

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



ANALISIS ESTRUCTURAL Y DISEÑO SISMICO  
DE UN EDIFICIO DE 10 PISOS CON  
SEMI-SOTANO

TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL

LUIS ERNESTO LEON PINEDO

T O M O I

LIMA - PERU  
1995

## INTRODUCCION

El trabajo principal del ingeniero civil en la especialidad de estructuras es el proyecto de éstas. Se entiende por proyecto la determinación de la forma general y todas las dimensiones específicas de una estructura particular de forma que pueda realizar la función para que se creó y resista con seguridad las influencias que actúen sobre ella a lo largo de su vida útil.

Estas influencias son fundamentalmente las cargas y otras fuerzas a la que estará sometida, así como otros elementos agresivos como las variaciones de temperatura y asentamiento de cimentaciones.

El análisis estructural es una de las principales herramientas para el proceso de este proyecto. Entendemos aquí por este nombre al conjunto de conocimientos científicos que permiten predecir con cierta seguridad cómo se comportará una estructura de forma y dimensiones dadas cuando esté sometida a fuerzas u otras influencias mecánicas conocidas.

El presente trabajo muestra un análisis comparativo de los resultados obtenidos a través del Análisis Estructural por Cargas de Gravedad (Método de las Rigideces), Análisis Pseudo Tridimensional (Análisis Sísmico) y el Análisis Estático (Diseño Sismo-Resistente). Los dos primeros por basarse en teorías matriciales se resuelven con ayuda de programas de cómputo que agilizan el análisis.

Los principales aspectos del comportamiento de la estructura que son de interés práctico son

- 1) Su resistencia, esto es, la magnitud de las cargas de una distribución dada puede producir la rotura de la estructura, y
- 2) Las deformaciones y la magnitud del agrietamiento que la estructura sufrirá cuando se le cargue en condiciones de servicio.

Por tanto, la teoría se basa en las relaciones de tensión-deformación reales y en las propiedades resistentes de los dos materiales constituyentes, el acero de la armadura y el concreto armado.

El análisis sísmico supone al edificio formado por pórticos y/o muros ligados entre sí por pisos que funcionan como diafragmas infinitamente rígidos. Esto implica que los desplazamientos laterales de cualquier punto en los pisos del edificio se pueden expresar en términos de dos desplazamientos horizontales y un giro alrededor de un eje vertical de un punto cualquiera de cada piso, de modo que, cuando las cargas laterales estén aplicadas en los pisos, el problema se puede reducir a uno de sólo tres grados por cada nivel.

Es de particular interés el resaltar este método por cuanto deseamos profundizar nuestros conocimientos acerca de él ya que es uno de los últimos métodos de análisis estructural en la actualidad. La comparación con métodos tradicionales se hace con el fin de confirmar sus resultados.

El presente trabajo se inicia desde el predimensionamiento de los elementos de la estructura, tales como vigas, columnas, placas, losas, etc; someter dicha estructura a un análisis sísmico y diseñar con las fuerzas obtenidas los elementos finales

de la estructura presentando éstos en planos de obra con sus especificaciones correspondientes.

Se presenta al final del trabajo las conclusiones y recomendaciones necesarias.

# INDICE

## TOMO I

Página

<b>CAPITULO I : GENERALIDADES</b> .....	1
I.1.- Objetivo del proyecto .....	1
I.2.- Descripción General del proyecto .....	1
I.3.- Requisitos para materiales de construcción ....	2
I.4.- Criterios Generales de Estructuración.....	11
I.5.- Cargas de diseño .....	16
I.6.- Resistencia del terreno .....	18
<b>CAPITULO II : DISEÑO DE LA ESTRUCTURA</b> .....	27
II.1.- Predimensionamiento .....	27
II.1.1.- Condiciones generales .....	27
II.1.2.- Predimensionamiento de losas .....	27
II.1.3.- Predimensionamiento de vigas .....	28
II.1.3.1.- Vigas principales y secundarias semi-sótano .....	30
II.1.3.2.- Vigas principales y secundarias del primer piso .....	33
II.1.3.3.- Vigas principales y secundarias del segundo al décimo piso .....	35
II.1.4.- Predimensionamiento de columnas .....	36
II.1.5.- Predimensionamiento de placas .....	48
II.2.- Metrado de cargas .....	49
II.2.1.- Condiciones generales .....	49
II.2.2.- Metrado de cargas por pórticos .....	49
II.2.3.- Metrado de cargas por piso .....	65
II.2.4.- Resumen de cargas por piso para el análisis sísmico .....	71
II.2.5.- Metrado de columnas .....	71
II.2.6.- Metrado de placas .....	72
II.2.7.- Metrado de cuarto de máquinas .....	73
II.2.8.- Metrado de tanque elevado .....	73
II.2.9.- Resumen de metrados para el análisis sísmico .....	74
II.3.- Diseño de losas aligeradas .....	75
II.3.1.- Condiciones generales .....	75
II.3.2.- Diseño de elementos a flexión .....	76

II.3.3.- Condiciones generales para el diseño .....	84
II.3.4.- Método de los coeficientes .....	87
II.3.5.- Diseño de la losa aligerada de la planta típica .....	90
II.4.- Diseño de losas macizas .....	98
II.4.1.- Condiciones generales .....	98
II.4.2.- Diseño de la losa maciza en la planta típica .....	99
II.5.- Diseño de escaleras .....	104
<b>CAPITULO III : ANALISIS SISMICO Y ANALISIS ESTRUCTURAL .....</b>	<b>110</b>
III.1.- Análisis estructural por cargas de gravedad .....	110
III.1.1.- Generalidades .....	110
III.1.2.- Conceptos básicos .....	112
III.1.3.- Matriz de rigidez de los elementos .....	116
III.1.4.- Matriz de rigidez y fuerza de la estructura .....	122
III.1.5.- Condiciones para el análisis .....	124
III.1.6.- Distribución y combinación de cargas ...	162
III.1.7.- Análisis estructural .....	162
III.2.- Análisis Estático (Diseño Sismo-Resistente)	163
III.2.1.- Método general para la determinación de las fuerzas horizontales .....	163
III.2.2.- Análisis en el sentido longitudinal ....	171
III.2.3.- Análisis en el sentido transversal .....	173
III.3.- Análisis Pseudo-Tridimensional .....	175
III.3.1.- Condiciones generales .....	175
III.3.2.- Determinación de períodos naturales y modos de vibración .....	185
III.3.3.- Análisis sísmico por superposición modal espectral .....	188
III.3.4.- Análisis Pseudo-Tridimensional mediante el programa de cómputo A3S y ETABS .....	191
III.3.4.1.- Mediante el A3S .....	191
III.3.4.1.1.- Resultados .....	199
III.3.4.2.- Mediante el ETABS .....	229
III.4.- Envoltentes para el diseño .....	257
III.4.1.- Condiciones generales .....	257
III.4.2.- Resistencia requerida en el diseño .....	257
III.4.3.- Envoltente para el diseño de vigas .....	258

III.4.4.- Cargas últimas para el diseño de columnas y placas .....	258
III.4.5.- Resultados .....	258
<b>CAPITULO IV : DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE LOS                   ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....</b>	<b>316</b>
IV.1.- Generalidades .....	316
IV.2.- Diseño de vigas .....	316
IV.2.1.- Cuantía balanceada para secciones con armadura en compresión .....	318
IV.2.2.- Consideraciones por corte .....	324
IV.2.3.- Adherencia, anclaje y longitud de desarrollo .....	329
IV.2.4.- Diseño de vigas del pórtico D del primer nivel .....	342
IV.3.- Diseño de Columnas .....	351
IV.3.1.- Consideraciones para el análisis de columnas .....	353
IV.3.2.- Factores de reducción de resistencia de diseño .....	354
IV.3.3.- Flexo-compresión axial .....	356
IV.3.3.1.- Falla balanceada de secciones sometidas a flexo-compresión .....	356
IV.3.3.2.- Centroides plásticos .....	358
IV.3.3.3.- Diagrama de Interacción para una columna .....	359
IV.3.3.4.- Disposiciones especiales para columnas sujetas a flexo-compresión .....	363
IV.3.4.- Flexo-compresión bi-axial .....	365
IV.3.5.- Efectos de esbeltez .....	368
IV.3.5.1.- Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez .....	370
IV.3.5.2.- Efectos locales de esbeltez .....	371
IV.3.5.3.- Efectos globales de esbeltez .....	372
IV.3.6.- Resistencia al corte .....	376
IV.3.6.1.- Contribución del concreto en la resistencia al corte .....	377
IV.3.6.2.- Contribución del refuerzo en la resistencia al corte .....	379
IV.3.7.- Diseño de la columna D-2 tipo C2 .....	381
IV.4.- Diseño de placas .....	393
IV.4.1.- Placas diseñadas como elementos de compresión .....	394
IV.4.2.- Muros de corte .....	395

IV.4.3.- Diseño de muro cortante P-2 .....	400
IV.5.- Diseño de otros elementos estructurales .....	415
IV.5.1.- Muros de contención .....	415
IV.5.2.- Diseño de la cisterna .....	417
IV.5.3.- Diseño del tanque elevado .....	422
<b>CAPITULO V : DISEÑO DE CIMENTACIONES .....</b>	<b>426</b>
V.1.- Generalidades .....	426
V.2.- Zapata aislada .....	427
V.2.1.- Diseño de zapatas por fuerza cortante y punzonamiento .....	431
V.2.2.- Diseño por flexión .....	432
V.2.3.- Falla por aplastamiento en zapatas .....	433
V.2.4.- Longitud de desarrollo del refuerzo .....	434
V.2.5.- Diseño de la Zapata Aislada de la columna del eje D-5 tipo C2 .....	435
V.3.- Zapata conectada .....	442
V.4.- Cimentación excéntrica de muros de concreto ...	445
V.5.- Diseño de la Zapata Combinada en placa P2 con clumnas C-2 y E-2 .....	447
<b>CAPITULO VI : CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>455</b>
VI.1.- Conclusiones generales .....	455
VI.2.- Conclusiones .....	455
VI.3.- Recomendaciones .....	461
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>465</b>

# CAPITULO I

## GENERALIDADES

### **I.1.- Objetivo del Proyecto.-**

El presente Proyecto tiene como objetivo el Diseño Estructural de un Edificio de 10 pisos con semi-sótano para lo cual se recurrirá al Análisis Estructural del Concreto Armado siguiendo los procedimientos del Análisis Pseudo Tridimensional y de las Normas y Reglamentos de Concreto Armado existentes en el Perú, así como también, del uso de programas de cómputo que permitan su agilización.

### **I.2.- Descripción General del Proyecto.-**

El presente proyecto consta de las siguientes características

El terreno escogido para la edificación colinda por los laterales y fondo con otras edificaciones, siendo por tanto ubicados los retiros al frente y al fondo.

Contará con semi-sótano, siendo éste de uso exclusivo para estacionamiento, el cual consta de : dos accesos; una rampa para bajar al semi-sótano y otra para subir al primer piso; la cisterna; la caja del ascensor; muros perimetrales y una escalera.

En el primer piso se encuentra un departamento duplex con parte en el semi-sótano, un cuarto de guardián, 3 pozos de luz, estacionamientos al fondo, caja de ascensor, escalera

e ingreso del exterior.

Del segundo al décimo piso del edificio, su uso se dedicará exclusivamente a vivienda. Este tendrá escalera, caja de ascensor, 3 pozos de luz y dos departamentos de tres dormitorios por nivel. Esta es la planta típica.

En la azotea se encuentran el cuarto de máquinas y el tanque elevado.

### **I.3.- Requisitos para materiales de construcción.-**

#### **a) CONCRETO Y CEMENTO.-**

##### **- Concreto simple.-**

Concreto simple es una mezcla de cemento Portland, agregado fino, agregado grueso y agua. En la mezcla el agregado grueso deberá estar totalmente envuelto por la pasta de cemento; el agregado fino deberá rellenar los espacios entre el agregado grueso y a la vez estar similarmente recubierto por la misma pasta, la que deberá saturar los últimos vacíos remanentes.

##### **- Concreto armado.-**

Se denomina concreto armado, al concreto simple cuando éste lleva embebido armaduras de acero como refuerzo y que está diseñado bajo la hipótesis de que los dos materiales trabajan conjuntamente, actuando la armadura para soportar esfuerzos de tracción o incrementar la resistencia a la compresión del concreto.

- Concreto estructural.-

Se denomina Concreto Estructural, al concreto simple, cuando éste es dosificado, mezclado, transportado y colocado de acuerdo a especificaciones precisas, que garanticen una resistencia mínima preestablecida en el diseño y una durabilidad adecuada. La dosificación, preparación, transporte y colocación de este concreto se hará según lo dispuesto por la Norma E-060 de Concreto Armado.

Para el presente Proyecto el concreto deberá tener un  $f'c$  -  $210 \text{ Kg/cm}^2$  en todos los pisos y un peso aproximado de  $2300 \text{ Kg/m}^3$ .

- Concreto estructural armado.-

Se denomina así cuando el concreto estructural lleva embebido armaduras de acero como refuerzo, cumpliendo las mismas funciones que las señaladas para el concreto armado. La disposición y colocación se hará según lo dispuesto por la Norma E-060 de Concreto Armado.

- Concreto ciclópeo.-

Se denomina concreto ciclópeo, al concreto que está complementado con piedras desplazadoras de tamaño máximo de 10", cubriendo hasta el 30%, como máximo, del volumen total; éstas deben ser introducidas previa selección y lavado, con el requisito indispensable de que cada piedra, en su ubicación definitiva debe estar totalmente rodeada de concreto simple. El concreto ciclópeo no se considera concreto estructural.

- Cemento Portland.-

El cemento a usarse en la preparación del concreto será cemento Portland, el que deberá cumplir con las especificaciones y normas ITINTEC 334.001, 334.044.

- Pasta de cemento.-

Se debe entender por pasta de cemento, a la mezcla de cemento y agua, debiendo la cantidad de agua ser suficiente para asegurar la completa hidratación del cemento y la adecuada trabajabilidad de la mezcla y no ser mayor de la estipulada, para asegurar la resistencia, durabilidad e impermeabilidad del producto terminado. Norma ITINTEC 400.002

- Agua para cemento.-

El agua a ser usada en la preparación del concreto deberá ser agua dulce limpia, que no contenga soluciones químicas u otros agentes que puedan ser perjudiciales al fraguado, resistencia o durabilidad del concreto resultante o a la durabilidad de la armadura de acero en el embebido.

b) **AGREGADOS.**-

- Agregados finos.-

Se considera como agregados finos o inertes, a la arena o piedra natural finamente triturada, de dimensiones reducidas y que pasan como mínimo el 95% por el tamiz ITINTEC 9.5 mm (3/8"). La gradación recomendada será la siguiente

MALLA	PORCENTAJE PASANTE (por peso)
3/8"	100
No 4	95 a 100
No 8	80 a 100
No 16	50 a 85
No 30	25 a 60
No 50	10 a 30
No 100	2 a 10

El porcentaje retenido entre dos mallas sucesivas no excederá el 45%. El módulo de fineza no será menor de 2.3 ni mayor de 3.1.

- Agregados gruesos.-

Los agregados gruesos deben ser gravas o piedra chancada, denominándose así, cuando éstos quedan retenidos, como mínimo el 95% en el tamiz ITINTEC 4.75 mm (No 4). El tamaño máximo del agregado grueso para concreto armado será pasante por el tamiz de 2.5".

La gradación recomendable será la siguiente en porcentaje (por peso)

MALLA	F R A C C I O N							
	2 1/2	2 - 1	1 1/2_3/4	2-No4	1 1/2-4	1-No4	3/4-4	1/2-4
2 1/2	90-100	100	100	100	100	100	100	
2	35-70	90-100	100	95-100	100	100	100	
1 1/2	0-15	35-70	90-100	.-	95-100	100	100	
1	.-	0-15	20-55	35-70	.-	95-100	100	
3/4	0-5	.-	0-15	.-	35-70	.-	90-100	100
1/2	.-	0-5	.-	10-30	.-	25-60	.-	90-100
3/8	.-	.-	0-5	.-	10-30	.-	20-55	40-70
No 4	.-	.-	.-	0-5	0-5	0-10	0-10	0-15
No 8	.-	.-	.-	.-	.-	0-5	0-5	0-5

- Gravas. -

También llamados cantos rodados, es el agregado predominantemente grueso, proveniente de la disgregación y agresión natural de materiales pétreos, encontrándoseles corrientemente en canteras y lechos de ríos depositados en forma natural. Norma ITINTEC 400.037

- Piedra triturada o chancada. -

Es el agregado grueso obtenido por trituración artificial de rocas o gravas. Norma ITINTEC 400.037

c) ADITIVOS. -

Son sustancias que se añaden a los componentes fundamentales del concreto, con el propósito de modificar alguna de sus propiedades, siguiendo las especificaciones de la norma ITINTEC 339.086. Los más conocidos son :

- Acelerante : Sustancia que al ser añadida al concreto, mortero o lechada, acorta el tiempo de fraguado y/o incrementa la velocidad de desarrollo inicial de resistencia.

- Retardador : Aditivo que prolonga el tiempo de fraguado. Norma ITINTEC 339.086

Incorporador de aire : Es el aditivo cuyo propósito exclusivo es incorporar aire en forma de burbujas esferoides no adherentes y uniformemente distribuidas en la mezcla, con la finalidad de hacerlo principalmente resistentes a las heladas.

**d) ARMADURAS DE ACERO.-**

**- Barras de acero.-**

Son barras de acero dulce endurecido, laminadas en caliente, permitiéndose el uso de superficie lisa únicamente para diámetros inferiores a 1/4", debiendo la superficie ser corrugada de acuerdo a la norma ASTM A-305, para los diámetros superiores a 1/4" Las barras de acero para armadura cumplirán las disposiciones de la Norma E-060 de Concreto Armado.

El acero a usarse para el presente Proyecto es el Acero de grado 60 cuyo  $f'y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ .

**e) MORTEROS Y LADRILLOS.-**

**- Morteros de cemento Portland.-**

Este mortero estará constituido por una mezcla plástica de cemento Portland o cemento Portland y cal, agregado fino denominado arena y agua. El mortero se usará para albañilería con ladrillos de arcilla cocida, con ladrillos calcáreos o con bloques de cemento.

**- Morteros de cemento Portland para muros portantes.-**

Para albañilería en muros portantes, los morteros de cemento Portland tendrán las siguientes características

TIPO	PROPORCION DE CEMENTO:CAL:ARENA	RESISTENCIA MINIMA EN COMPRESION Kg/cm <sup>2</sup>	% ENCOGIMIENTO LINEAL PROMEDIO EN 40 HORAS	RETENCION DE AGUA
M-1	1 : 0 : 3	175	0.22	35
M-2	1 : 0 : 4	100	-.-	-.-
S-1	1 : 1/2 : 4 1/2	100	EST. 0.26	30-70

- Morteros de cemento Portland para elementos de relleno y acabado.-

Para muros no portantes y acabados, los morteros de cemento Portland tendrán las siguientes características :

TIPO	PROPORCION DE CEMENTO:CAL:ARENA	RESISTENCIA MINIMA EN COMPRESION Kg/cm <sup>2</sup>	% ENCOGIMIENTO LINEAL PROMEDIO EN 40 HORAS	RETENCION DE AGUA
S-2	1 : 0 : 5	60	-.-	-.-
N	1 : 1 : 6	50	0.30	60 - 80
O	1 : 2 : 9	25	0.48	80

- Ladrillos de arcilla calcinada.-

Deben ser bloques prismáticos, con masa sólida del 15% o más de su volumen nominal constituido por una mezcla, principalmente de arcilla o suelos arcillosos, con pequeña proporción de agregados finos, debidamente dosificados; mezclada la masa con agua, compactada, moldeada y calcinada en forma integral.

- Clasificación.-

Se reconocerá las siguientes clases :

a) Según sus dimensiones :

- Tipo corriente (Perú) 24x12x6 cm.
- Tipo bloque king kong (Perú) 24x14x10 cm.

b) Según su densidad y resistencia indicadas en el cuadro que sigue en tanto se den las normas peruanas.

CLASIFICACION POR CONSISTENCIA	PESO ESPECIFICO	RESISTENCIA MINIMA A COMPRESION Kg/cm <sup>2</sup>	RESISTENCIA MINIMA A FLEXION Kg/cm <sup>2</sup>	ABSORCION DE AGUA (MAX. %)	COEFICIENTE DE SATURACION
Ladrillo tipo duro	1.0-1.8	150-200	30	20	0.80
Ladrillo tipo medio duro	1.8-1.6	100-150	20	25	0.90
Ladrillo tipo poroso o poco duro	1.6-1.4	70-100	10	Sin límite	Sin límite

**f) MADERAS PARA ENCOFRADOS.-**

Son elementos usados para obras auxiliares de carácter temporal y pueden ser de madera, fierro o aluminio. En cuanto a las maderas se deberá tener en cuenta que :

**- Protección del material.-**

Toda madera o material a base de madera deberá ser protegido de la lluvia, humedad del suelo u otras situaciones que puedan producir pudrición, defectos del secado posterior (como rajaduras, alabeos, etc.) u otros defectos que hagan el material inapropiado para la construcción.

**- Reúso del material.-**

La madera o material a base de madera puede ser reusado siempre que se tenga especial cuidado al inspeccionar los elementos y éstos muestren ser adecuados estructuralmente y mantengan la calidad necesaria para el uso que se le destine. La inspección deberá tener en cuenta posibles defectos de pudrición, sobrecargas, intemperismo o cualquier otro factor que afecte el

valor estructural.

- Secado.-

La madera deberá usarse en estado seco, de preferencia a un contenido de humedad igual o equivalente que el de servicio. Se deberá tomar en cuenta los cambios de dimensiones de la sección, por contracción de madera, en caso de usarse madera a un contenido de humedad mayor.

- Durabilidad.-

La durabilidad de la madera deberá establecerse de acuerdo a la importancia del uso a que se le destine. Las maderas naturalmente durables no necesitarán tratamiento de preservación para condiciones de uso normales. Para las maderas no muy resistentes al ataque de hongos o insectos se recomienda el empleo de preservadores de madera, aplicados siguiendo métodos adecuados, a fin de alcanzar la penetración requerida.

- Estructura del encofrado.-

Deberá poseer resistencia y solidez necesarias para soportar la carga muerta del concreto y además las cargas vivas de construcción (vibradores, trabajadores, carretillas, equipos, etc.) sin deformarse o pandearse.

Deberá ser construido en forma durable principalmente si va a ser usado muchas veces.

Obtener formas livianas con la mínima cantidad de material que asegure un diseño seguro y fuerte.

## I.4.- Criterios Generales de Estructuración.-

### - Tipo de construcción.-

El tipo de construcción a efectuarse es del llamado construcción aporticada de concreto armado cuyos elementos estructurales principales son pórticos constituidos por columnas y vigas de concreto estructural armado, que resisten tanto las cargas laterales causadas por sismo o viento, como las cargas de gravedad (peso) de la edificación.

### - Estructuración.-

En este tipo de construcción los pórticos tienen doble función, ya que de una parte, cumplen una función netamente portante, resistiendo las cargas de gravedad de la edificación y por otra parte cumplen con la función de arriostre, resistiendo las cargas laterales a las que puede estar sujeta la edificación, debido a sismos, vientos u otras causas. Es en esta última en la que los pórticos serán complementados por placas verticales, de concreto estructural armado, las que actuando como placas de corte resisten una o gran parte de las cargas laterales. La caja de ascensor forma parte integral de la estructura actuando en similar forma que los muros de corte, pero con bastante mayor rigidez.

Los techos serán vaciados en forma monolítica con los pórticos, actuando como amarre entre los mismos. Es de especial interés en la estructuración de este tipo de construcción, una adecuada disposición relativa de los pórticos, placas de arriostre y cajas de ascensor, de tal forma que dentro de lo posible, el centro de aplicación de las cargas laterales coincida

con el centro de rigidez de la estructura resistente, permitiendo una distribución adecuada, de los cortes laterales entre los elementos resistentes. Como esta coincidencia, entre centro de carga y centro de rigidez no es posible, deberán reforzarse convenientemente los elementos de arriostre o proveerse adicionales para compensar por las cargas laterales adicionales, introducidas por la excentricidad de la carga, con relación al centro de rigidez. Todos los elementos antes referidos, con funciones portantes o de arriostre, serán construidos con concreto estructural armado, cumpliendo las especificaciones de la Norma E-060 de Concreto Armado.

Para nuestro análisis hemos ubicado en planta ejes principales, dirección Y, (nombrados con números), y ejes secundarios, dirección X, (nombrados con letras), tales como se aprecian en los planos al final del presente capítulo.

#### - Columnas.-

Las columnas, en este tipo de construcción, tienen por función, soportar las cargas verticales de la edificación, así como las flexiones y cortes en ella introducidos, por su función como parte de los pórticos. Estos elementos serán construidos con concreto estructural armado, de acuerdo a las especificaciones dadas en la Norma E-060 de Concreto Armado. En este tipo de construcción no se admitirá en ningún caso, elementos estructurales de mampostería.

#### - Placas de arriostre o corte.-

Las placas de arriostre, también denominadas placas de corte, tienen por función principal, resistir, en su propio plano, un porcentaje de las fuerzas laterales aplicadas a la edificación, disminuyendo en este porcentaje el trabajo de los pórticos en esa misma dirección.

Dicho porcentaje puede variar según el número de pisos de la edificación por sus diferencias de comportamiento. Por eso es de primordial importancia efectuar un análisis detallado de la interacción de las placas y pórticos en las distintas alturas de la edificación y poner especial esmero en el diseño del amarre entre placa y pórtico en cada nivel.

Estos elementos serán construidos con concreto estructural armado, de acuerdo a las especificaciones dadas en la Norma E-060 de Concreto Armado. En este tipo de construcción no se permitirá bajo ningún pretexto, elementos estructurales de arriostre de mampostería.

Podemos apreciar en los planos al final del presente capítulo que nuestras placas se encuentran ubicadas para la dirección principal en los ejes A y G, y parte en la zona de la caja de ascensor, en los ejes C1 y D1; en cuanto a la dirección de los ejes secundarios tenemos placas ubicadas en los ejes 2 (entre C y E), 3 y 4 (en la zona de escaleras y ascensor), y el eje 4A correspondiente a la caja de ascensor.

#### - Caja de ascensor.-

La caja de ascensor tienen por función, en cuanto a uso, el albergar, la trayectoria de los ascensores, y por su conformación geométrica ejerce gran influencia en el comportamiento de la

construcción, bajo cargas laterales de sismo y viento. Las cajas de ascensor se clasifican en resistentes y flexibles.

Las cajas de ascensor resistentes serán construidas de concreto estructural armado, según las especificaciones de la Norma E-060 de Concreto Armado, con un comportamiento semejante al de las placas de arriostre que se vió en el punto anterior, pero con bastante mayor rigidez y actuando en ambas direcciones horizontales. No se admitirán cajas de ascensor resistentes, de mampostería.

Las cajas de ascensor flexibles, serán construidas mediante un sistema deformable, probado y garantizado, que permita la deformación relativa completa de un piso, con relación a otro bajo cargas laterales sin restricción alguna y por tanto sin resistir las cajas, carga alguna por este concepto.

Podemos ubicar nuestra caja de ascensor entre los ejes C1-D1 y 4-4A.

#### - Cimentación.-

La cimentación para las columnas, placas de arriostre y caja de ascensor estructurales, estará constituida por zapatas armadas de concreto estructural. Estas zapatas en el caso de columnas aisladas de borde o esquinas, estarán complementadas con vigas de cimentación también de concreto estructural, cuando la resultante de las cargas aplicadas por las columnas a la zapata, no coincidan con la resultante de presión resistente del terreno, salvo que esta excentricidad sea resistida por otros medios.

Las zapatas deben transmitir las cargas de las columnas, placas de arriostre y/o cajas de ascensor, en forma uniforme al terreno, dentro de las cargas (esfuerzos) permisibles para el

mismo.

Las vigas de cimentación deben eliminar la excentricidad existente entre la carga aplicada y la presión resistente.

Las zapatas y vigas de cimentación, serán construidas con concreto estructural armado, de acuerdo a las especificaciones de la Norma E-060 de Concreto Armado.

- Vigas.-

Las vigas en este tipo de construcción forman parte integrante del techo, siendo vaciadas conjuntamente con el mismo. Simultáneamente forman parte de los pórticos, pudiendo su función ser portante, de arriostre o ambas. Las vigas serán construidas con concreto estructural armado, de acuerdo a las especificaciones de la Norma E-060 de Concreto Armado.

- Techos.-

Los techos estarán constituidos por una estructura tipo losa maciza o aligerada, de concreto armado, actuando en forma monolítica con las vigas de pórticos, formando un diafragma que amarre los pórticos entre sí en ese plano y distribuya las cargas laterales entre pórticos y placas de arriostre. Aparte de las vigas portantes, los techos incluirán vigas de arriostre cuando las cargas laterales así lo requieran.

Los elementos de concreto de los techos serán construidos con concreto estructural armado, de acuerdo a las especificaciones de la Norma E-060 de Concreto Armado.

Nuestra edificación tiene losas aligeradas en general y maciza en la parte en que ambos bloques de la edificación se unen, es decir, a través de la zona de la escalera y pasadizos

que está ubicada entre los ejes B1-E1 y 3-4.

- Pisos sucesivos.-

Al construirse pisos sucesivos las columnas y placas de arriostre encima del primer piso deberán construirse sobre el techo inferior directamente encima de las columnas y placas respectivas del piso inferior. La zona del techo entre las columnas y placas superior e inferior deberá ser considerada como prolongación de las columnas o placas del piso inferior; en cuanto a calidad de concreto y armadura estarán de acuerdo a las disposiciones de la Norma E-060 de Concreto Armado. Sólo se admitirán columnas en pisos superiores, que descansen sobre la viga en un piso inferior.

- Parapetos.-

Los parapetos de mampostería en los techos, azoteas, balcones, barandas y usos similares, deberán ser debidamente anclados al techo sobre el que están contruidos, con refuerzo tal, que pueda absorber los esfuerzos de corte y flexión debido a cargas que puedan aplicarse por los moradores o que puedan resultar de una acción sísmica.

## **I.5.- Cargas de diseño.-**

- Carga de servicio.-

Carga prevista en el análisis durante la vida de la estructura (no tiene factores de amplificación).

- Carga última.-

Carga multiplicada por factores de carga apropiados, utilizada en el diseño por resistencia a carga última (rotura).

- Carga muerta o carga permanente.-

Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que se suponen sean permanentes.

- Carga viva.-

Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.

- Carga de sismo.-

Fuerza evaluada según la Norma de Diseño Sismo Resistente del Reglamento Nacional de Construcciones para estimar la acción sísmica sobre una estructura.

En el presente proyecto las respectivas cargas consideradas han sido tomadas de la Norma de Cargas E-020 ININVI y estas son las siguientes

- Carga muerta o permanente

- Losa aligerada (H - 0.25 m.)	350 Kg/m <sup>2</sup>
- Losa aligerada (H - 0.20 m.)	300 Kg/m <sup>2</sup>
- Losa maciza (H - 0.20 m.)	500 kg/m <sup>2</sup>
- Piso acabado	100 Kg/m <sup>2</sup>
- Cielorrasos	50 Kg/m <sup>2</sup>
- Tabiquería	150 Kg/m <sup>2</sup>
- Peso propio del Concreto Armado	2,400 Kg/m <sup>3</sup>
- Peso propio de la Albañilería hueca	1,450 Kg/m <sup>3</sup>

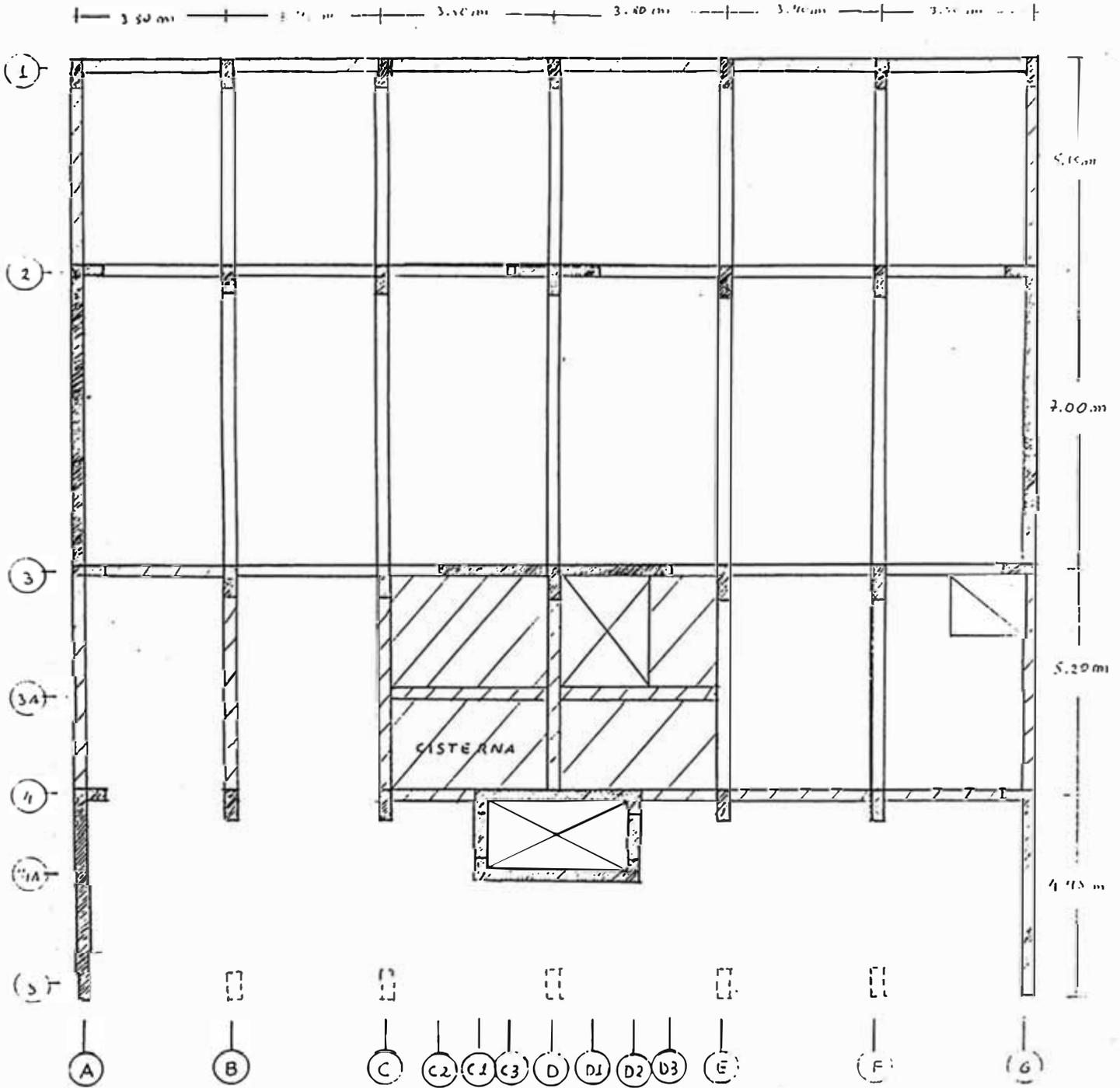
- Cargas vivas o sobrecargas :

- Garage para automóviles de h < 2.40 m.	500 Kg/m <sup>2</sup>
- Vivienda	250 Kg/m <sup>2</sup>
Escaleras	400 Kg/m <sup>2</sup>

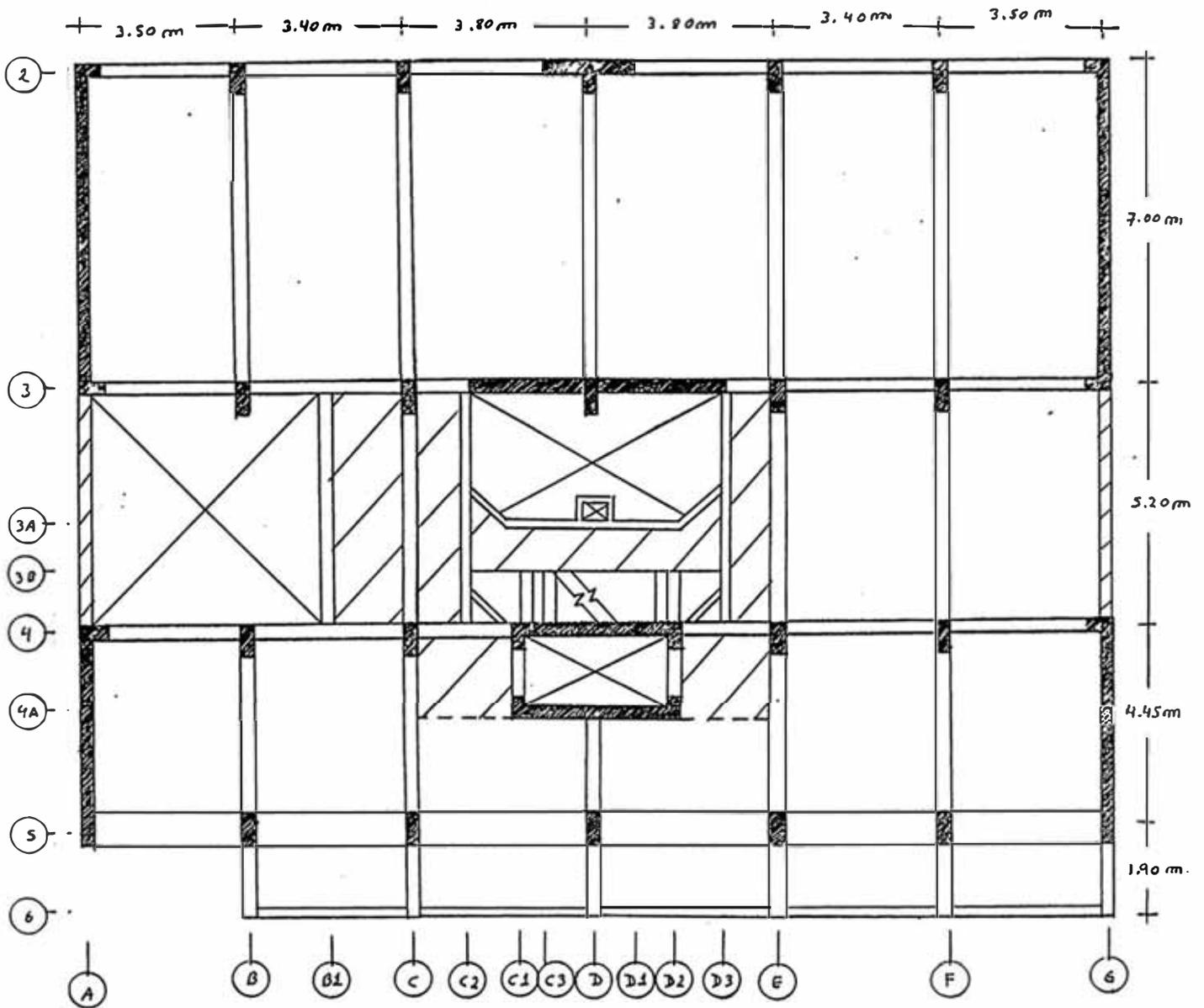
## I.6.- Resistencia del Terreno.-

Nuestro terreno está ubicado en el distrito de Miraflores, ciudad de Lima, departamento de Lima y su capacidad portante es de :

