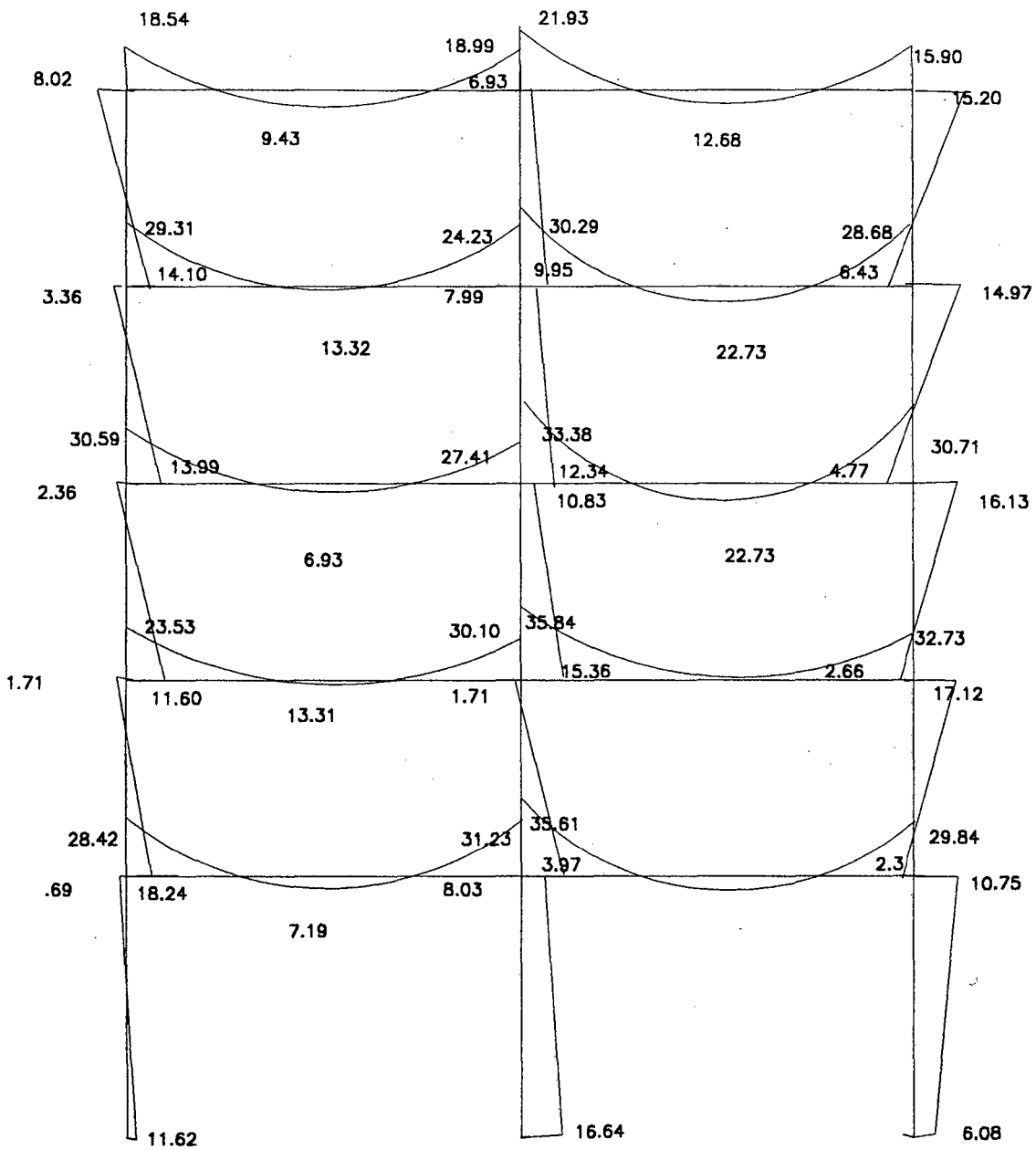
3° ESTADO DE CARGA
 (0.9 CM -1.25 C.SE)
 PORTICO 8-8
 (ESTRUCTURACION 03 - BLOQUE I)



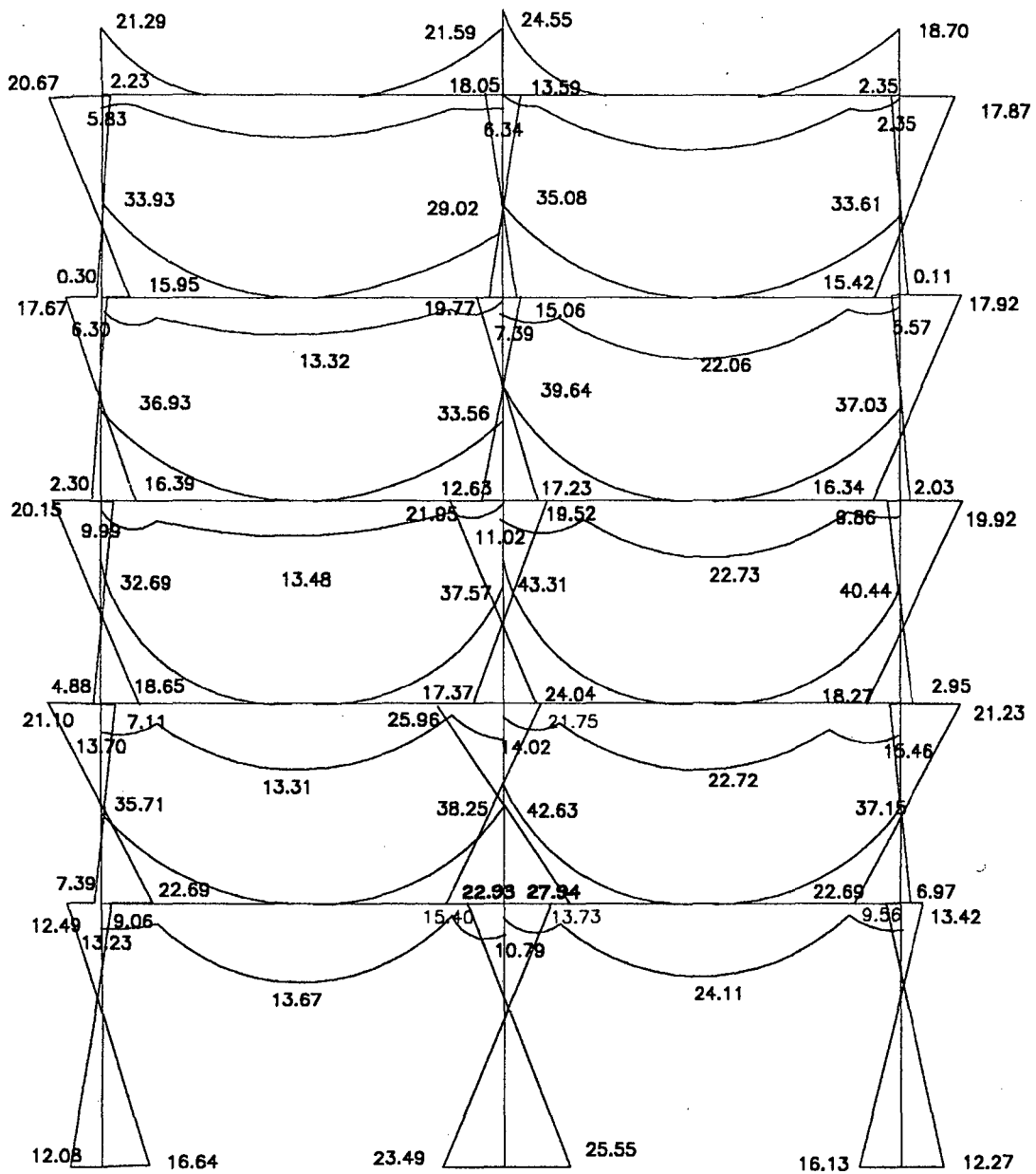
4° ESTADO DE CARGA ESTÁTICA
 1.25(CM +C.V +CSE))
 PORTICO 8-8
 (ESTRUCTURACION 03 - BLOQUE I)



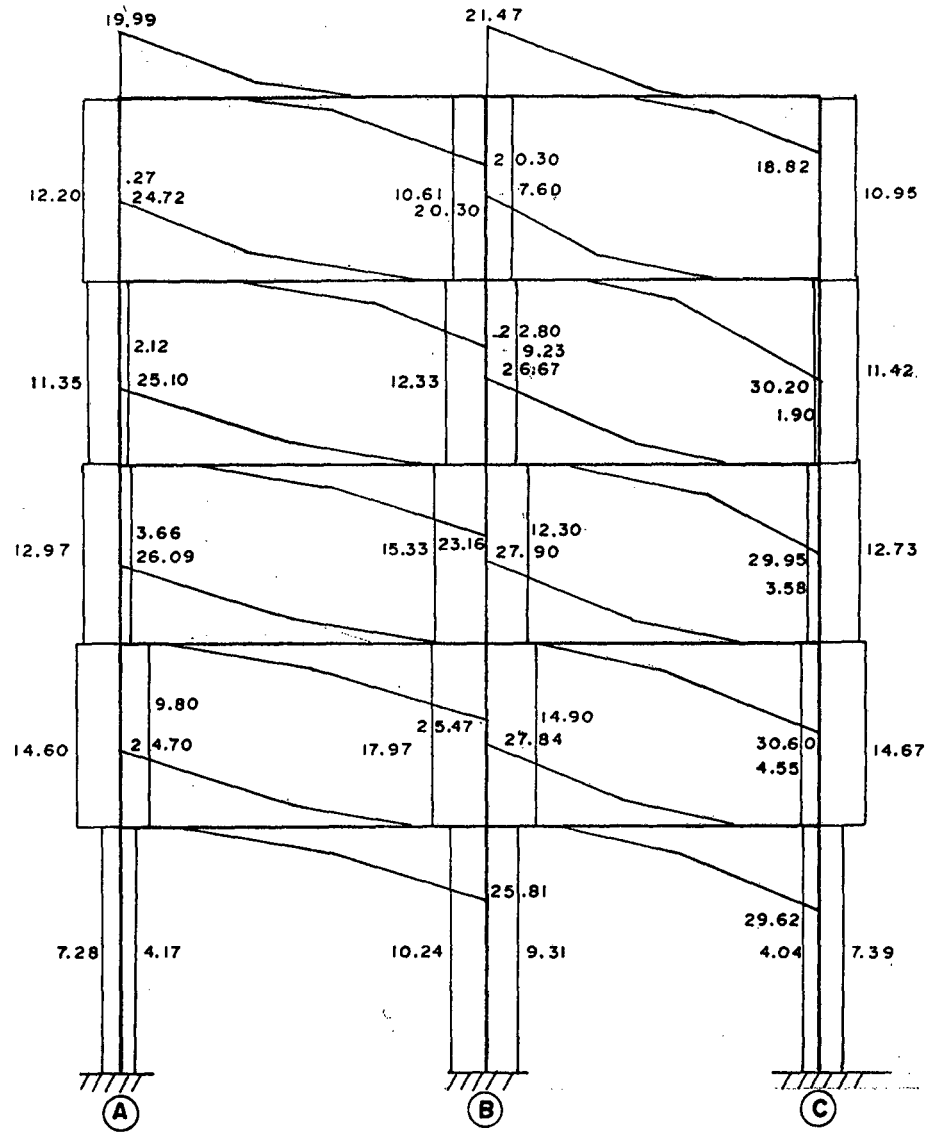
5° ESTADO DE CARGA ESTÁTICA
1.25(CM +C.V-CSE)
PORTICO 8-8
(ESTRUCTURACION 03 - BLOQUE I)



7° ESTADO DE CARGA DINAMICA
 1.25 (CM + C.V-CS)
 PORTICO 8-8
 (ESTRUCTURACION 03 - BLOQUE I)

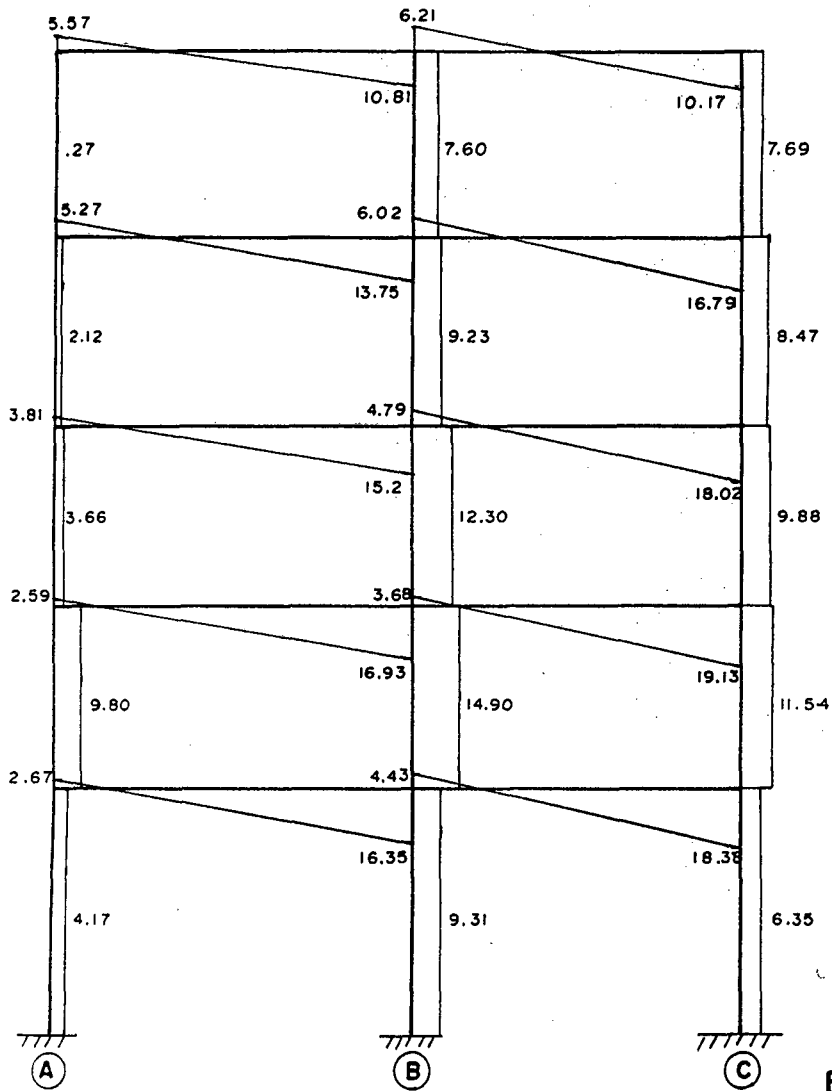


ENVOLVENTE D.M.F
PORTICO 8-8
(ESTRUCTURACION 03 - BLOQUE I)

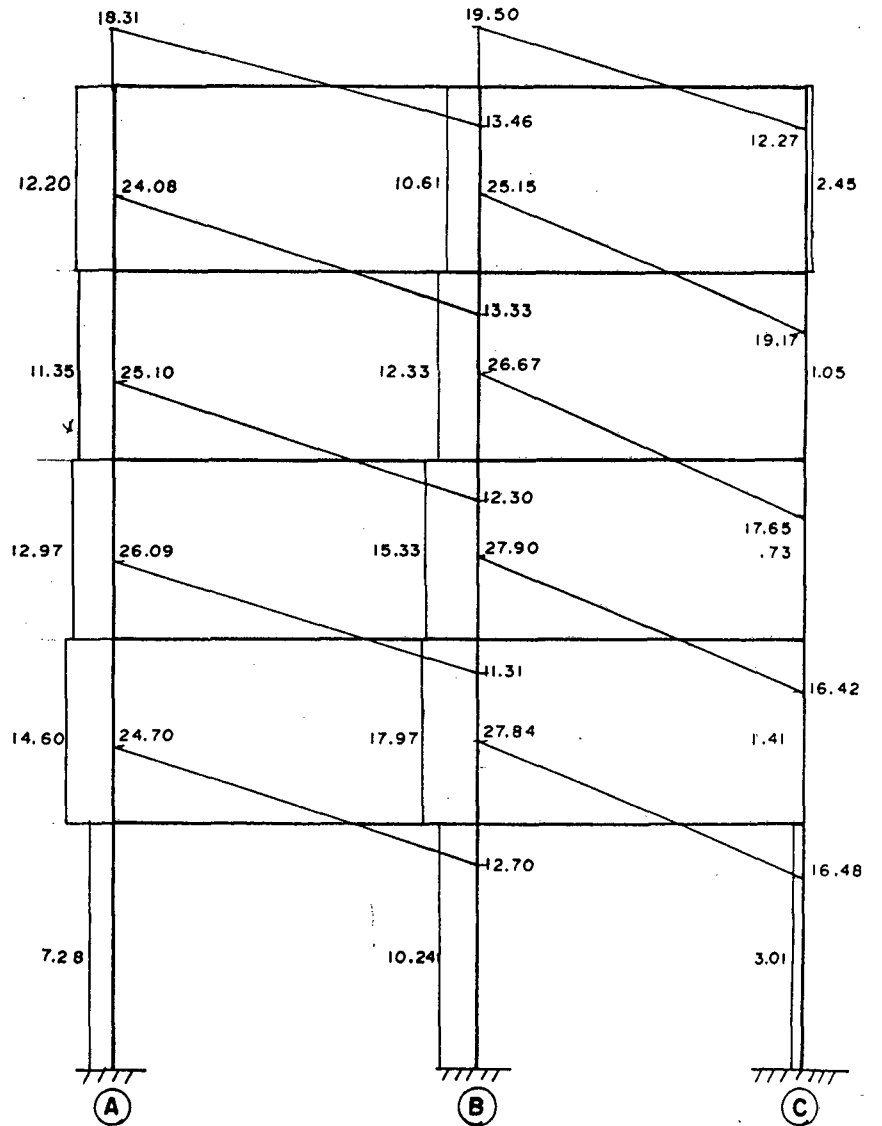


PORTICO 8 - 8

DIAGRAMA DE ENVOLVENTE DE FUERZA CORTANTE

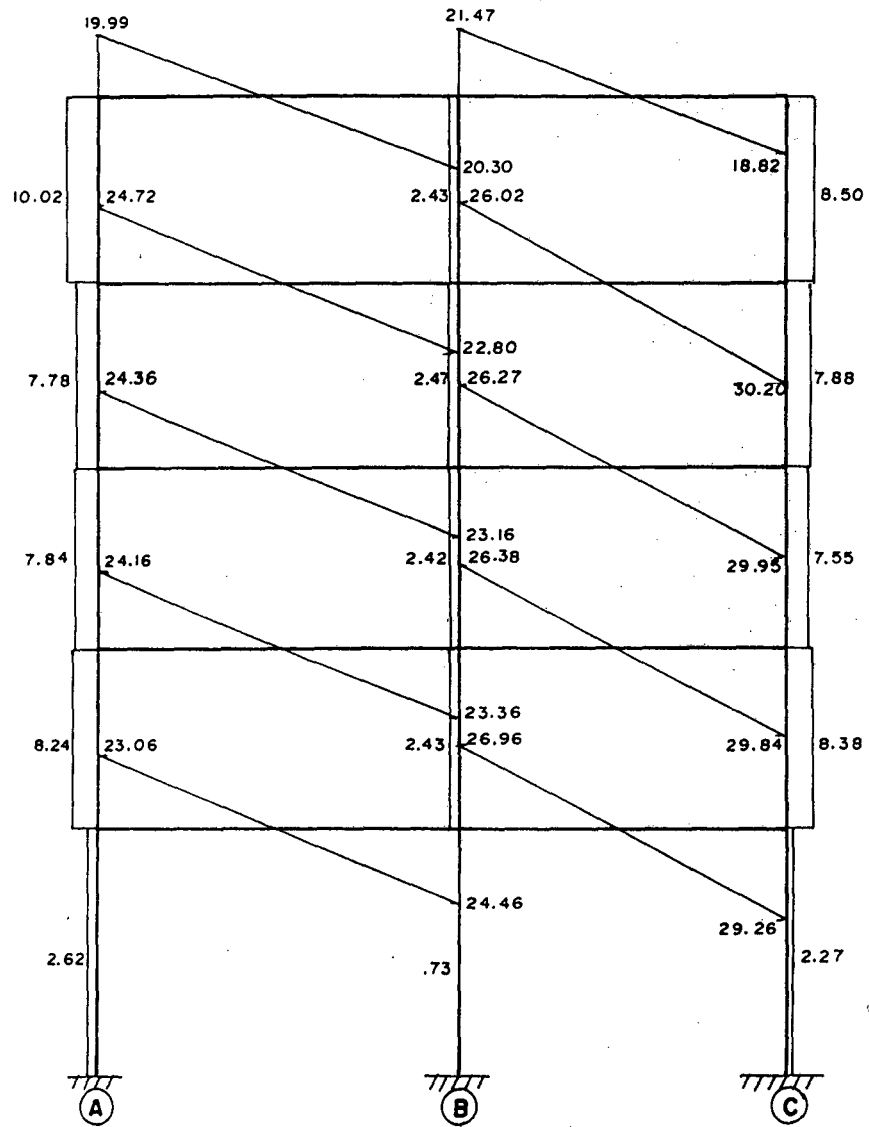


0.9 C.M. - 1.25 C.S.



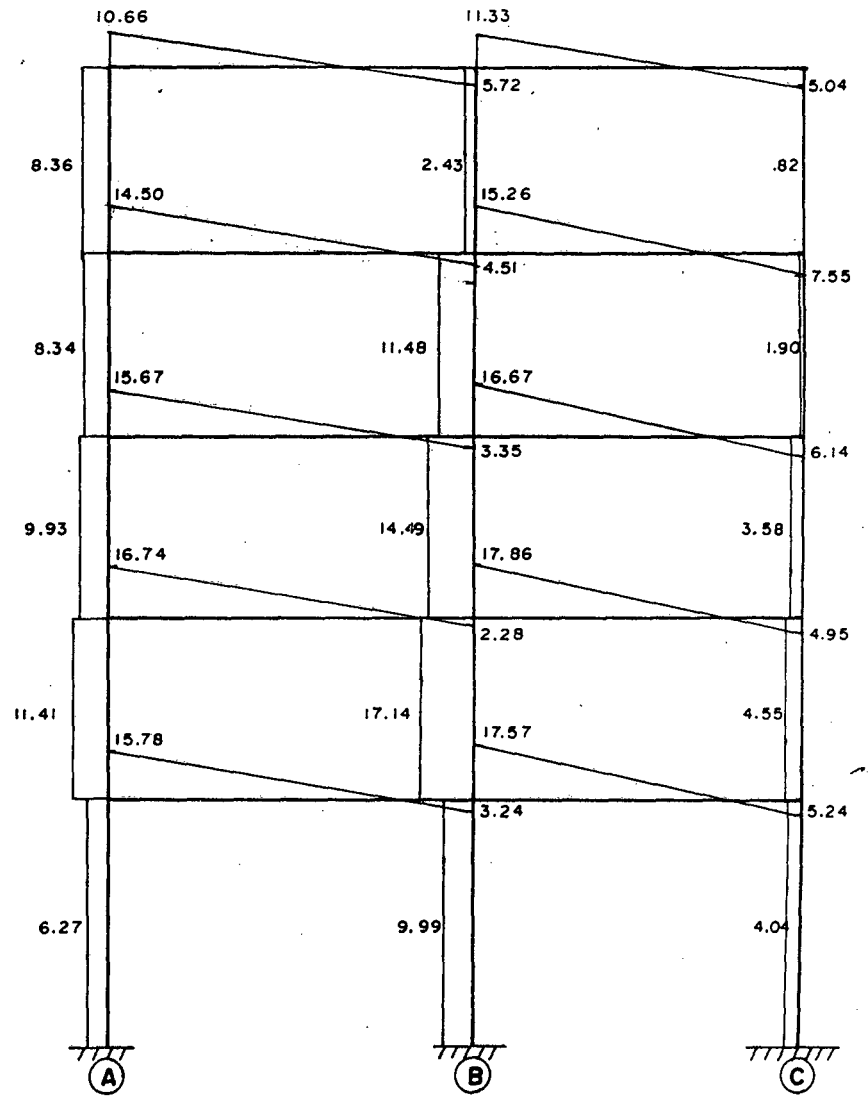
1.25 (C.M. + C.V. + C.S.)

DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE



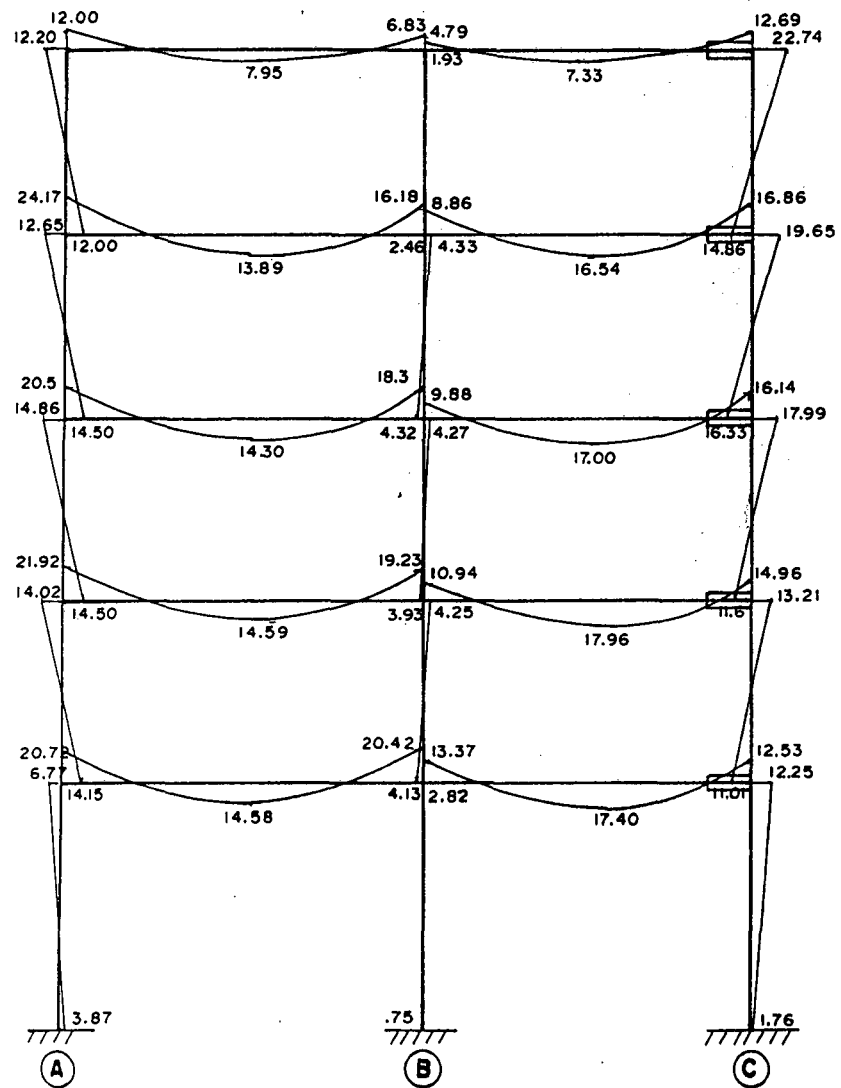
I.5 C.M. + 1.8 C.V.

PORTICO 8-8

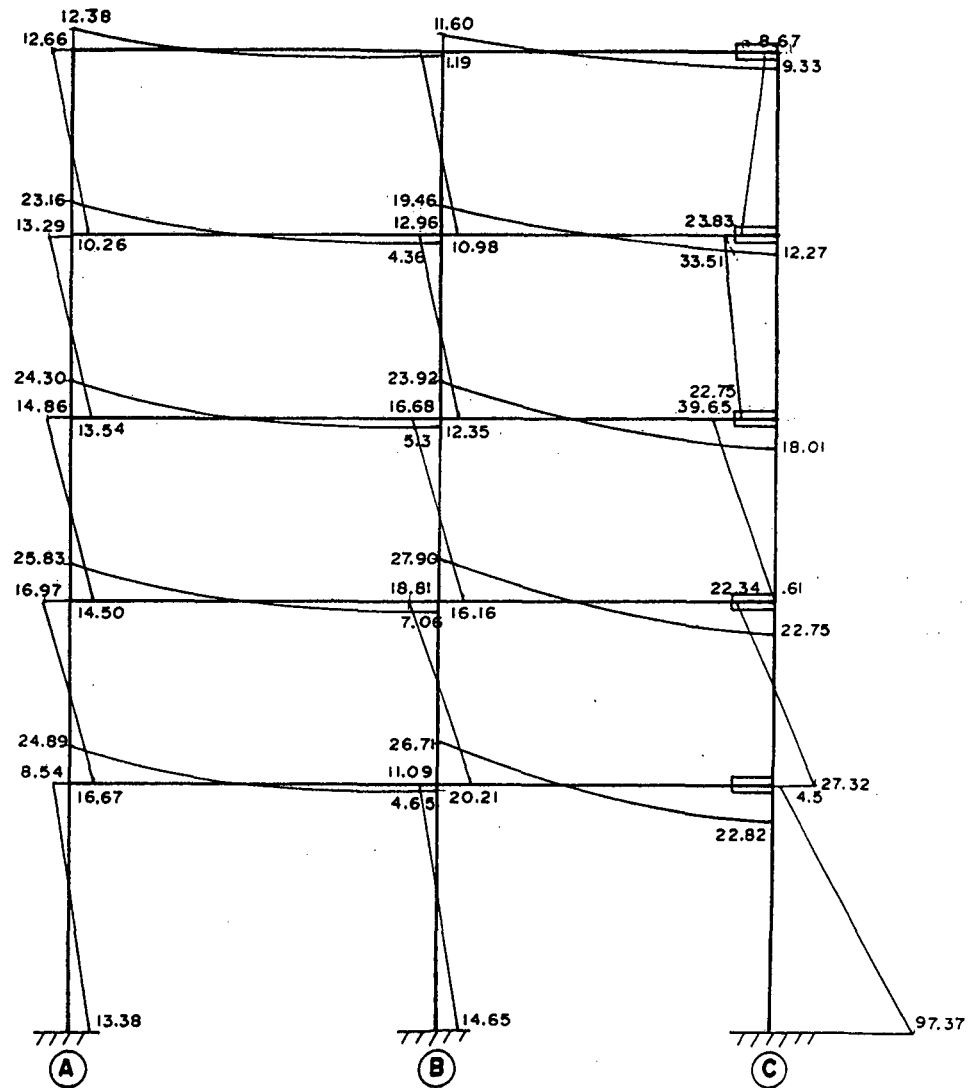


0.9 C.M. + 1.25 C.S.

DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE



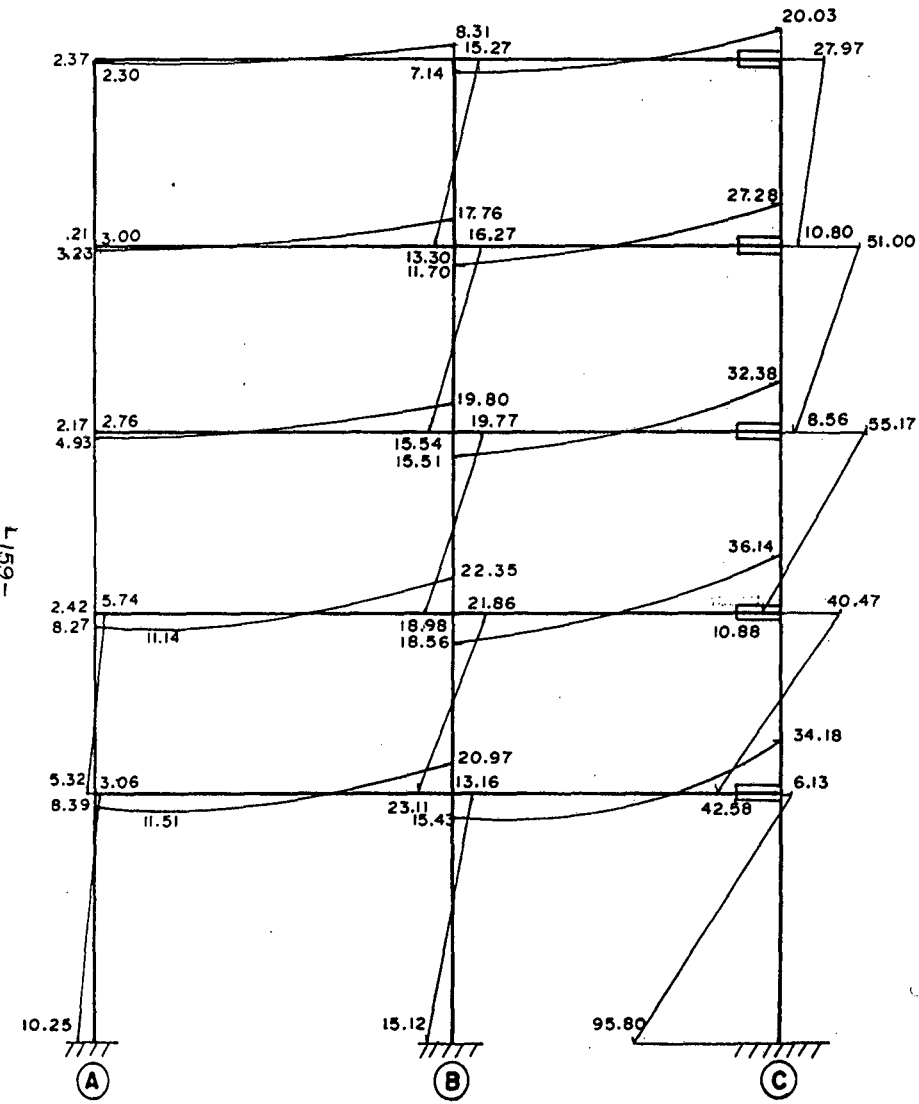
1.5 C.M. + 1.8 C.V.



0.9 C.M. + 1.25 C.S.

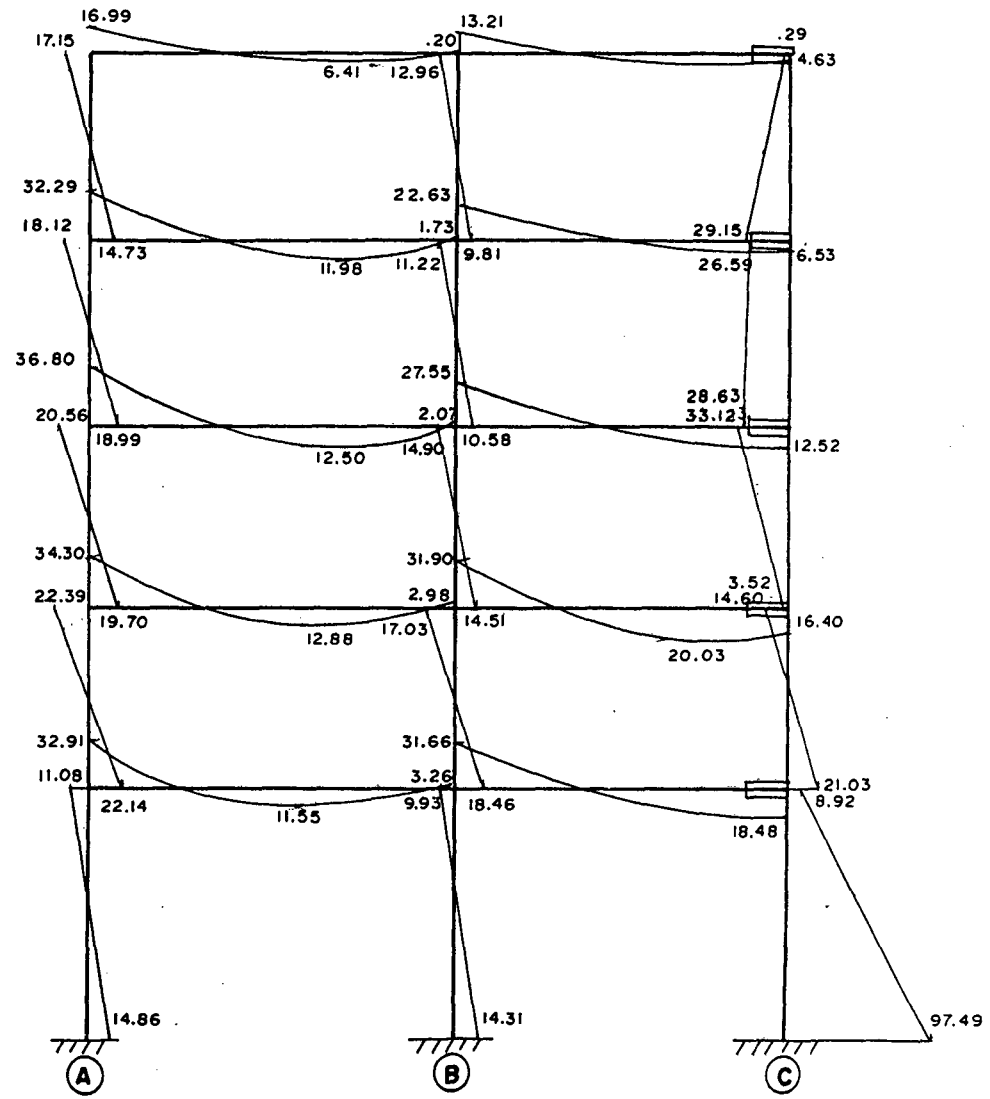
PORTICO 9-9

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES



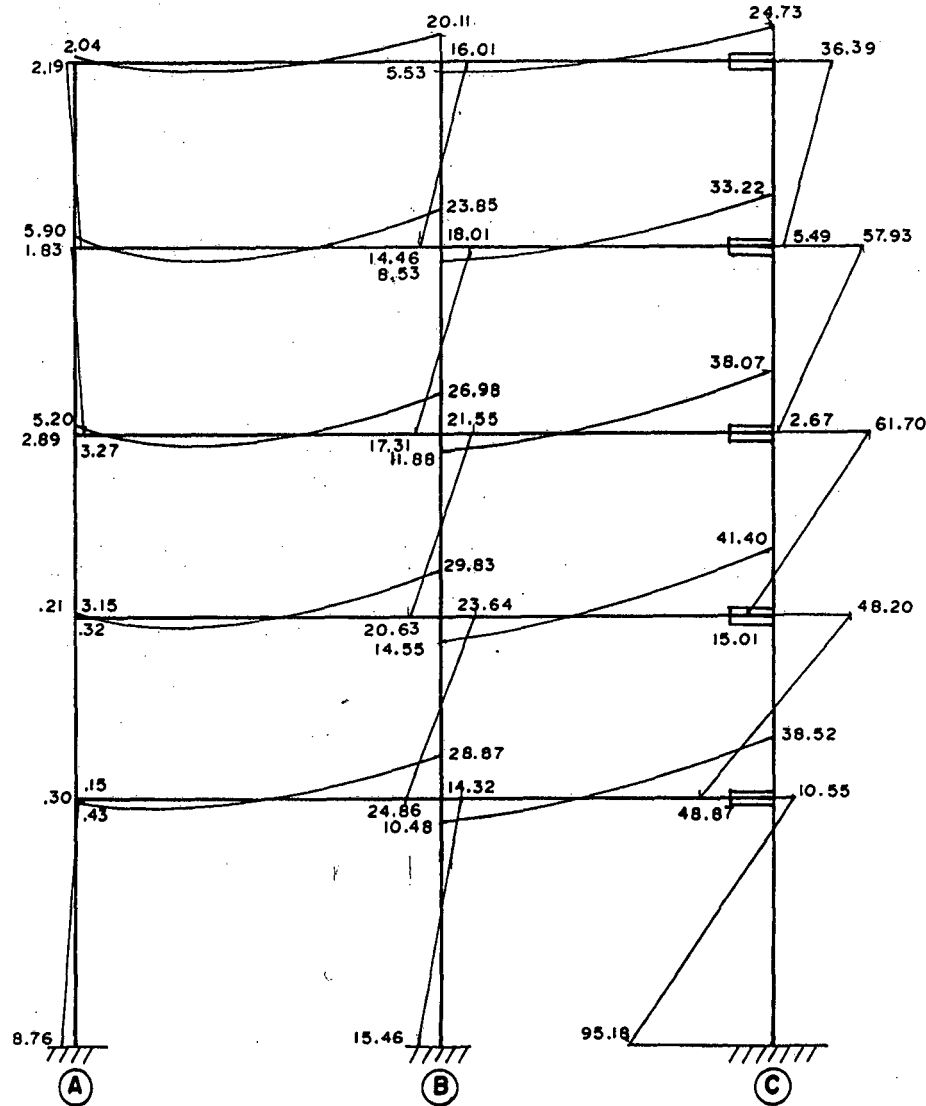
0.9 C.M. - 1.25 C.V.

PORTICO 9-9



1.25 (C.M. + C.V. + C.S.)

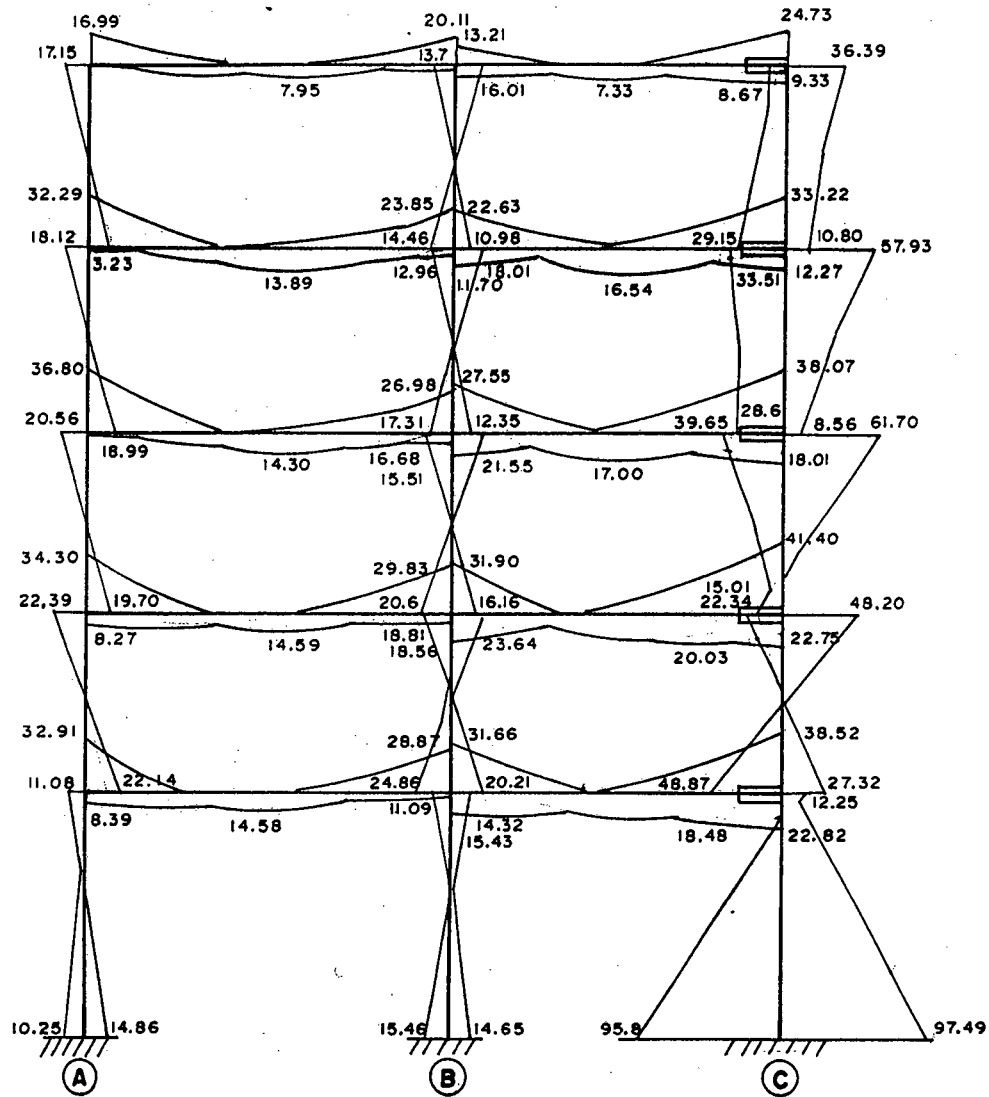
DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES



PORTICO 9-9

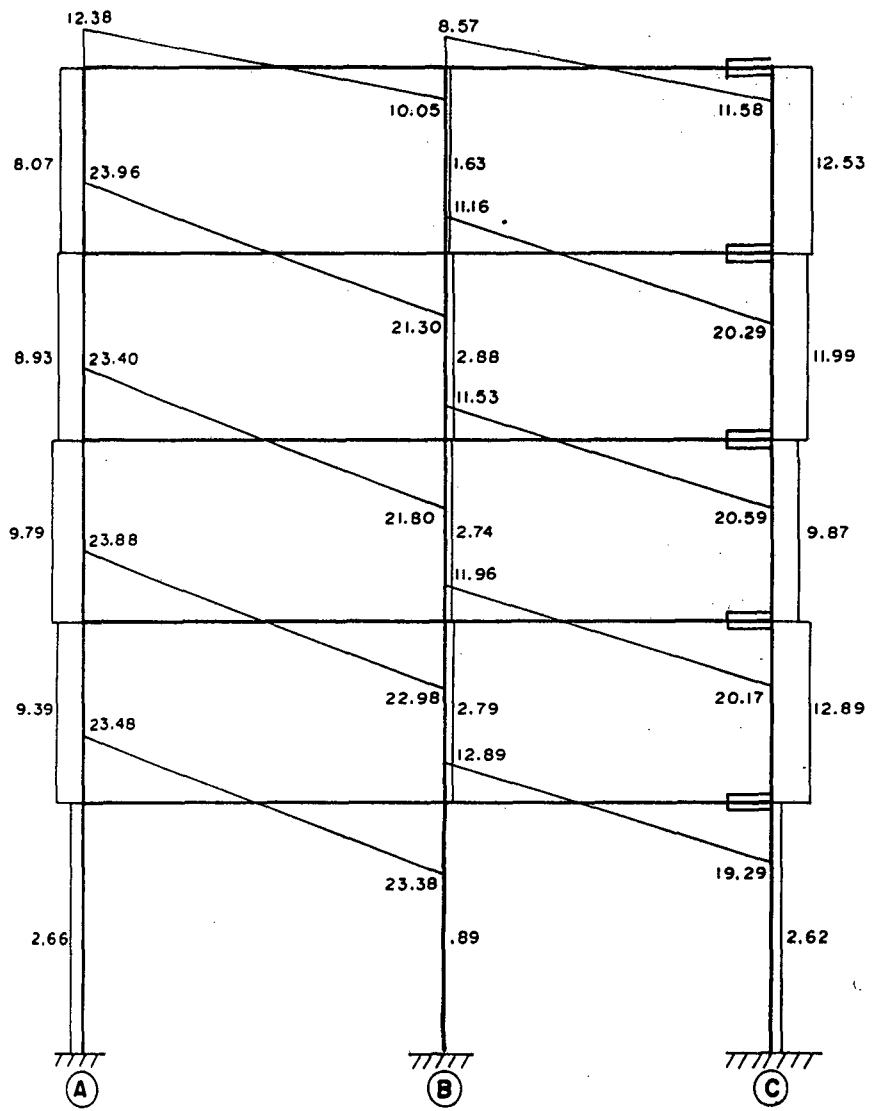
DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES

1.25(C.M.+ C.V. - C.S.)