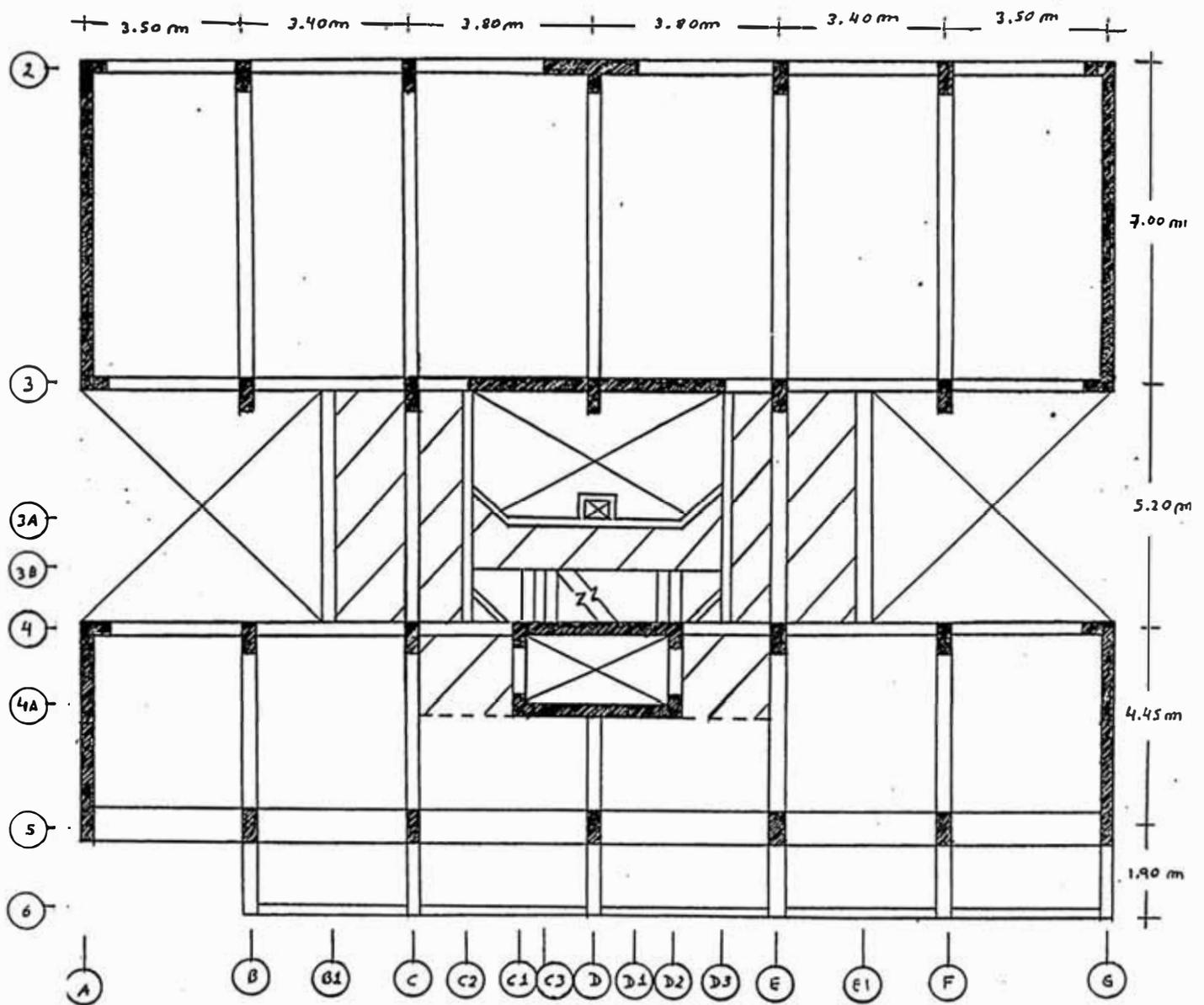
$$\sigma_t - 4.0 \text{ Kg/cm}^2$$



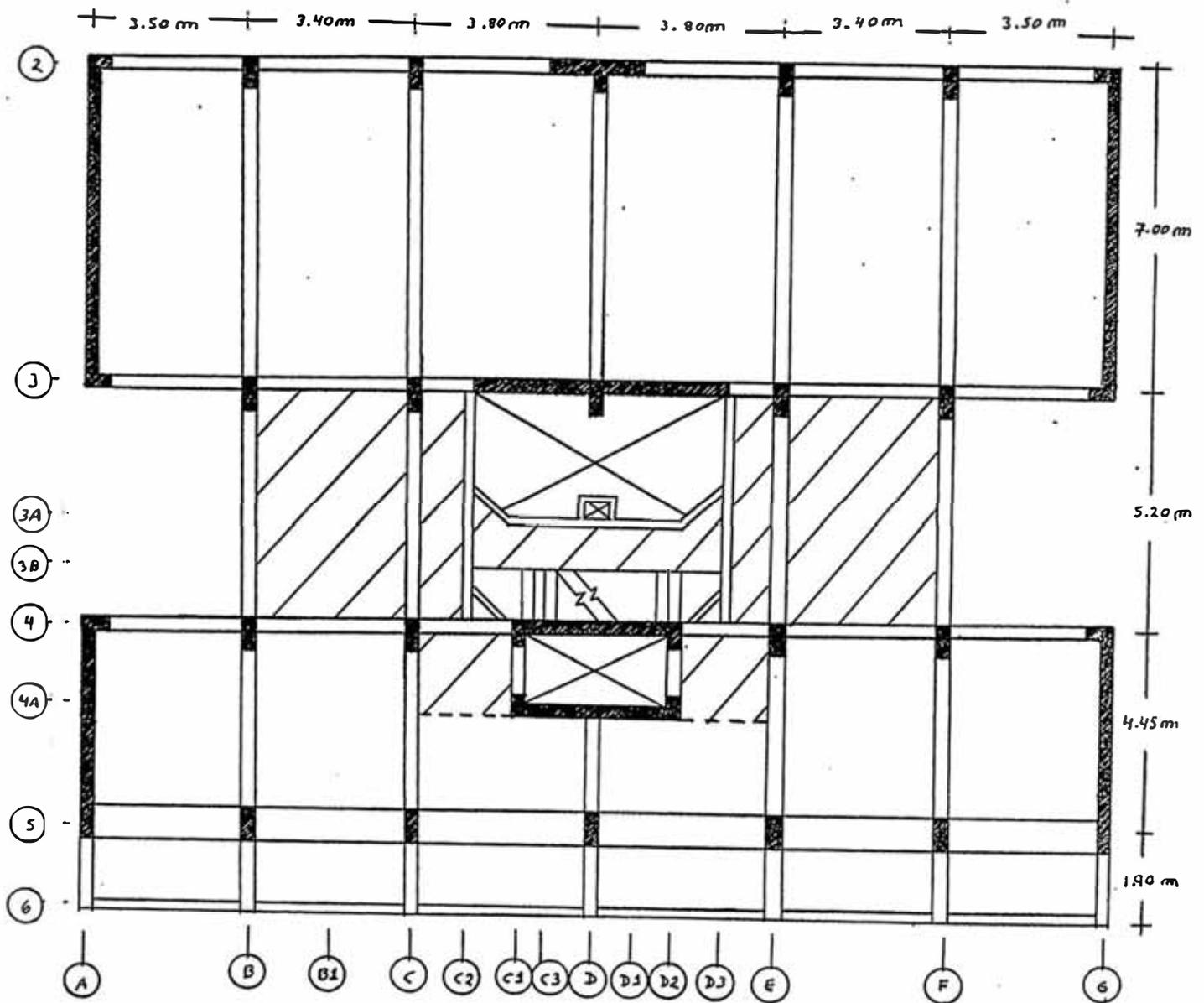
ESTRUCTURACION SEMI-SOTANO



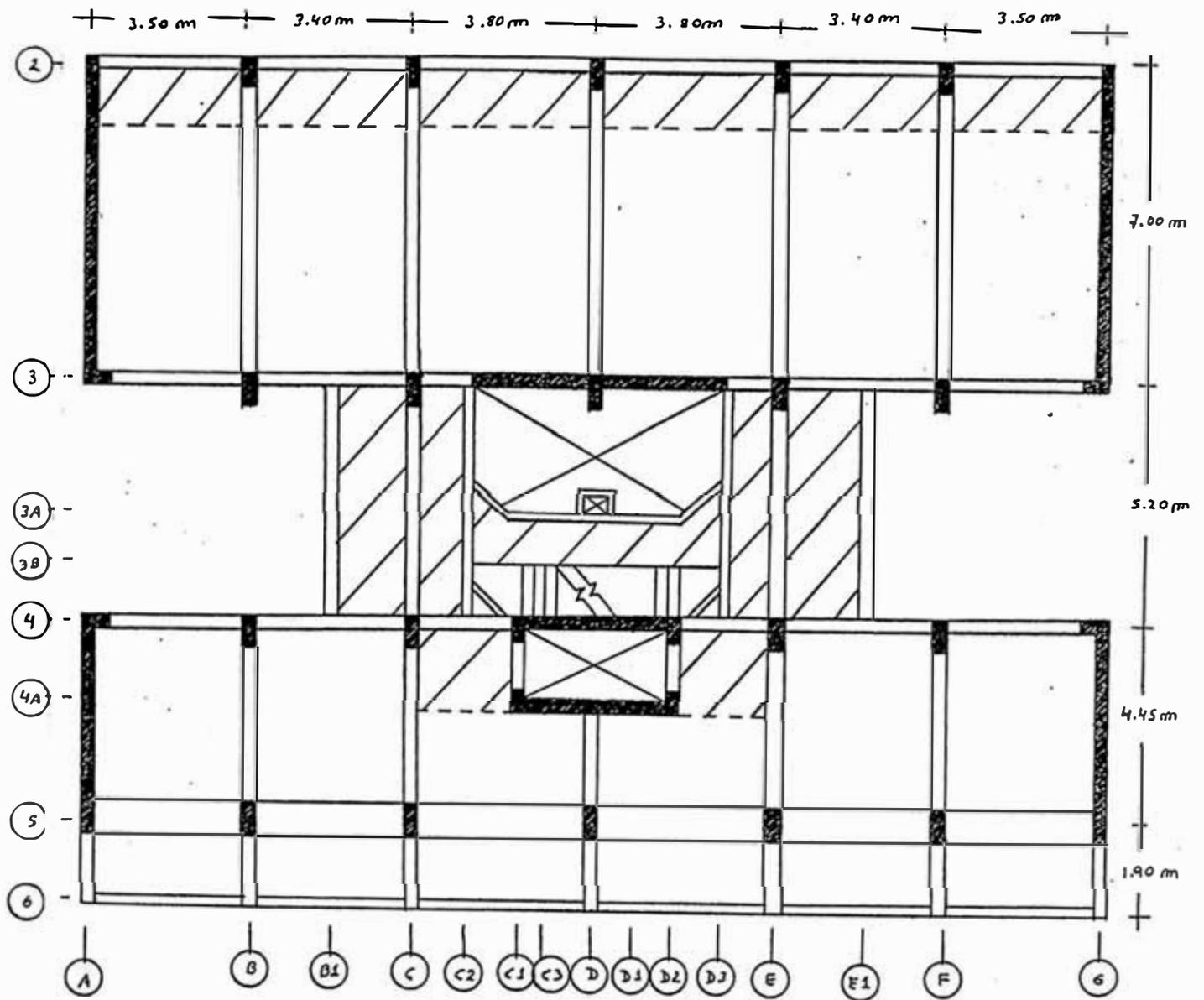
ESTRUCTURACION 1º PISO



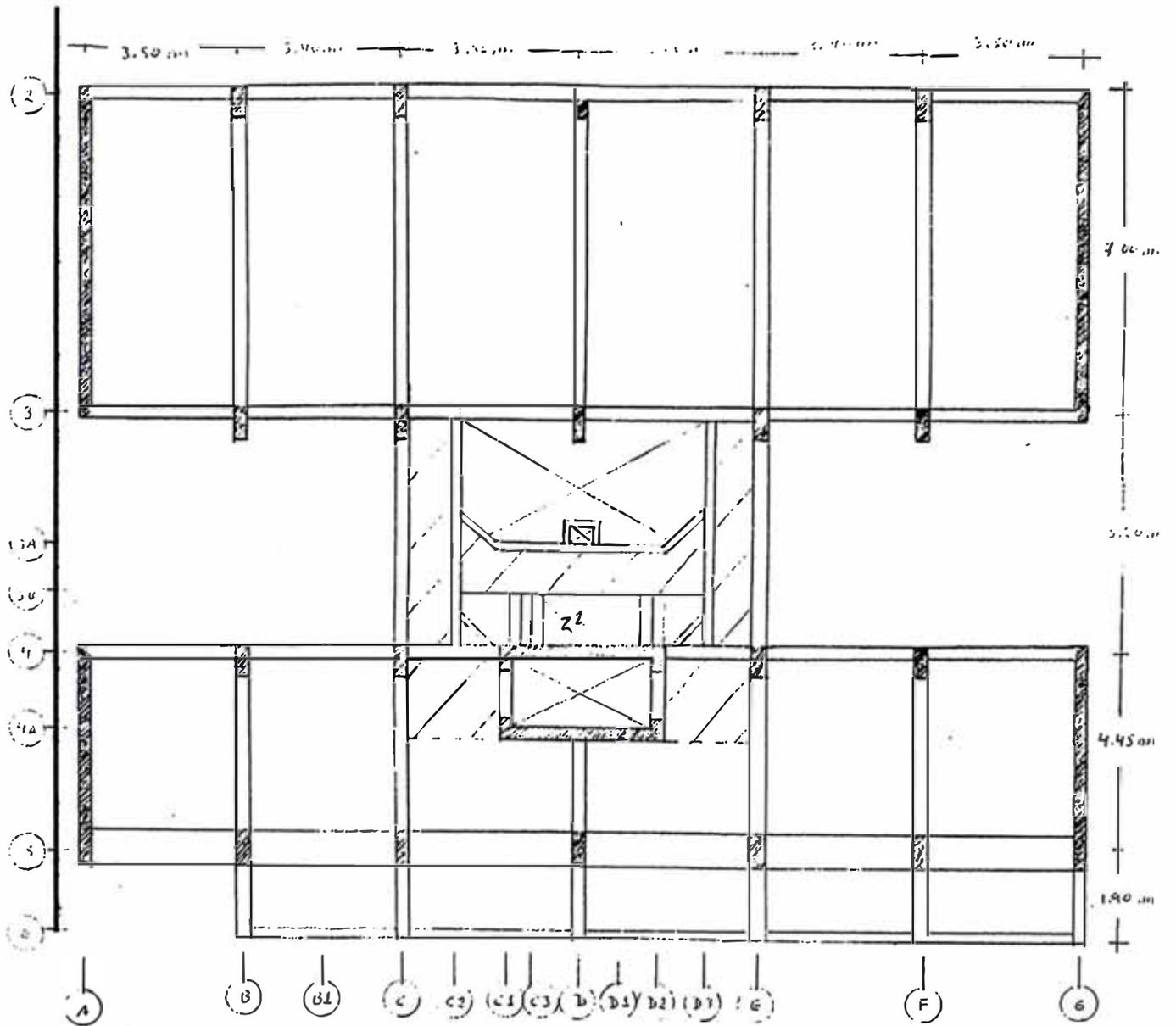
ESTRUCTURACION 2° - 5° PISO

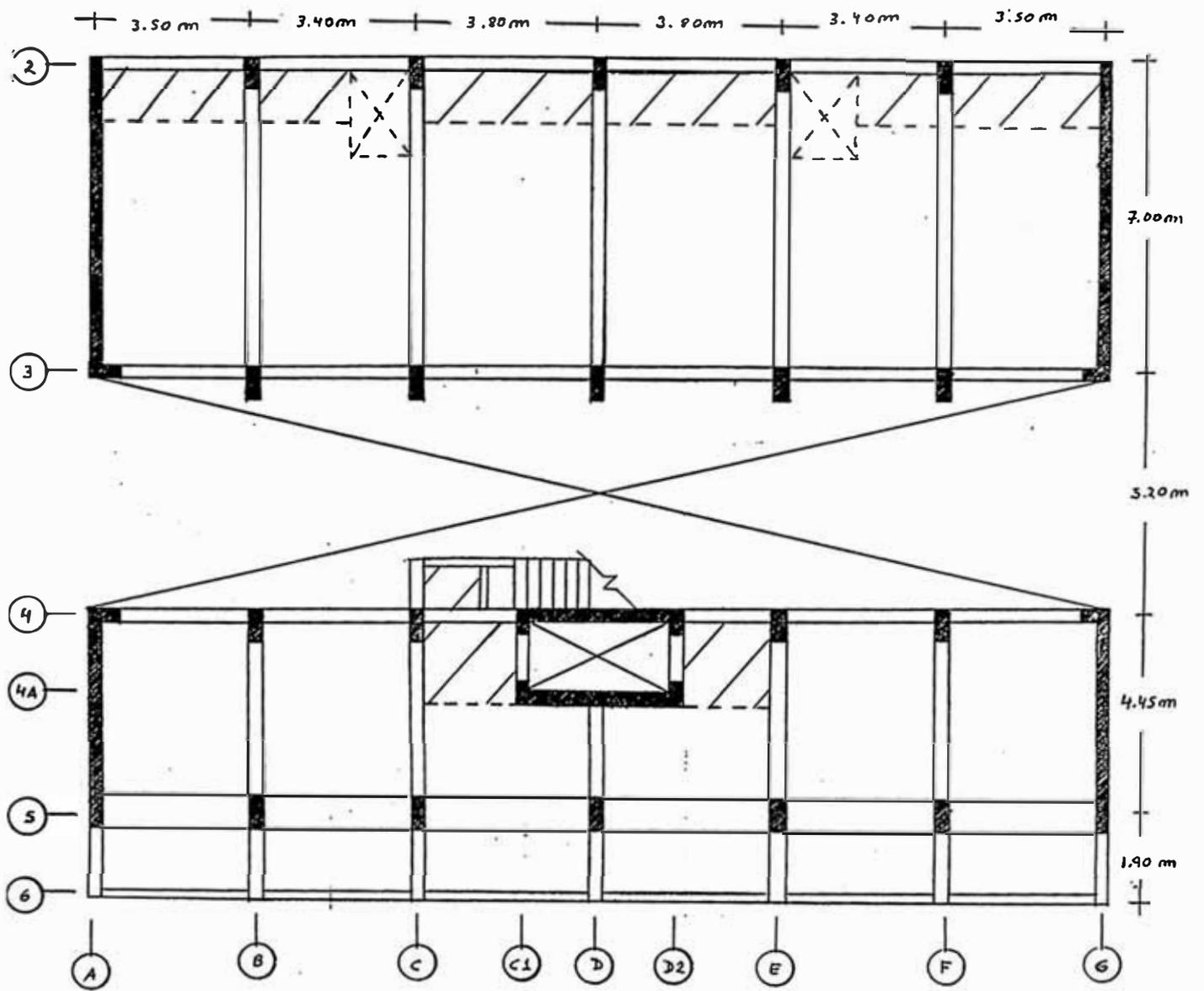


ESTRUCTURACION 6° Y 7° PISO

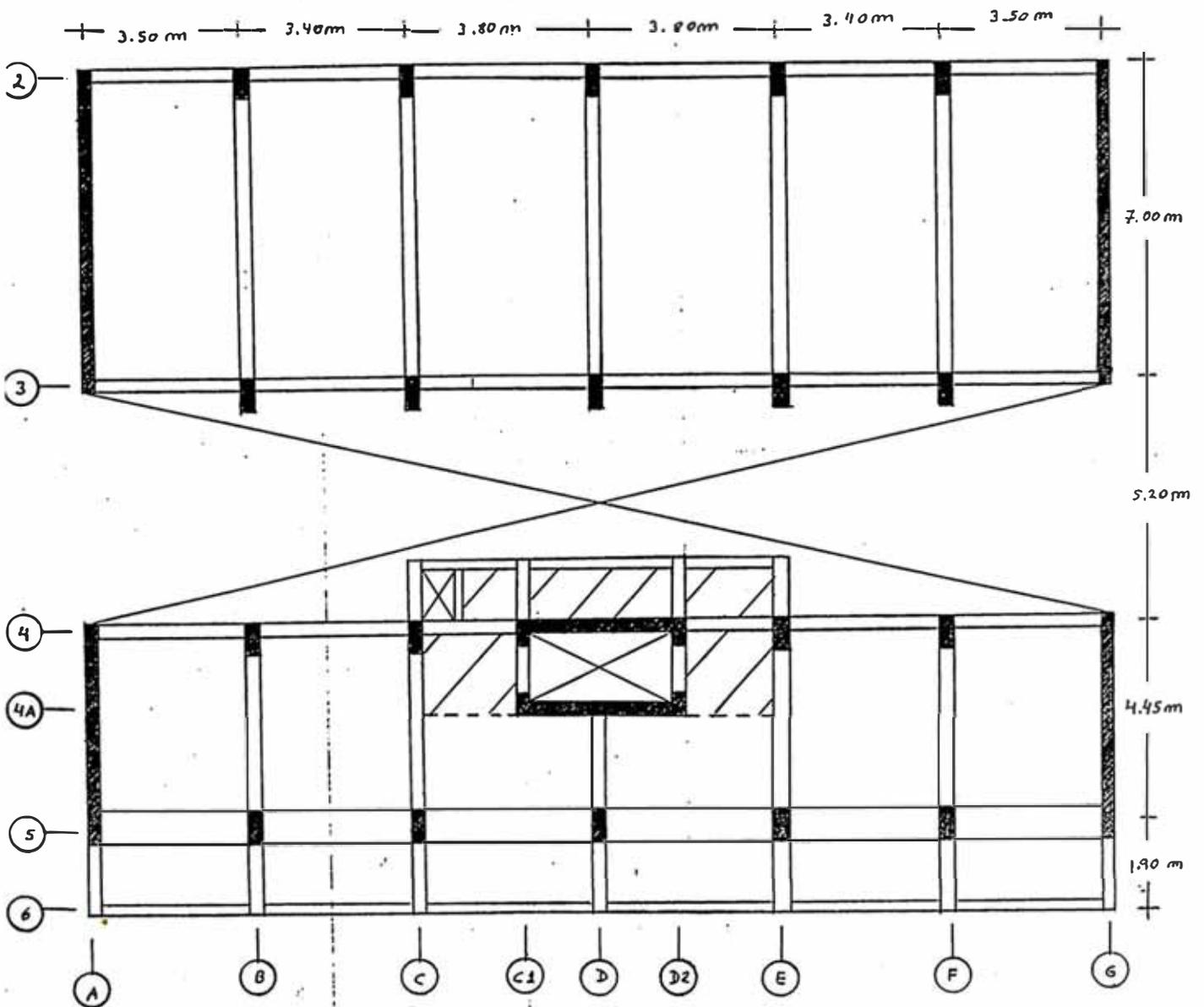


ESTRUCTURACION 8° PISO





ESTRUCTURACION 10° PISO



ESTRUCTURACION 11° PISO

## CAPITULO II

### DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

#### II.1.- Predimensionamiento.-

##### II.1.1.- Condiciones generales.-

Una vez tanteada la probable estructura del Proyecto debemos darle sus posibles dimensiones a cada uno de los elementos estructurales componentes, los cuales probablemente varíen posteriormente al momento de entrar a un análisis más detallado pero que no estarán lejos del resultado final. Su geometría tentativa será más o menos aproximada.

Este predimensionamiento se obtendrá a través de los métodos más usados para tal fin en nuestro medio.

##### II.1.2.- Predimensionamiento de losas.-

Para no verificar deflexiones se puede obtener el espesor mínimo de las losas a través de la siguiente fórmula :

$$h = \frac{L}{20} \sim \frac{L}{25} \quad \text{---- (II.1)}$$

que es usada para losas macizas o aligeradas, armadas en un sentido, para nuestro caso será :

$$h = 410 / 20 = 20.50 \text{ cm.}$$

$$h = 410 / 25 = 16.40 \text{ cm.}$$

Luego, podremos asumir un espesor de losa de  $h = 20 \text{ cm.}$

Ahora podemos realizar un estimado del peso propio por  $m^2$  de la losa aligerada :

Peso propio de losa ( $e = 0.05 \text{ m.}$ ) =  $1 \times 1 \times 0.05 \times 2400 = 120 \text{ Kg}$

Peso de las viguetas =  $0.10 \times 0.15 \times 1 \times 1/0.40 \times 2400 = 90 \text{ Kg}$

Peso de los ladrillos =  $1/0.40 \times 1/0.30 \times 8 = 66.6 \text{ Kg}$   
276.6 Kg

Luego, para el diseño tomaremos un peso propio de la losa aligerada de  $300 \text{ Kg/m}^2$ .

Para el caso de losa maciza (entre ejes B1-E1 y ejes 3-4) encontraremos, similarmente, un estimado del peso propio por  $m^2$  de losa maciza :

Peso propio de la losa ( $e = 0.20 \text{ m.}$ ) =  $1 \times 1 \times 0.20 \times 2400 \text{ Kg/m}^3 = 480 \text{ Kg}$

Luego, para el diseño tomaremos un peso propio de  $500 \text{ Kg/m}^2$  para la losa maciza.

### II.1.3.- Predimensionamiento de vigas.-

Nuestras consideraciones para hallar la altura "h" o peralte de la viga serán las siguientes :

Para los niveles con garage  $s/c = 500 \text{ Kg/m}^2$

$$h = L_1/10 \quad \text{---- (II.2)}$$

Para niveles de vivienda  $s/c = 250 \text{ Kg/m}^2$

$$h = L_1/11 \quad \text{---- (II.3)}$$

Para cargas de gravedad y losas armadas en una sola dirección

$$b = B/20 \quad \text{---- (II.4)}$$

donde :  $B =$  ancho tributario.

$b =$  ancho de viga.

$L_1 =$  luz libre entre vigas

Se tomará  $L_1$  para vigas principales (luz eje Y)  
 se tomará  $L_2$  para vigas secundarias (luz eje X)  
 por tanto, se cumple que  $L_1 > L_2$

Además para zonas sísmicas debemos considerar que :

$$b \geq 25 \text{ cm.}$$

$$L_1/h > 4 \quad \text{---- (II.5)}$$

$$b \geq 0.3 h$$

Para el caso de las vigas secundarias

$$h = L_2/13 \quad \text{---- (II.6)}$$

hay que considerar también un  $B_{adic}$ , debido al efecto de los muros de albañilería perimetrales lo cual se obtiene mediante :

$$B_{adic} = \frac{P \text{ (Ton/m)}}{W \text{ (Ton/m}^2\text{)}} \quad \text{---- (II.7)}$$

Donde :  $P$  = peso del muro.

$W$  = sobrecarga última del aligerado.

Por lo que nuestro "b" en realidad será :

$$b = \frac{B + B_{adic}}{20} \quad \text{---- (II.8)}$$

### II.1.3.1.- Vigas principales y secundarias semi-sótano.-

#### a) Vigas principales.-

NIVEL	EJE	TRAMO	B (cm)	b (cm)	L <sub>1</sub> (cm)	h (cm)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
SEMI	B	1-2	345	17.25	525	52.50	20 x 55	30 x 50	30 x 60
	B	2-3	345	17.25	700	70.00	20 x 70	30 x 60	30 x 60
SOTANO	B	3-4	345	17.25	520	52.00	20 x 55	30 x 50	30 x 60

La sección 1 se halla uniformizando la sección por rigidez mediante la expresión :

$$b * h^3 = b_0 * h_0^3 \quad \text{---- (II.9)}$$

Es decir, si tenemos en nuestro caso para B de 1-2 una sección  $b * h = 20 \times 55$  y queremos pasarla a otra con un  $b = 30$  cm.

$$\rightarrow 30 \times h^3 = 20 \times 55^3 \quad \rightarrow h = 48.05 \sim 50 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow b \times h = (30 \times 50)$$

La sección 2 se halla uniformizando las secciones por diseño arquitectónico, es decir, para un mejor manejo de la arquitectura se igualan las medidas de todos a un tamaño estándar.

NIVEL	EJE	TRAMO	B (cm.)	b (cm.)	L <sub>1</sub> (cm.)	h (cm.)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
SEMI	C	1-2	360	18	525	52.50	20 x 55	30 x 50	30 x 60
	C	2-3	360	18	700	70.00	20 x 70	30 x 60	30 x 60
SOTANO	C	3-4	360	18	520	52.00	20 x 55	30 x 50	30 x 60

NIVEL	EJE	TRAMO	B (cm)	b (cm)	L <sub>1</sub> (cm)	h (cm)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
SEMI	D	1-2	380	19	525	52.50	20x55	30x50	30x60
	D	2-3	380	19	700	70.00	20x70	30x60	30x60
SOTANO	D	3-4	380	19	520	52.00	20x55	30x50	30x60

Los ejes E,F y G tienen similares condiciones que los ejes C, B y A respectivamente, por lo que sus dimensiones son las mismas.

b) Vigas secundarias.-

EJE	TRAMO	B (cm)	b (cm)	L <sub>2</sub> (cm)	h (cm)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
2	A-B	612.50	30.63	350	26.92	35 x 30	30 x 35	30 x 35
2	B-C	612.50	30.63	340	26.15	35 x 30	30 x 35	30 x 35
2	C-D	612.50	30.63	380	29.23	35 x 30	30 x 35	30 x 35
2	D-E	612.50	30.63	380	29.23	35 x 30	30 x 35	30 x 35
2	E-F	612.50	30.63	340	26.15	35 x 30	30 x 35	30 x 35
2	F-G	612.50	30.63	350	26.92	35 x 30	30 x 35	30 x 35

EJE	TRAMO	B (cm)	b (cm)	L <sub>2</sub> (cm)	h (cm)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
3	B-C	610	30.50	340	26.15	35 x 30	30 x 35	30 x 35
3	E-F	610	30.50	340	26.15	35 x 30	30 x 35	30 x 35
3	F-G	610	30.50	350	26.92	35 x 30	30 x 35	30 x 35

EJE	TRAMO	B (cm)	B <sub>adic</sub> (cm)	b (cm)	L <sub>2</sub> (cm)	h (cm)	SECCION (b * h)	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
3A	C-D	612.50	30.15	32.13	380	29.23	35 x 30	30 x 35	30 x 35
3A	D-E	612.50	30.15	32.13	380	29.23	35 x 30	30 x 35	30 x 35

El  $B_{adic}$  se halla de la siguiente manera :

Peso por  $m^2$  de aligerado :

Peso del aligerado ( $t = 0.25$ m.)	300 $Kg/m^2$
Piso acabado	100 $Kg/m^2$
Tabiquería equivalente	150 $Kg/m^2$
	<hr/>
	550 $Kg/m^2$

Sobrecarga      500  $Kg/m^2$

$$W_u = 1.5 ( 550 ) + 1.8 ( 500 ) = 1,725 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_u = 1.725 \text{ Ton/m}^2$$

$$P = W_L * H_m * e_m \quad \text{---- (II.10)}$$

siendo :  $W_L$  = peso del ladrillo hueco.

$H_m$  = altura del muro.

$e_m$  = espesor del muro.

$$\text{Luego } P = 1,450 * 2.40 * 0.15 = 0.52 \text{ Ton/m}$$

Entonces, en (II.7)

$$B_{adic} = \frac{P}{W_u} = \frac{0.52 \text{ Ton/m}}{1.725 \text{ Ton/m}^2} = 0.3015 \text{ m.}$$

Luego, en las vigas tendremos que :

$$b = \frac{B + B_{adic}}{20}$$

$$b = \frac{612.50 + 30.15}{20} = 32.13 \text{ cm.}$$

El eje 4 tiene un análisis similar al eje 3 en sus tramos correspondientes; igualmente el eje 1 toma valores similares al eje 2 en los tramos similares respectivos.

### II.1.3.2.- Vigas principales y secundarias del primer piso.-

#### a) Vigas Principales.-

EJE	TRAMO	B (cm.)	b (cm.)	L <sub>1</sub> (cm.)	h (cm.)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
B	2-3	345	17.25	700	63.64	20 x 65	30 x 60	30 x 60
B	4-5	345	17.25	412.50	37.50	20 x 40	30 x 40	30 x 60
B	5-6	170	8.50	187.50	17.05	10 x 20	30 x 20	30 x 60

EJE	TRAMO	B (cm.)	b (cm.)	L <sub>1</sub> (cm.)	h (cm.)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
C	2-3	360	18	700	63.64	20 x 65	30 x 60	30 x 60
C	3-4	340	17	520	47.27	20 x 50	30 x 45	30 x 60
C	4-5	360	18	412.50	37.50	20 x 40	30 x 35	30 x 60
C	5-6	360	18	187.50	17.05	20 x 20	30 x 20	30 x 60

EJE	TRAMO	B (cm.)	b (cm.)	L <sub>1</sub> (cm.)	h (cm.)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
D	2-3	380	19	700	63.64	20 x 65	30 x 60	30 x 60
D	4A-5	380	19	160	14.55	20 x 15	30 x 15	30 x 60
D	5-6	380	19	187.50	17.05	20 x 20	30 x 20	30 x 60

Los ejes E y F son similares a los ejes C y B respectivamente. Para el eje G en el tramo 5-6 se considerará una viga similar a la correspondiente en el eje F. Las vigas de los ejes B1 y E1 serán similares a la de los ejes C y E en los tramos correspondientes.

b) Vigas Secundarias.-

EJE	TRAMO	B (cm.)	B <sub>adlc</sub> (cm.)	b (cm.)	L <sub>2</sub> (cm.)	h (cm.)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
2	A-B	350	43.68	19.68	350	26.92	20 x 30	30 x 35	30 x 35
2	B-C	350	43.68	19.68	340	26.15	20 x 30	30 x 35	30 x 35
2	C-D	350	43.68	19.68	380	29.23	20 x 30	30 x 35	30 x 35
2	D-E	350	43.68	19.68	380	29.23	20 x 30	30 x 35	30 x 35
2	E-F	350	43.68	19.68	340	26.15	20 x 30	30 x 35	30 x 35
2	F-G	350	43.68	19.68	350	26.92	20 x 30	30 x 35	30 x 35

EJE	TRAMO	B (cm.)	B <sub>adlc</sub> (cm.)	b (cm.)	L <sub>2</sub> (cm.)	h (cm.)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
3	A-B	350	43.68	19.68	350	26.92	20 x 30	30 x 30	30 x 35
3	B-C	610	43.68	32.68	340	26.15	35 x 30	30 x 35	30 x 35
3	E-F	610	43.68	32.68	340	26.15	35 x 30	30 x 35	30 x 35
3	F-G	350	43.68	19.68	350	26.92	20 x 30	30 x 30	30 x 35

EJE	TRAMO	B (cm.)	B <sub>adlc</sub> (cm.)	b (cm.)	L <sub>2</sub> (cm.)	h (cm.)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
4	A-B	206.25	43.68	12.50	350	26.92	15 x 30	30 x 25	30 x 30
4	B-C	466.25	43.68	25.50	340	26.15	30 x 30	30 x 30	30 x 30
4	C-C1	466.25	43.68	25.50	340	26.15	30 x 30	30 x 30	30 x 30
4	D1-E	206.25	43.68	12.50	350	26.92	15 x 30	30 x 25	30 x 30
4	E-F	466.25	-	23.31	200	15.38	25 x 20	30 x 20	30 x 30
4	F-G	466.25	-	23.31	200	15.38	25 x 20	30 x 20	30 x 30

EJE	TRAMO	B (cm.)	B <sub>adlc</sub> (cm.)	b (cm.)	L <sub>2</sub> (cm.)	h (cm.)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
5	A-B	206.25	43.68	12.50	350	26.92	15 x 30	30 x 25	30 x 25
5	B-C	300	-	15	340	26.15	15 x 30	30 x 25	30 x 25
5	C-D	300	-	15	380	29.23	15 x 30	30 x 25	30 x 25
5	D-E	300	-	15	380	29.23	15 x 30	30 x 25	30 x 25
5	E-F	300	-	15	340	26.15	15 x 30	30 x 25	30 x 25
5	F-G	300	-	15	350	26.92	15 x 30	30 x 25	30 x 25

EJE	TRAMO	B (cm.)	B <sub>adic</sub> (cm.)	b (cm.)	L <sub>2</sub> (cm.)	h (cm.)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
6	A-B	93.75	20.47	5.71	350	26.92	10 x 35	35 x 20	35 x 20
6	B-C	93.75	20.47	5.71	340	26.15	10 x 30	35 x 20	35 x 20
6	C-D	93.75	20.47	5.71	380	29.23	10 x 30	35 x 20	35 x 20
6	D-E	93.75	20.47	5.71	380	29.23	10 x 30	35 x 20	35 x 20
6	E-F	93.75	20.47	5.71	340	26.15	10 x 30	35 x 20	35 x 20
6	F-G	93.75	20.47	5.71	350	26.92	10 x 35	35 x 20	35 x 20

### II.1.3.3.- Vigas principales y secundarias del segundo al décimo piso (Planta típica).-

#### a) Vigas Principales.-

EJE	TRAMO	B (cm.)	b (cm.)	L <sub>1</sub> (cm.)	h (cm.)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
B	2-3	345	17.25	700	63.64	20 x 65	30 x 60	30 x 60
B	4-5	345	17.25	412.50	37.50	20 x 40	30 x 40	30 x 60
B	5-6	170	8.50	187.50	17.05	10 x 20	30 x 20	30 x 60

EJE	TRAMO	B (cm.)	b (cm.)	L <sub>1</sub> (cm.)	h (cm.)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
C	2-3	360	18	700	63.64	20 x 65	30 x 60	30 x 60
C	3-4	340	17	520	47.27	20 x 50	30 x 45	30 x 60
C	4-5	360	18	421.50	37.50	20 x 40	30 x 35	30 x 60
C	5-6	360	18	187.50	17.05	20 x 20	30 x 20	30 x 60

EJE	TRAMO	B (cm.)	b (cm.)	L <sub>1</sub> (cm.)	h (cm.)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
D	2-3	380	19	700	63.64	20 x 65	30 x 60	30 x 60
D	4A-5	380	19	160	14.55	20 x 15	30 x 15	30 x 60
D	5-6	380	19	187.50	17.05	20 x 20	30 x 20	30 x 60

Los ejes E y F son similares a los ejes C y B respectivamente. Para el eje G en el tramo 5-6 se considerará una viga similar a la correspondiente en el eje F.

b) Vigas secundarias.-

Las vigas secundarias de los ejes 2 y 3 son similares a las respectivas del primer piso.

EJE	TRAMO	B (cm.)	B <sub>adic</sub> (cm.)	b (cm.)	L <sub>2</sub> (cm.)	h (cm.)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
4	A-B	206.3	43.68	12.50	350	26.92	15 x 30	30 x 25	30 x 30
4	B-C	466.3	43.68	25.50	340	26.15	30 x 30	30 x 30	30 x 30
4	C-C1	466.3	-	23.31	200	15.38	25 x 20	30 x 20	30 x 30
4	D1-E	466.3	-	23.31	200	15.38	25 x 20	30 x 20	30 x 30
4	E-F	466.3	43.68	25.50	340	26.15	30 x 30	30 x 30	30 x 30
4	F-G	206.3	43.68	12.50	350	26.92	15 x 30	30 x 25	30 x 30

EJE	TRAMO	B (cm.)	B <sub>adic</sub> (cm.)	b (cm.)	L <sub>2</sub> (cm.)	h (cm.)	SECCION b * h	SECCION 1 b * h	SECCION 2 b * h
5	A-B	206.3	43.68	12.50	350	26.92	15 x 30	30 x 25	30 x 25
5	B-C	300	-	15	340	26.15	15 x 30	30 x 25	30 x 25
5	C-D	300	-	15	380	29.23	15 x 30	30 x 25	30 x 25
5	D-E	300	-	15	380	29.23	15 x 30	30 x 25	30 x 25
5	E-F	300	-	15	340	26.15	15 x 30	30 x 25	30 x 25
5	F-G	300	-	15	350	26.92	15 x 30	30 x 25	30 x 25

II.1.4.- Predimensionamiento de columnas.-

Para éste predimensionamiento utilizaremos el Método del Dr. Yamashiro el cual consta de lo siguiente :

\* Condiciones generales.-

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Cuantía de columna del orden del 2%

USO : Viviendas y/u oficinas.

Edificaciones de 5 a 10 pisos.

Luces de 4, 6 y hasta 8 m.

Además se recomienda que :

- a) La distribución en planta de las columnas debe ser más o menos simétrica.
- b) Las losas de los pisos deben ser armadas en un solo sentido.
- c) La sobrecarga promedio no debe exceder de 250 Kg/m<sup>2</sup> en los niveles típicos.

Tendremos los siguientes tipos de columnas :

C1 : columna central.

C2 : columna extrema de un pórtico interior principal.

C3 : columna extrema de un pórtico interior secundario.

C4 : columna de esquina.

Fórmula a usar :  $Ag = K * At$  ---- (II.11)

donde :  $Ag$  = área de la sección recta de la columna

$K$  = coeficiente cuyo valor se obtendrá de la tabla (2.1)

$At$  = área tributaria acumulada

VALORES		DEL					COEFICIENTE				K
PISO	LUZ (m.)	AREA TRIB. POR PISO	TIPO DE COLUMNA								
			C1	C2	C3	C4					
ANTE PENUL TIMO	4	16	0.0013	0.0025	0.0022	0.0040					
	6	36	0.0011	0.0020	0.0016	0.0028					
	8	64	0.0011	0.0017	0.0015	0.0023					
SEGUNDO	4	16	0.0011	0.0014	0.0014	0.0021					
	6	36	0.0012	0.0014	0.0014	0.0015					
	8	64	0.0012	0.0014	0.0014	0.0015					

Tabla (2.1)

El procedimiento consiste en dimensionar columnas del segundo y antepenúltimo nivel, es decir hallar :

$$Ag_2 = K * At \quad \text{---- (II.12)}$$

$$Ag_{n-2} = K * At \quad \text{---- (II.13)}$$

En una primera instancia se asumen columnas cuadradas, después dimensionamos las columnas entre el segundo y antepenúltimo nivel mediante interpolación lineal; la columna del primer nivel se obtendrá mediante extrapolación lineal y las de los últimos niveles se considerarán similares a las del antepenúltimo nivel.

A continuación se detallan en cuadros los resultados obtenidos :

- Segundo nivel (primer piso).-

Columnas tipo C2

EJE	ALTURA (m.)	AREA TRIBUT. POR PISO (m <sup>2</sup> .)	# PISOS	AREA TOTAL TRIB. (m <sup>2</sup> .)	K	AREA DE COLUMNA Ag (cm <sup>2</sup> .)	SECCION
B-2	2.40	12.08	10	120.80	0.0014	1,691.20	30 x 60
B-3	2.40	12.08	10	120.80	0.0014	1,691.20	30 x 60
B-4	2.40	7.12	10	71.20	0.0014	996.80	30 x 35
B-5	2.40	13.58	10	135.80	0.0014	1,901.20	30 x 70

EJE	ALTURA (m.)	AREA TRIB. POR PISO (m <sup>2</sup> .)	# PISOS	AREA TOTAL TRIB. (m <sup>2</sup> .)	K	AREA DE COLUMNA Ag (cm <sup>2</sup> .)	SECCION
C-2	2.40	12.60	10	126.00	0.0014	1,764.00	30 x 60
C-5	2.40	14.18	10	141.80	0.0014	1,985.20	30 x 70

EJE	ALTURA (m.)	AREA TRIB. POR PISO (m <sup>2</sup> .)	# PISOS	AREA TRIB. TOTAL (m <sup>2</sup> .)	K	AREA DE COLUMNA Ag (cm <sup>2</sup> .)	SECCION
D-2	2.40	13.30	10	133.00	0.0014	1,862.00	30 x 65
D-3	2.40	13.30	10	133.00	0.0014	1,862.00	30 x 65
D-5	2.40	14.96	10	149.60	0.0014	2,094.40	30 x 70

Las columnas correspondientes a los ejes E y F son similares a las correspondientes a los ejes C y B.

#### Columnas tipo C4

EJE	ALTURA (m.)	AREA TRIB. POR PISO (m <sup>2</sup> .)	# PISOS	AREA TRIB. TOTAL (m <sup>2</sup> .)	K	AREA DE COLUMNA Ag (cm <sup>2</sup> .)	SECCION
C-3	2.40	18.91	10	189.10	0.0020	3,782.00	30 x 130
C-4	2.40	14.45	10	144.50	0.0021	3,034.50	30 x 105

Las columnas del eje E son similares a las correspondientes en el eje C.

- Antepenúltimo nivel (octavo piso).-

#### Columnas tipo C2

EJE	ALTURA (m.)	AREA TRIBUT. POR PISO (m <sup>2</sup> .)	# PISOS	AREA TOTAL TRIB. (m <sup>2</sup> .)	K	AREA DE COLUMNA Ag (cm <sup>2</sup> .)	SECCION
B-2	2.40	12.08	3	36.24	0.0026	942.24	30 x 35
B-3	2.40	12.08	3	36.24	0.0026	942.24	30 x 35
B-4	2.40	7.12	3	21.36	0.0027	576.72	30 x 30
B-5	2.40	13.58	3	40.74	0.0026	1059.24	30 x 40

EJE	ALTURA (m.)	AREA TRIB. POR PISO (m <sup>2</sup> .)	# PISOS	AREA TOTAL TRIB. (m <sup>2</sup> .)	K	AREA DE COLUMNA Ag (cm <sup>2</sup> .)	SECCION
C-2	2.40	12.60	3	37.80	0.0026	982.80	30 x 35
C-5	2.40	14.18	3	42.54	0.0025	1,063.50	30 x 40

EJE	ALTURA (m.)	AREA TRIB. POR PISO (m <sup>2</sup> .)	# PISOS	AREA TRIB. TOTAL (m <sup>2</sup> .)	K	AREA DE COLUMNA Ag (cm <sup>2</sup> .)	SECCION
D-2	2.40	13.30	3	39.90	0.0026	1,037.40	30 x 35
D-3	2.40	13.30	3	39.90	0.0026	1,037.40	30 x 35
D-5	2.40	14.96	3	44.88	0.0025	1,122.00	30 x 40

Las columnas correspondientes a los ejes E y F son similares a los correspondientes a los ejes C y B.

#### Columnas tipo C4

EJE	ALTURA (m.)	AREA TRIB. POR PISO (m <sup>2</sup> .)	# PISOS	AREA TRIB. TOTAL (m <sup>2</sup> .)	K	AREA DE COLUMNA Ag (cm <sup>2</sup> .)	SECCION
C-3	2.40	18.91	3	56.73	0.0038	2,155.74	30 x 75
C-4	2.40	14.45	3	43.35	0.0041	1,177.35	30 x 60

En zonas muy sísmicas debemos verificar estas dimensiones para que las columnas no fallen por aplastamiento debido al efecto de la carga axial. Para tal efecto tendremos que :

$$n = \frac{P}{f'c b D} \leq 0.25 \quad \text{---- (II.14)}$$

Si  $n > 1/3 \rightarrow$  Falla frágil por aplastamiento del concreto.

Si  $n < 1/3 \rightarrow$  Falla dúctil

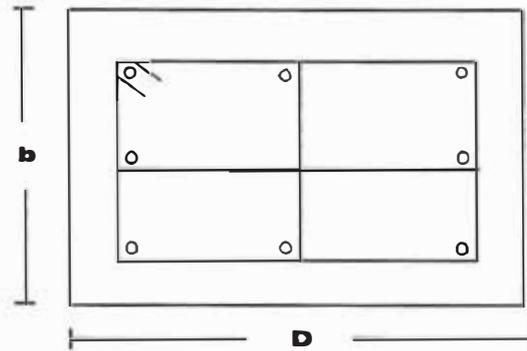
Siendo :  $n =$  índice de la carga axial ( $n \leq 0.25$ )

$P =$  carga actuante sobre la columna

$f'c =$  esfuerzo de compresión del concreto

$b =$  menor dimensión de la columna

$D =$  mayor dimensión de la columna



Además :  $P = 1.25 * P_s = 1.25 * W * A_t * \# \text{ pisos}$

Siendo W la carga actuante por  $m^2$

Aligerado 20cm.                      300  $Kg/m^2$

Acabados                                150  $Kg/m^2$

Tabiquería                              150  $Kg/m^2$

S/C                                         200  $Kg/m^2$

Peso de vigas                         100  $Kg/m^2$

Peso de columnas                    50  $Kg/m^2$

---


$$W = 950 \text{ Kg/m}^2$$

$$= 0.95 \text{ Ton/m}^2$$

$A_t = \text{área tributaria}$

Analizamos la columna con mayor área tributaria total.

- 2° piso. -

Columna tipo C2

La columna D-5 (30 x 70)  $\rightarrow b = 30, D = 70$

$$A_t \text{ total} = A_t * \# \text{ pisos} = 149.60 \text{ m}^2$$

$$P_s = 0.95 \text{ Ton/m}^2 * 149.60 \text{ m}^2 = 142.12 \text{ Ton.}$$

$$P = 1.25 (142.12) = 177.65 \text{ Ton.}$$

Para un concreto de  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  tendremos :

$$n = \frac{P}{f'cbD} = \frac{177.65 \text{ Ton}}{210 \text{ Kg/cm}^2 * 30\text{cm} * 70\text{cm}} * \frac{1000 \text{ Kg}}{1 \text{ Ton}} = 0.40 > 0.25$$

Luego para una dimensión de (30 x 120)  $\rightarrow b = 30, D = 120$

$$n = \frac{177.65 * 1000 \text{ Kg}}{210 \text{ Kg/cm}^2 * 30\text{cm} * 120\text{cm}} = 0.23 \leq 0.25 \quad \checkmark \text{ OK !}$$

#### Columna tipo C4

La columna C-3 (30 x 150)  $\rightarrow b = 30, D = 150$

$$A_t \text{ total} = A_t * \# \text{ pisos} = 189.10 \text{ m}^2$$

$$P = 1.25 * 0.95 \text{ Ton/m}^2 * 189.10 \text{ m}^2 = 224.56 \text{ Ton}$$

Para un concreto de  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  tendremos :

$$n = \frac{P}{f'cbD} = \frac{224.56 * 1000 \text{ Kg}}{210 \text{ Kg/cm}^2 * 30\text{cm} * 150\text{cm}} = 0.24 \leq 0.25 \quad \checkmark \text{ OK !}$$

#### Antepenúltimo piso.-

##### Columna tipo C2

La columna D-5 (30 x 40)  $\rightarrow b=30, D = 40$

$$A_t \text{ total} = A_t * \# \text{ pisos} = 44.88 \text{ m}^2$$

$$P = 1.25 * 0.95 \text{ Ton/m}^2 * 44.88 \text{ m}^2 = 53.30 \text{ Ton}$$

Para un concreto de  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  tendremos :

$$n = \frac{P}{f'cbD} = \frac{53.30 * 1000 \text{ Kg}}{210 \text{ Kg/cm}^2 * 30\text{cm} * 40\text{cm}} = 0.14 \leq 0.25 \quad \checkmark \text{ OK !}$$

#### Columna tipo C4

La columna C-3 (30 X 75)  $\rightarrow b = 30, D = 75$

$$At \text{ total} = At * \# \text{ pisos} = 56.73 \text{ m}^2$$

$$P = 1.25 * 0.95 \text{ Ton/m}^2 * 56.73 \text{ m}^2 = 67.36 \text{ Ton}$$

Para un concreto de  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  tendremos :

$$n = \frac{P}{f'cbD} = \frac{67.36 * 1000 \text{ Kg}}{210 \text{ Kg/cm}^2 * 30\text{cm} * 75\text{cm}} = 0.14 \leq 0.25 \quad \checkmark \text{ OK !}$$

Luego uniformizando las columnas obtendremos en los respectivos ejes las siguientes dimensiones :

- 2° piso.-

EJE	SECCION
B-2	30 x 120
B-3	30 x 120
B-4	30 x 120
B-5	30 x 120

EJE	SECCION
C-2	30 x 120
C-3	30 x 150
C-4	30 x 150
C-5	30 x 120

EJE	SECCION
D-2	30 x 120
D-3	30 x 120
D-5	30 x 120

EJE	SECCION
E-2	30 x 120
E-3	30 x 150
E-4	30 x 150
E-5	30 x 120

EJE	SECCION
F-2	30 x 120
F-3	30 x 120
F-4	30 x 120
F-5	30 x 120

Antepenúltimo piso.-

EJE	SECCION
B-2	30 x 40
B-3	30 x 40
B-4	30 x 40
B-5	30 x 40

EJE	SECCION
C-2	30 x 40
C-3	30 x 75
C-4	30 x 75
C-5	30 x 40

EJE	SECCION
D-2	30 x 40
D-3	30 x 40
D-5	30 x 40

EJE	SECCION
E-2	30 x 40
E-3	30 x 75
E-4	30 x 75
E-5	30 x 40

EJE	SECCION
F-2	30 x 40
F-3	30 x 40
F-4	30 x 40
F-5	30 x 40

Para el semi-sótano en lo que corresponde a las columnas del eje 1 asumimos dimensiones tales como las columnas intermedias del edificio para el tipo C2 eje que sólo cargan un piso, pero no podemos ponerlas muy esbeltas ya que originaría un cambio brusco de dimensiones de columnas (por tanto de rigidez) en una misma planta.

Luego ,

EJE	SECCION
B-1	30 x 60
C-1	30 x 60
D-1	30 x 60
E-1	30 x 60
F-1	30 x 60

COLUMNAS C = 2

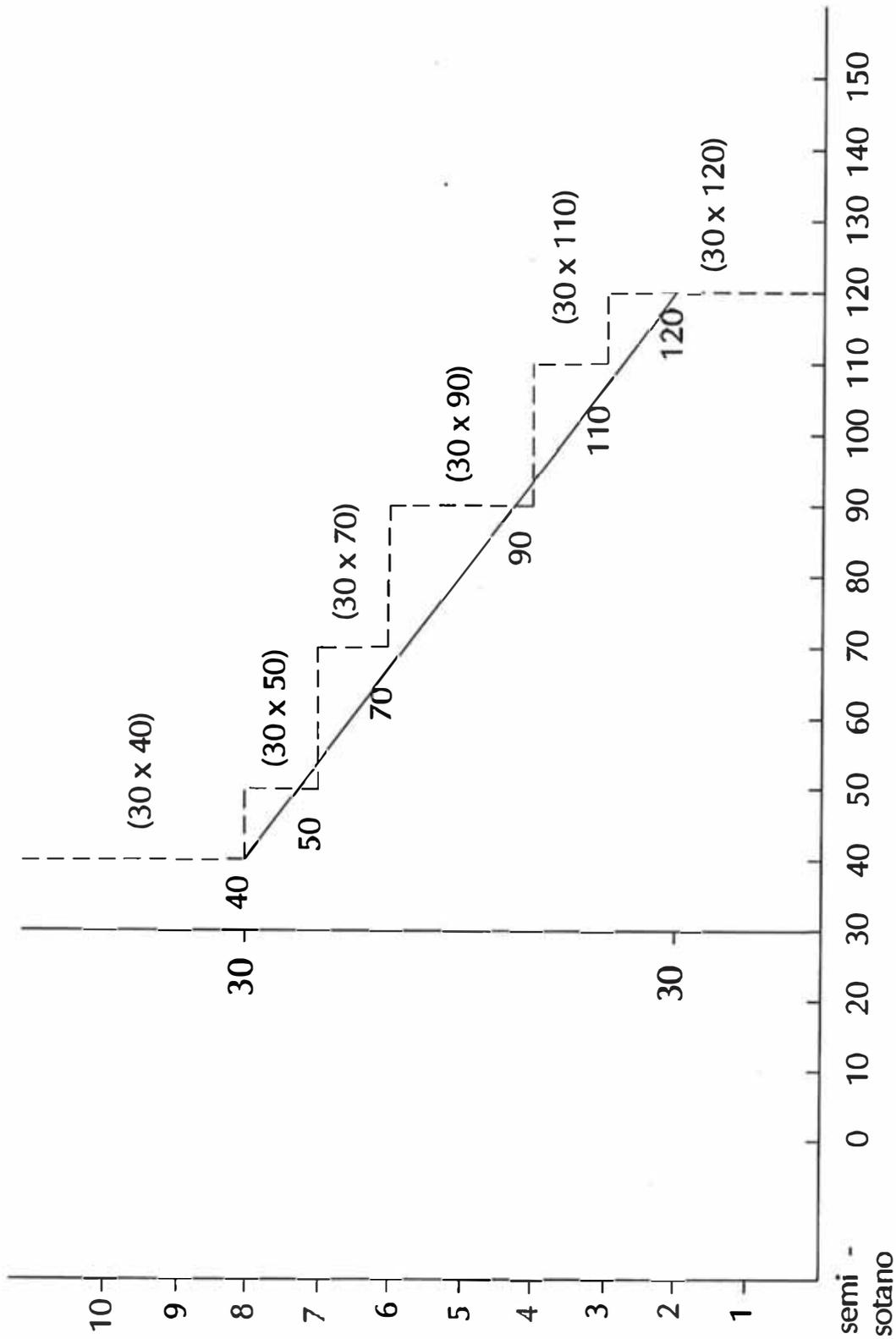


FIG ( II . 1 ) Uniformizacion de Columnas tipo C2

COLUMNAS  $C = 4$

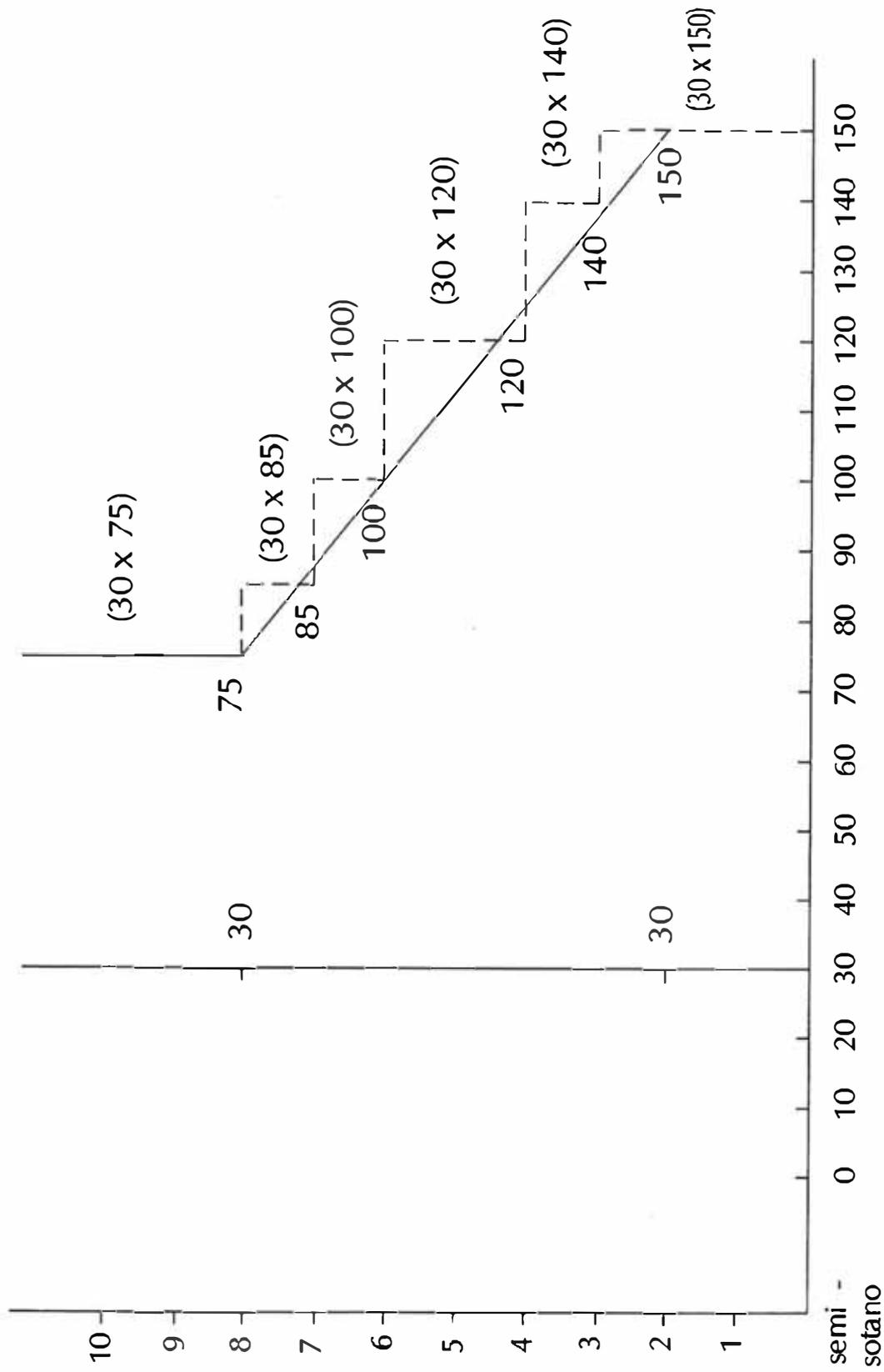


FIG ( II . 2 ) Uniformizacion de Columnas tipo C4

## II.1.5.- Predimensionamiento de placas.-

Según la Norma E-060 de Concreto Armado en su Capítulo 15, Muros, nos dice :

15,3 Muros diseñados como elementos de compresión

... El espesor mínimo a usarse será  $1/25$  de su altura o su longitud, la que sea menor pero no menos de 10 cm.

15,4 Muros de corte

15,4.1.2 El espesor mínimo para los muros de corte será de 10 cm.

15,4.1.3 En el caso de muros de corte coincidentes con muros exteriores de sótano, el espesor mínimo será de 20 cm.

Entonces, trabajando con las placas del eje A tramos entre 4-5 y 2-3.