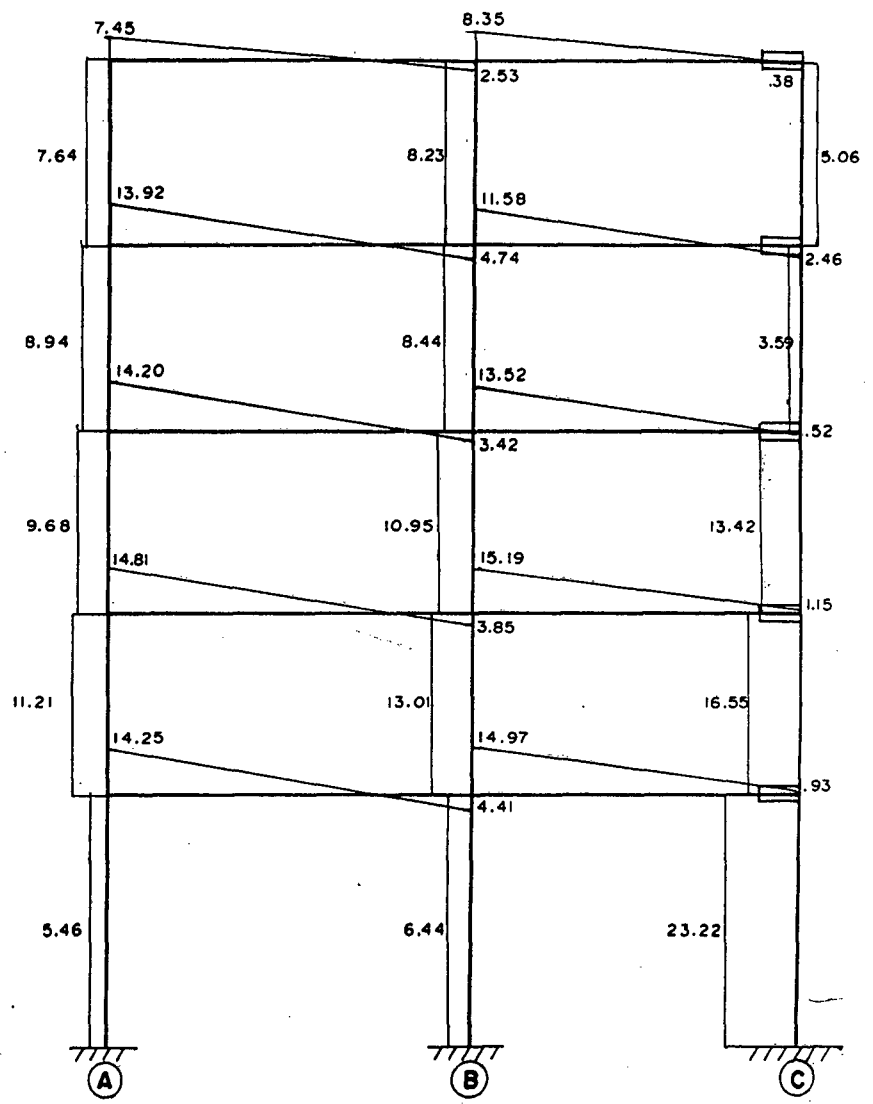
PORTICO 9-9

DIAGRAMA DE ENVOLVENTE DE MOMENTO FLECTOR



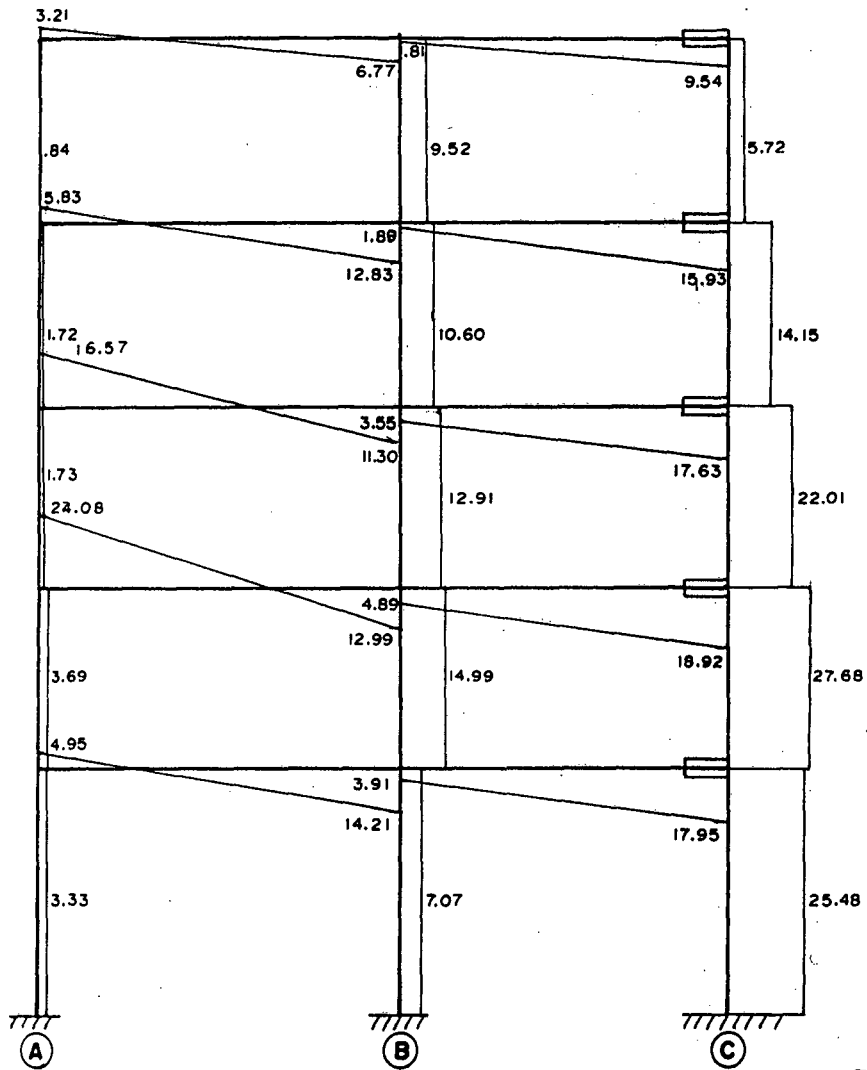
I.5 C.M. + 1.8 C.V.

PORTICO 9-9



0.9 C.M. + 1.25 C.S.

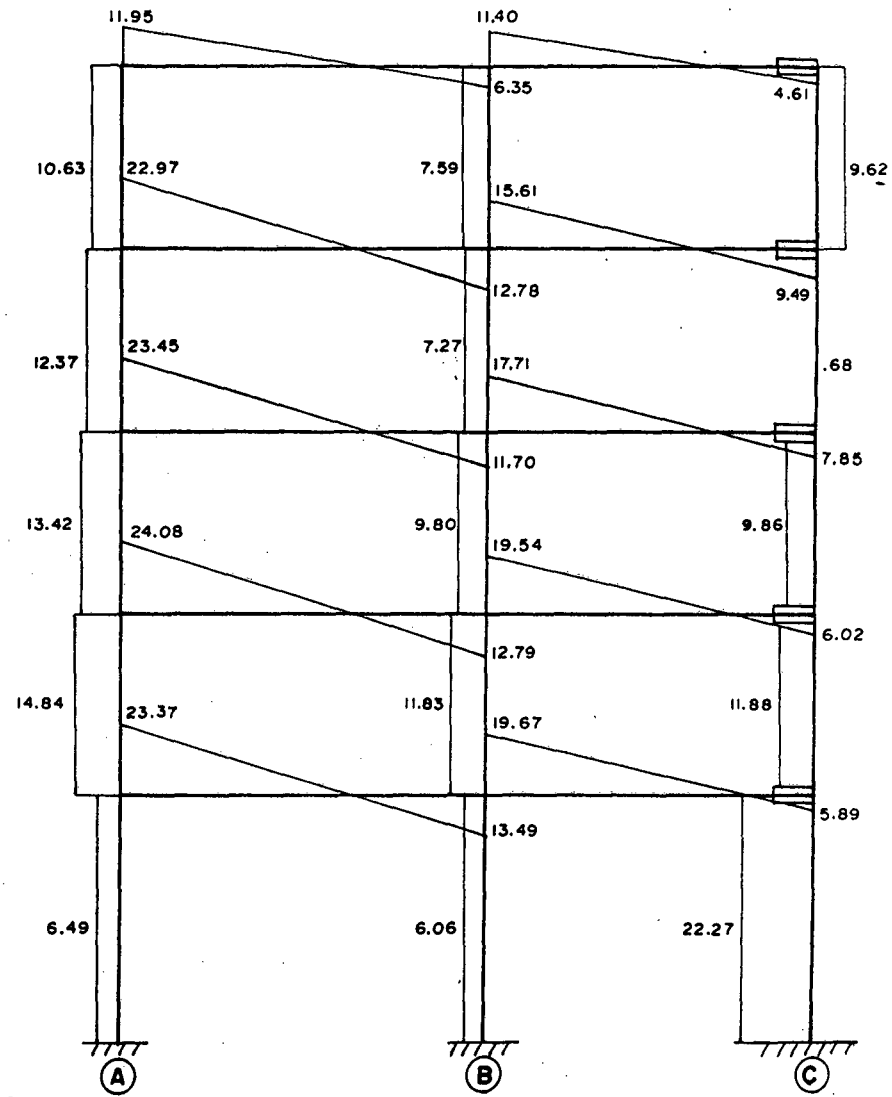
DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE



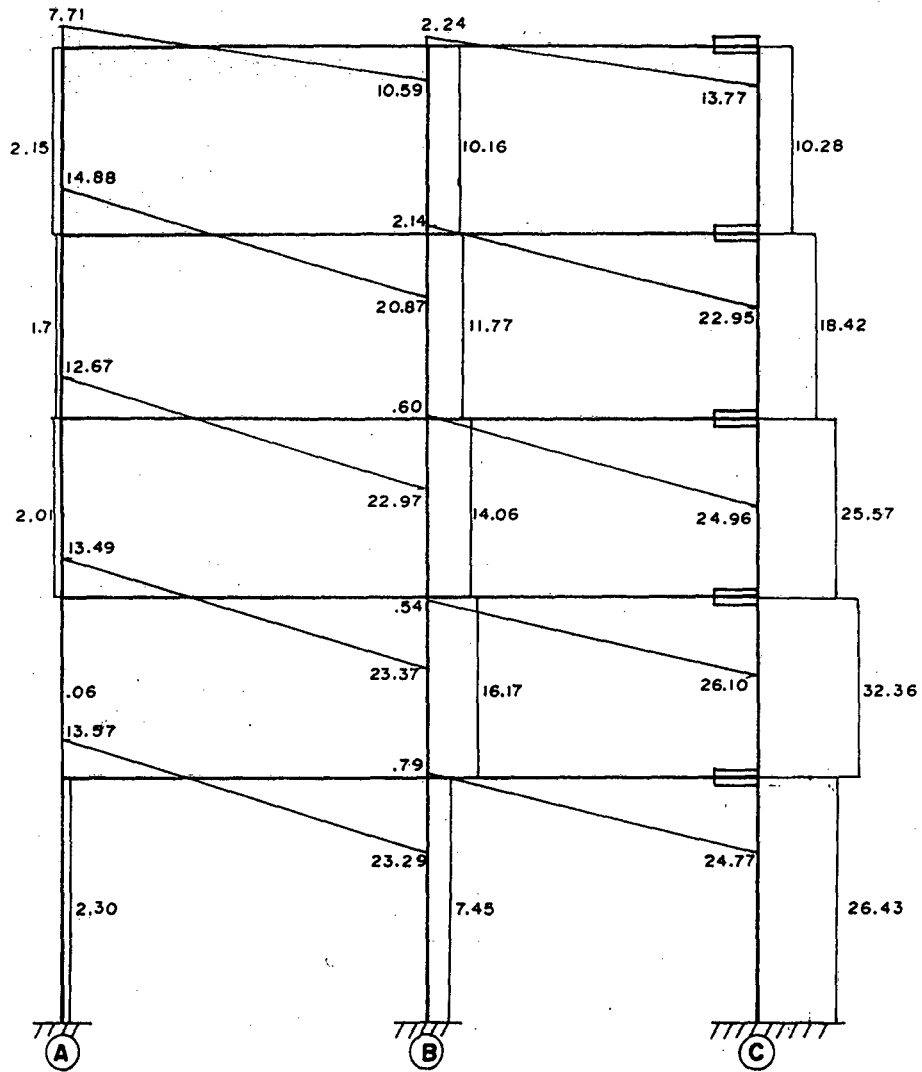
(0.9C.M.-1.25C.S.)

PORTICO 9-9

DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE



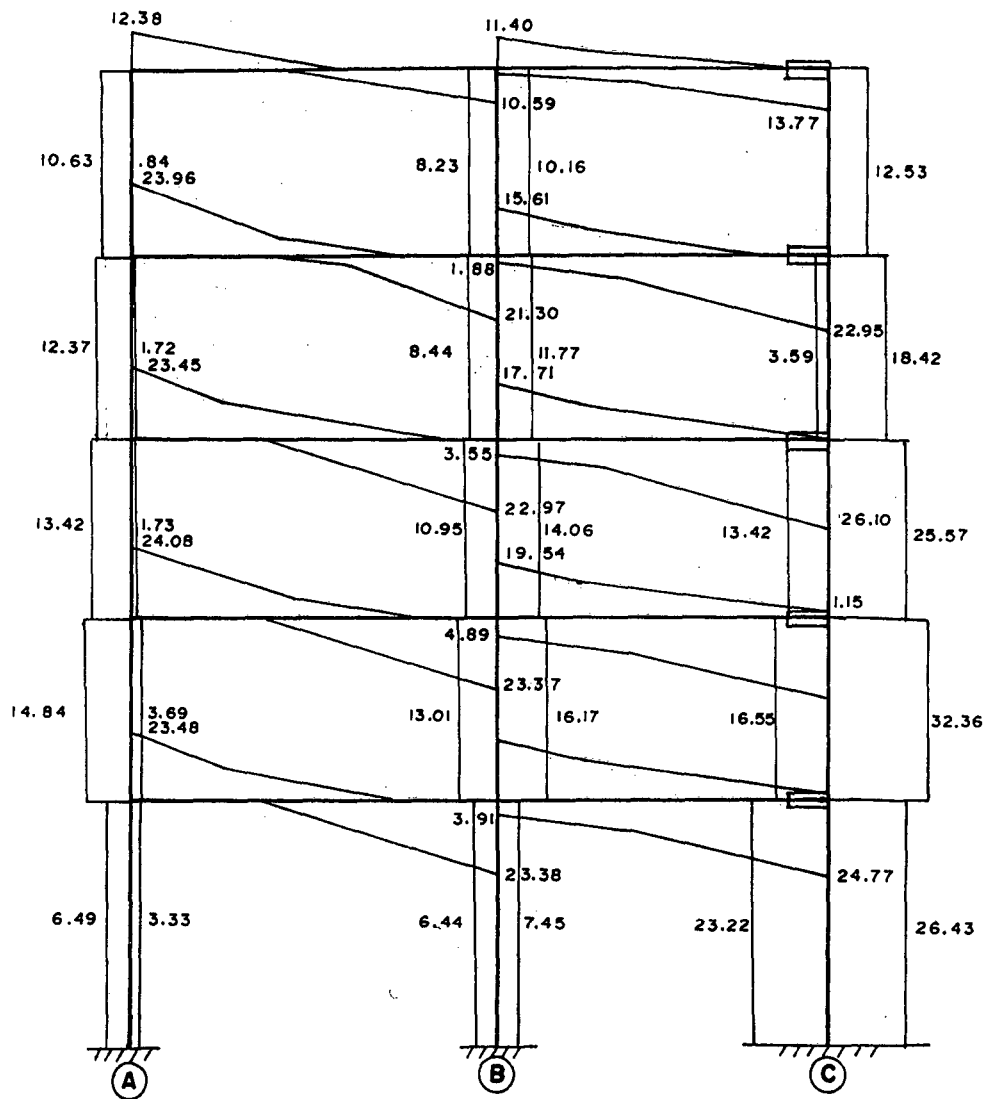
1.25 (C.M. + C.V. + C.S.)



PORTICO 9-9

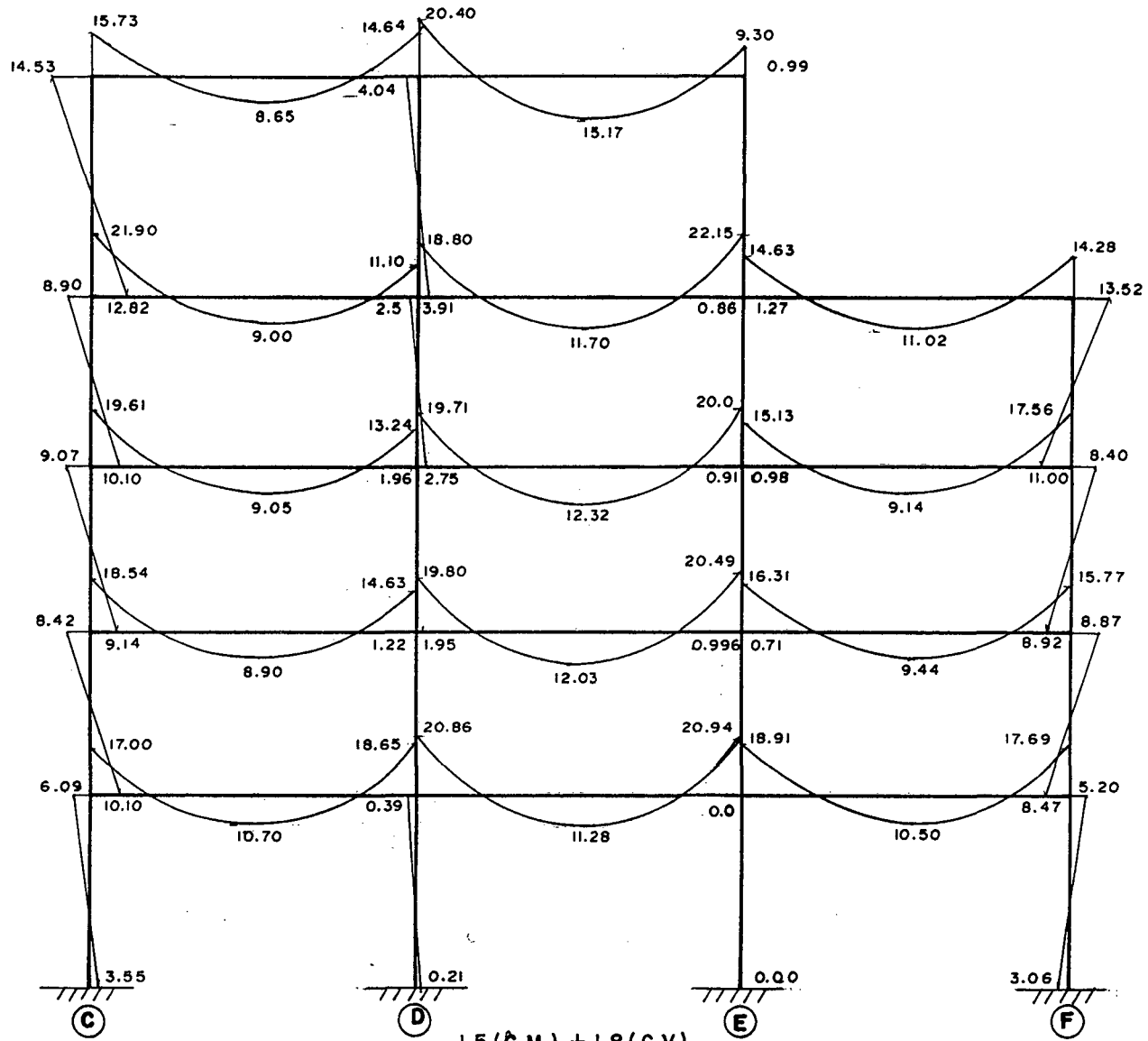
DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE

1.25(C.M.+C.V.-C.S.)



PORTICO 9 -19

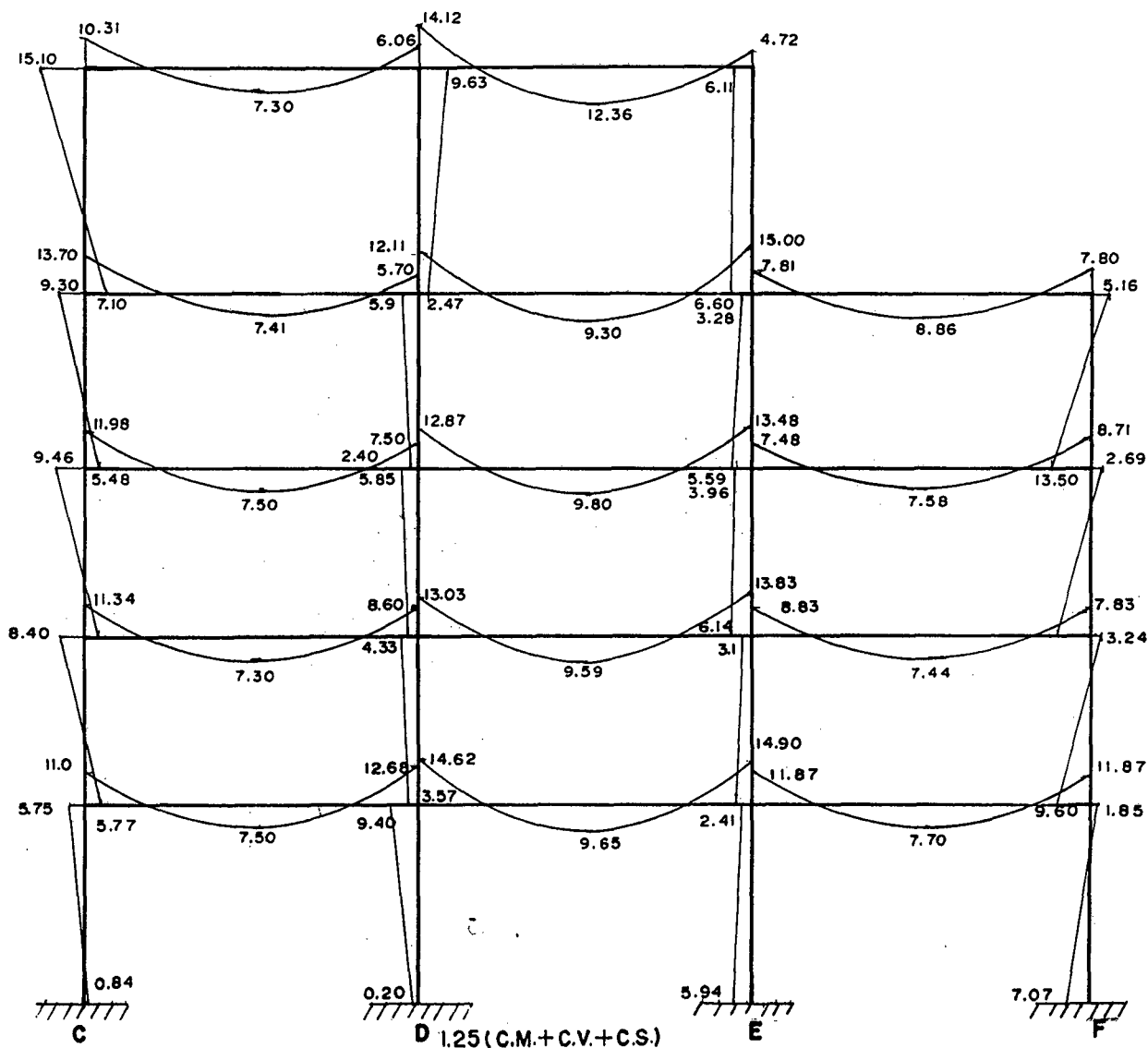
DIAGRAMA DE ENVOLVENTE DE FUERZA CORTANTE



1.5 (C.M.) + 1.8 (C.V.)

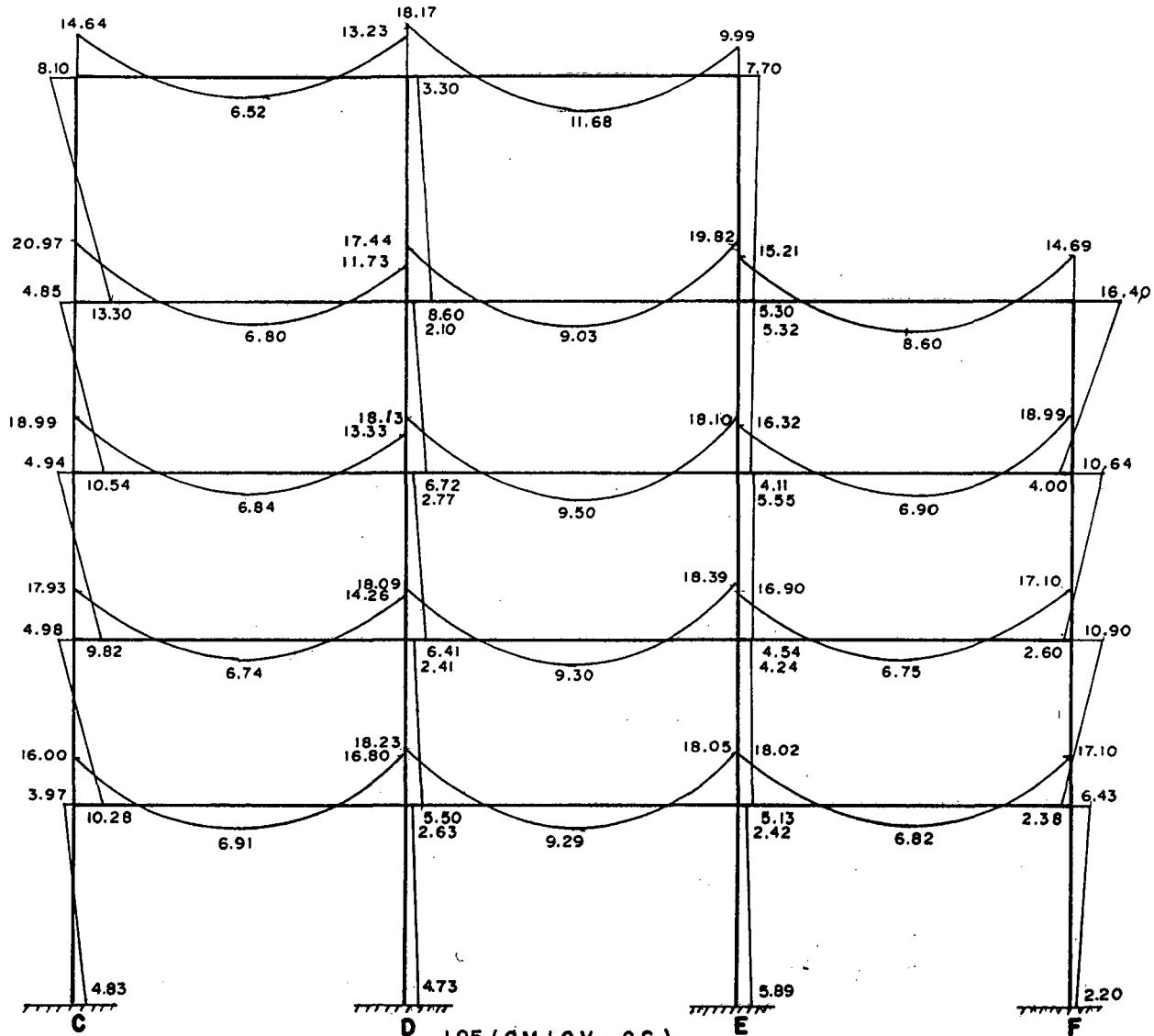
PORTICO 3-3

DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR



PORTICO 3-3

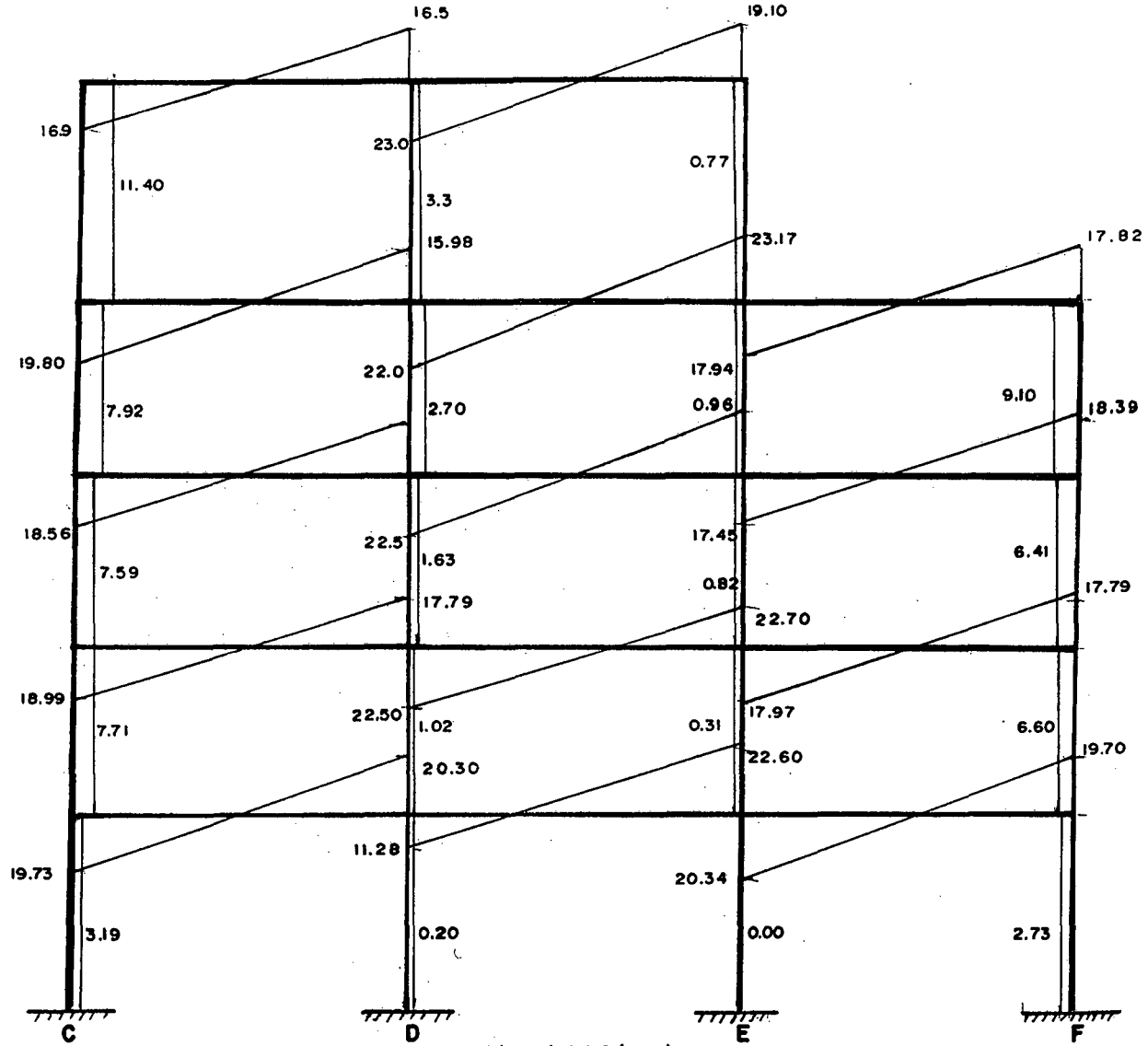
DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR



1.25 (C.M.+C.V.-C.S.)

PORTICO 3-3

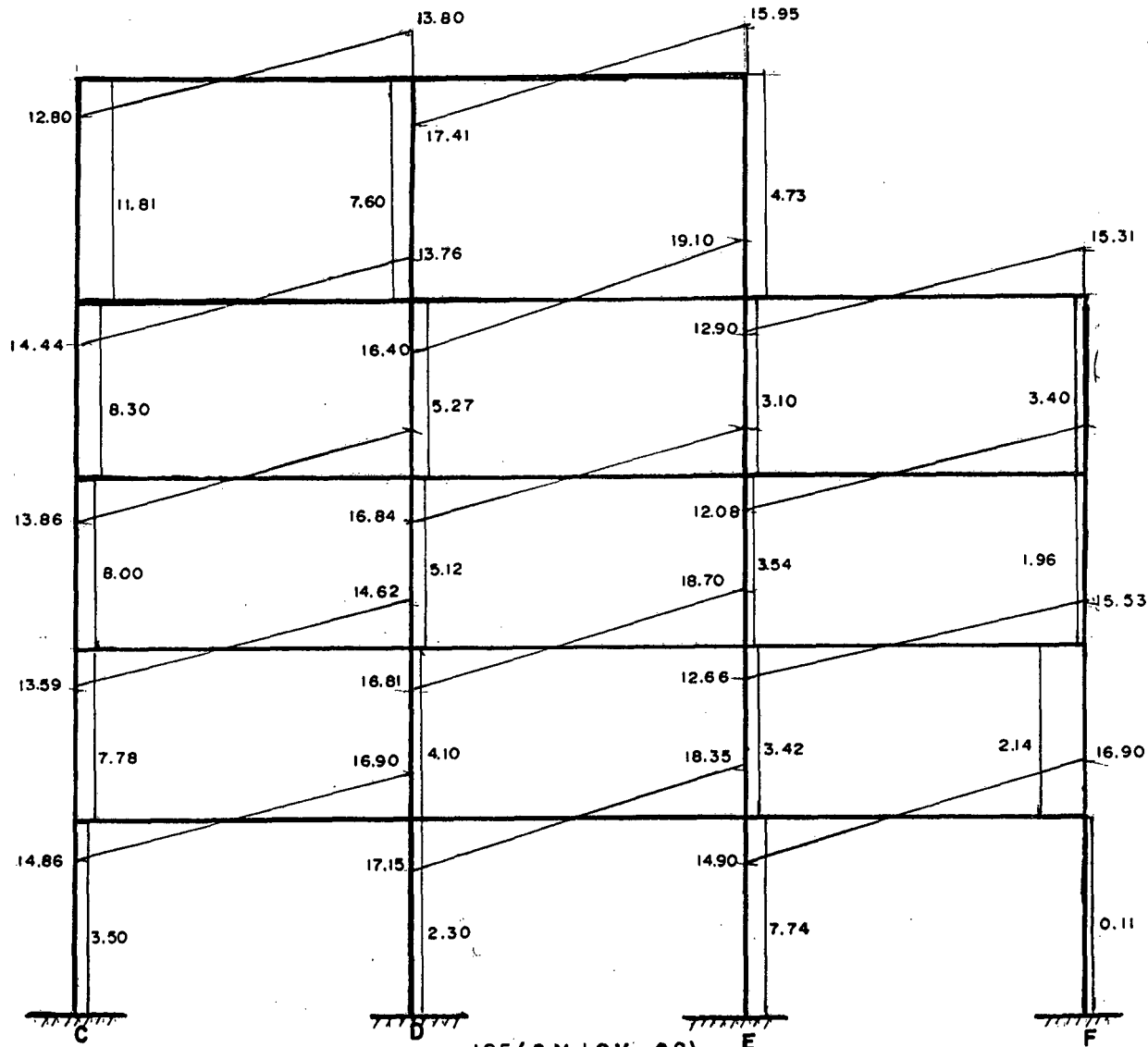
DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR



1.5(C.M.) + 1.8(C.V.)

PORTICO 3-3

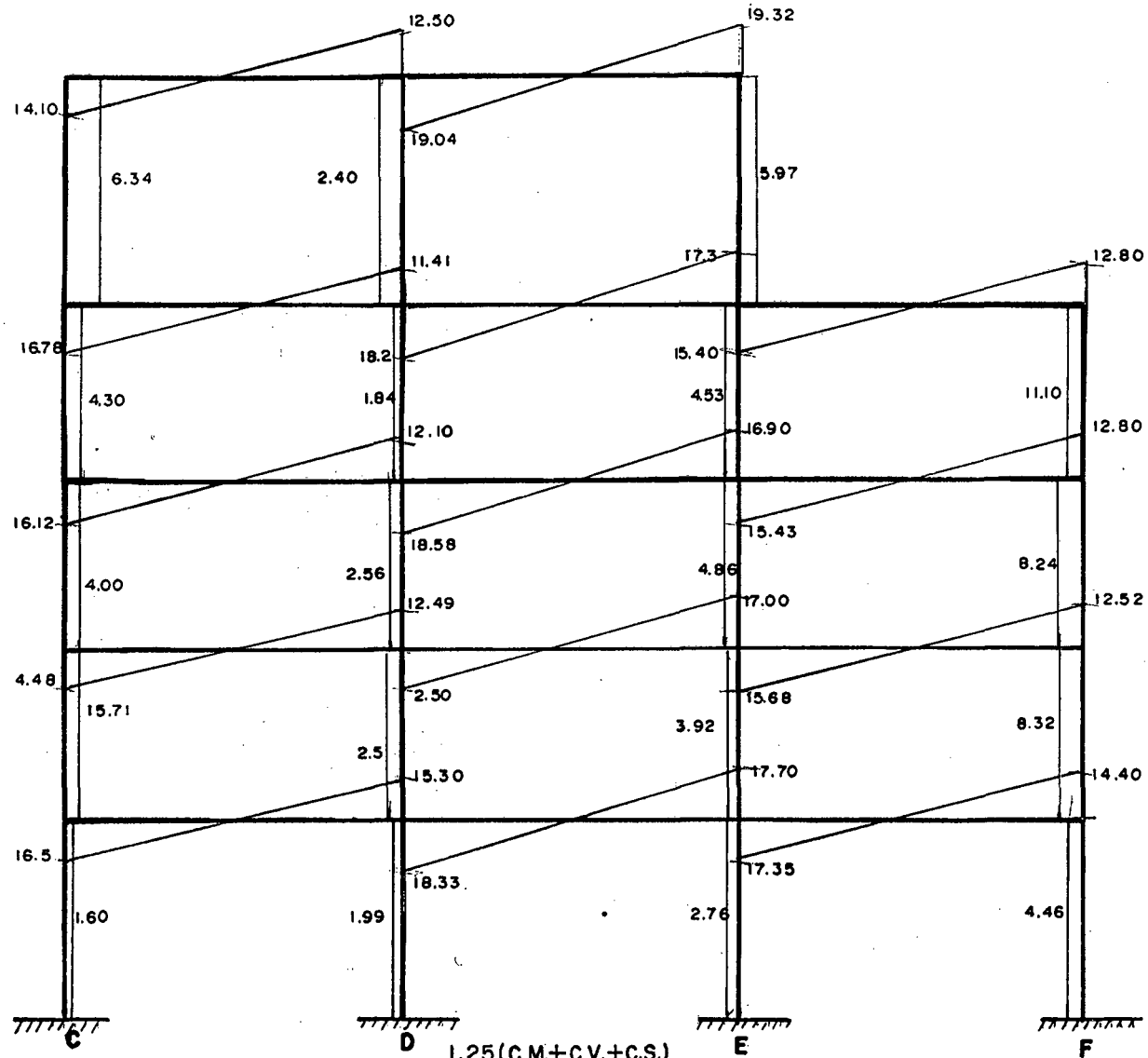
DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE



1.25 (C.M.+C.V.-C.S.)

PORTICO 3-3

DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE



PORTICO 3-3

DIAGRAMA DE FUERZA CORTANTE

CAPITULO III

DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 INTRODUCCION

La meta del diseño es producir estructuras óptimas. Esto implica considerar diversas modelos, evaluar costos y comportamiento de cada uno y hacer la mejor selección. Esta meta se alcanza cumpliendo con los siguientes:

- Las estructuras no deben sufrir daños ante sismos frecuentes de baja intensidad.
- El daño no estructural debe ser limitado y fácilmente reparable y el daño estructural debe ser mínimo bajo la acción sismos de mediana intensidad.
- Se debe tener un nivel aceptable de seguridad contra el colapso, aunque los daños estructurales y no estructurales sean considerables, ante sismos severos.

Para conseguir los objetivos anteriores no es suficiente que el ingeniero conozca y aplique estrictamente los reglamentos, sino que es fundamental que tenga un concepto claro sobre la naturaleza de los sismos y de las características de los materiales y de los elementos y sistemas estructurales.

Por otra parte uno de los principales aspectos del diseño de estructuras es el relativo al dimensionamiento y detalle de los elementos estructurales y de sus conexiones, a fin de que la estructura se comporte en forma congruente a la que se ha supuesto en el análisis. Con respecto a esto, los aspectos más importantes son los relativos a que las secciones individuales sean capaces de desarrollar el

grado de ductilidad implícito en el diseño y a que ante sismo intensos la estructura en su conjunto tenga la capacidad de disipar la energía sin llegar al colapso.

3.2 DISEÑO DE SISTEMA DE PISOS

3.2.1 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Diseño por flexión

El procedimiento que sigue para el diseño es como una viga T es el siguiente:

1. Suponer que el bloque comprimido no ha excedido el espesor de la losa; esto significa diseñar una viga rectangular de ancho b (incluyendo alma y zona participante de losa)
2. Determinar el área de acero requerida para la sección rectangular de ancho b , se encuentra el valor de "a" mediante el equilibrio.

$$0.85 f'c b a = A_s f_y$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d-a/2)} ; \text{ y } a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c b} \dots (1)$$

3. Si el valor de "a" es menor o igual al espesor de la losa, la suposición hecha es correcta y el diseño estará concluido.

Si el valor "a" excede el espesor de la losa estaremos en un caso como el descrito en el caso 3.

4. Para esta primera viga se obtiene el acero en tracción que equilibra el bloque comprimido en base d :

$$A_{s1} f_y = 0.85 f'c (b-b_w) a$$

y se obtiene su momento resistente mediante:

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2)$$

5. Conocido el momento actuante en base al análisis estructural y conocido el momento resistente de la primera viga de ancho (b-bw), se obtiene por diferencia el momento que deberá resistir la segunda viga

En base a este momento que corresponde a la segunda viga, se calculará el acero requerido en tracción, considerando una viga rectangular de ancho bw.

Para esto se usan todo lo indicado para vigas rectangulares, determinándose así un área A_{s2} (viga de ancho bw)

6. Conocido A_{s1} y A_{s2} se suman estos dos refuerzos obteniéndose el área total de la viga real de sección T.

Limitaciones.

- Cuantía máxima que asegura falta por flexión del acero.
 $\rho_{max} = .75 \rho_b = 0.75 (0.85 A_s f_c / f_y) (6000 / 6000 + f_y)$
- Cuantía mínima
 $\rho_{mín} = 0.0018$
- El acero mínimo por flexión deberá cumplir con mismo requisito.
 $A_{s_{rct}} = A_{s_{mín}} = \rho_{mín} b d$
- El diámetro máximo en losas es $\phi 3/4"$, pero lo ideal es de $\phi 5/8"$, $\phi 1/2"$, $\phi 3/8"$.
- El recubrimiento mínimo recomendable es de r.e= 2 cm.

Diseño por corte

El esfuerzo que toma el concreto sin refuerzo no será mayor que el valor dado por:

$$V_c = 1.1 \cdot x \cdot \phi \cdot 0.53 \sqrt{f'_c} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

En caso contrario puede hacerse uso del ensanche en los apoyos.

$$X = \frac{L_n}{2} - \sqrt{\left(\frac{L_n}{2}\right)^2 - \frac{2}{W_u} (M_u - \phi M_{ur \text{ p\acute{a}x}})}$$

Siendo:

L_n = luz libre entre ceras de apoyo.

W_u = Carga distribuida altura de roturas.

M_u = Momento último de rotura.

$M_{ur \text{ p\acute{a}x}}$ = Momento último resistente

COMPORTAMIENTO DE LA VIGA COMO VIGA RECTANGULAR O VIGA T.

Cuantía Balanceada

$$\rho_b = \frac{.85 \times \beta_1 \times f'_c \times 6000}{f_y (6000 + f_y)} = \frac{.85 \cdot .85 \cdot 210 \cdot 6000}{4200(6000 + 4200)} = 0.0213$$

Cuantía Máxima

$$\rho_{\text{m\acute{a}x}} = .75 \rho_b = 0.75 \cdot 0.0213 = 0.0159$$

Profundidad del eje neutro.

$$C = \frac{6000 d_c}{6000 + f_y} = \frac{6000 \cdot 3.0}{6000 + 4200} = 10 \text{ cm.}$$

$C = 10 \text{ cm} > 5 \text{ cm}$ TRABAJA COMO VIGA T.

MOMENTO HASTA LA CUAL LA VIGA TRABAJA COMO VIGA RECTANGULAR

- MOMENTO NEGATIVO

$$M_{urfm\acute{a}x} = K_{m\acute{a}x} b d^2 = 54.35 \cdot 10 \cdot 22^2 = 2.63 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_{urfm\grave{a}n} = K_{m\grave{a}n} b d^2 = 7.40 \cdot 10 \cdot 22^2 = 0.36 \text{ Ton} - \text{m}$$

- MOMENTO POSITIVO

$$M_{urfm\acute{a}x} = 54.35 \cdot 40 \cdot 22^2 = 10.52 \text{ Ton} - \text{m}$$

PARA EL CASO

$$\frac{M_{ur}}{\phi} > M_{urpm\acute{a}x}; \text{ se contempla el uso del ensanche por flexi3n.}$$

CONSTANTES QUE LIMITAN EL DISEÑO

Máximo momento negativos

$$M_{m\acute{a}x(-)} = 2.63 \text{ Ton} - \text{m}$$

Area de acero máximo

$$A_{sm\acute{a}x} = 0.0159 \cdot 10 \cdot 22 = 3.50 \text{ cm}^2$$

Area de acero mínimo

$$A_{sm\grave{a}n} = 0.0018 \cdot 10 \cdot 22 = 0.40 \text{ cm}^2$$

Fuerza cortante máxima que toma el concreto.

$$V_{cm\acute{a}x} = 1.1 \cdot 0.85 \cdot 53 \sqrt{210} \cdot 10 \cdot 22 = 1.58 \text{ Ton} - \text{m}$$

Longitud de desarrollo

$$L_{db} = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f_c}$$

$$L_{db} = 0.006 d_b f_y$$

Para $\phi 3/8''$; $L_d = 30 \text{ cm}$.

$\phi 1/2''$; $L_d = 32 \text{ cm}$

$\phi 5/8''$; $L_d = 40 \text{ cm}$.

TIPOS DE ALIGERADOS

Para la numeración de los viguetas usaremos la siguientes nomenclaturas.

N – ATX

Donde:

N = indica el virel en el cual se ubica la viga

AT = indica " Aligerado tipo"

X = es un número romano que indica el tipo de vigueta.

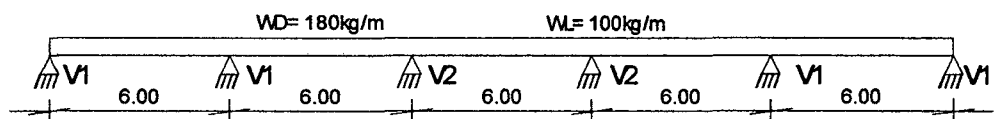
Ejemplo.

2- ATII indicará: ALIGERADO TIPO II DEL 2º NIVEL

ANALISIS DE ESTRUCTURAS

El análisis de estructuras de tendra como referencia la norma peruana E-060 , capitulo de diseño por flexión.

DISEÑO DEL ALIGERADO TIPO 1- ATI



UTILIZANDO COEFICIENTE A.C.I.

1. Carga uniformemente distribuida O K.
2. $L_{n1} - L_{n2} = 5.70 = 0 < 20\%$ O K
3. $3W_b > W_l \Rightarrow$ O K
4. Losa más de dos tramos O K!

∴ Se puede utilizar los coeficientes del A.C.I.

$$W_u = 1.5 W_d + 1.5 W_l = 0.45 \text{ Ton/m}$$

Verificamos:

M (-) bw.h

$$\text{Murpmáx} = 54.35 \cdot 10 \cdot 22^2 = 2.63 \text{ Ton} - \text{m} > \frac{\text{Mu}}{\emptyset} \quad \text{Ok}$$

$$\text{Murpmín} = 7.40 \cdot 10 \cdot 22^2 = 0.36 \text{ Ton} - \text{m} < \frac{\text{Mu}}{\emptyset} \quad \text{Ok}$$

M (+) = b*h.

$$\text{Murfmáx} = 54.35 \cdot 40 \cdot 22^2 = 10.52 \text{ Ton} - \text{m} > \frac{\text{Mu}}{\emptyset} = 1.16 \quad \text{Ok}$$

$$\text{Murfmín} = 7.4 \cdot 40 \cdot 22^2 = 1.43 \text{ Ton} - \text{m} > \frac{\text{Mu}}{\emptyset} = \text{Existe Asmín}$$

CALCULO DEL AREA DE ACERO

$$\text{As} = \text{Mu}/\emptyset/\text{Fy} (d - a/2) \quad a = \text{As fy}/ 0.85 f'c (b \text{ ó } b_w).$$

Donde:

$$F'c = 210 \text{ Kg/m}^2$$

$$Fy = 4200 \text{ Kg/ m}^2$$

Con respecto al apoyo inicial $\text{Mu}/\emptyset = 0.68 \text{ Ton} - \text{m}$, $b = 10\text{cm}$.

$$\text{As} = \frac{0.68 \times 10^5}{4200(22 - 1.81/2)} = 0.77 \text{ cm}^2 \quad d = \frac{0.77 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 (10)} = 1.81$$

De la misma forma para los demás apoyos, y con respecto a las tramos interiores $b = 40 \text{ cm}$.

$$\text{Asmin} = 0.0018 \times 40 \times 22 = 1.58 \text{ cm}^2$$

Cálculo del refuerzo por temperatura:

$$A_{\text{sr.ct}^\circ} = \rho_{\text{min}} \times b \times e$$

$$= 0.0018 \times 100 \times 5$$

$$= 0.9 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$5e = 5(5) = 25$$

$S_{\text{máx}} \leq$

$$45 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 25 \text{ cm}$$

$$S \frac{1}{4} = 100A_b/A_s = 100(0.39)/0.90 = 34.4 > \delta_{\text{máx}}$$

$$A_{s,CT^o} = \emptyset 1/4'' @ 0.25\text{m}$$

Longitud de anclaje:

$$L_d = 30 \text{ cm} \text{ ----- } \emptyset 3/8''$$

$$L_d = 1.3 \cdot l_d$$

$$L_d = 1.3 (30) = 39 \text{ cm}$$

$$L_d = 39 \text{ cm.}$$

CUADRO RESUMEN DE LOSA ALIGERADA

LOSA	ELEMENTO	PARTE	EJES	AREA DE ACERO	ACERO LONGITUDINAL	ACERO TRANSVERSAL
A-1	1	Superior	7	.77	1ø3/8"	ø1/4"@.25m.
			7-8	--	--	
			8	2.65	2ø1/2"	
		Inferior	7	.77	1ø3/8"	
			7-8	1.65	1ø1/2"+1ø3/8"	
			8	.77	1ø3/8"	
	2	Superior	8	2.65	2ø1/2"	
			8-9	--	--	
			9	2.65	2ø1/2"	
		Inferior	8	.77	1ø3/8"	
			8-9	1.65	1ø1/2"+1ø3/8"	
			9	0.77	1ø3/8"	
	3	Superior	9	2.65	2ø1/2"	
			9-10	--	--	
			10	2.65	2ø1/2"	
		Inferior	9	.77	1ø3/8"	
			9-10	1.65	1ø1/2"+1ø3/8"	
			10	0.77	1ø3/8"	
	4	Superior	10	2.65	2ø1/2"	
			10-11	--	--	
			11	2.65	2ø1/2"	
		Inferior	10	.77	1ø3/8"	
			10-11	1.65	1ø1/2"+1ø3/8"	
			11	0.77	1ø3/8"	
5	Superior	11	2.65	2ø1/2"		
		11-12	--	--		
		12	2.65	2ø1/2"		
	Inferior	11	.77	1ø3/8"		
		11-12	1.65	1ø1/2"+1ø3/8"		
		12	0.77	1ø3/8"		
6	Superior	12	2.65	2ø1/2"		
		12-13	--	--		
		13	2.65	1ø3/8"		
	Inferior	12	.77	1ø3/8"		
		12-13	1.41	2ø3/8"		
		13	0.77	1ø3/8"		
A-2	1	Superior	7	0.99	1ø1/2"	
			7-8	--	--	
		Inferior	8	2.65	2ø1/2"	
			7	.99	1ø1/2"	
	2	Superior	7-8	1.65	1ø1/2"+1ø3/8"	
			8	0.99	1ø1/2"	
		Inferior	8	2.65	2ø1/2"	
			8-9	--	--	
2	Superior	9	2.65	2ø1/2"		
		8	.99	1ø1/2"		
	Inferior	8-9	1.65	1ø1/2"+1ø3/8"		
		9	0.99	1ø1/2"		

A-2	3	Superior	9 9-10 10	0.99 -- 2.65	1ø1/2" -- 2ø1/2"	Ø1/4"@.25m.		
		Inferior	9 9-10 10	.99 1.65 0.99	1ø1/2" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø1/2"			
	4	Superior	10 10-11 11	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	10 10-11 11	.99 1.65 0.99	1ø1/2" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø1/2"			
	5	Superior	11 11-12 12	0.99 -- 2.65	1ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	11 11-12 12	.99 1.65 0.99	1ø1/2" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø1/2"			
	6	Superior	12 12-13 13	2.65 -- 0.99	2ø1/2" -- 1ø1/2"			
		Inferior	12 12-13 13	.99 1.65 0.99	1ø1/2" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø1/2"			
	A-3	1	Superior	7 7-8 8	0.77 -- 2.65		1ø3/8" -- 2ø1/2"	Ø1/4"@.25m.
			Inferior	7 7-8 8	.77 1.65 0.77		1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	
		2	Superior	8 8-9 9	2.65 -- 2.65		2ø1/2" -- 2ø1/2"	
			Inferior	8 8-9 9	.77 1.65 0.77		1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	
A-4	1	Superior	9 9-10 10	0.77 - 2.65	1ø3/8" -- 2ø1/2"	Ø1/4"@.25m.		
		Inferior	9 9-10 10	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"			
	2	Superior	10 10-11 11	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	10 10-11 11	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"			
	3	Superior	7 7-8 8	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	7 7-8 8	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"			

A-5	1	Superior	5 5-6 6	2.05 -- .99	1ø1/2"+1ø3/8" -- 1ø1/2"	Ø1/4"@.25m.
		Inferior	5 5-6 6	.77 1.65 0.77	1ø1/2" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	
A-6	1	Superior	4 4-5 5	2.05 -- 2.65	1ø1/2"+1ø3/8" -- 2ø1/2"	Ø1/4"@.25m.
		Inferior	4 4-5 5	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	
	2	Superior	5 5-6 6	2.65 -- 0.99	2ø1/2" -- 1ø1/2"	
		Inferior	5 5-6 6	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	
A-7	1	Superior	2 2-3 3	0.77 -- 2.05	1ø3/8" -- 1ø1/2"+1ø3/8"	Ø1/4"@.25m.
		Inferior	2 2-3 3	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	
	2	Superior	3 3-4 4	2.05 -- 2.65	1ø1/2"+1ø3/8" -- 2ø1/2"	
		Inferior	3 3-4 4	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	
	3	Superior	4 4-4' 4'	2.65 -- 0.98	2ø1/2" -- 1ø1/2"	
		Inferior	4 4-4' 4'	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	
A-8	1	Superior	2 2-3 3	0.99 -- 2.65	1ø1/2" -- 2ø1/2"	Ø1/4"@.25m.
		Inferior	2 2-3 3	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	
	2	Superior	3 3-4 4	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"	
		Inferior	3 3-4 4	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	
	3	Superior	4 4-5 5	2.65 -- 0.98	2ø1/2" -- 1ø1/2"	
		Inferior	4 4-5 5	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	

A-9	1	Superior	1	0.99	1ø1/2"	Ø1/4"@.25m.
			1-2	-	--	
			2	2.05	1ø1/2"+1ø3/8"	
	Inferior	1	.77	1ø3/8"		
		1-2	1.65	1ø1/2"+1ø3/8"		
		2	0.77	1ø3/8"		
	2	Superior	2	2.05	1ø1/2"+1ø3/8"	
			2-3	--	--	
			3	2.65	2ø1/2"	
Inferior	2	.77	1ø3/8"			
	2-3	1.65	1ø1/2"+1ø3/8"			
	3	0.77	1ø3/8"			
3	Superior	3	2.65	2ø1/2"		
		3-4	--	--		
		4	0.98	1ø1/2"		
Inferior	3	.77	1ø3/8"			
	3-4	1.65	1ø1/2"+1ø3/8"			
	4	0.77	1ø3/8"			
A-10	1	Superior	1	0.99	1ø1/2"	Ø1/4"@.25m.
			1-2	-	--	
			2	2.65	2ø1/2"	
	Inferior	1	.77	1ø3/8"		
		1-2	1.65	1ø1/2"+1ø3/8"		
		2	0.77	1ø3/8"		
	2	Superior	2	2.65	2ø1/2"	
			2-3	--	--	
			3	2.65	2ø1/2"	
Inferior	2	.77	1ø3/8"			
	2-3	1.65	1ø1/2"+1ø3/8"			
	3	0.77	1ø3/8"			
3	Superior	3	2.65	2ø1/2"		
		3-4	--	--		
		4	0.98	1ø1/2"		
Inferior	3	.77	1ø3/8"			
	3-4	1.65	1ø1/2"+1ø3/8"			
	4	0.77	1ø3/8"			
A-11	1	Superior	2	0.99	1ø1/2"	Ø1/4"@.25m.
			2-3	-	--	
			3	2.65	2ø1/2"	
	Inferior	2	.77	1ø3/8"		
		2-3	1.65	1ø1/2"+1ø3/8"		
		3	0.77	1ø3/8"		
2	Superior	3	2.65	2ø1/2"		
		3-4	--	--		
		4	0.98	1ø1/2"		
Inferior	3	.77	1ø3/8"			
	3-4	1.65	1ø1/2"+1ø3/8"			
	4	0.77	1ø3/8"			

A-12	1	Superior	2 2-3 3	.77 -- 2.65	1ø3/8" -- 2ø1/2"	Ø1/4"@.25m.		
		Inferior	2 2-3 3	.77 1.65 .77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"			
	2	Superior	3 3-4 4	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	3 3-4 4	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"			
	3	Superior	4 4-5 5	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	4 4-5 5	.77 1.41 0.77	1ø3/8" 2ø3/8" 1ø3/8"			
	4	Superior	5 5-6 6	2.65 -- 0.77	2ø1/2" -- 1ø3/8"			
		Inferior	5 5-6 6	.77 1.41 0.77	1ø3/8" 2ø3/8" 1ø3/8"			
	A-13	1	Superior	5 5-6 6	0.99 - 0.98		1ø1/2" -- 1ø1/2"	Ø1/4"@.25m.
			Inferior	5 5-6 6	.77 1.65 0.77		1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	
	A-14	1	Superior	7 7-8 8	.77 -- 2.65		1ø3/8" -- 2ø1/2"	Ø1/4"@.25m.
			Inferior	7 7-8 8	.77 1.65 .77		1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	
		2	Superior	8 8-9 9	2.65 -- 2.65		2ø1/2" -- 2ø1/2"	
			Inferior	8 8-9 9	.77 1.65 0.77		1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	
		3	Superior	9 9-10 10	2.65 -- 2.65		2ø1/2" -- 2ø1/2"	
			Inferior	9 9-10 10	.77 1.65 0.77		1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	
4		Superior	10 10-11 11	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	10 10-11 11	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"			
5		Superior	11 11-12 12	2.65 -- 0.77	2ø1/2" -- 1ø3/8"			
		Inferior	11 11-12 12	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 2ø3/8" 1ø3/8"			

A-15	1	Superior	7 7-8 8	.99 -- 2.65	1ø1/2" -- 2ø1/2"	Ø1/4"@.25m.		
		Inferior	7 7-8 8	.99 1.65 .99	1ø1/2" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø1/2"			
	2	Superior	8 8-9 9	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	8 8-9 9	.99 1.65 0.99	1ø1/2" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø1/2"			
	3	Superior	9 9-10 10	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	9 9-10 10	.99 1.65 0.99	1ø1/2" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø1/2"			
	4	Superior	10 10-11 11	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	10 10-11 11	.99 1.65 0.99	1ø1/2" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø1/2"			
	5	Superior	11 11-12 12	2.65 -- 0.77	2ø1/2" -- 1ø3/8"			
		Inferior	11 11-12 12	.77 1.41 0.77	1ø3/8" 2ø3/8" 1ø3/8"			
	A-16	1	Superior	2 2-3 3	0.99 - 2.65		1ø1/2" -- 2ø1/2"	Ø1/4"@.25m.
			Inferior	2 2-3 3	.77 1.65 0.77		1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	
		2	Superior	3 3-4 4	2.65 -- 2.65		2ø1/2" -- 2ø1/2"	
			Inferior	3 3-4 4	.77 1.65 0.77		1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"	
		3	Superior	4 4-5 5	2.65 -- 0.98		2ø1/2" -- 1ø1/2"	
Inferior			4 4-5 5	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"			

A-17	1	Superior	7 7-8 8	.77 -- 2.65	1ø3/8" -- 2ø1/2"	Ø1/4"@.25m.		
		Inferior	7 7-8 8	.77 1.65 .77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"			
	2	Superior	8 8-9 9	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	8 8-9 9	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"			
	3	Superior	9 9-10 10	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	9 9-10 10	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"			
	4	Superior	10 10-11 11	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	10 10-11 11	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"			
	A-18	1	Superior	7 7-8 8	.99 -- 2.65		1ø1/2" -- 2ø1/2"	Ø1/4"@.25m.
			Inferior	7 7-8 8	.99 1.65 .99		1ø1/2" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø1/2"	
		2	Superior	8 8-9 9	2.65 -- 2.65		2ø1/2" -- 2ø1/2"	
			Inferior	8 8-9 9	.99 1.65 0.99		1ø1/2" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø1/2"	
3		Superior	9 9-10 10	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	9 9-10 10	.99 1.65 0.99	1ø1/2" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø1/2"			
4		Superior	10 10-11 11	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	10 10-11 11	.99 1.65 0.99	1ø1/2" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø1/2"			

A-19	1	Superior	10 10-11 11	0.99 -- 1.65	1ø1/2" -- 2ø1/2"	Ø1/4"@.25m.		
		Inferior	10 10-11 11	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"			
A-20	1	Superior	7 7-8 8	.77 -- 2.65	1ø3/8" -- 2ø1/2"	Ø1/4"@.25m.		
		Inferior	7 7-8 8	.77 1.65 .77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"			
	2	Superior	8 8-9 9	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	8 8-9 9	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø3/8"			
	3	Superior	9 9-10 10	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	9 9-10 10	.77 1.65 0.77	1ø3/8" 2ø3/8" 1ø3/8"			
	4	Superior	10 10-11 11	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	10 10-11 11	.77 1.41 0.77	1ø3/8" 2ø3/8" 1ø3/8"			
	A-21	1	Superior	7 7-8 8	.99 -- 2.65		1ø1/2" -- 2ø1/2"	Ø1/4"@.25m.
			Inferior	7 7-8 8	.99 1.65 .99		1ø1/2" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø1/2"	
		2	Superior	8 8-9 9	2.65 -- 2.65		2ø1/2" -- 2ø1/2"	
			Inferior	8 8-9 9	.99 1.65 0.99		1ø1/2" 1ø1/2"+1ø3/8" 1ø1/2"	
3		Superior	9 9-10 10	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	9 9-10 10	.77 1.41 0.77	1ø3/8" 2ø3/8" 1ø3/8"			
4		Superior	10 10-11 11	2.65 -- 2.65	2ø1/2" -- 2ø1/2"			
		Inferior	10 10-11 11	.77 1.41 0.77	1ø3/8" 2ø3/8" 1ø3/8"			

A-22	1	Superior	2	0.77	1ø1/2"+1ø3/8"	Ø1/4"@.25m.
			2-3	-	--	
			3	2.65	2ø1/2"	
	2	Inferior	2	.77	1ø3/8"	
			2-3	1.41	2ø3/8"	
			3	0.77	1ø3/8"	
3	Superior	3	2.65	2ø1/2"		
		3-4	--	--		
		4	0.99	1ø1/2"		
4	Inferior	3	.77	1ø3/8"		
		3-4	1.41	2ø3/8"		
		4	0.77	1ø3/8"		
A-23	1	Superior	2	0.99	1ø1/2"	Ø1/4"@.25m.
			2-3	-	--	
			3	2.65	2ø1/2"	
		Inferior	2	.77	1ø3/8"	
			2-3	1.41	2ø3/8"	
			3	0.77	1ø3/8"	
	2	Superior	3	2.65	2ø1/2"	
			3-4	--	--	
			4	2.65	2ø1/2"	
		Inferior	3	.77	1ø3/8"	
			3-4	1.41	2ø3/8"	
			4	0.77	1ø3/8"	
3	Superior	4	2.65	2ø1/2"		
		4-5	--	--		
		5	0.98	1ø1/2"		
	Inferior	4	.77	1ø3/8"		
		4-5	1.41	2ø3/8"		
		5	0.77	1ø3/8"		
A-24	1	Superior	2	2.05	1ø1/2"+1ø3/8"	Ø1/4"@.25m.
			2-3	-	--	
			3	2.65	2ø1/2"	
		Inferior	2	.77	1ø3/8"	
			2-3	1.41	2ø3/8"	
			3	0.77	1ø3/8"	
	2	Superior	3	2.65	2ø1/2"	
			3-4	--	--	
			4	2.65	2ø1/2"	
		Inferior	3	.77	1ø3/8"	
			3-4	1.41	2ø3/8"	
			4	0.77	1ø3/8"	
3	Superior	4	2.65	2ø1/2"		
		4-4'	--	--		
		4'	0.98	1ø1/2"		
	Inferior	4	.77	1ø3/8"		
		4-4'	1.41	2ø3/8"		
		4'	0.77	1ø3/8"		
A-25	1	Superior	3	0.77	1ø3/8"	Ø1/4"@.25m.
			3-4	-	--	
			4	2.05	1ø1/2"+1ø3/8"	
		Inferior	3	.77	1ø3/8"	
			3-4	1.41	2ø3/8"	
			4	0.77	1ø3/8"	
	2	Superior	4	2.05	1ø1/2"+1ø3/8"	
			4-5	--	--	
			5	2.65	2ø1/2"	
		Inferior	4	.77	1ø3/8"	
			4-5	1.41	2ø3/8"	
			5	0.77	1ø3/8"	
3	Superior	5	2.65	2ø1/2"		
		5-6	--	--		
		6	0.98	1ø1/2"		
	Inferior	5	.77	1ø3/8"		
		5-6	1.41	2ø3/8"		
		6	0.77	1ø3/8"		

A-26	1	Superior	7	.77	1ø3/8"	Ø1/4"@.25m.
			7-8	--	--	
			8	2.65	2ø1/2"	
		Inferior	7	.77	1ø3/8"	
	7-8		1.41	2ø3/8"		
	2	Superior	8	2.65	2ø1/2"	
			8-9	--	--	
			9	0.77	1ø3/8"	
Inferior		8	.77	1ø3/8"		
	8-9	1.41	2ø3/8"			
		9	0.77	1ø3/8"		

3.2.2 DISEÑO DE LOSA MACIZA

Son estructuras monolíticas vaciados conjuntamente con las vigas que forman los entramados de los pisos conforme a las dimensiones de los paños se pueden proyectar losas con armadura en una dirección o losas con armaduras en dos direcciones.

En nuestro proyecto hemos elegido las una opcion, una losa en una dirección (Bloque I y Bloque II). Por tener mucha importancia en el comportamiento estructural con respecto al efecto de la escalera autoportante y el ascensor.

ANALISIS DE UNA LOSA

Las losas armadas en una dirección se analizan como si fueran vigas de gran ancho, por comodidad generalmente se considera una faja de un metro de ancho para el análisis por cuanto ordinariamente las cargas se presentan distribuidas

por metro cuadrado que para los efectos se convierten en cargas por metro lineal.

ANALISIS DE LA VIGA DE APOYO

Debido a que las losas son monolíticas con sus apoyos éstos quedan automáticamente provistos de un ancho adicional en la parte superior. Como la viga es parte integrante de un pórtico, para el análisis deberán tenerse en cuenta este hecho para efectos del cálculo de rigideces de pórtico.

LIMITACIONES DE DISEÑO

El reglamento limita el peralte de losas macizas en una dirección cuando se calculan deflexiones a los siguientes valores:

$h = 1/25$ ligeramente apoyados

$h = 1/30$ con un extremo continuo

$h = 1/35$ ambos extremos continuos.

El peralte mínimo de losas armadas en dos direcciones que tengan una relación de tramo largo a tramo corto no mayor de 2 deberá calcularse con las siguientes ecuaciones.

$$1. \quad h = \frac{\ln(800 + 0.071 f_y)}{3600 + 5000 \beta [\alpha_m - 0.5(1 - \beta_s)(1 + 1/\beta)]}$$

Pero no menor que:

$$2. \quad h = \frac{\ln(800 + 0.071 f_y)}{\text{-----}}$$

$3\ 600 + 5\ 000 \beta(1 + \beta_s)$
Además el peralte no necesita ser mayor que:

3.
$$h = \frac{\ln(800 + 0.071 f_y)}{3\ 600}$$

Donde:

β = Relación de luz libre mayor a luz libre menor

β_s = Relación de la longitud de los bordes continuos al
perímetro
total de un paño de losa.

α = Relación de la rigidez a flexión de la sección de la viga a la
rigidez a flexión de un ancho de losa limitado
lateralmente por
las líneas centrales de los paños adyacentes en cada lado de
la viga.

α_m = Promedio de los valores α en todo el perímetro del paño

($\alpha_m = 0$, (para losas sin vigas)

Adicionalmente deben cumplirse los siguientes números:

- a) Losas sin vigas ni ábacos $h \geq 12.5$ cm.
- b) Losas sin vigas con ábacos $h \geq 10$ cm.
- c) Losa con vigas en 4 bordes con un valor $h \geq 9$
cm de $\alpha_m \geq 2$

Igualmente limita un recubrimiento o un valor no
menor a 2cm y proporciona cuantías mínimas de acero

para tomar los esfuerzos por contracción y temperatura .

- Losas donde se usan barras lisas 0.0025
 - Losas donde se usan barras corrugadas con límites de esfuerzo de frecuencia menores a 4 200 kg/cm² 0.0020
 - Losas donde se usan barras corrugadas, con límites de esfuerzo a la fluencia de 4 200 kg/cm² 0.0018

El refuerzo por contracción y temperatura deberá colocarse a una separación menor o igual a 5 veces el espesor de la losa, sin exceder de 45 cm.

DISEÑO DE LOSA ARMADA EN UNA DIRECCION (BLOQUE I Y BLOQUE II)

Datos obtenidos en el capitulo II, en el item de metrados de losas macizas.

$$W_D = \dots\dots\dots 580 \text{ kg/m}$$

$$W_L = \dots\dots\dots 200 \text{ kg/m}$$

Carga a la rotura:

$$W_U = 1.5 W_D + 1.8 W_L$$

$$W_U = 1.5 (580) + 1.80 (200) = 1230 \text{ kg/m.}$$

$$d_c = 3.00 \text{ cm}$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm} \quad d = 17 \text{ cm}$$

$$A_{spmin} = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{3.60 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Momento resistente con cuantía mínima:

$$M_{urp\text{mín}} = \phi As f_y (d - a/2) = 0.90 \times 3.60 \times 4,200 (17 - 0.85/2)$$

$$M_{urp\text{mín}} = 2.26 \text{ ton} - \text{m}$$

Momento resistente con cuantía máxima:

$$\rho_{\text{máx}} = .75 \rho_b = 0.75 \times 0.026 = 0.016$$

$$As = \rho_{\text{máx}} \times b \times h = 0.016 \times 100 \times 20 = 32 \text{ cm}^2$$

$$a = 7.53 \text{ cm.}$$

$$M_{uF\rho_{\text{máx}}} = 0.9 \times 32 \times 4200 (17 - 7.53/2) = 16.00 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{ur\rho_{\text{máx}}} = 16.00 \text{ Ton} - \text{m.}$$

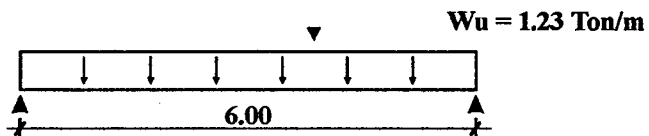
Máxima Fuerza Cortante:

$$V_c = 0.5 \phi \sqrt{f'_c} = 0.5 \times 0.85 \sqrt{210} = 6.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{uc} = 6.15 \times 100 \times 17 = 10,455 \text{ kg}$$

Tipo de Losa

Mi - LTn : Indica losa maciza tipo VI y el nivel



Momento de diseño de la losa tipo VI:

$$M_{\text{máx}} (+) = 1/8 WL^2 : M_{\text{máx}} (-) = 1/24 W\phi L^2$$

$$M_u(+) = 1/8 \times 1.23 (6.00)^2 = 5.54 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$M_u(+)/\phi = 6.16 \text{ Ton-m}$$

$$M_u(-) = 1/24 \times 1.23 (6.00)^2 = 1.84^5 \text{ Ton-m}$$

$$M_u(-)/\phi = 2.05 \text{ Ton-m}$$

CALCULO DEL REFUERZO LONGITUDINAL

TRAMO CENTRAL

$$A_s = \frac{M_u/\phi}{f_y (d - a/2)} \qquad a = \frac{A_s F_y}{0.85 f'_c b}$$

$$A_s = \frac{6.16 E^5}{4200(17-2.17/2)} = 9.22 \text{ cm}^2$$

Alternando $\phi \frac{1}{2}'' @ .25\text{m}$. alternando
 $a = 2.17 \text{ cm}$

ESPACIAMIENTO:

$$S \left\{ \begin{array}{l} 3e = 3 \times 20 = 60 \\ 45\text{cm} \end{array} \right. \qquad S_{\max} = 45 \text{ cm}$$

EN LOS APOYOS:

$$M_u/\phi = 2.05 < M_{urp\max}$$

$$\therefore A_{s\min} = 3.60 \text{ cm}^2 \quad a = 0.85 \phi 3/8 @ .20\text{m}.$$

CALCULO DE LONGITUD DE ANCLAJE:

$$l_d = 1.3 l_d$$

$$l_d = \frac{0.06 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.06 \times .71 \times 4200}{\sqrt{210}} = 12.35 \text{ cm}$$

$$l_d = 0.006 d_b f_y = 0.006 \times 1.00 \times 4200 = 25.20 \text{ cm}$$

$$l_d = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

\therefore Se toma el mayor $l_d = 30 \text{ cm}$

$$l_a = 1.3 l_d = 1.3(30)$$

$$l_a = 39 \text{ cm}$$

CALCULO DE REFUERZO POR TEMPERATURA

$$A_{s_{rT}} = 0.0018 \times b \times h$$
$$= 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento máximo:

$$S_{\text{máx}} \begin{cases} 5e = 25 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{El menor} \Rightarrow S_{\text{máx}} = 45 \text{ cm}$$

$$S = \frac{100(.71)}{3.60} = 20 \text{ cm.} \rightarrow \text{Asrt}^\circ \text{ } \varnothing 3/8'' \text{ @.20m.}$$

3.3 DISEÑO DE ESCALERAS

3.3.1 DISEÑO DE ESCALERAS AUTOPORTANTES

La escalera se analiza como un elemento de dos tramos (ver fig).

Las cargas aplicadas en el tramo interior de la escalera generan tensión en el superior, mientras que las aplicadas en el superior, generan compresión en el inferior. El tramo inferior se diseña sólo por flexión. Sin embargo, el tramo superior se diseña como un elemento sometido a flexión y tracción.

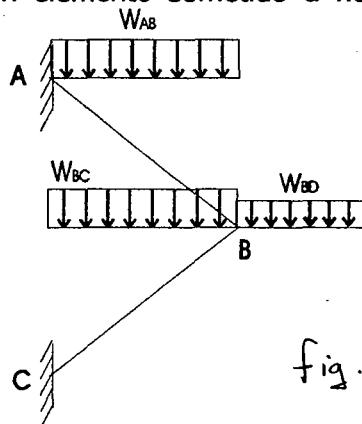
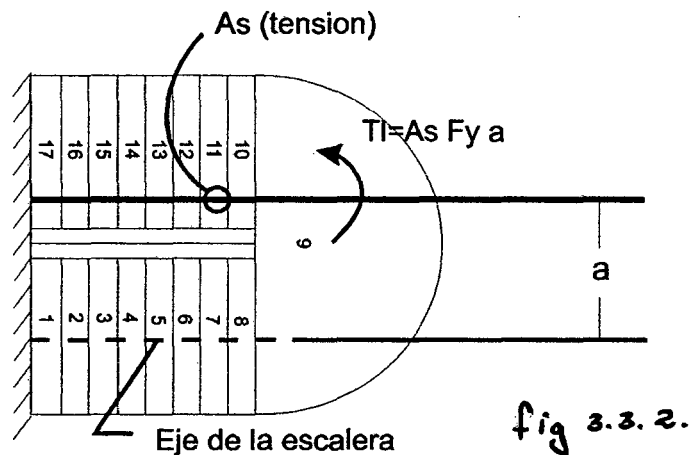


fig. 3.3.1.

Por su parte la Losa de descanso está sometida no sólo a la flexión generada por las cargas que actúan directamente sobre ella, sino a la torsión generada por las fuerzas de tensión y compresión en los tramos superior e inferior de la escalera. Para que este torsor sea lo menor posible, el refuerzo provisto para resistir la tensión en el tramo superior debe distribuirse lo más cerca

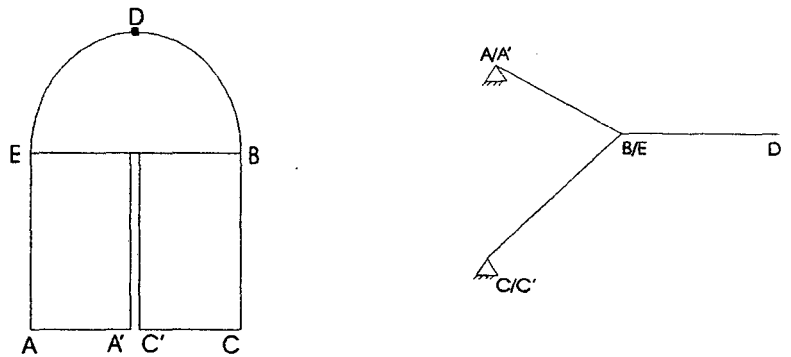


posible del borde interior del elemento (ver figura) De este modo se busca reducir el brazo de palanca del par.

3.3.1.1 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

Se analiza como una estructura aperticada con un nudo en el descanso, el cual transfiere además un momento torsor. Es necesario considerar adecuadamente las condiciones de borde, especialmente el apoyo superior y su grado de fijación (desplazamiento) tanto horizontal como vertical.

fig 2.3.3



Considerando que el punto B/c no se desplaza; se puede asumir este punto como un apoyo ficticio y por lo tanto tenemos el siguiente diagrama de momentos:

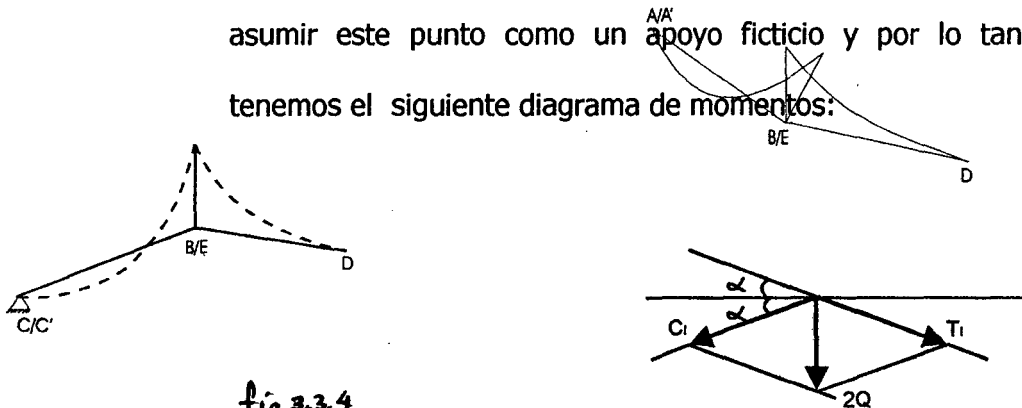


fig 2.3.4.

Al considerarse el apoyo A/A' se puede notar que se desarrollan fuerzas bien

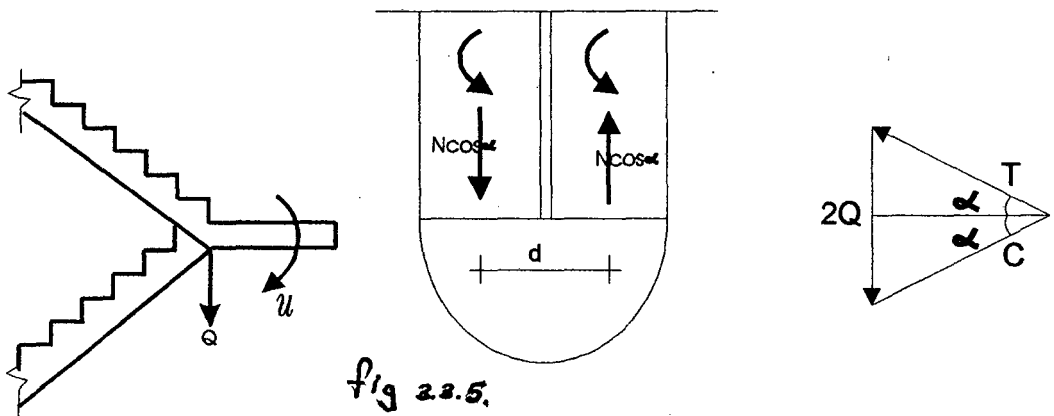


fig 2.3.5.

definidas, tracción (T) y compresión (C) en los tramos superiores e inferiores.

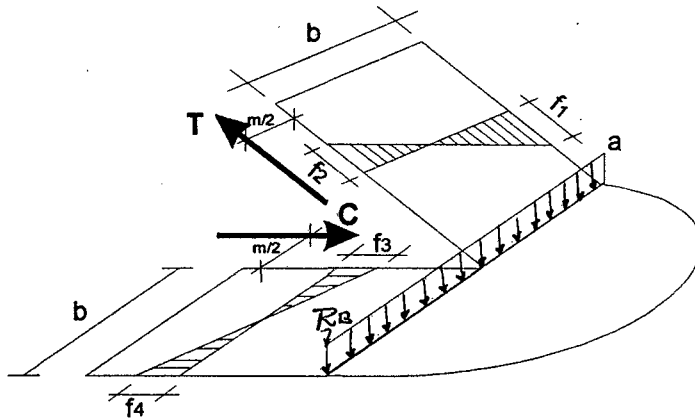


Fig 22.6.

Dado a que las fuerzas C y T son excéntricas en ambas rampas, podríamos ubicar la fuerza C y T respectivamente en el centro de cada rampa al adicionarse su momento respectivo debido a la excentricidad.

$$T \text{ (centrado)} = T + Me$$

$$T_c = T + T(b+m/2)$$

Cálculo de esfuerzos:

$$f_1 = T/A \pm My/I$$

$$f_1 = \frac{T}{tb} \pm \frac{T(b+m)/2 \cdot b/2}{1/12(tb^3)} = \frac{T}{bt} - \frac{3T}{tb^2} (b+m)$$

$$f_1 = \frac{T}{tb} \left[1 - \frac{3(b+m)}{b} \right]$$

$$f_1 = \frac{R_B}{t \sin \alpha} \left[1 - \frac{3(b+m)}{b} \right]$$

Analíticamente:

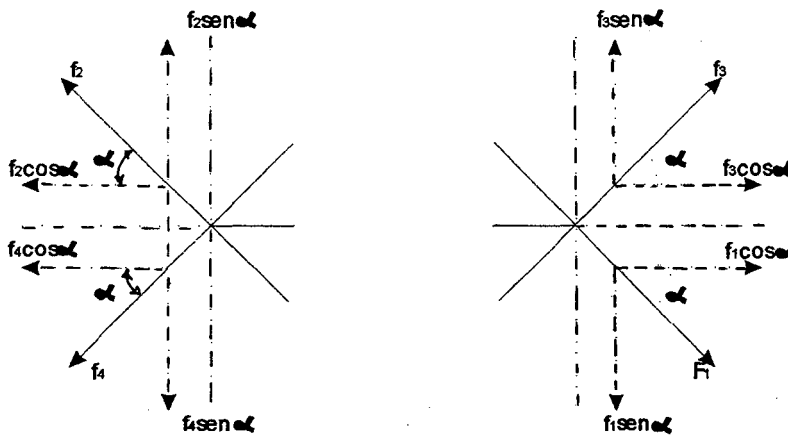
$$F_2 = \frac{R_B}{t \operatorname{sen} \alpha} \left[1 + \frac{3(b+m)}{b} \right]$$

Con la fuerza "C" hacemos una rotación similar:

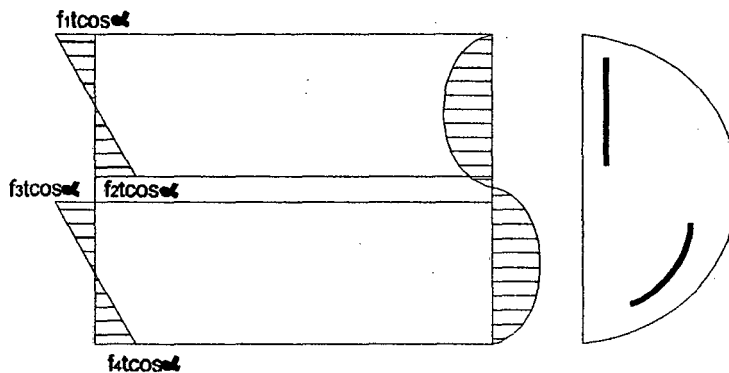
$$f_3 = - \frac{R_B}{t \operatorname{sen} \alpha} \left[1 + \frac{3(b+m)}{b} \right]$$

$$f_4 = - \frac{R_B}{t \operatorname{sen} \alpha} \left[1 - \frac{3(b+m)}{b} \right]$$

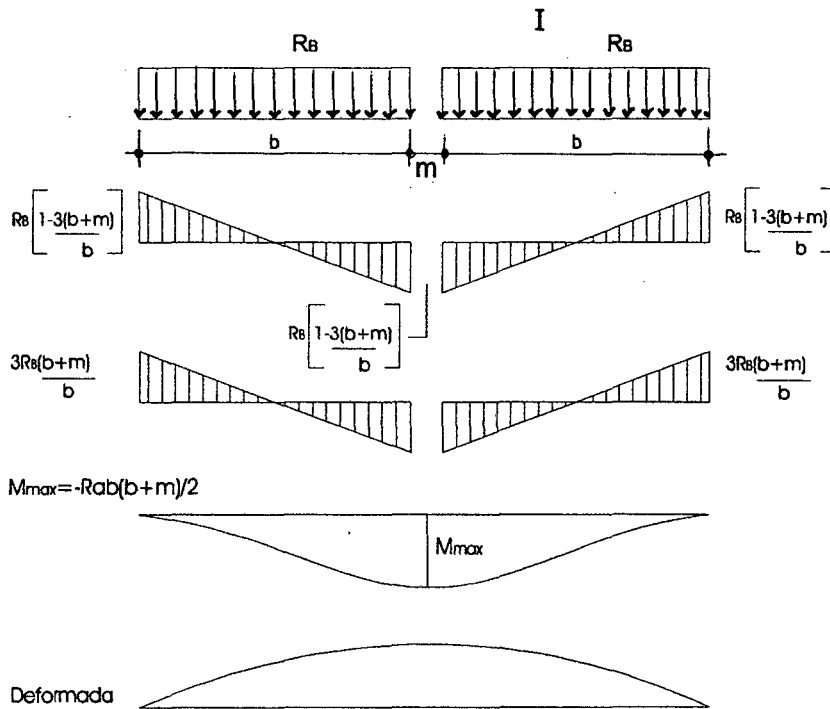
Encontrando la proyección horizontal de estos esfuerzos para el cálculo del descanso.



Cálculo del área de acero horizontal:



Verificar si el concreto toma la flexión: $f = \frac{M_u}{C} \leq 2\sqrt{f'c}$



Sumando todos los componentes, pues son iguales, se tiene que:

$F = \frac{3}{4} R_b (b+m)$ y el momento será:

$$M_v = F \frac{2b}{3} = R_b b / 2(b+m)$$

Al sumar los dos efectos se considera sólo la torsión pues es la más crítica.

La armadura en el descanso se coloca en la mitad, por lo que es la parte más crítica, en el resto se pone A_s mín.

En los lados internos de la rampa se coloca acero pues existe una fuerza de tirantamiento que forma un momento alrededor del eje de la escalera lo que hace que en la rampa superior se produzca flexotracción y en la rampa inferior se produzcan esfuerzos de flexo compresión.

Estos esfuerzos se chequean dan la fórmula.

$$f = \pm M/b^2h + F/bh$$

Si este $f \leq f$ máx permisible que es $0.65\sqrt{f'c}$

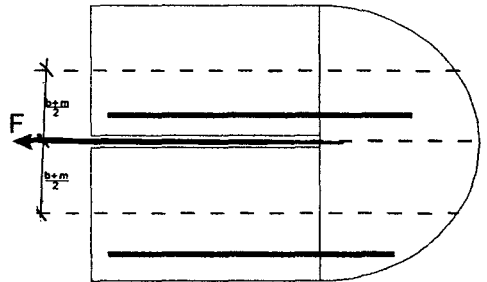
No requiere armadura y si es mayor se diseña por flexo - compresión y flexo - tracción.

Chequeo por flexo - compresión (*) y flexo - tracción (**).

$$Mu = F(b+m)/2$$

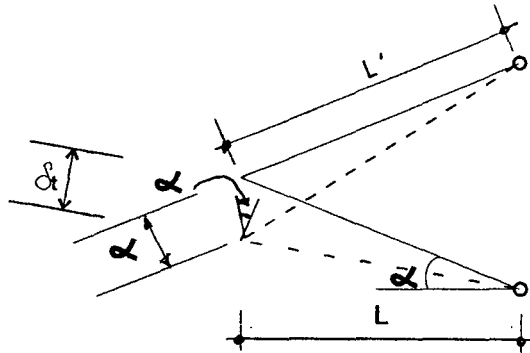
Donde:

$$F = R_b \ b/\text{sen}\alpha$$



Armadura de Empotramiento:

El efecto de deflexión aumenta la flexión de las dos rampas y no se puede despreciar aún siendo pequeña:



El efecto de tensión se va a despreciar por ser pequeña pues lo puede absorber el concreto.

$$\delta_1 = \frac{PL}{EA} = \frac{RBL'}{\text{Sen}^2\alpha E.t}$$

También:

$$f = MC/I$$

$$I = tb^3/12$$

$$M = \frac{R_B b (b+m)}{2 \operatorname{sen} \alpha} = \frac{b(b+m)}{2} \left(\frac{R_B}{\operatorname{sen} \alpha} \right)$$

$$f = \frac{b(b+m) R_B (C)}{2 \operatorname{sen} \alpha (t b^3/12)}$$

$$f = \frac{6R_B(b+m)}{\operatorname{sen} \alpha t b^2} \quad (C)$$

Tomando sólo la mitad.

$$f = \frac{3R_B(b+m)}{\operatorname{sen} \alpha t b^2} \quad (C)$$

Pero $C = (b+m)/\operatorname{sen} \alpha$

$$f = \frac{3R_B(b+m)^2}{t b^2 \operatorname{sen}^2 \alpha} \quad (C)$$

$$\delta_2 = \frac{3R_B(b+m)^2 L'}{E t b^2 \operatorname{sen}^2 \alpha}$$

Sumando:

$$\delta t = \delta_1 + \delta_2$$

$$\delta t = \frac{R_B L'}{E t \operatorname{sen}^2 \alpha} \left[1 + \frac{3(b+m)^2}{b^2} \right]$$

Haciendo una analogía:

$$\delta t = \frac{R'bL^2L'}{3E(t^3/12)} = \frac{4R'bL^2L'}{Et^3}$$

$$\frac{4R'bL^2L'}{Et^3} = \frac{RbL'}{E\text{sen}^2\alpha} \left[1 + \frac{3(b+m)^2}{b^2} \right]$$

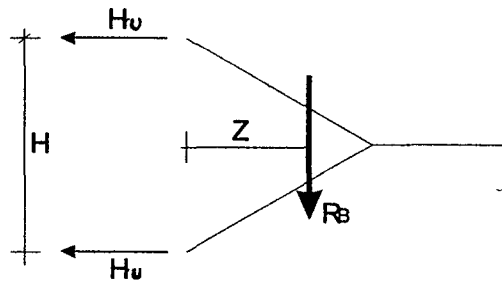
$$R'b = \frac{R'bL^2}{4L^2\text{sen}^2\alpha} = \left[1 + \frac{3(b+m)^2}{b^2} \right]$$

$$M = R'bL$$

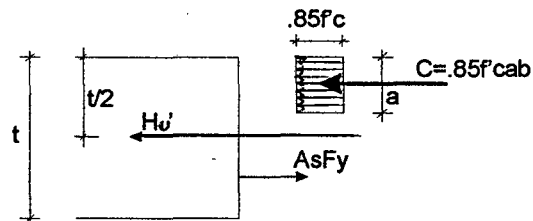
Armadura por tracción:

$$As = \frac{Hu}{\phi fy}$$

$$Hu = \frac{R_b Z}{H}; H = \text{Altura}$$



- Armadura de flexión en el empotramiento:



Por suma de fuerzas:

$$0.85 f'c ab + Hu = Asfy$$

$$a = \frac{Asfy - H'u}{0.85 f'cb}$$

Por suma de momentos:

$$Asfy (d-a/2) - H'u/\phi (t/2 - a/2) = Mu/\phi$$

$$As = \frac{Mu + H'u (t/2 - a/2)}{\phi fy (d - a/2)}$$

Se considera la mayor armadura:

3.3.2.2 DISEÑO DE ESCALERA AUTOPORTANTE TIPO II

$P = 30 \text{ cm}$ $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$CP = 17 \text{ cm}$ según R.N.C.-97

PREDIMENSIONAMIENTO DEL ESPESOR

$e = Ln / 20 = 270 / 20 = 13.5 \text{ cm}$

\therefore Usar $e = 15 \text{ cm}$

$\alpha = 29.05$

$H = CP/2 + e / \text{Cos}\alpha$

$H = 17 / 2 + 15 / \text{Cos}(29.05^\circ) = 25.66 \text{ cm}$

LAS CARGAS EN LAS RAMPAS SON

$P.P = 0.257 \times 2400 = 618.80 \text{ K/m}^2$.