Entre 4-5

$$\therefore e = \frac{h}{25} = \frac{26.4 \text{ cm}}{25} = 1.06 \text{ cm}$$

$$e = \frac{L}{25} = \frac{412.50 \text{ cm}}{25} = 16.5 \text{ cm} > 10 \text{ cm}$$

$\therefore$  espesor de placa = 20 cm

Entre 2-3

$$\therefore e = \frac{h}{25} = \frac{26.4 \text{ cm}}{25} = 1.06 \text{ cm}$$

$$e = \frac{L}{25} = \frac{700 \text{ cm}}{25} = 28 \text{ cm}$$

∴ espesor de la placa = 30 cm

Tomaremos un promedio de ambas. Entonces :

$$e_{\text{placas}} = 25 \text{ cm}$$

## II.2.- Metrado de cargas.-

### II.2.1.- Condiciones Generales.-

Una vez definida las dimensiones de todos los elementos estructurales de nuestra edificación, procedemos al correspondiente metrado de cargas que actúan sobre dichos elementos.

Por aplicación práctica consideraremos sólo distribuciones lineales, omitiendo consideraciones de cargas puntuales o demás tipos de cargas que pudieran aparecer. La demostración más clara está en la consideración de las sobrecargas que recomiendan las diferentes normas de diseño, las cuales siguen distribuciones lineales.

### II.2.2.- Metrado de cargas por pórticos.-

	Aligerada	Maciza
Espesor de losa ( $h = 0.20 \text{ cm}$ )	300 $\text{Kg/m}^2$	500 $\text{Kg/m}^2$
Piso acabado	100 $\text{Kg/m}^2$	100 $\text{Kg/m}^2$
Cielorraso	50 $\text{Kg/m}^2$	50 $\text{Kg/m}^2$
Tabiquería equivalente	150 $\text{Kg/m}^2$	150 $\text{Kg/m}^2$
	600 $\text{Kg/m}^2$	800 $\text{Kg/m}^2$

Sobrecarga (2° - 10° piso) 250 Kg/m<sup>2</sup>  
 (semi-sótano - 1 piso) 500 Kg/m<sup>2</sup>

\* Techo semi-sótano.-

a) Pórticos Principales

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
B	1-2	432	1860	2.29	1.55
B	2-3	432	1860	2.29	1.55

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
C	1-2	432	1,980	2.41	1.65
C	2-3	432	1,980	2.41	1.65
C	3-4	432	1,400	1.83	0.95

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
D	1-2	432	2,100	-	-	2.53	1.75
D	2-3	432	2,100	-	-	2.53	1.75
D	3-4	432	2,800	870	753.36	4.86	1.75

El W<sub>muro</sub> ha sido calculado de la siguiente manera :

Espesor del muro = 0.25 m

Altura del muro = 2.40 m

Peso por m<sup>3</sup> de muro = 1,450 Kg

W<sub>muro</sub> = 0.25 \* 2.40 \* 1,450 = 870 Kg/m

EJE	TRAMO	$W_{vigas}$	$W_{aligerado}$	$W_{muro}$	$W_{escal}$	D (Ton/m)	L (Ton/m)
E	1-2	432	1,980	-	-	2.41	1.65
E	2-3	432	1,980	-	-	2.41	1.65
E	3-4	432	2,330	870	241.42	3.87	1.65

$$\text{El } W_{vigas} = 0.30 \times 0.60 \times 2400 = 432 \text{ Kg/m}$$

$$\text{El } W_{aligerado} = [\{3.40 + 3.80\} / 2 - 0.30] \times 600 = 1980 \text{ Kg/m}$$

$$D = [W_{vigas} + W_{aligerado}] / 1000 = 2.41$$

$$L = [(3.40 + 3.80) / 2 - 0.30] \times 500 = 1.65$$

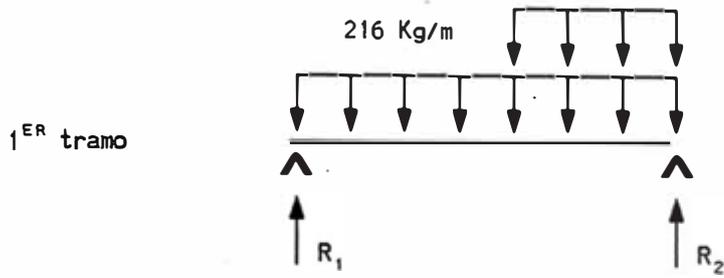
EJE	TRAMO	$W_{vigas}$	$W_{aligerado}$	$W_{muro}$	D (Ton/m)	L (Ton/m)
F	1-2	432	1,860	-	2.29	1.55
F	2-3	432	1,860	-	2.29	1.55
F	3-4	432	1,860	870	3.16	1.55

#### b) Pórticos Secundarios

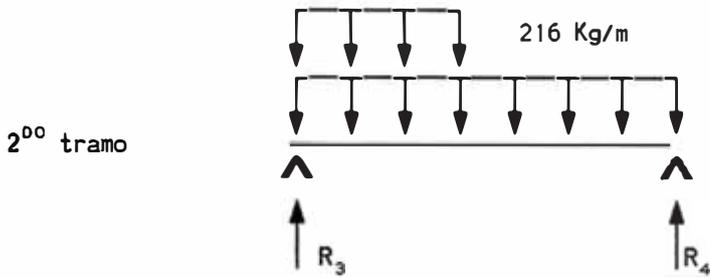
EJE	TRAMO	$W_{vigas}$	$W_{aligerado}$	D (Ton/m)	L (Ton/m)
2	A-B	252	1,020	1.27	0.85
2	B-C	252	1,020	1.27	0.85
2	C-D	252	1,020	1.27	0.85
2	D-E	252	1,020	1.27	0.85
2	E-F	252	1,020	1.27	0.85
2	F-G	252	1,020	1.27	0.85

Para el  $W_{aligerado}$  se está considerando un ancho tributario de 2m.

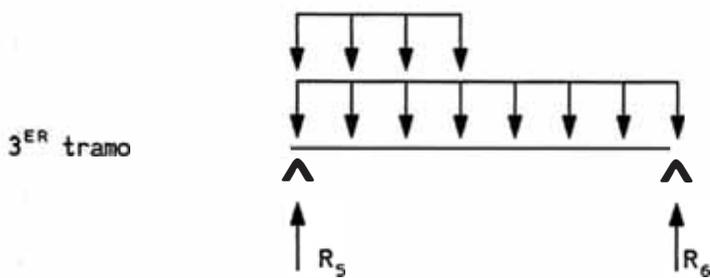
Escalera Tipo I



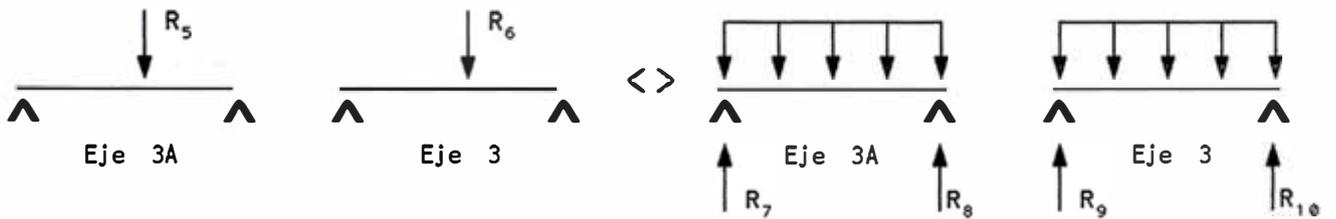
escalera 1<sup>ER</sup> tramo  
viga .30 x .30



escalera 2<sup>DO</sup> tramo  
viga .25 x .30



escalera 3<sup>ER</sup> tramo  
viga .20 x .40



La escalera se apoya en cada tramo sobre una viga de .30 x .30

Peso propio de la viga = .30 x .30 x 2400 = 216 Kg/m

Para el 1<sup>ER</sup> tramo



Hallamos el peso de la escalera en cada tramo

1<sup>ER</sup> tramo

Parte inclinada

$$\text{Losa} : \frac{1}{.25} \cdot .15 \times .25 \times 1 \times 2400 \frac{1}{\text{Cos}} = 435.35 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Grados} : \frac{1}{.25} \frac{.17 \times .25}{2} \times 1 \times 2400 = 204 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Piso acabado} : \frac{1}{.25} (.17 + .25) \times 1 \times 100 = 168 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Revoque inferior} : \frac{(1 \times 1) 50}{\text{Cos}} = 50 \text{ Kg/m}$$

Parte horizontal :

$$W_0 = 857.35 \text{ Kg/m}$$

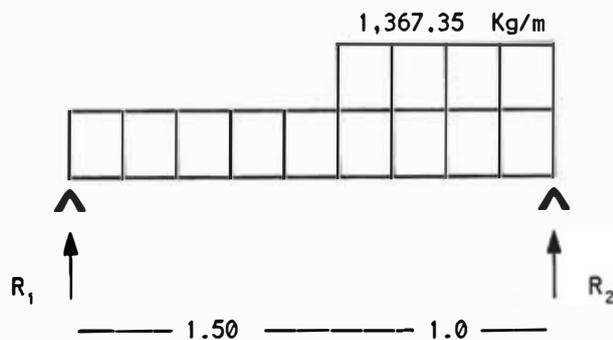
$$\text{Losa} = .15 \times 1 \times 1 \times 2400 = 360 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Piso acabado} = 1 \times 1 \times 100 = 100 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Revoque inferior} = 1 \times 1 \times 50 = 50 \text{ Kg/m}$$

$$W_0 = 510 \text{ Kg/m}$$

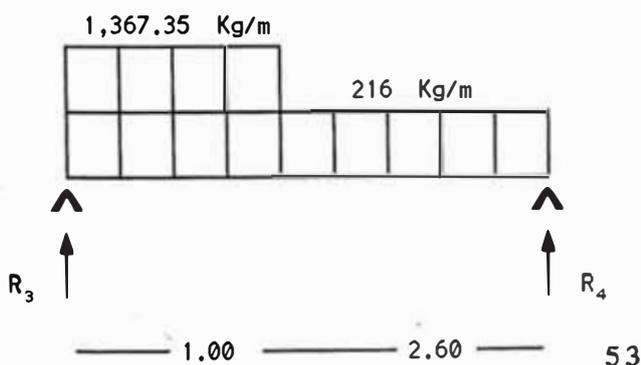
$$\text{Luego } W_{1\text{ER TRAMO}} = 1,367.35 \text{ Kg/m}$$



$$R_1 = \frac{1,367.35 (1)^2}{2 \times 2.5} = 273.47 \text{ Kg}$$

$$R_2 = \frac{1,367.35 (1) (1 + 3)}{2 \times 2.5} = 1,093.88 \text{ Kg}$$

2<sup>DO</sup> tramo La carga distribuida es similar



$$R_3 = \frac{216 \times 3.60}{2} + \frac{1367.35 (1) (1 + 5.20)}{2 \times 3.60}$$

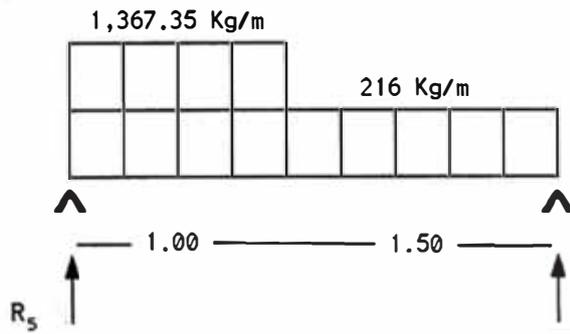
$$R_3 = 1566.24 \text{ Kg}$$

$$R_4 = \frac{216 \times 3.60}{2} + \frac{1367.35 (1)^2}{2 \times 3.60}$$

$$R_4 = 578.71 \text{ Kg}$$

3<sup>ER</sup> tramo La carga distribuida es similar

Luego



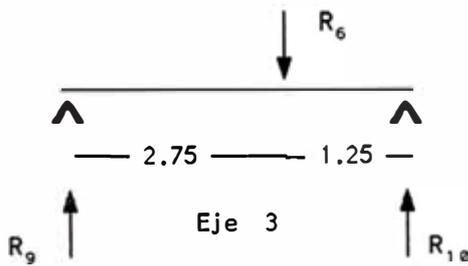
$$R_5 = \frac{216 \times 2.50}{2} + \frac{1,367.35 \times (1) (1 + 3)}{2 \times 2.50}$$

$$R_5 = 1566.24 \text{ Kg}$$

$$R_6 = \frac{216 \times 2.50}{2} + \frac{1,367.35 \times (1)^2}{2 \times 2.50}$$

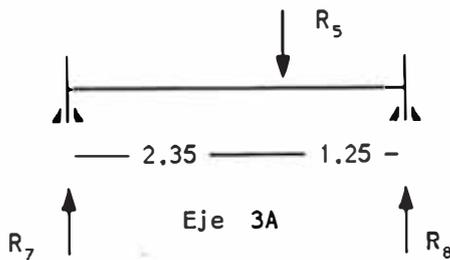
$$R_6 = 543.47 \text{ Kg}$$

pero estas tienen su acción sobre las vigas secundarias de los ejes 3 y 3A tal como se muestra en el siguiente grafico



$$R_9 = \frac{(543.47) 1.25}{3.60} = 188.70 \text{ Kg}$$

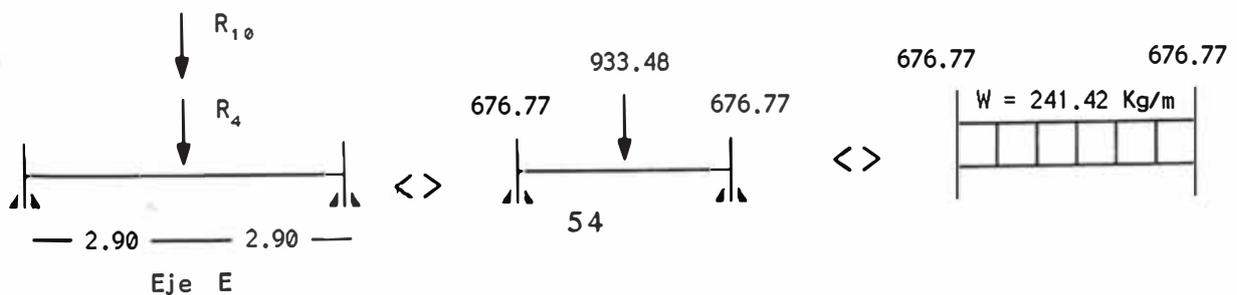
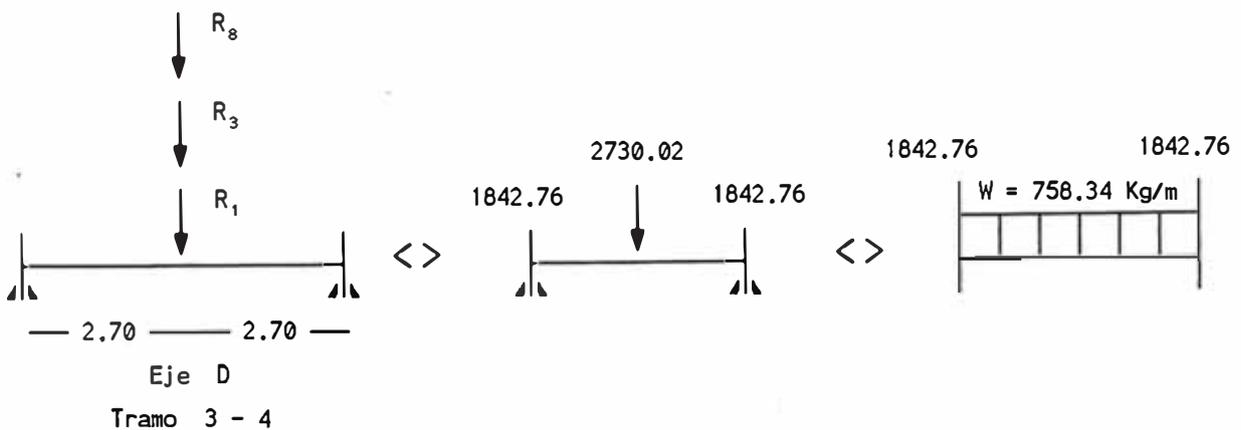
$$R_{10} = \frac{543.47 \times 2.35}{3.60} = 354.77 \text{ Kg}$$



$$R_7 = \frac{1,367.88 (1.25)}{3.60} = 473.57 \text{ Kg}$$

$$R_8 = \frac{1,367.88 (2.35)}{3.60} = 890.31 \text{ Kg}$$

Luego, las resultantes en los ejes principales serán :



EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
3	B-C	252	1,020	-	-	1.27	0.35
3	E-F	252	1,020	522	-	1.79	0.85
3	F-G	252	1,020	-	-	1.27	0.35

\* Techo primer piso

a) Pórticos Principales

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
B	2-3	432	1,680	-	-	2.11	1.55
B	3-4	432	1,680	-	-	2.11	1.55
B	4-5	432	1,680	-	-	2.11	1.55

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
C	2-3	468	1,980	-	-	2.45	1.73
C	3-4	468	1,400	522	-	2.39	0.95
C	4-5	468	1,400	522	-	2.39	0.95
C1	4-4A	180	740	-	-	0.92	0.90

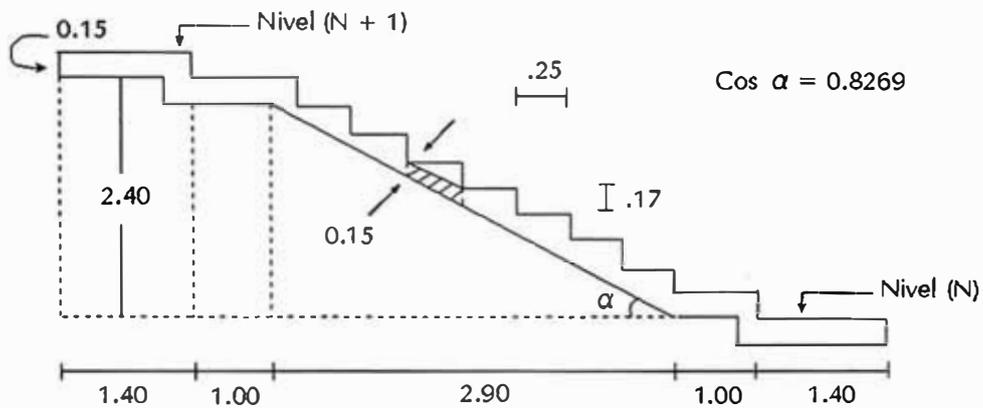
EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
D	2-3	432	2,100	-	-	2.53	1.83
D	3-4	432	2,800	870	-	4.10	1.83
D	4A-5	432	2,100	522	-	3.05	1.83
D1	4-4A	180	740	-	-	0.92	0.90

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
E	2-3	468	1,980	-	-	2.45	1.73
E	3-4	468	2,330	522	938.51	4.08	1.73
E	4-5	468	2,330	522	-	3.32	1.73

EJE	TRAMO	$W_{vigas}$	$W_{aligerado}$	$W_{muro}$	$W_{escal}$	D (Ton/m)	L (Ton/m)
F	2-3	432	1,680	-	-	2.11	1.55
F	3-4	432	1,680	-	-	2.11	1.55
F	4-5	432	1,680	-	-	2.11	1.55

Para  $W_{escal}$  se puso el mayor de ambas escaleras

### Escalera Tipo II



Hallamos el peso de la escalera en todo el tramo

### Parte inclinada

$$\text{losa} : \frac{1}{.25} \left( .15 * 0.25 * 1.20 * 2400 \right) \frac{1}{\text{Cos } \alpha} = 522.43 \text{ Kg/m}$$

$$\text{gradas} : \frac{1}{.25} \left( \frac{.17 * .25}{2} \right) * 1.20 * 2400 = 244.80 \text{ Kg/m}$$

$$\text{piso acabado} : \frac{1}{.25} ( .17 * .25 ) * 1.20 * 100 = 201.60 \text{ Kg/m}$$

$$\text{revoque inferior} : \frac{(1 * 1.20) 50}{\text{Cos } \alpha} = 72.56 \text{ Kg/m}$$

$$\Sigma w_D = 1041.39 \text{ Kg/m}$$

Parte horizontal

losa :  $2 * 0.15 * 1.20 * 1 * 2400 + 0.15 * 1.40 * 1.20 * 2400 = 1468.80 \text{ Kg/m}$

piso acabado :  $2 * 1 * 1.20 * 100 + 1.40 * 1.20 * 100 = 408.00 \text{ Kg/m}$

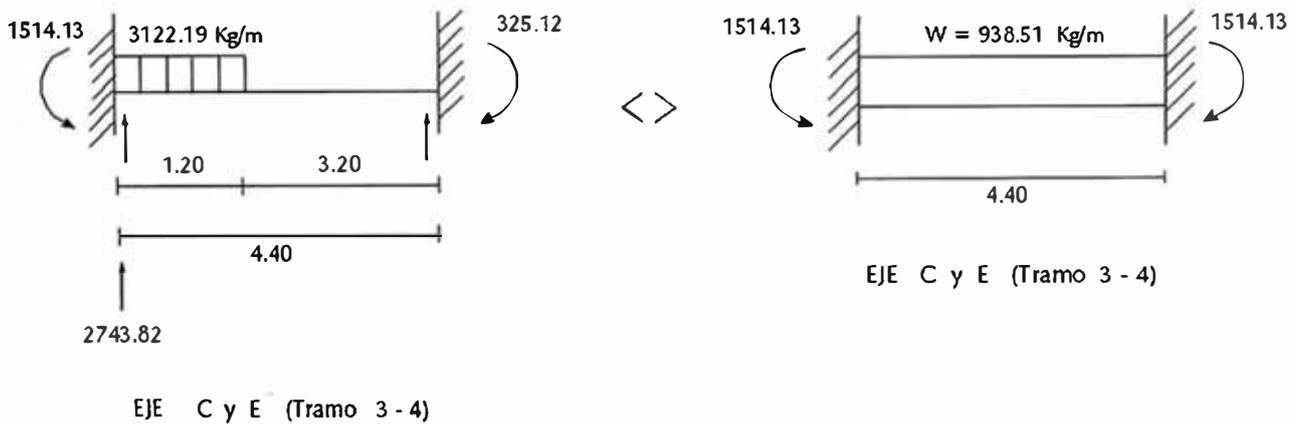
revoque inferior :  $2 * 1 * 1.20 * 50 + 1.40 * 1.20 * 50 = 204.00 \text{ Kg/m}$

---

$\Sigma w_D = 2080.80 \text{ Kg/m}$

Luego,  $W = 1041.39 + 2080.80 = 3122.19 \text{ Kg/m}$

Esta carga se reparte de la siguiente forma



**b) Pórticos Secundarios**

EJE	TRAMO	$W_{vigas}$	$W_{aligerado}$	$W_{muro}$	$W_{escal}$	D (Ton/m)	L (Ton/m)
2	A-B	252	420	-	-	0.67	0.50
2	B-C	252	420	-	-	0.67	0.50
2	C-D	252	420	-	-	0.67	0.50
2	D-E	252	420	-	-	0.67	0.50
2	E-F	252	420	-	-	0.67	0.50
2	F-G	252	420	-	-	0.67	0.50

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
3	A-B	252	420	-	-	0.67	0.35
3	B-C	252	420	-	-	0.67	0.35
3	E-F	252	1,020	522	-	1.79	0.85
3	F-G	252	420	522	-	1.79	0.35

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
4	C-D	216	1,360	725	-	2.30	0.85
4	D-E	216	1,360	-	-	1.58	0.85
4	E-F	216	1,020	-	-	1.24	0.85
4	F-G	216	1,020	522	-	1.76	0.35

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
4A	C-D	168	1,360	725	-	2.25	0.85
4A	D-E	168	1,360	-	-	1.53	0.85

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
5	C-D	288	1,155	453.13	-	1.90	0.96
5	D-E	288	1,155	-	-	1.44	0.96
5	E-F	288	1,155	398.75	-	1.84	0.96
5	F-G	288	1,155	453.13	-	1.90	0.96

\* Planta típica (2° al 6° piso)

a) Pórticos Principales

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
B	2-3	432	1,860	522	-	2.81	0.81
B	4-5	432	1,860	870	-	3.16	0.81
B	5-6	432	840	816.42	-	1.40	0.43
B1	3-4	432	600	398.75	-	1.43	0.35

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
C	2-3	432	1,980	522	-	2.93	0.86
C	3-4	432	2,640	522	938.51	4.53	0.86
C	4-5	432	2,310	522	-	3.26	0.86
C	5-6	432	1,980	1,722.60	-	3.28	0.86
C1	4-4A	180	364	-	-	0.54	0.19
C2	3-4	432	400	543.75	-	1.38	0.25

Para los volados se tendrá la siguiente consideración

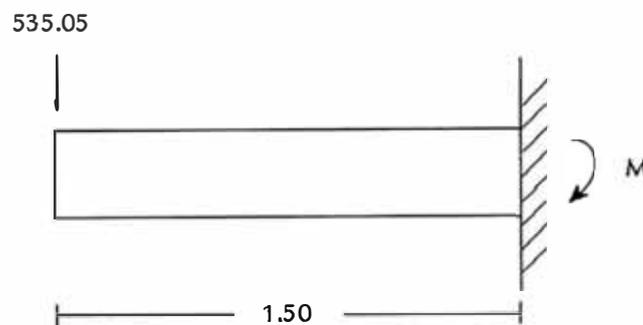
Ejemplo eje B

Longitud del muro = 2.05 m

Altura = 1.20 m

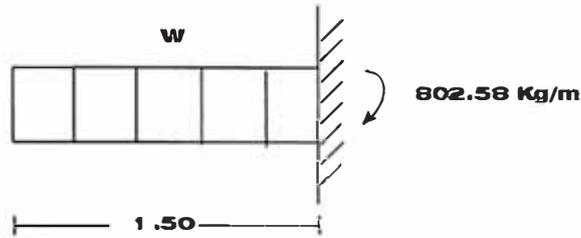
El muro tendrá un efecto puntual en la viga, luego :

$$P = 2.05 * 1.20 * 0.15 * 1,450 = 535.05 \text{ Kg}$$



$$M = 535.05 * 1.50 = 802.58 \text{ Kgm}$$

Si hallamos el equivalente de la carga que produce el mismo efecto, entonces tendremos que :



$$\frac{Wl^2}{2} = 802.58 \rightarrow W = 555.42 \text{ Kg/m}$$

A esto le añadimos el peso propio del muro

$$0.15 * 1.20 * 1,450 = 261 \text{ Kg/m}$$

$$\rightarrow W_{\text{muro}} = 555.42 + 261 = 816.42 \text{ Kg/m}$$

EJE	TRAMO	$W_{\text{vigas}}$	$W_{\text{aligerado}}$	$W_{\text{muro}}$	$W_{\text{escal}}$	D (Ton/m)	L (Ton/m)
D	2-3	432	2,100	870	-	3.40	0.91
D	4A-5	432	2,100	870	-	3.40	0.91
D	5-6	432	2,100	1,583.40	-	4.12	0.91
D2	3-4	432	400	543.75	-	1.38	0.25
D1	4-4A	180	364	-	-	0.54	0.19

EJE	TRAMO	$W_{\text{vigas}}$	$W_{\text{aligerado}}$	$W_{\text{muro}}$	$W_{\text{escal}}$	D (Ton/m)	L (Ton/m)
E	2-3	432	1,980	522	-	2.93	0.86
E	3-4	432	2,640	522	938.51	4.53	0.86
E	4-5	432	2,310	-	-	2.74	0.86
E	5-6	432	1,980	1,583.40	-	4.00	0.86
E1	3-4	432	600	398.75	-	1.43	0.35

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
F	2-3	432	1,860	522	-	2.81	0.81
F	4-5	432	1,860	522	-	2.81	0.81
F	5-6	432	1,860	2,053.20	-	4.35	0.81

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
G	5-6	432	930	2,053.20	-	3.42	0.43

b) Pórticos Secundarios

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
2	A-B	252	420	522	-	1.19	0.50
2	B-C	252	420	261	-	0.93	0.50
2	C-D	252	420	522	-	1.19	0.50
2	D-E	252	420	522	-	1.19	0.50
2	E-F	252	420	522	-	1.19	0.50
2	F-G	252	420	522	-	1.19	0.50

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
3	A-B	252	420	522	-	1.19	0.18
3	B-C	252	1,190	261	-	1.70	0.43
3	C-D	180	1,050	-	-	1.23	0.44
3	D-E	180	1,050	-	-	1.23	0.44
3	E-F	252	1,190	261	-	1.70	0.43
3	F-G	252	420	522	-	1.19	0.18
3A	C-E	432	420	543.75	-	1.40	0.35
3B	C-E	432	420	362.50	-	1.21	0.35

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
4	A-B	216	420	522	-	1.16	0.18
4	B-C	216	1,190	261	-	1.67	0.43
4	C-C1	216	1,360	-	-	1.58	0.43
4	D1-E	216	1,360	-	-	1.58	0.43
4	E-F	216	1,190	522	-	1.93	0.43
4	F-G	216	420	522	-	1.16	0.18
4A	C-C1	168	1640	-	-	1.81	0.41
4A	D1-E	168	1,640	-	-	1.81	0.41

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
5	A-B	180	420	261	-	0.86	0.18
5	B-C	180	1,020	261	-	1.46	0.43
5	C-D	180	1,020	-	-	1.20	0.43
5	D-E	180	1,020	-	-	1.20	0.43
5	E-F	180	1,020	-	-	1.20	0.43
5	F-G	180	1,020	-	-	1.20	0.43

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
6	B-C	168	750	261	-	1.18	0.18
6	C-D	168	750	261	-	1.18	0.18
6	D-E	168	750	261	-	1.18	0.18
6	E-F	168	750	261	-	1.18	0.18
6	F-G	168	750	261	-	1.18	0.18

\* 7° y 8° piso

a) Pórticos Principales

El eje A es similar al de la planta típica anterior, pero añadiéndole el tramo 5-6 el cual es similar al correspondiente en el eje G de la planta anterior.

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
B	2-3	432	1,860	522	-	2.81	0.81
B	3-4	432	1,240	261	-	1.93	0.43
B	4-5	432	1,860	261	-	2.55	0.81
B	5-6	432	1,860	-	-	2.81	0.81

Los ejes C, D y E tienen las mismas consideraciones de carga que el piso anterior.

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
F	2-3	432	1,860	522	-	2.81	0.81
F	3-4	432	1,240	261	-	1.93	0.43
F	4-5	432	1,860	261	-	2.55	0.81
F	5-6	432	1,860	522	-	2.81	0.81

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
G	5-6	432	930	2,053.20	-	3.42	0.43

#### b) Pórticos Secundarios

Los ejes 2, 3 y 4 son similares a los pórticos secundarios de la planta típica.

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
5	A-B	180	1,020	-	-	1.20	0.43
5	B-C	180	1,020	-	-	1.20	0.43
5	C-D	180	1,020	-	-	1.20	0.43
5	D-E	180	1,020	-	-	1.20	0.43
5	E-F	180	1,020	-	-	1.20	0.43
5	F-G	180	1,020	-	-	1.20	0.43

El eje 6 es similar al de la planta típica siendo el tramo A-B igual al del F-G de dicha planta.

\* Techo 9° piso

a) Pórticos Principales

Todos los ejes principales de este piso tienen las mismas consideraciones y resultados que los ejes principales de la planta anterior.

b) Pórticos Secundarios

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
2	A-B	192	945	261	-	1.40	0.15
2	B-C	192	945	261	-	1.40	0.15
2	C-D	192	945	261	-	1.40	0.15
2	D-E	192	945	261	-	1.40	0.15
2	E-F	192	945	261	-	1.40	0.15
2	F-G	192	945	261	-	1.40	0.15

Los ejes 3, 4, y 6 son similares a los de la planta anterior.

\* Techo 10° piso

a) Pórticos Principales

La totalidad de los ejes son similares a los correspondientes en la planta anterior, exceptuando que en este nivel no hay comunicación entre ambos bloques del edificio debido a que desaparece la conexión habida en el tramo 3-4 entre los ejes B1 y E1.

EJE	TRAMO	W <sub>vigas</sub>	W <sub>aligerado</sub>	W <sub>muro</sub>	W <sub>escal</sub>	D (Ton/m)	L (Ton/m)
C	2-3	432	1,980	522	-	2.93	0.85
C	3B-4	432	-	261	3,122.19	3.82	0.62
C	4-5	432	2,310	522	-	3.26	0.85

**b) Pórticos Secundarios**

Asumiremos los mismos resultados que en la planta anterior ya que las diferencias entre esta planta y la anterior son mínimas.

**II.2.3 Metrado de cargas por piso.-**

En este resumen encontraremos las cargas por piso con el fin de optimizar nuestros cálculos para el análisis sísmico.

Para tal efecto, multiplicaremos nuestras cargas repartidas en cada tramo por sus luces correspondientes hallando así los pesos propios y las cargas vivas de cada uno de ellos.

**a) Pórticos Principales**

PISO	EJE	TRAMO	1 2		2 3		3 4	
			LUZ		LUZ		LUZ	
			5.25 m		7.15 m		5.20 m	
			D (Ton)	L (Ton)	D (Ton)	L (Ton)	D (Ton)	L (Ton)
SEMI	B		12.02	8.14	16.03	10.85	-	-
	C		12.65	8.66	16.87	11.55	9.52	4.94
	D		13.28	9.19	17.71	12.25	25.27	9.10
SOTANO	E		12.65	8.66	16.87	11.55	20.12	8.58
	F		12.02	8.14	16.03	10.85	16.43	8.06
			62.62	42.79	83.51	57.05	71.34	30.68

Peso propio = 217.47 Ton

Sobre carga = 130.52 Ton

PISO	EJE	TRAMO	2 - 3		3 - 4		4 - 5		4A - 5		5 - 6		
			D (Ton)	L (Ton)									
		LUZ		7.15 m		5.20 m		4.45 m		2.35 m		1.90 m	
TIPICO  1 - 5	B		19.67	5.67	-	-	13.03	3.34	-	-	2.63	0.81	
	C		20.51	6.02	23.56	4.47	13.45	3.55	-	-	6.15	1.61	
	D		23.80	6.37	-	-	-	-	7.99	2.14	7.73	1.71	
	E		20.51	6.02	23.56	4.47	11.30	3.55	-	-	7.50	1.61	
	F		19.67	5.67	-	-	11.59	3.34	-	-	8.16	1.52	
	G		-	-	-	-	-	-	-	-	-	6.14	0.81
				104.16	29.75	47.12	8.94	49.37	13.78	7.99	2.14	38.58	8.07

Peso propio = 247.22 Ton

Sobre carga = 62.68 Ton

PISO	EJE	TRAMO		2 - 3		3 - 4		4 - 5		4 - 5	
		LUZ	7.15 m	5.20 m	4.45 m	1.90 m	D (Ton)	L (Ton)	D (Ton)	L (Ton)	D (Ton)
6 - 7	A		-	-	-	-	-	-	-	6.41	0.81
	B		19.67	5.67	2.24	10.52	3.34	5.27	1.52		
	C		20.51	6.02	4.47	13.45	3.55	6.15	1.61		
	D		23.80	6.37	-	7.99	2.14	7.73	1.71		
	E		20.51	6.02	4.47	11.30	3.55	7.50	1.61		
	F		19.67	5.67	2.24	11.59	3.34	8.16	1.52		
	G		-	-	-	-	-	6.41	0.81		
			104.16	29.75	67.20	13.42	54.92	15.92	47.63	9.59	

Peso propio = 273.91 Ton

Sobre carga = 68.68 Ton

PISO	EJE	TRAMO	2A - 3		3 - 4		4 - 5		4A - 3		5 - 5A	
			D (Ton)	L (Ton)								
		LUZ		6.80 m		5.20 m		4.45 m		2.35 m		1.20 m
	A		-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.52
	B		19.11	5.51	10.04	2.24	10.52	3.34	-	-	3.37	0.97
	C		19.92	5.85	23.56	4.47	13.45	3.55	-	-	3.94	1.03
	D		23.12	6.19	-	-	-	-	7.99	2.14	4.94	1.09
	E		19.92	5.85	23.56	4.47	11.30	3.55	-	-	4.8	1.03
	F		19.11	5.51	10.04	2.24	10.52	3.34	-	-	3.37	0.97
	G		-	-	-	-	-	-	-	-	4.10	0.52
			101.18	28.91	67.20	13.42	45.79	13.78	7.99	2.14	28.62	6.13

8

Peso propio = 250.78 Ton

Sobre carga = 64.38 Ton

PISO	EJE	TRAMO	2 3		3B 4		4 5	
			LUZ	5.60 m		1.20 m		4.85 m
			D (Ton)	L (Ton)	D (Ton)	L (Ton)	D (Ton)	L(Ton)
9° y 10°	B		15.74	4.54	-	-	12.37	3.93
	C		16.41	4.76	4.58	0.74	15.81	4.12
	D		19.04	5.10	-	-	-	-
	E		16.41	4.82	-	-	13.29	4.17
	F		15.74	4.54	-	-	12.37	3.93
				83.34	23.76	4.58	0.74	53.84

Peso propio = 149.75 Ton

Sobre carga = 42.79 Ton

#### b) Pórticos Secundarios

Para el cálculo de esta parte se tomarán solo  $W_{viga}$  y  $W_{muro}$ ; ya que el resto de valores han sido considerados en el cálculo de los pórticos principales.

PISO	EJE	TRAMO	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
			LUZ	3.50 m	3.40 m	3.80 m	3.80 m	3.40 m
			D (Ton)	L (Ton)	D (Ton)	L (Ton)	D (Ton)	L(Ton)
SEMI	2		0.88	0.85	0.95	0.95	0.85	0.88
	3		-	0.85	-	-	2.62	0.88
SOTANO	3A		-	-	4.26	5.89	-	-
			0.88	1.70	5.21	6.84	3.47	1.76

Peso propio = 19.86 Ton

PISO	EJE	TRAMO	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
		LUZ	3.50 m	3.40 m	3.80 m	3.80 m	3.40 m	3.50 m
			D (Ton)	L (Ton)	D (Ton)	L (Ton)	D (Ton)	L(Ton)
1° al 5°	2		2.70	1.73	2.93	2.93	2.62	2.62
	3		2.70	1.73	-	-	1.73	2.62
	4		2.59	1.63	0.84	0.84	2.52	2.52
	5		1.54	1.50	0.68	0.68	0.61	0.61
	6		1.51	1.46	1.63	1.63	1.46	1.51
				11.04	8.05	6.08	6.08	8.94

Peso propio = 53.57 Ton

PISO	EJE	TRAMO	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
		LUZ	3.50 m	3.40 m	3.80 m	3.80 m	3.40 m	3.50 m
			D (Ton)	L (Ton)	D (Ton)	L (Ton)	D (Ton)	L(Ton)
6° y 7°	2		2.70	1.73	2.93	2.93	2.62	2.62
	3		2.70	1.73	-	-	1.73	2.62
	4		2.59	1.63	0.84	0.84	2.52	2.52
	5		0.63	0.61	0.68	0.68	0.61	0.63
	6		1.51	1.46	1.63	1.63	1.46	1.51
				10.13	7.16	5.58	6.08	8.94

Peso propio = 48.29 Ton

PISO	EJE	TRAMO	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
		LUZ	3.50 m	3.40 m	3.80 m	3.80 m	3.40 m	3.50 m
			D (Ton)	L (Ton)	D (Ton)	L (Ton)	D (Ton)	L(Ton)
8°	2A		1.79	1.73	1.94	1.94	1.73	1.79
	3		2.70	1.73	-	-	1.73	2.70
	4		2.59	1.63	0.84	0.84	1.63	2.59
	5		1.54	1.50	0.68	0.68	1.50	1.54
	5A		1.51	1.46	1.63	1.63	1.46	1.51
				10.13	8.05	5.09	5.09	8.05

Peso propio = 46.54 Ton

PISO	EJE	TRAMO	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G
		LUZ	3.50 m	3.40 m	3.80 m	3.80 m	3.40 m	3.50 m
			D (Ton)	L (Ton)	D (Ton)	L (Ton)	D (Ton)	L(Ton)
9° y 10°	2A		1.79	1.73	1.94	1.94	1.73	1.79
	3		2.70	1.73	-	-	1.73	2.70
	4		2.59	1.63	0.84	0.84	1.63	2.59
	5		1.54	1.50	0.68	0.68	1.50	1.54
				8.62	6.59	3.46	3.46	6.59

Peso propio = 37.34 Ton

#### II.2.4.- Resumen de cargas por piso para el análisis sísmico.-

PISO	PESO PROPIO PRINC. + PESO PROPIO SECUND + 0.25 S/C				= PESOS
SEMI SOT.	217.47	+	19.86	+ 0.25 (130.52)	= 269.96 Ton
1	247.22	+	53.57	+ 0.25 (62.68)	= 316.46 Ton
2	247.22	+	53.57	+ 0.25 (62.68)	= 361.46 Ton
3	247.22	+	53.57	+ 0.25 (62.68)	= 361.46 Ton
4	247.22	+	53.57	+ 0.25 (62.68)	= 361.46 Ton
5	247.22	+	53.57	+ 0.25 (62.68)	= 361.46 Ton
6	273.91	+	48.29	+ 0.25 (68.68)	= 339.37 Ton
7	273.91	+	48.29	+ 0.25 (68.68)	= 339.37 Ton
8	250.78	+	46.54	+ 0.25 (64.38)	= 313.42 Ton
9	149.75	+	37.34	+ 0.25 (42.79)	= 197.79 Ton
10	149.75	+	37.34	+ 0.25 (42.79)	= 197.79 Ton
					3240.00 Ton

#### II.2.5.- Metrado de columnas.-

Para efectos de cálculo de los pesos correspondientes de las columnas se considerará como zona de influencia medio nivel del entrepiso superior y medio nivel del entrepiso inferior.

En cuanto a las columnas correspondientes al semi-sótano consideramos, para efectos del cálculo de sus pesos, sólo el

entrepiso superior ya que el inferior se supondrá asociada al terreno.

PISO	M E T R A D O	PESOS
SEMI SOTANO	$( 5 * .30 * .60 + 15 * .30 * 1.2 + 4 * .30 * 1.50 ) * ( 2.6 * 2.4 )$	= 50.54 Ton
1	$( 15 * .30 * 1.2 + 4 * .30 * 1.50 ) * ( 2.6 * 2.4 )$	= 44.93 Ton
2	$( 15 * .30 * 1.2 + 4 * .30 * 1.50 ) * ( 2.6 * 2.4 )$	= 44.93 Ton
3	$( 15 * .30 * 1.1 + 4 * .30 * 1.40 ) * ( 2.6 * 2.4 )$	= 41.37 Ton
4	$( 15 * .30 * .90 + 4 * .30 * 1.20 ) * ( 2.6 * 2.4 )$	= 34.26 Ton
5	$( 15 * .30 * .90 + 4 * .30 * 1.20 ) * ( 2.6 * 2.4 )$	= 34.26 Ton
6	$( 15 * .30 * .70 + 4 * .30 * 1.00 ) * ( 2.6 * 2.4 )$	= 27.14 Ton
7	$( 15 * .30 * .50 + 4 * .30 * 0.85 ) * ( 2.6 * 2.4 )$	= 20.40 Ton
8	$( 15 * .30 * .40 + 4 * .30 * 0.75 ) * ( 2.6 * 2.4 )$	= 16.85 Ton
9	$( 15 * .30 * .40 + 4 * .30 * 0.75 ) * ( 2.6 * 2.4 )$	= 16.85 Ton
10	$( 15 * .30 * .40 + 4 * .30 * 0.75 ) * ( 2.6 / 2 * 2.4 )$	= 8.42 Ton
		339.95 Ton

## II.2.6.- Metrado de placas.-

La forma del cálculo es similar al de las columnas.

PISO	M E T R A D O	PESOS
SEMI SOTANO	$[ ( 8.10 * 2 + 5.175 * 2 + 1.90 + 5.20 + 4.10 * 2 ) * .25 ] * 2.6 * 2.4$	= 65.29 Ton
1	$[ ( 8.10 * 2 + 5.175 * 2 + 1.90 + 5.20 + 4.10 * 2 ) * .25 ] * 2.6 * 2.4$	= 65.29 Ton
2	$[ ( 8.10 * 2 + 5.175 * 2 + 1.90 + 5.20 + 4.10 * 2 ) * .25 ] * 2.6 * 2.4$	= 65.29 Ton
3	$[ ( 8.10 * 2 + 5.175 * 2 + 1.90 + 5.20 + 4.10 * 2 ) * .25 ] * 2.6 * 2.4$	= 65.29 Ton
4	$[ ( 8.10 * 2 + 5.175 * 2 + 1.90 + 5.20 + 4.10 * 2 ) * .25 ] * 2.6 * 2.4$	= 65.29 Ton
5	$[ ( 8.10 * 2 + 5.175 * 2 + 1.90 + 5.20 + 4.10 * 2 ) * .25 ] * 2.6 * 2.4$	= 65.29 Ton
6	$[ ( 8.10 * 2 + 5.175 * 2 + 1.90 + 5.20 + 4.10 * 2 ) * .25 ] * 2.6 * 2.4$	= 65.29 Ton
7	$[ ( 8.10 * 2 + 5.175 * 2 + 1.90 + 5.20 + 4.10 * 2 ) * .25 ] * 2.6 * 2.4$	= 65.29 Ton
8	$[ ( 8.10 * 2 + 5.175 * 2 + 1.90 + 5.20 + 4.10 * 2 ) * .25 ] * 2.6 * 2.4$	= 65.29 Ton
9	$[ ( 7.25 * 2 + 5.35 * 2 + 5.20 + 4.10 * 2 ) * .25 ] * 2.6 * 2.4$	= 60.22 Ton
10	$[ ( 6.35 * 2 + 5.35 * 2 + 4.10 * 2 ) * .25 ] * 2.6 / 2 * 2.4$	= 24.65 Ton
		672.48 Ton

### II.2.7.- Metrado de cuarto de máquinas.-

Placas	$(3.30 + 1.20) * 2.30 * 2 + 3.60 * 0.25 * 3.30 * 2$	=	26.64 Ton
Losas macizas	$2 * 0.25 * 2.30 * 2$	=	2.3 Ton
Muros	$1.45 * 0.25 * 8 * 3.30$	=	9.57 Ton
Columnas	$4 * 0.25 * 0.25 * 3.30 * 2.40$	=	1.98 Ton
Vigas	$4 * 0.25 * 0.25 * ( 7.90 * 2.30 ) * 2 * 2.4$	=	12.24 Ton

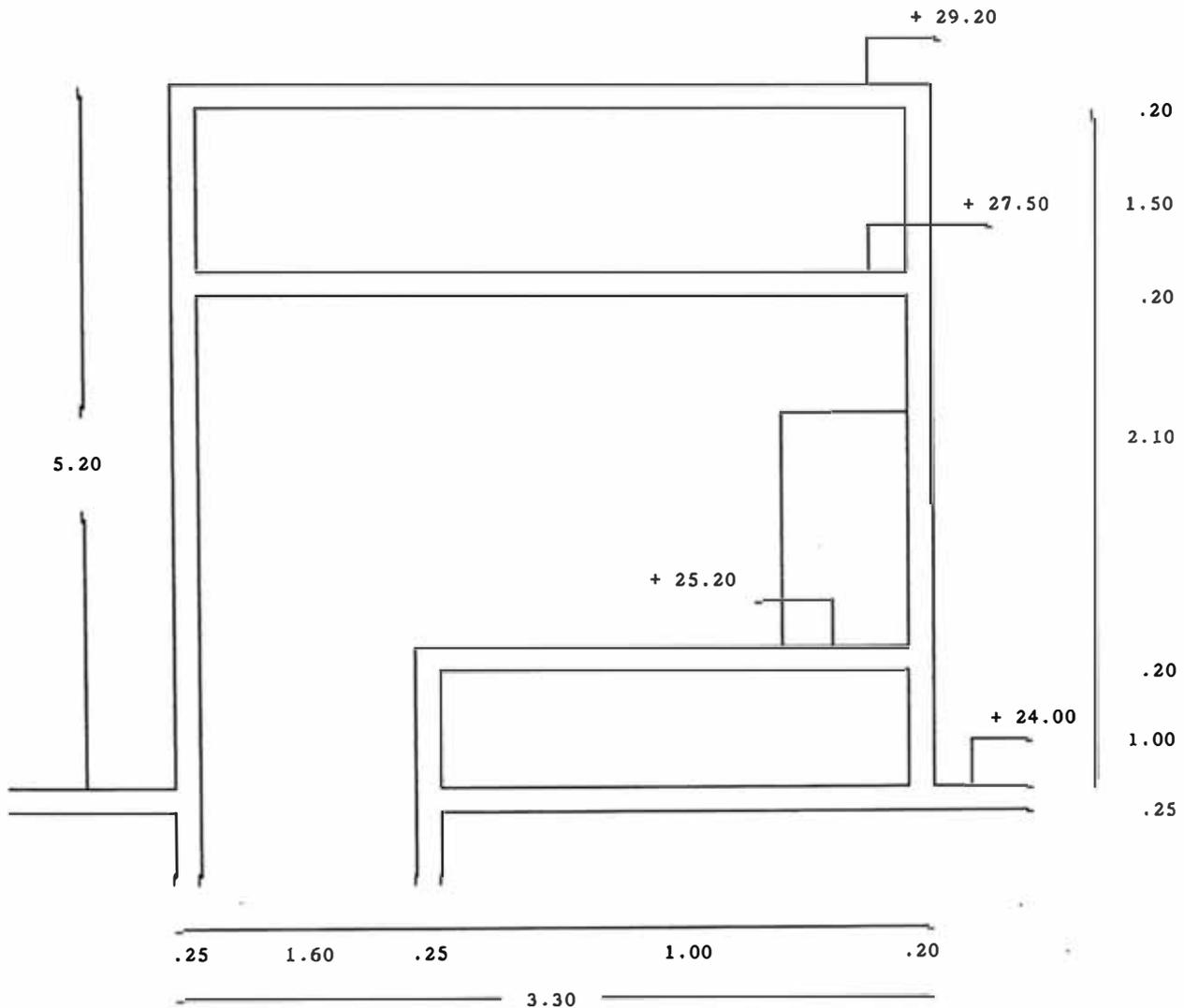
Consideraremos una sobrecarga por máquina de  $1 \text{ Ton/m}^2$  y el 100 % de ella.

Sobrecarga de máquinas	$7.90 * 2.30 * 2 * 1$	=	36.34 Ton
Sobrecarga	$0.25 * 0.25 * 7.90 * 2.30$	=	<u>1.14 Ton</u>
		W	= 90.21 Ton

### II.2.8.- Metrado de tanque elevado.-

Placas	$2 * 7.90 * 2.30 * 0.20 * 2.40 + 2 * 1.90 * 2.30 * 0.25 * 2.4 + 2 * 7.90 * 1.90 * 0.20 * 2.4$	=	37.10 Ton
Columnas	$4 * 1.90 * 0.25 * 0.25 * 2.4$	=	1.14 Ton
Vigas	$0.25 * 0.25 * ( 7.90 + 2.30 ) * 2 * 2.4$	=	3.06 Ton
Agua	$7.40 * 1.80 * 1.20 * 1$	=	15.98 Ton
Sobrecarga	$0.15 * 7.90 * 2.30 * 0.25$	=	0.68 Ton
		W	= 57.96 Ton

## Tanque elevado y cuarto de máquinas



### II.2.9.- Resumen de metrados para el análisis sísmico.-

Presentamos un cuadro resumen de los pesos obtenidos para cada piso para un mejor trabajo del análisis sísmico.

Tener presente que nuestra edificación tiene una categoría de R5 (residencial de alta densidad), por lo que se considerará el 25 % de la carga viva en los cálculos.

Por tanto :

$$P_{\text{por piso}} = D_{\text{muerta}} + 25 \% L_{\text{viva}}$$

En el cuadro se están colocando los totales de pesos por piso en Ton.

PISO	COLUMNAS	PLACAS	TECHOS	ADICIONALES	TOTAL X	TOTAL Y *
1	50.54	65.29	269.96	-	385.79	168.32
2	44.93	65.29	316.46	-	426.68	179.46
3	44.93	65.29	316.46	-	426.68	179.46
4	41.37	65.29	316.46	-	423.12	175.90
5	34.26	65.29	316.46	-	416.01	168.79
6	34.26	65.29	316.46	-	416.01	168.79
7	27.14	65.29	339.37	-	431.80	157.89
8	20.40	65.29	339.37	-	425.06	151.15
9	16.85	60.22	313.42	-	390.49	139.71
10	16.85	60.22	313.42	-	390.49	125.11
11	8.42	24.65	197.79	90.21	321.07	103.66
12	-	-	-	57.96	57.96	14.49
					4,511.16	1,732.73

\* Para estos resultados no se consideran en los techos el peso propio de los ejes principales.

## II.3.- Diseño de losas aligeradas.-

### II.3.1.- Condiciones generales.-

Para realizar el análisis y diseño de las losas aligeradas que conforman los pisos de la presente edificación, vamos a realizar un breve repaso de la teoría en la cual se sustenta el procedimiento, la cual es el Diseño a la Rotura.

Por lo repetitivo del proceso sólo realizaremos el análisis y diseño de la planta típica.

### II.3.2.- Diseño de elementos a flexión (Método de Rotura).-

Tomaremos en cuenta las consideraciones dadas en la Norma E-060 de Concreto Armado en el Capítulo 11 correspondiente a Flexión, el cual nos dice acerca de la hipótesis de diseño.

El diseño por resistencia de elementos sujetos a flexión deberá satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones y deberá basarse en las siguientes hipótesis

a) Las deformaciones en el refuerzo y en el concreto se supondrán directamente proporcionales a la distancia del eje neutro.

b) Existe adherencia entre el concreto y el acero de tal manera que la deformación del acero es igual a la del concreto adyacente.

c) La máxima deformación utilizable del concreto en la fibra extrema a compresión se supondrá igual a 0.003.

d) El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse como  $E_s$  veces la deformación del acero; para deformaciones mayores a las correspondientes a  $f_y$ , el esfuerzo se considerará independiente de la deformación e igual a  $f_y$ .

e) La resistencia a tracción del concreto no será considerada en los cálculos.

f) El diagrama esfuerzo - deformación para la zona de esfuerzos de compresión del concreto se puede definir como :

- Un esfuerzo constante en el concreto de  $0.85 f'_c$  que se supondrá uniformemente distribuido en una zona equivalente de compresión, limitada por los bordes de la sección transversal y una línea recta paralela el eje neutro, a una distancia  $a = \beta_1 c$  de la fibra de deformación unitaria máxima de compresión.

- La distancia  $c$ , desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro se medirá en dirección perpendicular a dicho eje.

- El factor  $\beta_1$  deberá tomarse como 0.85 para resistencias de concreto  $f'_c$  hasta de  $280 \text{ Kg/cm}^2$ , para resistencias superiores a  $280 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\beta_1$  disminuirá a razón de 0.05 por cada  $70 \text{ Kg/cm}^2$  de aumento de  $f'_c$ , con un valor mínimo de 0.65.

Al ir incrementando en magnitud el sistema de cargas en un elemento sometido a flexión, las grietas y el eje neutro continúan progresando hacia arriba, pero la relación de esfuerzos ya no es lineal, y finalmente se produce la falla del elemento. Esta puede producirse de tres maneras :

- 1) *Falla por fluencia del acero*; se presenta en vigas con poca cantidad de acero, en donde se alcanza el esfuerzo de fluencia del acero antes que se haya agotado el esfuerzo de compresión del concreto. En el elemento se producen grandes deformaciones, las grietas progresan disminuyendo la zona de compresión, hasta que se produce el aplastamiento del concreto (falla secundaria) y , finalmente, el colapso. Esta falla es de tipo dúctil.
- 2) *Falla por aplastamiento del concreto*; se presentan en vigas con gran cantidad de acero (sobreforzadas) o con cantidad modica de acero, pero con alto esfuerzo de fluencia. Al incrementar las cargas, se alcanza la capacidad de compresión del concreto, antes que el acero comience a fluir; se produce el aplastamiento del concreto y el colapso del elemento. Esta falla es

de tipo frágil.

- 3) *Falla balanceada*; es un estado idealizado en que la falla se produce simultáneamente por el aplastamiento del concreto y el acero está justamente indicando la fluencia.

Veamos gráficamente los Diagramas de Distribución de Esfuerzos y Deformaciones en sus 3 estados de falla : Dúctil, Frágil y Balanceada.

a) Falla Dúctil

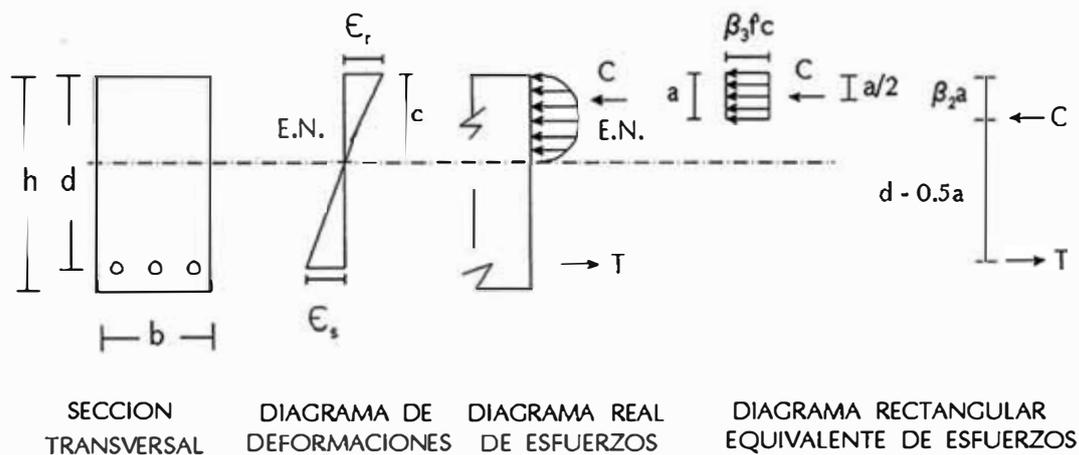
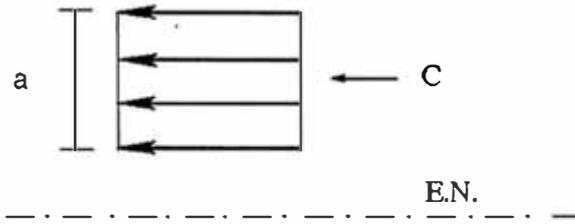


FIG (II.3) Diagrama de Distribución de Esfuerzos y Deformaciones en una viga a flexión (Falla Dúctil).

El diagrama de las compresiones lo podemos reemplazar por un diagrama rectangular cuya resultante de las compresiones está a la misma altura de la original.



Por equilibrio  $\Sigma F_x = 0 \Rightarrow C = T$

$$0.85 f'c a b = A_s f_y \quad \text{hacemos } \rho = \frac{A_s}{bd} \quad \text{--- (II.15)}$$

$$\rightarrow 0.85 f'c a b = \rho b d f_y$$

$$\rightarrow a = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'c} \quad \text{hacemos } w = \frac{\rho f_y}{f'c} \quad \text{--- (II.16)}$$

$$\rightarrow a = \frac{w d}{0.85} \quad \text{---- (II.17)}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad \text{---- (II.18)}$$

$$\Rightarrow c = \frac{w d}{0.85 \beta_1} \Rightarrow c = \frac{1.18 w d}{\beta_1} \quad \text{--- (II.19)}$$

Entonces, el momento máximo resistente de la sección será :

$$M = c ( d - a )$$

Reemplazando (II.17) y (II.19) tendremos que :

$$M = A_s f_y ( d - 1.18 w d )$$

Reemplazando (II.15)

$$M = \rho b d^2 f_y ( 1 - 0.59 w ) = w f'c b d^2 f_y ( 1 - 0.59 w )$$

$$M = f'c b d^2 w ( 1 - 0.59 w ) \quad \text{--- (II.20)}$$

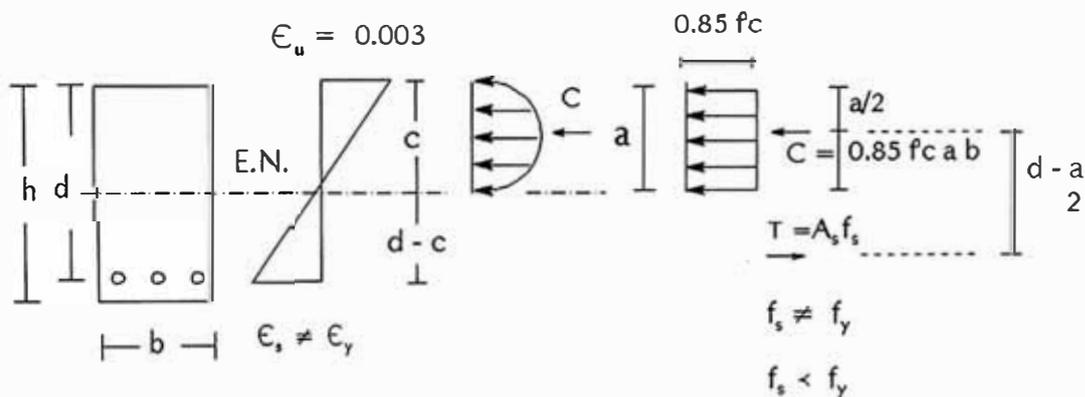
Momento máximo teórico  
que la sección puede  
soportar

Por reglamento :

$$M = \phi f'c b d^2 w ( 1 - 0.59 w ) \quad \text{---- (II.21)}$$

para flexión :  $\phi = 0.90$  ( N.T.E. E-060 10.3.2 )

b) Falla Frágil



Del diagrama de deformaciones :

$$\frac{\epsilon_u}{c} = \frac{\epsilon_s}{d - c} \rightarrow \epsilon_s = \epsilon_u \frac{d - c}{c}$$

$$C = T$$

$$0.85 f'c a b = A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s \quad E_s = \frac{f_s}{\epsilon_s}$$

$$= A_s E_s \epsilon_s \frac{d - a}{\beta_1}$$

$$0.85 f'c a b = A_s E_s \epsilon_u \frac{\beta_1 d - a}{a}$$

$$\frac{0.85 f'c b}{A_s E_s \epsilon_u} a^2 + a - \beta_1 d = 0 \quad \text{---- (II.22)}$$

Reemplazando (II.15) en (II.22)

$$\rightarrow \frac{0.85 f'c b}{\rho E_s \epsilon_u d} a^2 + a - \beta_1 d = 0 \quad \epsilon_u = 0.003$$

resolviendo esta ecuación hallamos "a"

a → altura del bloque rectangular de esfuerzos

∴ El momento resistente de la sección :

$$M_u = C \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_u = 0.85 f'_c a b \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{--- (II.23)}$$

c) Falla Balanceada

Esta falla ocurre cuando suceden simultáneamente la fluencia del esfuerzo y la máxima deformación en el concreto.

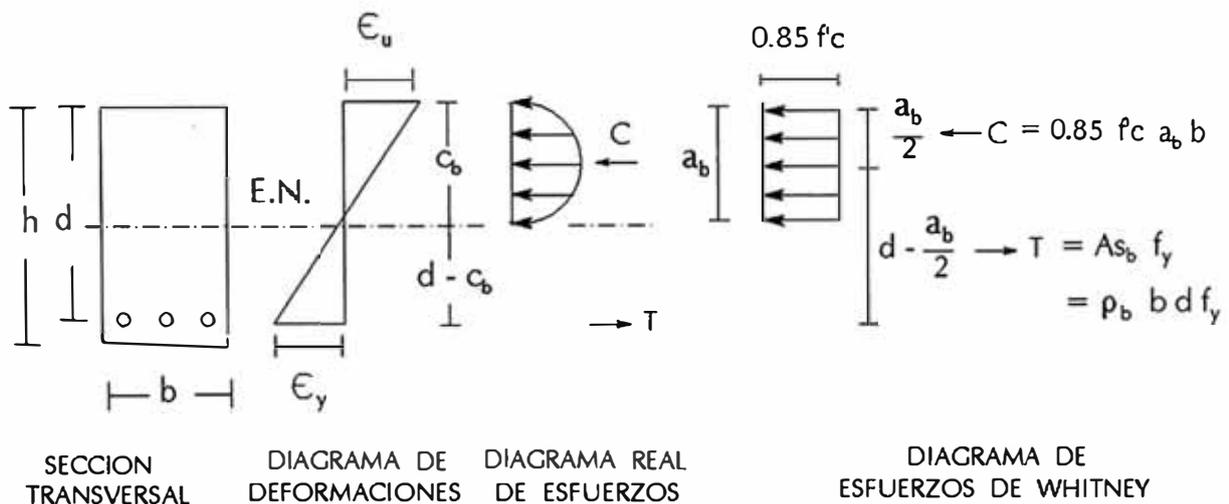


FIG (II.4) Diagrama de distribución de Esfuerzos y Deformaciones en una viga a flexión (Falla Balanceada)

Del diagrama de deformaciones :

$$\frac{\epsilon_u}{c_b} = \frac{\epsilon_y}{d - c_b} \rightarrow c_b = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} d = \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{E_s}} d$$

$$= \frac{0.003}{0.003 + \frac{f_y}{2.03 * 10^6}} d$$

De donde :

$$c_b = \frac{6090}{6090 + f_y} d \quad \text{----- (II.24)}$$

$$E_s = \frac{2.03 * 10^6 \text{ Kg}}{\text{cm}^2} \quad (\text{A.C.I. 318.83})$$

Según (II.18) y (II.24)

$$a_b = \beta_1 c_b = \frac{6090}{6090 + f_y} \beta_1 d$$

En la sección hay equilibrio de fuerzas  $C = T$

$$0.85 f'c a_b b = A_s b f_y \quad \frac{A_s b}{b d} = \rho_b$$

$$\rightarrow 0.85 \beta_1 f'c \frac{6090}{6090 + f_y} b d = \rho_b b d f_y$$

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'c}{f_y} \left( \frac{6090}{6090 + f_y} \right) \quad \text{----- (II.25)}$$

$\rho_b$  mide el momento entre falla dúctil y falla frágil. (La máxima armadura)

$$M_u_b = c \left( d - \frac{a_b}{2} \right)$$

$$M_u_b = 0.85 f'_c a_b b \left( d - \frac{a_b}{2} \right) \quad \text{---- (II.26)}$$

Tener en cuenta que :

- Si  $\rho_b > \rho$  se producirá la falla dúctil (falla por fluencia en el acero) lo que implicará la rotura iniciada por la fluencia del acero de tracción seguida por el ensanchamiento de las grietas, desplazamiento del eje neutro y rotura secundaria de compresión por aplastamiento del concreto.
- Si  $\rho_b < \rho$  se producirá la falla frágil (falla por aplastamiento del concreto) lo que implicará la rotura iniciada con el aplastamiento del concreto; este tipo de falla es violenta.

El Reglamento de Concreto Armado N.T.E. E-060 (11.4) nos da un margen de seguridad mayor. " En elementos sujetos a flexión, el porcentaje de refuerzo  $\rho$  proporcionado no deberá exceder de  $0.75 \rho_b$ , donde  $\rho_b$  es el porcentaje de refuerzo que produce la condición balanceada " .

### II.3.3.- Condiciones generales para el diseño.-

El Reglamento de Concreto Armado nos da ciertas especificaciones a través de la norma N.T.E E-060 la cual nos habla sobre las siguientes puntos :

#### a) Refuerzo mínimo para losas aligeradas

El área mínima de refuerzo de las secciones rectangulares, podrá calcularse con :

$$A_{S_{\min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} b d \quad \text{-----(II.27)}$$

(N.T.E. E-060 11.5.2)

Alternativamente, el área del refuerzo positivo o negativo, en cada sección del elemento, deberá ser por lo menos un tercio mayor que la requerida por el análisis . Es decir :

$$A_{S_{\min}} = \frac{4}{3} A_{S_{\text{diseño}}} \quad \text{---- (II.28)}$$

(N.T.E. E-060 11.5.3)

El área de acero mínimo,  $A_{S_{\min}}$ , será la menor de ambas.

#### b) Refuerzo por Contracción y Temperatura

En losas estructurales donde el refuerzo por flexión se extienda en una dirección, deberá proporcionarse refuerzo perpendicular al refuerzo por flexión, para resistir los esfuerzos por contracción y temperatura. (N.T.E E-060 7.10.1)

Esta armadura deberá proporcionar la siguiente relación mínima de área de armadura al área de la sección total de concreto :

Losas donde se usan barras corrugadas con límites de esfuerzo de fluencia de  $4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$A_{S_t} = 0.0018 b t \quad \text{---- (II.29)}$$

Siendo  $t =$  espesor de la losa

c) Diseño por corte

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión

$$V_u \geq \phi V_n \quad \text{---- (II.30)}$$

donde :  $V_u =$  Es la resistencia requerida por corte en la sección analizada.

$V_n =$  Es la resistencia nominal al corte de la sección.

La resistencia nominal  $V_n$  estará conformada por la contribución del concreto  $V_c$  y por la contribución de acero  $V_s$  de tal forma que :

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{---- (II.31)}$$

(N.T.E. E-060 13.1.1)

Para losas aligeradas no se emplea refuerzo por cortante por lo que  $V_s = 0$  :

$$\text{Luego } V_n = V_c \quad \text{---- (II.32)}$$

Para miembros sujetos únicamente a corte y flexión

(N.T.E. E-060 13.2.1)

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{---- (II.33)}$$

donde :  $b_w =$  ancho del alma

$d =$  peralte efectivo

La resistencia de la fuerza cortante  $V_c$  proporcionada por el concreto de las nervaduras se podrá considerar 10 % mayor que la expresión anterior (N.T.E. E-060 9.9.8)

Por tanto :

$$V_c = 1.10 * 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{---- (II.34)}$$

#### II.3.4.- Método de los coeficientes.- (N.T.E. E-060 9.3.2).-

Para el diseño de vigas continuas y losas armadas en una dirección (no presforzadas), se podrán utilizar para el análisis de cargas por gravedad los momentos y fuerzas cortantes que se obtienen con la aplicación del Método Simplificado de Coeficientes siempre y cuando cumplan las siguientes condiciones

- a) Existen dos o más tramos.
- b) Los tramos son aproximadamente iguales, sin que la mayor de las luces adyacentes exceda en más de 20 % a la menor.
- c) Las cargas estén uniformemente distribuidas.
- d) La carga viva no excede en tres veces la carga muerta.
- e) Los elementos son prismáticos.

##### I) Momento positivo

Tramos extremos

El extremo discontinuo no está empotrado :

$$W_u \frac{Ln^2}{11} \quad \text{----} \quad (\text{II.35})$$

El extremo discontinuo es monolítico con el apoyo :

$$W_u \frac{Ln^2}{14} \quad \text{----} \quad (\text{II.36})$$

Tramos interiores :  $W_u \frac{Ln^2}{16} \quad \text{----} \quad (\text{II.37})$

##### II) Momento negativo

Momento negativo en la cara exterior del primer apoyo interior

Dos tramos :  $W_u \frac{Ln^2}{9} \quad \text{----} \quad (\text{II.38})$

$$\text{Más de dos tramos : } W_u \frac{Ln^2}{10} \text{ ---- (II.39)}$$

Momento negativo en las demás caras de los apoyos interiores

$$W_u \frac{Ln^2}{11} \text{ ---- (II.40)}$$

Momento negativo en la cara de todos los apoyos para :

Losas con luces que no excedan de 3m. y vigas en que la relación entre la suma de rigideces de la columna y la rigidez de la viga sea más de 8 en cada extremo del tramo :

$$W_u \frac{Ln^2}{12} \text{ ---- (II.41)}$$

Momento negativo en la cara interior de los apoyos exteriores para elementos construidos monolíticamente con sus apoyos :

$$\text{Cuando el apoyo es una viga : } W_u \frac{Ln^2}{24} \text{ ---- (II.42)}$$

$$\text{Cuando el apoyo es una columna : } W_u \frac{Ln^2}{16} \text{ --- (II.43)}$$

### III) Fuerza Cortante

Fuerza cortante en la cara exterior del primer apoyo interior

$$1.15 W_u \frac{Ln}{2} \text{ ---- (II.44)}$$

Fuerza cortante en la cara de todos los demás apoyos

$$W_u \frac{L_n^2}{2} \quad \text{---- (II.45)}$$

El valor de  $L_n$  será la luz libre para el cálculo de los momentos positivos y fuerzas cortantes, y el promedio de las luces libres de los tramos adyacentes para el cálculo de los momentos negativos.

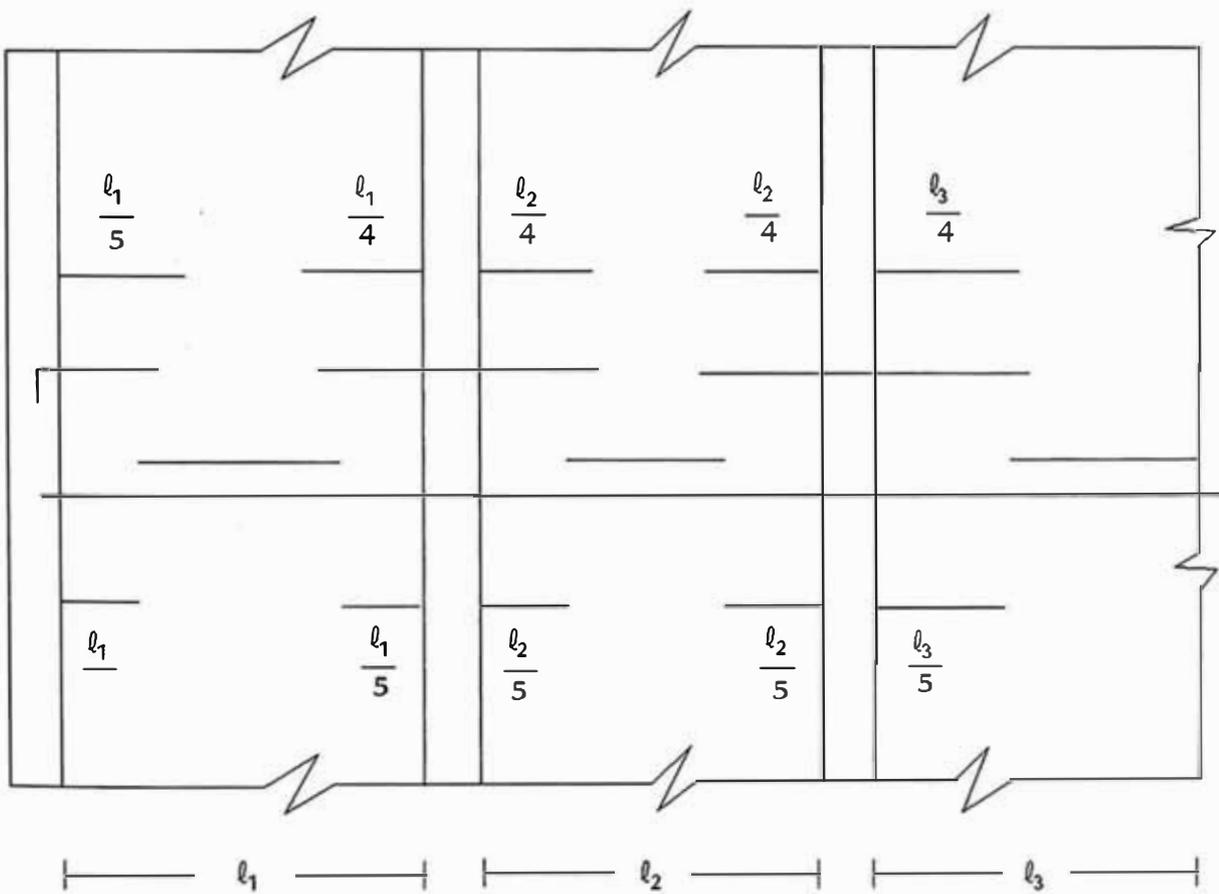


FIG (II.5) Colocación de la armadura principal en losas.

### II.3.5.- Diseño de la losa aligerada de la planta típica.-

La losa aligerada típica tiene un apoyo monolítico en sus extremos que son vigas y están armadas en sentido perpendicular a éstas, siendo su sección transversal la que se muestra a continuación :

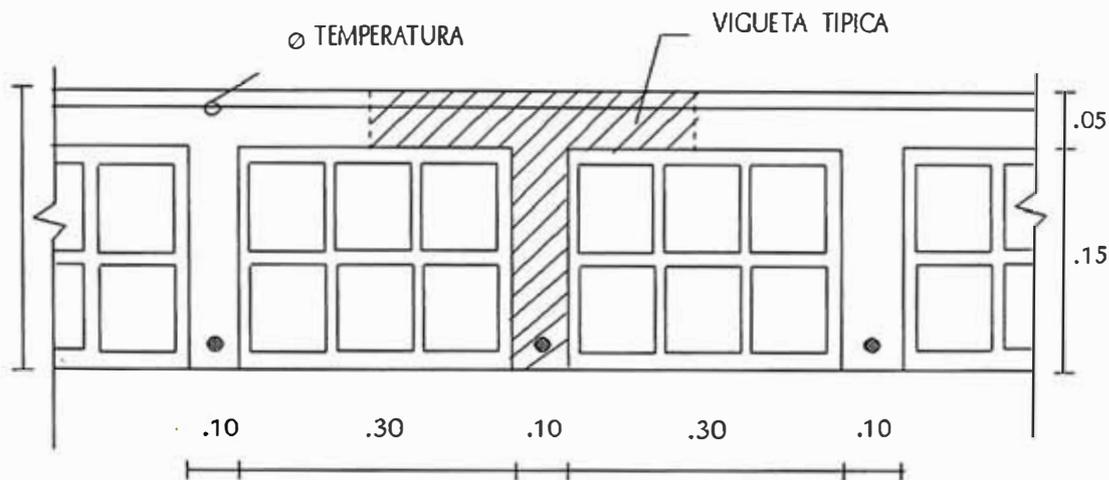


FIG (II.6) Sección transversal típica de losa aligerada.

#### Determinación de cargas :

##### Carga muerta :

peso propio (t = 0.20 m.)	300 Kg/m <sup>2</sup>
piso acabado + cielorraso	150 Kg/m <sup>2</sup>
tabiquería equivalente	150 Kg/m <sup>2</sup>

---


$$D = 600 \text{ Kg/m}^2$$

##### Sobrecargas :

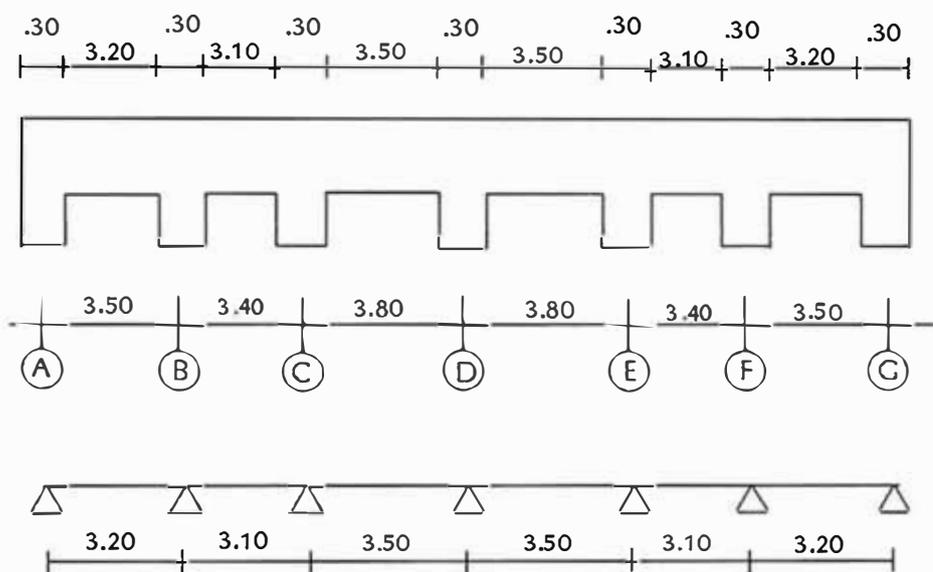
$$L = 250 \text{ Kg/m}_2$$

Carga última :  $W_u = 1.5 D + 1.8 L$  (N.T.E. E-060 10.2.1)

$$W_u = 1.5 * 600 + 1.8 * 250$$

$$W_u = 1,350 \text{ Kg/m}^2$$

Carga por vigueta :  $W_u = 0.40 * 1,350 = 540 \text{ Kg/ml}$



Verificando condiciones para el método de los coeficientes :

a) Existen dos o más tramos ✓ OK !

b) Luces aproximadamente iguales, sin que la mayor de las luces adyacentes exceda en más de 20 % a la menor

$$\frac{3.80}{3.40} = 1.12 < 1.20 \quad \checkmark \quad \text{OK !}$$

c) Las cargas estén uniformemente distribuidas ✓ OK !

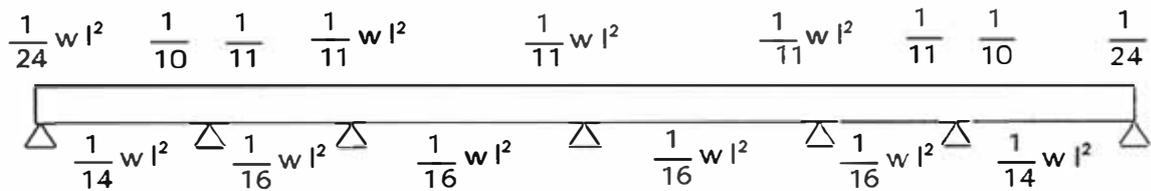
d) La carga viva no exceda en tres veces la carga muerta

$$\frac{L}{D} = \frac{250}{600} < 3 \quad \checkmark \quad \text{OK !}$$

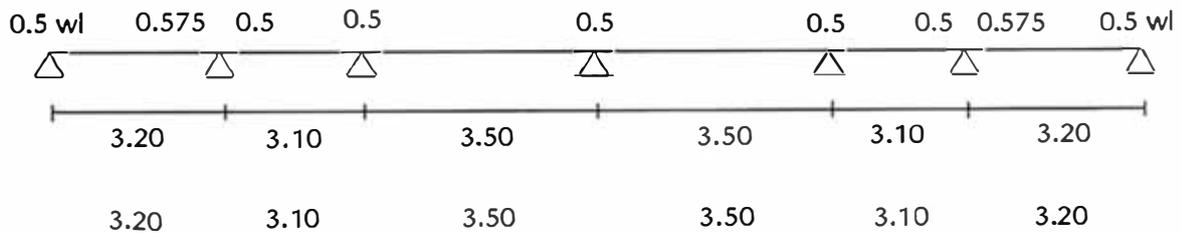
e) Los elementos son prismáticos  $\checkmark$  OK !

Luego, podemos utilizar el Método de los Coeficientes

Momentos

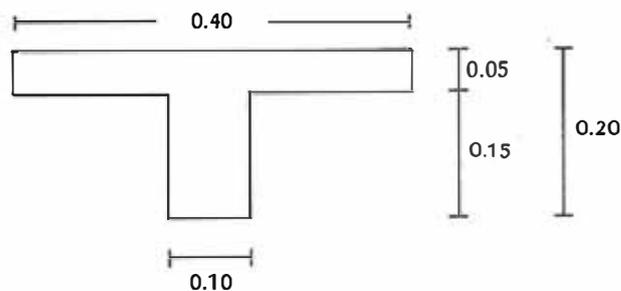


Corte



	3.20	3.10	3.50	3.50	3.10	3.20	
MTOS.	-230.40	-535.82	-487.10 - 534.60	-534.60 - 601.36	-601.36 - 534.60	-534.60 -487.10	-535.82 - 230.40
	394.97	324.34	413.44	413.44	324.34	394.97	
CORTE	864	993.60	837 837	945	945 945	837 837	993.60 864

Máximo momento resistente de la sección



VIGUETA TÍPICA

Según (II.25), tenemos que :

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'c}{f_y} \left[ \frac{6090}{6090 + f_y} \right]$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 0.85 * 210}{4200} \left( \frac{6090}{6090 + 4200} \right)$$

$$\rho_b = 0.02125$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.01599$$

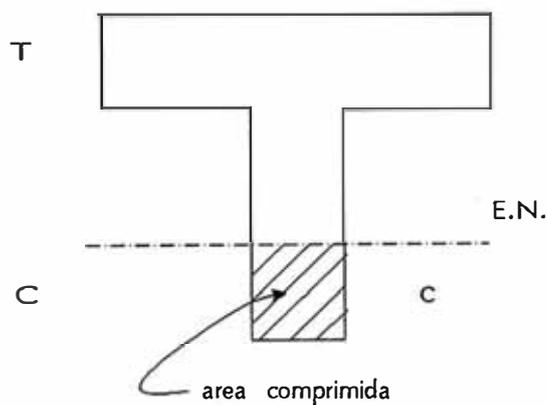
$$w_{max} = \frac{\rho_{max} f_y}{f'c}$$

$$w_{max} = \frac{0.0159 * 4200}{210} = 0.3187$$

De (II.21), sabemos que :

$$M_u = \phi f'c b d^2 w (1 - 0.59 w)$$

a) *Para momentos negativos*



$$\phi = 0.90$$

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

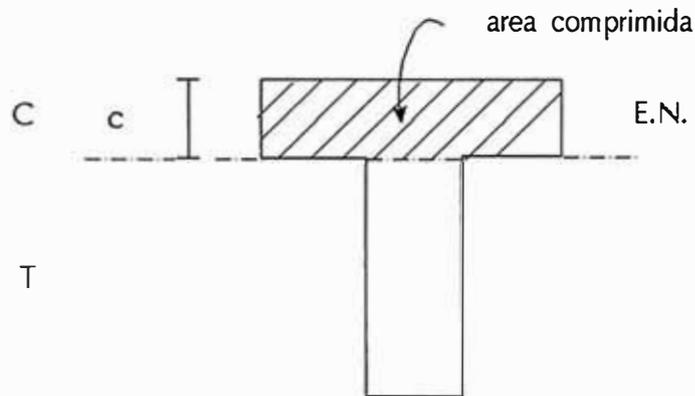
$$b = 10 \text{ cm.}$$

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

$$: 0.90 * 210 * 0.10 * (17)^2 * 0.3187 (1 - 0.59 * 0.3187)$$

$$: 1,413.45 \text{ Kgm} \quad (-)$$

*a momentos positivos*



$c \leq t$ , para que el área de compresión sea rectangular

El mayor  $c$  ocurrirá cuando :  $c = t = 5 \text{ cm.}$

$$a = \beta_1 c = 0.85 * 5 = 4.25 \text{ cm.}$$

Igualando fuerzas horizontales  $C = T$

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

$$0.85 * 210 * 4.25 * 40 = A_s f_y = 30,345$$

$$A_s = \frac{30,345}{4,200} = 7.23 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{7.23}{40 * 17} = 0.01063$$

$$w = \rho * \frac{f_y}{f'c} = \frac{0.01063 * 4,200}{210} = 0.21265$$

$$Mu_{\max} = 0.90 * 210 * 0.40 * (17)^2 * 0.21265 (1 - 0.59 * 0.21265)$$

$$Mu_{\max} = 4,063.15 \text{ Kgm} \quad (+)$$

### c) Fuerza cortante

De (II.30) y (II.33) tenemos que :

$$Vc = \phi Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$$

$$Vu = 1.10 * 0.85 * 0.53 \sqrt{210} * 10 * 17$$

$$Vu_{\max} = 1,220.80 \text{ Kg}$$

En vista de que los valores resistentes son mayores que los actuantes no será necesario realizar cambio alguno ni en el refuerzo ni en las dimensiones de la vigueta.

### Determinación de las armaduras

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 M_u}{\phi f'c b d^2}} \quad \text{---- (II.46)}$$

De (II.16)

$$\rho = w \frac{f'c}{f_y}$$

De (II.15)

$$A_s = \rho \quad b d$$

a) Armadura positiva

$$b = 40 \text{ cm.}$$

$$\phi = 0.90$$

$$d = 17 \text{ cm.}$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M = 394.97 \text{ Kgm} \quad w = 0.018274 \quad A_s = 0.62 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \text{ 3/8"}$$

$$M = 324.34 \text{ Kgm} \quad w = 0.014977 \quad A_s = 0.51 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \text{ 3/8"}$$

$$M = 413.44 \text{ Kgm} \quad w = 0.019139 \quad A_s = 0.65 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \text{ 3/8"}$$

b) Armadura negativa

$$b = 10 \text{ cm.}$$

$$d = 17 \text{ cm.}$$

$$M = 230.40 \text{ Kgm} \quad w = 0.043284 \quad A_s = 0.37 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \text{ 3/8"}$$

$$M = 535.82 \text{ Kgm} \quad w = 0.1045245 \quad A_s = 0.89 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \text{ 1/2"}$$

$$M = 487.10 \text{ Kgm} \quad w = 0.094423 \quad A_s = 0.80 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \text{ 1/2"}$$

$$M = 534.60 \text{ Kgm} \quad w = 0.104270 \quad A_s = 0.89 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \text{ 1/2"}$$

$$M = 601.36 \text{ Kgm} \quad w = 0.118334 \quad A_s = 1.01 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi \text{ 1/2"}$$

*Armadura mínima para losas aligeradas*

De (II.27)

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'c} \quad b \quad d}{f_y}$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{210} * 10 * 17}{4200}$$

$$A_{s_{\min}} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Para el caso de  $A_s = 0.37 \text{ cm}^2$  utilizaremos  
Además de (II.28)

$$A_{s_{\min}} = \frac{4}{3} A_s$$

y compararemos con el anterior y tomaremos el menor

$$A_{s_{\min}} = \frac{4}{3} (0.37) = 0.49 \text{ cm}^2$$

Luego, tomando el menor  $A_{s_{\min}} = 0.41 \text{ cm}^2$

*Armadura mínima por temperatura o contracción de fragua*

Por (II.29)

$$A_{s_t} = 0.0018 b t$$

$$A_{s_t} = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{l}
 \left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} \begin{array}{l} s = \frac{A_{\emptyset}}{A_s} = \frac{0.32}{0.90} = 0.36 \text{ m} \\ s = 0.45 \text{ cm} \\ s = 5 t = 5 * 5 = 0.25 \text{ m} \end{array} \\
 \emptyset 1/4"
 \end{array}$$

Luego  $\phi 1/4'' @ 0.25 \text{ m}$

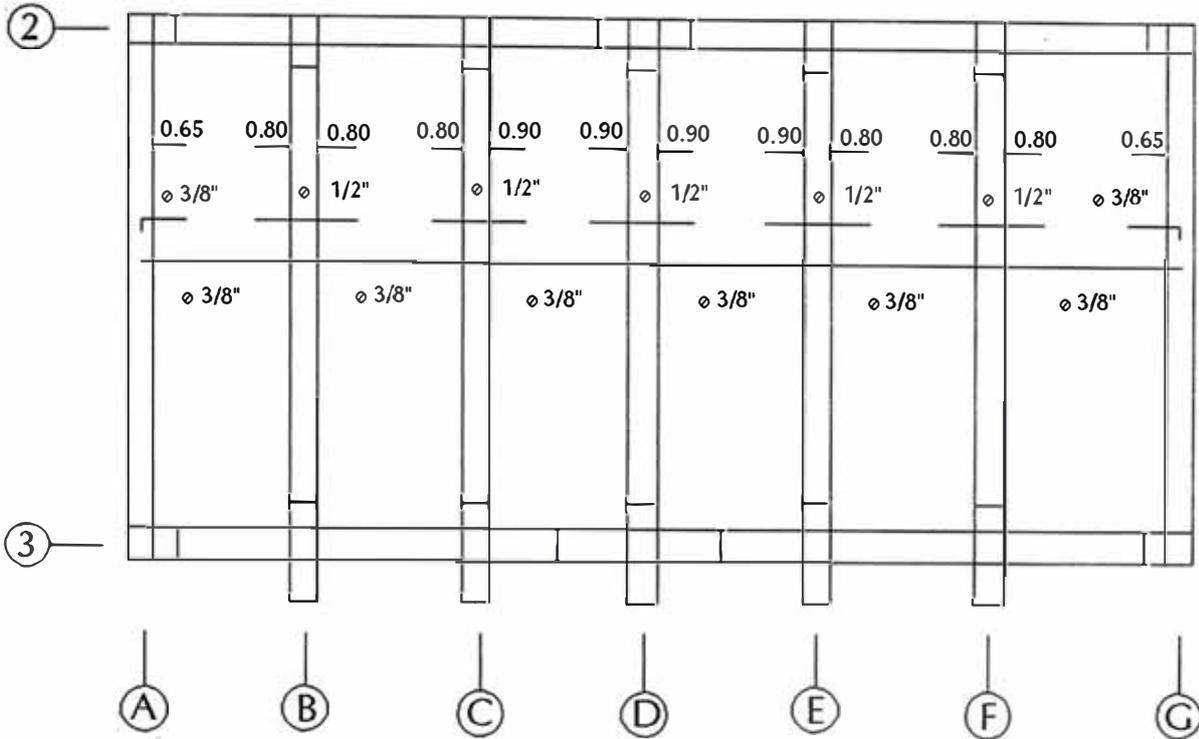


FIG (II.7) Refuerzo de la losa aligerada en toda su planta

## II.4.- Diseño de losas macizas.-

### II.4.1.- Condiciones Generales.-

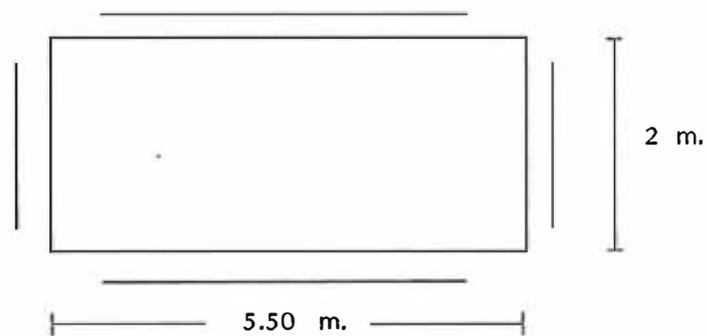
En losas macizas armadas en dos sentidos se usan los conceptos de Líneas de Fluencia y Diseño a la Rotura, siendo por tanto el procedimiento un poco más complicado que el de la losa aligerada.

Analizaremos la planta típica en la zona correspondiente entre los ejes ③ - ④ y B1 - E1 , zona en la cual se produce el nexo entre los dos cuerpos principales del edificio y a la cual se le ha diseñado una losa maciza con espesor similar

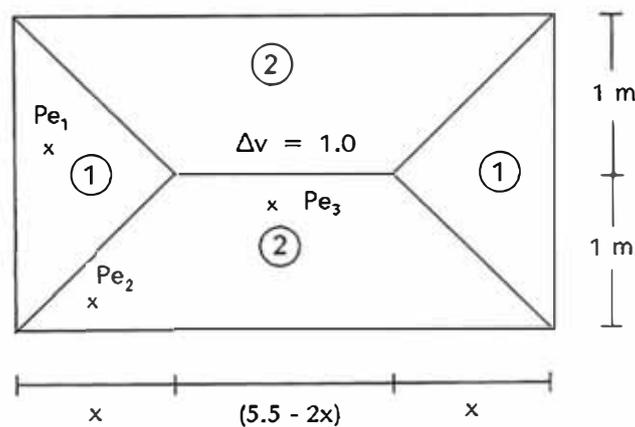
a la del aligerado.

#### II.4.2.- Diseño de losa maciza en la planta típica.-

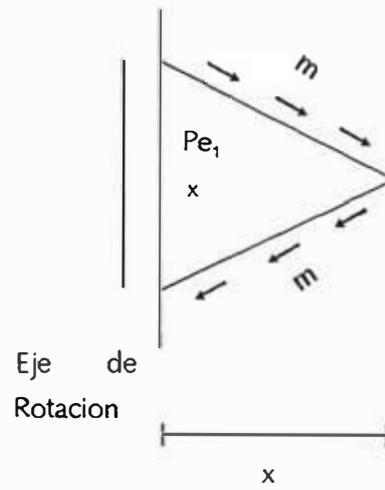
Las losas macizas están apoyadas monolíticamente en sus extremos sobre vigas y están armadas en sentido perpendicular a éstas. Para efectos de cálculo tomaremos el paño de mayor dimensión en la planta típica, aquél que se encuentra entre los ejes B1-C y 3-4.



Para efectos de análisis ubicaremos las probables líneas de fluencia

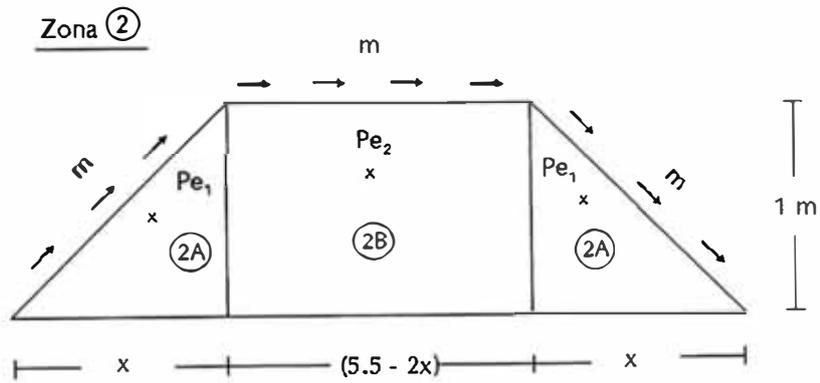


Zona ①



$$\Sigma M_{eje} = 0 = (1x) (W) \frac{x}{3} - 2m = 0$$

$$\rightarrow 2m = W \frac{x^2}{3} \rightarrow m = W \frac{x^2}{6} \quad \text{--- (I)}$$



$$\Sigma M_{eje} = 0$$

$$2 \left( \begin{array}{c} 1x \\ - \\ 2 \end{array} \right) W \frac{1}{3} + (5.5 - 2x) 1W \left( \begin{array}{c} 1 \\ - \\ 2 \end{array} \right) - 5.5 m = 0$$

$$\frac{Wx}{3} + 2.75 W - Wx - 5.5 m = 0$$

$$\rightarrow 2.75 W - \frac{2}{3} Wx - 5.5 m = 0 \quad \text{--- (II)}$$

De (I) y (II)

$$5.5 W \frac{x^2}{6} + \frac{2}{3} Wx - 2.75 W = 0$$

$$x = \frac{-\frac{2}{3} W \pm \sqrt{\frac{4}{9} W^2 - 4 \left(5.5 \frac{W}{6}\right) (-2.75 W)}}{2 \left(5.5 \frac{W}{6}\right)}$$

$$x = \frac{-\frac{2}{3} W \pm 3.24 W}{1.833 W}$$

$$x = 1.404$$

$$x = -2.131$$

$$\text{Luego en (1)} \quad m = W \frac{x^2}{6} = \frac{W (1.404)^2}{6} = 0.329 W$$

$$\rightarrow m = 0.329 W \quad \text{---- (II.47)}$$

### Determinación de cargas

#### Carga muerta

peso propio (t = 0.20 m)	500 Kg/m <sup>2</sup>
piso acabado + cielorraso	150 Kg/m <sup>2</sup>
tabiquería equivalente	150 Kg/m <sup>2</sup>
	D = 800 Kg/m <sup>2</sup>

#### Sobrecargas

$$L = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Carga última } W_u = 1.5 D + 1.8 L \quad (\text{N.T.E. E-060 10.2.1})$$

$$W_u = 1.5 * 800 + 1.8 * 400$$

$$W_u = 1920 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_u = 1.92 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{---- (II.48)}$$

$$\therefore \text{ en ---- (II.47)}$$

$$m = 0.329 * 1.92$$

$$m = 0.63 \text{ Ton - m}$$

$$M_u = 0.63 \text{ Ton - m}$$

$$d = 20 - (2 + 0.95) = 20 - 2.95 = 17.05 \text{ cm.}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{A_s * 4,200}{0.85 * 210 * 100} = 0.235 A_s$$

$$a = 0.235 A_s \quad \text{--- (I)}$$

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

$$M_u = A_s * 4.2 \left( 0.1705 - \frac{a}{2} \right) = 0.63$$

$$0.7161 A_s - a \frac{A_s}{2} = 0.63 \quad \text{--- (II)}$$

De (I) y (II)

$$0.12 A_s^2 - 0.72 A_s + 0.63 = 0$$

$$A_s = \frac{0.72 \pm \sqrt{(0.72)^2 - 4(0.12)(0.63)}}{2 * 0.12}$$

$$A_s = \frac{0.72 \pm 0.46}{0.24}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = 4.92 \text{ cm}^2/\text{m} \\ \vdots \\ A_s = 1.08 \text{ cm}^2/\text{m} \end{array} \right.$$

$A_s = \varnothing 3/8" @ .25\text{m}$  en c/sentido (malla inferior)

Para la malla superior repetimos, en forma conservadora.