$P.t = 0.10 \text{ T/m}^2 = 100 \text{ K/m}^2$.

$W_D = 718.80 \text{ K/m}^2$.

$S/C \rightarrow W_L = 400 \text{ K/m}^2$.

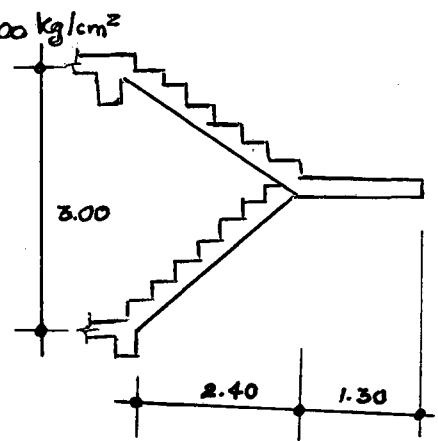
$W_u = 1.5 (718.80) + 1.8(400) =$ Según (R.N.C. E - 020)

$\therefore W_u = 1798.20 \text{ K/m}^2$.

LAS CARGAS EN EL DESCANSO

$P.P = 0.20 \times 2400 = 480 \text{ K/m}^2$.

$P.t = 100 \text{ K/m}^2$



$$W_u = 1.5(580) + 1.8(400)$$

$$\therefore W_u = 1590 \text{ K/m}^2$$

MOMENTOS LONGITUDINALES

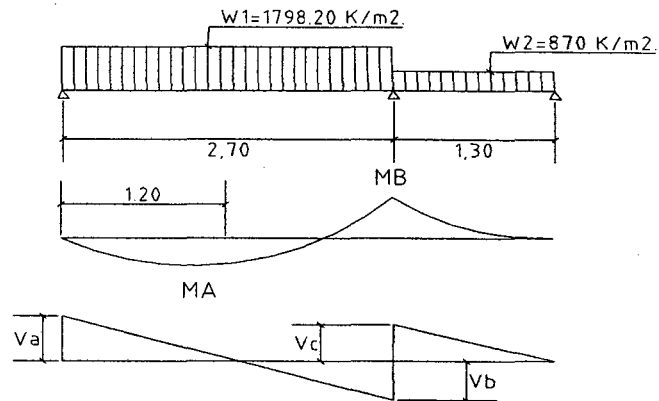
CASO I (sin s/c en descanso)

$$M_{A(+)} = 1297.3 \text{ Tn-n}$$

$$M_{B(-)} = 735.15 \text{ Tn-n}$$

$$V_A = 2.16 \text{ Tn-n}$$

$$V_B = 2.70 \text{ Tn-n}$$



CASO II (Sobrecarga también en el descanso)

$$M_{B\text{máx}(-)} = 1343.55 \text{ Tn-n}$$

$$M_{A(+)} = 1035.69 \text{ kg - m}$$

$$V_A = 1929.96 \text{ kg}$$

$$R = V_B = 2.93 \text{ Tn}$$

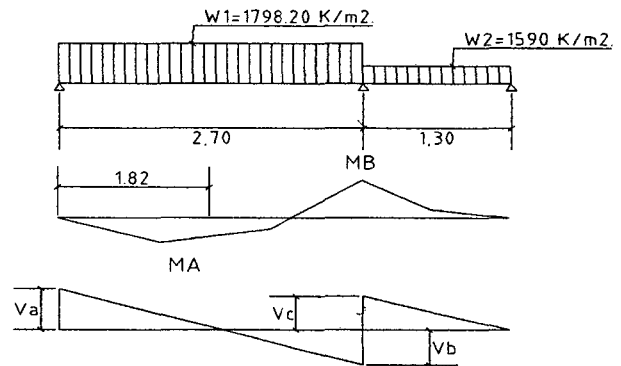
$$R_u = 2.93 / 0.85 = 3.45 \text{ Ton}$$

Como $h = 15 \text{ cm}$

$$\alpha = 12 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad d = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$$

$$A^{(+)}_s \rightarrow M_u / \phi = 1441.44 \text{ kg-m} \quad A_s = 2.94 \text{ cm}^2 \quad \text{---} \phi 3/8" @ .25\text{m}$$

$$A^{(-)}_s \rightarrow M_u / \phi = 1492.83 \text{ kg-m} \quad A_s = 3.05 \text{ cm}^2 \quad \text{< >} \phi 3/8" @ .25\text{m}$$



ARMADURA TRANSVERSAL EN EL DESCANSO

$$b(b + m) \quad 1.3(1.3 + 0.10)$$

$$M_u (-) = R_B \frac{b(b + m)}{2} = 2.93 \frac{1.3(1.3 + 0.10)}{2} = 2666.63 \text{ kg - m}$$

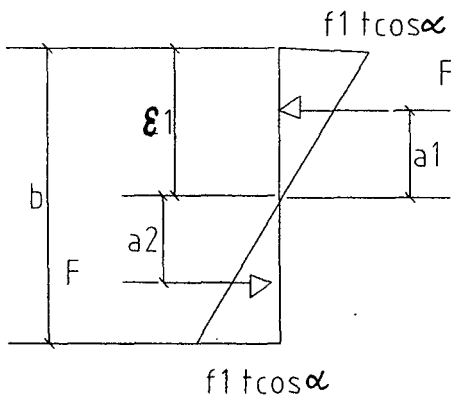
$$M_u / \phi^{(-)} = 2963 \text{ kg m} \quad A_s(-) = 6.27 \text{ < >} \phi 3/8" @ .25\text{m}$$

$$f1t \cos \alpha = \frac{Rb}{Tg x} \left[1 - \frac{3(b+m)}{b} \right] = \frac{2930}{1.5/2.7} \left[1 - \frac{3(1.3 + 0.1)}{1.3} \right] = -11\,765 \text{ Kg/m}$$

$$f2t \cos \alpha = \frac{2930}{1.5/2.7} \left[1 + \frac{3(1.3+0.1)}{1.3} \right] = 22\,313 \text{ Kg/m}$$

$$f3t \cos \alpha = - \frac{2930}{1.5/2.7} \left[1 + \frac{3(1.3+0.1)}{1.3} \right] = -22\,313 \text{ Kg/m}$$

$$f4t \cos \alpha = - \frac{2930}{1.5/2.7} \left[1 - \frac{3(1.3+0.1)}{1.3} \right] = 11\,765 \text{ Kg/m}$$



$$\epsilon 1 = \frac{bf1}{f1 + f2}$$

$$\epsilon 1 = \frac{1,30(-11\,765)}{-11\,765 + 22\,313}$$

$$\epsilon 1 = 1,45 \text{ m}$$

Calculando las fuerzas tenemos:

$$F1 = \frac{1}{2} f1 t \cos (\alpha 1) = -11\,765(1,45)/2 = -8\,529.63 \text{ Kg}$$

$$F2 = \frac{1}{2} f2 t \cos (\alpha 1) = 22\,313(1,45)/2 = 16\,176.93 \text{ Kg}$$

$$F3 = -16\,176.93 \text{ Kg}$$

$$F4 = 8\,529.63 \text{ Kg}$$

Calculando momentos Tenemos:

$$M = F2a2 + F1a1$$

$$M = F4a4 + F3a3$$

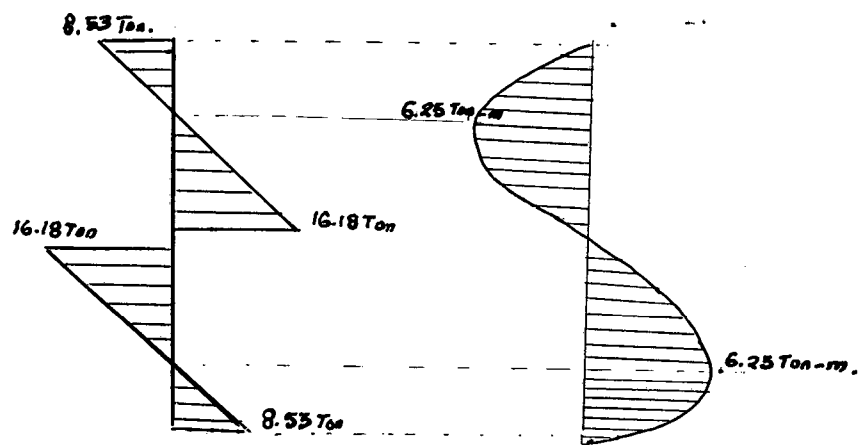
Donde:

$$a_1 = b \frac{\varepsilon_1}{3} = a_3$$

$$a_2 = b \frac{\varepsilon_2}{3} = a_4$$

$$M = +16.18(1,3 - 1,45/3) - 8.53(1,30 - 1,45/3) = 6.25 \text{ Tn m.}$$

$$M = 6.25 \text{ Tn- m.}$$



Chequeando si el concreto toma este momento:

$$f = \frac{MuC}{I} \leq 2 \sqrt{f_c}$$

$$I = 1/12(bh^3) = 1/12(130)(20)^3 = 86\,666,67 \text{ cm}^4$$

$$C = 10$$

$$f = \frac{739\,000 \times 10}{86666,67} = 85,27 \text{ Kg}$$

El Esfuerzo que toma el concreto es:

$$f_c = 2 \sqrt{f'_c} = 2 \sqrt{210} = 28,98 \text{ K/cm}^2$$

$$85,27 > 28,98 \text{ K/cm}^2 \quad \checkmark / \quad \text{CONFORME.}$$

El esfuerzo no lo toma en concreto.

Con un $M_u = 7,39 \text{ Ton-m}$

$$\frac{M_u}{\phi} = 8,21 \text{ Tn-m}$$

$$d = 1,30 - 0,05 = 1,25$$

$$A_s = 1,58 \rightarrow 2 \phi 3/8 "$$

Flexo tracción para la rampa superior

$$M = \frac{F(b+m)}{2}$$

$$F = \frac{R_B b}{\text{Sen } \alpha} = \frac{2930 \times 1,30}{1,5/3,10} = 7872 \text{ Kg}$$

$$M = \frac{7872 (1,30+0,10)}{2} = 5510 \text{ Kg-m}$$

Flexo tracción para la rampa inferior:

$$F = \frac{R_B b}{\text{Sen } \alpha} = \frac{2160 \times 1,3}{1,5/3,10} = 5803 \text{ Kg/m}$$

$$M = \frac{5803 (1,30+0,10)}{2} = 4062 \text{ Kg-m}$$

1) Para flexo compresión : Usar $M = 5510 \text{ Kg-m}$

$$f = \pm \frac{6M}{tb^2} + \frac{F}{tb} = \pm \frac{6 \times 551000}{15(130)^2} + \frac{7872}{15 \times 130} = 17.08 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f \left\{ \begin{array}{l} 17.08 \text{ Kg/cm}^2 < 0,85 f_c \text{ Esfuerzo permisible en compresión} \\ -9.00 \text{ Kg/cm}^2 < -12,49 \text{ Esfuerzo permisible en tracción} \end{array} \right.$$

∴ Pasa en flexo compresión en tracción.

Por flexo tracción

$$f = \pm \frac{6M}{bt^2} - \frac{F}{tb} = \pm \frac{6 \times 551000}{15(130)^2} - \frac{7872}{15 \times 130}$$

$$f = \left\{ \begin{array}{l} +9.00 \text{ Kg/cm} < 178,5 \text{ Kg/cm} \text{ pasa por compresión} \\ -17,08 \text{ Kg/cm} < -12,49 \text{ no pasa por tracción} \end{array} \right.$$

$$A_s = \frac{M_u - T_u (h/2 - a/2)}{f_y (d - d/2)}$$

$$\begin{aligned} h &= 130 \text{ m} \quad d_c = 5 \text{ cm} \\ d &= 125 \text{ cm} \\ \text{Si } d - a/2 &= 0,9d \end{aligned}$$

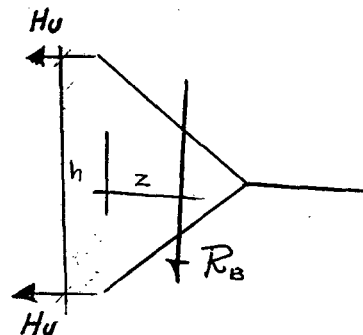
$$A_s = \frac{551000 - 7872(130/2 - 0,1(125))}{0,9 \times 4200(113)}$$

$$A_s = 0,32 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \phi 3/8''$$

Armadura en tensión:

$$A_s = \frac{H_u}{\phi f_y}$$

$$H_u = \frac{R_b Z}{h}$$



$$H_u = \frac{2.93 \times 2.70}{3.0} = 2.64 \text{ Tn}$$

$$A_s = \frac{2.64 \text{ Tn} \times 10^3}{0.90 \times 4200} = 0.70 \text{ cm}^2$$

Calculando "M" de empotramiento: $M_u = R'_B \times L$

$$R'_B = \frac{R_B t^2}{4L^2 \sin^2 \alpha} \left[1 + \frac{3(b+m)^2}{b^2} \right]$$

$$R'_B = \frac{2.93 \times 0.20^2}{4(2.70)^2 (1.5/3.60)^2} \left[1 + \frac{3(1.30+0.10)^2}{1.30^2} \right]$$

$$R'_B = 0.06 \text{ Tn}$$

$$M_u = 0.06 \times 1.3 = 0.08 \text{ tn}$$

$$A_s = \frac{M_u + H_u' [t/2 - a/2]}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$H_u' = \frac{2640}{2.7/3.10} = 3.031 \text{ Ton.}$$

1er Tanteo con $a = 8 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{8000 + 3031(15/2 - 8/2)}{0.9 \times 4200(12 - 8/2)} = 0.60 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y - H_u'}{0.85 f' c b} = 0.03$$

$$A_s = \frac{8000 + 3031 (15/2 - 0,01/2)}{0,9 \times 4200(11,97)} = 0,67 \text{ cm}^2$$

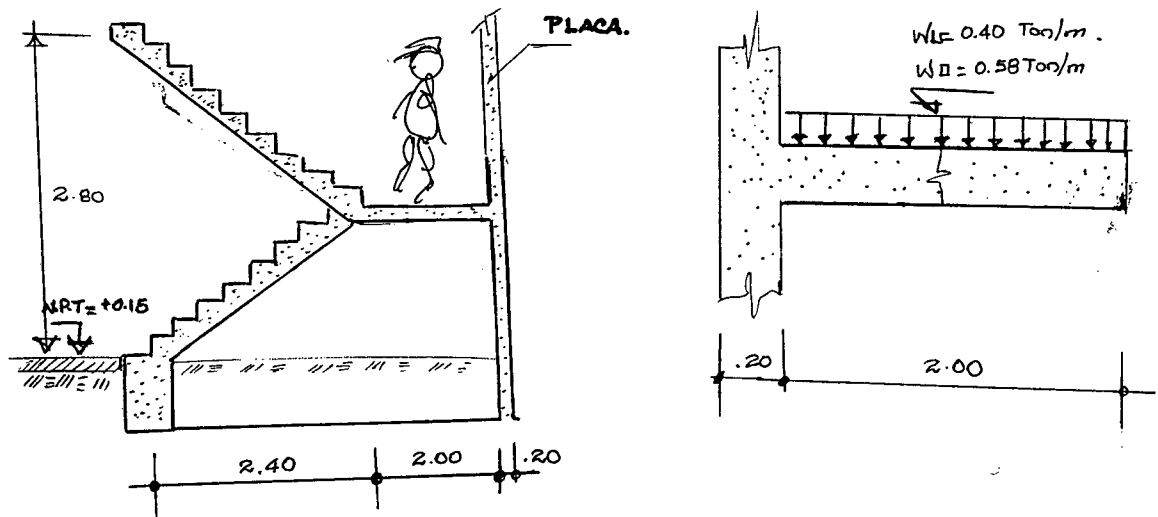
Se considera el mayor

$$A_s = 0,67 \text{ cm}^2 < 1 \phi 3/8 "$$

3.3.2.3 DISEÑO DE ESCALERA PRINCIPAL

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2, f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S/C = 400 \text{ Kg/m}^2$$



Metrado de descanso:

Carga muerta (W_d)

$$P.p = 0,20 \times 1,00 \times 2,40 \text{ Tn/m}^3 = 0,48 \text{ Tn/m}$$

$$P.t = 0,10 \times 1,00 \text{ Tn/m}^3 = 0,10 \text{ Tn/m}$$

$$W_d = 0,58 \text{ Tn/m}$$

b. Tramo del descanso.

$$W_u = 1.5 W_d + 1.8 W_l \quad ; \quad \text{pero } W_l = 0.40 \text{ Ton/m.}$$

$$W_u L n^2$$

$$M_u = \frac{\quad}{2} = 3,18 \text{ Tn-m}; \quad d_c = 3; \quad H=20 \text{ y } d=17 \text{ m}$$

2

$$M_u / \phi = 3,53 \text{ Tn-m}$$

$$M_u P_{\max} = 54,35 \times 100 \times 17^2 = 15,71 \text{ Tn-m}$$

$$M_u P_{\min} = 7,40 \times 100 \times 17^2 = 2,14 \text{ Tn-m}$$

$$M_u/\phi = 3,53 \text{ Tn-m}; \quad d = 17; \quad b = 100$$

$A_s = 5,13 \text{ cm}^2$ $< > \phi \frac{1}{2}'' @,25$ en ambas direcciones.

Predimensionamiento de Garganta

$$C = L/20 = 240/20 = 12$$

$$C = 12 \text{ cm}$$

Cálculo de h.

$$H = Cp/2 + c/\cos\alpha^\circ$$

$$\alpha^\circ = 29,54^\circ$$

$$h = 17/2 + 12/\cos 29,54^\circ = 22,29 \text{ cm}$$

Cálculo de cargas:

Carga muerta W_D .

$$P. \text{ propio} = 0,2229 \times 1,00 \times 2,40 = 0,53 \text{ Tn/m}$$

$$P.t \quad = 0,10 \text{ tn/m}^2 \times 1,00 \quad = \underline{0,10 \text{ tn/m}}$$

$$W_D = 0,63 \text{ Tn/m}$$

Carga viva (WL)

$$S/C = WL = 400 \text{ Kg/m} \times 1,00 = 0,40 \text{ Tn/m}$$

$$W_u = 1,5 W_D + 1,80 WL$$

$$W_u = 1,5(0,63) + 1,80 (0,40)$$

$$W_u = 1,665 \text{ Tn/m}$$

$$W_u' = W_u \cos^2 29,54^\circ = 1,260 \text{ Tn/m}$$

$$\therefore W_u \text{ (pon paso)} = 1,260 \times 39,5/100 = 0,435 \text{ Tn/m}$$

a) Cálculo de Momentos Negativos

$$W_u L^2 \quad 0,435 \times 2^2$$

$$M_u (-) = \frac{\quad}{2} = \frac{\quad}{2} = 0,87 \text{ Tn-m}$$

$$\frac{M_u(\cdot)}{\phi} = 0,97 \text{ Tn-m}$$

Cálculo del Refuerzo:

Asumimos una viga rectangular:

$$d'' = 3 \text{ cm}$$

$$h' = P + t_1 = 17 + 12 = 29 \text{ cm}$$

$$h = h' \cos \alpha$$

$$h = 29 \times 0,87 = 25,23 \text{ cm}$$

$$d = h - d'' = 25,23 - 3 = 22,23 \text{ cm}$$

$$\text{Usar } d = h/2 = 12,62 \text{ cm}$$

$$M_u/\phi = 0,97; \quad d = 12,62; \quad b = 34,50$$

$$A_s = 1,93 \text{ cm}^2 < > 1\phi 5/8''$$

Refuerzo por temperatura o Repartición:

$$A_s = 0,0018 \times 34,50 \times 12,62 = 0,78 \text{ cm}^2$$

Verificación por cortante

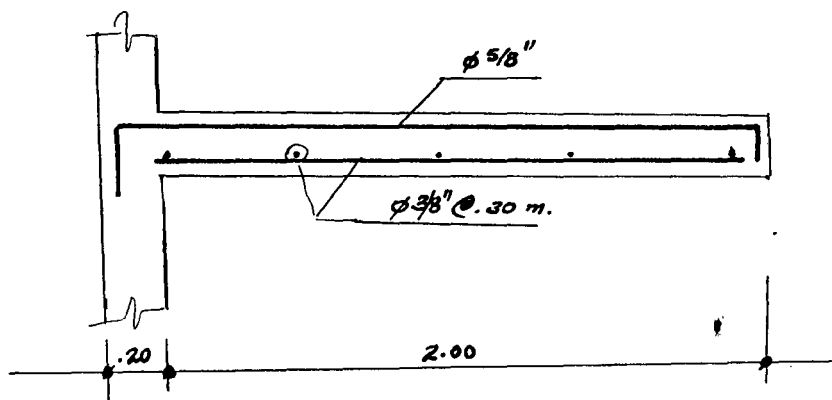
$$V_o = W_u L = 0,435 \times 2 = 0,87 \text{ Tn}$$

$$V_u/\phi = 0,87/0,85 = 1,02 \text{ Tn}$$

$$V_c^o = 0,53 \times \sqrt{210} \times 34,5 \times 12,52 = 3,43$$

$$V_c^o = 3,43 \text{ Tn}$$

$$V_c^o > V_u/\phi \therefore \text{es conforme}$$



Ver. más detalle en planos. E-1.

3.4 DISEÑO DE VIGAS

3.4.1 SECCIONES PARA EL DISEÑO EN FLEXION

En la sección rectangular sometida a flexión indicada en la figura se denomina:

d = peralte efectivo del elemento

p = Porcentaje del refuerzo de acero

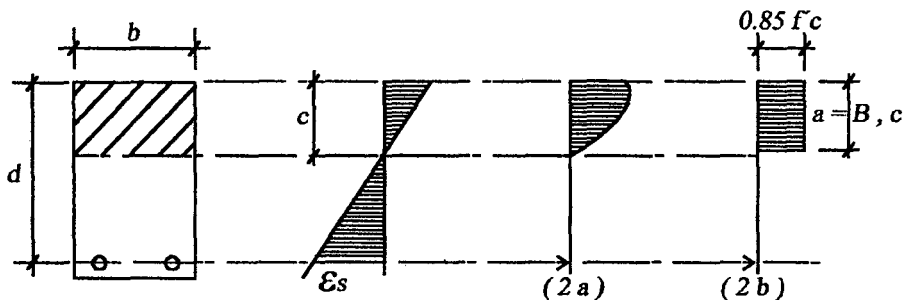
b = ancho del bloque comprimido

(ancho de la sección transversal rectangular)

A_s = área de acero en tracción

C = profundidad del eje neutro

A = profundidad del bloque comprimido rectangular equivalente



Se define el porcentaje de refuerzo como $\rho = \frac{A_s}{bd}$

Por equilibrio en la figura

Fuerza de compresión = Fuerza de Tracción

$$0.85 f'_c b a = A_s f_y$$

Se obtiene:

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

Reemplazando A_s por $(p bd)$ se tiene:

$$a = \frac{\rho d f_y}{0.85 f'_c} \quad (I)$$

Tomando momentos en la ubicación de la resultante en tracción (en la ubicación de As).

$$M_u = \text{Fuerza de compresión} \times \text{distancia}$$

$$M_u = (0.85 f'_c b a) (d - a/2) \quad (II)$$

Tomando momentos en la ubicación de la resultante en compresión:

$$M_u = (A_s f_y) (d - a/2) \quad (III)$$

Reemplazando (I) en (II) y denominando "w" a $\rho f_y / f'_c$ se tiene:

$$A = w d / 0.85$$

$$M_u = 0.85 f'_c \frac{b w d}{.85} \left[d - \frac{w d}{2 \times 0.85} \right]$$

$$M_u = f'_c b d^2 w (1 - 0.59w)$$

Para diseño se usará el factor $\phi f'_c b d^2 w (1 - 0.59w)$

En base a esta ecuación se podrá diseñar cualquier sección transversal puesto que la única incógnita será w.

Obteniendo w mediante la resolución de una ecuación de segundo grado, se conocerá ρ ó la cuantía de acero de refuerzo, luego el A_s requerido, y la profundidad del bloque comprimido.

REFUERZO MAXIMO EN TRACCION

Para asegurar que los diseños sean subreforzados, la Norma Peruana especifica que la cuantía máxima sea menor o igual al 50% de la cuantía balanceada (ρ_b)

$$\rho_{\max} \leq 0.50\rho_b$$

REFUERZO MINIMO EN TRACCION Y REFUERZO MINIMO POR TEMPERATURA.

Para asegurar que el acero colocado provea un momento resistente mayor al momento de agrietamiento, los Códigos consideran una cuantía mínima.

En el caso de la Norma Peruana se indica que debe proveerse una cuantía mínima de refuerzo tal que el momento resistente sea 50% mayor al momento de agrietamiento.

Para el caso de secciones rectangulares se indica que el área mínima de refuerzo podrá calcularse con:

$$A_{s \text{ mín}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c} bd}{F_y}$$

Alternativamente el área de refuerzo positivo o negativo en cada sección del elemento deberá ser por lo menor un tercio mayor que la requerida por el análisis.

3.4.3 DISEÑO POR CORTANTE

3.4.3.1 Contribución del concreto en la resistencia al corte.

Se indican a continuación las ecuaciones que permiten evaluar la contribución del concreto para los distintos esfuerzos según la Norma Peruana.

a). Para miembros sujetos únicamente a corte y flexión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

Cuando la fuerza cortante última V_u exceda la resistencia al corte del concreto ϕV_c , deberá proporcionarse refuerzo de manera que se cumpla:

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{S}$$

Donde A_v es el área de refuerzo por cortante, dentro de una distancia "s", proporcionada por la suma de áreas de las ramas del, o de los estribos ubicados en el alma.

La resistencia al cortante proporcionada por cualquiera de estos tipos de refuerzo transversal (V_s) no deberá ser mayor que:

$$V_s \leq 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

El espaciamiento máximo del refuerzo por corte será de $(0.5 d)$ cm., el que sea menor, debiéndose reducir a la mitad si:

$$V_s \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

(ver adicionalmente los requisitos exigidos para elementos sismo – resistencia).

Cuando V_u exceda de $(0.5 \phi V_c)$ se proporcionará un área mínimo de refuerzo por corte igual a:

$$A_v = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$$

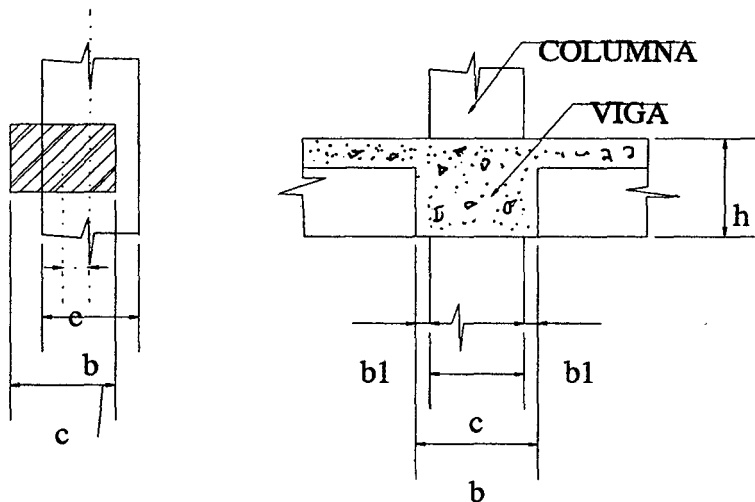
b.- Para zonas sísmicas $V_c=0$.

3.4.2 REQUISITOS GENERALES:

Los requisitos aquí descritos se aplican a aquellos elementos que trabajan esencialmente en flexión, lo que incluye las vigas y aquellas columnas con cargas axiales muy bajas, que no excedan de $0.1A_g f'_c$, en que A_g es el área de las secciones brutas.

a.- Los requisitos ilustrados en la figura 1.1, para evitar que la ductilidad de la viga se vea limitada por problemas de pandeo lateral por excesiva esbeltez de su alma.

$B1=0$
 $H/b \leq 3$
 $E/b \leq .25$
 $L/b \leq 25$
 $b \geq 25\text{cm.}$
 $l/h \geq 4$



b.- Los requisitos para el refuerzo longitudinal se ilustran en la figura 1.2

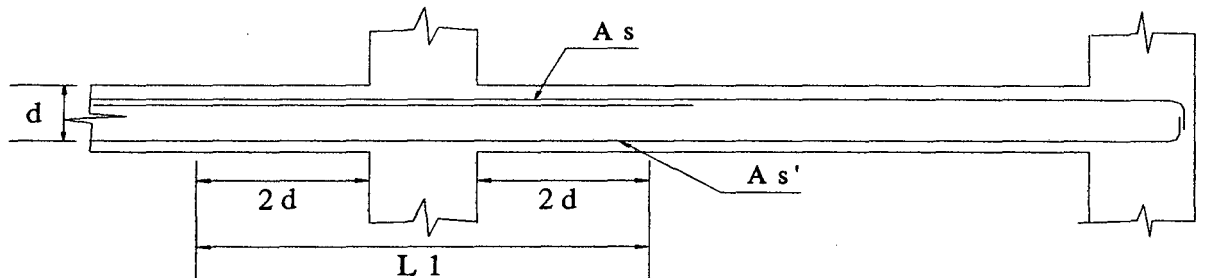


Fig. 1.2.

$$As, As' \geq \begin{cases} 0.7 \sqrt{f'c}/fy \\ 2 \text{ } \phi 5/8'' \end{cases}$$

En toda la Longitud

$$As \leq 0.75 \text{ } As \text{ balanceada}$$

$$As/bd \leq 100/fy$$

$$As' \geq 0.5 \text{ } As, \text{ en } L_1$$

- No se puede haber traslapes, ni cortes del refuerzo longitudinal en L_1
- Todo el refuerzo de tracción, As , necesario por sismo deberá pasar por el núcleo de la columna.
- En toda sección de la viga deberá proporcionarse una resistencia a momento negativo y positivo no menor a una cuarta parte de la máxima que se tiene en los extremos de las vigas.

Los requisitos de corte de varillas tienden a evitar que aparezcan tracciones por la transmisión de esfuerzos de adherencia en las zonas donde se pretende que se formen articulaciones plásticas, ya este tipo de falla es de naturaleza frágil.

c.- Requisitos para el refuerzo transversal.

- La cantidad y disposición de estribos ilustrada en la figura 1.3, tiende por una parte a asegurar cierta ductilidad en cualquier sección en caso de un agrietamiento diagonal.

- En una distancia de dos veces el peralte de la viga mediad a partir de la cara del apoyo se considerará nula la contribución del concreto a la resistencia a cortante. fig 1.3.

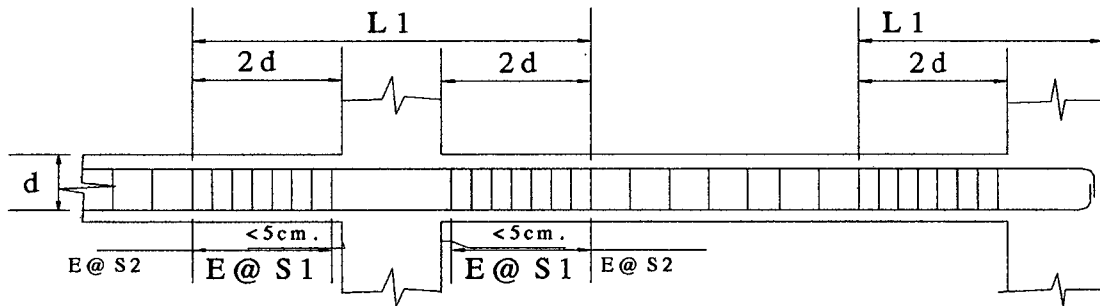


fig 1.3.

$$A_v f_y \geq 0.06 A_b f_y$$

$$A_v \geq \phi 3/8''$$

$$S/2 \leq d/2$$

A_v y f_y : área y esfuerzo de fluencia del estribo.

A_b , f_y : área y esfuerzo de fluencia del diámetros longitudinal

$$S1 \left\{ \begin{array}{l} 425d_b/\sqrt{f_y} \\ 20\text{cm.} \\ 24 \phi_v \\ d/4 \end{array} \right.$$

3.4.3.3 DISEÑO DE VIGAS

DISEÑO DE VIGA VP-100,VP-200,VP-300,VP-400(30X60)

Datos:

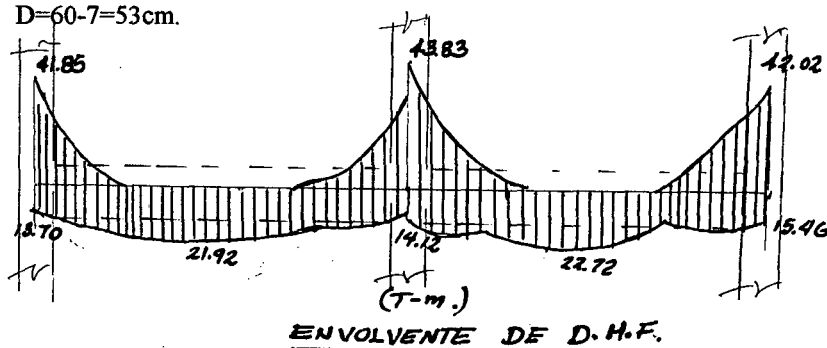
$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$.

$Fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

S/c(Oficinas) = 250 Kg/cm².

$Dc = 7.00 \text{ cm}$.

$D = 60.7 = 53 \text{ cm}$.



CALCULO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL

SECCION	<u>APOYO A</u>	TRAMO AB	APOYO B	TRAMO BC	APOYO C
Mu(-) Ton-m	41.85	-	43.83	-	42.02
Mu(+) Ton-m	13.70	21.92	14.12	22.72	15.46
Mu(-)/Ø Ton-m	46.50	-	48.70	-	46.67
Mu(+) /Øton-m	15.22	24.36	15.69	25.24	17.18
As (-) cm ²	25.82	--	27.45	--	23.06
As (+) cm ²	7.22	12.01	7.46	10.95	6.47
As mín cm ²	3.84	3.84	3.84	3.84	3.84
Ø corrido	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"
Ø central	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"
Ø longitudinal	5Ø1"	2Ø1"	3Ø1"+4Ø3/4"	2Ø1"	5Ø1"

VERIFICACION DE ($\rho - \rho'$)

Si: $\rho_b = 0.0216$ para $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Sección del primer apoyo y tercer apoyo:

Superior: $\rho = 0.0159$

$\rho' = 0.0064$ $\rho - \rho' = 0.0095 < 0.5 \rho_b = 0.0108$...CONFORME.
 Sección del segundo apoyo:
 Superior: $\rho = 0.0166$
 $\rho' = 0.0064$ $\rho - \rho' = 0.0102 < 0.5 \rho_b = 0.0108$...CONFORME.

DISEÑO POR CORTANTE

CORTANTES DE DISEÑO (Vu). (en el centro de columna).

26.09	25.47 26.38	29.86
-------	---------------	-------

DISEÑO

Diseñando para el máximo valor de Vu (en la cara) se tiene:
 Cortante resistido por el concreto.

- $V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 53 = 12\ 210$ Kgs..
 Cortante resistido por el Refuerzo.
 $V_u < \phi V_n$
 Donde: $V_n = V_c + V_s$
 Obtenemos: $V_s: 29860 = 0.85(12210 + V_s)$
 $V_s = 22\ 920$ Kgs.
- Resistencia al coratnte Máximo.
 $V_{u\max} = 2.1 \sqrt{210} \times 30 \times 53 = 48\ 390$ Kgs $> V_u / \phi = 35\ 130$ Kgs.
 Calculo del espaciamiento " S"
 $S = A_v f_y d / V_s = 2.58 \times 4200 \times 53 / 22920 = 25.06$ cm.
- Limites del espaciamiento del refuerzo por corte.
 $1.1 \sqrt{210} \times 30 \times 53 = 25\ 350$ Kgs. $> V_s$.

Por lo tanto $S = 26.5$ cm.

- por estar en zona sísmica $V_c = 0$
 $\phi V_n = 27.46$ Ton.
 $ZY/3 = 3.12$ m.
 $Zy = 1.00$
 Cálculo de los estribos:
 # E en ZY 1@.05

$E\phi 1/2'' = (1.00 - .05) / 0.1 + 1 = 10$

colocar : $E\phi 1/2''$ 9@.10

USAR : $E\phi 1/2''$ 1@.05, 9@.10, R@.20 m.

CALCULO DE LA LONGITUD DE DESARROLLO (Ld) EN TRACCION

$L_d = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c} = 90$ cm.
 $L_d = 0.006 d b f_y = 65.5$ cm. $\therefore l_{dt} = 90$ cm.
 $L_d = 30$ cm.

CALCULO DE LA LONGITUD DE DESARROLLO (Ld) EN COMPRESION

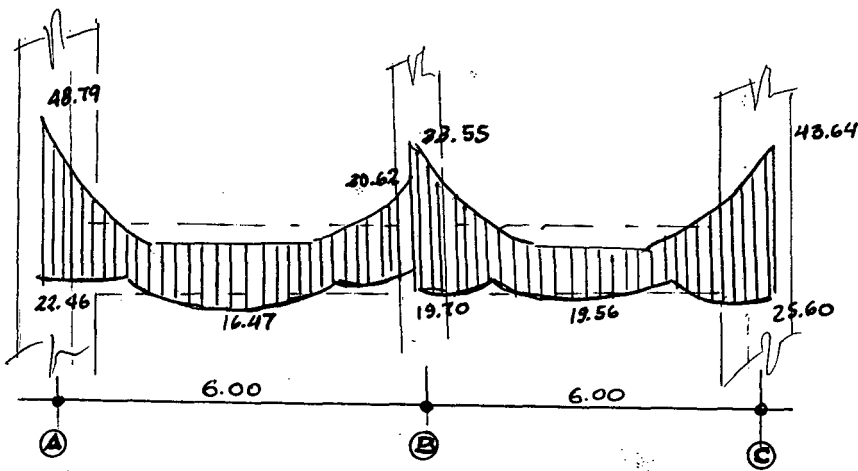
$L_d = 0.08 A_b f_y / \sqrt{f'_c} = 115$ cm.
 $L_d = 0.004 d b f_y = 45$ cm. $\therefore l_{dc} = 115$ cm.
 $L_d = 20$ cm.

CALCULO DE LA LONGITUD DE DESARROLLO DE GANCHOS ESTANDAR EN TRACCION

$L_{dg} = 0.06 d_b f_y / \sqrt{f'_c} = 45 \text{ cm.}$
 $L_d = 20 \text{ cm.}$ $\therefore l_{dg} = 45 \text{ cm.}$
 $L_d = 8 d_b = 20 \text{ cm.}$
 Longitud disponible = $50 - 4 = 46 \text{ cm.} > 45 \text{ cm.}$
 Hay anclaje adecuado

DISEÑO DE VIGA VP-101, VP-201, VP-301, VP-401(30X60)

Datos:
 $F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2.$
 $S/c(\text{Oficinas}) = 250 \text{ Kg/cm}^2.$
 $D_c = 7.00 \text{ cm.}$
 $D = 60 - 7 = 53 \text{ cm.}$



ENVOLVENTE DE D.H.F

CALCULO DE REFUERZO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL

SECCION	APOYO A	TRAMO AB	APOYO B	TRAMO BC	APOYO C
Mu(-) Ton-m	48.79	--	33.55	-	43.64
Mu(+) Ton-m	22.46	16.47	19.70	19.56	25.60
Mu(-)/Ø Ton-m	54.21	-	37.28	-	48.49
Mu(+)/Ø ton-m	24.96	18.30	21.89	21.73	28.40
As (-) cm ²	31.87	--	19.59	--	27.29
As (+) cm ²	12.34	8.79	10.68	10.59	14.26
As mín cm ²	3.84	3.84	3.84	3.84	3.84
Ø corrido	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"
Ø central	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"	2Ø5/8"
Ø superior	5Ø1"+2Ø3/4"		2Ø1"+3Ø3/4"		4Ø1"+2Ø3/4"
Ø Inferior	3Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	2Ø1"	3Ø1"

VERIFICACION DE ($\rho-\rho'$)

Si: $\rho_b=0.0216$ para $f'_c=210 \text{ Kg/cm}^2$

Sección del primer apoyo :

Superior: $\rho = 0.0195$

$$\rho' = 0.0095$$

$$\rho - \rho' = 0.010 < 0.5 \rho_b = 0.0108$$

...CONFORME.

Sección del segundo apoyo:

Superior: $\rho = 0.0117$

$$\rho' = 0.0064$$

$$\rho - \rho' = 0.0053 < 0.5 \rho_b = 0.0108$$

...CONFORME.

Sección del Tercer apoyo :

Superior: $\rho = 0.0163$

$$\rho' = 0.0095$$

$$\rho - \rho' = 0.0068 < 0.5 \rho_b = 0.0108$$

...CONFORME.

DISEÑO POR CORTANTE

CORTANTES DE DISEÑO ($V'u$). (en el centro de columna).

23.40

19.90 | 20.36

24.57

DISEÑO

Diseñando para el máximo valor de V_u (en la cara) se tiene:

- Cortante resistido por el concreto.
 $V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 53 = 12\ 210 \text{ Kgs.}$
- Cortante resistido por el Refuerzo.
 $V_u < \phi V_n$
Donde: $V_n = V_c + V_s$
Obtenemos: $V_s = 24570 = 0.85(12210 + V_s)$
 $V_s = 16\ 700 \text{ Kgs.}$
- Resistencia al coratnte Máximo.
 $V_{u\text{máx}} = 2.1 \sqrt{210} \times 30 \times 53 = 48\ 390 \text{ Kgs} > V_u/\phi = 28\ 905 \text{ Kgs.}$

Calculo del espaciamiento " S "

$$S = A_v f_y d / V_s = 2.58 \times 4200 \times 53 / 22920 = 34.3 \text{ cm.}$$

- Limites del espaciamiento del refuerzo por corte.
 $1.1 \sqrt{210} \times 30 \times 53 = 25\ 350 \text{ Kgs.} > V_s.$

Por lo tanto $S = 26.5 \text{ cm.}$

- por estar en zona sísmica $V_c = 0$
 $\phi V_n = 17.83 \text{ Ton.}$
 $ZY/3 = 3.10 \text{ m.}$
 $Z_y = 1.00$
Cálculo de los estribos:
E en ZY 1@.05

$$\# E_{\phi 1/2''} = (1.00 - .05) / 0.1 + 1 = 10$$

colocar : $E_{\phi 1/2''} 9@.10$

USAR : $E\phi 1/2'' 1@.05, 9@.10, R@.20$ m.

CALCULO DE LA LONGITUD DE DESARROLLO (Ld) EN TRACCION

$$Ld = 0.06 A_b f_y / \sqrt{f'_c} = 90 \text{ cm.}$$

$$Ld = 0.006 d_b f_y = 65.5 \text{ cm.} \quad \therefore l_{dt} = 90 \text{ cm.}$$

$$Ld = 30 \text{ cm.}$$

CALCULO DE LA LONGITUD DE DESARROLLO (Ld) EN COMPRESION

$$Ld = 0.08 A_b f_y / \sqrt{f'_c} = 115 \text{ cm.}$$

$$Ld = 0.004 d_b f_y = 45 \text{ cm.} \quad \therefore l_{dc} = 115 \text{ cm.}$$

$$Ld = 20 \text{ cm.}$$

CALCULO DE LA LONGITUD DE DESARROLLO DE GANCHOS ESTANDAR EN TRACCION

$$L_{dg} = 0.06 d_b f_y / \sqrt{f'_c} = 45 \text{ cm.}$$

$$Ld = 20 \text{ cm.} \quad \therefore l_{dg} = 45 \text{ cm.}$$

$$Ld = 8 d_b = 20 \text{ cm.}$$

Longitud disponible = $100 - 4 = 96 \text{ cm.} > 45 \text{ cm.}$
 Hay anclaje adecuado

CUADRO RESUMEN DE VIGAS PRINCIPALES Y VIGAS SECUNDARIAS

VIGAS PRINCIPALES	UBICACIÓN	ACERO	ESTRIBOS
VP – 100, VP-200, VP – 300 VP – 400 (30 X 60)	A	5 ϕ 1 "	ϕ 1/2", 1@.05m, 9@.10m, R@.20m. E.A.E
	A – B	2 ϕ 1"	
	B	3 ϕ 1 "+4 \emptyset 3/4"	
	B	3 ϕ 1 "+4 \emptyset 3/4"	
	B – C	2 ϕ 1"+1 \emptyset 3/4"	
VP – 101, VP-201, VP – 301 VP – 401	C	5 ϕ 1 "	ϕ 1/2", 1@.05m, 9@.10m, R@.20m E.A.E
	A	5 ϕ 1 "+2 \emptyset 3/4"	
	A – B	2 ϕ 1"	
	B	2 ϕ 1 "+3 \emptyset 3/4"	
	B	2 ϕ 1 "+3 \emptyset 3/4"	
VP – 102, VP-202, VP – 302 VP – 402 (30x 60)	B – C	2 ϕ 1"	ϕ 1/2", 1@.05m, 9@.10m, R@.20m E.A.E
	C	4 ϕ 1 "+3 \emptyset 3/4"	
	A	4 ϕ 1 "	
	A – B	2 \emptyset 1"	
	B	2 ϕ 1 "+3 \emptyset 3/4"	
B – C	2 ϕ 1 "+1 \emptyset 3/4"		
	C		2 ϕ 1 "+5 \emptyset 3/4"

VP – 103, VP-203, VP – 303 VP – 403 (30 x 60)	B	2φ1 "	φ1/2", I@.05, 9@.10, <u>R@.25</u> E.A.E
	B – C	2φ1 "	
	C	2φ 1"+ 1φ 3/4"	
	C	2φ 1"+ 1φ 3/4"	
	C – D	2Ø1"	
	D	2φ 1"+ 1φ 3/4"	
	D	2φ 1"+ 1φ 3/4"	
D – E	2φ1"		
E	2φ1"		

VIGAS PRINCIPALES	UBICACIÓN	ACERO	ESTRIBOS
VP – 104, VP-204, VP – 304 VP – 404, VP- 502, (30 X 60)	A	4φ3/4 "	φ3/8", I@.05, 4@.10, 3@.15, <u>R@.25</u> E.A.E
	A – B	4φ 3/4 "	
	B	4φ 3/4 "	
	B	4φ 3/4 "	
	B-C	4φ 3/4 "	
	C	4φ 3/4 "	
	C	4φ 3/4 "	
VP – 500, (30 x 60)	C – D	4φ 3/4 "	φ3/8", I@.05, 4@.10, 3@.15, <u>R@.25</u> E.A.E
	D	4φ 3/4 "	
	A	3φ3/4 "+2Ø5/8"	
	A – B	2φ3/4 "+1Ø5/8"	
	B	5φ 3/4"	
VP – 501, (30 x 60)	B	3φ3/4 "	φ3/8", I@.05, 4@.10, 3@.15, <u>R@.25</u> E.A.E
	B – C	3φ3/4 "	
	C	4φ 3/4"	
	C	4φ 3/4 "	
VP – 501, (30 x 60)	C – D	3φ3/4 "	φ3/8", I@.05, 4@.10, 3@.15, <u>R@.25</u> E.A.E
	D	3φ3/4"	

Nota: Refuerzo central son 2Ø5/8"

VIGAS SECUNDARIAS	UBICACIÓN	ACERO	ESTRIBOS
VS – 101, VS-201, VS – 301 VS – 401 y VS- 501 (25x 60)	5	3 ϕ 5/8 "	ϕ 3/8", l@.05, 4@.10,3@.15, R@.25 m E.A.E.
	5 – 6	3 ϕ 5/8 "	
	6	3 ϕ 5/8 "	
VS – 102, VS-202, VS – 302 VS – 402 y VS- 502 (25x60) (inclinada)	A	2 ϕ 5/8"	ϕ 3/8", l@.05, 4@.10,3@.15, R@.25 m E.A.E.
	A – B	2 ϕ 5/8"	
	B	2 ϕ 5/8"	
	B	2 ϕ 5/8"	
	B – C	2 ϕ 5/8"	
	C	3 ϕ 5/8"	
	C	3 ϕ 5/8"	
	C – D	2 ϕ 5/8"	
	D	3 ϕ 1/2"	
	D	3 ϕ 1/2"	
D – D'	2 ϕ 1/2"		
D'	2 ϕ 1/2"		

Nota: colocar refuerzo en el centro de la viga igual a 2 ϕ 1/2"

3.5 DISEÑO DE COLUMNAS

3.5.1 DISEÑO DE COLUMNA MEDIANTE ABACOS

En el presente trabajo se indican una serie de ábacos conteniendo diagramas de interacción para columnas cuadrada, rectangulares y circulares.