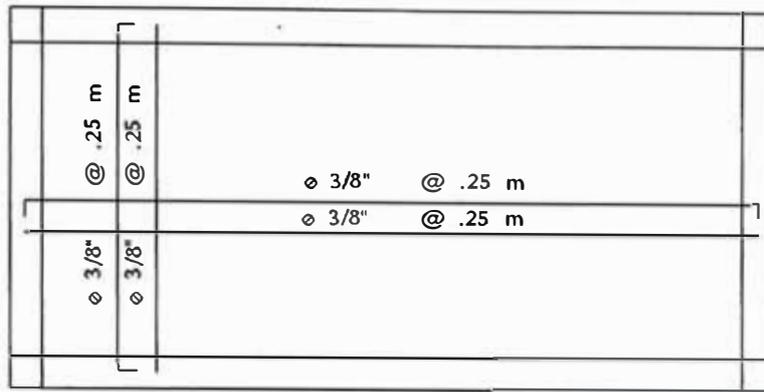


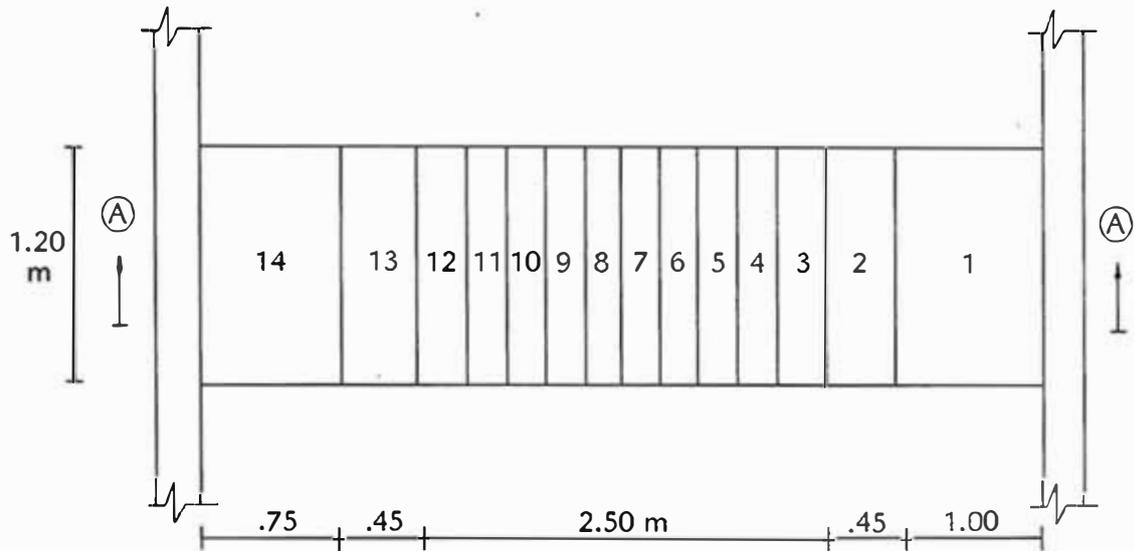
FIG (II.8) Detalle de refuerzo en la losa maciza de planta típica ( $t = 0.20 \text{ m}$ )

## II.5.- Diseño de escaleras.-

El diseño de escaleras se deduce a un estudio de una losa inclinada de sección variable, para el análisis generalmente se hacen algunas simplificaciones de modo que usualmente las escaleras convencionales se analizan como elementos isostáticos.

Para nuestra edificación, por ser repetitivos los tramos en los diferentes pisos, diseñamos la correspondiente a la segunda planta (planta típica).

En el diseño de la escalera usaremos un concreto de  $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$  colocándole armadura en el sentido longitudinal, (y tomaremos como luz la proyección de la escalera en el sentido horizontal), de la losa y armaduras transversales, (generalmente una barra por cada peldaño), para que contribuyan a la repartición de la carga y para que absorba los esfuerzos por temperatura o fragua.

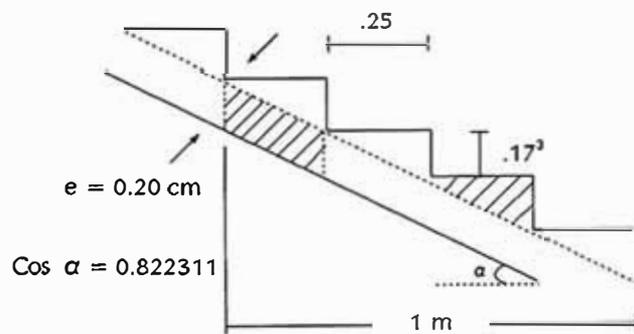


Espesor de la losa  $e = \frac{1}{25} \text{ Luz}$

$$e = \frac{1}{25} * 5.15 = 0.206 \text{ m.}$$

adoptaremos  $e = 20 \text{ cm.}$

Determinación del peso propio



### *Zona inclinada*

$$\begin{aligned} \text{Losa} &= \frac{1}{0.30} [ 0.173 * 0.25 * 1.20 * 2400 ] \frac{1}{\text{Cos } \alpha} \\ &= 504.92 \text{ Kg/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gradas} &= \frac{1}{0.30} \left( \frac{0.173 * 0.25}{2} \right) * 1.2 * 2400 \\ &= 207.60 \text{ Kg/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Piso acabado} &= \frac{1}{0.30} (0.173 + 0.25) * 1.2 * 100 \\ &= 169.20 \text{ Kg/ml} \end{aligned}$$

$$\text{Revoque inferior} = \frac{(1 * 1.2) 50}{\text{Cos } \alpha} = 72.97 \text{ Kg/ml}$$

$$W_D = 954.69 \text{ Kg/ml}$$

### *Zona horizontal*

$$\text{Losa} = 0.173 * 1.00 * 1.20 * 2400 = 498.24$$

$$\text{Piso acabado} = 1 * 1.20 * 100 = 100$$

$$\text{Revoque inferior} = 1.00 * 1.20 * 50 = 60$$

$$W_D = 678.24 \text{ Kg/ml}$$

En ambas zonas se considerará una sobrecarga de

$$s/c = 1 * 1.20 * 400 = 480 \text{ Kg/ml}$$

$$W_L = 480 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Luego } Wu_1 = 1.5 * 954.69 + 1.8 * 480 = 2,296.04 \text{ Kg/ml}$$

$$Wu_2 = 1.5 * 678.24 + 1.8 * 480 = 1,881.36 \text{ Kg/ml}$$

Determinamos R :

$$R (5.15) = 2,296.04 * \frac{4.15^2}{2} + 1,881.36 * 1 * 4.65$$

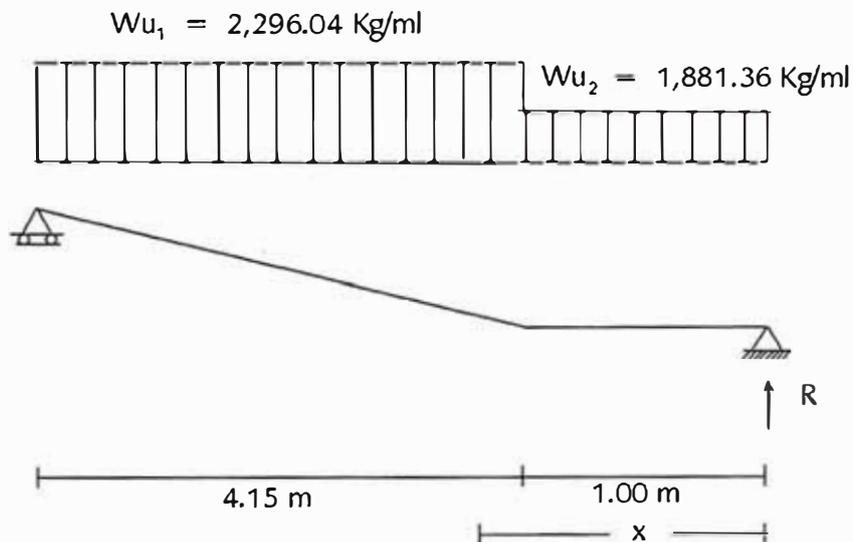
$$R = 5,537.88 \text{ Kg}$$

La sección de momento máximo se dará donde el cortante sea cero

$$\begin{aligned} \text{Luego } V &= 5,537.88 - 2,296.04 (x-1) - 1,881.36 * 1 = 0 \\ 3,656.52 - 2,296.04x + 2,296.04 &= 0 \end{aligned}$$

$$\rightarrow x = 2.59 \text{ m.}$$

$$\text{Su momento será } M = 5,537.88 * 2.59 = 14,343.11 \text{ Kgm}$$



El máximo momento resistente de la losa será :

$$M_{\max} = \phi f'c b d^2 w_{\max} (1 - 0.59 w_{\max}) \text{ --- (Por II.21)}$$

$$M_{\max} = 0.9 * 175 * 1.20 * 17^2 * 0.321 (1 - 0.59 * 0.321)$$

$$M_{\max} = 14,213 \text{ Kgm} < 14,343.11 \text{ Kgm} \quad \text{X mal !}$$

Cambiando a concreto de  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$$M_{\max} = 0.9 * 210 * 1.20 * 17^2 * 0.371 (1 - 0.59 * 0.371)$$

$$M_{\max} = 18,994.46 \text{ Kgm} \quad \checkmark \quad \text{OK !}$$

Determinación de las armaduras :

De (II.46)

$$w = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.7 M_u}{\phi f'c b d^2}}$$

$$w = 0.257976 \rightarrow \rho = 0.257976 * \frac{210}{4200} = 0.012899$$

$$As = 0.012899 * 1.20 * 17 = 26.31 \text{ cm}^2$$

Además de (II.27)

$$As_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{f'c} b d}{f_y}$$

$$As_{\min} = 0.7 \frac{\sqrt{210}}{4200} 120 * 17 = 4.93 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 7 \text{ } \phi \text{ } 3/8''$$

Por temperatura y contracción de fragua

De (II.29)

$$As_t = 0.0018 bt$$

$$As_t = 0.0018 * 120 * 17 = 3.67 \text{ cm}^2$$

$$s = \begin{cases} \frac{A_{\emptyset}}{A_s} = \frac{0.71}{3.67} = 19.35 \text{ cm} <> 20 \text{ cm.} \\ 5t = 5 * 17 = 85 \text{ cm.} \end{cases}$$

Luego  $\emptyset 3/8'' @ .20 \text{ m}$

En los apoyos colocamos

$$\frac{1}{3} (+) A_s = \frac{1}{3} * 26.31 = 8.7$$

se colocarán  $7 \emptyset 1/2''$

## CAPITULO III

### ANALISIS SISMICO Y ANALISIS ESTRUCTURAL

#### III.1.- Análisis estructural por cargas de gravedad.-

##### III.1.1.- Generalidades.-

Entre 1,850 y 1,875, grandes ingenieros como Menabrea, Maxwell, Castigliano y Mohr, entre otros, sentaron las bases para el análisis de estructuras aporticadas. En ese fructífero período se enunciaron importantes principios y se desarrollaron métodos de análisis adecuados para estructuras pequeñas, con bajo grado de hiperestaticidad. Tales procesos corresponden a los hoy llamados métodos de flexibilidades (o de fuerzas), en los que las incógnitas son típicamente fuerzas redundantes.

A principios del presente siglo se reconocía que las ecuaciones de equilibrio de estructuras altamente hiperestáticas pueden escribirse más fácilmente en términos de desplazamientos.

Hacia 1,915, Maney y Ostenfeld establecieron las ecuaciones de pendiente y deflexión. Tales ecuaciones, expresadas en lenguaje matricial, corresponden al método de rigideces. Sin embargo, con las herramientas y métodos disponibles en 1,915 sólo podían tratarse problemas muy simples.

Un aporte muy importante el de H. Cross quien hacia 1,930, propuso un proceso de relajación para resolver las referidas ecuaciones. El carácter ingenieril de las variables consideradas en el método de Cross y el ser, en cierta medida, un proceso

autocorrectivo, explican su gran éxito.

Los procesos de relajación (como el método de Cross y sus múltiples variantes) convergen rápidamente cuando se consideran pórticos con vigas muy rígidas y columnas relativamente flexibles, como era la práctica a principios de siglo. Sin embargo, la convergencia es pobrísima cuando se consideran estructuras con elementos verticales muy rígidos (placas), más aún si el pórtico está sometido a fuerzas horizontales importantes. Puede anotarse que ésta situación corresponde a la práctica actual al diseñar estructuras en zonas con alto riesgo sísmico.

Las herramientas de cómputo son hoy también muy diferentes a las que se tenían a principios de siglo. Así, aunque los principios básicos del análisis son los mismos, pueden utilizarse otros procedimientos de solución, resolviendo por eliminación directa grandes sistemas de ecuaciones.

La solución de los métodos de análisis ha sido particularmente notorias en las últimas décadas, con el uso cada vez más frecuente de las computadoras digitales. Actualmente estas herramientas se consideran indispensables para un análisis sísmico, no tanto por la posibilidad de efectuar los cálculos más rápidamente cuanto porque, al poder considerar mejores modelos, se logran estructuras más eficientes, confiables y económicas.

El presente análisis se basa en el análisis matricial de estructuras de barras, la cual se limita a modelos bidimensionales, con elementos de eje recto y sección constante, con cargas concentradas en los nudos, es decir a lo que se requiere para el análisis sísmico de estructuras aporricadas con

los procedimientos comúnmente utilizados.

En todo proceso de análisis la estructura se considera descompuesta en elementos o partes; estos elementos deben ser suficientemente simples como para que su comportamiento pueda conocerse sin dificultad. Los procesos analíticos clásicos consideran elementos infinitesimales; de las condiciones de equilibrio, aquellas de compatibilidad y de las relaciones de esfuerzo-deformación, para estos elementos infinitesimales resultan las ecuaciones diferenciales que gobiernan el problema.

El objetivo es entonces resolver las ecuaciones diferenciales, con apropiadas condiciones de borde, para obtener una o más funciones que representan la solución del problema. En cambio, en los procedimientos numéricos, incluyendo los métodos de análisis matricial, se consideran más bien elementos de dimensión finita. Resulta así un modelo discreto cuyo comportamiento queda descrito por un número finito de parámetros.

En el análisis matricial la formulación más común es la de las rigideces; los parámetros que definen la solución son desplazamientos de los nudos.

### III.1.2.- Conceptos básicos.-

Es posible describir el comportamiento de toda una estructura, o de una componente tal como un pórtico, en términos de desplazamientos y fuerzas asociadas a un número finito de grados de libertad mediante la siguiente expresión :

$$[ K ]^{(e)} \{ u \}^{(e)} = \{ f \}^{(e)} \quad \text{---- (III.1)}$$

donde :

- $[ K ]^{(e)}$  es la matriz de rigidez del elemento
- $\{ u \}^{(e)}$  es el vector de desplazamiento del elemento (que contiene traslaciones y giros) y,
- $\{ f \}^{(e)}$  es el correspondiente vector de fuerzas (que incluye momentos)

Considérese por ejemplo una viga de eje recto y sección constante, sometida únicamente a fuerzas concentradas en sus extremos.

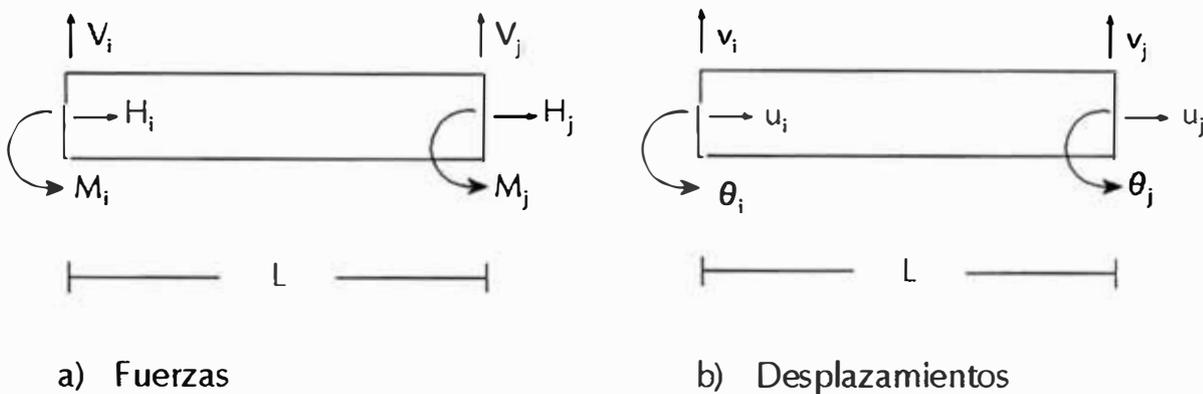


FIG (III.1) Fuerzas y desplazamientos considerados para recibir el comportamiento de un elemento de eje recto y sección constante

Para este elemento pueden escribirse las ecuaciones de "pendiente y deflexión"

$$M_i = \frac{2 EI}{L} (2 \theta_i + \theta_j - 3r)$$

$$M_j = \frac{2 EI}{L} (\theta_i + 2 \theta_j - 3r)$$

donde  $M_i$  y  $M_j$  son los momentos en los extremos.  $EI$  es una propiedad de la sección transversal,  $\theta_i$ ,  $\theta_j$  son los giros de las secciones extremas y  $r$  es el giro de la línea  $ij$  :

$$r = (v_j - v_i) / L$$

Además, por equilibrio :

$$v_i = -v_j = \frac{(M_i + M_j)}{L} \quad \text{---- (III.2)}$$

donde  $v_i$  y  $v_j$  son las fuerzas cortantes en los extremos. Por otro lado, las fuerzas y desplazamientos axiales están relacionados por :

$$H_i = -H_j = \frac{EA}{L} (u_j - u_i) \quad \text{---- (III.3)}$$

donde  $H_i$  y  $H_j$  son las fuerzas axiales en los extremos,  $u_i$  y  $u_j$  son los correspondientes desplazamientos.

Las ecuaciones (III.2) y (III.3) pueden escribirse en forma más compacta

$$K^{(e)} u^{(e)} = f^{(e)}$$

donde :

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

se denomina matriz de rigidez del elemento. La matriz columna :

$$u^{(e)} = \begin{bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_i \\ u_j \\ v_j \\ \theta_j \end{bmatrix}$$

se denomina vector de desplazamientos del elemento (notese que contiene traslaciones y giros) y :

$$f^{(e)} = \begin{bmatrix} H_i \\ V_i \\ M_i \\ H_j \\ V_j \\ M_j \end{bmatrix}$$

es el vector de fuerzas (que incluye momentos)

Las expresiones precedentes describen el comportamiento del elemento con referencia a ciertos "grados de libertad", a cada uno de los cuales se asocia una componente de desplazamiento y una componente de fuerza.

Es así que el elemento de la figura (III.1) tiene 6 grados, donde  $L$  es la longitud,  $u_i$ ,  $u_j$ ,  $v_i$ ,  $v_j$ ,  $\theta_i$ ,  $\theta_j$  son los desplazamientos nodales.

Los coeficientes de cada columna de la matriz de rigidez representan un estado de fuerzas en equilibrio. La columna  $j$  de la matriz de rigidez indican las fuerzas que deben aplicarse en correspondencia a cada grado de libertad para obtener un estado de desplazamiento con todas las componentes iguales a cero, excepto por un desplazamiento unitario en correspondencia al grado de libertad  $j$ .

Si el comportamiento de la estructura es lineal,  $K$  es constante y (por el teorema de reciprocidad) resulta simétrica.

### III.1.3.- Matriz de rigidez de los elementos.-

Las matrices de rigidez de los elementos de eje recto y sección constante se obtienen sustituyendo valores en expresiones conocidas.

En cada caso, deben tenerse grados de libertad que permitan considerar todas las acciones de interés. Así para el caso de una viga con 4 grados de libertad se obtiene

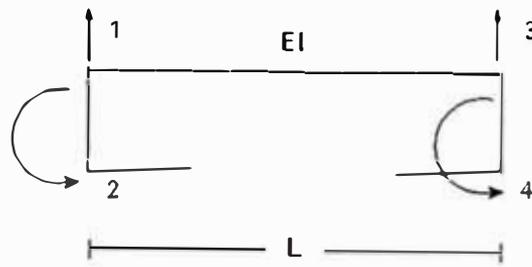


FIG (III.2) Grados de libertad para un elemento viga

$$K_{\text{viga}} = \begin{bmatrix} \frac{12 EI}{L^3} & \frac{6 EI}{L^2} & -\frac{12 EI}{L^3} & \frac{6 EI}{L^2} \\ \frac{6 EI}{L^2} & \frac{4 EI}{L} & -\frac{6 EI}{L^2} & \frac{2 EI}{L} \\ -\frac{12 EI}{L^3} & -\frac{6 EI}{L^2} & \frac{12 EI}{L^3} & \frac{6 EI}{L^2} \\ \frac{6 EI}{L^2} & \frac{2 EI}{L} & -\frac{6 EI}{L^2} & \frac{4 EI}{L} \end{bmatrix}$$

Nótese que no se han incluido los grados de libertad correspondientes a desplazamientos horizontales, lo que implica no considerar las deformaciones axiales.

Para el caso de una columna

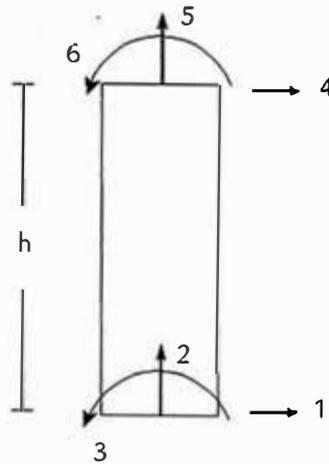


FIG (III.3) Grados de libertad considerados para un elemento columna (o placa)

$$K_{\text{columna}} = \begin{bmatrix} \frac{12 EI}{h^3} & 0 & -\frac{6 EI}{h^2} & -\frac{12 EI}{h^3} & 0 & -\frac{6 EI}{h^2} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6 EI}{h^2} & 0 & \frac{4 EI}{h} & \frac{6 EI}{h^2} & 0 & \frac{2 EI}{h^2} \\ -\frac{12 EI}{h^3} & 0 & \frac{6 EI}{h^2} & \frac{12 EI}{h^3} & 0 & \frac{6 EI}{h^2} \\ 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6 EI}{h^2} & 0 & \frac{2 EI}{h} & \frac{6 EI}{h^2} & 0 & \frac{4 EI}{h^2} \end{bmatrix}$$

Nótese que no se han incluido deformaciones de corte. Esto es aceptable si los elementos son relativamente estables, con una razón luz/peralte de 10 ó más . Para elementos poco estables, como es el caso de las placas, las deformaciones de corte son

significativas y deben ser consideradas en los coeficientes de rigidez.

En tal caso obtendremos,

$$K_{\text{placa}} = \begin{bmatrix} \frac{12 EI}{(1 + \phi) h^3} & & & & & \\ & 0 & \frac{EA}{h} & & & \\ & & & 0 & \frac{(h + \phi) EI}{(1 + \phi) h} & \\ & \frac{-6 EI}{(1 + \phi) h^2} & & & & \\ & & & & & \\ & \frac{-12 EI}{(1 + \phi) h^2} & 0 & \frac{6 EI}{(1 + \phi) h^2} & \frac{12 EI}{(1 + \phi) h^3} & \\ & & & & & \\ & 0 & \frac{-EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} \\ & & & & & \\ & \frac{-6 EI}{(1 + \phi) h^2} & 0 & \frac{(2 - \phi) EI}{(1 + \phi) h} & \frac{6 EI}{(1 + \phi) h^2} & 0 & \frac{(4 + \phi) EI}{(1 + \phi) h} \end{bmatrix} \quad \text{SIMETRICA}$$

donde  $\phi = \frac{12 EI}{G A_s h^2}$  cuantifica la importancia de las deformaciones de corte.

Para secciones rectangulares

$$A_s = \frac{5}{6} bt$$

$$G = 0.4 E$$

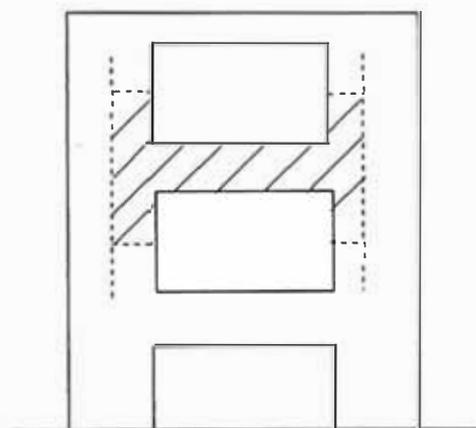
Luego  $\phi = 3 \left( \frac{t}{h} \right)^2$  ----- (III.4)

donde t es el peralte y h es la altura del entre piso

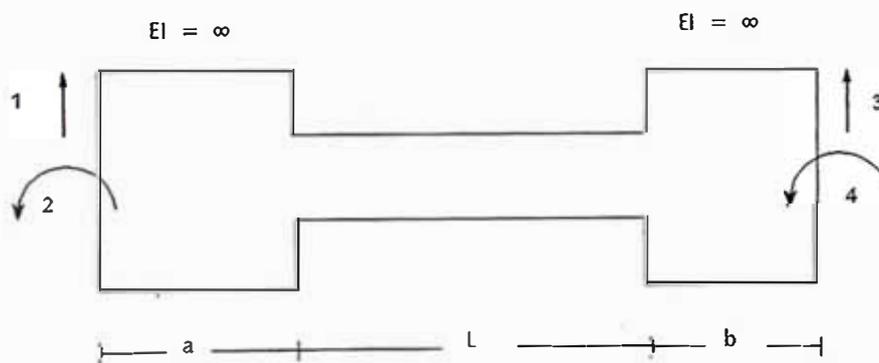
para elementos esbeltos  $\phi < 1$  y se desprecia

para placas de gran peralte  $\phi > 1$  se toma

Al analizar pórticos con placas debe también hacerse una modificación importante en las rigideces de las vigas. Es conveniente suponer que las porciones de las vigas son infinitamente rígidas, como se muestra en la FIG (III.4), entre las caras de apoyo y los ejes de los elementos verticales (placas).

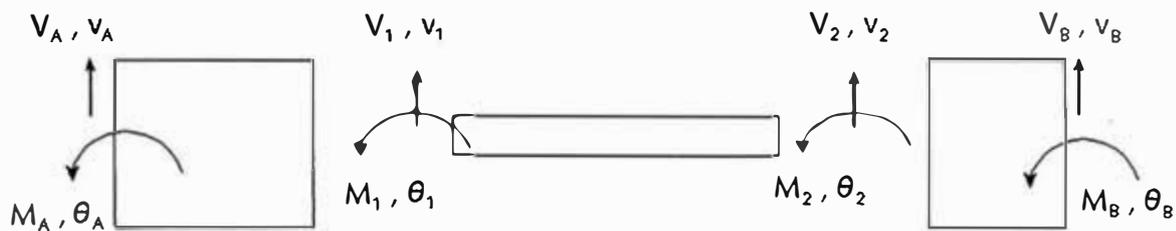


a) Elevacion de un portico mostrando elemento tipico



b) Grados de libertad

Dimensiones



c) Sub - elementos componentes

FIG (III.4) Elementos con brazos rígidos

La hipótesis de extremos infinitamente rígidos permite obtener la matriz K del elemento, utilizando condiciones de equilibrio y compatibilidad.

$$K_{\text{viga}} = \begin{bmatrix} S_1 & S_2 & -S_1 & S_3 \\ S_2 & S_4 & -S_2 & S_5 \\ -S_1 & -S_2 & S_1 & -S_3 \\ S_3 & S_5 & -S_3 & S_6 \end{bmatrix}$$

donde :

$$S_1 = \frac{12 EI}{L^3}$$

$$S_2 = \frac{6 EI}{L^2} + \frac{12 EI}{L^3} \quad a$$

$$S_3 = \frac{6 EI}{L^2} + \frac{12 EI}{L^3} \quad b$$

$$S_4 = \frac{4 EI}{L} + \frac{6 EI}{L^2} \quad (2a) + \frac{12 EI}{L^3} a^2$$

$$S_5 = \frac{2 EI}{L} + \frac{6 EI}{L^2} (a + b) + \frac{12 EI}{L^3} ab$$

$$S_6 = \frac{4 EI}{L} + \frac{6 EI}{L^2} \quad (2b) + \frac{12 EI}{L^3} b^2$$

Siendo  $L$  = longitud del tramo central, flexible

$a$  y  $b$  = longitudes de los brazos rígidos, por lo general mitad del peralte de las placas

#### III.1.4.- Matriz de rigidez y fuerza de la estructura.-

Para el análisis de pórticos planos deben considerarse los grados de libertad asociados a los desplazamientos horizontales en cada nivel y los asociados a giros y desplazamientos verticales de cada nudo.

Puede suponerse que el desplazamiento horizontal es el mismo para todos los nudos de un piso, lo que equivale a afirmar que la deformación axial de vigas y losas es poco importante.

Los coeficientes de la matriz de rigidez de la estructura pueden obtenerse sumando los coeficientes de rigidez de los elementos. Este proceso se conoce como "ensamblaje" de la matriz de rigidez.

Para realizar un análisis sísmico con las hipótesis habituales es suficiente considerar fuerzas concentradas, que pueden asociarse directamente con alguno de los grados de libertad del modelo. En tal caso, el vector de fuerzas  $f$ , es

simplemente una agrupación o lista ordenada de las fuerzas externas aplicadas (incluyendo ceros si no hay fuerzas aplicadas en correspondencia a un grado de libertad).

Si se realiza un análisis estático lineal es suficiente considerar las fuerzas externas aplicadas,  $f$  y las fuerzas "elásticas"  $Ku$ . Resolviendo el sistema de ecuaciones  $Ku = f$  se obtienen los desplazamientos  $u$ . A partir de estos pueden determinarse las fuerzas a nivel de los elementos, utilizando nuevamente expresiones de la forma :

$$K^{(e)} u^{(e)} = f^{(e)}$$

En general el vector de fuerza  $\{f\}$  (de toda la estructura) se obtiene sumando todas las fuerzas de empotramiento y restándolas del vector de carga ( $f_{\text{externas}}$ ) :

$$\{f\} = \{f_{\text{externa}}\} - \sum \{f_0\}^{(e)} \quad \text{---- (III.5)}$$

donde :

- $\{f\}$  = vector de fuerzas de la estructura
- $\{f_{\text{externa}}\}$  = fuerzas nodales externas (fuerzas aplicadas directamente en el nudo)
- $\{f_0\}^{(e)}$  = fuerzas de empotramiento producidas por los siguientes efectos :

- Carga de los elementos
- Temperatura
- Fuerza de montaje
- Asentamiento, otro.

Los desplazamientos arreglados en el mismo orden, constituyen el vector de desplazamiento  $\{u\}$ . Para conocer los desplazamientos de la estructura  $\{U\}$  es necesario resolver el

sistema de ecuaciones lineales  $[K] \{U\} = \{f\}$

Para hallar los momentos y fuerzas de cada elemento se procede a multiplicar la matriz de rigidez del elemento por su vector desplazamiento y sumando el vector de carga  $\{f_0\}^{(e)}$  del elemento a dicho producto.

$$\{f\}^{(e)} = [K]^{(e)} \{U\}^{(e)} + \{f_0\}^{(e)} \quad \text{---- (III.6)}$$

El diagrama de fuerza cortante y momento flector se dibuja con  $\{f\}^{(e)}$ .

La sección en los apoyos se puede obtener por equilibrio de fuerzas en estos nudos. Para verificar los resultados debe aplicarse el equilibrio en los nudos.

#### III.1.5.- Condiciones para el análisis.-

Se da a continuación un listado con las características geométricas de los elementos que forman las plantas y los pórticos del edificio, los cuales vienen a ser la base de datos para el programa ETABS cuyo archivo lleva el nombre de lucho14.EKO

```

          $$$$$$$$ $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$ $$$$$$$$ $$$$$$$$
        $$$$$$$$ $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$
      $$          $$          $$  $$  $$  $$  $$  $$
     $$          $$          $$  $$  $$  $$  $$  $$
    $$$$$$$$    $$          $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$
   $$          $$          $$  $$  $$  $$  $$  $$
  $$          $$          $$  $$  $$  $$  $$  $$
 $$$$$$$$    $$          $$  $$  $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$
 $$$$$$$$    $$          $$  $$  $$$$$$$$$$ $$$$$$$$$$ (R)

```

EXTENDED THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS  
 VERSION 5.40  
 BY  
 ASHRAF HABIBULLAH

Copyright (c) 1983-1992  
 COMPUTERS AND STRUCTURES, INC.  
 All rights reserved

NUMBER OF STORIES-----	12
NUMBER OF DIFFERENT FRAMES-----	1
NUMBER OF TOTAL FRAMES-----	1
NUMBER OF MASS TYPES-----	8
NUMBER OF LOAD CASES-----	24
NUMBER OF STRUCTURAL PERIODS-----	21
NUMBER OF MATERIAL PROPERTIES-----	2
NUMBER OF SECTION PROPERTIES FOR COLUMNS-----	15
NUMBER OF SECTION PROPERTIES FOR BEAMS-----	9
NUMBER OF SECTION PROPERTIES FOR DIAGONALS---	0
NUMBER OF SECTION PROPERTIES FOR PANELS-----	38
CODE FOR STATIC LATERAL ANALYSIS-----	1
CODE FOR DYNAMIC LATERAL ANALYSIS-----	2
CODE FOR STRUCTURE TYPE-----	0
CODE FOR P-DELTA ANALYSIS -----	0
CODE FOR FRAME JOINT STIFFNESS MODIFICATION--	1
CODE FOR FRAME JOINT DISPLACEMENT-----	1
CODE FOR FRAME SELF WEIGHT LOAD CONDITION----	1
CODE FOR POST PROCESSING MODE SHAPES-----	1

GRAVITATIONAL ACCELERATION-----	.9800E+01
EIGEN CONVERGENCE TOLERANCE-----	.1000E-03
EIGEN CUTOFF TIME PERIOD-----	.0000E+00
P-DELTA FACTOR-----	.1000E+01

STORY MASS TYPE NUMBER----- 1  
 NUMBER OF MASS SEGMENTS----- 13  
 MASS SCALE FACTOR----- .102E+00

SEGMENT NUMBER	SEGMENT MASS	COORDINATES OF CENTER		DIMENSIONS OF SEGMENT	
		X	Y	X	Y
1	1148.270000	10.70	17.43	21.40	12.15
2	1148.270000	14.15	8.73	14.50	5.25
3	1148.270000	.00	6.54	.00	9.63
4	1148.270000	3.50	6.54	.00	9.63
5	1148.270000	5.20	1.73	3.40	.00
6	1148.270000	6.90	3.91	.00	4.38
7	1148.270000	9.00	5.23	.00	1.75
8	1148.270000	10.70	4.35	3.40	.00
9	1148.270000	12.40	5.23	.00	1.75
10	1148.270000	21.40	3.91	.00	4.38
11	1148.270000	10.70	1.73	.00	.00
12	1148.270000	14.50	1.73	.00	.00
13	1148.270000	17.90	1.73	.00	.00

CALCULATED STORY MASS PROPERTIES

STORY MASS----- 44224.29  
 MASS MOMENT OF INERTIA----- 3124096.5  
 X-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 11.00  
 Y-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 14.30

STORY MASS TYPE NUMBER----- 2  
 NUMBER OF MASS SEGMENTS----- 8  
 MASS SCALE FACTOR----- .102E+00

SEGMENT NUMBER	SEGMENT MASS	COORDINATES OF CENTER		DIMENSIONS OF SEGMENT	
		X	Y	X	Y
1	1066.900000	10.70	14.85	21.40	7.00
2	1066.900000	7.95	6.54	2.10	9.63
3	1066.900000	15.20	8.73	12.40	5.25
4	1066.900000	15.20	3.04	12.40	2.63
5	1066.900000	16.90	5.23	9.00	1.75
6	1066.900000	.00	6.54	.00	9.63
7	1066.900000	3.50	6.54	.00	9.63
8	1066.900000	3.45	1.73	6.90	.00

CALCULATED STORY MASS PROPERTIES

STORY MASS----- 33701.31  
 MASS MOMENT OF INERTIA----- 2081709.1  
 X-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 11.54  
 Y-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 10.48

STORY MASS TYPE NUMBER----- 3  
 NUMBER OF MASS SEGMENTS----- 9  
 MASS SCALE FACTOR----- .102E+00

SEGMENT NUMBER	SEGMENT MASS	COORDINATES OF CENTER		DIMENSIONS OF SEGMENT	
		X	Y	X	Y
1	1299.660000	10.70	14.85	21.40	7.00
2	1299.660000	6.65	8.73	3.10	5.25
3	1299.660000	10.70	7.81	5.00	.98
4	1299.660000	14.75	8.73	3.10	5.25
5	1299.660000	4.50	5.23	9.00	1.75
6	1299.660000	16.90	5.23	9.00	1.75
7	1299.660000	10.70	6.10	3.40	.00
8	1299.660000	10.70	3.04	21.40	2.63
9	1299.660000	12.45	.86	17.90	1.73

CALCULATED STORY MASS PROPERTIES

STORY MASS----- 41002.69  
 MASS MOMENT OF INERTIA----- 2796601.0  
 X-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 10.87  
 Y-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 9.47

STORY MASS TYPE NUMBER----- 4  
 NUMBER OF MASS SEGMENTS----- 8  
 MASS SCALE FACTOR----- .102E+00

SEGMENT NUMBER	SEGMENT MASS	COORDINATES OF CENTER		DIMENSIONS OF SEGMENT	
		X	Y	X	Y
1	1288.470000	10.70	14.85	21.40	7.00
2	1288.470000	5.85	8.73	4.70	5.25
3	1288.470000	15.55	8.73	4.70	5.25
4	1288.470000	10.70	7.81	5.00	.98
5	1288.470000	4.50	3.05	9.00	6.10
6	1288.470000	16.90	3.05	9.00	6.10
7	1288.470000	10.70	2.18	3.40	4.35
8	1288.470000	10.70	6.10	3.40	.00

CALCULATED STORY MASS PROPERTIES

STORY MASS----- 43652.26  
 MASS MOMENT OF INERTIA----- 2992830.0  
 X-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 10.70  
 Y-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 9.28

STORY MASS TYPE NUMBER----- 5  
 NUMBER OF MASS SEGMENTS----- 8  
 MASS SCALE FACTOR----- .102E+00

SEGMENT NUMBER	SEGMENT MASS	COORDINATES OF CENTER		DIMENSIONS OF SEGMENT	
		X	Y	X	Y
1	1236.650000	10.70	14.85	21.40	7.00
2	1236.650000	6.65	8.73	3.10	5.25
3	1236.650000	14.75	8.73	3.10	5.25
4	1236.650000	10.70	7.81	5.00	.98
5	1236.650000	4.50	3.05	9.00	6.10
6	1236.650000	16.90	3.05	9.00	6.10
7	1236.650000	10.70	2.18	3.40	4.35
8	1236.650000	10.70	6.10	3.40	.00

CALCULATED STORY MASS PROPERTIES

STORY MASS----- 39776.67  
 MASS MOMENT OF INERTIA----- 2779620.9  
 X-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 10.70  
 Y-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 9.31

STORY MASS TYPE NUMBER----- 6  
 NUMBER OF MASS SEGMENTS----- 6  
 MASS SCALE FACTOR----- .102E+00

SEGMENT NUMBER	SEGMENT MASS	COORDINATES OF CENTER		DIMENSIONS OF SEGMENT	
		X	Y	X	Y
1	1290.930000	10.70	14.85	21.40	7.00
2	1290.930000	4.50	5.23	9.00	1.75
3	1290.930000	16.90	5.23	9.00	1.75
4	1290.930000	10.70	3.04	21.40	2.63
5	1290.930000	10.70	6.10	3.40	.00
6	1290.930000	8.60	6.71	.80	1.23

CALCULATED STORY MASS PROPERTIES

STORY MASS----- 31859.02  
 MASS MOMENT OF INERTIA----- 2220120.5  
 X-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 10.69  
 Y-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 10.70

STORY MASS TYPE NUMBER----- 7  
 NUMBER OF MASS SEGMENTS----- 7  
 MASS SCALE FACTOR----- .102E+00

SEGMENT NUMBER	SEGMENT MASS	COORDINATES OF CENTER		DIMENSIONS OF SEGMENT	
		X	Y	X	Y
1	1290.930000	10.70	14.85	21.40	7.00
2	1290.930000	4.50	5.23	9.00	1.75
3	1290.930000	16.90	5.23	9.00	1.75
4	1290.930000	10.70	3.04	21.40	2.63
5	1290.930000	10.70	6.71	3.40	1.23
6	1290.930000	8.60	7.32	.80	.00
7	1290.930000	12.80	7.32	.80	.00

CALCULATED STORY MASS PROPERTIES

STORY MASS----- 32041.47  
 MASS MOMENT OF INERTIA----- 2220226.2  
 X-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 10.70  
 Y-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 10.69

STORY MASS TYPE NUMBER----- 8  
NUMBER OF MASS SEGMENTS----- 1  
MASS SCALE FACTOR----- .102E+00

SEGMENT	SEGMENT	COORDINATES OF CENTER		DIMENSIONS OF SEGMENT	
NUMBER	MASS	X	Y	X	Y
1	1712.540000	10.70	3.91	7.60	4.38

CALCULATED STORY MASS PROPERTIES

STORY MASS----- 5810.41  
MASS MOMENT OF INERTIA----- 37235.4  
X-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 10.70  
Y-ORDINATE OF CENTER OF MASS----- 3.91

## STRUCTURAL STORY HEIGHTS AND MASS DATA

LEVEL	HEIGHT	MASS	TYPE	MASS	MMI	XM	YM
PISO-12	5.30	8		5810.414	37235.4	10.70	3.91
PISO-11	2.70	8		5810.414	37235.4	10.70	3.91
PISO-10	2.70	7		32041.467	2220226.2	10.70	10.69
PISO-9	2.70	6		31859.024	2220120.5	10.69	10.70
PISO-8	2.70	5		39776.666	2779620.9	10.70	9.31
PISO-7	2.70	4		43652.259	2992830.0	10.70	9.28
PISO-6	2.70	4		43652.259	2992830.0	10.70	9.28
PISO-5	2.70	3		41002.689	2796601.0	10.87	9.47
PISO-4	2.70	3		41002.689	2796601.0	10.87	9.47
PISO-3	2.70	3		41002.689	2796601.0	10.87	9.47
PISO-2	2.70	2		33701.309	2081709.1	11.54	10.48
PISO-1	3.00	1		44224.293	3124096.5	11.00	14.30

STRUCTURAL EXTERNAL STORY STIFFNESS DATA . .

LEVEL	K-X	K-Y	K-ROTN
PISO-12	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
PISO-11	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
PISO-10	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
PISO-9	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
PISO-8	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
PISO-7	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
PISO-6	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
PISO-5	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
PISO-4	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
PISO-3	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
PISO-2	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
PISO-1	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00

MATERIAL PROPERTIES

ID	TYPE	ELASTIC MODULUS	UNIT WEIGHT	POISSONS RATIO
1	C	.220E+10	.240E+04	.250
2	W	.220E+10	.240E+04	.250

MATERIAL PROPERTIES FOR DESIGN

ID	TYPE	FY	FC	FYS	FBMAJ	FBMIN
1	C	.420E+08	.210E+07	.210E+08		
2	W	.420E+08	.210E+07	.210E+08		

SECTION PROPERTIES FOR COLUMNS

ID	MAT ID	SECTION TYPE	MAJOR DIM	MINOR DIM	FLANGE THICK	WEB THICK
1	2	RECT	.600	.300	.000	.000
2	2	RECT	1.200	.300	.000	.000
3	2	RECT	1.500	.300	.000	.000
4	2	RECT	1.100	.300	.000	.000
5	2	RECT	.900	.300	.000	.000
6	2	RECT	1.400	.300	.000	.000
7	2	RECT	.700	.300	.000	.000
8	2	RECT	.500	.300	.000	.000
9	2	RECT	1.000	.300	.000	.000
10	2	RECT	.850	.300	.000	.000
11	2	RECT	.400	.300	.000	.000
12	2	RECT	.750	.300	.000	.000
13	2	RECT	.300	.300	.000	.000
14	2	RECT	.300	.250	.000	.000
15	2	RECT	.400	.250	.000	.000

ANALYSIS SECTION PROPERTIES FOR COLUMNS

ID	AXIAL A	MAJOR AV	MINOR AV	TORSION J	MAJOR I	MINOR I
1	.180	.150	.150	.3708E-02	.5400E-02	.1350E-02
2	.360	.300	.300	.9100E-02	.4320E-01	.2700E-02
3	.450	.375	.375	.1180E-01	.8438E-01	.3375E-02
4	.330	.275	.275	.8200E-02	.3328E-01	.2475E-02
5	.270	.225	.225	.6401E-02	.1823E-01	.2025E-02
6	.420	.350	.350	.1090E-01	.6860E-01	.3150E-02
7	.210	.175	.175	.4604E-02	.8575E-02	.1575E-02
8	.150	.125	.125	.2817E-02	.3125E-02	.1125E-02
9	.300	.250	.250	.7300E-02	.2500E-01	.2250E-02
10	.255	.213	.213	.5951E-02	.1535E-01	.1913E-02
11	.120	.100	.100	.1944E-02	.1600E-02	.9000E-03
12	.225	.188	.188	.5053E-02	.1055E-01	.1688E-02
13	.090	.075	.075	.1141E-02	.6750E-03	.6750E-03
14	.075	.063	.063	.7752E-03	.5625E-03	.3906E-03
15	.100	.083	.083	.1273E-02	.1333E-02	.5208E-03

## SECTION PROPERTIES FOR BEAMS

ID	MAT ID	SECTION TYPE	DEPTH BELOW	DEPTH ABOVE	BEAM WIDTH	FLANGE THICK	WEB THICK
1	2	RECT	.500	.100	.300	.000	.000
2	2	RECT	.250	.100	.300	.000	.000
3	2	RECT	.200	.100	.300	.000	.000
4	2	RECT	.150	.100	.300	.000	.000
5	2	RECT	.100	.100	.600	.000	.000
6	2	RECT	.100	.100	.300	.000	.000
7	2	RECT	.100	.100	.350	.000	.000
8	2	RECT	.200	.100	.250	.000	.000
9	2	RECT	.100	.100	.400	.000	.000

## ANALYSIS SECTION PROPERTIES FOR BEAMS

ID	AXIAL A	MAJOR AV	MINOR AV	TORSION J	MAJOR I	MINOR I
1	.180	.150	.150	.3708E-02	.5400E-02	.1350E-02
2	.105	.088	.088	.1526E-02	.1072E-02	.7875E-03
3	.090	.075	.075	.1141E-02	.6750E-03	.6750E-03
4	.075	.063	.063	.7752E-03	.3906E-03	.5625E-03
5	.120	.100	.100	.1264E-02	.4000E-03	.3600E-02
6	.060	.050	.050	.4695E-03	.2000E-03	.4500E-03
7	.070	.058	.058	.6003E-03	.2333E-03	.7146E-03
8	.075	.063	.063	.7752E-03	.5625E-03	.3906E-03
9	.080	.067	.067	.7324E-03	.2667E-03	.1067E-02

## SECTION PROPERTIES FOR PANELS

ID	MAT ID	PANEL THICK
1	2	.250
2	2	.250
3	2	.250
4	2	.250
5	2	.250
6	2	.250
7	2	.250
8	2	.250
9	2	.200
10	2	.200
11	2	.200
12	2	.200
13	2	.200
14	2	.200
15	2	.200
16	2	.200
17	2	.250
18	2	.300
19	2	.300
20	2	.300
21	2	.300
22	2	.250
23	2	.300
24	2	.300
25	2	.300
26	2	.300
27	2	.200
28	2	.200
29	2	.250
30	2	.250
31	2	.300
32	2	.250
33	2	.250
34	2	.250
35	2	.250
36	2	.250
37	2	.200
38	2	.200

```

FRAME ID NUMBER----- 1
NUMBER OF STORY LEVELS----- 12
NUMBER OF COLUMN LINES----- 81
NUMBER OF BAYS----- 107
NUMBER OF BRACING ELEMENTS----- 0
NUMBER OF PANEL ELEMENTS----- 216
NUMBER OF COLUMN LATERAL LOAD PATTERNS----- 0
NUMBER OF BEAM SPAN LOAD PATTERNS----- 83
MAXIMUM NUMBER OF LOADS PER BEAM SPAN----- 0
    
```

COLUMN LINE COORDINATES AND ORIENTATIONS

COLUMN	X-ORD	Y-ORD	ANGLE
1	.000	.000	.00000
2	3.500	.000	.00000
3	6.900	.000	.00000
4	10.700	.000	.00000
5	14.500	.000	.00000
6	17.900	.000	.00000
7	21.400	.000	180.00000
8	.000	1.725	.00000
9	3.500	1.725	90.00000
10	6.900	1.725	90.00000
11	10.700	1.725	90.00000
12	14.500	1.725	90.00000
13	17.900	1.725	90.00000
14	21.400	1.725	180.00000
15	6.900	4.350	.00000
16	9.000	4.350	180.00000
17	10.700	4.350	270.00000
18	12.400	4.350	.00000
19	14.500	4.350	180.00000
20	9.000	4.725	90.00000
21	12.400	4.725	90.00000
22	9.000	5.725	270.00000
23	12.400	5.725	270.00000
24	.575	6.100	.00000
25	3.500	6.100	270.00000
26	6.900	6.100	270.00000
27	5.100	6.100	90.00000
28	8.200	6.100	90.00000
29	9.000	6.100	180.00000
30	12.400	6.100	.00000
31	13.200	6.100	90.00000
32	14.500	6.100	270.00000
33	16.300	6.100	90.00000
34	17.900	6.100	270.00000
35	20.825	6.100	180.00000
36	8.200	7.325	.00000
37	8.200	8.300	.00000

COLUMN LINE COORDINATES AND ORIENTATIONS

COLUMN	X-ORD	Y-ORD	ANGLE
38	13.200	7.325	180.00000
39	13.200	8.300	180.00000
40	.575	11.350	.00000
41	3.500	11.350	270.00000
42	5.100	11.350	270.00000
43	6.900	11.350	270.00000
44	8.200	11.350	270.00000
45	10.700	11.350	270.00000
46	13.200	11.350	270.00000
47	14.500	11.350	270.00000
48	16.300	11.350	270.00000
49	17.900	11.350	270.00000
50	20.825	11.350	180.00000
51	.575	18.350	.00000
52	3.500	18.350	270.00000
53	6.900	18.350	270.00000
54	9.700	18.350	180.00000
55	10.700	18.350	270.00000
56	11.700	18.350	.00000
57	14.500	18.350	270.00000
58	17.900	18.350	270.00000
59	20.825	18.350	180.00000
60	.000	18.350	90.00000
61	21.400	18.350	90.00000
62	.000	23.500	270.00000
63	3.500	23.500	270.00000
64	6.900	23.500	270.00000
65	14.500	23.500	270.00000
66	17.900	23.500	270.00000
67	21.400	23.500	270.00000
68	.000	6.100	.00000
69	21.400	6.100	270.00000
70	.000	11.350	.00000
71	21.400	11.350	90.00000
72	10.700	6.100	.00000
73	8.200	8.500	.00000
74	13.200	8.500	.00000
75	10.700	8.500	.00000
76	6.900	8.500	.00000
77	14.500	8.500	.00000
78	10.700	23.500	270.00000
79	9.000	7.325	.00000
80	6.900	7.325	.00000
81	12.400	7.325	.00000

BAY CONNECTIVITY DATA

BAY	I-COLUMN	J-COLUMN	BAY LENGTH
1	16	18	3.400

## BAY CONNECTIVITY DATA

BAY	I-COLUMN	J-COLUMN	BAY LENGTH
2	36	38	5.000
3	37	39	5.000
4	44	28	5.250
5	29	16	1.750
6	15	16	2.100
7	18	19	2.100
8	30	18	1.750
9	46	31	5.250
10	42	27	5.250
11	48	33	5.250
12	60	70	7.000
13	52	41	7.000
14	55	45	7.000
15	58	49	7.000
16	61	71	7.000
17	62	60	5.150
18	63	52	5.150
19	64	53	5.150
20	65	57	5.150
21	66	58	5.150
22	67	61	5.150
23	70	68	5.250
24	41	25	5.250
25	49	34	5.250
26	71	69	5.250
27	45	72	5.250
28	73	74	5.000
29	53	43	7.000
30	43	26	5.250
31	26	15	1.750
32	15	10	2.625
33	10	3	1.725
34	57	47	7.000
35	47	32	5.250
36	32	19	1.750
37	19	12	2.625
38	12	5	1.725
39	73	76	1.300
40	77	74	1.300
41	62	63	3.500
42	63	64	3.400
43	64	78	3.800
44	78	65	3.800
45	65	66	3.400
46	66	67	3.500
47	60	51	.575
48	51	52	2.925
49	52	53	3.400
50	53	54	2.800
51	54	56	2.000

## BAY CONNECTIVITY DATA

BAY	I-COLUMN	J-COLUMN	BAY LENGTH
52	56	57	2.800
53	57	58	3.400
54	58	59	2.925
55	59	61	.575
56	78	55	5.150
57	70	40	.575
58	40	41	2.925
59	41	42	1.600
60	42	43	1.800
61	43	44	1.300
62	44	45	2.500
63	45	46	2.500
64	46	47	1.300
65	47	48	1.800
66	48	49	1.600
67	49	50	2.925
68	50	71	.575
69	68	24	.575
70	24	25	2.925
71	25	27	1.600
72	27	26	1.800
73	26	28	1.300
74	28	29	.800
75	29	72	1.700
76	72	30	1.700
77	30	31	.800
78	31	32	1.300
79	32	33	1.800
80	33	34	1.600
81	34	35	2.925
82	35	69	.575
83	8	9	3.500
84	9	10	3.400
85	10	11	3.800
86	11	12	3.800
87	12	13	3.400
88	13	14	3.500
89	1	2	3.500
90	2	3	3.400
91	3	4	3.800
92	4	5	3.800
93	5	6	3.400
94	6	7	3.500
95	68	8	4.375
96	8	1	1.725
97	25	9	4.375
98	9	2	1.725
99	34	13	4.375
100	13	6	1.725
101	69	14	4.375

## BAY CONNECTIVITY DATA

BAY	I-COLUMN	J-COLUMN	BAY LENGTH
102	14	7	1.725
103	17	11	2.625
104	11	4	1.725
105	29	79	1.225
106	80	36	1.300
107	81	30	1.225

## BEAM SPAN LOADING PATTERNS

ID	NCON	UNIFORM	LOAD-I	LOAD-J	MOM-I	MOM-J
1	0	.22900E+04	.00	.00	.00	.00
2	0	.15500E+04	.00	.00	.00	.00
3	0	.24100E+04	.00	.00	.00	.00
4	0	.16500E+04	.00	.00	.00	.00
5	0	.18300E+04	.00	.00	.00	.00
6	0	.95000E+03	.00	.00	.00	.00
7	0	.25300E+04	.00	.00	.00	.00
8	0	.17500E+04	.00	.00	.00	.00
9	0	.48600E+04	.00	.00	.00	.00
10	0	.38700E+04	.00	.00	.00	.00
11	0	.31600E+04	.00	.00	.00	.00
12	0	.12400E+04	.00	.00	.00	.00
13	0	.85000E+03	.00	.00	.00	.00
14	0	.35000E+03	.00	.00	.00	.00
15	0	.17600E+04	.00	.00	.00	.00
16	0	.23100E+04	.00	.00	.00	.00
17	0	.27400E+04	.00	.00	.00	.00
18	0	.21100E+04	.00	.00	.00	.00
19	0	.24500E+04	.00	.00	.00	.00
20	0	.17300E+04	.00	.00	.00	.00
21	0	.23900E+04	.00	.00	.00	.00
22	0	.30500E+04	.00	.00	.00	.00
23	0	.40800E+04	.00	.00	.00	.00
24	0	.33200E+04	.00	.00	.00	.00
25	0	.67000E+03	.00	.00	.00	.00
26	0	.50000E+03	.00	.00	.00	.00
27	0	.23000E+04	.00	.00	.00	.00
28	0	.15800E+04	.00	.00	.00	.00
29	0	.87000E+03	.00	.00	.00	.00
30	0	.28100E+04	.00	.00	.00	.00
31	0	.81000E+03	.00	.00	.00	.00
32	0	.14000E+04	.00	.00	.00	.00
33	0	.43000E+03	.00	.00	.00	.00
34	0	.29300E+04	.00	.00	.00	.00
35	0	.86000E+03	.00	.00	.00	.00
36	0	.45300E+04	.00	.00	.00	.00
37	0	.32600E+04	.00	.00	.00	.00
38	0	.32800E+04	.00	.00	.00	.00
39	0	.34000E+04	.00	.00	.00	.00

## BEAM SPAN LOADING PATTERNS

ID	NCON	UNIFORM	LOAD-I	LOAD-J	MOM-I	MOM-J
40	0	.91000E+03	.00	.00	.00	.00
41	0	.41200E+04	.00	.00	.00	.00
42	0	.40000E+04	.00	.00	.00	.00
43	0	.43500E+04	.00	.00	.00	.00
44	0	.34200E+04	.00	.00	.00	.00
45	0	.11900E+04	.00	.00	.00	.00
46	0	.93000E+03	.00	.00	.00	.00
47	0	.18000E+03	.00	.00	.00	.00
48	0	.17000E+04	.00	.00	.00	.00
49	0	.11600E+04	.00	.00	.00	.00
50	0	.16700E+04	.00	.00	.00	.00
51	0	.15800E+04	.00	.00	.00	.00
52	0	.19300E+04	.00	.00	.00	.00
53	0	.14600E+04	.00	.00	.00	.00
54	0	.12000E+04	.00	.00	.00	.00
55	0	.11800E+04	.00	.00	.00	.00
56	0	.25500E+04	.00	.00	.00	.00
57	0	.38200E+04	.00	.00	.00	.00
58	0	.62000E+03	.00	.00	.00	.00
59	0	.41000E+04	.00	.00	.00	.00
60	0	.19200E+04	.00	.00	.00	.00
61	0	.60000E+03	.00	.00	.00	.00
62	0	.10400E+04	.00	.00	.00	.00
63	0	.19000E+04	.00	.00	.00	.00
64	0	.96000E+03	.00	.00	.00	.00
65	0	.14400E+04	.00	.00	.00	.00
66	0	.18400E+04	.00	.00	.00	.00
67	0	.22500E+04	.00	.00	.00	.00
68	0	.15300E+04	.00	.00	.00	.00
69	0	.92000E+03	.00	.00	.00	.00
70	0	.90000E+03	.00	.00	.00	.00
71	0	.14700E+04	.00	.00	.00	.00
72	0	.38000E+03	.00	.00	.00	.00
73	0	.13800E+04	.00	.00	.00	.00
74	0	.25000E+03	.00	.00	.00	.00
75	0	.54000E+03	.00	.00	.00	.00
76	0	.19000E+03	.00	.00	.00	.00
77	0	.12300E+04	.00	.00	.00	.00
78	0	.44000E+03	.00	.00	.00	.00
79	0	.12100E+04	.00	.00	.00	.00
80	0	.18100E+04	.00	.00	.00	.00
81	0	.41000E+03	.00	.00	.00	.00
82	0	.15000E+03	.00	.00	.00	.00
83	0	.14300E+04	.00	.00	.00	.00

INPUT AND/OR GENERATED COLUMN PROPERTY ID\*S

LEVEL	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11	13	11	0	0	13
PISO-11	0	0	0	0	0	0	0	0	11	11	11	11	11	0	13
PISO-10	0	0	0	0	0	0	0	0	11	11	11	11	11	0	0
PISO-9	0	0	0	0	0	0	0	0	11	11	11	11	11	0	0
PISO-8	0	0	0	0	0	0	0	0	8	8	8	8	8	0	0
PISO-7	0	0	0	0	0	0	0	0	7	7	7	7	7	0	0
PISO-6	0	0	0	0	0	0	0	0	5	5	5	5	5	0	0
PISO-5	0	0	0	0	0	0	0	0	5	5	5	5	5	0	0
PISO-4	0	0	0	0	0	0	0	0	4	4	4	4	4	0	0
PISO-3	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	0	0
PISO-2	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	0	0
PISO-1	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2	2	2	2	0	0
LEVEL	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
PISO-12	0	0	0	13	0	0	0	0	0	0	8	0	0	0	0
PISO-11	0	0	0	13	0	0	0	0	0	11	12	0	0	0	0
PISO-10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11	12	0	0	0	0
PISO-9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11	12	0	0	0	0
PISO-8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8	10	0	0	0	0
PISO-7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	9	0	0	0	0
PISO-6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	2	0	0	0	0
PISO-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	2	0	0	0	0
PISO-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	6	0	0	0	0
PISO-3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	3	0	0	0	0
PISO-2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	3	0	0	0	0
PISO-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	3	0	0	0	0
LEVEL	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45
PISO-12	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	12	0	11	0	0	0	0	0	0	11	0	12	0	11
PISO-10	0	12	0	11	0	0	0	0	0	0	11	0	12	0	11
PISO-9	0	12	0	11	0	0	0	0	0	0	11	0	12	0	11
PISO-8	0	10	0	8	0	0	0	0	0	0	8	0	10	0	8
PISO-7	0	9	0	7	0	0	0	0	0	0	7	0	9	0	7
PISO-6	0	2	0	5	0	0	0	0	0	0	5	0	2	0	5
PISO-5	0	2	0	5	0	0	0	0	0	0	5	0	2	0	5
PISO-4	0	6	0	4	0	0	0	0	0	0	4	0	6	0	4
PISO-3	0	3	0	2	0	0	0	0	0	0	2	0	3	0	2
PISO-2	0	3	0	2	0	0	0	0	0	0	2	0	3	0	2
PISO-1	0	3	0	2	0	0	0	0	0	0	2	0	3	0	2
LEVEL	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	12	0	11	0	0	11	11	0	11	0	11	11	0	0
PISO-10	0	12	0	11	0	0	11	11	0	11	0	11	11	0	0
PISO-9	0	12	0	11	0	0	11	11	0	11	0	11	11	0	0

LEVEL	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
PISO-8	0	10	0	8	0	0	8	8	0	8	0	8	8	0	0
PISO-7	0	9	0	7	0	0	7	7	0	7	0	7	7	0	0
PISO-6	0	2	0	5	0	0	5	5	0	5	0	5	5	0	0
PISO-5	0	2	0	5	0	0	5	5	0	5	0	5	5	0	0
PISO-4	0	6	0	4	0	0	4	4	0	4	0	4	4	0	0
PISO-3	0	3	0	2	0	0	2	2	0	2	0	2	2	0	0
PISO-2	0	3	0	2	0	0	2	2	0	2	0	2	2	0	0
PISO-1	0	3	0	2	0	0	2	2	0	2	0	2	2	0	0

LEVEL	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-2	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-1	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0

LEVEL	76	77	78	79	80	81
PISO-12	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	0	0	0	0	0
PISO-10	0	0	0	0	0	0
PISO-9	0	0	0	0	0	0
PISO-8	0	0	0	0	0	0
PISO-7	0	0	0	0	0	0
PISO-6	0	0	0	0	0	0
PISO-5	0	0	0	0	0	0
PISO-4	0	0	0	0	0	0
PISO-3	0	0	0	0	0	0
PISO-2	0	0	1	0	0	0
PISO-1	0	0	1	0	0	0

INPUT AND/OR GENERATED COLUMN PIN ENDS  
 DATA SPECIFIED FOR THIS OPTION IS ALL ZERO

INPUT AND/OR GENERATED COLUMN STORY DISCONNECTIONS  
 DATA SPECIFIED FOR THIS OPTION IS ALL ZERO

INPUT AND/OR GENERATED BAY PROPERTY ID\*S

LEVEL	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	6	0	0	8	7	7	8	0	0	0	0	1	1	1
PISO-10	0	0	0	0	8	7	7	8	0	0	0	0	1	1	1
PISO-9	0	1	1	1	8	7	7	8	1	1	1	0	1	1	1
PISO-8	0	1	1	1	8	7	7	8	1	0	0	0	1	1	1
PISO-7	0	1	1	1	8	7	7	8	1	0	0	0	1	1	1
PISO-6	0	1	1	1	8	7	7	8	1	1	1	0	1	1	1
PISO-5	0	1	1	1	8	7	7	8	1	1	1	0	1	1	1
PISO-4	0	1	1	1	8	7	7	8	1	1	1	0	1	1	1
PISO-3	0	1	1	1	8	7	7	8	1	1	1	0	1	1	1
PISO-2	0	0	0	0	8	7	7	8	0	0	0	0	1	1	1
PISO-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1
LEVEL	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
PISO-9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
PISO-8	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	1	1
PISO-7	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	1	1
PISO-6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
PISO-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
PISO-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
PISO-3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
PISO-2	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	1	1	1	1
PISO-1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	1	0	0	0	1	0
LEVEL	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	1	1	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-10	1	1	0	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-9	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
PISO-8	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
PISO-7	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
PISO-6	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
PISO-5	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
PISO-4	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
PISO-3	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0
PISO-2	1	1	0	1	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0
PISO-1	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
LEVEL	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	9	9	9	9	9	9	9	9	9	0	2	2	2	2
PISO-10	0	9	9	9	9	9	9	9	9	9	0	0	2	2	2
PISO-9	0	9	9	9	9	9	9	9	9	9	0	0	2	2	2

LEVEL	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
PISO-8	0	0	2	2	2	0	2	2	2	0	0	0	2	2	2
PISO-7	0	0	2	2	2	0	2	2	2	0	0	0	2	2	2
PISO-6	0	0	2	2	2	0	2	2	2	0	0	0	2	2	2
PISO-5	0	0	2	2	2	0	2	2	2	0	0	0	2	2	2
PISO-4	0	0	2	2	2	0	2	2	2	0	0	0	2	2	2
PISO-3	0	0	2	2	2	0	2	2	2	0	0	0	2	2	2
PISO-2	0	0	2	2	2	0	2	2	2	0	0	0	2	2	2
PISO-1	0	0	2	2	2	0	2	2	2	0	1	0	0	2	2

LEVEL	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	2	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3	0
PISO-10	2	2	2	2	2	2	2	0	0	3	3	3	3	3	0
PISO-9	8	0	0	8	2	2	2	0	0	3	3	3	3	3	0
PISO-8	8	0	0	8	2	2	2	0	0	3	3	3	3	3	0
PISO-7	8	0	0	8	2	2	2	0	0	3	3	3	3	3	0
PISO-6	8	0	0	8	2	2	2	0	0	3	3	3	3	3	0
PISO-5	8	0	0	8	2	2	2	0	0	3	3	3	3	3	0
PISO-4	8	0	0	8	2	2	2	0	0	3	3	3	3	3	0
PISO-3	8	0	0	8	2	2	2	0	0	3	3	3	3	3	0
PISO-2	8	0	0	8	2	2	2	0	0	0	0	0	1	3	0
PISO-1	8	0	0	8	2	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0

LEVEL	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	3	3	3	3	3	3	9	9	9	9	9	9	0	0
PISO-10	0	3	3	3	3	3	0	9	9	9	9	9	9	0	0
PISO-9	0	3	3	3	3	3	0	5	5	5	5	5	5	7	7
PISO-8	0	3	3	3	3	3	0	5	5	5	5	5	5	7	7
PISO-7	0	3	3	3	3	3	0	5	5	5	5	5	5	7	7
PISO-6	0	3	3	3	3	3	0	5	5	5	5	5	5	0	7
PISO-5	0	3	3	3	3	3	0	5	5	5	5	5	5	0	7
PISO-4	0	3	3	3	3	3	0	5	5	5	5	5	5	0	7
PISO-3	0	3	3	3	3	3	0	5	5	5	5	5	5	0	7
PISO-2	0	3	3	3	3	3	0	5	5	5	5	5	5	0	0
PISO-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

LEVEL	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	1	0	8
PISO-10	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	1	0	8
PISO-9	7	7	7	7	0	1	1	1	1	1	0	1	1	1	0
PISO-8	7	7	7	7	0	1	1	1	1	1	0	1	1	1	0
PISO-7	7	7	7	7	0	1	1	1	1	1	0	1	1	1	0
PISO-6	7	7	7	7	0	0	1	1	1	1	0	1	1	1	0
PISO-5	7	7	7	7	0	0	1	1	1	1	0	1	1	1	0
PISO-4	7	7	7	7	0	0	1	1	1	1	0	1	1	1	0
PISO-3	7	7	7	7	0	0	1	1	1	1	0	1	1	1	0
PISO-2	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	1	0	0

LEVEL	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105
PISO-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
LEVEL	106	107													
PISO-12	0	0													
PISO-11	0	8													
PISO-10	0	0													
PISO-9	0	0													
PISO-8	0	0													
PISO-7	0	0													
PISO-6	0	0													
PISO-5	0	0													
PISO-4	0	0													
PISO-3	0	0													
PISO-2	0	0													
PISO-1	0	0													

INPUT AND/OR GENERATED BAY PIN ENDS

DATA SPECIFIED FOR THIS OPTION IS ALL ZERO

INPUT AND/OR GENERATED PANEL DATA

WALL ID	LEVEL AT TOP	COLUMN AT I	COLUMN AT J	PROP ID	PANEL LENGTH	PANEL ID
1	PISO-2	8	68	1	4.38	1
1	PISO-1	8	68	1	4.38	2
1	PISO-1	9	10	10	3.40	3
1	PISO-1	9	25	19	4.38	4
1	PISO-12	10	11	9	3.80	5
1	PISO-12	11	12	9	3.80	6
1	PISO-1	14	69	1	4.38	7
1	PISO-12	15	10	1	2.63	8
1	PISO-11	16	18	1	3.40	9
1	PISO-10	16	18	1	3.40	10
1	PISO-9	16	18	1	3.40	11
1	PISO-7	16	18	1	3.40	12
1	PISO-6	16	18	1	3.40	13
1	PISO-5	16	18	1	3.40	14
1	PISO-4	16	18	1	3.40	15
1	PISO-3	16	18	1	3.40	16
1	PISO-2	16	18	1	3.40	17
1	PISO-1	16	18	1	3.40	18
1	PISO-1	16	20	1	.38	19
1	PISO-8	18	16	1	3.40	20
1	PISO-1	18	21	1	.38	21
1	PISO-12	19	12	1	2.63	22
1	PISO-10	20	16	1	.38	23
1	PISO-9	20	16	1	.38	24
1	PISO-8	20	16	1	.38	25

INPUT AND/OR GENERATED PANEL DATA

WALL ID	LEVEL AT TOP	COLUMN AT I	COLUMN AT J	PROP ID	PANEL LENGTH	PANEL ID
1	PISO-7	20	16	1	.38	26
1	PISO-6	20	16	1	.38	27
1	PISO-5	20	16	1	.38	28
1	PISO-4	20	16	1	.38	29
1	PISO-3	20	16	1	.38	30
1	PISO-2	20	16	1	.38	31
1	PISO-10	21	18	1	.38	32
1	PISO-9	21	18	1	.38	33
1	PISO-8	21	18	1	.38	34
1	PISO-7	21	18	1	.38	35
1	PISO-6	21	18	1	.38	36
1	PISO-5	21	18	1	.38	37
1	PISO-4	21	18	1	.38	38
1	PISO-3	21	18	1	.38	39
1	PISO-2	21	18	1	.38	40
1	PISO-1	22	20	30	1.00	41
1	PISO-1	22	29	1	.38	42
1	PISO-1	23	21	30	1.00	43
1	PISO-9	23	30	1	.38	44
1	PISO-1	23	30	1	.38	45
1	PISO-1	25	41	18	5.25	46
1	PISO-1	26	10	18	4.38	47
1	PISO-12	26	15	1	1.75	48
1	PISO-1	26	29	26	2.10	49
1	PISO-1	26	43	18	5.25	50
1	PISO-10	29	22	1	.38	51
1	PISO-9	29	22	1	.38	52
1	PISO-8	29	22	1	.38	53
1	PISO-7	29	22	1	.38	54
1	PISO-6	29	22	1	.38	55
1	PISO-5	29	22	1	.38	56
1	PISO-4	29	22	1	.38	57
1	PISO-3	29	22	1	.38	58
1	PISO-2	29	22	1	.38	59
1	PISO-12	29	26	1	2.10	60
1	PISO-11	29	30	1	3.40	61
1	PISO-10	29	30	1	3.40	62
1	PISO-9	29	30	1	3.40	63
1	PISO-8	29	30	1	3.40	64
1	PISO-7	29	30	1	3.40	65
1	PISO-6	29	30	1	3.40	66
1	PISO-5	29	30	1	3.40	67
1	PISO-4	29	30	1	3.40	68
1	PISO-3	29	30	1	3.40	69
1	PISO-2	29	30	1	3.40	70
1	PISO-1	29	30	1	3.40	71
1	PISO-10	30	23	1	.38	72
1	PISO-8	30	23	1	.38	73
1	PISO-7	30	23	1	.38	74

## INPUT AND/OR GENERATED PANEL DATA

WALL ID	LEVEL AT TOP	COLUMN AT I	COLUMN AT J	PROP ID	PANEL LENGTH	PANEL ID
1	PISO-6	30	23	1	.38	75
1	PISO-5	30	23	1	.38	76
1	PISO-4	30	23	1	.38	77
1	PISO-3	30	23	1	.38	78
1	PISO-2	30	23	1	.38	79
1	PISO-12	30	29	1	3.40	80
1	PISO-12	30	32	1	2.10	81
1	PISO-1	30	32	26	2.10	82
1	PISO-12	32	19	1	1.75	83
1	PISO-1	32	69	28	6.90	84
1	PISO-10	35	69	19	.57	85
1	PISO-9	35	69	19	.57	86
1	PISO-8	35	69	19	.57	87
1	PISO-7	35	69	19	.57	88
1	PISO-6	35	69	18	.57	89
1	PISO-5	35	69	20	.57	90
1	PISO-4	35	69	19	.57	91
1	PISO-3	35	69	19	.57	92
1	PISO-2	35	69	19	.57	93
1	PISO-1	35	69	19	.57	94
1	PISO-1	40	41	31	2.93	95
1	PISO-9	44	46	1	5.00	96
1	PISO-8	44	46	1	5.00	97
1	PISO-7	44	46	1	5.00	98
1	PISO-6	44	46	1	5.00	99
1	PISO-5	44	46	1	5.00	100
1	PISO-4	44	46	1	5.00	101
1	PISO-3	44	46	1	5.00	102
1	PISO-2	44	46	1	5.00	103
1	PISO-1	44	46	1	5.00	104
1	PISO-10	50	71	19	.57	105
1	PISO-9	50	71	19	.57	106
1	PISO-6	50	71	18	.57	107
1	PISO-5	50	71	20	.57	108
1	PISO-4	50	71	19	.57	109
1	PISO-3	50	71	19	.57	110
1	PISO-2	50	71	19	.57	111
1	PISO-1	50	71	19	.57	112
1	PISO-7	51	60	19	.58	113
1	PISO-8	54	56	19	2.00	114
1	PISO-7	54	56	19	2.00	115
1	PISO-6	54	56	18	2.00	116
1	PISO-5	54	56	20	2.00	117
1	PISO-4	54	56	19	2.00	118
1	PISO-3	54	56	19	2.00	119
1	PISO-2	54	56	19	2.00	120
1	PISO-1	54	56	19	2.00	121
1	PISO-8	59	61	19	.57	122
1	PISO-7	59	61	19	.57	123

INPUT AND/OR GENERATED PANEL DATA

WALL ID	LEVEL AT TOP	COLUMN AT I	COLUMN AT J	PROP ID	PANEL LENGTH	PANEL ID
1	PISO-6	59	61	18	.57	124
1	PISO-5	59	61	20	.57	125
1	PISO-4	59	61	19	.57	126
1	PISO-3	59	61	19	.57	127
1	PISO-2	59	61	19	.57	128
1	PISO-8	60	51	19	.58	129
1	PISO-6	60	51	18	.58	130
1	PISO-5	60	51	20	.58	131
1	PISO-4	60	51	19	.58	132
1	PISO-3	60	51	19	.58	133
1	PISO-2	60	51	19	.58	134
1	PISO-1	60	51	19	.58	135
1	PISO-11	60	70	1	7.00	136
1	PISO-10	60	70	1	7.00	137
1	PISO-9	60	70	1	7.00	138
1	PISO-8	60	70	1	7.00	139
1	PISO-7	60	70	1	7.00	140
1	PISO-6	60	70	1	7.00	141
1	PISO-5	60	70	1	7.00	142
1	PISO-4	60	70	1	7.00	143
1	PISO-3	60	70	1	7.00	144
1	PISO-1	61	59	19	.57	145
1	PISO-2	61	67	9	5.15	146
1	PISO-11	61	71	1	7.00	147
1	PISO-10	61	71	1	7.00	148
1	PISO-9	61	71	1	7.00	149
1	PISO-8	61	71	1	7.00	150
1	PISO-7	61	71	1	7.00	151
1	PISO-6	61	71	1	7.00	152
1	PISO-5	61	71	1	7.00	153
1	PISO-4	61	71	1	7.00	154
1	PISO-3	61	71	1	7.00	155
1	PISO-2	61	71	1	7.00	156
1	PISO-2	62	60	9	5.15	157
1	PISO-1	62	60	9	5.15	158
1	PISO-2	62	63	9	3.50	159
1	PISO-1	62	67	9	21.40	160
1	PISO-2	63	64	9	3.40	161
1	PISO-2	64	78	9	3.80	162
1	PISO-2	65	66	9	3.40	163
1	PISO-2	66	67	9	3.50	164
1	PISO-1	67	61	9	5.15	165
1	PISO-11	68	8	1	4.38	166
1	PISO-10	68	8	1	4.38	167
1	PISO-9	68	8	1	4.38	168
1	PISO-8	68	8	1	4.38	169
1	PISO-7	68	8	1	4.38	170
1	PISO-6	68	8	1	4.38	171
1	PISO-5	68	8	1	4.38	172

## INPUT AND/OR GENERATED PANEL DATA

WALL ID	LEVEL AT TOP	COLUMN AT I	COLUMN AT J	PROP ID	PANEL LENGTH	PANEL ID
1	PISO-4	68	8	1	4.38	173
1	PISO-3	68	8	1	4.38	174
1	PISO-10	68	24	19	.58	175
1	PISO-9	68	24	19	.58	176
1	PISO-8	68	24	19	.58	177
1	PISO-7	68	24	19	.58	178
1	PISO-6	68	24	18	.58	179
1	PISO-5	68	24	20	.58	180
1	PISO-4	68	24	19	.58	181
1	PISO-3	68	24	19	.58	182
1	PISO-2	68	24	19	.58	183
1	PISO-1	68	24	19	.58	184
1	PISO-1	68	70	17	5.25	185
1	PISO-11	69	14	1	4.38	186
1	PISO-10	69	14	1	4.38	187
1	PISO-9	69	14	1	4.38	188
1	PISO-8	69	14	1	4.38	189
1	PISO-7	69	14	1	4.38	190
1	PISO-6	69	14	1	4.38	191
1	PISO-5	69	14	1	4.38	192
1	PISO-4	69	14	1	4.38	193
1	PISO-3	69	14	1	4.38	194
1	PISO-2	69	14	1	4.38	195
1	PISO-10	70	40	19	.58	196
1	PISO-9	70	40	19	.58	197
1	PISO-8	70	40	19	.58	198
1	PISO-7	70	40	19	.58	199
1	PISO-6	70	40	18	.58	200
1	PISO-5	70	40	20	.58	201
1	PISO-4	70	40	19	.58	202
1	PISO-3	70	40	19	.58	203
1	PISO-2	70	40	19	.58	204
1	PISO-1	70	40	19	.58	205
1	PISO-2	70	60	1	7.00	206
1	PISO-1	70	60	1	7.00	207
1	PISO-2	70	68	9	5.25	208
1	PISO-8	71	50	19	.57	209
1	PISO-7	71	50	19	.57	210
1	PISO-1	71	61	1	7.00	211
1	PISO-2	71	69	9	5.25	212
1	PISO-1	71	69	22	5.25	213
1	PISO-1	72	45	20	5.25	214
1	PISO-1	76	77	23	7.60	215
1	PISO-2	78	65	9	3.80	216

GENERATED WALL ASSEMBLAGE DATA

WALL ID	STORY LEVEL	NUMBER OF PANELS	PANEL ID FOR AXIS	WALL-CG X-ORD	WALL-CG Y-ORD	WALL AREA
1	PISO-12	9	5	10.700	4.061	5.608
1	PISO-11	6	9	10.700	9.396	7.388
1	PISO-10	14	10	10.700	9.157	8.453
1	PISO-9	15	11	10.700	9.439	9.702
1	PISO-8	18	20	10.700	10.230	10.648
1	PISO-7	18	12	10.700	10.230	10.648
1	PISO-6	18	13	10.700	10.230	10.648
1	PISO-5	18	14	10.700	10.230	10.648
1	PISO-4	18	15	10.700	10.230	10.648
1	PISO-3	18	16	10.700	10.230	10.648
1	PISO-2	28	1	10.700	14.194	19.088
1	PISO-1	36	2	9.725	11.085	33.940

INPUT AND/OR GENERATED BEAM LOADS ... LOAD CONDITION I

LEVEL	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
PISO-11	0	79	0	0	75	80	80	75	0	0	0	0	30	39	30	
PISO-10	0	0	0	0	75	80	80	75	0	0	0	0	30	39	30	
PISO-9	0	79	32	73	75	80	80	75	73	83	83	0	30	39	30	
PISO-8	0	79	32	73	75	80	80	75	73	0	0	0	30	39	30	
PISO-7	0	79	32	73	75	80	80	75	73	0	0	0	30	39	30	
PISO-6	0	79	32	73	75	80	80	75	73	83	83	0	30	39	30	
PISO-5	0	32	32	73	75	80	80	75	73	14	83	0	30	39	30	
PISO-4	0	79	32	73	75	80	80	75	73	83	83	0	30	39	30	
PISO-3	0	79	32	73	75	80	80	75	73	65	65	0	30	39	30	
PISO-2	0	0	0	0	46	67	68	46	0	0	0	0	18	7	18	
PISO-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	7	1	
LEVEL	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
PISO-11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34	0
PISO-10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34	0
PISO-9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34	36
PISO-8	0	0	0	0	0	0	0	0	52	52	0	0	0	0	34	36
PISO-7	0	0	0	0	0	0	0	0	52	52	0	0	0	0	34	36
PISO-6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34	36
PISO-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34	36
PISO-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34	36
PISO-3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34	36
PISO-2	0	0	0	0	0	0	0	0	18	18	0	59	59	19	21	0
PISO-1	0	0	1	3	3	1	0	0	0	11	0	0	0	3	0	0
LEVEL	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

LEVEL	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45
PISO-11	37	37	0	34	0	17	17	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-10	37	37	0	34	0	17	17	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-9	37	37	38	34	36	17	17	42	0	0	0	0	0	0	0
PISO-8	37	37	38	34	36	17	17	42	0	0	0	0	0	0	0
PISO-7	37	37	38	34	36	17	17	42	0	0	0	0	0	0	0
PISO-6	37	37	38	34	36	17	17	42	0	0	0	0	0	0	0
PISO-5	37	37	38	34	36	17	17	42	0	0	0	0	0	0	0
PISO-4	37	37	38	34	36	17	17	42	0	0	0	0	0	0	0
PISO-3	37	37	38	34	36	17	17	42	0	0	0	0	0	0	0
PISO-2	21	21	0	19	23	24	24	0	59	52	0	0	0	0	0
PISO-1	0	0	0	3	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

LEVEL	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	32	32	32	32	32	32	32	32	32	0	45	45	48	48
PISO-10	0	32	32	32	32	32	32	32	32	32	0	0	45	48	48
PISO-9	0	32	32	32	32	32	32	32	32	32	0	0	45	48	48
PISO-8	0	0	45	46	45	0	45	45	45	0	0	0	45	48	48
PISO-7	0	0	45	46	45	0	45	45	45	0	0	0	45	48	48
PISO-6	0	0	45	46	45	0	45	45	45	0	0	0	45	48	48
PISO-5	0	0	45	46	45	0	45	45	45	0	0	0	45	48	48
PISO-4	0	0	45	46	45	0	45	45	45	0	0	0	45	48	48
PISO-3	0	0	45	46	45	0	45	45	45	0	0	0	45	48	48
PISO-2	0	0	25	25	25	0	25	25	25	0	0	0	25	25	25
PISO-1	0	0	12	12	12	0	12	12	12	0	7	0	0	12	12

LEVEL	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	77	77	77	77	48	48	45	45	49	49	50	50	51	51	0
PISO-10	77	77	77	77	48	48	45	0	0	49	50	50	51	51	0
PISO-9	77	0	0	77	48	48	45	0	0	49	50	50	51	51	0
PISO-8	77	0	0	77	48	48	45	0	0	49	50	50	51	51	0
PISO-7	77	0	0	77	48	48	45	0	0	49	50	50	51	51	0
PISO-6	77	0	0	77	48	48	45	0	0	49	50	50	51	51	0
PISO-5	77	0	0	77	48	48	45	0	0	49	50	50	51	51	0
PISO-4	77	0	0	77	48	48	45	0	0	49	50	50	51	51	0
PISO-3	77	0	0	77	48	48	45	0	0	49	50	50	51	51	0
PISO-2	15	0	0	15	15	15	15	0	0	0	0	0	27	27	0
PISO-1	15	0	0	15	15	15	12	0	0	0	0	0	0	0	0

LEVEL	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	51	51	52	52	49	49	54	54	54	54	54	54	0	0
PISO-10	0	51	51	52	52	49	0	54	54	54	54	54	54	0	0
PISO-9	0	51	51	52	52	49	0	54	54	54	54	54	54	55	55
PISO-8	0	51	51	52	52	49	0	54	54	54	54	54	54	55	55
PISO-7	0	51	51	52	52	49	0	54	54	54	54	54	54	55	55
PISO-6	0	51	51	52	52	49	0	35	53	54	54	54	54	0	55
PISO-5	0	51	51	52	52	49	0	35	53	54	54	54	54	0	55

LEVEL	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
PISO-4	0	51	51	52	52	49	0	35	53	54	54	54	54	0	55
PISO-3	0	51	51	52	52	49	0	35	53	54	54	54	54	0	55
PISO-2	0	28	28	12	12	15	0	0	0	63	65	66	63	0	0
PISO-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

LEVEL	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	0	0	0	0	0	56	0	56	0	0	0	39	0	57
PISO-10	0	0	0	0	0	0	56	0	56	0	0	0	39	0	57
PISO-9	55	55	55	55	0	44	56	30	56	30	0	44	39	41	0
PISO-8	55	55	55	55	0	44	56	30	56	30	0	44	39	41	0
PISO-7	55	55	55	55	0	44	56	30	56	30	0	44	39	41	0
PISO-6	55	55	55	55	0	0	11	32	30	43	0	44	39	41	0
PISO-5	55	55	55	55	0	0	11	32	30	43	0	44	39	41	0
PISO-4	55	55	55	55	0	0	11	32	30	43	0	44	39	41	0
PISO-3	55	55	55	55	0	0	11	32	30	43	0	44	39	41	0
PISO-2	0	0	0	0	0	0	18	0	18	0	0	0	22	0	0
PISO-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

LEVEL	106	107
PISO-12	0	0
PISO-11	0	57
PISO-10	0	0
PISO-9	0	0
PISO-8	0	0
PISO-7	0	0
PISO-6	0	0
PISO-5	0	0
PISO-4	0	0
PISO-3	0	0
PISO-2	0	0
PISO-1	0	0

INPUT AND/OR GENERATED BEAM LOADS ... LOAD CONDITION II

LEVEL	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	14	0	0	76	81	81	76	0	0	0	0	31	40	31
PISO-10	0	0	0	0	76	81	81	76	0	0	0	0	31	40	31
PISO-9	0	14	14	74	76	81	81	76	74	14	14	0	31	40	31
PISO-8	0	14	14	74	76	81	81	76	74	0	0	0	31	40	31
PISO-7	0	14	14	74	76	81	81	76	74	0	0	0	31	40	31
PISO-6	0	14	14	74	76	81	81	76	74	14	14	0	31	40	31
PISO-5	0	14	14	74	76	81	81	76	74	33	14	0	31	40	31
PISO-4	0	14	14	74	76	81	81	76	74	14	14	0	31	40	31
PISO-3	0	14	14	74	76	81	81	76	74	14	14	0	31	40	31
PISO-2	0	0	0	0	40	13	13	40	0	0	0	0	2	5	2
PISO-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	8	2

LEVEL	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	0
PISO-10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13	0
PISO-9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35	35
PISO-8	0	0	0	0	0	0	0	0	33	33	0	0	0	35	35
PISO-7	0	0	0	0	0	0	0	0	33	33	0	0	0	35	35
PISO-6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35	35
PISO-5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35	35
PISO-4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35	35
PISO-3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35	35
PISO-2	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2	0	5	5	20	6
PISO-1	0	0	2	4	4	2	0	0	0	2	0	0	0	4	0

LEVEL	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	13	13	0	13	0	35	35	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-10	13	13	0	35	0	35	35	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-9	35	35	35	35	35	35	35	35	0	0	0	0	0	0	0
PISO-8	35	35	35	35	35	35	35	35	0	0	0	0	0	0	0
PISO-7	35	35	35	35	35	35	35	35	0	0	0	0	0	0	0
PISO-6	35	35	35	35	35	35	35	35	0	0	0	0	0	0	0
PISO-5	35	35	35	35	35	35	35	35	0	0	0	0	0	0	0
PISO-4	35	35	35	35	35	35	35	35	0	0	0	0	0	0	0
PISO-3	35	35	35	35	35	35	35	35	0	0	0	0	0	0	0
PISO-2	6	6	0	20	20	20	20	0	5	33	0	0	0	0	0
PISO-1	0	0	0	4	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

LEVEL	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	82	82	82	82	82	82	82	82	82	0	47	47	33	33
PISO-10	0	82	82	82	82	82	82	82	82	82	0	0	47	33	33
PISO-9	0	82	82	82	82	82	82	82	82	82	0	0	47	33	33
PISO-8	0	0	26	26	26	0	26	26	26	0	0	0	47	33	33
PISO-7	0	0	26	26	26	0	26	26	26	0	0	0	47	33	33
PISO-6	0	0	26	26	26	0	26	26	26	0	0	0	47	33	33
PISO-5	0	0	26	26	26	0	26	26	26	0	0	0	47	33	33
PISO-4	0	0	26	26	26	0	26	26	26	0	0	0	47	33	33
PISO-3	0	0	26	26	26	0	26	26	26	0	0	0	47	33	33
PISO-2	0	0	26	26	26	0	26	26	26	0	0	0	14	14	14
PISO-1	0	0	13	13	13	0	13	13	13	0	8	0	0	14	14

LEVEL	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	78	78	78	78	33	33	47	47	47	47	33	33	33	33	0
PISO-10	78	78	78	78	33	33	47	0	0	47	33	33	33	33	0
PISO-9	78	0	0	78	33	33	47	0	0	47	33	33	33	33	0
PISO-8	78	0	0	78	33	33	47	0	0	47	33	33	33	33	0
PISO-7	78	0	0	78	33	33	47	0	0	47	33	33	33	33	0
PISO-6	78	0	0	78	33	33	47	0	0	47	33	33	33	33	0

LEVEL	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75
PISO-5	78	0	0	78	33	33	47	0	0	47	33	33	33	33	0
PISO-4	78	0	0	78	33	33	47	0	0	47	33	33	33	33	0
PISO-3	78	0	0	78	33	33	47	0	0	47	33	33	33	33	0
PISO-2	13	0	0	13	13	13	14	0	0	0	0	0	13	13	0
PISO-1	13	0	0	13	13	13	14	0	0	0	0	0	0	0	0

LEVEL	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	33	33	33	33	47	47	33	33	33	33	33	33	0	0
PISO-10	0	33	33	33	33	47	0	33	33	33	33	33	33	0	0
PISO-9	0	33	33	33	33	47	0	33	33	33	33	33	33	47	47
PISO-8	0	33	33	33	33	47	0	33	33	33	33	33	33	47	47
PISO-7	0	33	33	33	33	47	0	33	33	33	33	33	33	47	47
PISO-6	0	33	33	33	33	47	0	47	33	33	33	33	33	0	47
PISO-5	0	33	33	33	33	47	0	47	33	33	33	33	33	0	47
PISO-4	0	33	33	33	33	47	0	47	33	33	33	33	33	0	47
PISO-3	0	33	33	33	33	47	0	47	33	33	33	33	33	0	47
PISO-2	0	13	13	13	13	14	0	0	0	64	64	64	64	0	0
PISO-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

LEVEL	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105
PISO-12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
PISO-11	0	0	0	0	0	0	31	0	31	0	0	0	40	0	58
PISO-10	0	0	0	0	0	0	31	0	31	0	0	0	40	0	58
PISO-9	47	47	47	47	0	33	31	31	31	31	0	33	40	40	0
PISO-8	47	47	47	47	0	33	31	31	31	31	0	33	40	40	0
PISO-7	47	47	47	47	0	33	31	31	31	31	0	33	40	40	0
PISO-6	47	47	47	47	0	0	31	33	31	31	0	33	40	40	0
PISO-5	47	47	47	47	0	0	31	33	31	31	0	33	40	40	0
PISO-4	47	47	47	47	0	0	31	33	31	31	0	33	40	40	0
PISO-3	47	47	47	47	0	0	31	33	31	31	0	33	40	40	0
PISO-2	0	0	0	0	0	0	2	0	2	0	0	0	5	0	0
PISO-1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

LEVEL	106	107
PISO-12	0	0
PISO-11	0	58
PISO-10	0	0
PISO-9	0	0
PISO-8	0	0
PISO-7	0	0
PISO-6	0	0
PISO-5	0	0
PISO-4	0	0
PISO-3	0	0
PISO-2	0	0
PISO-1	0	0

INPUT AND/OR GENERATED BEAM LOADS      LOAD CONDITION III

DATA SPECIFIED FOR THIS OPTION IS ALL ZERO

FRAME VERTICAL LOADING AND SELF WEIGHTS

LEVEL ID	/--VERTICAL LOAD CONDITION--/			/-----ELEMENT SELF WEIGHTS-----/			
	I	II	III	COLUMN	BEAM	BRACE	PANL
PISO-12	81630.6	.0	.0	10303.2	.0	.0	71327.4
PISO-11	405355.7	78153.5	.0	18662.4	40399.8	.0	47871.0
PISO-10	396179.8	75300.0	.0	17496.0	38921.1	.0	54772.2
PISO-9	576289.9	103951.0	.0	17496.0	65230.2	.0	62872.2
PISO-8	581612.0	110706.0	.0	21189.6	64611.6	.0	68995.8
PISO-7	587314.4	110706.0	.0	28188.0	63315.6	.0	68995.8
PISO-6	581208.6	106963.8	.0	35575.2	61377.6	.0	68995.8
PISO-5	576488.6	107383.8	.0	35575.2	61377.6	.0	68995.8
PISO-4	587386.2	106963.8	.0	42962.4	60168.0	.0	68995.8
PISO-3	590580.0	106963.8	.0	46656.0	59563.2	.0	68995.8
PISO-2	551730.0	186483.0	.0	54820.8	47759.4	.0	123687.0
PISO-1	560090.3	138648.8	.0	60912.0	31920.3	.0	244368.0
TOTALS	6075866.1	1232223.3	.0	389836.8	594644.4	.0	1018872.6

### III.1.6.- Distribución y combinación de cargas.-

El edificio y toda sus partes deberán resistir las cargas que se le imponga como consecuencia de su uso previsto. Estas son las siguientes :

Carga muerta.- Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su propio peso, que se supone sean permanentes.

Carga viva.- Es el peso de los ocupantes, materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, que probablemente sean movilizadas en la vida del edificio.

Carga sísmica.- Fuerza evaluada según la Norma de Diseño Sísmico Resistente del Reglamento Nacional de Construcciones para estimar la acción sísmica sobre una estructura.

Su combinación de cargas a efectuarse será la siguiente

- a) Carga muerta en todo el pórtico
- b) Carga viva en todo el pórtico
- c) Carga viva en el damero derecho
- d) Carga viva en el damero izquierdo
- e) Carga sísmica

### III.1.7.- Análisis estructural.-

Este se realizará en el pórtico D y en el pórtico 3 siendo estos los pórticos a diseñar en el presente trabajo. En ellos se efectuarán las combinaciones de cargas ya nombradas mediante un programa para computadoras PC personales cuyo nombre es el ETABS

de propiedad del SISMID Facultad de Ing. Civil, programa de estructuras el cual funciona a través de un entorno WINDOWS el que es explicado en el anexo A1.

Este programa analiza el edificio en su conjunto con las características observadas en el listado anterior. Los resultados finales se dan más adelante.

### III.2.- Análisis Estático (Diseño Sismo-Resistente).-

#### III.2.1.-Método general para la determinación de las fuerzas horizontales.-

La Norma Peruana de Diseño Sismo-Resistente trata de evaluar los efectos debidos al sismo mediante la consideración de fuerzas aplicadas en los diferentes niveles de una edificación (sismo horizontal), cuya suma total se calcula mediante la expresión :

$$H = \frac{ZUSC}{R_d} P \quad \text{---- (III.7)}$$

siendo :

Z = Factor de zona

U = Factor de uso o importancia

S = Factor de suelo

C = Aceleración, obtenida de un espectro elástico dependiente del período de vibración del edificio (Rigidez Lateral).

$R_d$  = Coeficiente de reducción de la fuerza debido a la consideración de ductibilidad de la estructura.

P = peso de la edificación

El fundamento de esta expresión tiene relación con el concepto básico que indica que la fuerza es igual al producto de la masa por la aceleración, representando la letra P el peso (la masa del edificio), la letra C la aceleración espectral y las restantes los diferentes factores que aumentan o reducen dicha fuerza por la consideración de diferentes tipos de suelo, importancia de la edificación, ubicación geográfica dentro del Mapa Sísmico del Perú y la ductibilidad proporcionada.

#### Factor de uso o importancia (U)

La Norma categoriza las edificaciones según su uso e importancia considerando hasta 4 tipos de edificaciones

**TIPO A :** Edificaciones especiales cuya falla además del peligro de colapso propio, representa un peligro adicional importante. Agrupa los casos de reactores atómicos, grandes hornos, depósitos inflamables y otros similares.

**TIPO B :** Edificaciones especialmente importantes cuando ocurre un sismo, por prestar servicios vitales que no deben ser interrumpidos o que al fallar causarían pérdidas directas o indirectas excepcionales. Agrupa los casos de hospitales, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, sub estaciones eléctricas, tanques de agua, templos, colegios, auditorios, etc.

**TIPO C :** Edificaciones comunes como edificios de oficinas, viviendas, hoteles, restaurantes, etc.

**TIPO D :** Construcciones menos importantes como cercos de alturas menores a 1.50 m, casetas, almacenes provisionales y otros similares.

Dependiendo del tipo de edificación, el coeficiente de uso o importancia (U) será igual a :

TIPO	FACTOR U
A	Variable según estudios especiales
B	1.3
C	1.0
D	Se exonera de realizar un análisis sísmico.

#### Factor de Zona (Z)

El estudio de los niveles de sismicidad existente en los diferentes departamentos del Perú, ha permitido evaluar el Mapa de Zonificación Sísmica del Perú, en el cual se consideran 3 zonas definidas como sismicidad alta, media y baja.

De acuerdo a la zona, el coeficiente de zona (Z) será igual a :

TIPO	FACTOR Z
Zona 1	1.0
Zona 2	0.7
Zona 3	0.3

#### Factor de Suelo

La Norma reconoce a través de este factor los efectos de amplificación de la acción sísmica de acuerdo a las características de los suelos de cimentación; es conocido el hecho que las acciones del sismo se incrementan significativamente en los suelos blandos, que tienen menos capacidad portante y mayores períodos de vibración.

Se clasifican 3 tipos de suelos de acuerdo al período de vibración de ellos, considerándose :

- Suelo duro (Tipo 1), a aquellos con un período predominante del orden de 0.3 seg; dentro de los cuales se encuentran la roca, grava densa y la grava arenosa densa.
- Suelo intermedio (Tipo 2), dentro de los cuales se encuentran las arenas densas y los suelos cohesivos firmes, con un período del orden de 0.6 seg.
- Suelo blando (Tipo 3), dentro de los cuales se encuentran los suelos granulares sueltos, y los suelos cohesivos medianos o blandos, con un período del orden de 0.9 seg.

De acuerdo a esta clasificación el factor suelo será :

TIPO	FACTOR S
Suelo 1	1.0
Suelo 2	1.2
Suelo 3	1.4

Coefficiente sísmico : Aceleración espectral (C)

La Norma proporciona un espectro de respuesta de aceleraciones generalizadas, el cual se expresa mediante una ecuación que es función del período fundamental de la estructura (T) y del período predominante del suelo (T<sub>s</sub>).

Esta ecuación es :

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1} \quad \text{--- (III.8)}$$

donde  $0.16 \leq C \leq 0.4$

T<sub>s</sub> no se tomará menor que 0.3 seg ni mayor que 0.9 seg.

### Factor de reducción por ductibilidad ( $R_d$ )

Es un coeficiente que reduce la fuerza calculada, considerando la aceptación de incursiones en la etapa plástica o inelástica de los diferentes elementos estructurales.

El criterio aceptado es admitir daños en los elementos en su etapa plástica. Por esta razón se divide la fuerza sísmica entre un coeficiente, denominado de ductibilidad, trabajando con unas cargas menores, pero a condición de aceptar incursiones en la etapa plástica.

Una manera de definir ductibilidad es medir la relación entre las deformaciones correspondientes a la rotura y la correspondiente al límite elástico del material o del elemento de la estructura.

El factor de ductibilidad, corresponde básicamente a la ductibilidad global de la edificación, involucrando además consideraciones de amortiguamiento.