Estos generalmente tienen armadura simétrica colocada en sólo dos caras o en el perímetro y han sido desarrollados para columnas de sección b y t cualesquiera (ver figura) teniendo en el eje de ordenadas el valor de K y en el eje de abscisas Ke/t .

$$\text{Donde } K \text{ es: } K = \frac{P_u}{A_g F'_c}$$

$$A_g = b \cdot t$$

$$M_u = P_u \cdot e$$

$$\text{Donde } Ke/t \text{ es: } Ke/t = \frac{(P_u)e}{(A_g f'_c)t} = \frac{M_u}{bt^2 f'_c}$$

De tal manera que sirven para diferentes secciones y diferentes calidades de concreto.

Es importante resaltar la relación entre el peralte del núcleo reforzado y el peralte total, denominada "g", ya que estos ábacos varían según esta relación. En la mayoría de los ábacos los valores de g son 0.5, 0.6, 0.7, 0.8 ó 0.9.

REFUERZO MINIMO Y MAXIMO PARA COLUMNAS

La Norma Peruana (referencia 2) considera una cuantía mínima de 1% y una cuantía máxima de 6%, y especifica que si el diseñador considera una cuantía mayor al 4% debe detallar el cruce de los refuerzos de la columna y de las vigas en cada nudo.

Por otro lado siempre resulta más económico una columna armada con una cuantía baja, resultando más cara una columna con cuantías mayores al 3% que una equivalente de mayor sección y menor cuantía de acero.

La cuantía de acero se define como el área total de acero dividido entre el área total de la sección $p = A_s/bt$.

Cuando un elemento sujeto a compresión tenga una sección transversal mayor que la requerida por las consideraciones de carga, el refuerzo mínimo y la resistencia última, podrán basarse en un área efectiva reducida, A_g mayor o igual a $1/2$ del área total".

3.5.2 Diseño Biaxial según la Norma Peruana

La Norma indicada como método aproximado la ecuación plateada por Bresler.

Esta considera:

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Donde:

P_u = Resistencia última en flexión biaxial

ϕP_{nx} = Resistencia de diseño para la misma

columna bajo la

acción de momento únicamente en X ($e_x = 0$).

ϕP_{ny} = Resistencia de diseño para la misma columna bajo la

acción de momento únicamente en Y ($e_y = 0$).

ϕP_{no} = Resistencia de diseño para la misma columna bajo la

acción de carga axial únicamente ($e_x = e_y = 0$)

Esta ecuación es válida para valores de:

$$\frac{P_u}{\phi P_{no}} \geq 0.1$$

Para valores menores a 0.1 la ecuación anterior pierde aproximación, por lo cual la Norma recomienda la siguiente expresión:

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1.0$$

Donde ϕM_{nx} y ϕM_{ny} son las resistencias de diseño de la sección respecto a los ejes X e Y.

Este método supone un diseño previo, y con el acero así definido se verifica la resistencia en flexión biaxial. Lo común es que el diseñador primero estudie el caso de flexión uniaxial con la cual determina una cuantía de acero; con esta cuantía aplica Bresler y verifica la capacidad resistente en flexión biaxial.

Efecto local de Esbeltez

El factor δ_1 se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$\delta_1 = \frac{C_m}{1 - P_u/\phi P_c} \geq 1$$

Donde:

P_u = Carga amplificada actuante sobre la columna

ϕ = Factor de reducción de resistencia igual a 0.7 para columnas estribadas y a 0.75 para el caso de columnas con espirales.

P_c = Carga crítica de pandeo (fórmula de Euler)

C_m = Coeficiente que considera la relación de los momentos de los nudos y el tipo de curvatura.

La carga crítica se considera:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(ln)^2}$$

Donde:

$$EI = \frac{(E_c I_g/5) + E_s I_{se}}{(I + \beta d)}$$

o conservadoramente:

$$EI = \frac{E_c I_g}{2.5 (I + \beta d)}$$

Siendo:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

I_g = Inercia de la sección bruta de concreto (en la dirección analizada).

E_s = Módulo de elasticidad del acero

I_{se} = Inercia del acero de refuerzo (en la dirección analizada).

β_d = Relación entre el momento máximo debido a carga muerta y el momento máximo debido a la carga total, siempre positivo (Momento de carga sostenida sobre Momento total).

l_n = Luz libre de la columna en la dirección analizada considerándose la distancia entre las vigas o losas capaces de proporcionar apoyo lateral.

El coeficiente C_m se obtiene de:

$$C_m = 0.6 + 0.4 M_1/m_2 \geq 0.4$$

Donde:

M_1 = Momento flector menor de diseño en el extremo de la columna; es positivo si el elemento está flexionado en curvatura simple y es negativo si hay doble curvatura.

M_2 = Momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna, siempre positivo.

Efecto global de esbeltez

El efecto global δ_g se evalúa mediante las siguientes expresiones:

$$\delta_g = \frac{1}{1 - Q} \quad \text{ó}$$

$$\delta_g = \frac{1}{1 - \sum P_u / \phi \sum P_c}$$

La primera expresión considera el denominado Índice de Estabilidad del edificio, el cual se calcula con:

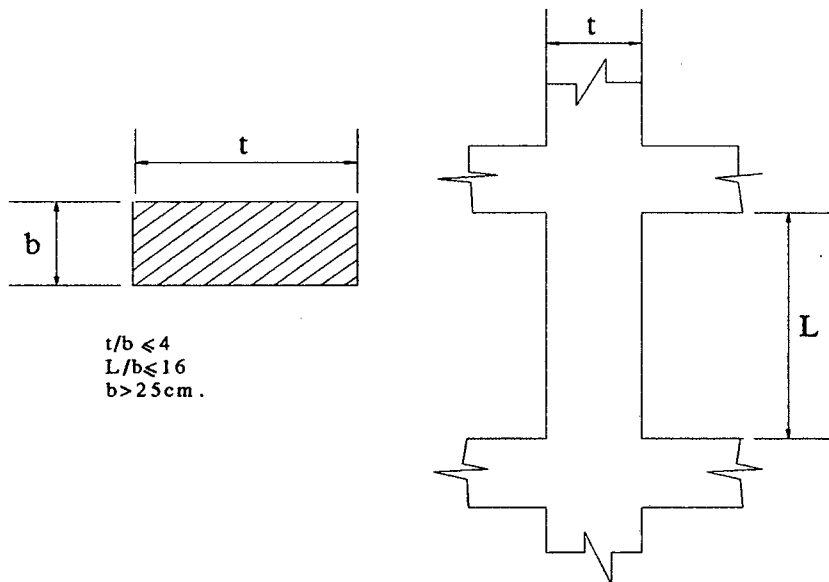
$$Q = \frac{(\sum Pu) u}{Vu h}$$

Donde:

- $\sum Pu$ = Suma de cargas (axiales) de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.
- u = Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso, debido a cargas laterales amplificadas y calculadas con un análisis de primer orden. Para el caso de sismo, u deberá multiplicarse por el factor de reducción de ductilidad (R_d) considerado en la determinación de estas fuerzas.
- Vu = Fuerza cortante amplificada a nivel de entrepiso, debida a las cargas laterales que originan la deformación de la estructura.
- h = Altura del entrepiso considerado.

3.5.3 REQUISITOS PARA COLUMNAS

a.- Los requisitos de esta sección son aplicables, si la carga axial (P_u), exceda de $0.1 f'_c A_g$, donde A_g es el área de la sección bruta. Para columnas en que la carga axial sea menor que el límite indicado, se seguirán los requisitos para vigas.



b.- Refuerzo longitudinal. Es necesario revisar la capacidad de flexocompresión de las columnas propiciar que mecanismos de deformación inelástica estén regidos por articulaciones plásticas en las vigas antes que en las columnas. Por ello la Norma que:

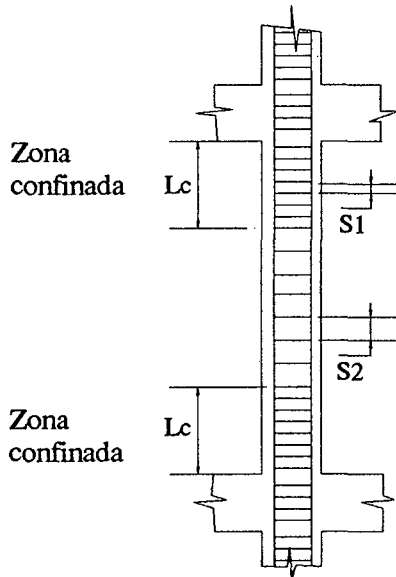
$$\sum M_{nc} \geq 1.4 \sum M_{nv}$$

donde: $\sum M_{nc}$; Suma de momentos resistentes de las columnas que concurren al nudo.

$\sum M_{nv}$; Suma de momentos resistentes de las vigas que concurren al nudo.

Para que el refuerzo longitudinal cumpla sus funciones de resistir fuerzas longitudinales y contener el concreto del núcleo deberá estar restringido contra el pandeo y contra movimientos laterales antes del vaciado, mediante estribos cerrados (ver requisitos para refuerzo transversal).

b.- Refuerzo transversal, Para disminuir el carácter frágil de la falla por flexocompresión, en los extremos de las columnas se requiere proporcionar refuerzo de confinamiento.



$$Lc \geq \begin{cases} L/6 \\ 45\text{cm.} \\ B, t \end{cases}$$

$$S1 \leq \begin{cases} B/2, t/2 \\ 10\text{cm.} \end{cases} \quad \begin{matrix} A_v f_y > 0.06 A_b f_y \\ E \geq 3/8'' \text{ ó mayor} \end{matrix}$$

$$S2 \leq 2 S1$$

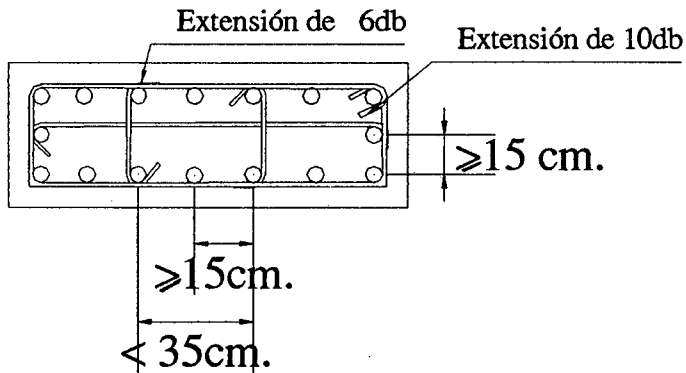
Por otra parte la forma más apropiada para reducir el carácter frágil de la falla por flexocompresión en el concreto Armado es mediante un zuncho de refuerzo helicoidal que restrinja la expansión lateral del concreto cuando éste llega a esfuerzos de compresión cercanos al de falla.

- El área mínima de refuerzo transversal que deberá proporcionarse dentro del nudo, deberá cumplir con:

$$A_v = 7.0 b s / f_y$$

Donde: b , es el ancho del nudo de la dirección que se está analizando.

El espaciamiento s no deberá exceder de 15 cm.

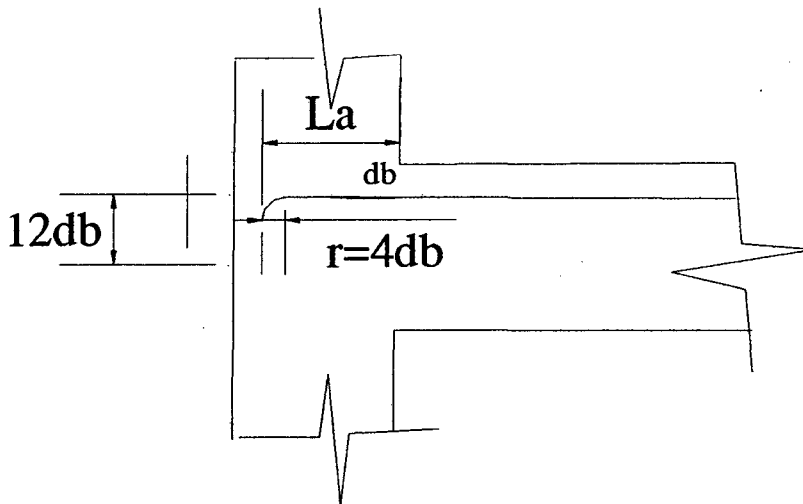


REQUISITOS PARA UNIONES VIGA – COLUMNA.

Las fallas en uniones viga-columna han sido frecuentes y presentan un comportamiento generalmente frágil; para evitarlos es necesario diseñar estas uniones para que tengan una resistencia superior a los miembros que conectan, de manera que éstos puedan desarrollar toda su capacidad.

Tres aspectos pueden llegar a ser críticos en una unión viga – columna.

- a.- El confinamiento del concreto en la zona de unión.
- b.- El anclaje de refuerzo (especialmente en columnas extremas).
- c.- La resistencia en cortante de la conexión.



$$l_a \geq \begin{cases} 0.06 d_b f_y / \sqrt{f_c} \\ 20 \text{ cm.} \\ 8 d_b \end{cases}$$

Deberá revisarse que la fuerza cortante que es presenta en la zona de unión cuando se llegan a formar las articulaciones plásticas de signos contrarios en las caras de la junta no exceda de los valores siguientes:

$V_u < 0.6 \sqrt{f_c} b d$, si hay vigas en los cuatro caras de la junta.

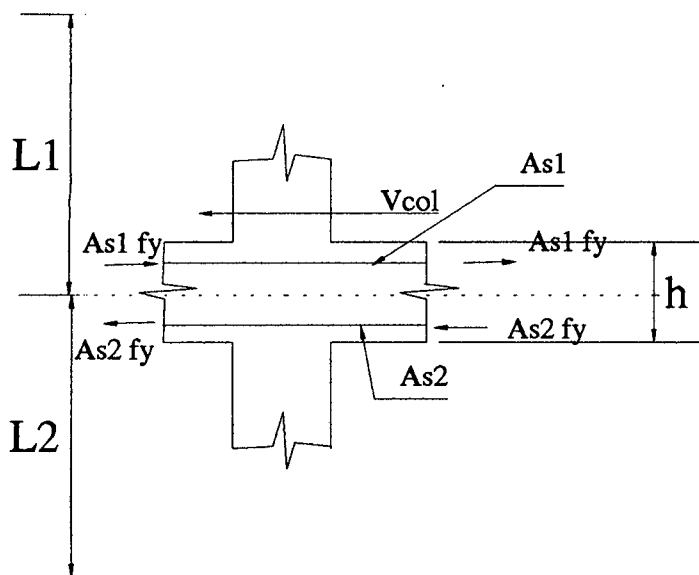
$V_u < 0.5 \sqrt{f_c} b d$, si alguna de las caras de la junta es extrema.

B y d son el ancho y el peralte efectivo de la sección de la columna en la junta.

- La condición de fuerzas en la junta.

$$V_j = (A_{s1} + A_{s2}) f_y - V_{col}$$

La evaluación de la expresión anterior se dificulta porque el cortante de la columna, V_{col} , depende de la posición de los puntos de inflexión en la misma, cuando se forman las articulaciones plásticas en las vigas.



Una expresión aproximada para calcular V_j es:

$$V_j = (As1 + As2) f_y (1 - 1.5h / (L1 + L2)).$$

APLICACIÓN DEL DISEÑO COLUMNA C-1 (30X50)

Respuesta obtenida después de haber realizado el análisis estructural haciendo uso del programa SAP90.

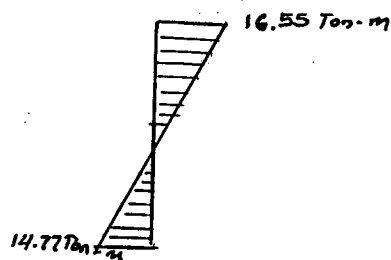
Datos:

$P_u = 216.79 \text{ Ton.}$

$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$

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

$M_u = 16.55 \text{ Ton-m.}$



1.- Resistencia de la columna

$P_u = 216.79 \text{ Ton.}$

$M_u = 16.05 \text{ Ton-m.}$

2.- Estudio de ϕ .

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

$0.10x f'_c x A_g = 0.10x 210x 30x 50 = 31.50 \text{ Ton} \lll P_u = 216.79 \text{ Ton.}$

Conforme

$\therefore \phi = 0.70$

3.- Determinación de Luc.

$L_u = 4.00 - 0.60 = 3.40$

$L_u = 3.40 \text{ m.}$

Cálculo de K.

$$\psi_1=0$$

$$\psi_2 = \frac{(EI/L)+(EI/L)\text{columnas}}{(EI/L)+(EI/L)\text{Vigas}} = \frac{50^3/340+50^3/240}{60^3/600+60^3/600} = 1.23$$

columnas arriostradas, según el nomograma de Jackson y Moreland.

$$K=0.63$$

$$L_{uc}=3.40 \times 0.63 = 2.14 \text{ m.}$$

- EFECTO DE INDICE DE ESBELTEZ (Kl_u/r)

$$Kl_u/r = 214/.3t = 214/0.3 \times 50 = 14.27 < 34 - 12M_1/M_2 = 22.96 \quad \rightarrow \quad \delta = 1.00$$

- * EFECTO GLOBAL DE ESBELTEZ (δ_s).

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u / \phi P_c} \quad C_m = 0.60 + 0.4M_1/M_2 \geq 0.40$$

$C_m = 1.00$, Cargas Laterales

$$P_c = \pi^2 EI / (Kl_u)^2$$

$$EI = E_c I_g / (2.5(1 + \beta_d)) \quad \beta_d = 0$$

$$EI = 15000 \sqrt{210 \times 30 \times 50^3} / (12 \times 2.5) = 2.717 \times 10^{10}$$

$$P_c = \pi^2 \times 2.717 \times 10^{10} / (214)^2 = 5855.80 \text{ Ton.}$$

$$\delta = 1.00 / (1 - (216.79 / (0.7 \times 5855.80))) = 1.00 \Rightarrow \delta = 1.05$$

$$M_{uc} = \delta M_u = 16.85 \text{ Ton-m.}$$

DISEÑO DEL REFUERZO

Cálculo de excentricidad.

$$e = M_u / P_u = 16.85 / 216.79 = 7.40 \text{ cm.}$$

2.5 cm.

0.10 t = 5 cm

$$e > 2.5 \text{ cm.}$$

$$5.0 \text{ cm.}$$

Cálculo de e/t

$$e/t = 7.40 / 50 = 0.15$$

Cálculo de K

$$K = P_u / A_g = 216790 / 1500 = 144.53 \text{ kg/cm}^2.$$

Cálculo de K_e/t

$$K_e/t = 21.68 \text{ kg/cm}^2.$$

Calculo de r

$$R = (50 - 6.3 - 6.3) / 50 = 0.79$$

$$\rho = 0.75 \text{ ----- } 0.028$$

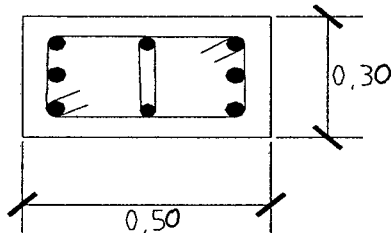
$$\rho = 0.78 \text{ ----- } x$$

$$\rho = 0.90 \text{ ----- } 0.025$$

Interpolando se obtiene:

$$\rho = 0.0274$$

$$A_{st} = \rho \times A_g = 0.0274 \times 30 \times 50 = 41.10 \text{ cm}^2 > 6 \text{ } \varnothing 1'' + 2 \text{ } \varnothing 3/4''$$



$$e_b = \frac{30 - (8 + 2 \times 1.0 + 3 \times 2.6)}{2} = 6.10 \text{ cm.}$$

$$\text{por lo que : } e_b = 6.10 \text{ cm} \geq \begin{matrix} 4 \text{ cm.} \\ 11/2 \text{ } \varnothing L = 3.9 \\ 11/3 \text{ T.M.A.} = 3.47 \end{matrix}$$

DISEÑO POR CONFINAMIENTO.

$$S = \begin{cases} 30 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \\ 16 \varnothing L = 41.6 \text{ cm.} \end{cases} > S_{\text{máx}} = 30 \text{ cm.}$$

DISEÑO POR CORTE

$$V_u = (16.05 + 14.77) / 3.4$$

$$V_u = 9.06 \text{ Ton.}$$

$$V_u / \varnothing = 10.66 \text{ Ton.}$$

Cortante que aporta el concreto.

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 53 = 12.21 \text{ Ton.}$$

$$V_c = 12.21 \text{ Ton} > V_u / \varnothing$$

Se diseñara según las especificaciones técnicas.

$l_0 \geq l_n/6 = 340/6 = 56 \text{ cm.}$
 $l_0 \geq 45 \text{ cm.}$
 $l_0 > \text{Mayor dimensión del elemento} = 60 \text{ cm.}$

Por lo tanto : $l_0 = 60 \text{ cm.}$

Se colocará estribos de $\varnothing 3/8''$, 1@.05m, 6@.10m, R @.20 m

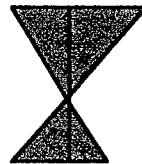
COLUMNA C-2 (40X60)

Respuesta obtenida despues de haber realizado el análisis estructural haciendo uso del programa SAP90.

Datos:

$P_u = 300 \text{ Ton.}$

15.40 Ton-m



13.73 ton-m

$F'_c = 210 \text{ kg/cm}^2.$

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

23.49 ton-m

25.551 ton-m

1.- Resistencia de la columna

$P_u = 300.00 \text{ Ton.}$

$M_u = 25.55 \text{ Ton-m.}$

2.- Estudio de \varnothing .

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

$0.10 \times f'_c \times A_g = 0.10 \times 210 \times 40 \times 60 = 50.40 \text{ Ton} \lll P_u = 300 \text{ Ton.}$

Conforme

$\therefore \varnothing = 0.70$

3.- Determinación de L_{uc} .

$L_u = 4.00 - 0.60 = 3.40$

$L_u = 3.40 \text{ m.}$

Cálculo de K .

$\psi_1 = 0$

$$\psi_2 = \frac{(EI/L) + (EI/L)_{\text{columnas}}}{(EI/L) + (EI/L)_{\text{Vigas}}} = \frac{60^3/340 + 60^3/240}{60^3/600 + 60^3/600} = 2.13$$

columnas arriostradas, según el nomograma de Jackson y Moreland.

$K = 0.67$

$L_{uc} = 3.40 \times 0.67 = 2.28 \text{ m.}$

• EFECTO DE INDICE DE ESBELTEZ (Kl_u/r)

$Kl_u/r = 228/.3t = 228/0.3 \times 60 = 12.67 < 34 - 12M_1/M_2 = 26.87 \text{ ---- } \delta = 1.00$

* EFECTO GLOBAL DE ESBELTEZ (δ_s).

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u / \phi P_c} \quad C_m = 0.60 + 0.4 M_1 / M_2 \geq 0.40$$

$$C_m = 1.00$$

$$P_c = \pi^2 EI / (K l_u)^2$$

$$EI = E_c I_g / (2.5(1 + \beta d)) \quad \beta d = 0$$

$$EI = 15000 \sqrt{210 \times 30 \times 60^3} / (12 \times 2.5) = 4.695 \times 10^{10}$$

$$P_c = \pi^2 \times 4.965 \times 10^{10} / (228)^2 = 8913 \text{ Ton.}$$

$$\delta = 1.00 / (1 - (301.29 / (0.7 \times 8913))) = 0.88 < 1.00 \Rightarrow \delta = 1.05$$

$$M_{uc} = \delta M_u = 26.82 \text{ Ton-m.}$$

DISEÑO DEL REFUERZO

Cálculo de excentricidad.	}	2.5cm.
$E = M_u / P_u = 26.82 / 300.00 = 8.85 \text{cm.}$		0.10 t = 6cm
$e >$		
2.5		
6.0		

Cálculo de e/ t

$$e/ t = 8.85 / 60 = 0.15$$

Cálculo de K

$$K = P_u / A_g = 300000 / 2400 = 125 \text{ kg/cm}^2.$$

Cálculo de K e/ t

$$K e/ t = 18.75 \text{ kg/cm}^2.$$

Cálculo de r

$$R = (60 - 6.3 - 6.3) / 60 = 0.79$$

$$\rho = 0.75 \text{ ----- } 0.018$$

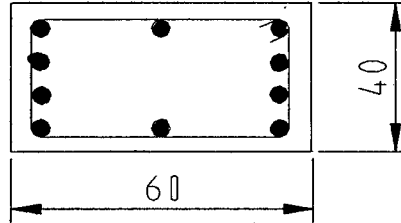
$$\rho = 0.79 \text{ ----- } x$$

$$\rho = 0.90 \text{ ----- } 0.018$$

Interpolando se obtiene:

$$\rho = 0.018$$

$$A_{st} = \rho \times A_g = 0.018 \times 40 \times 60 = 43.20 \text{ cm}^2 < 8 \phi 1'' + 2 \phi 3/4''$$

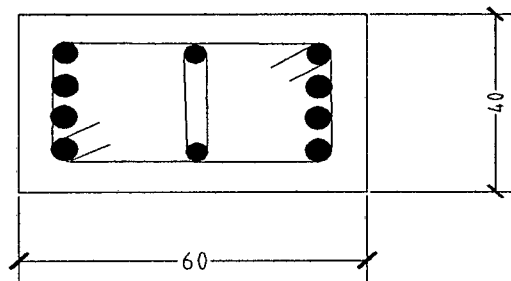


$$e_b = \frac{40 - (8 + 2 \times 1 + 4 \times 2.6)}{3} = 6.5 \text{ cm.}$$

por lo que : $e_b = 6.5 \text{ cm} \geq \frac{4 \text{ cm.}}{11/3} = 11/2 \phi L = 1.5 \times 2.6 = 3.90 \text{ cm.}$
 $T.M.A. = 4/3 \times 2.6 = 3.47 \text{ cm.}$

DISEÑO POR CONFINAMIENTO.

$$S = \begin{cases} 30 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \\ 16 \phi L = 41.6 \text{ cm.} \end{cases} > S_{\text{máx}} = 30 \text{ cm.}$$



DISEÑO POR CORTE

$$V_u = (26.82 + 15.40) / 3.4$$

$$V_u = 12.45 \text{ Ton.}$$

$$V_u / \phi = 14.64 \text{ Ton.}$$

Cortante que aporta el concreto.

$$V_c = 0.53 \sqrt{210 \times 30 \times 53} = 12.21 \text{ Ton.}$$

$$V_c = 12.21 \text{ Ton} < V_u / \phi$$

$$V_u' = 14.64 - 12.21 = 2.43 \text{ Ton.}$$

Espaciamiento máximo:

$$S = A_v f_y d / V_u' = 1.42 \times 4200 \times 53 / 2430 = 130 \text{ cm.}$$

Se diseñará según las especificaciones técnicas.

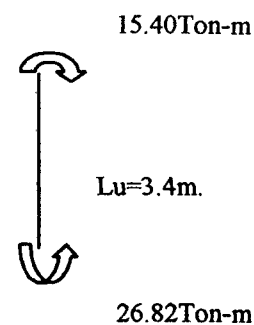
$$l_o \geq l_n / 6 = 340 / 6 = 56 \text{ cm.}$$

$$l_o \geq 45 \text{ cm.}$$

$$l_o > \text{Mayor dimensión del elemento} = 60 \text{ cm.}$$

Por lo tanto : $l_o = 60 \text{ cm.}$

Se colocará estribos de $\phi 3/8''$, 1@.05m, 6@.10m, R @.20 m



CUADRO RESUMEN DE COLUMNAS

<u>NIVELES</u>	EJES	A8, A9, B7, B9, C8
1-4	TIPO	C-1
	SECCION	30X50
	ϕ	6 $\phi 1''$ +2 $\phi 3/4''$
	$\square \phi 3/8''$	1@.05, 6@.10, R@.20m E.A.E
5	TIPO	C-1
	SECCION	30X50
	ϕ	4 $\phi 1''$ +6 $\phi 3/4''$
	$\square \phi 3/8''$	1@.05, 6@.10, R@.20m E.A.E
1-5	EJES	B8
	TIPO	C-2
	SECCIÓN	40X60
	ϕ	8 $\phi 1''$ +2 $\phi 3/4''$
	$\square \phi 3/8''$	1@.05, 6@.10, R@.20m E.A.E

<u>NIVELES</u>	EJES	A10,A12, A13, B10, B11, B12, B13,C12,C13
1	TIPO	C-3
	SECCION	30X40
	Ø	6Ø1" + 2Ø3/4"
	□Ø3/8"	1@.05,6@.10,R@.30m E.A.E
4	TIPO	C-3
	SECCION	30X40
	Ø	4Ø1" + 4Ø3/4"
	□Ø3/8"	1@.05,6@.10,R@.20m E.A.E

3.6 PLACAS DE CONCRETO ARMADO

3.6.1 Compresión y flexo-compresión en muros de concreto armado

El diseño de muros de concreto armado sometidos a compresión puede efectuarse a través de dos métodos: el método empírico y el método general de diseño.

3.5.1.1 Método empírico

Este método es de aplicación limitada. Puede ser empleado si se satisfacen las siguientes condiciones.

1. La sección del muro es rectangular y la excentricidad de la carga axial es menor que un sexto de la dimensión del muro, es decir, el muro está sometido íntegramente a compresión.
2. El espesor del muro es:

$$h \geq \frac{\text{Menor dimensión del muro}}{25}$$

$$h \geq 10 \text{ cm.}$$

El procedimiento de diseño es muy sencillo y consiste en estimar la resistencia a la compresión del muro a través de la siguiente fórmula:

$$\phi P_{nw} = 0.55 \phi f'_c A_g \left(1 - \left(\frac{k l_c}{32h} \right)^2 \right) \quad (1)$$

Donde:

ϕ : Factor de reducción de resistencia igual a 0.70 pues la sollicitación de flexocompresión.

K : Factor de altura efectiva. En la Tabla se muestra los valores de este parámetro para diferenciar condiciones.

l_c : Altura libre del muro

A_g : Area de la sección transversal del muro

Si la carga de compresión a la que está sometido el muro es mayor que la estimada a través de la expresión, entonces es necesario incrementar las dimensiones de la sección o analizarla por el método general de diseño de muros. La estructura deberá ser provista del refuerzo mínimo.

Por las limitaciones propias del método empírico, este procedimiento se emplea cuando la flexión se presenta alrededor del eje del muro.

3.6.1.2 Método general de diseño de muro

Si la carga axial se ubica fuera del tercio central, parte de su sección estará sometida a tracción. Por lo general es necesario tomar en cuenta el efecto de esbeltez para el análisis y por tanto, se emplea el método de amplificación de momentos siempre que $kl/r < 100$.

la determinación del parámetro fueron deducidas, en principio, para columnas.

$$EI = \frac{E_c I_g}{\beta} \left(0.5 - \frac{e}{h} \right)$$

$$EI \geq 0.1 \frac{E_c I_g}{\beta}$$

$$EI \geq 0.4 \frac{E_c I_g}{\beta}$$

Donde: E_c : Modelo de elasticidad del concreto

I_g : Momento de inercia de la sección bruta

β : Parámetro igual a $(0.9+0.5\beta_d^2 -12\rho)$

β_d : Parámetro definido

ρ : Cuantía de acero vertical respecto al área bruta de concreto

e : Excentricidad de la carga axial

h : Espesor del muro.

$$\frac{P_u}{\phi} \leq 0.85f'_c A_1 \quad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'_c A_1 .$$

Aplastamiento en muros sometidos a cargas concentradas

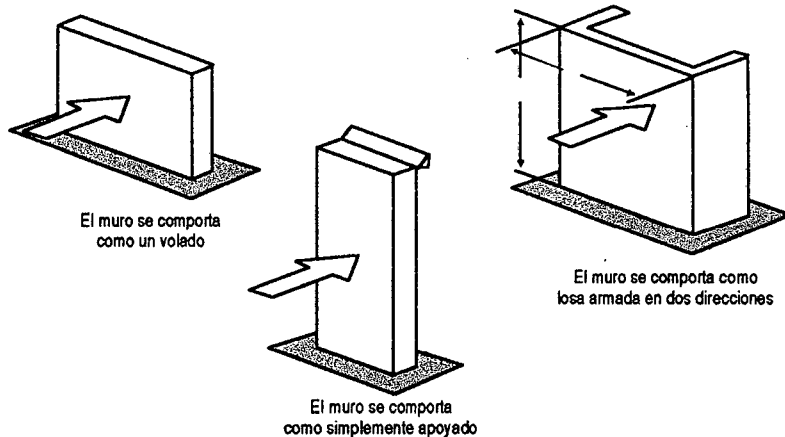
Esfuerzo cortante en muros de concreto armado

El esfuerzo cortante en muros es producido por cargas que actúan perpendicular y paralelamente a sus caras.

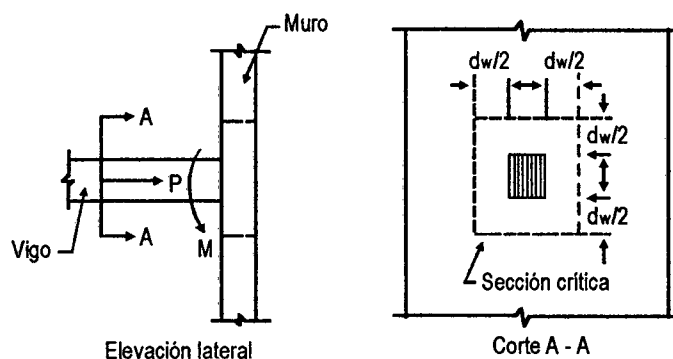
Esfuerzo cortante generado por cargas perpendiculares al muro

En estos casos el muro se comporta como una losa. De acuerdo a la relación entre sus lados y a sus condiciones de apoyo, funciona como una losa armada en uno o dos sentidos. Por lo general, se busca que el concreto asuma el esfuerzo cortante generado por las cargas actuantes. Si el muro se comporta como una losa armada en una dirección.

Si el muro recibe cargas horizontales concentradas y momentos flectores como se muestra en la figura, se debe verificar que la unión no falle por punzamiento.



Comportamiento de los muros dependientes de sus dimensiones y de sus condiciones de apoyo.



Viga conectada al muro produciéndole punzamiento

Esfuerzo cortante generado por cargas paralelas a la cara del muro

Cuando la carga actúa en el plano del muro, la resistencia del concreto al corte se determina a través de las siguientes expresiones:

$$V_c = 0.88 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4l_w} \quad (2)$$

$$V_c = \left[0.15 \sqrt{f'_c} + \frac{4l_w (0.30 \sqrt{f'_c} + 0.2 N_u / l_w h)}{M_u / V_u - l_w / 2} \right] h d \quad (3)$$

Donde:

N_u : Carga axial amplificada en el muro, positiva si es de compresión y negativa en caso contrario.

M_u : Momento flector amplificado en la sección analizada

V_u : Fuerza cortante amplificada en la sección analizada

d : Peralte efectivo del muro en la dirección paralela a sus caras, estimado en

$$0.8L_w$$

l_w : Longitud del muro

Conforme el término $M_u / V_u - l_w/2$ va disminuyendo, la relación (2) controla la resistencia del concreto.

Si el muro está sometido a compresión la resistencia del concreto puede ser estimada mediante la siguiente expresión que es más sencilla y práctica:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} h d \quad (4)$$

Si el muro resiste tracción se puede emplear:

$$V_c = 0.53\left(1 + \frac{0.029N_u}{A_g}\right)\sqrt{f'_c} b_w d \quad (5)$$

Donde N_u es negativo

En este caso b_w es el espesor del muro de concreto

El parámetro h_w está dado por el menor de:

$$h_w \leq \frac{L_w}{2}$$

Donde:

h_w : Altura del muro

La resistencia nominal del muro, será menor que :

$$V_n \leq 2.6\sqrt{f'_c} h d \quad (6)$$

El resorte por corte de muros está compuesto por varillas verticales y horizontales. Si la fuerza cortante última es menor que $\phi V/2$, el muro se proveerá con el refuerzo mínimo definido en la sección. Si es mayor que $\phi V/2$ y menor que ϕV , la cuantía mínima de refuerzo horizontal será 0.0025 y el espaciamiento del acero será menor que $L_w/5$, $3h$ y 45 cm.

Si la fuerza cortante última es mayor que ϕV , el área de acero horizontal se determinará con la siguiente expresión:

$$A_{vh} = \frac{(V_u - \phi V_c) S_2}{\phi f_y d} \quad (7)$$

Donde:

A_{vh} : Área de refuerzo horizontal por corte en una franja de muro de longitud S_2 .

Debe verificarse que no sea menor que el mínimo definido en el párrafo

Anterior.

La cuantía de refuerzo vertical, p_n respecto a una sección bruta horizontal deberá cumplir.

$$p_n \geq 0.0025 + 0.5 \left(25 - \frac{h_u}{L_w} \right) (p_n - 0.0025) \quad (8)$$

La cuantía vertical mínima será 0.0025 pero no es necesario que sea mayor que la cuantía horizontal. El espaciamiento del refuerzo

vertical será menor que $l_y / 3$, $3h$ y 45 cm. Estos requerimientos deberán ser satisfechos también cuando $\phi V_u / 2 < V_u < \phi V_c$

El acero vertical requerido por corte es adicional al requerimiento por flexo-compresión.

En los muros cuya relación altura/longitud es pequeña la condición crítica de diseño es el corte. Por el contrario, si esta relación es grande, la flexión gobierna el diseño. En los muros bajo, el refuerzo vertical por corte es el más efectivo, mientras que en los altos, ocurre a la inversa. Esta condición se refleja en la relación (8) donde para $h_w / L_w < 0.5$ la cuantía de refuerzo Vertical y horizontal es la misma. En caso que $h_w / L_w > 2.5$, la cuantía de refuerzo vertical es mínima.

REQUISITOS PARA PLACAS

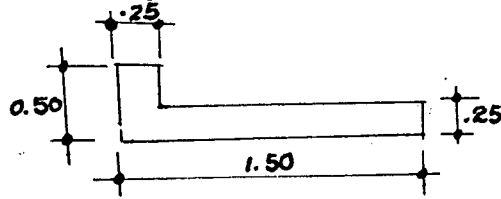
En todo los casos deberán cumplirse los siguientes requisitos siguientes:

- Las cuantías de refuerzo horizontal y vertical no serán menores que 0.0025 ; el espaciamiento del refuerzo no excederá de 35 cm. y éste se colocará en dos capas siempre que el espesor del muro exceda de 15 cm. o el esfuerzo cortante promedio en el muro debido a las cargas de diseño sea superior a $\sqrt{f'c}$ (kg/cm^2).
- En estructuras con placas, la demanda ductilidad que debe esperarse en un sismo intenso es menor que en estructuras a base de pórticos; por tanto, los requisitos de refuerzos son en este caso menos estrictos.
- Debido a su gran rigidez, las placas absorben generalmente una porción mayoritaria de las fuerzas sísmicas y, especialmente cuando se liga con otras placas o pórticos sea poca rígida, se inducen en ellos momentos flexionantes de gran magnitud que demandan una cuantía de refuerzo muy en exceso del mínimo. Tanto por economía, como por una mejora de ductilidad, conviene colocar dicho refuerzo en los extremos de los muros.

3.6.2 APLICACIÓN DE DISEÑO DE PLACAS

PLACA P-1 (L 0.5X1.5X.25)

$$\begin{aligned} P_u &= 156.74 \text{ Tn} \\ M_u &= 132.63 \text{ Tn-m} \\ V_u &= 28.25 \text{ Tn} \end{aligned}$$



DISEÑO POR COMPRESIÓN

$$\phi P_{nw} = 0.55 \times 0.70 \times 210 \times 25 \times 175 \left[1 - \frac{1 \times 350}{32 \times 25} \right]^2 = 286 \text{ Ton.}$$

$$\phi P_{nw} = 286 \text{ Tn} > P_u \quad \therefore \text{No requiere refuerzo por compresión}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN:

$$d = 0.80 L \quad d : \text{peralte efectivo}$$

$$d = 1.40 \text{ m}$$

Verificar la relación $d/h \leq 0.4$ con muro esbelto

$$d/h = 1.40/15.50 = 0.09 < 0.4$$

Por lo tanto se puede diseñar como elemento esbelto

$$R_u = 132 \text{ 63000} / (25 \times 175 \times 140) = 21.65$$

$$\rho = .62\%$$

$$A_s = 0.0062 \times 25 \times 140 = 21.70 \text{ cm}^2. \quad \langle \rangle \quad \text{Se colocarán } 8 \text{ } \varnothing 3/4'' \text{ en ambos extremos.}$$

DISEÑO POR CORTANTE

$$\begin{aligned} V_{\text{máx}} &= 2.6 \sqrt{f'_c} b d \\ &= 2.6 \sqrt{210} \times 140 \times 25 = 132.00 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{28.25}{0.85} = 33.24 \text{ Tn} \ll V_{\text{máx}} \quad \therefore \text{Conforme}$$

RESISTENCIA QUE APORTA EL CONCRETO

$$V_c = 0.85 \sqrt{210} \times 140 \times 25 + \frac{156740 \times 140}{4 \times 175} = 74.50 \text{ Tn}$$

$$V_c = \left[0.15 \sqrt{210} + 175 \frac{(0.3 \sqrt{210} + 0.2 \times 156740 / 175 \times 25)}{13263000 / 28250 - 175 / 2} \right] 25 \times 175 = 32.66 \text{ Ton}$$

$$V_c = 32.66 \text{ Tn}$$

SE CONSIDERA LA RESISTENCIA AL CORTANTE MAS DESFAVORABLE

$$\phi V_c = 0.85 \times 32.66 = 27.76 \text{ Tn}$$

LA RESISTENCIA AL CORTE QUE DEBE SER APORTADA POR EL ACERO ES:
(28.25 - 27.76)

$$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi = \frac{\quad}{0.85} = 0.57 \text{ Tn}$$

NO REQUIERE VERIFICAR POR REFUERZO HORIZONTAL, DISEÑAR CON
 $A_{smin} = 0.0025 \times 100 \times 25 = 6.25 \text{ cm}^2$ Colocar $\phi 3/8'' @ .22^5 \text{ m}$
 ESPACIAMIENTO RECOMENDADO POR EL CODIGO A.C.I. ES:

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{L_w}{5} = 0.35 \text{ m} > 0.225 \text{ m} .$$

$$S_{m\acute{a}x} = 3h = 3 \times 0.25 = 0.75 \text{ m} > 0.225 \text{ m} .$$

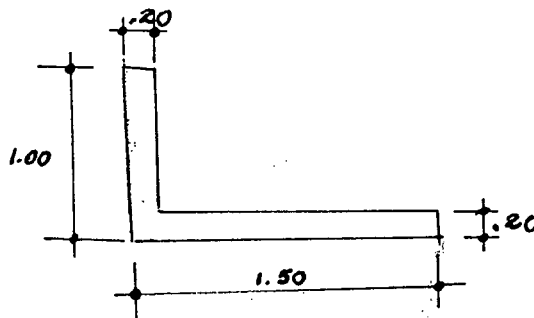
$$P_n = 0.0025 + 0.5(2.5 - 15.5/1.75)(0.0025 - 0.0025) = 0.0025$$

$$A_{sv} = 6.25 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 3/8'' @ .22^5 \text{ m}.$$

PLACA P-2 (L 1.0X1.5X.20)

DATOS:

- $P_u = 132.30 \text{ Tn}$
- $M_u = 139.76 \text{ Tn-m}$
- $V_u = 35.48 \text{ Tn}$
- $F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$



DISEÑO POR COMPRESIÓN

$$\phi P_{nw} = 0.55 \times 0.70 \times 210 \times 20 \times 230 \left[1 - \left(\frac{1 \times 350}{32 \times 20} \right)^2 \right] = 260.70 \text{ Ton.}$$

$$\phi P_{nw} = 260.70 \text{ Tn} > P_u \quad \therefore \text{ No requiere refuerzo por compresión}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN:

$$d = 0.80 L \quad d : \text{ peralte efectivo}$$

$$d = 1.84 \text{ m}$$

Verificar la relación $d/h \leq 0.4$ con muro esbelto

$$H/L = 15.50/1.84 = 8.42 > 1$$

Por lo tanto se puede diseñar como elemento esbelto

$$R_u = 139760000 / (20 \times 230 \times 184) = 16.5$$

$\rho = .0046 > \rho_{\text{mín}} = 0.0025$ CONFORME.
 $A_s = 0.0046 \times 20 \times 184 = 16.93 \text{ cm}^2$.

Se colocarán 6 varillas ϕ 3/4" en cada extremo de la placa.