La Norma indica diferentes factores de reducción por ductibilidad de acuerdo a las características de los diferentes materiales usados en construcción; así, por ejemplo :

Edificaciones con muros de adobe o de albañilería estructural sin confinamiento de elementos de concreto (columnas y soleras)  $R_d = 1.5$

Edificaciones de muros de albañilería confinada y/o armada  $R_d = 2.5$

Edificaciones con pórticos y/o muros de concreto armado  $R_d = 3 \text{ y } 4 (*)$

Si los elementos son principalmente muros de concreto (placas)  $R_d$  será igual a 3 y si se tienen pórticos o mixtos

con pocas placas  $R_d$  será igual a 4 (\*)

Edificaciones con pórticos de acero 6

- (\*) En realidad la Norma Actual de Diseño Sismo resistente permite usar valores de  $R_d$  mayores para elementos de concreto armado si se cumplen condiciones muy exigentes en el diseño; estas consideraciones que no figuran en la Nueva Norma Peruana de Concreto Armado, admitiendo ésta que no son convenientes y por tanto existe consenso en limitar  $R_d$  a 4 para elementos de Concreto Armado.

#### Peso de la edificación (P)

El peso P, se colocará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera :

- a) En edificaciones de la categoría A, se tomará el 100% de la carga viva.
- b) En edificaciones de la categoría B, se tomará el 50% de la carga viva.
- c) En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- d) En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- e) En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- f) En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

#### Período de vibración de la estructura (T)

- a) El período fundamental de vibración de la estructura se determinará mediante procedimientos teóricos que cumplan con las

ecuaciones de la dinámica y que tengan en cuenta las características estructurales y la distribución de masas de la edificación.

b) De no usarse los procedimientos indicados en a) el período se podrá determinar por las siguientes expresiones que se aplicarán en cada dirección de acuerdo a la estructuración correspondiente

$h$  = Altura de la edificación respecto al nivel del terreno en metros.

$D$  = Dimensión horizontal en metros de la edificación en la dirección del sismo.

$N$  = Número de pisos de la edificación.

$T = 0.08 N$  Para edificaciones cuya estructura está conformada por columnas y vigas (pórticos), exclusivamente.

$$T = \frac{0.09 h}{\sqrt{D}} \quad \text{---- (III.9)}$$

Para edificios cuyos elementos resistentes a la fuerza sísmica están constituidos únicamente por pórticos y los muros de las cajas de ascensores, sin elementos que rigidicen la estructura.

$$T = \frac{0.07 h}{\sqrt{D}} \quad \text{---- (III.10)}$$

Para edificios en los que incluya muros de corte sobre las características indicadas en las descripción anterior.

$$T = \frac{0.05 h}{\sqrt{D}} \quad \text{---- (III.11)}$$

Para edificios cuyos elementos resistentes corresponden principalmente a muros de corte.

### Distribución de "H" en la altura del edificio

La fuerza horizontal o cortante "H" en la base calculada según (III.7), en cada dirección se distribuirá en la altura de la edificación según la siguiente fórmula :

$$F_i = f H \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i} \quad \text{---- (III.12)}$$

donde :  $F_i = 0.85$  para edificios cuya relación alto/ancho de la dirección considerada exceda de 6.

$f = 1.00$  cuando esta relación no exceda de 3.

Para relaciones alto/ancho entre 3 y 6 se deberá interpolar linealmente. El resto de la fuerza H se aplicará en el único nivel.

### Reducción en plantas

I) Si la dimensión reducida en planta no es menor que las 3/4 partes de la dimensión del piso inmediato inferior en la dirección en que se considera el sismo, la fuerza H se calculará y distribuirá en altura tal como lo especifica el punto anterior.

II) Si la dimensión reducida en planta es menor que las 3/4 partes de la dimensión del piso inmediato inferior en la dirección considerada, se tratará la parte reducida como una torre independiente y se determinará la fuerza cortante que corresponde a la base de la misma, según los siguientes

**critérios :**

- a) Para el caso en que la reducción sea entre el 50 % y el 75 % se tratará la parte reducida como una torre independiente determinándose la fuerza cortante que corresponde a la base de la misma multiplicada por un factor de amplificación de 1.25
- b) Para el caso en que la reducción sea más del 50 % se tratará la parte reducida como una torre independiente determinándose la fuerza cortante que corresponde a la base de la misma multiplicado por un factor de amplificación de 1.5

III) Al edificio considerado como un todo y que posee reducciones comprendidas en (II) se le aplicará en la base de la parte reducida la fuerza cortante calculada según lo modificado en ese mismo acápite adicionalmente a las fuerzas que se determinan para esta porción inferior según lo indicado en el punto anterior.

**III.2.2.- Análisis en el sentido longitudinal (Eje x).-**

Z = Factor de zona, en Lima, Z = 1.0

U = Factor de uso, vivienda Tipo C, U = 1.0

S = Factor de suelo, Tipo 1, S = 1.0

T<sub>s</sub> = Período del suelo, Tipo 1, T<sub>s</sub> = 0.3 seg

T = Período de la estructura

Según (III.10) tendremos que :

$$T = \frac{0.07 h}{\sqrt{D}}$$

$$T = \frac{0.07 * 35.30}{\sqrt{21.40}} = 0.534$$

Reemplazando este valor en (III.8)

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1} = \frac{0.8}{\frac{0.534}{0.3} + 1} = 0.28777$$

$R_d$  = Factor de ductibilidad  $R_d = 4$

$P$  = Peso de la edificación

De (II.2.9)  $P = 4,511.16$  Ton

Entonces, en (III.7) :

$$H = \frac{ZUSC}{R_d} P = \frac{1 * 1 * 0.28777}{4} (4,511.16)$$

$$H = 324.54 \text{ Ton}$$

### Reducción en planta

$$\frac{h}{D} = \frac{35.50}{21.40} = 1.65 < 3.0 \Rightarrow f = 1.0$$

$$\frac{3}{4} \text{ semi-sótano en } x < 1^{\text{a}} \text{ planta en } x$$

$$\frac{3}{4} (21.40) = 16.05 < 21.40$$

$$h_{\text{semi-sótano}} = 3.00 \text{ m} < 0.30 h_{\text{edificio}} = 0.30 * 35.30 = 10.59 \text{ m}$$

Luego : según (III.12)

$$F_i = f H \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i}$$

PISO	P <sub>i</sub> (Ton)	h <sub>i</sub> (m)	P <sub>i</sub> h <sub>i</sub> (Ton-m)	P <sub>i</sub> (Ton)
BBMI BOTANO	385.79	3.00	1,157.37	5.07
1	426.68	5.70	2,432.08	10.66
2	426.68	8.40	3,584.11	15.71
3	423.12	11.10	4,696.63	20.59
4	416.01	13.80	5,740.94	25.17
5	416.01	16.50	6,864.17	30.10
6	431.80	19.20	8,290.56	36.35
7	425.06	21.90	9,308.81	40.82
8	390.49	24.60	9,606.05	42.12
9	390.49	27.30	10,660.38	46.74
10	321.07	30.00	9,632.10	42.23
11	57.96	35.30	2,045.49	8.97
	4,511.16		74,019.19	324.54

### III.2.3.- Análisis en el sentido transversal (Eje y).-

Z = Factor de zona, en Lima Z = 1.0

U = Factor de uso, vivienda Tipo C U = 1.0

S = Factor de suelo, Tipo 1 S = 1.0

T<sub>g</sub> = Período del suelo, Tipo 1 T<sub>g</sub> = 0.3 seg

T = Período de la estructura

Según (III.10) tendremos que :

$$T = \frac{0.07 h}{\sqrt{D}}$$

$$T = \frac{0.07 + 35.30}{\sqrt{21.88}} = 0.52826$$

Reemplazando este valor en (III.8)

$$C = \frac{0.8}{\frac{T}{T_s} + 1} = \frac{0.8}{\frac{0.52826}{0.3} + 1} = 0.28976$$

$R_d$  = Factor de ductibilidad  $R_d = 4$

P = Peso de la edificación

De (II.2.9)  $P = 1,732.73$  Ton

Entonces, en (III.7) :

$$H = \frac{ZUSC}{R_d} P = \frac{1 * 1 * 0.28976}{4} (4511.16)$$

$$H = 125.52 \text{ Ton}$$

### Reducción en planta

$$\frac{h}{D} = \frac{35.30}{21.88} = 1.61 < 3.0 \Rightarrow f = 1.0$$

$$\frac{3}{4} \text{ semi-sótano en y} < 1^a \text{ planta en y}$$

$$\frac{3}{4} (21.88) < 16.63$$

$$16.41 < 16.63$$

Luego : según (III.12)

$$F_i = f H \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i}$$

PISO	$P_i$ (Ton)	$h_i$ (m)	$P_i h_i$ (Ton-m)	$F_i$ (Ton)
SEMI SOTANO	168.32	3.00	504.96	2.35
1	179.46	5.70	1,022.92	4.77
2	179.46	8.40	1,507.46	7.03
3	175.90	11.10	1,952.49	9.10
4	168.79	13.80	2,329.30	10.86
5	168.79	16.50	2,785.04	12.99
6	157.89	19.20	3,031.49	14.14
7	151.15	21.90	3,310.19	15.44
8	139.71	24.60	3,436.87	16.03
9	125.11	27.30	3,415.50	15.93
10	103.66	30.00	3,109.80	14.50
11	14.49	35.30	511.50	2.39
	1,732.73		26,917.52	125.52

### III.3.- Análisis Pseudo-Tridimensional.-

#### III.3.1.- Condiciones generales.-

Este tipo de modelo permite realizar el análisis fácilmente, representando apropiadamente lo que es esencial, por lo menos para estructuras no muy esbeltas.

Los procedimientos descritos corresponden a la práctica aceptada en códigos de diseño sismo-resistente y, como en otros casos, involucran una serie de aproximaciones, que son en cierta medida compensadas al diseñar.

Por ejemplo, es evidente que las estructuras sometidas a sismos severos tienen un comportamiento altamente no lineal. Sin embargo, los códigos aceptan el análisis lineal para facilitar el trabajo con las herramientas (hardware y software) disponibles. Indirectamente, se considera el comportamiento no

lineal en las reducciones por "ductibilidad" de los espectros de diseño y en la exigencia de detalles de refuerzo que permitan a la estructura alcanzar grandes deformaciones, y disipar mucha energía, sin colapsar.

En un modelo pseudo-tridimensional se supone a la estructura como un ensamble de pórticos planos. Dado que las rigideces de cada pórtico en su plano son mucho mayores que aquellas en la dirección transversal, estas últimas se desprecian. Igualmente no se consideran las rigideces torsionales de todos los elementos. Los pórticos se suponen interconectados solamente por las losas de entre piso, que actúan como diafragmas infinitamente rígidos en su plano. Como consecuencia, no se consideran deformaciones axiales en las vigas, es decir, se supone que en cada pórtico todos los nudos de un piso tienen el mismo desplazamiento horizontal.

Es también habitual despreciar las deformaciones de corte en las vigas, en contraste con los elementos verticales (columnas o placas), para los que se consideran deformaciones de flexión, axiales y de corte. Sólo se consideran las componentes horizontales del sismo.

La no inclusión de la componente vertical se justifica por tratarse de una acción cualitativamente similar a las cargas verticales habituales. Si bien es cierto que las aceleraciones verticales del sismo producen incrementos (o decrementos) en los efectos debidos a la gravedad, se trata de acciones de muy corta duración, para las que todos los materiales muestran rigideces y resistencias mayores que las que tienen para cargas de larga duración.

Las fuerzas de inercia se consideran concentradas en los niveles que corresponden a las losas de entre piso. En cada nivel se incluyen las masas de las losas y vigas y una fracción de la sobrecarga, así como la mitad de las masas de muros, columnas y placas en los dos entrepisos adyacentes.

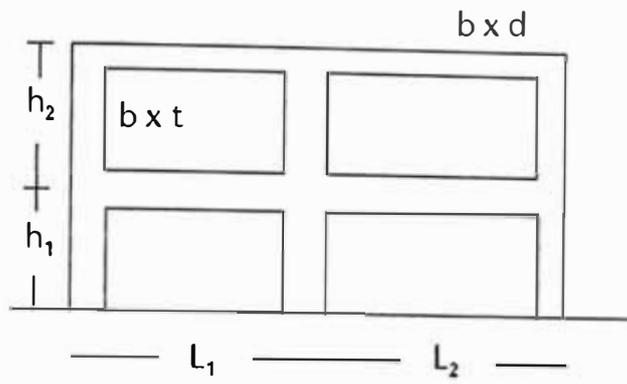
Este análisis plantea un modelo numérico en tres grados de libertad por piso.

Este análisis se denomina pseudo-tridimensional porque gran parte del trabajo se desarrolla con modelos de pórticos planos y sólo se consideran los aspectos esenciales del comportamiento tridimensional. El procedimiento se describe a continuación.

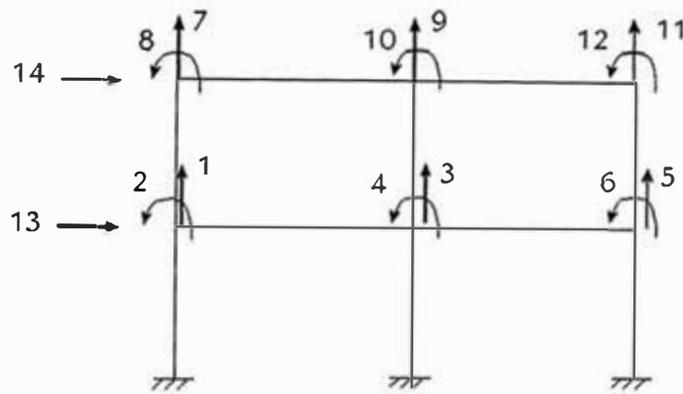
En una primera etapa se consideran separadamente los pórticos planos que conforman la estructura. Para cada uno de ellos debe obtenerse la "matriz de rigidez lateral".

La matriz de rigidez lateral relaciona fuerzas y desplazamientos horizontales; más explícitamente, se trata de una matriz cuadrada, simétrica, cuya columna  $j$  agrupa las fuerzas horizontales requeridas para obtener un desplazamiento unitario en el nivel  $j$ , mientras que los otros desplazamientos se mantienen como cero.

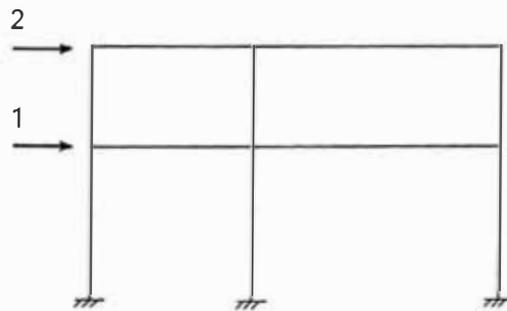
Para ensamblar fácilmente la matriz de rigidez de un pórtico, conviene considerar inicialmente como grados de libertad no sólo los asociados a desplazamientos horizontales sino además dos grados de libertad por cada nudo, asociados a los componentes de desplazamiento vertical y a los giros (Fig III.5 a) y b))



a) Elevacion del portico



b) Grados de libertad considerados para el ensamblaje inicial



c) Grados de libertad a los que se refiere la matriz de rigidez lateral

FIG (III.5) Grado de libertad considerado un en el análisis de un pórtico plano

Los desplazamientos verticales y giros en los nudos del pórtico están agrupados en el vector  $v$  y los desplazamientos horizontales (uno por piso) en  $u$ . Ordenando los grados de libertad apropiadamente, se obtiene la matriz de rigidez del pórtico y pueden plantearse las ecuaciones de equilibrio :

$$\begin{pmatrix} K_{vv} & K_{vu} \\ K_{uv} & K_{uu} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} v \\ u \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ f \end{pmatrix} \quad \text{---- (III.13)}$$

es decir :

$$\begin{aligned} K_{vv} v + K_{vu} u &= 0 \\ K_{uv} v + K_{uu} u &= f \end{aligned} \quad \text{---- (III.14)}$$

En las expresiones anteriores  $f$  agrupa las fuerzas asociadas a los grados de libertad horizontales; estas son fuerzas de inercia e interacciones con otros pórticos a través de las losas. Nótese en cambio que las fuerzas asociadas a los otros grados de libertad (verticales y giros) se han supuesto nulos. Esto resulta de :

- 1) no considerar la componente vertical de la aceleración sísmica
- 2) suponer que las fuerzas de inercia se concentran al nivel de las losas y
- 3) considerar que la capacidad flexional de las losas es muy pequeña (en contraste con la hipótesis de rigidez infinita para acciones de membrana).

La matriz  $K_{vv}$  es una matriz cuadrada, simétrica.

$K_{uu}$  es también cuadrada y simétrica.

Desarrollando el sistema de ecuaciones planteado en (III.14) obtendremos que :

$$\begin{aligned}
 v &= -K_{VV}^{-1} K_{VU} u \\
 (K_{UU} - K_{UV} K_{VV}^{-1} K_{VU}) u &= f
 \end{aligned}$$

es decir :

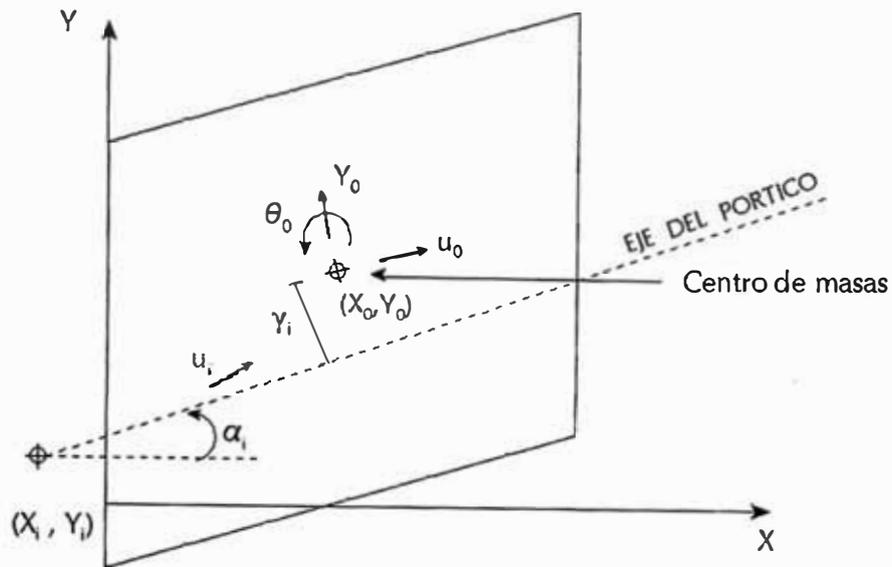
$$K_L u = f$$

donde :

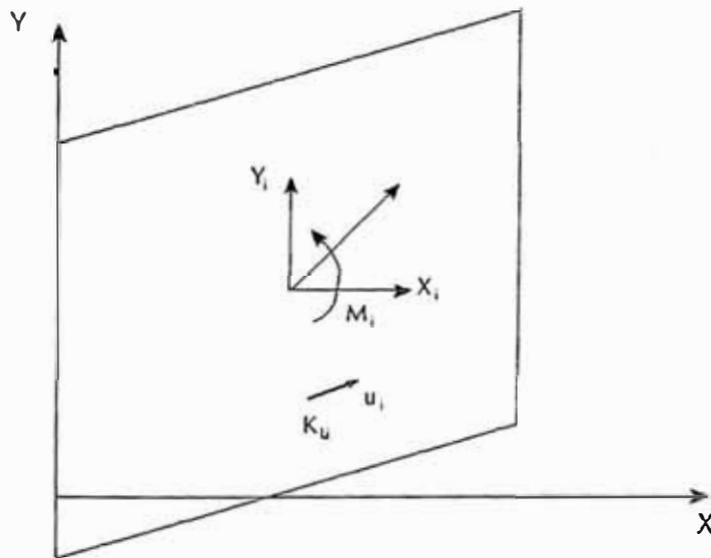
$$K_L = K_{UU} - K_{UV} K_{VV}^{-1} K_{VU}$$

es la matriz de rigidez lateral del pórtico. Esta se refiere a los grados de libertad horizontales, como se indica en la FIG III.6 a). El proceso de eliminación de grados de libertad utilizado se denomina de "condensación estática" porque se ha hecho uso de ecuaciones de equilibrio estático (notar que en la primera ecuación del sistema no se incluyen fuerzas de inercia) para eliminar incógnitas.

La hipótesis de losas horizontales infinitamente rígidas para acciones en su plano permite condensar más el modelo. Por un lado, en cada nivel el desplazamiento horizontal de cada uno de los pórticos puede relacionarse con tres componentes de desplazamiento que definen el movimiento de la losa. Así podemos notar que en el caso de un pórtico  $i$  el desplazamiento horizontal está relacionado con los componentes de desplazamiento de losa, FIG (III.6) b).



a) Compatibilidad de desplazamientos



b) Equivalencia de fuerzas (equilibrio)

FIG (III.6) Condiciones de compatibilidad y equilibrio utilizados para condensación cinemática

$$u_i = u_0 \cos \alpha_i + v_0 \sin \alpha_i + \theta Y_i \quad \text{---- (III.15)}$$

donde  $u_0$ ,  $v_0$ ,  $\theta$  son las componentes de desplazamiento del centro de masas,  $\alpha_i$  define la orientación del pórtico  $i$  con

referencia al eje X global y  $r_i$  es la distancia del punto de referencia  $(X_0, Y_0)$  a un punto de alineamiento del pórtico  $(X_i, Y_i)$ .

$$r_i = (X_i - X_0) \text{ Sen } \alpha_i - (Y_i - Y_0) \text{ Cos } \alpha_i \quad \text{---- (III.16)}$$

También :

$$u_i = G_i u_0 \quad \text{---- (III.17)}$$

donde  $u_i$  es el desplazamiento lateral del pórtico  $i$ ,  $u_0$  es un vector que agrupa las tres componente de desplazamiento del centro de masa  $(u_0, v_0, \theta)$  y  $G_i$  resulta :  $G_i = (\text{Cos } \alpha_i \quad \text{Sen } \alpha_i \quad r_i)$

Por otro lado, las fuerzas aplicadas por la losa sobre cada pórtico pueden ser sustituidas por otras, estáticamente equivalentes, aplicadas en el centro de masas :

$$f_i = \begin{bmatrix} X_i \\ Y_i \\ M_i \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \text{Cos } \alpha_i \\ \text{Sen } \alpha_i \\ r_i \end{bmatrix} (KL_i u_i) = G_i^T (KL_i u_i) \quad \text{-- (III.18)}$$

y al sumar las fuerzas requeridas para desplazar cada pórtico se obtiene :

$$f = \sum_{i=1}^P (G_i^T KL_i u_i) = \sum_{i=1}^P (G_i^T KL_i G_i) u_0 \quad \text{--- (III.19)}$$

Esta expresión relaciona las fuerzas totales para los tres grados de libertad de la estructura con los correspondientes desplazamientos. La matriz de rigidez de la estructura resulta entonces :

$$K = \sum_{i=1}^P (G_i^T KL_i G_i) \quad \text{---- (III.20)}$$

Siguiendo el mismo procedimiento para varios niveles de una estructura obtendremos que para el desplazamiento horizontal del pórtico  $i$  en el nivel  $j$  puede escribirse :

$$u_{ij} = u_{0j} \cos \alpha_i + v_{0j} \sin \alpha_i + \theta_j r_{ij}$$

donde  $u_{0j}$ ,  $v_{0j}$ ,  $\theta_j$  son los componentes de desplazamiento del centro de masas en el nivel  $j$ ,  $\alpha_i$  define la orientación del pórtico  $i$  con referencia al eje  $X$  global y  $r_{ij}$  es la distancia del punto de referencia  $(X_{0j}, Y_{0j})$  a un punto en el alineamiento del pórtico  $(X_i, Y_i)$ .

Agrupando las expresiones correspondientes a cada nivel del pórtico  $i$  se obtiene :

$$u_i = G_i u_0$$

donde  $u_i$  es el vector de desplazamientos laterales del pórtico  $i$ ,

$u_0$  agrupa los desplazamientos de los centros de masa (tres componentes por cada nivel), y :

$$G_i = \begin{pmatrix} \cos \alpha_i & \sin \alpha_i & r_{i1} & & \\ & & & \cos \alpha_i & \sin \alpha_i & r_{i2} \\ & & & & & \dots \end{pmatrix}$$

Las fuerzas sobre cada pórtico pueden también sustituirse por otras estáticamente equivalentes aplicadas en el centro de masas, de donde resulta la matriz de rigidez del modelo (pseudo tridimensional) con tres grados de libertad por piso

$$K = \sum_{i=1}^P (G_i^T K L_i G_i)$$



Finalmente, no es conveniente formar la matriz de amortiguamiento C, ya que resulta más simple considerar la disipación directamente a nivel de las ecuaciones diferenciales desacopladas.

### III.3.2.- Determinación de períodos naturales y modos de vibración.-

La determinación de los períodos naturales y los modos de vibración de una estructura corresponde al problema matemático de ecuación de valores y vectores característicos.

El problema clásico de valores y vectores característicos consiste en la determinación de los vectores  $\phi$  y los componentes escalares  $\lambda$  para los que se cumpla la ecuación :

$$K\phi = \lambda M \phi \quad \text{---- (III.21)}$$

En el análisis dinámico de edificios las matrices K y M (matrices de rigideces y masas respectivamente) son simétricas y definidas positivas, (lo que puede probarse por consideraciones de energía), los valores característicos son siempre reales y positivos, pudiendo escribirse como  $w_i^2$ .

$$\text{Por tanto : } K\phi = w_i^2 M \phi \quad \text{---- (III.22)}$$

Los  $w_i$  son frecuencias (angulares) a partir de las cuales se obtienen los períodos :

$$T_i = \frac{2\pi}{w_i} \quad \text{---- (III.23)}$$

Para obtener todos o una alta proporción de los valores y vectores característicos es necesario un método que transforme (III.22). El método a usar será el Método de Jacobi, el cual resuelve directamente el problema generalizado

$$A_0 = \lambda B_0 \quad \text{---- (III.24)}$$

En donde se supone que A y B son simétricas y que esta última es definida positiva.

Entonces, este procedimiento transforma el problema original a uno de la forma :

$$\begin{bmatrix} a_1 \\ \vdots \\ a_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ a_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} z_1 \\ \vdots \\ z_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ z_n \end{bmatrix} = \lambda \begin{bmatrix} b_1 \\ \vdots \\ b_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ b_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} z_1 \\ \vdots \\ z_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ z_n \end{bmatrix} \quad \text{---- (III.25)}$$

que tiene como vectores característicos las columnas de la matriz

identidad y como valores característicos los  $\lambda_i = \frac{a_i}{b_i}$ .

Los valores característicos del sistema original son los mismos. Un paso del proceso general se define por :

$$\begin{aligned} A^{(k+1)} &= P_k^T A^{(k)} P_k \\ B^{(k+1)} &= P_k^T A^{(k)} P_k \end{aligned} \quad \text{---- (III.26)}$$

donde :

$$\begin{bmatrix} & \text{col } i & \text{col } j & \\ \vdots & & & \\ 1 & & & \\ \vdots & & & \\ & 1 & \alpha & \text{fila } i \\ \vdots & & & \\ & \gamma & 1 & \text{fila } j \\ \vdots & & & \\ & & & 1 \end{bmatrix}$$

corresponden a una rotación plana. El objetivo de un paso es hacer cero un coeficiente  $a_{ij} = a_{ji}$ .

$\alpha$  y  $\gamma$  se determinan de :

$$\begin{aligned}
 a_{jj}^{(k+1)} &= a_{ji}^{(k+1)} = \alpha a_{ii}^{(k)} + (1 + \alpha\gamma) a_{ij}^{(k)} + \gamma a_{jj}^{(k)} = 0 \\
 b_{ij}^{(k+1)} &= b_{ji}^{(k+1)} = \alpha b_{ii}^{(k)} + (1 + \alpha\gamma) b_{ij}^{(k)} + \gamma b_{jj}^{(k)} = 0
 \end{aligned}$$

Definiendo :

$$\begin{aligned}
 C_1 &= a_{jj}^{(k)} b_{ij}^{(k)} - b_{jj}^{(k)} a_{ij}^{(k)} \\
 C_2 &= a_{ii}^{(k)} b_{ij}^{(k)} - b_{ii}^{(k)} a_{ij}^{(k)} \\
 C_3 &= \frac{1}{2} \left( a_{ii}^{(k)} b_{jj}^{(k)} - a_{jj}^{(k)} \right)
 \end{aligned}$$

$$d = C_3 + (\text{signo } C_3) \sqrt{(C_3)^2 + C_1 C_2}$$

se obtienen :

$$\gamma = - \frac{C_2}{d}$$

$$\alpha = \frac{C_1}{d}$$

Sin embargo, las sucesivas rotaciones reintroducen valores significativos en estas posiciones, por lo que es necesario repetir el proceso en varios ciclos para todos los elementos fuera de la diagonal principal. El proceso es convergente. Si en un ciclo dado los cocientes

$$\gamma_{ij} = \frac{a_{ij}^{(k)2}}{a_{ii}^{(k)} a_{jj}^{(k)}}$$

son de orden  $\epsilon$ , éstas se reducen a orden  $\epsilon^2$  en el siguiente ciclo.

Para determinar los vectores característicos es suficiente efectuar el producto de las matrices  $P_k$  ya que :

$$o^{(k)} = P_k o^{(k+1)}$$

y por lo tanto  $\phi^{(0)} = P_1 P_2 P_3 \dots P_n$

### III.3.3.- Análisis sísmico por superposición modal espectral.-

Un edificio real es un sistema de varios grados de libertad. La respuesta dinámica de una estructura a una excitación sísmica puede ser obtenida mediante un análisis modal cuya solución en cada modo puede llevarse a cabo en el dominio del tiempo o en el de las frecuencias. Las soluciones en el campo de frecuencias están siempre limitadas a sistemas lineales pero tienen la ventaja que permiten considerar propiedades dependientes de la frecuencia (una condición deseable en el caso de los suelos). El comportamiento no-lineal puede ser simulado a través de un procedimiento iterativo en que los valores de la rigidez y el amortiguamiento son recalculados al final de cada análisis para igualar el nivel de deformaciones obtenido.

El análisis modal es de lejos el procedimiento más usado en dinámica estructural. Permite desacoplar las  $n$  ecuaciones diferenciales de movimiento, reduciendo el problema a la solución de  $n$  ecuaciones independientes de 1 grado de libertad.

Se supone que al inicio se ha resuelto el problema de valores propios o característicos para determinar las frecuencias naturales  $w_i$  y las correspondientes formas de modo. Asimismo se supone que las formas de modo  $X_i$  han sido normalizadas de manera que el producto

$$X_i^T M X_i = 1$$

Cuando un sistema de varios grados de libertad está sometido a una excitación sísmica, representado usualmente como una aceleración horizontal en la base, las ecuaciones de movimiento

toman la siguiente forma :

$$M \ddot{Y} + C \dot{Y} + KY = - M I \ddot{u}_g(t) \quad \text{---- (III.27)}$$

donde  $Y$ ,  $\dot{Y}$  e  $\ddot{Y}$  representan los vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración relativos a la base ( $Y = U - I u_g$ ) e  $I$  representa un vector cuyos elementos son todos iguales a la unidad, y  $\ddot{u}_g(t)$  la aceleración del suelo.

Usando la propiedad de los modos que permite expresar cualquier vector del espacio vectorial por ellos definido como una combinación lineal de las formas modales y ciertos coeficientes resultará que la respuesta estará dada por :

$$Y = \sum_{i=1}^n a_i(t) \Gamma_i X_i \quad \text{---- (III.28)}$$

$$\ddot{a}_i(t) + 2\beta_i w_i \dot{a}_i(t) + w_i^2 a_i(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad i = 1, 2, \dots, n$$

$$\Gamma_i = X_i^T M I \quad \text{ó} \quad X_i^T M J \quad \text{--- (III.29) (si el modelaje es tridimensional)}$$

Una forma de realizar el análisis modal es llevarla a cabo manteniendo para cada modo sólo la máxima respuesta  $a_i$  máx

Esto es particularmente conveniente cuando se usa un espectro de respuesta para representar el movimiento, en vez de un registro -que es precisamente el caso de los análisis sísmicos especificados en los códigos de diseño - ya que el valor  $a_i$  máx

se lee directamente del espectro para el amortiguamiento deseado,

$$a_i \text{ máx} = S_d(w_i, \beta_i) \text{ . Este procedimiento es el que se conoce}$$

Precisamente como Análisis Modal Espectral.

En este caso particular del análisis modal la respuesta correspondiente del modo  $i$  estará expresada como sigue :

$$Y_i = S_{d_i} \Gamma_i X_i \quad \text{---- (III.30)}$$

donde  $S_{d_i}$  es el valor leído del espectro de respuesta que se está usando y que puede ser el valor máximo de la solución de la ecuación modal

$$\ddot{a}_i(t) + 2\beta W_i \dot{a}_i(t) + W_i^2 a_i(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad i = 1, 2, \dots, n \quad \text{---- (III.31)}$$

o el valor leído de un espectro teórico suavizado como los que se consignan en las normas de diseño. Lo cierto es que en ambos casos del espectro se obtienen los valores máximos de la aceleración, desplazamiento o velocidad para una frecuencia determinada y un amortiguamiento fijo que son el dato de entrada para la expresión (III.30).

El factor de participación estática tiene la expresión presentada en (III.29). Los máximos para otros efectos como fuerzas en los elementos se determinan para cada modo de un análisis estático, obteniendo los valores del juego de desplazamiento  $X_i$  y multiplicándolos por  $S_{d_i}$  y  $\Gamma_i$ .

En el análisis modal espectral la determinación del efecto debido a la superposición de todos los modos sólo puede ser hecha de forma aproximada combinando las respuestas o participaciones modales.

El Reglamento Nacional de Construcciones a través de su Norma de Diseño Sismo Resistente prescribe para el caso en que se use el análisis dinámico modal espectral que los modos se

combinen usando el promedio de la raíz cuadrada de la suma de las respuestas al cuadrado (R S C S) con la suma de los valores absolutos ( $\sum A B S$ )

$$\frac{1}{2} (\sum A B S + R C S C)$$

### III.3.4.- Análisis Pseudo Tridimensional mediante los programas de computo A3S y ETABS.-

#### III.3.4.1.- Mediante el A3S.-

A3S considera que la estructura está formada por un conjunto de pórticos planos verticales, interconectados por losas horizontales en cada nivel. Los niveles se identifican con un número; el primer nivel (1) corresponde al nivel inferior.

Es necesario definir los ejes X e Y ortogonales y horizontales para el análisis; su origen y orientación son arbitrarios, pero de preferencia conviene que coincidan con las orientaciones predominantes de los pórticos. Las coordenadas del centro de masas de cada nivel se refieren a este sistema XY. El eje Z se supone vertical.

La ubicación de cada pórtico se refiere al mismo sistema ordenado. En cada caso se requieren las coordenadas XY de un punto cualquiera ubicado en el plano del pórtico y el ángulo, en grados, entre el plano del pórtico (eje X local) y el eje X global. Este ángulo es positivo cuando es antihorario al ir desde el eje X global al eje X local.

Para cada pórtico se define una retícula, constituida por los ejes (verticales) de las columnas o placas y los distintos niveles de losas (horizontales). A cada segmento de esta retícula

corresponde una columna (o placa) o una viga. Puede tenerse un pórtico con un solo eje de columnas o placas (sin vigas).

Las distancias entre ejes de columnas (luces) se definen en forma independiente para cada pórtico. En cambio, las alturas se dan en el ámbito global y son iguales para todos los pórticos en un mismo nivel. Como excepción, la altura de cada columna en el primer nivel (inferior) puede darse independientemente. Cualquier pórtico puede tener menos niveles (pisos) que la estructura en conjunto.

Las vigas, columnas y paneles de cada pórtico se identifican por su nivel y otro número que corresponde a su posición de izquierda a derecha en la elevación del pórtico. Para cada viga o columna debe indicarse el ancho y el peralte de la sección transversal, que se supone rectangular. Para las columnas puede también indicarse un momento de inercia distinto del que correspondería a una sección rectangular. Los paneles se suponen con las dimensiones del respectivo vano y sólo debe indicarse su espesor. Si un elemento no existe, todos los correspondientes datos deben ser cero.

El programa considera deformaciones axiales de corte y de flexión en los elementos verticales (columnas o placas). Para los elementos horizontales (vigas) sólo se consideran rigideces cortantes.

El programa supone que las vigas tienen brazos rígidos, de longitud igual a la mitad del peralte de las columnas (o placas) a cada lado. Esta versión de A3S no considera brazos rígidos en las columnas. Los datos correspondientes a cada "tipo" de pórtico sólo deben darse una vez.

Adicionalmente el programa requiere que se defina el espectro de diseño (seudo-aceleraciones) y otros datos tales como forma de interpolación del espectro (lineal o logarítmica), forma de combinación modal (suma de valores absolutos, raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, o promedio según el RNC), número máximo de modos a considerar, frecuencia límite.

Fichero de datos.- Antes de preparar el fichero de datos es conveniente ordenar la información requerida para el análisis.

- Definir los pórticos y placas que conforman la estructura.
- Dibujar una planta indicando la ubicación de cada pórtico, indicando luces, alturas y dimensiones de cada elemento.
- Determinar las masas, los elementos de inercia rotacionales y la ubicación de los centros de masa de cada nivel.
- Definir el espectro de diseño.

Los datos ingresan en formato libre, separados por comas.

Los números enteros no deben llevar punto decimal. Para los números reales puede utilizarse notación exponencial, Ejemplo : 2.5E6 . Si un dato es cero es suficiente colocar una coma; Ejemplo : 1,,2 equivalente a 1,0,2.

Los datos pueden darse en cualquier sistema de unidades. Los resultados se expresan en unidades consistentes con los datos.

El fichero de datos debe contener un bloque de datos globales tantos bloques de datos de pórticos como tipos de pórticos se declaren.

El bloque de datos globales incluye distintas secciones :

- Control
- Altura de los entresijos
- Datos relativos a las masas de cada nivel

- Propiedades de materiales
- Ubicación de los porticos en planta
- Datos para la combinación modal
- Definición del espectro de diseño

A continuación se describe cada sección

- Control

Esta sección debe incluir dos registros. En el primer registro debe darse un título (máximo 80 caracteres) que identificará los resultados.

El segundo registro debe indicar tres números enteros.

- Número de pisos de la estructura (nd)
- Número total de pórticos (nf)
- Número de tipos de pórticos (nt). Si nt se indica como cero (o blanco) se considera igual a nf.

- Alturas de entrepisos

En un sólo registro se dan las nd alturas de entrepiso, de abajo hacia arriba, separados por comas. Para considerar distintas alturas en las columnas del primer nivel (de cada pórtico) debe indicarse la altura del primer piso como cero.

- Datos relativos a las masas de cada nivel :

Se requieren nd registros, uno por nivel. Estos registros deben estar en orden. El primer registro debe corresponder al nivel superior y el último al inferior, de manera que al listar el fichero de datos éstos aparezcan en el orden que tienen en la estructura. Cada registro debe contener :

- Coordenadas X e Y del centro de masas (con referencia al sistema XY global)

- Masa. Nótese que deben utilizarse unidades de masa, no de peso.
- Inercia rotacional, con referencia al centro de masas.

- Propiedades de los materiales :

Un registro conteniendo los valores de E y G (que se suponen constantes para toda la estructura) y el valor Gm que debe considerarse para los paneles de corte. Si G o Gm no se indican, se consideran como 40% de E. Adicionalmente, puede indicarse en el mismo registro un factor de reducción para las longitudes de los brazos rígidos en vigas (sólo utilizado en el cómputo de rigideces). Si estos factores no se indican, el programa las considera como 0.70 y 1.00, respectivamente.

- Ubicación de los pórticos en planta :

Esta sección debe incluir nf registros (uno por pórtilco). Estos registros pueden estar en cualquier orden. En cada uno de ellos debe indicarse :

- Etiqueta alfanumérica de 4 caracteres, para identificar el pórtilco en el listado de resultados (pórticos A, B, 1, 2). Si la etiqueta se deja en blanco el pórtilco se identifica por su número de orden, pero esto no es recomendable.
- Tipo de pórtilco : Este número entero (que debe escribirse a partir de la columna 5) define cual grupo de datos de los que se dan más adelante corresponde a este pórtilco.
- Coordenadas X e Y de un punto del pórtilco (con referencia al sistema XY global).

- Angulo (en grados) entre el eje X local (plano del pórtico) y en el eje X global.
- Código de salida X/Y. este dato es opcional. Si se indica como cero (o en blanco) las fuerzas en el pórtico se calculan tanto para el sismo actuando en X como en Y. Si es 1 se calculan para X. Análogamente, 2 corresponde a Y.

- Datos para la combinación modal :

Debe incluirse un registro con la información siguiente :

- Número de modos (nm). Si este dato no se indica se considera igual al número total de pisos. En ningún caso puede ser mayor que tres veces el número total de pisos (número de grados de libertad del modelo). Se recomienda usar este valor en edificaciones de pocos pisos.
- Indicador de tipo de combinación modal (Kc) :
  - 0 Reglamento Nacional de Construcciones (RNC)
  - 1 Suma de valores Absolutos (SABS)
  - 2 Raíz Cuadrada de la Suma de Cuadrados (SRSS)
 Si Kc no es 1 ó 2, se considera la combinación RNC.
- Frecuencia límite (con Hertz). Este dato es opcional. Puede modificar el número de modos previamente indicado, eliminando de la combinación los modos con frecuencia mayor que la límite. Si se indica cero (o blanco) se desactiva.

- Definición del Espectro de Diseño :

Esta sección debe contener un primer registro con :

- Número de puntos que definen el espectro (ns).

- Indicador del tipo de interpolación (Ke).
  - 0 Interpolación lineal
  - 1 Interpolación logarítmica
- Factor de escala para los valores de Sa. Si los datos siguientes se expresan en g's debe aquí indicarse un factor de escala que corresponda al valor de g en unidades apropiadas ( $9.8 \text{ m/seg}^2$  ó  $980 \text{ cm/seg}^2$ ). Si este campo se deja en blanco el factor se toma como 1, y luego deben incluirse ns registros, conteniendo pares de datos : Período y el correspondiente valor del espectro de Seudo-Aceleraciones.

Los bloques de datos para cada tipo de pórtico (nt bloques) deben incluir las siguientes secciones :

- Control
- Luces de los vanos
- Alturas de las columnas del primer nivel (opcional)
- Dimensiones de vigas
- Dimensiones de columnas

Cada una de estas secciones se describe a continuación :

- Control :

Un registro conteniendo dos números enteros :

- Número de vanos o luces (ns). En esta versión  $ns \leq 10$ . Puede ser igual a cero si se trata de una placa aislada.
- Número de niveles del pórtico (np). Si este dato no se indica se toma como igual al número total de niveles de la estructura, nd.

- Indicador de paneles de corte, Jm. Cualquier entero distinto de cero en este campo indica que se leerán más adelante los espesores correspondientes.
- Luces de los vanos (opcional) :

Deben indicarse las distancias entre los ejes de columnas, de izquierda a derecha, en un solo registro. No incluir esta sección si ns es cero.
- Alturas de las columnas del primer nivel (opcional) :

Sólo si la altura del primer nivel en el bloque de datos globales se indicó como cero. Deben darse las alturas de cada columna, de izquierda a derecha en un sólo registro.
- Dimensiones de vigas :

Debe darse un registro (línea) para cada uno de los np niveles (el número de niveles del pórtico, np, puede ser inferior al número de niveles de la estructura, nd.). El primer registro debe corresponder al nivel superior y el último al inferior, de modo que al listar los datos estos aparezcan en el orden que corresponde a su ubicación. Cada registro de incluir las dimensiones (ancho y peralte) de las vigas del nivel, de izquierda a derecha. Si una viga no existe colocar ,, o bien 0,0,
- Dimensiones de columnas :

También deben tenerse np registros, en el mismo orden que para las vigas. Sin embargo, deben darse 3 datos para cada columna : ancho, peralte e inercia. Este último dato puede no incluirse (escribir b,t,0 , ó simplemente b,t,,) en cuyo caso el programa calcula la inercia considerando a la sección como rectangular.

#### - Espesores de muros

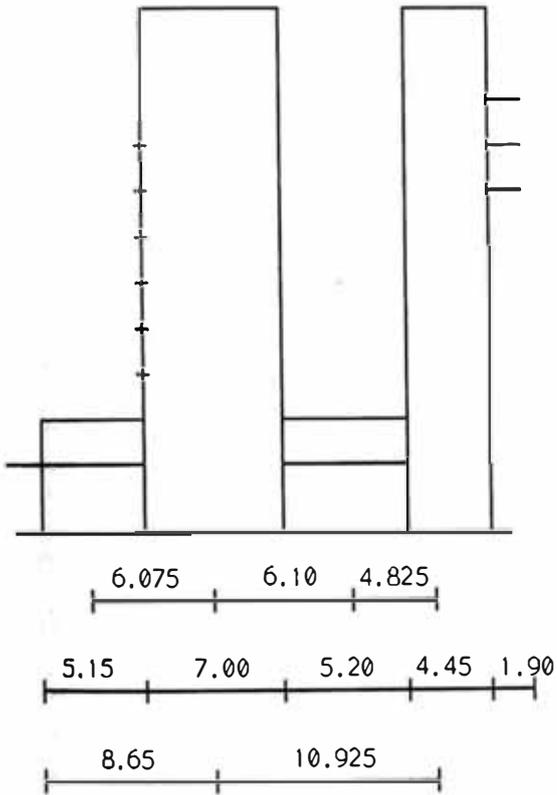
Si se dió un valor de  $J_m \neq 0$ , deben incluirse un registro (línea) para cada uno de los  $n_p$  niveles del pórtico. el primer registro debe corresponder al nivel superior y el último al inferior, de modo que al listar los datos éstos aparezcan en el orden que corresponde a su ubicación. Cada registro debe incluir el espesor de los muros en cada vano del nivel, de izquierda a derecha. Si no hay muro en un vano indicar el espesor correspondiente como cero.

#### III.3.4.1.1.- Resultados.-

A continuación tenemos el listado de nuestro fichero de datos según los pórticos representados en las láminas siguientes y los resultados (fuerzas laterales) al resolver la estructura planteada.