DISEÑO POR CORTANTE

$V_{\text{máx}} = 2.6 \sqrt{f'c} \text{ hd}$
 $= 2.6 \sqrt{210} \times 20 \times 184 = 138.7 \text{ Tn}$

$V_u = 35.48$
 $\frac{V_u}{\phi} = \frac{35.48}{0.85} = 41.74 \text{ Tn} \ll V_{\text{máx}} \therefore \text{Conforme}$

RESISTENCIA QUE APORTA EL CONCRETO

$V_c = 0.85 \sqrt{210} \times 184 \times 20 + \frac{132.30 \times 184}{4 \times 230} = 71.73 \text{ Tn}$

$V_c = \left[0.15 \sqrt{210} + \frac{(0.3 \sqrt{210} + 0.2 \times 132300 / 230 \times 20)}{13976000 / 35480 - 230 / 2} \right] 20 \times 230 = 37.00 \text{ Tn}$

$V_c = 37.00 \text{ Tn}$

SE CONSIDERA LA RESISTENCIA AL CORTANTE MAS DESFAVORABLE

$\phi V_c = 0.85 \times 37.00 = 31.45 \text{ Tn} < V_u = 35.48 \text{ Ton.}$

POR LO TANTO LA RESISTENCIA AL CORTE QUE DEBE SER APORTADA POR EL ACERO ES:

$V_s = (V_u - \phi V_c) / \phi = \frac{(35.48 - 31.45)}{0.85} = 4.74 \text{ Tn}$

REFUERZO HORIZONTAL REQUERIDO ES:

$A_{vh/s_2} = 4740 / (4200 \times 184) = 0.0061$

LO CUAL ES EQUIVALENTE 2 VARILLAS 3/8" @ 1.20

LA CUANTIA POSITIVA ES:

$1.42 / 120 \times 20 = 0.00059 < \rho_{\text{mín}} = 0.0025$

$A_{s\text{mín}} = 0.0025 \times 100 \times 20 = 5.00 \text{ cm}^2$ Colocar ϕ 3/8" @. 27⁵m

ESPACIAMIENTO RECOMENDADO POR EL CODIGO A.C.I. ES:

$$S_{\text{máx}} = \frac{L}{5} = 0.46 \text{ m} > 0.27^5 .$$

$$S_{\text{máx}} = 3h = 3 \times 0.25 = 0.75 \text{ m} > 0.27^5 .$$

EL REFUERZO VERTICAL

$$P_n = 0.0025 + 0.5(2.5 - 15.5/2.3) (0.0025 - 0.0025) = 0.0025$$

$$A_v = 5.00 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi \text{ 3/8" @ } 27^5 .$$

PLACA P-3(.15X8.00)

RESPUESTA OBTENIDA DE SAP90.

$$N_u = 418.00 \text{ Ton}$$

$$M_u = 655.00 \text{ Ton-m}$$

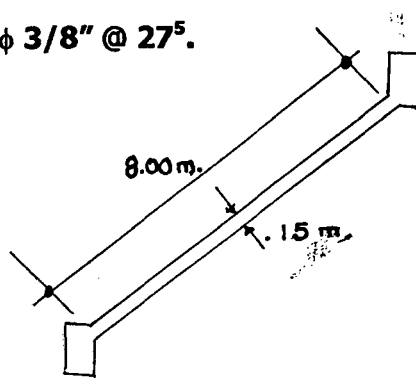
$$V_u = 102.00 \text{ Ton}$$

$$R_e = 2.0 \text{ cm.}$$

$$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 .$$

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

$$B_{xt} = .15 \times 8.00 \text{ cm.}$$



DISEÑO POR COMPRESIÓN

$$\phi P_{nw} = 0.55 \times 0.70 \times 210 \times 15 \times 800 \left[1 - \left[\frac{1 \times 350}{32 \times 20} \right]^2 \right] = 454.4 \text{ Ton.}$$

$$\phi P_{nw} = 454.4 \text{ Ton} > P_u \quad \therefore \text{ conforme}$$

EN EL MURO NO REQUIERE REFUERZO POR COMPRESIÓN

DISEÑO POR FLEXIÓN: d : peralte efectivo

$$d = 0.80 \times 8.00 = 6.40 \text{ m}$$

Se debe verificar si el muro se puede diseñar como un elemento esbelto, lo cual depende de la relación entre el peralte efectivo y su altura.

$$H/L = 15.50/8.00 = 1.94 > 1.00 \quad // \text{ conforme}$$

Por lo tanto no se puede diseñar como elemento esbelto

$$R_u = 65500000 / (15 \times 640^2) = 10.66$$

$$\rho = .29\%$$

$$A_s = 0.0029 \times 640 \times 15 = 27.84 \text{ cm}^2 .$$

Se colocarán 10 varillas $\phi \text{ 3/4"}$ en cada extremo de la placa.

DISEÑO POR CORTANTE

$$V_{\text{máx}} = 2.6\sqrt{f'c} \text{ td} \\ = 2.6\sqrt{210 \times 15 \times 640} = 362.00 \text{ Ton}$$

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{102}{0.85} = 120 \text{ Ton} < V_u \text{ máx} \quad \therefore \text{Conforme}$$

RESISTENCIA QUE APORTA EL CONCRETO

$$V_c = 0.85\sqrt{f'c} \text{ txd} + N_u \times d/4L \\ = 0.85\sqrt{210 \times 15 \times 640} + \frac{418000 \times 640}{4 \times 800} = 202.00 \text{ Ton}$$

$$V_c = \left[0.15\sqrt{f'c} + L \frac{(0.3\sqrt{f'c} + 0.2 N_u / Lxt)}{M_u/V_u - L/2} \right] \text{txd}$$

$$V_c = \left[0.15\sqrt{210} + 800 \frac{(0.3\sqrt{210} + 0.2 \times 418000/800 \times 15)}{65500000/418000 - 800/2} \right] 15 \times 640 = 336 \text{ Ton.}$$

Si : $M_u/V_u - L/2$ es negativo por lo tanto no deberá usarse la última ecuación.

$$V_c = 202 \text{ tn} > V_u/\phi \quad \therefore \text{Conforme}$$

$$V_s = 202 - 102 = 100 \text{ Tn}$$

REFUERZO HORIZONTAL REQUERIDO ES:

$$A_{vh/s} = 100000/(4200 \times 640) = 0.0372$$

LO CUAL ES EQUIVALENTE $2 \phi 3/8'' @ 0.20$ LA CUANTIA PROVISTA

$$\rho \text{ provista} = 1.42/(20 \times 15) = 0.0047 > \rho_{\text{mín}} = 0.0025$$

$$A_{sh} = 0.0047 \times 15 \times 100 = 7.05 \text{ cm}^2$$

USAR : $A_{sh} = \phi 3/8'' @ .20 \text{m}$.

EL ESPACIAMIENTO RECOMENDADO POR EL CODIGO A.C.I. ES:

$$S_{\text{máx}} = \frac{L}{5} = \frac{8.00}{5} = 1.60 \text{ m} > 0.20 \text{ m} \quad \therefore \text{Conforme}$$

$$S_{\text{máx}} = 3h = 3 \times 0.15 = 45 \text{ m} > 0.20 \text{ m}$$

EL REFUERZO VERTICAL DEL MURO SE DETERMINA A TRAVÉS

$$P_n = 0.0025 + 0.5(2.5 - 15.5/8.0)(0.0047 - 0.0025)$$

$$P_n = 0.0031$$

$$A_v = 0.0031 \times 100 \times 15 = 4.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

REFUERZO VERTICAL SERÁ: 2cap 3/8" @ 0.30m.

Usar: $A_{sv} = \emptyset 3/8" @ .30\text{m}$. en dos capas.

$A_{sh} > A_{sv}$ POR LO TANTO SE USARA ($\emptyset 3/8" @ .20\text{m}$. en dos capas)

DISEÑO DE CAJA DE ASCENSOR (P-4).

1. Datos de Diseño.

Carga axial en el Nivel (N1) : $P_u = 843.97$

Momento de diseño en el nivel (N1) : $M_u = 1498.11 \text{ Ton-m}$

Cortante de diseño : $V_u = 134.37 \text{ Ton}$.

Area de caja de ascensor : $A_g = 3.97 \text{ m}^2$.

DISEÑO POR COMPRESIÓN

$$\phi P_{nw} = 0.55 \times \frac{\emptyset = 0.70}{0.70} \times 210 \times 39700 \quad 1 - \frac{1 \times 350 \quad 2}{32 \times 20} = 2249.8 \text{ Ton.}$$

$$\phi P_{nw} = 2249.8 \text{ Ton} > P_u = 843.97 \text{ Tn.} \quad \therefore \text{ conforme}$$

EN EL MURO NO REQUIERE REFUERZO POR COMPRESIÓN

DISEÑO POR FLEXIÓN:

d : peralte efectivo

$$d = 0.80 \times 6.30 = 5.04 \text{ m}$$

Se debe verificar si el muro se puede diseñar como un elemento esbelto, lo cual depende de la relación entre el peralte efectivo y su altura.

$$H/L = 19.50/6.30 = 3.10 > 1.00 \quad // \text{ conforme}$$

Por lo tanto no se puede diseñar como elemento esbelto

$$R_u = 149 \ 811 \ 000 / (39700 \times 504) = 7.49$$

$$\rho = .20\%$$

$$\rho = 0.002 < \rho_{\text{mín}} = 0.0025$$

$As_{mín} = 0.0025 h lw$

$As = 0.0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2/\text{m}$

Distribución en dos capas tendremos las siguientes separaciones:

$\varnothing 3/8'' : S = 0.71 \times 100/2.5 = 28.4 \text{ cm}$

$\varnothing 1/2'' : S = 1.29 \times 100/2.5 = 51.6 \text{ cm}$

$\varnothing 5/8'' : S = 2.0 \times 100/2.5 = 80.0 \text{ cm}$

Separación Máxima.

$S_{máx} = 1.5 h \quad S = 30 \text{ cm}$

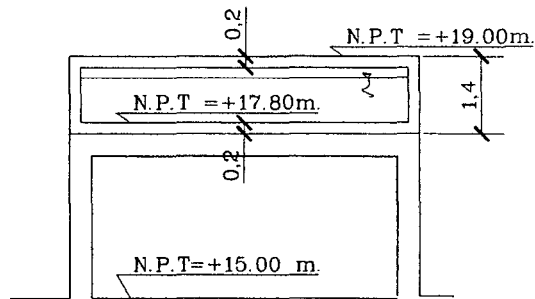
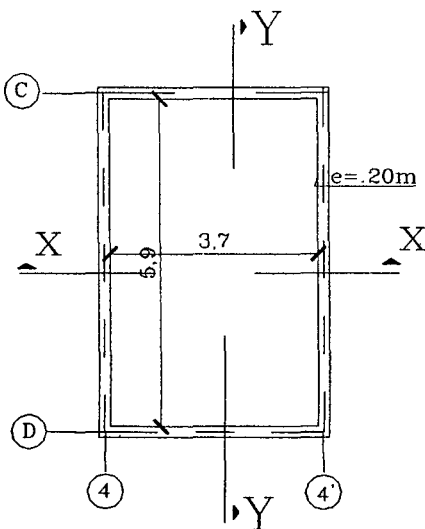
$S_{max} = 45 \text{ cm} \quad S = 45 \text{ cm}$

USAR: $\varnothing 3/8'' @ .25\text{m}$ en dos capas.

3.7 DISEÑO DE TANQUE ELEVADO

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2, \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$S/c = 150 \text{ kg/cm}^2$



1.- DISEÑO DE LA TAPA:

METRADO DE CARGAS

- Peso Propio : $.20 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 480 \text{ Kg/m}^2$

- Sobrecarga : = 150 Kg/m^2

- Carga última : $W_u = 1.5 \times 480 + 1.8 \times 150 = 990 \text{ Kg/m}^2$

Momento de flexión en una franja de un metro.

$$M(+)= WL^2/10 =990 \times 3.7^2 /10=1355.31 \text{ Kg-m/m.}$$

$$M(-)= WL^2/24 =990 \times 3.7^2 /24=564.71 \text{ Kg-m/m.}$$

Con $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$; encontramos:

$$As(+)= 1.92 \text{ cm}^2 \quad \text{y} \quad As(-)= 0.80 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{mín}}=0.0018 \times 100 \times 20= 3.60 \text{ cm}^2$$

USAR:

Acero positivo: $\phi 3/8''$ @.20m. en dos capas.

Acero negativo: $\phi 3/8''$ @.20m. en dos capas.

2.- DISEÑO DEL FONDO:

Es una losa armada en dos sentidos empotrados en sus cuatro bordes.

Se diseñara con el metodo 3 del A.C.I ,referencia 4.

METRADOS DE CARGAS.

- Peso Propio : $.20 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 480 \text{ Kg/m}^2$

- Acabados :=150 Kg/m^2

Peso del agua : $1000 \times 0.80 = 800 \text{ Kg/m}^2$

CARGA TOTAL WD =1430 Kg/m^2

CARGA ULTIMA WD=1.5X1430 =2145 Kg/m^2

COEFICIENTES DE MOMENTOS:

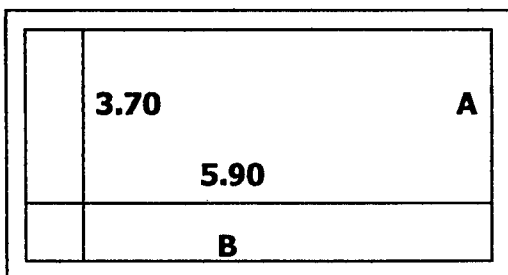
$$M=A/B= 3.70/ 5.90=0.63$$

$$CA(-)=0.079$$

$$CA(+)=0.033$$

$$CB(-)=0.013$$

$$CB(+)=0.007$$



MOMENTOS DE FLEXION:

$$M_A (-) = 0.079 \times 2145 \times 3.7^2 = 2319.84 \text{ Kg-m/m}$$

$$M_B (-) = 0.013 \times 2145 \times 5.9^2 = 970.68 \text{ Kg-m/m}$$

$$M_A (+) = 0.033 \times 2145 \times 3.7^2 = 969.047 \text{ Kg-m/m}$$

$$M_B (+) = 0.007 \times 2145 \times 5.9^2 = 522.67 \text{ Kg-m/m}$$

AREA DE ACERO, Con $d = 17 \text{ cm}$.

$$A_{sA} (-) = 3.32 \text{ cm}^2 < A_{s\text{mín}} = 3.6 \text{ cm}^2 (\varnothing 3/8'' @ .20 \text{ m.})$$

$$A_{sB} (-) = 1.37 \text{ cm}^2 < A_{s\text{mín}}$$

$$A_{sA} (+) = 1.37 \text{ cm}^2 < A_{s\text{mín}}$$

$$A_{sB} (+) = .73 \text{ cm}^2 < A_{s\text{mín}}$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.6 \text{ cm}^2 (\varnothing 3/8'' @ .20 \text{ m. En una capa}).$$

FUERZAS CORTANTES

$$\text{Coeficientes: } V_A = 0.87 ; V_B = 0.13$$

$$V_A = 0.87 \times 2145 \times 3.7 \times 1.00 / 2 = 3935.23 \text{ Kg}$$

$$V_B = 0.13 \times 2145 \times 5.9 \times 1.00 / 2 = 822.61 \text{ Kg}$$

$$V_{adm} = 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210 \times 100 \times 17} = 11\,098.22 \text{ Kg.} \quad \text{CORRECTO!!!}$$

3.- DISEÑO DE LAS PAREDES:

Se diseñaran por el metodo delos coeficientes indicados en las tablas de la Asociación del cemento Portland, en nuestro caso:

$$.a = 1.00 , b = 3.70 , c = 5.90 \text{ m.}$$

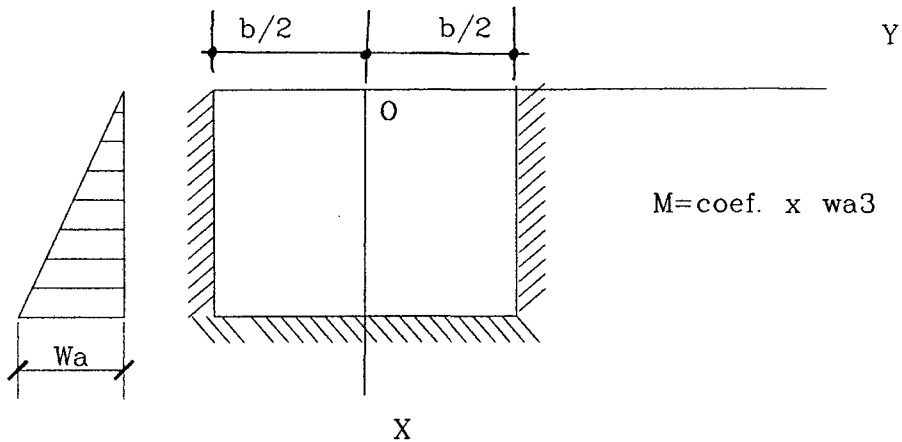
Condición :

- $a > (b/3)$ debe armarse en dos sentidos.
- $a < (c/3)$ debe armarse en un sentido.

Coeficiente de momentos para el lado menor (TABLA III) (REFERENCIA 01)

$$- b/a = 3.70 / 1.00 = 3.70 \geq b/a = 3.00 \therefore b/a = 3.00$$

X/a	Y=0		Y=b/4		Y=b/2	
	Mx	My	Mx	My	Mx	My
0.00	0.00	0.025	0.000	0.014	0.00	-0.087



0.25	0.00	0.019	0.007	0.013	-0.014	-0.071
0.50	0.05	0.010	0.008	0.010	0.011	-0.055
0.75	0.010	-0.004	-0.016	-0.009	0.010	-0.028
1.00	-.126	-0.025	-0.092	-0.010	0.00	0.00

ARMADURA VERTICAL:

Momento de rotura: $M_u = 1.5 \times 1000 \times 1.0^3 \times \text{coef.}$

$$M_u = 1500 \times \text{coef.}$$

X/a	x	M(y=0)	M(y=b/4)	M(y=b/2)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.25	0.25	0.00	10.50	-21

0.50	0.50	75	12.00	16.50
0.75	0.75	15	-24.00	15.00
1.00	1.00	-189	-138	0.00

Comparando con el momento que resiste la losa con la armadura mínima:

Asmín=0.0018x100x20=3.6 cm² (**ø3/8"@.37⁵m**, en dos capas).

M= 0.90x4200x2x0.9x0.17= 1156.6 > 189 Kg-m.

USAR: Asmín distribuidos en dos capas.

ARMADURA HOORIZONTAL:

M= 1500 xcoef.= 1500x0.071= 106.5 < 189 Kg-m.

USAR: Asmín(**ø3/8"@.37⁵m**, en dos capas).

ARMADURA EN EL LADO MAYOR:

El momento máximo negativo se encuentra suponiendo la losa empotrada en su base y articulada en el extremo superior con carga triangular wa.

M(-)=wa³/15 = 1500/15= 100 < 189 Kg-m.

USAR: Asmín(**ø3/8"@.37⁵m**, en dos capas).

CORTANTE:

Con la suposición anterior al corte actuante es:

V= 2 wa³

V=2x1500x1.00/5=600 kg < Vadm=11 098.22 Kg.

3.8 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

3.8.1 DISEÑO DE ZAPATAS

El capítulo a desarrollarse corresponde al análisis y diseño estructural de cimentaciones superficiales, para el caso de zapatas aisladas

Para el dimensionamiento en planta de la cimentación, estas cargas no deben multiplicarse por ningún factor de ampliación, se considerará las combinaciones siguientes:

- Cargas Estáticas $D + L$

La carga axial en la columna se determina multiplicando el área tributaria de piso por la carga estimada por m^2 .

En el caso de edificio esta carga usualmente vale de 1 000 a 1 200 Kg/m^2 ; según la densidad de tabique que existen en planta de arquitectura.

Para nuestro caso el valor debe estimarse como se indica a continuación:

Las partidas a considerar son:

- Peso del aligerado, o losa $e = 25$
- Peso del acabado del piso.
- Peso de tabique
- Peso de las vigas.
- Peso de la columna.
- Sobrecarga.
- Se emplea un aligerado de 25 cm, con peso de $350 Kg/m^2$ y losa maciza con 20 cm de espesor de $480 Kg/m^2$.
- Acabado normal de piso de 5 cm de espesor tiene $100 Kg/m^2$.

- Muro de 15 cm de ancho y 2.4 m de alto 210 Kg/m²
- Vigas principales (30x60) y vigas secundarias de (25x60)
- Columnas de 30 x 50
- Sobrecarga para oficinas 250 Kg/m² y corredores 400 Kg/m² .

Para el análisis vamos a aplicar estos valores con un área tributaria de 6 m x 6m y 12 m lineales de tabiques.

Peso de los tabiques:

$$12 \text{ m} \times 2.4 \text{ m} \times 210 \text{ Kg/m}^2 = 6048 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso Total} = 6048 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso por m} = 6048/36 \text{ m}^2 = 168 \text{ Kg/m}^2$$

Peso de las vigas:

$$0,30\text{m} \times 0.60\text{m} \times 2400 = 432 \text{ Kg/m}$$

$$0.25 \text{ m} \times 0.60\text{m} \times 2400 = 360 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso Total: } 792 \times 12 \text{ m} = 9\ 504 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso por m}^2 = 9\ 504/36\text{m} = 264 \text{ Kg/m}^2$$

Peso por columna:

$$0.39 \times 50 \text{ m} \times 2400 = 300 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso Total: } 360 \times 3.00 = 1\ 080 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso por m}^2 = 1\ 080/36 = 30 \text{ Kg/m}^2$$

Resumen:

Caso I:

Aligerado	350 Kg/m ²
Acabado	100 Kg/m ²
Tabiques	168 Kg/m ²

Vigas	264 Kg/m ²
Columnas	30 Kg/m ²
<u>Sobrecarga</u>	<u>250 Kg/m²</u>
TOTAL	1 162 Kg/m ²

Caso II:

Losa maciza	350 Kg/m ²
Acabado	100 Kg/m ²
Vigas	264 Kg/m ²
Columnas	30 Kg/m ²
<u>Sobrecarga</u>	<u>200 Kg/m²</u>
TOTAL	1 074 Kg/m ²

Veamos que un caso usual como éste concuerda bien con los valores promedios dados, para una planta arquitectónica con una cantidad importante de tabiques.

3.8.1.1 Zapatas aisladas:

Zapatas aisladas con carga centrada: Son aquellas en que sólo actúa la carga axial o cuando también existe la acción de un momento dado, pero dado que este es un valor bajo se considera nulo.

El área de sustentación Az de la zapata está dado por:

$$Az = \frac{C(P_D + P_L)}{\sigma_t}$$

Donde:

C = Coeficiente que prevé el peso de la zapata y varía del 10% al

15% de la carga de servicio.

$$PS = P_D + P_L \text{ (carga de servicio)}$$

$\sigma_t =$ Presión admisible al terreno

Zapata aislada con carga excéntrica.- En este tipo de zapata se tiene en cuenta la carga axial de servicio y el efecto del momento flector en la base de la columna.

a. El área de sustentación está dado por:

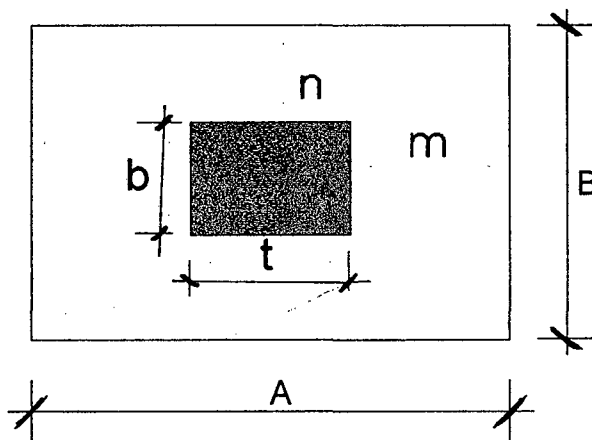
$$\frac{C(P_D + P_L) (1 + 6E/a)}{(B' + 2E) A} = \sigma_t$$

donde;

e = Excentricidad de la zapata $\Rightarrow e = M/PS$

A, B = Dimensiones de la zapata

B' = B - 2e



Se debe perseguir que : $m \geq 0$ y $n \geq 0$

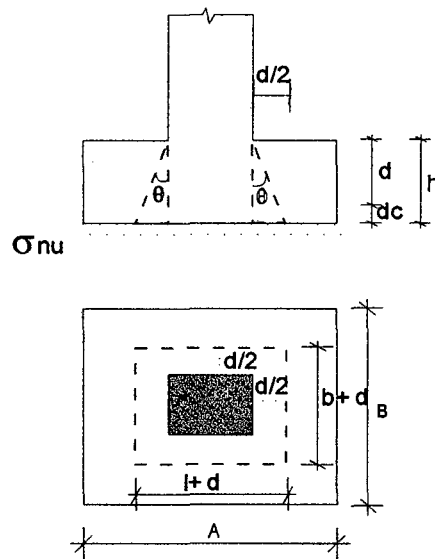
$$A - B = t - b$$

- b. Determinación de la reacción neta de rotura de terreno.

$$\sigma_{\eta\mu} = \frac{P_u}{A_z} \quad \text{ó} \quad \sigma_{\eta\mu} = \frac{P_u}{A_z} (1 - 6e/A)$$

- c. Dimensionamiento del peralte h, por fuerza cortante.

Esfuerzo cortante por punzonamiento.



$$V_u = \frac{V_u}{\phi b_o d} \dots\dots\dots (1)$$

Donde:

V_u = Esfuerzo actuante

$$B = 2(b+2d+t) \dots\dots\dots (2)$$

$$V_u = \sigma_{\eta\mu} [A-B] - (b+d)(t+d) \dots\dots\dots (3)$$

Reemplazando: (1), (2) y (3), tenemos:

$$V_u = \frac{\sigma_{\eta\mu}[A-B] - (b+d)(t+d)}{2\phi d(b+2d+t)}$$

Se debe cumplir que $V_u \leq V_{uC}$

V_{uC} : Esfuerzo permisible de corte en el concreto

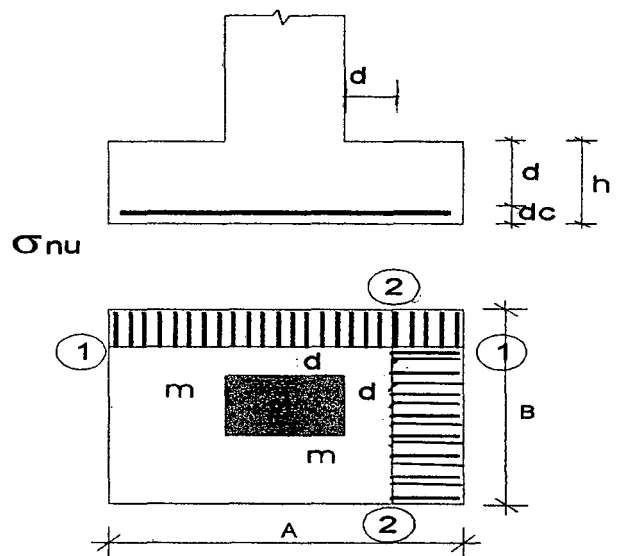
$$V_{uC} = 0.27 (2 + 4/\beta_c) \sqrt{f'_c} \quad 1.10 \sqrt{f'_c}$$

$$\beta_c = \frac{t+d}{b+d} > 1$$

Esfuerzo cortante unidireccional o por tracción diagonal.

$$V_{u \ 1-1} = \frac{\sigma_{\eta\mu}(n-d)}{\phi d}$$

$$V_{u \ 2-2} = \frac{\sigma_{\eta\mu}(m-d)}{\phi d}$$



Se debe cumplir que $V_u \leq V_{uC}$

$$V_{uC} = 0.53 \sqrt{f'_c}$$

V_{uC} = esfuerzo cortante admisible.

d. Comprobación del peso de la zapata.

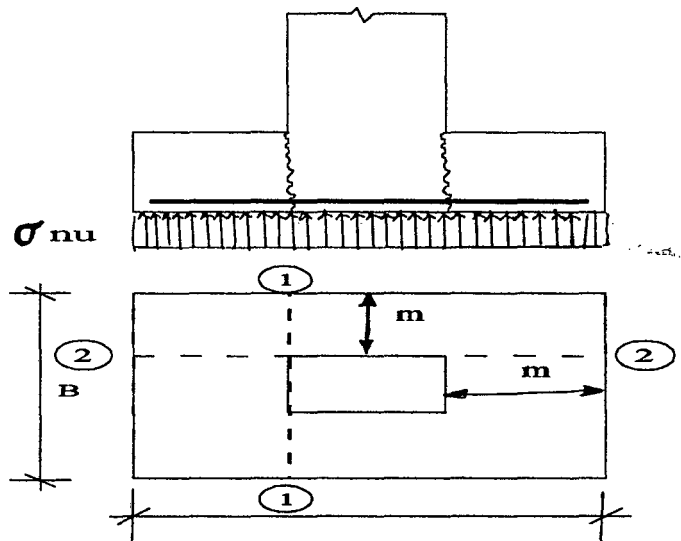
$$P_z = A \cdot b \cdot h \cdot \gamma_C$$

$$P_{\text{SUPUESTO}} = C \cdot P_s$$

Se debe cumplir que $P_z \leq P_{\text{SUPUESTO}}$

e. Diseño de flexión

La zona crítica por flexión se produce en la cara de la columna como se representa:



Momentos flexionantes:

$$\text{Sección 1 - 1 } M_1 = \frac{1}{2} \sigma_{nu} \cdot B \cdot m^2$$

$$\text{Sección 2 - 2 } M_2 = \frac{1}{2} \sigma_{nu} \cdot A \cdot m^2$$

Se debe cumplir que:

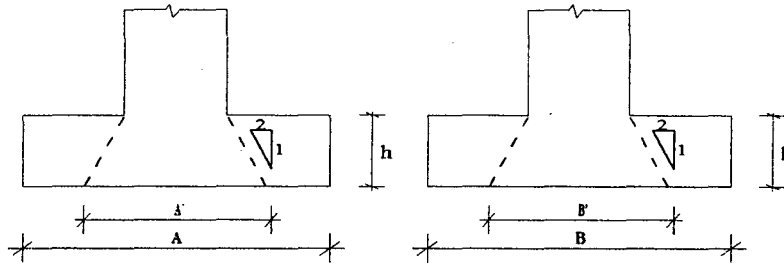
$$M_u < M_{ur} \rho_{MAX}$$

$$M_u \rho_{MAX} = kbd^2 \quad K = 54.67$$

El área de acero se calcula con las fórmulas de diseño de elementos por flexión.

El refuerzo perpendicular a la sección 1 -1 se calcula con M_1 , de manera similar se obtiene el refuerzo perpendicular a la sección 2-2.

- f. Transferencia de esfuerzos en la base de la columna (aplastamiento).



Esfuerzo de contacto actuante: $f_a = P_s / A_g$

Esfuerzo permisible de aplastamiento:

$$F_p = 0.85 \phi f'_c \sqrt{A_1 / A_2} \leq 2 \times 0.85 \phi f'_c$$

$$\phi = 0.70$$

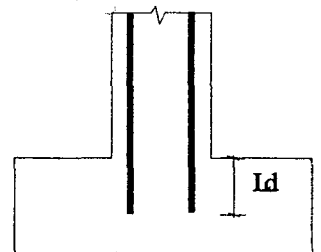
$$A_2 = A' - B'$$

$$A_1 = A_g$$

Se debe cumplir que $f_a \leq f_p$.

- g. Longitud de desarrollo de las varillas (en compresión).

$$L_d \geq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ 0.004 d_b F_y \\ 0.008 F_y d_b / \sqrt{f'_c} \end{cases} ; \text{ elegir la mayor dimensión}$$



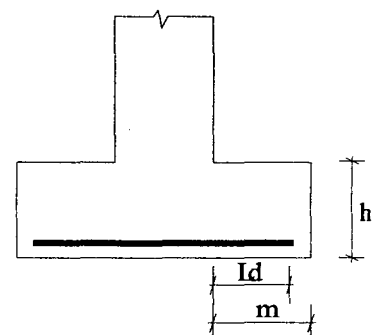
- h. Verificación por adherencia.

Se utilizan las fórmulas descritas en el acápite vigas.

La longitud que deban desarrollar las barras por adherencia debe ser

la mayor de las 03 posibilidades siguientes:

$$L_d \geq \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 0.006 d_b F_y \\ 0.06 A_b F_y / \sqrt{f'_c} \end{cases} ; \text{ elegir la mayor dimensión}$$



DISEÑO DE ZAPATAS AISLADA

$$P_d = 50 \text{ Ton}$$

$$P_l = 15 \text{ Ton}$$

$$\sigma_t = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b_{xt} = 30 \times 40 \text{ cm}$$

$$F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$A_{st} = 6\phi 1'' + 2\phi 3/4''$$

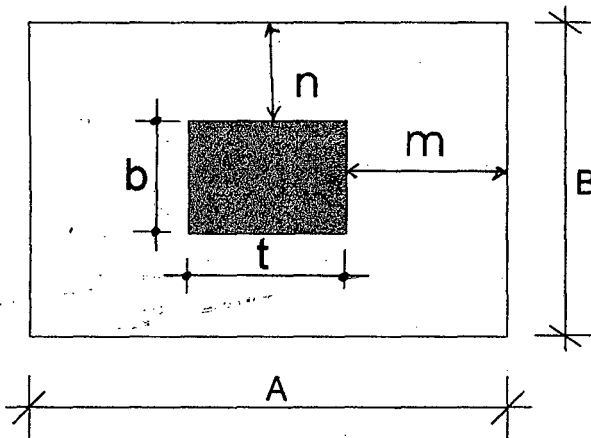
A. DETERMINACION EN PLANTA (AZ)

$$A_z = \frac{c P_s}{\sigma_t} = \frac{1.15 (65)}{10} = 7.48 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{7.48 + \frac{1}{2}(.40 - .30)} = 2.78 \cong 2.80 \text{ m.}$$

$$B = \sqrt{7.48 - \frac{1}{2}(.40 - .30)} = 2.68 \cong 2.70 \text{ m.}$$

USAR : $A \times B = 2.80 \times 2.70$.



$$M = n = \frac{2.80 - 0.40}{2} = \frac{2.70 - .30}{2} = 1.20 \text{ m}$$

B. DISEÑO DE ELEVACION (h)

$$\sigma_{nu} = P_u = 1.5 (50) + 1.8 (15) = 13.5 \text{ Kg/cm}^2 \cong 1.35 \text{ Kg/cm}^2$$

AxB 2.80x2.70

- Altura de zapata por corte unidireccional.

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{\sigma_{nu} B (m - d)}{\phi} \Rightarrow \frac{V_u}{\phi} = \frac{V_u}{\phi} \frac{m - d}{m}$$

$$V_u = \frac{\sigma_{nu} (m - d)}{\phi} = \frac{V_u}{\phi} \frac{(m - d)}{m}$$

$$v_u = V_u$$

$$V_u = \frac{\sigma_{nu} (m - d)}{\phi} \Rightarrow \phi = 0.65$$

$$d = \frac{\sigma_{nu} \times m}{\sigma_{un} + v_{uc}} = \frac{1.35 \times 120}{1.35 + 0.85 \times 0.53 \sqrt{210}} = 20.56 \text{ cm}$$

$$d = 20.56 \text{ cm.}$$

$$r.c. = 7.5 \text{ cm.}$$

$$\phi 3/4'' = 1.9 \text{ cm.}$$

$$d_c = 7.5 + 1.9 = 9.4 \text{ cm} \cong 9.5 \text{ cm.}$$

$$h = 9.5 + 20.56 = 30 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

- h, por corte Punzamiento.

Esfuerzo cortante por punzonamiento

$$V_{up} = \frac{\sigma_{nu} (A_z - (b + d) (t + d))}{.85 \times 2d} = V_{ucp} \quad \sigma_{nu}$$

$$\text{Si } : v_{ucp} = 1.10 \sqrt{f_c}$$

$$\frac{1.35 [280 \times 270 - (30 + d) (40 + d)]}{.85 \times 2d [70 + 2d]} = 1.10 \sqrt{210}$$

$$41.14d^2 + 1474.90d - 74400 = 0$$

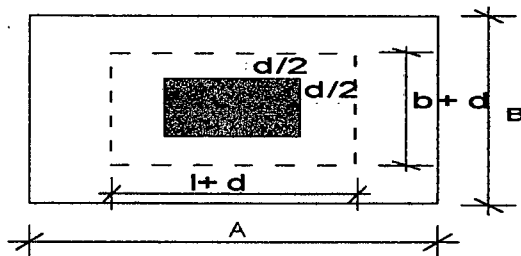
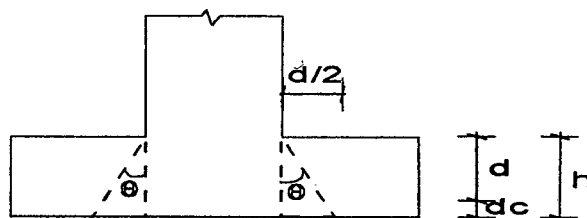
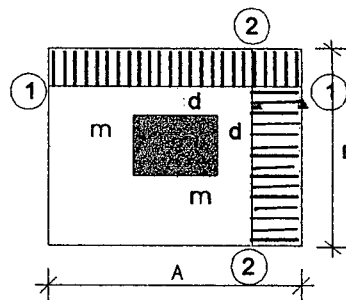
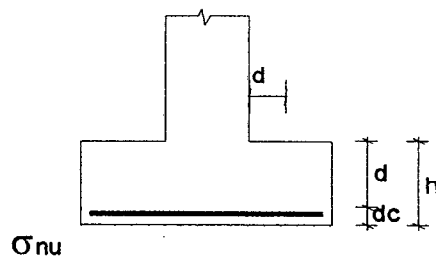
$$d = 28.22 \text{ cm}$$

$$d_c = 9.5 \text{ cm}$$

$$h = 28.22 + 9.5 = 37.72 \cong 40 \text{ cm}$$

$$h_{\text{mín}} = 45 \text{ cm}$$

$$d = 35.5 \text{ cm}$$



C. COMPROBACION DEL PESO DE LA COLUMNA.

Peso de la zapata real = $A \times B \times h \times \rho_c$

$$= 2.80 \times 2.70 \times 45 \times 2.4 = 8.16 \text{ ton}$$

$$\% = 0.15$$

$$P_z \text{ Asumido} = 0.15 P_s = 0.15(65) = 9.75 \text{ ton.}$$

$P_z \text{ Asumido} \geq P_{\text{real zapata}}$ // oK !

D. DISEÑO POR FLEXION

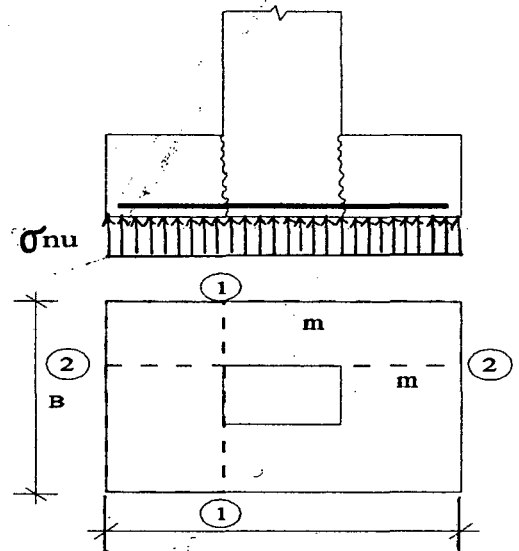
La zona crítica por flexión se produce en la cara de la columna como se representa:

Momentos flexionantes:

$$\underline{M_u} = \sigma_{un} B m^2 = \frac{1.35 \times 270 \times 120^2}{\emptyset \quad 2\emptyset \quad 2 \times .90} = 2'916000 \text{ Kg-cm.}$$

$$\underline{M_u} = \sigma_{un} A n^2 = \frac{1.35 \times 250 \times 120^2}{\emptyset \quad 2\emptyset \quad 2 \times .90} = 3'024000 \text{ Kg-cm.}$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0018 ;$$



1: $M_{ur} P_{\text{máx}} = K b d^2 = 54.35 \times 270 \times 35.5^2 = 18'496538.6 \text{ Kg-cm.}$

$$M_{ur} P_{\text{máx}} = K b d^2 = 7.40 \times 280 \times 35.5^2 = 2'517980 \text{ Kg-cm.}$$

2: $M_{ur} P_{\text{máx}} = 54.35 \times 280 \times 35.5^2 = 19'178484.5 \text{ Kg-cm.}$

$$M_{ur} P_{\text{mín}} = 7.40 \times 280 \times 35.5^2 = 2'611238 \text{ Kg-cm.}$$

CALCULO DEL ACERO.

$$A_s = \frac{M_u / \emptyset}{f_y (d - a/2)} ; \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c (A \text{ ó } B)}$$

PARA :

1. Eje x-x $\underline{M_u} / \emptyset = 29.16 \text{ ton-m}$, $B = 2.70$, $d = .355 \text{ cm}$

$$A_s = 20.05 \text{ cm}^2 \quad a = 1.75$$

2. Eje y-y $\frac{Mu}{\phi} = 30.24 \text{ ton-m}$; $A = 2.80$, $d = .355 \text{ m}$

$$A_s = 20.79 \text{ cm}^2 \quad a = 1.75$$

En la cara B:

$$A_s = 20.05 \text{ cm}^2 \diamond \phi 1/2'' @ .175 \text{ m.}$$

En la cara A:

$$A_s = 20.74 \text{ cm}^2 \diamond \phi 1/2'' @ .175 \text{ m.}$$

E).- DISEÑO POR ADHERENCIA

Para el diseño por adherencia la sección crítica es la misma que por el diseño por flexión.

$$\Sigma \text{ necesario} \leq \Sigma \text{ disponible}$$

$$\Sigma_0 \text{ nec} = \frac{V_u}{\phi}$$

$$U_u J_d$$

$$U_u = 56 \text{ Kg/cm}^2 \quad J = 0.88; \quad \phi = .85$$

$$\Sigma_1 \text{ necesario} = \frac{1.35 \times 270 \times 120}{.85 \times 56 \times .88 \times 35.5} = 29.41 \diamond 7 \phi 1/2'' \leq \Sigma_0 \text{ necesario} = 15 \phi 1/2''$$

$$.85 \times 56 \times .88 \times 35.5$$

$$\Sigma_2 \text{ necesario} = \frac{1.39 \times 280 \times 120}{.85 \times 56 \times .88 \times 35.5} = 30.50 \diamond 8 \phi 1/2'' \leq \Sigma_0 \text{ necesario} = 16 \phi 1/2''$$

$$.85 \times 56 \times .88 \times 35.5$$

F) DISEÑO POR APLASTAMIENTO

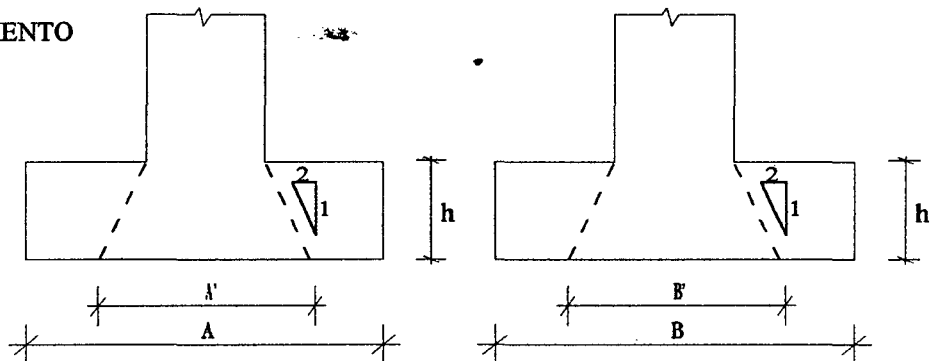
$$A=280$$

$$B=270$$

$$C-3=bxt=30x40$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_u = 102 \text{ Tn}$$



$F_a = P_u / A_1$ Donde : $F_a =$ Esfuerzo Actuante entre A_1

$F_{uac} = 0.85 \times \phi \times f_c \times \sqrt{A_2 / A_1}$ $\phi = 0.70$

F_{uac} = Esfuerzo de Aplastamiento Permisible o esfuerzo más permisible en la base de la columna.

$\sqrt{A_2 / A_1} \leq 2$

A_2 es el área Máximo de la Superficie de apoyo que es geométrica similar con el área cargada.

A_1 : Es el área de la columna.

$\sqrt{A_2 / A_1} = 1.3 > 2$

$f_a = 102000 / (30 \times 40) = 85 \text{ Kg/cm}^2$.

$f_{uac} = 0.85 \times 0.70 \times 210 \times 2 = 250 \text{ Kg/cm}^2$. >>> $f_a = 85 \text{ Kg/cm}^2$. .. CONFORME

G).- LONGITUD DE DESARROLLO

$L_d \geq 30 \text{ cm}$

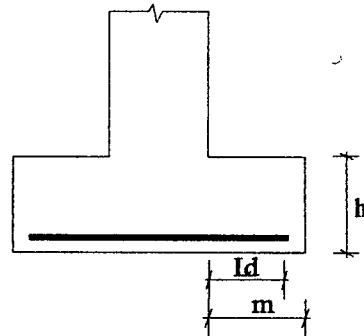
$0.06 A_y F_y = 22$

$\sqrt{f_c}$

$0.006 d_b f_y = 32.76$

$l_{de} = 1.3 (33) = 42 > 30 \text{ cm}$

$l_d = 33$



$L_d = 33 \text{ cm}$ ∴ Conforme

DISEÑO DE VIGA DE ARRIOSTRE :

El diseño del acero debe calcularse para momento positivo.

$$M = \pm \frac{WL^2}{12}$$

PREDIMENSIONAMIENTO :

$$h = \frac{L}{8} = \frac{6.00}{8} = 0.75\text{m.}$$

$$b = .30 \text{ m}$$

METRADO

$$\text{P.P.} = 0.30 \times .75 \times 2.4 = 0.54 \text{ ton/m}$$

$$\text{P.t.} = 0.27 \text{ ton/m}^2 \times 2.400 = 0.65 \text{ ton/m}$$

$$\text{P.P. Cimiento} = .15 \times .30 \times 2.3 = 0.10 \text{ ton/m}$$

$$\text{WD} = 1.29 \text{ ton/m.}$$

CARGA VIVA :

$$250\text{Kg/m}^2 \quad \text{WD} = .25 \text{ ton/m}$$

$$\text{Wu} = 1.5 (1.29) + 1.8 (.25) = 2.39 \text{ ton/m}$$

$$\underline{\text{Mu}} = \frac{2.39 (6.00)^2}{12} = 7.17 \text{ ton - m}$$

$$\underline{\text{Mu}} = 8.00 \text{ ton - m}$$

ø

Suponiendo : $d_c = 7\text{cm}$ $d = 68\text{cm}$.

$$\text{Mur } P_{\text{máx}} = 54.35 \times 30 \times 68^2 = 15.39 \text{ ton} - \text{m} > \text{Mu}/\phi.$$

$$\text{Mur } P_{\text{mín}} = 13.40 \times 30 \times 68^2 = 18.39 \text{ ton} - \text{m} > \text{Mu}/\phi.$$

Por lo tanto se diseñara con $A_{\text{smín}} = \frac{0.07\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$

f_y

$$A_{\text{smín}} = \frac{0.07\sqrt{210} \times 30 \times 68}{4200} = 4.93 \text{ cm} < > 2\phi 3/4 "$$

$$\text{Acero central : } \rho = 0.002 \times 30 \times 68 = 4.08 \text{ cm} < > 2\phi 5/8 "$$

Colocar " $\phi 3/8$ ", 1@.05, 4@.10, 3@.15, R@.30m

Resumen de Zapatas Block I

Tipo	A	B	h	Area de Refuerzos	
				Longitudinal	Transversal
Z - 1	280	270	45	15 ϕ 1/2"@.175	16 ϕ 1/2"@.175

3.8.2 DISEÑO DE PLATEA DE CIMENTACIÓN

El uso de la platea de cimentación resulta apropiada en edificios ubicados principalmente en terrenos de baja capacidad portante, en el cual la suma de las áreas de las zapatas que serían necesarias para transmitir la carga de la estructura al suelo.

Un porcentaje menor al 75% nos llevaría a la alternativa de utilizar un emparrillado de viga de cimentación.

En nuestro caso se presenta estas características, ya que en el predimensionamiento salen unas zapatas cuadradas de 5 m., que sobrepasan y se traslapan, por lo que se diseña de la platea de cimentación, lo que nos permite distribuir en forma uniforme la carga de estructura al suelo(REFERENCIA 3)

3.8.2.1 PLATEA CIMENTACIÓN (EDIFICIO I)

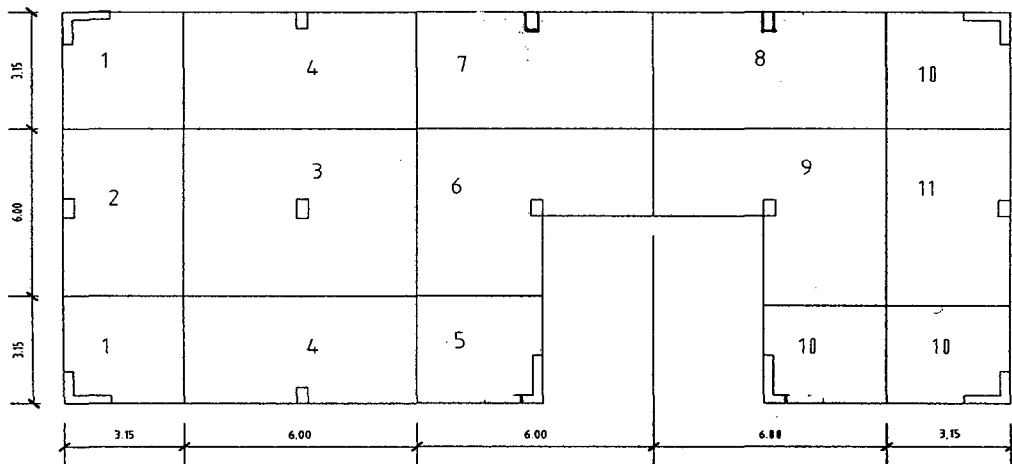
$$F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\sigma_t = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Para el metrado de cargas se considerará un peso 1 Tom/m^2 por cada nivel. (Metrado Aproximado).

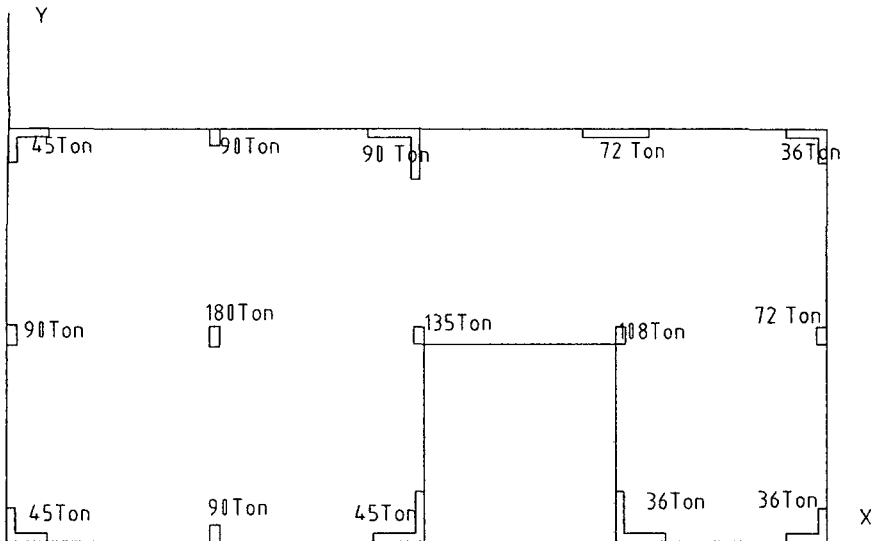
PESO EN COLUMNAS



Columnas Tipo:

1. $3.00 \times 3.00 \times 1 \text{ T/m}^2 \times 5 \text{ niveles} = 45$
2. $3.00 \times 6.00 \times 1 \text{ T/m}^2 \times 5 \text{ niveles} = 90$
3. $6.00 \times 6.00 \times 1 \text{ T/m}^2 \times 5 \text{ niveles} = 180$
4. $6.00 \times 3.00 \times 1 \text{ T/m}^2 \times 5 \text{ niveles} = 90$
5. $3.00 \times 3.00 \times 1 \text{ T/m}^2 \times 5 \text{ niveles} = 45$
6. $(3.00 \times 3 + 2 \times 60) \times 1 \text{ T/m}^2 \times 5 \text{ niveles} = 135$
7. $3.00 \times 6.00 \times 1 \text{ T/m}^2 \times 5 \text{ niveles} = 90 \text{ Tn}$
8. $3.00 \times 6.00 \times 1 \text{ T/m}^2 \times 4 \text{ niveles} = 72 \text{ Tn}$

9. $(3 \times 3 + 3 \times 6) 1T/m^2 \times 4 \text{ niveles} = 108$
10. $3.00 \times 3.00 \times 1T/m^2 \times 4 \text{ niveles} = 36$
11. $3.00 \times 6.00 \times 1T/m^2 \times 4 \text{ niveles} = 72$



ESPESOR DE LA PLATEA

Efecto de corte de Punzonamiento.

$$V_v = 180 \text{ Tn}$$

$$V_e = 2.53 f_c b.d$$

V_c = Fuerza cortante permisible por punzonamiento.

B_o = Perímetro

$$B_o = 4d + 180 \text{ (cm)}$$

$$V_u = V_c$$

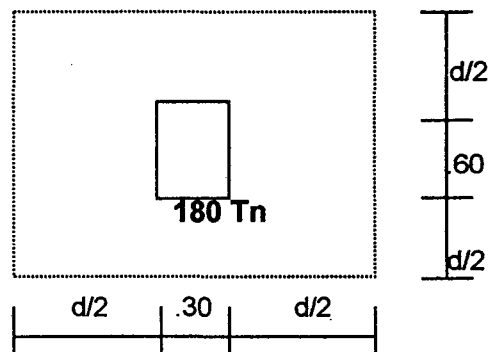
$$180000 \text{ Kg} = 0.53 \cdot 210 (4d + 180)d$$

$$d = 5 + 30 \text{ cm}$$

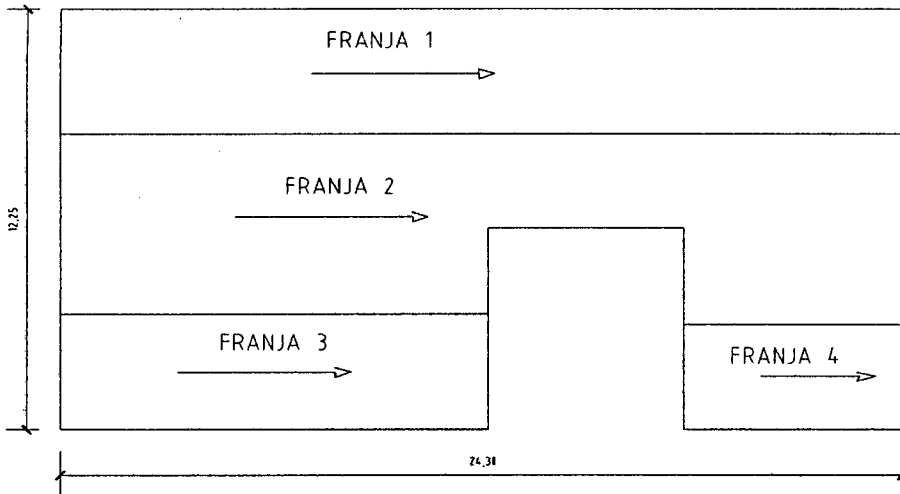
$$\text{espesor : } t = d + r \quad e.e + \varnothing b$$

$$t = 57 + 7.5 + 2.5/2 = 66.05$$

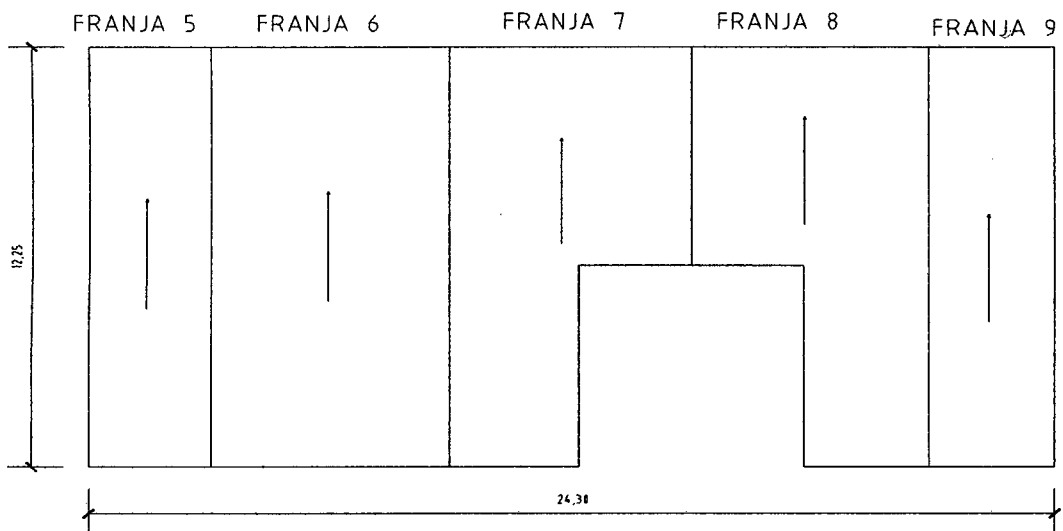
$$t = \underline{70 \text{ cm}} \quad \text{espesor de la platea}$$



FRANJAS DE CIMENTACION
DIRECCION X-X

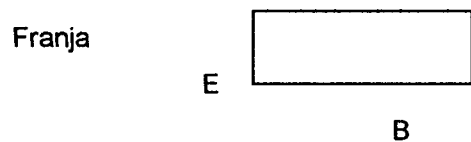


DIRECCION Y-Y



$$\lambda = \sqrt{\frac{K_{sb}}{4Ecl}} \dots (A)$$

$$I = \frac{1}{12} bt^3 \dots (B)$$



Reemplazando (B) en (A)

$$\lambda = \frac{3 Ks}{Ec.t^3}$$

$$Ks = \frac{(b + 1)^2 K}{(2b)^2}$$

$E_c = 2.17 \times 10^6 \text{ T/m}^3$
 $T = 0.70 \text{ m}$
 $K = 2400 \text{ Ton/m}^3$

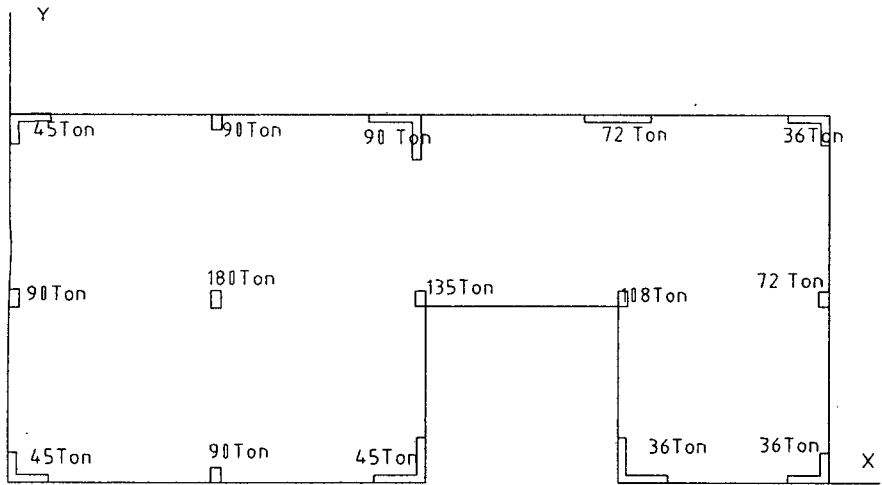
	b	$\frac{(b + 1)^2}{2b}$	Ks	λ (m ⁻¹)	$\frac{1.7}{\lambda}$	Franjas
Dirección X - X	6.00	0.34	816	0.243	7.69	2
	3.00	0.44	1066.67	0.243	7.197	143
Dirección Y - Y	6.00	0.34	816	0.243	7.69	5
	3.00	0.44	1066.67	0.243	7.197	446

Dirección X : $l = 6.00 < 7.69 \text{ y } 7.20$
 Dirección Y : $l = 6.00 < 7.69 \text{ y } 7.20$

En ambos casos cumple que :

$$L = \frac{1.75}{\lambda}$$

se puede utilizar el método rígido convencional-



CALCULO DE LAS PRESIONES DE CONTACTO

CENTRO DE RIGIDEZ: De la figura anterior.

P Tn	Xm	Px	Ptn	X	Px
90	6.00	540	72	18	1296
180	6.00	1080	108	18	1944
90	6.00	540	36	18	648
90	12.00	1080	36	24	864
135	12.00	1020	72	24	1728
45	12.00	540	36	24	864
45			$\Sigma P = 1170$		$\Sigma Px = 12744$
90					
45					

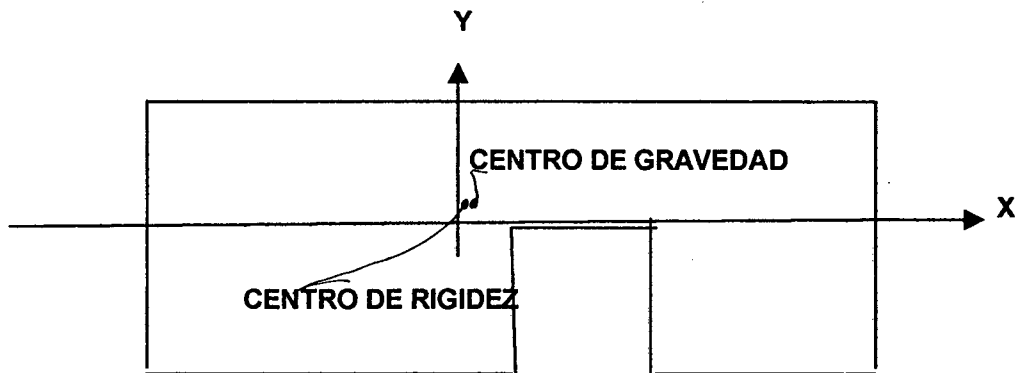
$X_{C.R.} = 10.89 \text{ cm}$

P Tn	Ym	Py	Ptn	Y	Py
45	12	540	36	0	0
90	12	1080	36	0	0
90	12	1080	108	6	648
90	6	540	72	6	432
135	6	820	72	12	864
150	6	1080	36	12	432
45			$\Sigma P = 1170$		$\Sigma Py = 7516$
90					
45					

$Y_{C.R.} = 6.42 \text{ cm}$

Centro de Rigidez	Centro de Gravedad	Excentricidad
10.89	11.57	$e_x = 0.68$
6.42	6.42	$e_y = 0.00$

DETERMINACIÓN DE LAS PRESIONES ACTUANTES (DE CONTACTO)



$$Q = 810 \text{ Ton}$$

$$A = 144 \text{ m}^2$$

$$M_y = Q_y E_x = 1170 \times 0.68 = 795.60 \text{ Tn}$$

$$M_x = Q_x E_y = 810 \times 0.00 = \text{Tn.}$$

$$I_y = 2977.13 \text{ m}^4$$

$$q = \frac{Q}{A} + \frac{M_x Y}{I_x} + \frac{M_y X}{I_y}$$

$$q = \frac{1170}{252} \pm 0 + \frac{795.60}{2977.13} X$$

$$q = 4.64 + 0.267X$$

ESFUERZO SOBRE EL SUELO

$$Q_{\text{máx}} = 4.64 + 0.267 (10.89) = 7.55 \text{ T/m}^2$$

Peso Propio de Platea

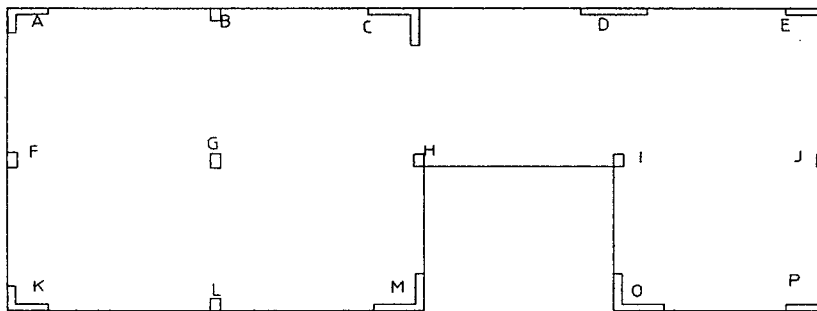
$$\frac{252 \times 0.70 \times 2400 \text{Kg/cm}^2}{252} = 1.68 \text{ Ton/m}$$

Primer Peso S/C (Carga viva) 250 Kg/m² = 0.25 T/m²

Primer Peso tabiqueria 150 Kg/m² = 0.15 T/m²

Total = 9.63 T/m²

Suelo = 1.0 Kg/m² <> 10 T/m² > 9.63 T/m² Conforme



$$Q = 4.64 \pm 0.267 X$$

Los puntos que estén a la derecha del eje y tendrán valores positivos para X.

Punto	Q/A	X	1-0.267X	9(T/m ²)
A	4.64	-11.57	-3.09	1.55
B	4.64	-5.57	-1.49	3.15
F	4.64	-11.57	-3.09	1.55
G	4.64	-5.57	-1.49	3.15
K	4.64	-5.57	-1.49	3.15
L	4.64	-5.57	-1.49	3.15

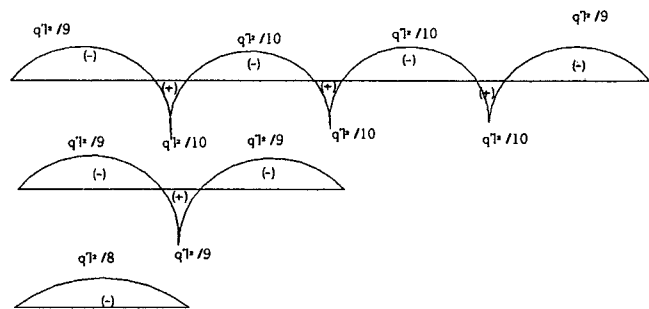
Punto	Q/A	Y	0.267X	9(T/m ²)
C	4.64	0.43	0.11	4.75
H	4.64	0.43	0.11	4.75
M	4.64	0.43	0.11	4.75

D	4.64	6.43	1.72	3.36
I	4.64	6.43	1.72	3.36
O	4.64	6.43	1.72	3.36
E	4.64	12.42	3.32	7.96
J	4.64	12.42	3.32	7.96
P	4.64	12.42	3.32	7.96

Franjas 1 y 2

Franja 3, 5, 6, 7, 8, 9

Franja 4



DISEÑO POR FLEXION

Verificación de la Altura de la Platea.

$$F' = 0.4 f_y = 0.4 (4200) = 1680 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_c = 0.45 f_c = 0.45 (210) = 94.5$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{\text{Módulo de elasticidad del acero}}{\text{Módulo de elasticidad de concreto}}$$

$$n = \frac{2.10 \times 10^7}{2.17 \times 10^6} = 9$$

$$K = 0.336$$

$$J = 1 - K/3 = 0.888$$

$$K = \frac{1}{2} f_c K_j = \frac{1}{2} (94.5) (0.336) (0.888) = 14.10$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$B = 100$$

$$M_{\text{máx}} = 31.84 \times 10^5$$

$$M_{\min} = \sqrt{\frac{31.84 \times 10^5}{14.10 \times 100}}$$

Espesor Mínimo.

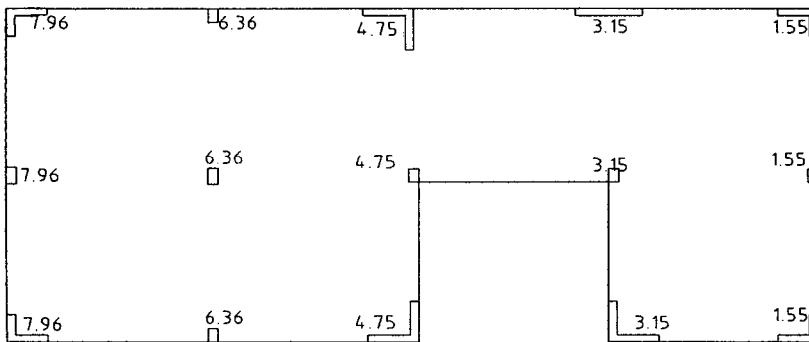
$$T = d_{\min} + r.e.e + db/2$$

$$T = 47.5 + 7.5 + 2.5/2$$

$$T = 56 \text{ cm} < t = 70 \text{ cm.}$$

Conforme

Franja $q(\text{Ton}/\text{m}^2)$ Puntos



1	4.75	$(A + B + C + D + E)/5$
2	4.75	$(E + G + H + I + J) / 3$
3	6.36	$(K + L + H)/2$
4	2.35	$(O + p)/2$
5	7.96	$(A + N)/2$
6	6.36	$(B + C)/2$
7	4.75	$(C + m)/2$
8	3.15	$(D + O)/2$
9	1.55	$(E + p)/2$

MOMENTOS (T –M/M DE ANCHO)					
Franjas	9(T/m)	L(m)	1/9 9' l ²	1/10 9' l ²	1/8 q' l ²
1	4.75	6.00	19.00	17.10	-
2	4.75	6.00	19.00	17.10	-
3	6.36	6.00	25.44	22.90	-
4	2.35	6.00	9.40	8.46	10.58
5	7.96	6.00	31.84	28.70	-
6	6.36	6.00	25.44	22.90	-
7	4.75	6.00	19.00	17.10	-
8	3.15	6.00	12.60	11.34	-
9	1.55	6.00	6.20	5.58	-

ACERO DE REFUERZO

El diseño se ha utilizando realizando el método por cargas de servicio.

$$J = 0.888$$

$$f_s = 1680 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_s = M/f_j d$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 b d = 0.18d$$

Valores de "d"

Recubrimiento Superior: 5 cm

Recubrimiento inferior : 7.5 cm

Refuerzo Superior

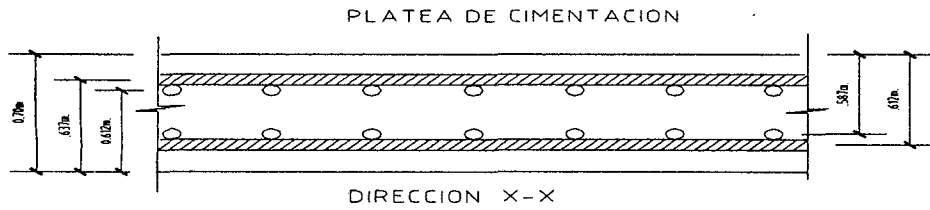
$$20 - 5 - 2.54/2 = 63.7 \text{ cm}$$

$$20 - 5 - 2.54 - 2.54/2 = 62 \text{ cm}$$

Refuerzo Inferior

$$70 - 7.5 - 2.54/2 = 61.23 \text{ cm}$$

$$70 - 7.5 - 2.54 - 2.54/2 = 58.70 \text{ cm}$$



Las fuerzas longitudinales de la figura están en la parte exterior que los transversales en la parte inferior, el corte de la figura siempre se toma en la dirección más larga (en nuestro caso es la dirección x).

Franjas	Coficiente De Momento	d (cm)	M Ton-m	As (cm ²)	As (min)
1	1/9 (-)	63.7	19.00	19.99	11.47
	1/10 (-)	63.7	17.10	17.99	11.47
	1/10 (+)	61.2	17.10	18.73	11.02
2	1/9 (-)	63.7	19.00	19.99	11.47
	1/10 (-)	63.7	17.10	17.99	11.47
	1/10(+)	61.2	17.10	18.73	11.02
3	1/9 (-)	63.7	25.44	26.77	11.47
	1/9 (+)	61.2	22.90	25.08	11.02
4	1/8	63.7	10.58	11.13	11.47
5	1/9 (-)	61.2	31.84	34.87	11.02
	1/9 (+)	58.7	31.84	36.36	10.57
6	1/9 (-)	61.2	25.44	27.96	11.02
	1/9 (+)	58.7	25.44	29.05	10.57

7	1/9 (-)	61.2	19.00	20.82	11.02
	1/9 (+)	58.7	19.00	21.70	10.57
8	1/9 (-)	61.2	12.60	13.80	11.02
	1/9 (+)	58.7	12.60	14.39	10.57
9	1/9 (-)	61.2	6.20	6.79	11.02
	1/9 (+)	58.7	6.20	7.08	10.57

FRANJA	AS _{CM2}	S(cm) Ø1" @
1 y 2	19.99	25.0
	17.99	25.0
	18.73	25.0
3	26.77	17.5
	25.08	20.0
4	11.47	40
5	34.87	15
	36.36	12.5
6.	27.86	17.5
	29.05	17.5
7	20.81	22.5
	21.70	22.5
8	13.80	35.0
	14.39	35
9	11.02	45
	10.57	45

VERIFICACION DE LA FUERZA CORTANTE

$V_u = 1.0 q' l/2$ Fuerza Cortante

$B = 100\text{cm}$

$D = 58.7\text{cm}$

$F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$V_c = 0.29 \sqrt{f'c} bd$ Fuerza cortante permisible

$V_c = 0.29 \sqrt{210} 100(58.7)$

$V_c = 24.67 \text{ Ton}$

Franjas	Q' (t/m)	L (cm)	Vu (Tn/m)
1	4.75	6.00	14.25
2	4.75	6.00	14.25
3	3.36	6.00	19.08
4	2.35	6.00	7.05
5	7.96	6.00	23.88
6	6.36	6.00	19.08
7	4.75	6.00	14.25
8	3.15	6.00	9.45
9	1.55	6.00	4.65

$V_{u\text{m}\acute{a}\text{x}}. 23.88 \text{ Tn} < V_c = 24.67 \text{ Ton.}$

Conforme

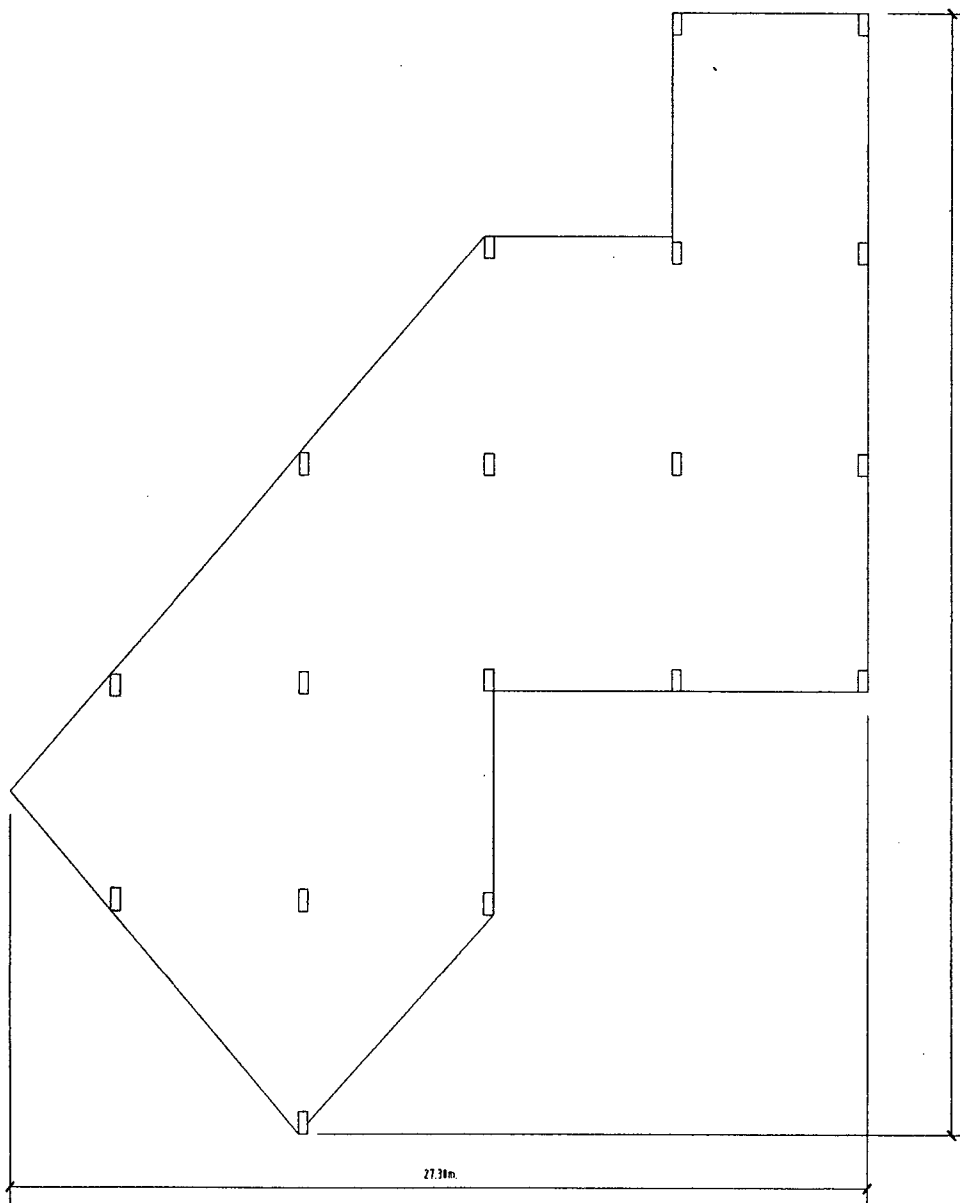
3.8.2.2 PLATEA DE CIMENTACION EDIFICIO II

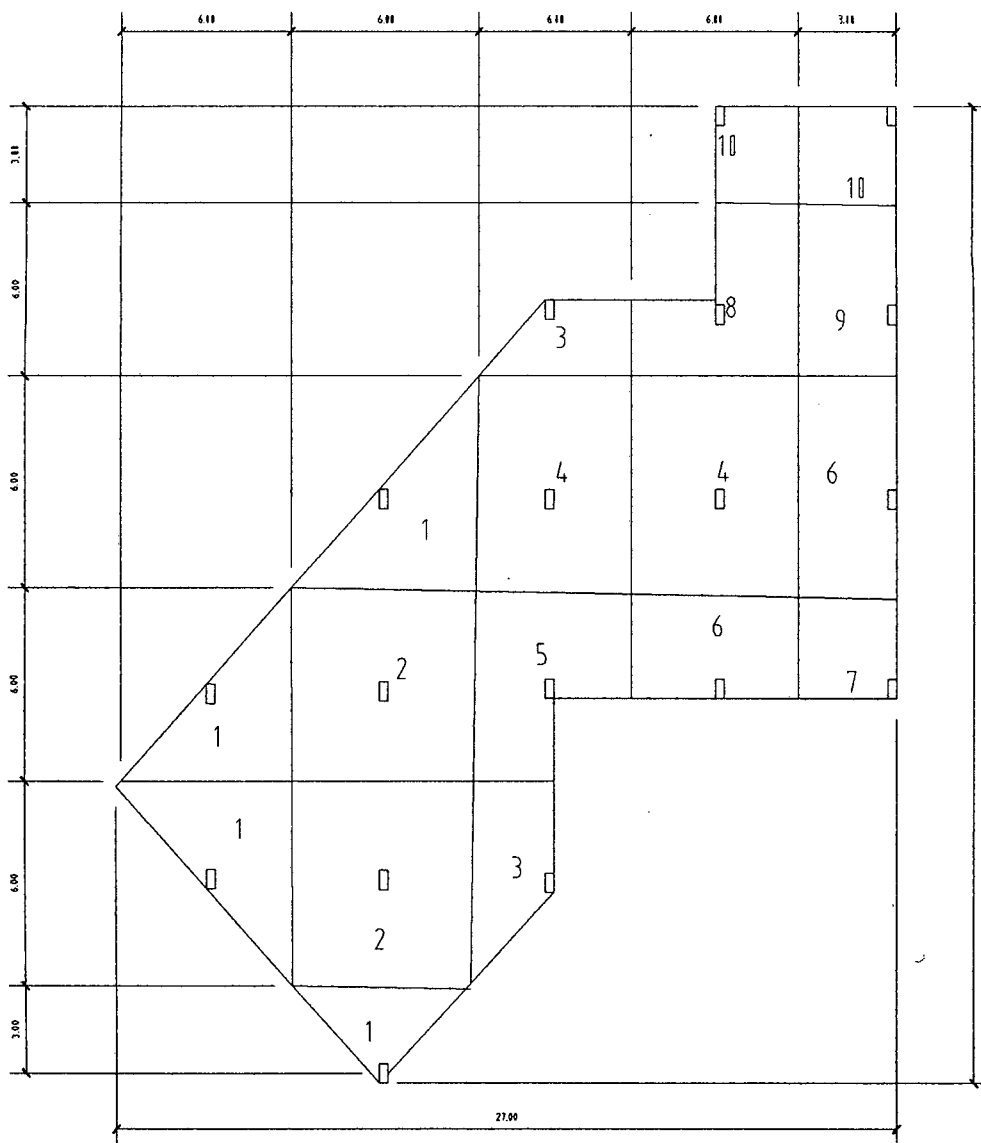
$$F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\sigma_t = 1.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Para el metrado de cargas se considerará un peso 1 Tom/m^2 por cada nivel. (Metrado Aproximado).

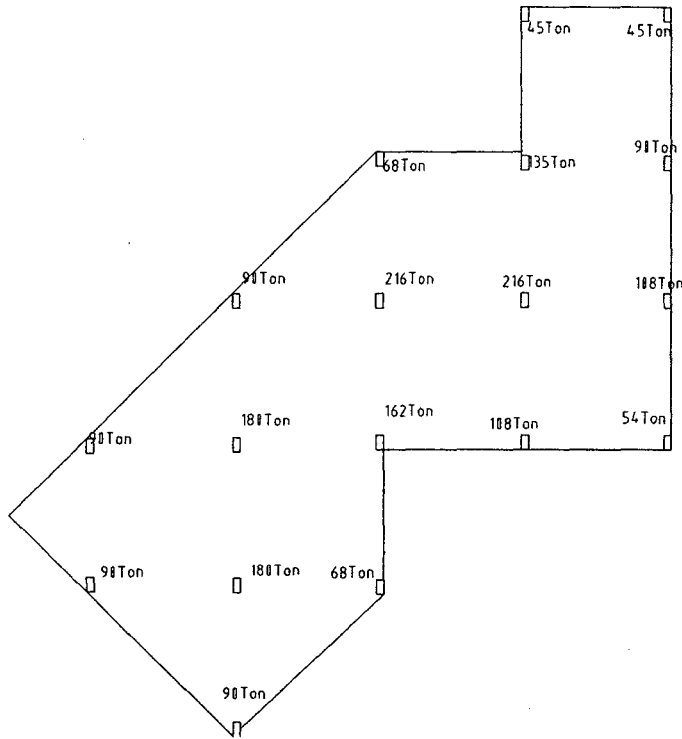




CARGA TOTAL EN CADA TIPO DE COLUMNAS

- TIPO 1 = $\frac{6 \times 6}{2} \times 1 \text{ T/m}^2 \times 5 \text{ niveles} = 90\text{Tn}$
- TIPO 2 = $6 \times 6 \times 1 \text{ T/m}^2 \times 5 \text{ niveles} = 180\text{Tn}$
- TIPO 3 = $13.5 \times 6 \times 1 \text{ T/m}^2 \times 5 \text{ niveles} = 68\text{Tn}$
- TIPO 4 = $6 \times 6 \times 1 \text{ T/m}^2 \times 6 \text{ niveles} = 216\text{Tn}$
- TIPO 5 = $27 \times 6 \times 1 \text{ T/m}^2 \times 6 \text{ niveles} = 162\text{Tn}$

- TIPO 6 = $3 \times 6 \times 1 \text{ T/m}^2 \times 6 \text{ niveles} = 108\text{Tn}$
 TIPO 7 = $3 \times 3 \times 1 \text{ T/m}^2 \times 6 \text{ niveles} = 54\text{Tn}$
 TIPO 8 = $27 \times 1 \text{ T/m}^2 \times 5 \text{ niveles} = 135\text{Tn}$
 TIPO 9 = $3 \times 6 \times 1 \text{ T/m}^2 \times 5 \text{ niveles} = 90\text{Tn}$
 TIPO 10 = $3 \times 3 \times 1 \text{ T/m}^2 \times 5 \text{ niveles} = 45\text{Tn}$



ESPESOR DE LA PLATEA:

Efecto de corte por punzonamiento

$V_c = 216 \text{ Tn}$

$V_c = 0.53 \sqrt{f'_{b_0} d}$

$V_c =$ Fuerza Cortante permisible por punzonamiento

$B_o =$ Perímetro

$B_o = 4d + 180 \text{ (cm)}$

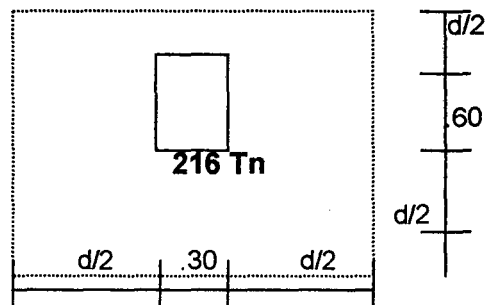
$V_u = V_c$

$216000 \text{ Kg} = 0.53 \cdot 210 (4d + 180)d$

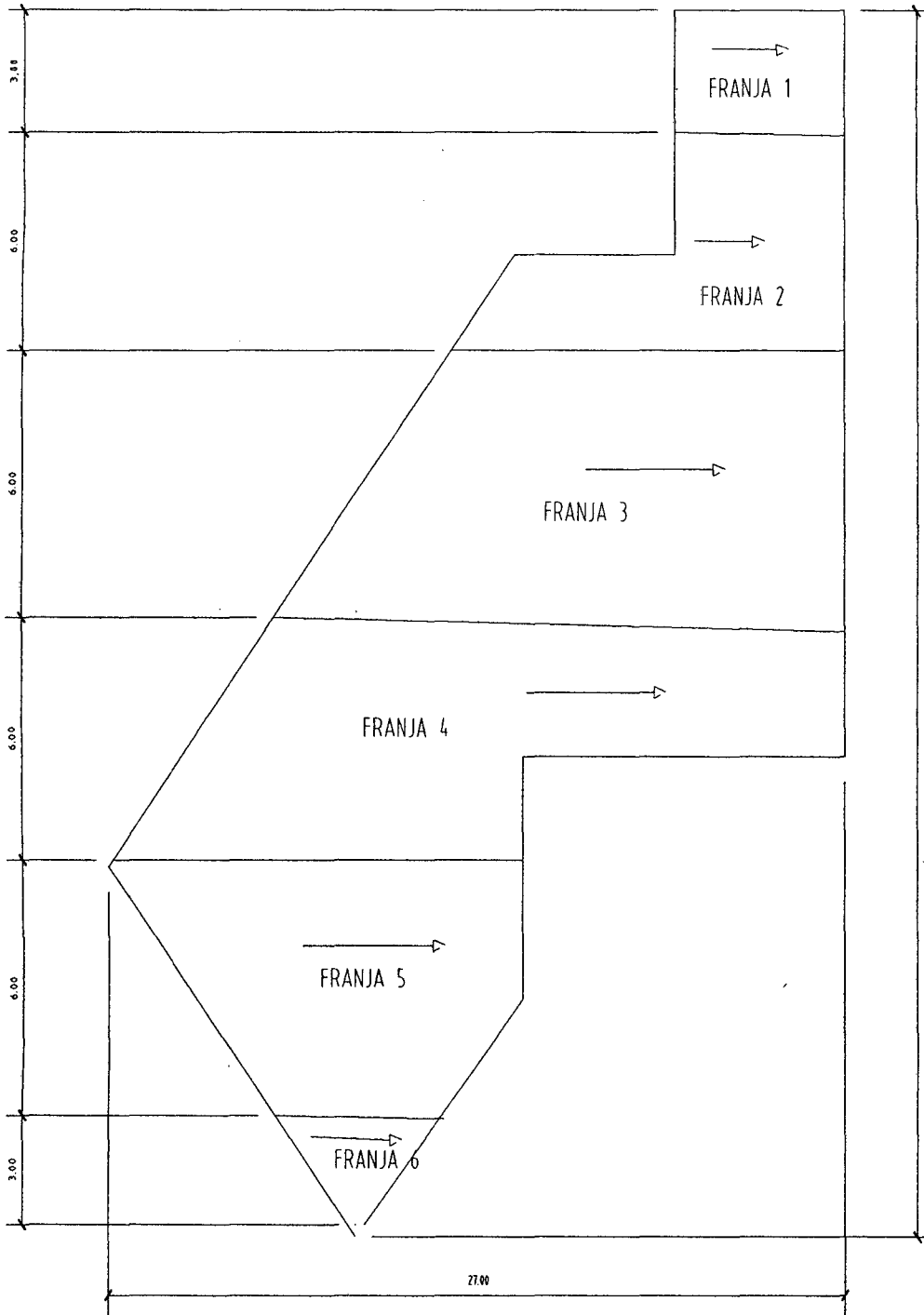
$d = 64 \text{ cm}$

espesor : $t = d + r \text{ e.e} + \varnothing b/2$

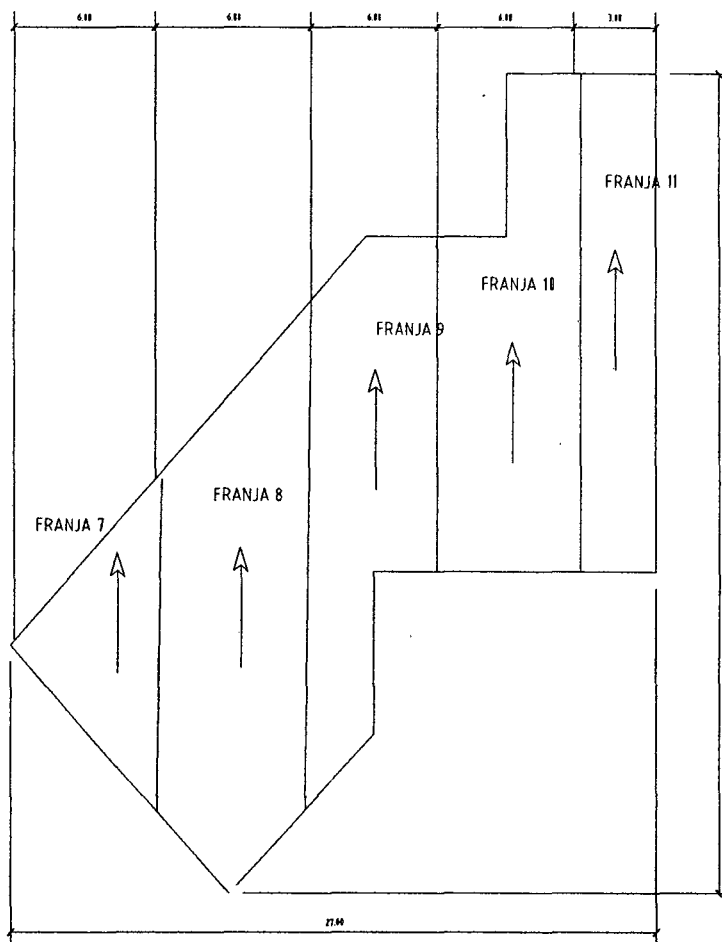
$t = 64 + 7.5 + 2.5/2 = 66.05$



t = 75 cm espesor de la platea



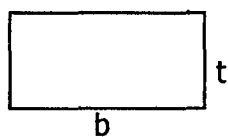
DIRECCION Y-Y



$$\lambda = \sqrt{\frac{4 k_s b}{4E_c I}} \quad (A)$$

$$I = \frac{1}{12} b t^3 \quad (B)$$

FRANJA



REEMPLAZANDO (b) EN (A)

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{3 k_s}{E_c T^3}} \quad K_g = \frac{(b + 1)^2}{(2 b)^2} K$$

$$E_c = 2.17 \times 10^6 \text{ T/m}^2$$

$$t = 0.75$$

$$K = 2400 \text{ T/m}^2$$

	b	$\frac{(B+1)^2}{2b^2}$	Kg	λ (m ⁻¹)	$\frac{1.7}{\lambda}$	FRANJAS
DIRECCIÓN X-X	3.0	0.44	1066.67	0.243	7.20	1
	6.0	0.34	816.67	0.227	7.69	2
	6.0	0.34	816.67	0.227	7.69	3
	6.0	0.34	816.67	0.227	7.69	4 Y 5
	3.0	0.44	1066.67	0.243	7.20	6
DIRECCIÓN Y-Y	3.0	0.44	1066.67	0.243	7.20	7
	6.0	0.34	816.67	0.227	7.69	8
	6.0	0.34	816.67	0.227	7.69	9
	6.0	0.34	816.67	0.227	7.69	10
	3.0	0.44	1066.67	0.243	7.20	11

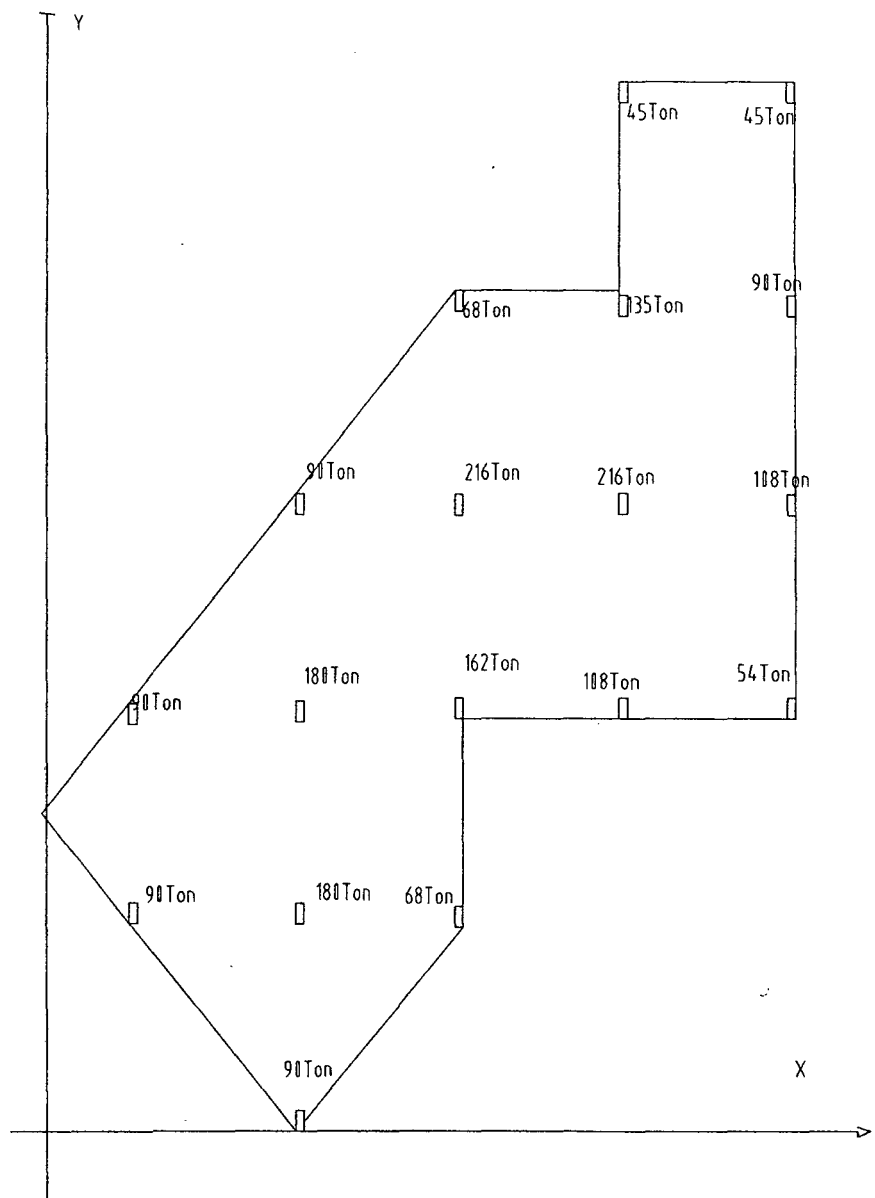
DIRECCIÓN X-X : L = 6.00 < 7.20 y 7.69

DIRECCIÓN Y-Y : L = 6.00 < 7.20 y 7.69

En ambos casos se cumple que:

$$L < \frac{1.75}{\lambda}$$

Se puede utilizar el método rígido convencional.



CENTRO DE RIGIDEZ DE LA FIGURA ANTERIOR

P Tn	Xm	Px
90	3.0	270
90	3.0	270
90	9.0	810
90	9.0	810
180	9.0	1620
180	9.0	1620

68	15.0	1020
68	15.0	1020
162	15.0	2430
216	15.0	3240
108	21.0	2268
216	21.0	4536
135	21.0	2835
45	21.0	945
54	27.0	1458
108	27.0	2916
90	27.0	2430
45	27.0	1215
$\Sigma P = 2035$		$\Sigma Px = 31713$

$$X_{CR} = \frac{31713}{203} = 15.58 \text{ m}$$

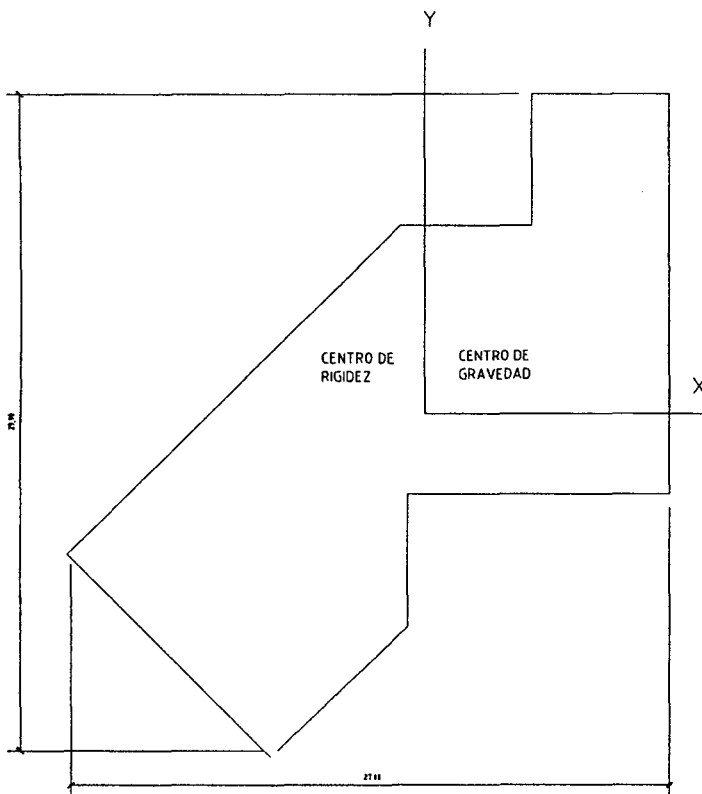
P (Tn)	Y(m)	Py
90	6.00	540
180	6.00	1080
68	6.00	408
90	12.0	1080
180	12.0	2160
162	12.0	1944
108	12.0	1296
54	12.0	648
90	18.0	1620
216	18.0	3888
216	18.0	3888
108	18.0	1944

68	24.0	1632
135	24.0	3240
90	24.0	2160
45	30.0	1350
45	30.0	1350
90		
$\Sigma P = 2035$		$\Sigma Py = 30228$

$$Y_{C.R.} = 30228 / 2035 = 14.85m$$

CENTRO DE RIGIDEZ	CENTRO DE GRAVEDAD	EXCENTRICIDAD
15.58	15.40	ex = 0.18
14.85	14.99	ey = 0.14

DETERMINACIÓN DE LAS PRESIONES ACTUANTES (de contacto)



$$Q = 2935 \text{ Tn}$$

$$A = 369 \text{ m}^2$$

$$M_y = Q \times e_x = 2035 \times 0.18 = 366.3 \text{ Tn}$$

$$M_x = Q \times e_y = 2035 \times 0.14 = 284.9 \text{ Tn}$$

$$I_y = 14371.11 \text{ m}^4.$$

$$I_x = 14699.58 \text{ m}^4.$$

$$q = \frac{2035}{369} \pm \frac{(-284.9) Y}{14699.58} \pm \frac{366.3 X}{14371.11}$$

$$q = 5.51 \pm 0.0194 Y \pm 0.0255 X$$

ESFUERZOS SOBRE EL SUELO

$$q \text{ máx} = 5.51 - 0.0194 (14.85) + 0.0255 (15.58) = 5.62 \text{ T/m}^2$$

Peso propio de la platea . (Peso/Area)

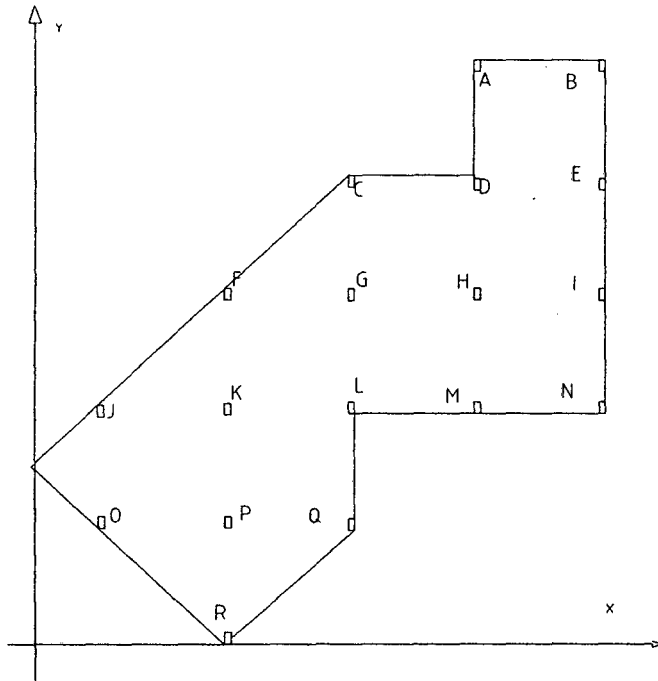
$$\frac{369 \text{ m}^2 \times 0.75 \text{ m} \times 2.4 \text{ T/m}^3}{369 \text{ m}^2} = 1.8 \text{ Tn/m}^2$$

Primer piso S/C Carga Viva : $250 \text{ Kg/m}^2 = 0.25 \text{ Tn/m}^2$.

Primer piso tabiquería : $150 \text{ Kg/m}^2 = 0.15 \text{ Tn/m}^2$.

$$\text{TOTAL} = 7.82 \text{ Tn/m}^2.$$

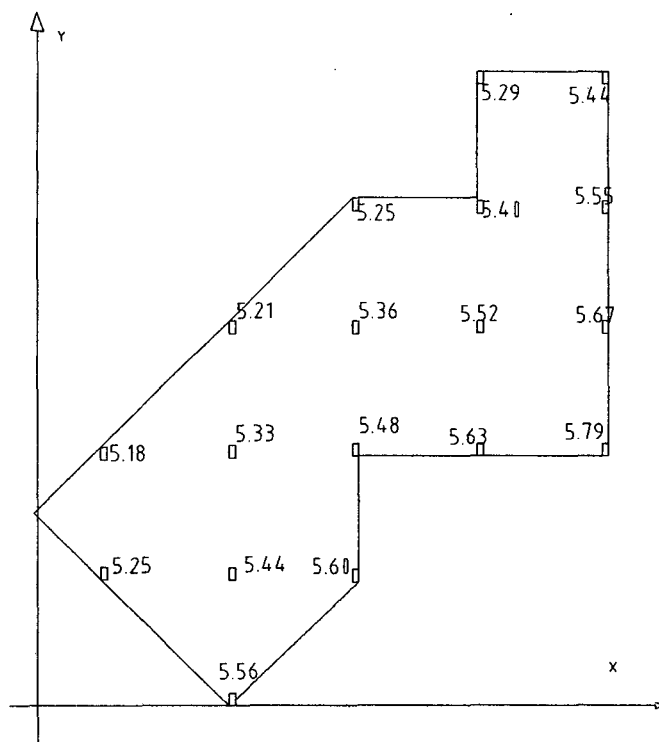
$$\text{Suelo} = 1.0 \text{ Kg/m}^2 \ll 10 \text{ Tn/m}^2 > 7.82 \text{ Tn/m}^2 \quad \text{conforme}$$



$$q = 5.51 - 0.0194 Y + 0.0255 X$$

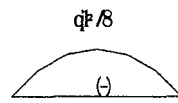
PUNTO	Q/A	X	Y	-0.0194 Y	0.0255 X	q(T/m ²)
A	5.51	2.60	15.01	-0.29	0.066	5.29
B	5.51	8.60	15.01	-0.29	0.219	5.44
C	5.51	-3.40	9.01	-0.17	-0.087	5.25
D	5.51	2.60	9.01	-0.17	0.066	5.40
E	5.51	8.60	9.01	-0.17	0.219	5.55
F	5.51	-9.40	3.01	-0.058	-0.239	5.21
G	5.51	-3.40	3.01	-0.058	-0.087	5.36
H	5.51	2.60	3.01	-0.058	0.066	5.52
I	5.51	8.60	3.01	-0.058	0.219	5.67
J	5.51	-15.40	-2.99	+0.058	-0.3927	5.18
K	5.51	-9.40	-2.99	+0.058	-0.240	5.33
L	5.51	-3.40	-2.99	+0.058	-0.087	5.48
M	5.51	2.60	-2.99	+0.058	0.066	5.63
N	5.51	8.40	-2.99	+0.058	0.219	5.79
O	5.51	-15.40	-8.99	+0.17	-0.39	5.25
P	5.51	-9.40	-8.99	+0.17	-0.24	5.44
Q	5.51	-3.40	-8.99	+0.17	-0.087	5.60
R	5.51	-9.40	-14.99	+0.18	-0.24	5.56

PRESION PROMEDIO POR FRANJAS

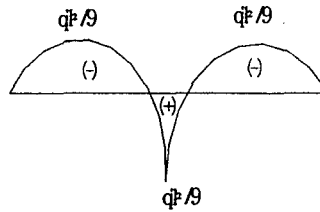


MOMENTOS (T-m/m de ancho)					
FRANJA	q(T/m)	l(m)	1/9 qL² a	1/10 qL² b	1/8 qL² c
1	5.37	6.00	21.48	19.33	24.17
2	5.40	6.00	21.60	19.44	24.30
3	5.44	6.00	21.76	19.58	24.48
4	5.49	6.00	21.96	19.76	24.71
5	5.45	6.00	21.80	19.62	24.53
6	5.56	6.00	22.24	20.02	25.02
7	5.24	6.00	20.96	18.86	23.58
8	5.39	6.00	21.56	19.40	24.26
9	5.43	6.00	21.72	19.55	24.44
10	5.46	6.00	21.84	19.66	24.57
11	5.62	6.00	22.48	20.23	25.29

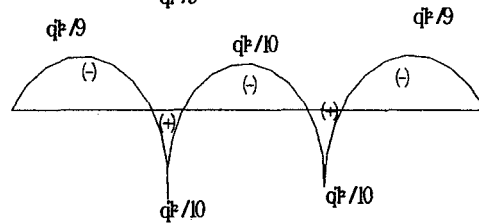
FRANJA 1 y 7



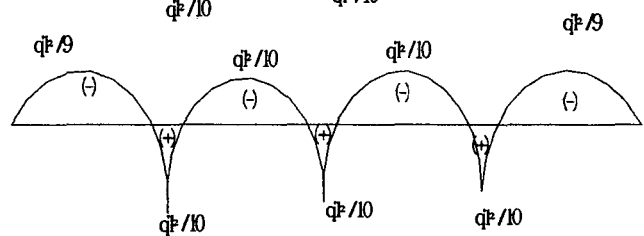
FRANJA 2 y 5



FRANJA 3, 8, 9, 10 Y 11



FRANJA 4



DISEÑO POR FLEXIÓN:

VERIFICACION DE LA ALTURA DE LA PLATEA:

$$f_s = 0.4 f_y = 0.4 (4200) = 1680 \text{ Kg/m}^2.$$

$$f_c = 0.45 f'_c = 0.45 (210) = 94,5 \text{ Kg/m}^2.$$

Es Módulo de elasticidad del acero

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{\text{Módulo de elasticidad del acero}}{\text{Módulo de elasticidad del concreto}}$$

$$N = \frac{2.1 \times 10^7}{2.17 \times 10^6} = 9$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = \frac{1}{1 + \frac{1680}{9(94.5)}} = 0.336$$

$$J = 1 - K/3 = 0.88$$

$$K = \frac{1}{2} f_c K_j = \frac{1}{2} (94.5)(0.336)(0.58) = 14.10$$

$$L = 100 \text{ cm}$$

$$M \text{ máx} = 25.29 \times 10^5$$

$$Q \text{ mín} = \sqrt{M/Kb} = 42.35$$

ESPESOR MÍNIMO

$$t = d_{\text{mín}} + r_e.e + \phi b/2$$

$$t = 42.35 + 7.5 + 2.5/2$$

$$t = 51 \text{ cm} < t = 75 \text{ cm} \quad \text{conforme.}$$

ACERO DE REFUERZO

$J = 0.888$ El diseño se hará utilizando el método por carga de servicio

$$A_s = 1680 \text{ Kg/m}^2$$

$$A_s = M/(f_s j d)$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.0018 b d = 0.18 d$$

Valores de "d"

Recubrimiento superior : 5 cm

Recubrimiento inferior : 7.5 cm

REFUERZO SUPERIOR:

$$75 - 5 - 2.54/2 = 68.7$$

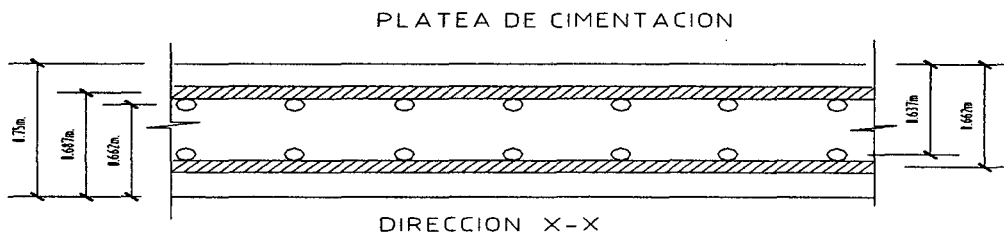
$$75 - 5 - 2.54/2 - 2.54/2 = 66.2 \text{ cm}$$

REFUERZO INFERIOR:

$$75 - 7.5 - 2.54/2 = 66.2 \text{ cm}$$

$$75 - 7.5 - 2.54 - 2.54/2 = 63.7 \text{ cm}$$

VALORES DE "d"



Los refuerzo longitudinales de la figura están en la parte exterior y los transversales en la parte inferior.

FRANJA	COEFICIENTE DE MOMENTO	D (cm)	M (T-m/m)	As (cm ²)	As (mín)	S(cm)φ1"@
1	1/88(-)	68.70	24.17	23.6	12.4	20.0
2	1/8(-)	68.70	24.30	23.7	12.4	20.0
	1/10(+)	66.20	19.44	19.7	11.9	25.0
3	1/9(-)	68.70	21.76	21.2	12.4	22.5
	1/10(-)	68.70	19.58	19.1	12.4	25.0
	1/10(+)	66.20	19.58	19.8	11.9	25.0
4	1/9(-)	68.70	21.96	21.4	12.4	22.5
	1/10(-)	68.70	19.76	19.3	12.4	25.0
	1/10(+)	66.20	19.76	20.0	11.9	25.0
5	1/8(-)	68.70	24.53	23.9	12.4	20.0
	1/10(+)	66.20	19.62	19.9	11.9	25.0
7	1/8(-)	66.20	23.58	23.9	11.9	20.0
8	1/9(-)	66.20	21.56	21.8	11.9	22.5
	1/10(-)	66.20	19.40	19.6	11.9	25.0
	1/10(+)	63.70	19.40	20.4	11.5	25.0
9	1/9(-)	66.20	21.72	22.0	11.9	22.5
	1/10(-)	66.20	19.55	19.8	11.9	25.0
	1/10(+)	63.70	19.55	20.6	11.5	25.0
10	1/9(-)	66.20	21.88	22.1	11.9	22.5
	1/10(-)	66.20	19.66	19.9	11.9	25.0
	1/10(+)	63.70	19.66	20.7	11.5	25.0
11	1/9(-)	66.20	22.48	22.8	11.9	22.5
	1/10(-)	66.20	20.23	20.5	11.9	25.0
	1/10(+)	63.70	20.33	21.3	11.5	22.5

VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE

$V_u = 1.0 q' l/2$ Fuerza cortante

$b = 100 \text{ cm}$

$$d = 63.7 \text{ cm}$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}$$

$$Vc = 0.29 \sqrt{f'c} \text{ bd Fuerza cortante permisible}$$

$$Vc = 0.29 \sqrt{210} (100)(63.7) = 26770 \text{ Kg}$$

$$Vc = 26.77 \text{ Tn}$$

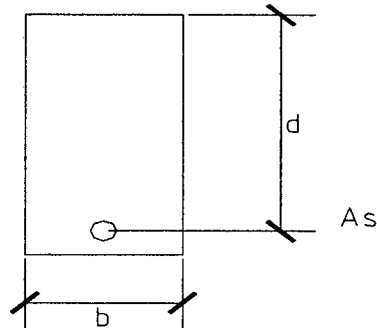
FRANJAS	q (Tn/m)	l (m)	Vu (Tn)
1	5.37	6.00	16.11
2	5.40	6.00	16.20
3	5.44	6.00	16.32
4	5.49	6.00	16.47
5	5.45	6.00	16.35
6	5.56	6.00	16.68
7	5.24	6.00	15.72
8	5.39	6.00	16.17
9	5.43	6.00	16.29
10	5.46	6.00	16.38
11	5.62	6.00	16.86

$$Vu \text{ máx} = 16.86 \text{ Tn} < Vc = 26.77 \text{ Tn conforme.}$$

3.9 CAPACIDAD ULTIMA DEL PORTICO PRINCIPAL INTERIOR 8 – 8

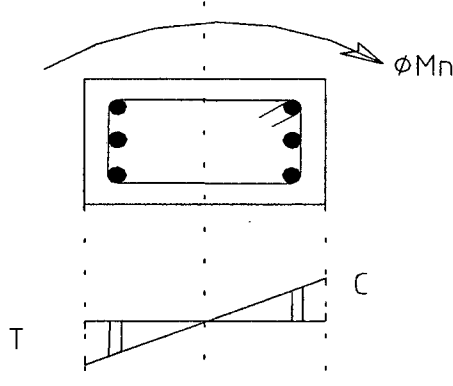
FUERZAS CORTANTES DE FLUENCIA DEL PORTICO PRINCIPAL INTERIOR

Para determinar las fuerzas cortantes de fluencia del portico se usarán metodos aproximados, para estimar los momentos ultimos en los elementos, sometidos unicamente en tracción.



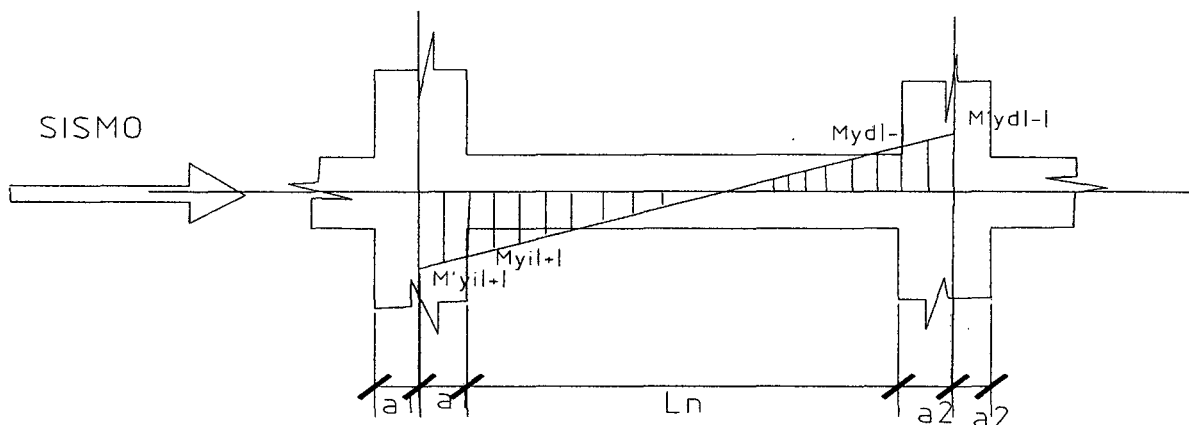
$$\phi M_n = \phi A_s f_y (d - a/2)$$
$$a = A_s f_y / 0.85 f'_c b$$

Para columnas de momentos ultimos resistentes, se usarán metodos aproximados.



Con estas expresiones aproximadas se calcularán los momentos ultimos (ϕM_n), para todas las secciones criticas de posible formación de rótulos plásticos (secciones positivos y negativos en los extremos de vigas y columnas).

Considerando una dirección de analisis se puede calcular los momentos de los nudos, momentos ϕM_n .



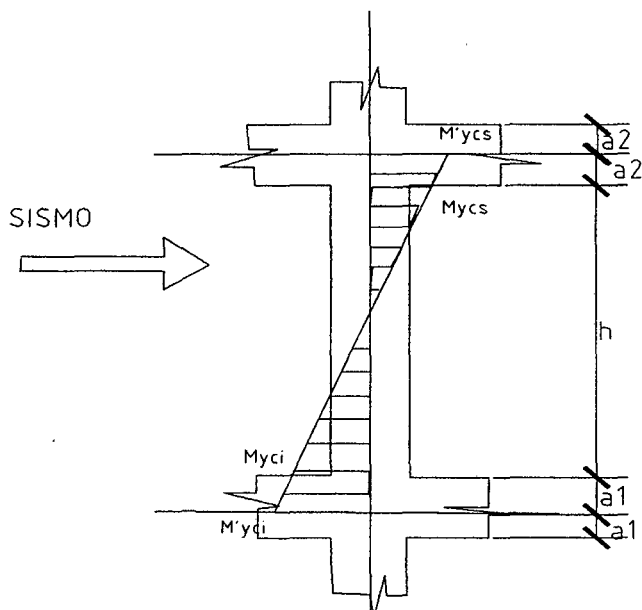
De la figura.

$$V = \frac{M_i(+)+M_d(-)}{L_n}$$

$$M'_{yi(+)} = M_{yi(+)} + Va_1$$

$$M'_{yd(-)} = M_{yd(-)} + Va_2.$$

Igualmente para columnas.

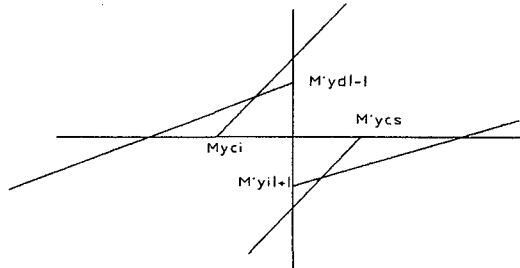


$$V = \frac{M_{yci} + M_{y cs}}{h}$$

$$M'_{yci} = M_{yci} + Va_1$$

$$M'_{y cs} = M_{y cs} + Va_2.$$

Para cada nudo en estudio considerando la dirección del sismo indicados.



Momentos nodales de columnas = $M'_{yci} + M'_{ycs} = \sum M'_{yc}$

Momentos nodales de vigas = $M'_{yi(+)} + M'_{yd(-)} = \sum M'_{yv}$

Si :

$$\sum M'_{yc} > \sum M'_{yv}$$

∴ Las rótulas plásticas se forman en las secciones críticas de las vigas

Si :

$$\sum M'_{yc} < \sum M'_{yv}$$

∴ Las rótulas plásticas se forman en las secciones críticas de las columnas

La norma peruana especifica que:

$$\sum M'_{yc} \geq 1.4 \sum M'_{yv}$$

La capacidad última del sistema dual se calculará por el método de trabajo virtual, asumiendo una distribución de las fuerzas laterales “ Triangular Inversa”.

Considerando la igualdad de los trabajos exteriores e interiores del sistema.

$$M_{BASE} = \sum_{\alpha=1}^m (M'_{y})$$

El valor de P se obtiene igualando el momento de volteo en la base debido a las fuerzas laterales externas a la suma de los momentos nodales para el mecanismo de rótulas plásticas.

Luego la cortante última será:

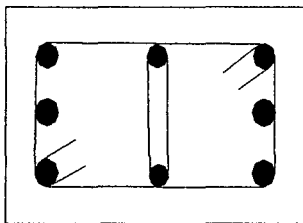
$$P_i = \alpha_i P$$

$$Q_{iu} = \sum_{j=1}^n P_j$$

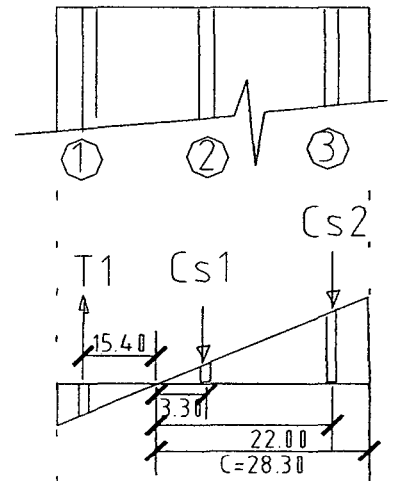
CALCULOS DE LOS MOMENTOS ULTIMOS RESISTENTES EN COLUMNAS.

Dc=6.30cm. D= 43.70cm

COLUMNA C-1



8φ1"
 φ3/8", 1@.05, 6@.10, R@.20m.
 Pu= 150 Ton.
 f'c=210 Kg/cm2.
 fy= 4200 Kg/cm2.
 r.e.e= 4cm.
 bxt= 30x50 cm.



C=28.30cm.

$$Es1 = \frac{0.003(15.40)}{28.30} = 0.00163 < Ey \quad fs = 3265 \text{ Kg/cm}^2 \quad T1 = -49.56 \text{ Ton.}$$

$$Es2 = \frac{0.003(3.30)}{28.30} = 0.00035 < Ey \quad fs = 699.6 \text{ Kg/cm}^2 \quad Cs1 = 7.08 \text{ Ton.}$$

$$Es3 = \frac{0.003(22)}{28.30} = 0.0023 > Ey \quad fs = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad Cs1 = 63.78 \text{ Ton.}$$

$$Cc = .85 \times Fc \times \beta \times c \times b = .85 \times 210 \times .85 \times 28.30 \times 30 = 128.81 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma Pu = 150.11 \text{ Ton.}$$

$\Sigma Pu = 150.11 \text{ Ton.} > Pu \dots \text{ Conforme.}$

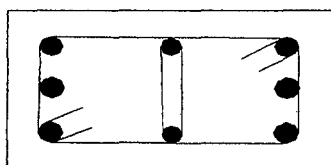
Momento ultimo resistente.

$$Mur = 49.56(0.154) + 7.08(0.033) + 63.78(0.22) + 128.81(0.163)$$

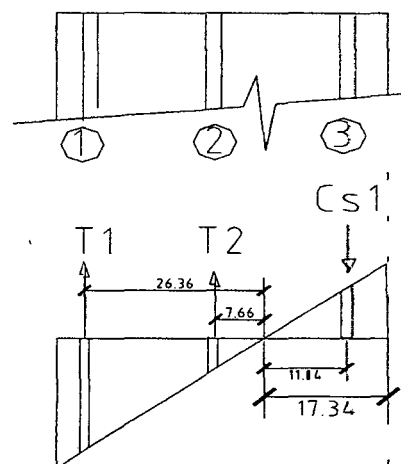
$$Mur = 42.89 \text{ Ton-m}$$

$$\emptyset Mn = 0.9 Mur = 38.60 \text{ Ton-m.}$$

COLUMNA C-1,
QUINTO NIVEL



6 ϕ 1" + 2 ϕ 3/4"
 ϕ 3/8", 1@.05, 6@.10, R@.20m.
 Pu = 58 Ton.
 f'c = 210 Kg/cm².
 fy = 4200 Kg/cm².
 r.e.e = 4cm.
 bxt = 30x50 cm.



$C = 17.34 \text{ cm.}$

$E_s1 > E_y \quad f_s = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$T1 = -63.78 \text{ Ton.}$

$E_s2 = \frac{0.003(7.66)}{17.34} = 0.00133 < E_y \quad f_s = 2650.52 \text{ Kg/cm}^2$

$T2 = -15.045 \text{ Ton.}$

$E_s3 = \frac{0.003(11.04)}{17.34} = 0.00191 < E_y \quad f_s = 3820 \text{ Kg/cm}^2$

$Cs1 = 57.99 \text{ Ton.}$

$Cc = .85 \times f'c \times \beta \times c \times b = .85 \times 210 \times .85 \times 17.34 \times 30$

$= 78.93 \text{ Ton.}$

$\Sigma Pu = 58.09 \text{ Ton.}$

$\Sigma Pu = 58.09 \text{ Ton.} > Pu \text{ Conforme.}$

Momento ultimo resistente.

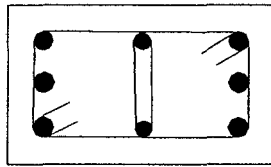
$Mur = 63.78(.2636) + 15.05(0.0766) + 57.99(0.11) + 78.93(0.0997)$

$Mur = 32.20 \text{ Ton-m}$

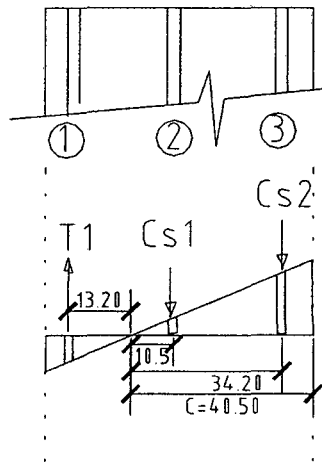
$\emptyset Mn = 0.9 Mur = 28.98 \text{ Ton-m.}$

C=40.50 cm.

COLUMNA C-2



8φ1" + 2φ3/4"
 φ3/8", 1@.05, 6@.10, R@.20m.
 Pu = 300 Ton.
 f'c = 210 Kg/cm².
 fy = 4200 Kg/cm².
 r.e.e = 4 cm.
 bxt = 40x60 cm.



$$Es1 = \frac{0.003(13.20)}{40.50} = 0.000978 < Ey \quad fs = 1955.60 \text{ Kg/cm}^2 \quad T1 = -39.58 \text{ Ton.}$$

$$Es2 = \frac{0.003(10.50)}{40.50} = 0.000778 < Ey \quad fs = 1555.60 \text{ Kg/cm}^2 \quad Cs1 = 8.84 \text{ Ton.}$$

$$Es3 = \frac{0.003(34.20)}{40.50} = 0.00253 > Ey \quad fs = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad Cs1 = 85 \text{ Ton.}$$

$$Cc = .85 \times f'c \times \beta \times c \times b = .85 \times 210 \times .85 \times 45.50 \times 40 = 245.79 \text{ Ton.}$$

$$\Sigma Pu = 300.05 \text{ Ton.}$$

$\Sigma Pu = 300.05 \text{ Ton.} > Pu \dots \text{ Conforme.}$

Momento ultimo resistente.

$$Mur = 39.58(.132) + 8.84(0.105) + 85(0.342) + 245.79(0.232)$$

$$Mur = 92.25 \text{ Ton-m}$$

$$\emptyset Mn = 0.9 Mur = 83.02 \text{ Ton-m.}$$

TABLA DE VALORES DE Myc (Tn_m) DE SECCIONES CRÍTICAS DE COLUMNAS.

NIVEL	C1	C2
	Myc1	Myc2
5	28.98	83.02
4	38.60	83.02
3	38.60	83.02
2	38.60	83.02
1	38.60	83.02

VALORES DE Myv(T-m) DE LAS SECCIONES CRÍTICAS.

VP-100,VP-200,VP-300,VP-400							
NIVEL	As(+)	As(-)	D(cm)	MyA(+)	MyB(-)	As(-)	MyC(-)
5	5.68	14.20	54.05	11.60	29.01	11.36	23.21
			54.05				
4	10.12	29.38	53.40	20.43	58.30	25.50	51.07
			52.50				
3	10.12	29.38	53.40	20.43	58.30	25.50	51.07
			52.50				
2	10.12	29.38	53.40	20.43	58.30	25.50	51.07
			52.50				
1	10.12	29.38	53.40	20.43	58.30	25.50	51.07
			52.50				

PRIMER NIVEL

C-1:

$$V = \underline{38.60 + 38.60} = 22.06 \text{ Ton.}$$

$$3.50$$

$$M'_{yci} = 38.60 \text{ Ton-m}$$

$$M'_{y_{cs}}=38.60+22.06 \times 30= 45.22 \text{ Ton-m}$$

C-2:

$$V= \frac{83.02}{3.50} + \frac{83.02}{3.50}= 47.44 \text{ Ton.}$$

$$M'_{y_{ci}}=83.02 \text{ Ton-m}$$

$$M'_{y_{cs}}=83.02+47.44 \times 30= 97.25 \text{ Ton-m}$$

SEGUNDO, TERCER, Y CUARTO NIVEL

C-1:

$$V= \frac{38.60}{2.40} + \frac{38.60}{2.40}=32.17 \text{ Ton.}$$

$$M'_{y_{ci}}=M'_{y_{cs}}=38.60+32.17 \times 30= 48.25 \text{ Ton-m}$$

C-2:

$$V= \frac{83.02}{2.40} + \frac{83.02}{2.40}= 69.18 \text{ Ton.}$$

$$M'_{y_{ci}}=M'_{y_{cs}}=83.02+69.18 \times 30= 103.77 \text{ Ton-m}$$

1

QUINTO NIVEL

C-1:

$$V= \frac{28.98}{2.40} + \frac{28.98}{2.40}=24.15 \text{ Ton.}$$

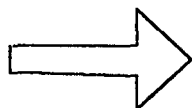
$$M'_{y_{ci}}=M'_{y_{cs}}=38.60+24.15 \times 30= 36.23 \text{ Ton-m}$$

C-2:

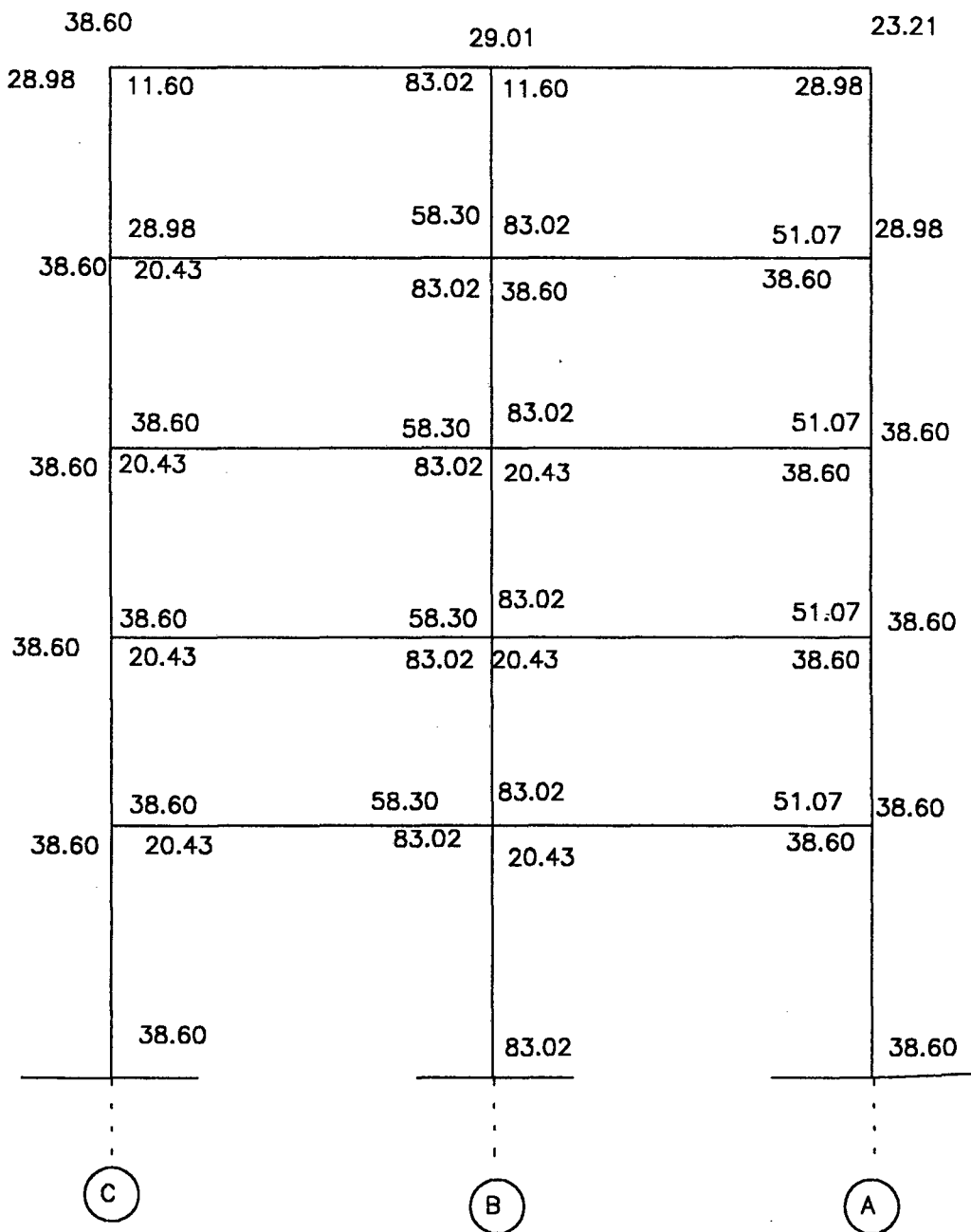
$$V= \frac{83.02}{2.40} + \frac{83.02}{2.40}= 69.18 \text{ Ton.}$$

$$M'_{y_{ci}}=M'_{y_{cs}}=83.02+69.18 \times 30= 103.77 \text{ Ton-m}$$

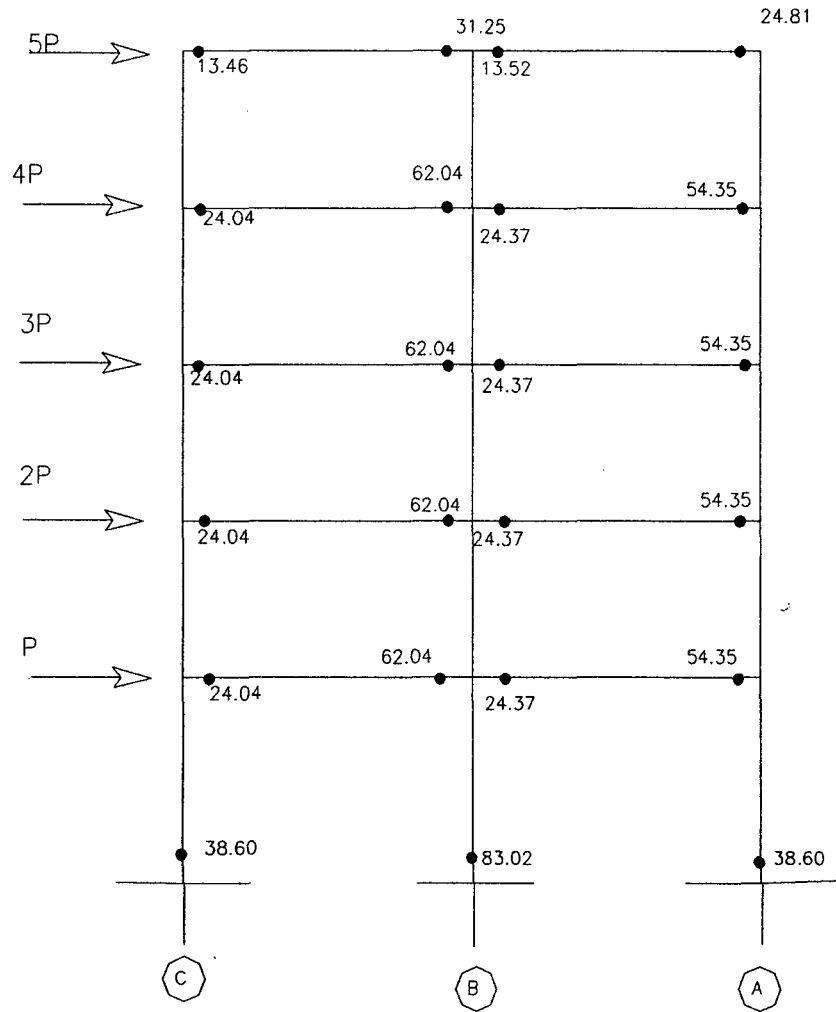
SISMO



PORTICO 8-8



Aplicando el Método de trabajo virtual consideramos, una distribución "Triangular inversa" para las fuerzas sísmicas laterales y se utilizarán los Momentos Nodales obtenidos en el mecanismo de rótulas plásticas.



PORTICO 8-8

TABLA: VALORES DE CORTANTES ULTIMO DEL PORTICO PRINCIPAL 8-8(BLOQUE I).

NIVEL	PORTICO PRINCIPAL 8-8
5	13.46+13.52+31.25+24.81=83.04 Tn-m.
4	24.04+24.37+62.04+54.35=164.80 Tn-m.
3	24.04+24.37+62.04+54.35=164.80 Tn-m.
2	24.04+24.37+62.04+54.35=164.80 Tn-m.
1	24.04+24.37+62.04+54.35=164.80 Tn-m.
ΣMY	=742.24 Tn-m
P	$\frac{\Sigma MY}{\Sigma_{r=1}^n (r \Sigma_{j=1}^r H_j)} = \frac{742.24}{172.50} = 4.30$

CORTANTE ULTIMO DE PISO (Tn).

NIVEL	FUERZAS EN CADA NIVEL	Qiu(Tn).
5	5P=21.65	5P=21.65
4	4P=17.60	9P=38.85
3	3P=12.90	12P=51.75
2	2P=8.60	14P=60.35
1	P=4.30	15P=64.65

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES:

- ❖ El hecho de haber planteado varias alternativas de la estructuración, ha permitido encontrar diversas respuestas de la estructura, en base a las cuales se ha elegido como solución la estructura más óptima estructuralmente, es decir, aquella cuya respuesta proporcionó simultáneamente mayor resistencia, rigidez y economía (menor peso).
- ❖ Las tres alternativas de estructuración propuestas para el BLOQUE I y BLOQUE II, cumplen los requisitos de desplazamientos laterales permisibles de la Norma E-030 Diseño sismorresistente.
- ❖ En el BLOQUE I, la estructura más óptima resultó ser la correspondiente a la estructuración 03 (Sistema Dual), y la más desfavorable resultó ser Estructuración 01 (Sistema Aporticado).
- ❖ En el BLOQUE II, la estructura más óptima resultó ser la correspondiente a la estructuración 02 (Sistema Dual), y la más desfavorable resultó ser Estructuración 01 (Sistema Aporticado).
- ❖ Toda estructura geoméricamente irregular tanto en planta como en elevación se la puede transformar en una estructura dinámicamente regular tal como se ha conseguido con las estructuras seleccionadas para el BLOQUE I y II
- ❖ De las dos conclusiones anteriores se deduce estructuras con Sistemas Duales son los que comportan mejor ante sismos intensos.
- ❖ A una menor distorsión en planta se obtiene mayor rigidez y resistencia
- ❖ Las articulaciones plásticas se formarán en las secciones críticas de las vigas principales y no en las columnas

- ❖ Hechas las combinaciones que el reglamento estipula es notorio ver que la influencia de las cargas de gravedad es baja comparada con las fuerzas sísmicas, estas últimas son las que predominan en el diseño, (Momentos negativos en los apoyos).
- ❖ Las estructuras que se proyecten con la nueva Norma Sismorresistente E-030, de diseño de concreto armado podrán en general permanecer en el rango elástico en sismos leves.
- ❖ En estructuras con sistema Dual, la demanda de ductilidad que debe esperarse en un sismo intenso es menor que estructuras aporricadas; por lo tanto los requisitos de refuerzo son menos estrictos.
- ❖ La resistencia en compresión del concreto tiene poca influencia en el nivel de ductilidad que puede desarrollar la estructura. La limitación de la norma de una resistencia mínima de $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$. Tiene la intención principal de exigir un buen control de calidad de concreto para evitar que se pueda obtener zonas muchos más débiles en el resto de la estructura, produciendo una menor ductilidad del conjunto.
- ❖ El diseño arquitectónico es determinante y limitante en la elección de la configuración estructural de la edificación. Debe integrarse el diseño arquitectónico y con el estructural, y no optimizar cada uno de ellos en forma separada ya que no conducirá necesariamente a una optimización de la edificación en su totalidad.

5.2 RECOMENDACIONES:

- ❖ La distribución simétrica en planta de los elementos evita que se presenten torsiones importantes en la respuesta estructural que den lugar a solicitaciones muy altas y cuantificación poco confiable en los elementos estructurales. Los cuerpos de escalera y ascensores son los elementos que suelen causar los mayores problemas debido a su alta rigidez y a la dificultad de colocarlos en la posición estructural más conveniente.
- ❖ Debe tenderse a una forma regular en planta y elevación. Son poco convenientes las formas excesivamente alargadas debido a que tiende a perder rigidez de la losa en su plano para trabajar como diafragma y se aumenta la posibilidades de excentricidad en la distribución de rigideces. Igualmente poco deseables son las formas en L y T, así como aquellos que tengan fuertes entrantes, debido esencialmente a los problemas de Torsión que provocan, a este respecto, la solución generalmente recomendada es dividir la construcción en unidades aproximadamente cuadradas con una estructura independiente.
- ❖ No es recomendable el diseño y construcción de escaleras autoportantes, por que en estas se pueden inducir fuerzas sísmicas verticales
- ❖ El uso de programas de trazado como **Autocad 2000** optimiza los trabajos de Ingeniería, radicando en la elaboración de planos estructurales, arquitectónicos y de cualquier índole,
- ❖ Considerar sección de columnas Peraltadas, T, L, en la Dirección más crítica de la estructuración.
- ❖ Para verificar analíticamente las ductilidades de desplazamientos disponibles, los fabricantes de acero de refuerzo deben proporcionar las curvas de esfuerzo-deformación de sus aceros.

- ❖ Se recomienda que las instituciones competentes supervisen la fabricación del concreto a fin de obtener la resistencia especificada en los planos.
- ❖ Los programas de cómputo usados en el presente trabajo son muy completos y en un futuro inmediato pueden orientarse al campo de la investigación en donde se tome una gran variedad de situaciones y factores, inclusive en la parte del diseño.
- ❖ Se recomienda revisar permanentemente las normas de diseño propias de cada sistema estructural, en especial la de concreto armado.
- ❖ Se recomienda para que la Facultad de Ingeniería Civil implemente el laboratorio de estructuras antisísmicas, para evitar que el estudiante y futuro profesional de Ingeniería Civil quede desfasado y seriamente limitado.

BIBLIOGRAFIA.

1. REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES, Normas Peruanas de Estructuras, Lima 04-05 de Dic-1998
2. HABIBULLAH ASHRAF & WILSON EDWAR, SAP 90 STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAMS, Computers & Structures Inc. USA 1989.
3. HABIBULLAH ASHRAF & WILSON EDWAR, The ETABS Series of programs, California- U.S.A., 1997.
4. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. I Congreso Nacional de Ingeniería Estructural y Construcción, Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones. ACI- CAPITULO PERUANO. Lima 04-05 Dic. 1998.
5. BLANCO BLASCO, ANTONIO. Estructuración y Diseño de Edificaciones de concreto Armado, Libro 2 de la colección del Ingeniero Civil, Lima 1990-1991.
6. BAZAN, ENRIQUE Y MELI, ROBERTO: "Manual de diseño sísmico de Edificios". Edit LIMUSA, MEXICO 1992.
7. E. HARMSSEN, TEODORO; MAYORCA, J. PAOLA, Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Editorial de la PUCP. LIMA-1997.