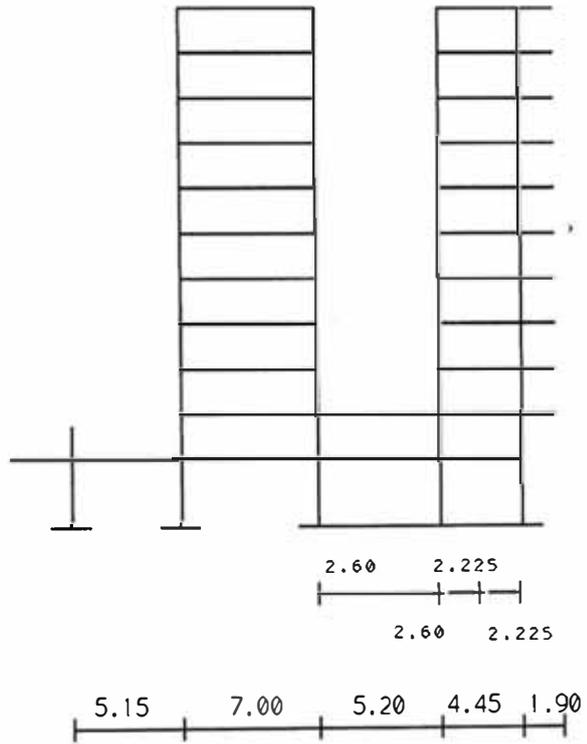
# Pórticos Principales

TIPO 1



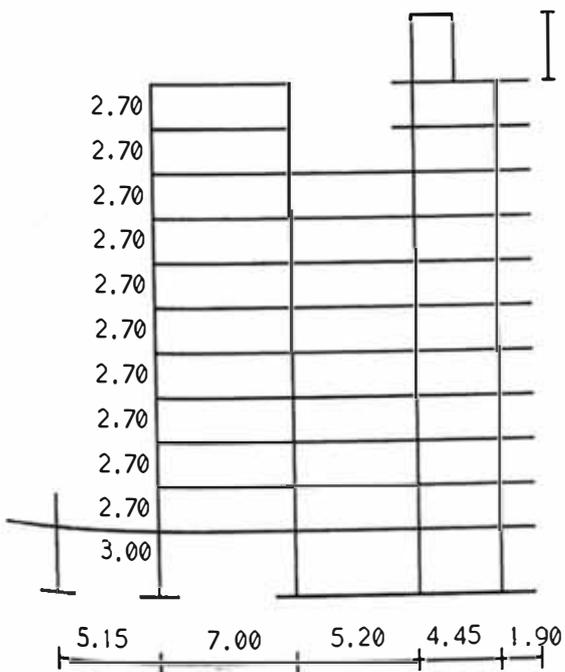
PORTICO A - A

TIPO 2



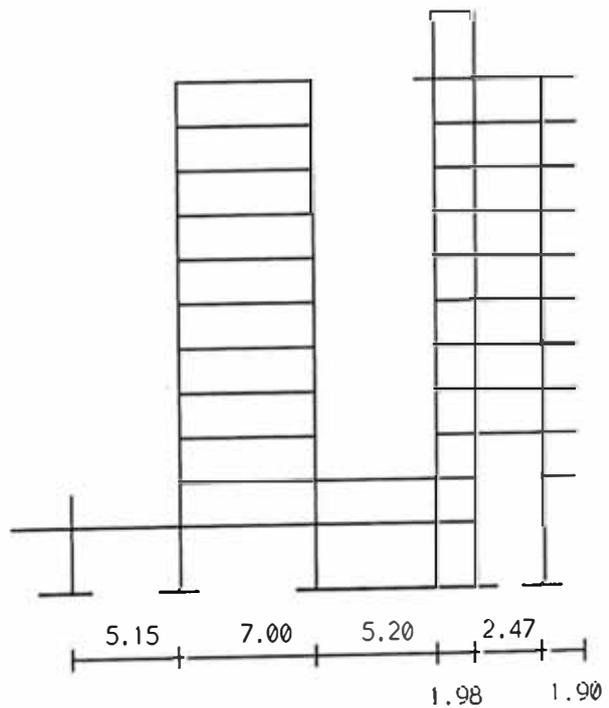
PORTICO B - B

TIPO 3



PORTICO C - C

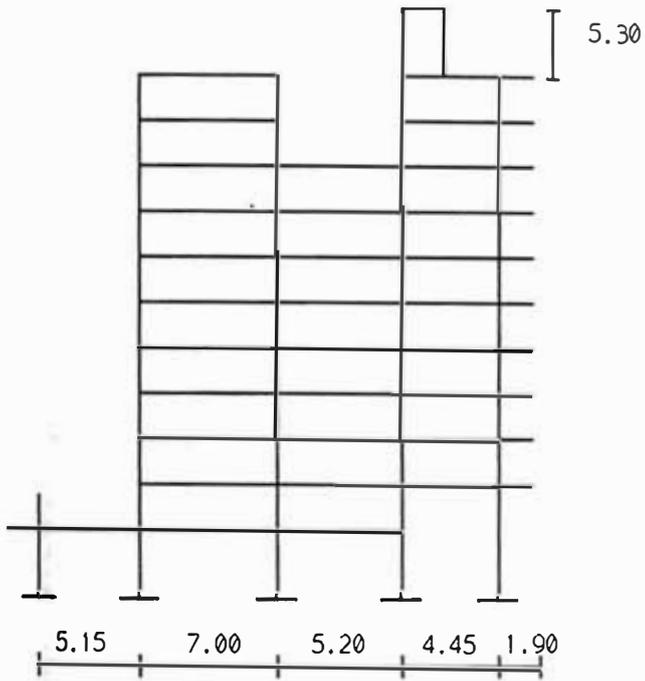
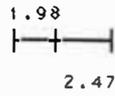
TIPO 4



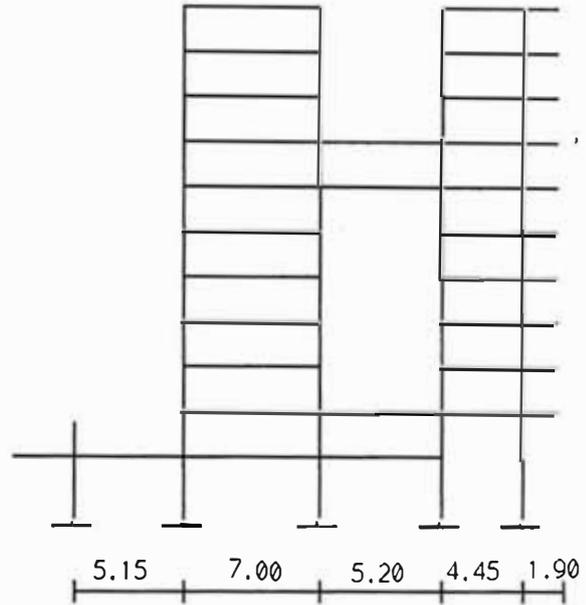
PORTICO D - D

TIPO 5

TIPO 6

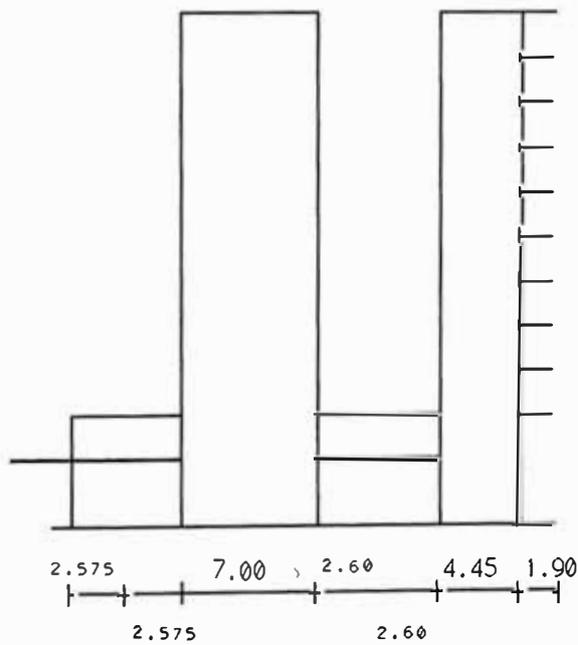


PORTICO E - E



PORTICO F - F

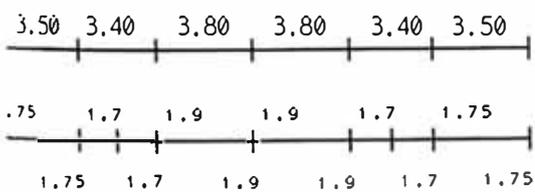
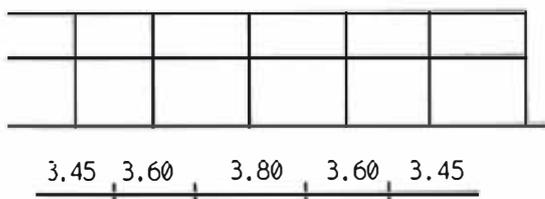
TIPO 1



PORTICO G - G

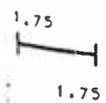
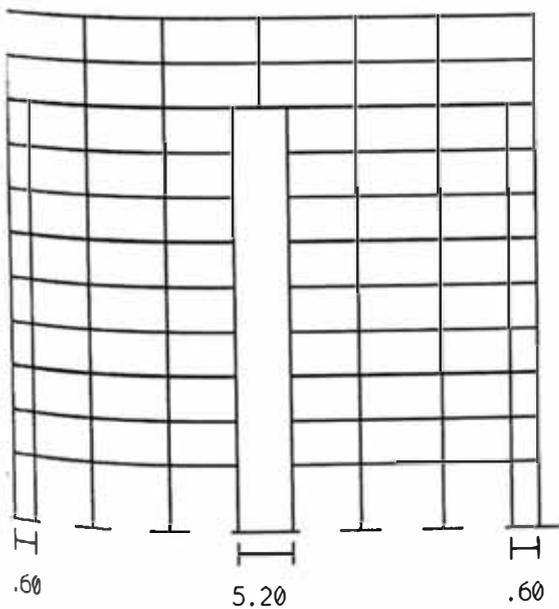
# Pórticos Secundarios

TIPO 7



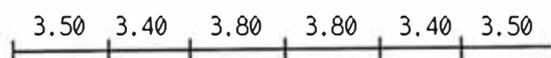
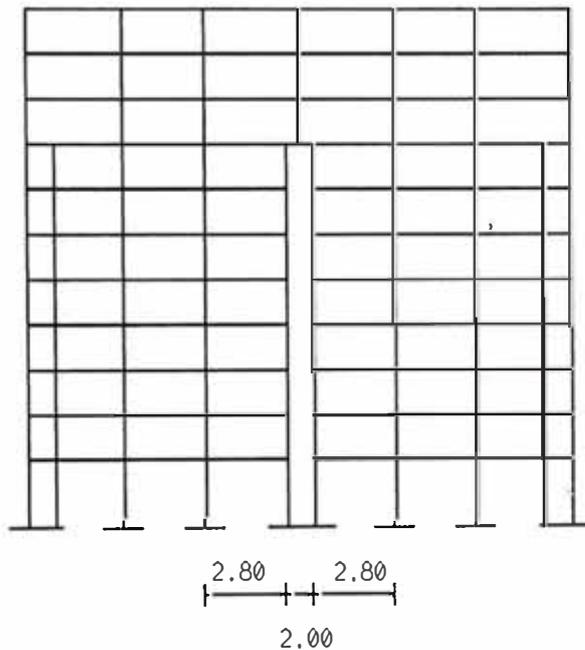
PORTICO 1 - 1

TIPO 9



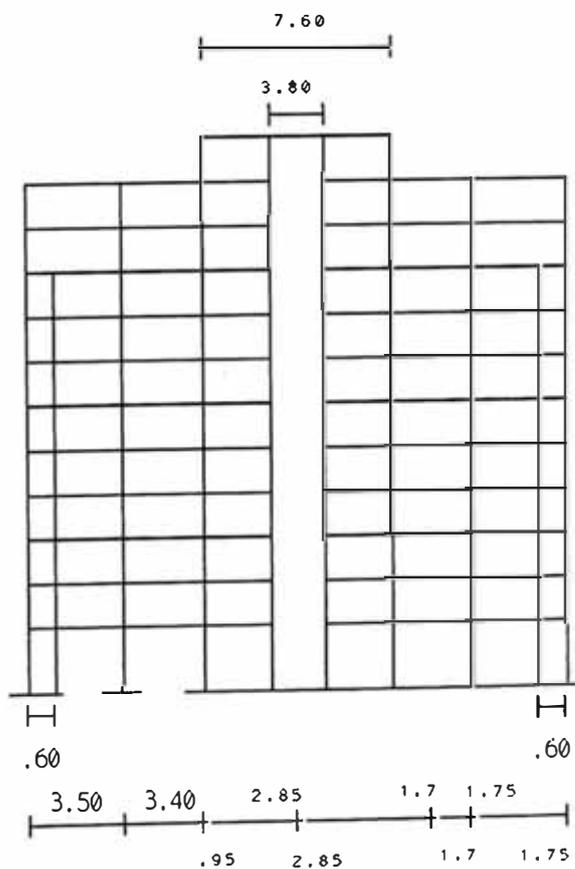
PORTICO 3 - 3

TIPO 8



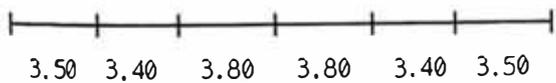
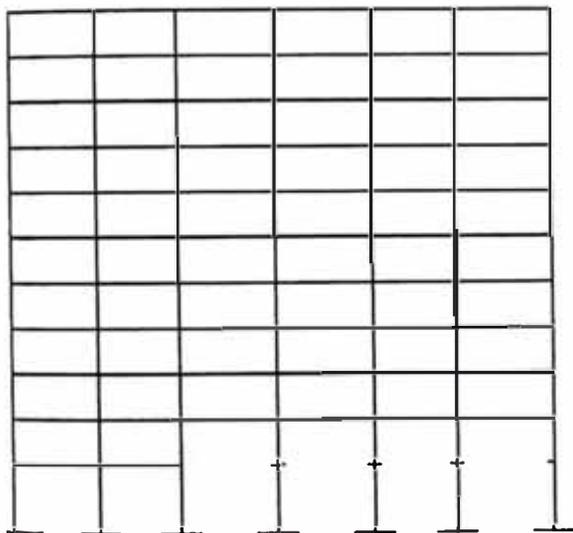
PORTICO 2 - 2

TIPO 10



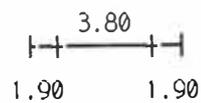
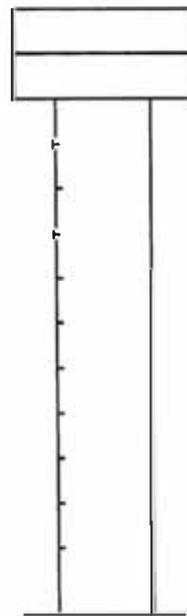
PORTICO 4 - 4

TIPO 11



PORTICO 5 - 5

TIPO 12



PORTICO 4A - 4A

{A3s} - versión 1.5 - H. Scaletti (1991)

12/10/1994 - 18:24

ANALISIS DINAMICO DE EDIFICIOS TESIS

12 pisos  
13 pórticos  
12 tipo(s)

Alturas de los Entrepisos:

3.00	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70
2.70	5.30								

Inercias en Cada Nivel:

nivel	xo	yo	masa	Jo
12	10.70	4.13	5.91E+00	3.77E+01
11	10.70	9.79	3.27E+01	2.10E+03
10	10.70	9.92	3.98E+01	2.67E+03
9	10.70	9.30	3.98E+01	2.61E+03
8	10.70	9.35	4.33E+01	2.98E+03
7	10.70	9.35	4.40E+01	3.03E+03
6	9.24	9.58	4.24E+01	2.96E+03
5	9.24	9.58	4.24E+01	2.96E+03
4	9.24	9.58	4.31E+01	3.01E+03
3	9.24	9.58	4.35E+01	3.03E+03
2	10.45	9.58	4.35E+01	3.03E+03
1	11.06	16.98	3.93E+01	2.40E+03

E = 2.20E+06  
G = 8.80E+05  
Gm = 8.80E+05

Factor de Reducción de Rigideces en Vigas: .70  
Factor de Reducción de Brazos Rígidos: 1.00

Tipo y Ubicación de Cada Pórtico:

Pórtico	tipo	xi	yi	alfa
A	1	.00	1.90	90.00
B	2	3.50	1.90	90.00
C	3	6.90	1.90	90.00
D	4	10.70	1.90	90.00
E	5	14.50	1.90	90.00
F	6	17.90	1.90	90.00
G	1	21.40	1.90	90.00
1	7	.00	23.70	.00
2	8	.00	18.55	.00
3	9	.00	11.55	.00
4	10	.00	6.35	.00
5	11	.00	1.90	.00
4A	12	10.70	4.37	.00



Pórtico tipo 2

6 vano(s)  
11 piso(s)

Luces de las Vigas:

5.15 7.00 2.60 2.60 2.22 2.22

Dimensiones de las Vigas:

.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.30	.60	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00

Dimensiones de las Columnas:

.00	.00	.30	.40	.30	.40	.00	.00	.30	.40	.00	.00	.30	.40
.00	.00	.30	.40	.30	.40	.00	.00	.30	.40	.00	.00	.30	.40
.00	.00	.30	.40	.30	.40	.00	.00	.30	.40	.00	.00	.30	.40
.00	.00	.30	.50	.30	.50	.00	.00	.30	.50	.00	.00	.30	.50
.00	.00	.30	.70	.30	.70	.00	.00	.30	.70	.00	.00	.30	.70
.00	.00	.30	.90	.30	.90	.00	.00	.30	.90	.00	.00	.30	.90
.00	.00	.30	.90	.30	.90	.00	.00	.30	.90	.00	.00	.30	.90
.00	.00	.30	1.10	.30	1.10	.00	.00	.30	1.10	.00	.00	.30	1.10
.00	.00	.30	1.20	.30	1.20	.00	.00	.30	1.20	.00	.00	.30	1.20
.30	.60	.30	1.20	.30	1.20	.00	.00	.30	1.20	.00	.00	.30	1.20
.30	.60	.30	1.20	.30	1.20	.30	5.20	.30	1.20	.30	4.45	.30	1.20

Órtico tipo 3

7 vano(s)  
12 piso(s)

Luces de las Vigas:

5.15    7.00    2.60    2.60    1.98    .25    2.22

Dimensiones de las Vigas:

.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.30	.40	.30	.40	.30	.40
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.30	.60	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00

Dimensiones de las Columnas:

.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.30	.50	.30	.30	.00	.00	.30	.40
.00	.00	.30	.40	.30	.40	.00	.00	.30	.40	.00	.00	.00	.00	.30	.40
.00	.00	.30	.40	.30	.40	.00	.00	.30	.40	.00	.00	.00	.00	.30	.40
.00	.00	.30	.40	.30	.40	.00	.00	.30	.40	.00	.00	.00	.00	.30	.40
.00	.00	.30	.50	.30	.50	.00	.00	.30	.50	.00	.00	.00	.00	.30	.50
.00	.00	.30	.70	.30	.70	.00	.00	.30	.70	.00	.00	.00	.00	.30	.70
.00	.00	.30	.90	.30	.90	.00	.00	.30	.90	.00	.00	.00	.00	.30	.90
.00	.00	.30	.90	.30	.90	.00	.00	.30	.90	.00	.00	.00	.00	.30	.90
.00	.00	.30	1.10	.30	1.10	.00	.00	.30	1.10	.00	.00	.00	.00	.30	1.10
.00	.00	.30	1.20	.30	1.20	.00	.00	.30	1.20	.00	.00	.00	.00	.30	1.20
.00	.00	.30	1.20	.30	1.20	.00	.00	.30	1.20	.00	.00	.00	.00	.30	1.20
.30	.60	.30	1.20	.30	1.20	.00	.00	.30	1.20	.00	.00	.00	.00	.30	1.20
.30	.60	.30	1.20	.30	1.20	.30	5.20	.30	1.20	.00	.00	.30	4.45	.30	1.20

**Pórtico tipo 4**

7 vano(s)  
12 piso(s)

**Luces de las Vigas:**

5.15    7.00    2.60    2.60    .99    .99    2.47

**Dimensiones de las Vigas:**

.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.30	.60	.30	.60	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00

**Dimensiones de las Columnas:**

.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	2.53	.25	.00	.00	.00	.00	.30	.40
.00	.00	.30	.40	.30	.40	.00	.00	1.27	.25	.00	.00	1.27	.25	.30	.40
.00	.00	.30	.40	.30	.40	.00	.00	1.27	.25	.00	.00	1.27	.25	.30	.40
.00	.00	.30	.40	.30	.40	.00	.00	1.27	.25	.00	.00	1.27	.25	.30	.40
.00	.00	.30	.50	.30	.50	.00	.00	1.27	.25	.00	.00	1.27	.25	.30	.50
.00	.00	.30	.70	.30	.70	.00	.00	1.27	.25	.00	.00	1.27	.25	.30	.70
.00	.00	.30	.90	.30	.90	.00	.00	1.27	.25	.00	.00	1.27	.25	.30	.90
.00	.00	.30	.90	.30	.90	.00	.00	1.27	.25	.00	.00	1.27	.25	.30	.90
.00	.00	.30	1.10	.30	1.10	.00	.00	1.27	.25	.00	.00	1.27	.25	.30	1.10
.00	.00	.30	1.20	.30	1.20	.00	.00	1.27	.25	.00	.00	1.27	.25	.30	1.20
.30	.60	.30	1.20	.30	1.20	.00	.00	1.27	.25	.00	.00	1.27	.25	.30	1.20
.30	.60	.30	1.20	.30	1.20	.30	5.20	1.27	.25	.25	1.98	1.27	.25	.30	1.20

Pórtico tipo 5

5 vano(s)  
12 piso(s)

Luces de las Vigas:

5.15 7.00 5.20 1.98 2.47

Dimensiones de las Vigas:

.00	.00	.00	.00	.00	.00	.30	.40	.30	.40
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.30	.60	.30	.60	.30	.60	.00	.00	.00	.00

Dimensiones de las Columnas:

.00	.00	.00	.00	.00	.00	.30	.50	.30	.30	.30	.40
.00	.00	.30	.40	.30	.40	.30	.40	.00	.00	.30	.40
.00	.00	.30	.40	.30	.40	.30	.40	.00	.00	.30	.40
.00	.00	.30	.40	.30	.40	.30	.40	.00	.00	.30	.40
.00	.00	.30	.50	.30	.50	.30	.50	.00	.00	.30	.50
.00	.00	.30	.70	.30	.70	.30	.70	.00	.00	.30	.70
.00	.00	.30	.90	.30	.90	.30	.90	.00	.00	.30	.90
.00	.00	.30	.90	.30	.90	.30	.90	.00	.00	.30	.90
.00	.00	.30	1.10	.30	1.10	.30	1.10	.00	.00	.30	1.10
.00	.00	.30	1.20	.30	1.20	.30	1.20	.00	.00	.30	1.20
.30	.60	.30	1.20	.30	1.20	.30	1.20	.00	.00	.30	1.20
.30	.60	.30	1.20	.30	1.20	.30	1.20	.00	.00	.30	1.20

Pórtico tipo 6

4 vano(s)  
11 piso(s)

Luces de las Vigas:

5.15    7.00    5.20    4.45

Dimensiones de las Vigas:

.00	.00	.30	.60	.00	.00	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.00	.00	.30	.60
.00	.00	.30	.60	.30	.60	.30	.60
.30	.60	.30	.60	.30	.60	.00	.00

Dimensiones de las Columnas:

.00	.00	.30	.40	.30	.40	.30	.40	.30	.40
.00	.00	.30	.40	.30	.40	.30	.40	.30	.40
.00	.00	.30	.40	.30	.40	.30	.40	.30	.40
.00	.00	.30	.50	.30	.50	.30	.50	.30	.50
.00	.00	.30	.70	.30	.70	.30	.70	.30	.70
.00	.00	.30	.90	.30	.90	.30	.90	.30	.90
.00	.00	.30	.90	.30	.90	.30	.90	.30	.90
.00	.00	.30	1.10	.30	1.10	.30	1.10	.30	1.10
.00	.00	.30	1.20	.30	1.20	.30	1.20	.30	1.20
.30	.60	.30	1.20	.30	1.20	.30	1.20	.30	1.20
.30	.60	.30	1.20	.30	1.20	.30	1.20	.30	1.20

Pórtico tipo 7

5 vano(s)  
2 piso(s)

Luces de las Vigas:

3.45 3.60 3.80 3.60 3.45

Dimensiones de las Vigas:

.00 .00 .00 .00 .00 .00 .00 .00 .00 .00  
.00 .00 .00 .00 .00 .00 .00 .00 .00 .00

Dimensiones de las Columnas:

.20 3.50 .20 3.40 .20 3.80 .20 3.80 .20 3.40 .20 3.50  
.20 3.50 .20 3.40 .20 3.80 .20 3.80 .20 3.40 .20 3.50

Pórtico tipo 8

6 vano(s)  
11 piso(s)

Luces de las Vigas:

3.50 3.40 3.80 3.80 3.40 3.50

Dimensiones de las Vigas:

.40 .20 .40 .20 .40 .20 .40 .20 .40 .20 .40 .20  
.40 .20 .40 .20 .40 .20 .40 .20 .40 .20 .40 .20  
.40 .20 .40 .20 .40 .20 .40 .20 .40 .20 .40 .20  
.30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35  
.30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35  
.30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35  
.30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35  
.30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35  
.30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35  
.30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35  
.30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35 .30 .35

Dimensiones de las Columnas:

.40 .25 .40 .30 .40 .30 .40 .30 .40 .30 .40 .30 .40 .25  
.40 .25 .40 .30 .40 .30 .40 .30 .40 .30 .40 .30 .40 .25  
.40 .25 .40 .30 .40 .30 .40 .30 .40 .30 .40 .30 .40 .25  
.30 .70 .50 .30 .50 .30 .30 2.00 .50 .30 .50 .30 .30 .70  
.30 .70 .70 .30 .70 .30 .30 2.00 .70 .30 .70 .30 .30 .70  
.30 .70 .90 .30 .90 .30 .30 2.00 .90 .30 .90 .30 .30 .70  
.30 .70 .90 .30 .90 .30 .30 2.00 .90 .30 .90 .30 .30 .70  
.30 .70 1.10 .30 1.10 .30 .30 2.00 1.10 .30 1.10 .30 .30 .70  
.30 .70 1.20 .30 1.20 .30 .30 2.00 1.20 .30 1.20 .30 .30 .70  
.30 .70 1.20 .30 1.20 .30 .30 2.00 1.20 .30 1.20 .30 .30 .70  
.30 .70 1.20 .30 1.20 .30 .30 2.00 1.20 .30 1.20 .30 .30 .70

**Pórtico tipo 9**

7 vano(s)  
11 piso(s)

**Luces de las Vigas:**

1.75    1.75    3.40    3.80    3.80    3.40    3.50

**Dimensiones de las Vigas:**

.30	.35	.30	.35	.30	.35	.30	.35	.30	.35	.30	.35	.30	.35
.30	.35	.30	.35	.30	.35	.30	.35	.30	.35	.30	.35	.30	.35
.30	.35	.30	.35	.30	.35	.25	.30	.25	.30	.30	.35	.30	.35
.30	.35	.30	.35	.30	.35	.25	.30	.25	.30	.30	.35	.30	.35
.30	.35	.30	.35	.30	.35	.25	.30	.25	.30	.30	.35	.30	.35
.30	.35	.30	.35	.30	.35	.25	.30	.25	.30	.30	.35	.30	.35
.30	.35	.30	.35	.30	.35	.25	.30	.25	.30	.30	.35	.30	.35
.30	.35	.30	.35	.30	.35	.25	.30	.25	.30	.30	.35	.30	.35
.30	.35	.30	.35	.30	.35	.25	.30	.25	.30	.30	.35	.30	.35
.30	.35	.30	.35	.30	.35	.25	.30	.25	.30	.30	.35	.30	.35
.00	.00	.00	.00	.30	.35	.25	.30	.25	.30	.30	.35	.30	.35

**Dimensiones de las Columnas:**

.30	.25	.00	.00	.40	.30	.75	.30	.40	.30	.75	.30	.40	.30	.30	.25
.30	.70	.00	.00	.40	.30	.75	.30	.40	.30	.75	.30	.40	.30	.30	.70
.30	.70	.00	.00	.40	.30	.75	.30	.25	5.20	.75	.30	.40	.30	.30	.70
.30	.70	.00	.00	.50	.30	.85	.30	.25	5.20	.85	.30	.50	.30	.30	.70
.30	.70	.00	.00	.70	.30	1.00	.30	.25	5.20	1.00	.30	.70	.30	.30	.70
.30	.70	.00	.00	.90	.30	1.20	.30	.25	5.20	1.20	.30	.90	.30	.30	.70
.30	.70	.00	.00	.90	.30	1.20	.30	.25	5.20	1.20	.30	.90	.30	.30	.70
.30	.70	.00	.00	1.10	.30	1.40	.30	.25	5.20	1.40	.30	1.10	.30	.30	.70
.30	.70	.00	.00	1.20	.30	1.50	.30	.25	5.20	1.50	.30	1.20	.30	.30	.70
.30	.70	.00	.00	1.20	.30	1.50	.30	.25	5.20	1.50	.30	1.20	.30	.30	.70
.30	.70	3.50	.30	1.20	.30	1.50	.30	.25	5.20	1.50	.30	1.20	.30	.30	.70

**Pórtico tipo 10**

10 vano(s)  
12 piso(s)

**Luces de las Vigas:**

3.50    3.40    .95    2.85    2.85    .95    1.70    1.70    1.75    1.75

**Dimensiones de las Vigas:**

.00	.00	.00	.00	.25	.30	.25	.30	.25	.30	.25	.30	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00
.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30
.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30
.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30
.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30
.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30
.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30
.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30
.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30
.00	.00	.00	.00	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30	.30
.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00

**Dimensiones de las Columnas:**

.00	.00	.00	.00	.50	.30	.00	.00	.25	3.80	.00	.00	.50	.30	.00	.00	.00	.00	.00	.00
.30	.25	.40	.30	.75	.30	.00	.00	.25	3.80	.00	.00	.75	.30	.00	.00	.40	.30	.00	.00
.30	.70	.40	.30	.75	.30	.00	.00	.25	3.80	.00	.00	.75	.30	.00	.00	.40	.30	.00	.00
.30	.70	.40	.30	.75	.30	.00	.00	.25	3.80	.00	.00	.75	.30	.00	.00	.40	.30	.00	.00
.30	.70	.50	.30	.85	.30	.00	.00	.25	3.80	.00	.00	.85	.30	.00	.00	.50	.30	.00	.00
.30	.70	.70	.30	1.00	.30	.00	.00	.25	3.80	.00	.00	1.00	.30	.00	.00	.70	.30	.00	.00
.30	.70	.90	.30	1.20	.30	.00	.00	.25	3.80	.00	.00	1.20	.30	.00	.00	.90	.30	.00	.00
.30	.70	.90	.30	1.20	.30	.00	.00	.25	3.80	.00	.00	1.20	.30	.00	.00	.90	.30	.00	.00
.30	.70	1.10	.30	1.40	.30	.00	.00	.25	3.80	.00	.00	1.40	.30	.00	.00	1.10	.30	.00	.00
.30	.70	1.20	.30	1.50	.30	.00	.00	.25	3.80	.00	.00	1.50	.30	.00	.00	1.20	.30	.00	.00
.30	.70	1.20	.30	1.50	.30	.00	.00	.25	3.80	.00	.00	1.50	.30	.00	.00	1.20	.30	.00	.00
.30	.70	1.20	.30	1.50	.30	.25	1.90	.25	3.80	.25	1.90	1.50	.30	.20	3.40	1.20	.30	.20	3.50

Pórtico tipo 11

8 vano(s)  
12 piso(s)

Luces de las Vigas:

1.75    1.75    1.70    1.70    3.80    3.80    3.40    3.50

Dimensiones de las Vigas:

.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.30	.40	.30	.40	.00	.00	.00	.00
.40	.20	.40	.20	.40	.20	.40	.20	.40	.20	.40	.20	.40	.20	.40	.20
.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20
.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20
.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20
.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20
.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20
.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20
.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20
.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20	.60	.20
.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00

Dimensiones de las Columnas:

.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00	.40	.30	.40	.30	.40	.30	.00	.00	.00	.00
.40	.25	.00	.00	.40	.30	.00	.00	.40	.30	.40	.30	.40	.30	.40	.30	.40	.25
.60	.25	.00	.00	.40	.30	.00	.00	.40	.30	.40	.30	.40	.30	.40	.30	.60	.25
.60	.25	.00	.00	.40	.30	.00	.00	.40	.30	.40	.30	.40	.30	.40	.30	.60	.25
.60	.25	.00	.00	.50	.30	.00	.00	.50	.30	.50	.30	.50	.30	.50	.30	.60	.25
.60	.25	.00	.00	.70	.30	.00	.00	.70	.30	.70	.30	.70	.30	.70	.30	.60	.25
.60	.25	.00	.00	.90	.30	.00	.00	.90	.30	.90	.30	.90	.30	.90	.30	.60	.25
.60	.25	.00	.00	.90	.30	.00	.00	.90	.30	.90	.30	.90	.30	.90	.30	.60	.25
.60	.25	.00	.00	1.10	.30	.00	.00	1.10	.30	1.10	.30	1.10	.30	1.10	.30	.60	.25
.60	.25	.00	.00	1.20	.30	.00	.00	1.20	.30	1.20	.30	1.20	.30	1.20	.30	.60	.25
.60	.25	.00	.00	1.20	.30	.00	.00	1.20	.30	1.20	.30	1.20	.30	1.20	.30	.60	.25
.60	.25	.20	3.50	1.20	.30	.20	3.40	1.20	.30	1.20	.30	1.20	.30	1.20	.30	.60	.25

**Pórtico tipo 12**

2 vano(s)  
12 piso(s)

**Luces de las Vigas:**

3.80 3.80

**Dimensiones de las Vigas:**

.30	.60	.30	.60
.30	.60	.30	.60
.00	.00	.00	.00
.00	.00	.00	.00
.00	.00	.00	.00
.00	.00	.00	.00
.00	.00	.00	.00
.00	.00	.00	.00
.00	.00	.00	.00
.00	.00	.00	.00
.00	.00	.00	.00
.00	.00	.00	.00
.00	.00	.00	.00
.00	.00	.00	.00

**Dimensiones de las Columnas:**

.30	.30	.00	.00	.30	.30
.00	.00	.25	3.80	.00	.00
.00	.00	.25	3.80	.00	.00
.00	.00	.25	3.80	.00	.00
.00	.00	.25	3.80	.00	.00
.00	.00	.25	3.80	.00	.00
.00	.00	.25	3.80	.00	.00
.00	.00	.25	3.80	.00	.00
.00	.00	.25	3.80	.00	.00
.00	.00	.25	3.80	.00	.00
.00	.00	.25	3.80	.00	.00
.00	.00	.25	3.80	.00	.00

Modo 1

T = 1.0510 seg  
f = .9515 Hertz  
w = 5.978 rad/seg

Sa = 4.347E-01  
Sv = 7.271E-02  
Sd = 1.216E-02

Vector Característico:

u	v	⊙
.112685	.000050	.003106
.082279	.000044	.001328
.072729	.000043	.001178
.063711	.000042	.001029
.054143	.000041	.000876
.044655	.000040	.000723
.035135	-.000800	.000575
.026118	-.000595	.000435
.017720	-.000409	.000308
.010356	-.000247	.000198
.004526	.000013	.000106
.001036	.000040	.000022

Factores de Participación:

17.144950	-.076720	18.428410
-----------	----------	-----------

Modo 2

T = .7987 seg  
f = 1.2521 Hertz  
w = 7.867 rad/seg

Sa = 5.407E-01  
Sv = 6.873E-02  
Sd = 8.737E-03

Vector Característico:

u	v	
-.000702	.119601	-.000221
.000388	.085490	-.000161
.000356	.074817	-.000140
.000227	.064054	-.000119
.000196	.053348	-.000098
.000161	.042938	-.000078
.000141	.033156	-.000058
.000105	.023987	-.000038
.000072	.015771	-.000019
.000044	.008909	-.000004
.000028	.003702	.000008
-.000030	.000936	.000010

Factores de Participación:

.062752	16.916620	-1.862196
---------	-----------	-----------

Modo 3

T = .6651 seg  
f = 1.5034 Hertz  
w = 9.446 rad/seg

Sa = 6.142E-01  
Sv = 6.502E-02  
Sd = 6.883E-03

Vector Característico:

u	v	⊙
-.059772	-.004055	-.016726
.018598	-.002560	-.010636
.017139	-.002225	-.009287
.009152	-.001888	-.007929
.007610	-.001555	-.006589
.005836	-.001237	-.005288
.005026	.004962	-.004048
.003124	.003524	-.002899
.001432	.002221	-.001878
.000097	.001122	-.001027
-.000642	-.000172	-.000394
.000838	-.000224	-.000116

Factores de Participación:

2.304053	.094980	-134.912300
----------	---------	-------------

Modo 4

T = .3568 seg  
f = 2.8023 Hertz  
w = 17.608 rad/seg

Sa = 9.004E-01  
Sv = 5.114E-02  
Sd = 2.904E-03

Vector Característico:

u	v	⊙
-.008546	.392457	-.002857
-.000513	-.019542	-.000055
.000036	-.019894	-.000040
.000434	-.019566	-.000026
.000655	-.018523	-.000011
.000767	-.016724	.000001
.000780	-.014272	.000009
.000703	-.011322	.000012
.000556	-.008098	.000010
.000367	-.004957	.000004
.000174	-.002256	-.000002
.000071	-.000631	-.000006

Factores de Participación:

.126722	-3.200836	-.340782
---------	-----------	----------

Modo 5

T = .3487 seg  
f = 2.8678 Hertz  
w = 18.019 rad/seg

Sa = 9.118E-01  
Sv = 5.060E-02  
Sd = 2.808E-03

Vector Característico:

u	v	⊙
.277447	.011485	.093804
.023308	-.001075	-.001621
.002583	-.000985	-.001522
-.014753	-.000872	-.001405
-.023396	-.000742	-.001312
-.028013	-.000599	-.001184
-.028723	.001025	-.001014
-.026269	.000858	-.000817
-.021057	.000643	-.000606
-.014180	.000407	-.000398
-.007118	-.000074	-.000211
-.001685	-.000108	-.000056

Factores de Participación:

-4.559957      .018097      -24.316690

Modo 6

T = .2641 seg  
f = 3.7868 Hertz  
w = 23.793 rad/seg

Sa = 9.800E-01  
Sv = 4.119E-02  
Sd = 1.731E-03

Vector Característico:

u	v	⊙
.020778	.000408	.078281
-.079126	-.000317	-.000952
-.040316	-.000230	-.000945
-.003227	-.000141	-.000918
.023156	-.000056	-.000763
.041979	.000020	-.000571
.052426	.000636	-.000383
.053415	.000397	-.000200
.045866	.000163	-.000039
.032190	-.000031	.000084
.016413	.000032	.000144
.004972	.000052	.000024

Factores de Participación:

7.426274      .028594      -9.067920

Modo 7

T = .1677 seg  
f = 5.9645 Hertz  
w = 37.476 rad/seg

Sa = 9.800E-01  
Sv = 2.615E-02  
Sd = 6.978E-04

Vector Característico:

u	v	Ⓜ
-.000629	-.026516	.001985
.002063	.079240	-.001662
.000479	.043910	-.001057
-.001385	.008362	-.000451
-.001467	-.023561	.000099
-.001018	-.047751	.000547
-.000523	-.062499	.000848
.000222	-.064746	.000940
.000865	-.056189	.000827
.001199	-.039802	.000558
.001056	-.020293	.000230
-.000192	-.006253	.000035

Factores de Participación:

.034408	-9.283249	4.790652
---------	-----------	----------

Modo 8

T = .1374 seg  
f = 7.2768 Hertz  
w = 45.722 rad/seg

Sa = 9.800E-01  
Sv = 2.143E-02  
Sd = 4.688E-04

Vector Característico:

u	v	Ⓜ
.084630	.001956	-.036706
.051425	-.009179	-.005229
-.009754	-.004285	-.002752
-.050167	.000580	-.000381
-.046941	.004736	.001467
-.023742	.007526	.002863
.007164	.003221	.003700
.036098	.002750	.003885
.052059	.002145	.003455
.049920	.001559	.002558
.032451	.002826	.001445
.007433	.001617	.000488

Factores de Participación:

4.672996	.700109	38.489020
----------	---------	-----------

Modo 9

T = .1306 seg  
f = 7.6586 Hertz  
w = 48.120 rad/seg

Sa = 9.800E-01  
Sv = 2.037E-02  
Sd = 4.232E-04

Vector Característico:

u	v	⊙
.083752	-.002503	-.041517
.020438	.013141	.007954
-.012719	.005845	.004366
-.027581	-.001379	.000721
-.023147	-.007446	-.002629
-.008887	-.011344	-.005122
.010586	-.003156	-.006484
.024983	-.002432	-.006621
.030096	-.001982	-.005642
.024561	-.001850	-.003872
.012410	-.004066	-.001856
.010017	-.002302	-.000696

Factores de Participación:

2.973290	-.899018	-69.476190
----------	----------	------------

Modo 10

T = .0835 seg  
f = 11.9733 Hertz  
w = 75.230 rad/seg

Sa = 9.800E-01  
Sv = 1.303E-02  
Sd = 1.732E-04

Vector Característico:

u	v	⊙
-.163724	-.000146	.061531
.003687	.001994	.001784
.052839	.000525	.000972
.034486	-.000848	.000488
-.013647	-.001713	.000033
-.048793	-.001798	-.000482
-.048107	.000037	-.000829
-.013051	.001013	-.000952
.032397	.001395	-.000811
.057556	.001049	-.000448
.047712	.000262	-.000026
.019512	.000038	-.000049

Factores de Participación:

4.039913	.061392	-.694630
----------	---------	----------

Modo 11

T = .0725 seg  
f = 13.7864 Hertz  
w = 86.623 rad/seg

Sa = 9.800E-01  
Sv = 1.131E-02  
Sd = 1.306E-04

Vector Característico:

u	v	⊙
.006990	.003601	-.002720
-.003914	-.067448	.001200
.000109	-.014148	.000357
.003509	.033972	-.000427
.001825	.058646	-.000922
-.001337	.049703	-.001024
-.002921	.014606	-.000745
-.002230	-.030752	-.000192
.000394	-.063291	.000283
.002845	-.067817	.000402
.003105	-.045816	.000154
.001110	-.016865	-.000059

Factores de Participación:

.178601	-5.687251	-3.973486
---------	-----------	-----------

Modo 12

T = .0651 seg  
f = 15.3648 Hertz  
w = 96.540 rad/seg

Sa = 9.800E-01  
Sv = 1.015E-02  
Sd = 1.052E-04

Vector Característico:

u	v	
.156431	-.000233	-.056797
-.060364	.005510	.001712
-.023028	.000825	-.000428
.045805	-.003251	-.002319
.042742	-.004887	-.002542
-.000117	-.003280	-.001561
-.039578	.000472	.000059
-.040898	.002131	.001669
-.002774	.003488	.002638
.039571	.004010	.002650
.048069	.005705	.001834
.015262	.003226	.000724

Factores de Participación:

2.583086	.536340	10.331780
----------	---------	-----------

Modo 13

T = .0557 seg  
f = 17.9650 Hertz  
w = 112.877 rad/seg

Sa = 9.800E-01  
Sv = 8.682E-03  
Sd = 7.692E-05

Vector Caracteristico:

u	v	⊙
-.040781	-.000242	.013941
.009386	.007697	.007996
.017138	.000216	.001947
-.007953	-.005794	-.003358
-.019685	-.006971	-.006339
-.008888	-.002656	-.005653
.012951	.006601	-.001819
.018884	.003157	.003221
.003339	-.000703	.006988
-.016422	-.001058	.007659
-.019711	.008417	.005207
-.028362	.006673	.002227

Factores de Participación:

-2.004640      .575311      47.249840

Modo 14

T = .0486 seg  
f = 20.5773 Hertz  
w = 129.291 rad/seg

Sa = 9.800E-01  
Sv = 7.580E-03  
Sd = 5.863E-05

Vector Caracteristico:

u	v	⊙
.076567	.000074	-.026893
-.065207	-.002852	-.000731
.036587	.000331	-.001300
.054101	.002628	-.000598
-.019393	.002510	.000828
-.057588	.000170	.001404
-.014940	-.003815	.001068
.049172	-.002234	.000025
.047266	.000968	-.000985
-.019689	.002786	-.001365
-.063493	.000751	-.001055
-.029510	-.000319	-.000408

Factores de Participación:

-2.733544      .067716      -8.907302

Modo 15

T = .0442 seg  
f = 22.6209 Hertz  
w = 142.132 rad/seg

Sa = 9.800E-01  
Sv = 6.895E-03  
Sd = 4.851E-05

Vector Característico:

u	v	⊙
-.004592	.001343	.001554
.002757	-.059625	.001107
-.000015	.012699	.000090
-.002994	.059817	-.000771
-.000524	.045769	-.001081
.002220	-.014638	-.000646
.001554	-.061399	.000133
-.001408	-.052344	.000299
-.002014	.004682	-.000192
.000512	.057633	-.000571
.002449	.062631	-.000225
.001694	.027816	.000111

Factores de Participación:

.132981	3.985852	-6.010799
---------	----------	-----------

Modo 16

T = .0390 seg  
f = 25.6108 Hertz  
w = 160.918 rad/seg

Sa = 9.800E-01  
Sv = 6.090E-03  
Sd = 3.785E-05

Vector Característico:

u	v	⊙
.041488	-.000027	-.014440
-.061550	.001468	.001550
.082171	-.000510	-.001440
-.013091	-.001571	-.000885
-.055349	-.000741	-.000111
.007050	.001055	.000517
.053723	.000472	.000930
.005322	.000545	.000804
-.051909	.000569	.000082
-.015418	.000263	-.000852
.050991	-.002159	-.001211
.038496	-.002097	-.000654

Factores de Participación:

2.222028	-.117886	-4.652427
----------	----------	-----------

Modo 17

T = .0347 seg  
 f = 28.8500 Hertz  
 w = 181.270 rad/seg

Sa = 9.800E-01  
 Sv = 5.406E-03  
 Sd = 2.982E-05

Vector Característico:

u	v	⊙
-.019895	-.000129	.006660
.022046	.008674	.006759
-.022266	-.004489	-.000539
.004187	-.009660	-.006512
.007437	-.001332	-.005848
-.005930	.009603	.000560
-.005418	-.000303	.006461
.008000	-.002989	.006509
.006172	.003716	.000625
-.008390	.006507	-.005915
-.006613	-.011165	-.007498
.035086	-.012353	-.003801

Factores de Participación:

1.046604	-.582968	-29.209250
----------	----------	------------

Modo 18

T = .0330 seg  
 f = 30.2930 Hertz  
 w = 190.337 rad/seg

Sa = 9.800E-01  
 Sv = 5.149E-03  
 Sd = 2.705E-05

Vector Característico:

u	v	⊙
-.013692	.000016	.004753
.031292	-.001120	-.002050
-.063828	.000665	.001270
.070679	.001241	.000722
-.009019	-.000038	.000852
-.056283	-.001386	-.000372
.026798	.000980	-.001361
.052352	.000122	-.000952
-.035893	-.001928	.000558
-.042966	-.000691	.001417
.047554	.003826	.000898
.033819	.002665	.000349

Factores de Participación:

1.685680	.181442	5.247552
----------	---------	----------

Modo 19

T = .0319 seg  
f = 31.3742 Hertz  
w = 197.130 rad/seg

Sa = 9.800E-01  
Sv = 4.971E-03  
Sd = 2.522E-05

Vector Característico:

u	v	θ
-.001327	.000668	.000440
.001487	-.053427	.000646
-.001500	.036343	-.000119
.000611	.060208	-.000665
-.000089	-.008063	-.000466
-.000490	-.065813	.000246
.000406	-.026470	.000719
.000682	.049454	.000250
-.000767	.053342	.000270
-.000651	-.018841	.000812
.000922	-.065393	.000467
-.000730	-.036052	-.000082

Factores de Participación:

-.023860	-2.952750	6.037633
----------	-----------	----------

Modo 20

T = .0279 seg  
f = 35.8502 Hertz  
w = 225.253 rad/seg

Sa = 9.800E-01  
Sv = 4.351E-03  
Sd = 1.931E-05

Vector Característico:

u	v	θ
-.005479	-.000030	.001846
.013122	.002811	.000907
-.031940	-.002648	.000033
.064118	-.002741	-.002115
-.066858	.002252	-.000150
.010198	.003238	.001011
.057481	-.003061	.001139
-.050762	-.001561	.000051
-.019945	.002763	-.001337
.064477	.000764	-.001158
-.030137	-.003600	.000551
-.042336	-.001213	.000523

Factores de Participación:

-1.513667	-.130732	-1.929468
-----------	----------	-----------

Modo 21

T = .0255 seg  
f = 39.1466 Hertz  
w = 245.966 rad/seg

Sa = 9.800E-01  
Sv = 3.984E-03  
Sd = 1.620E-05

Vector Característico:

u	v	Ⓜ
.003907	.000294	-.001263
-.003331	-.032528	-.004247
-.001686	.037517	.002267
.015724	.024332	.004548
-.021494	-.040514	.000794
.013331	-.021715	-.004433
.004417	.044519	-.003329
-.020046	.011453	.003145
.017563	-.037631	.005380
.002337	-.005417	-.000521
-.021666	.030709	-.006026
.034450	.013988	-.003511

Factores de Participación:

.736162	1.091218	-14.723080
---------	----------	------------

Efectos Globales - Sismo en la Dirección X

Desplazamientos de Cada Nivel

nivel	x	y	r
12	2.626E-02	3.358E-04	2.520E-03
11	1.807E-02	1.187E-04	4.147E-04
10	1.563E-02	9.292E-05	3.626E-04
9	1.357E-02	7.548E-05	3.119E-04
8	1.174E-02	7.470E-05	2.669E-04
7	9.875E-03	7.101E-05	2.227E-04
6	7.951E-03	2.460E-04	1.784E-04
5	6.083E-03	1.826E-04	1.358E-04
4	4.261E-03	1.244E-04	9.587E-05
3	2.584E-03	7.414E-05	6.111E-05
2	1.193E-03	1.848E-05	3.193E-05
1	3.031E-04	1.762E-05	7.820E-06

Distorsiones de los Entrepisos

nivel	x	y	r
12	9.924E-03	3.227E-04	2.272E-03
11	2.556E-03	2.919E-05	5.286E-05
10	2.414E-03	2.819E-05	5.231E-05
9	2.285E-03	2.488E-05	5.248E-05
8	2.213E-03	2.007E-05	5.132E-05
7	2.128E-03	2.690E-04	4.854E-05
6	1.982E-03	6.554E-05	4.443E-05
5	1.897E-03	6.074E-05	4.122E-05
4	1.715E-03	5.188E-05	3.645E-05
3	1.420E-03	7.762E-05	3.028E-05
2	9.070E-04	1.195E-05	2.417E-05
1	3.031E-04	1.762E-05	7.820E-06

Fuerzas Concentradas

nivel	x	y	r
12	1.786E+01	5.700E-01	4.925E+01
11	5.106E+01	4.486E+00	1.861E+02
10	4.787E+01	2.772E+00	1.429E+02
9	4.294E+01	2.593E+00	1.153E+02
8	4.367E+01	4.216E+00	1.406E+02
7	4.293E+01	4.383E+00	1.580E+02
6	4.230E+01	3.580E+00	1.575E+02
5	4.207E+01	2.407E+00	1.560E+02
4	4.035E+01	2.891E+00	1.542E+02
3	3.796E+01	2.180E+00	1.403E+02
2	3.309E+01	3.675E+00	1.021E+02
1	1.612E+01	2.062E+00	3.519E+01

Cortantes en Cada Nivel

nivel	x	y	r
12	1.786E+01	5.700E-01	4.925E+01
11	5.944E+01	4.477E+00	1.815E+02
10	8.759E+01	5.365E+00	2.926E+02
9	1.029E+02	5.229E+00	3.568E+02
8	1.186E+02	4.008E+00	3.932E+02
7	1.241E+02	4.734E+00	3.970E+02
6	1.369E+02	4.129E+00	4.315E+02
5	1.527E+02	4.950E+00	5.119E+02
4	1.676E+02	4.882E+00	5.636E+02
3	1.836E+02	6.247E+00	6.385E+02
2	1.992E+02	7.973E+00	7.092E+02
1	2.114E+02	9.786E+00	7.375E+02

Efectos Globales - Sismo en la Dirección Y

Desplazamientos de Cada Nivel

nivel	x	y	r
12	3.020E-04	1.978E-02	8.979E-05
11	1.512E-04	1.303E-02	3.860E-05
10	1.181E-04	1.131E-02	3.047E-05
9	1.097E-04	9.608E-03	2.350E-05
8	9.732E-05	8.079E-03	1.933E-05
7	7.546E-05	6.610E-03	1.811E-05
6	6.243E-05	5.194E-03	1.642E-05
5	5.759E-05	3.842E-03	1.379E-05
4	5.135E-05	2.594E-03	1.034E-05
3	4.301E-05	1.515E-03	6.289E-06
2	2.867E-05	6.594E-04	3.568E-06
1	1.330E-05	1.764E-04	2.093E-06

Distorsiones de los Entrepisos

nivel	x	y	r
12	3.023E-04	8.003E-03	7.630E-05
11	5.171E-05	1.736E-03	8.629E-06
10	5.501E-05	1.742E-03	8.510E-06
9	1.863E-05	1.713E-03	7.688E-06
8	2.791E-05	1.642E-03	6.686E-06
7	2.786E-05	1.532E-03	5.604E-06
6	2.738E-05	1.398E-03	4.296E-06
5	2.315E-05	1.277E-03	4.315E-06
4	1.799E-05	1.095E-03	4.670E-06
3	1.767E-05	8.631E-04	4.492E-06
2	2.656E-05	4.833E-04	2.330E-06
1	1.330E-05	1.764E-04	2.093E-06

Fuerzas Concentradas

nivel	x	y	r
12	1.546E+00	1.209E+01	4.313E+00
11	4.164E+00	5.809E+01	7.979E+01
10	2.623E+00	4.447E+01	4.781E+01
9	4.903E+00	4.066E+01	4.596E+01
8	4.763E+00	4.331E+01	5.162E+01
7	2.861E+00	4.682E+01	6.362E+01
6	2.982E+00	4.385E+01	6.607E+01
5	4.309E+00	4.410E+01	6.337E+01
4	3.954E+00	4.118E+01	6.325E+01
3	4.380E+00	3.718E+01	5.583E+01
2	4.636E+00	3.072E+01	4.845E+01
1	3.534E+00	1.166E+01	1.778E+01

Cortantes en Cada Nivel

nivel	x	y	r
12	1.546E+00	1.209E+01	4.313E+00
11	4.096E+00	6.404E+01	7.859E+01
10	4.320E+00	9.786E+01	1.150E+02
9	2.519E+00	1.185E+02	1.200E+02
8	5.053E+00	1.355E+02	1.211E+02
7	5.761E+00	1.471E+02	1.115E+02
6	5.090E+00	1.594E+02	1.055E+02
5	4.608E+00	1.815E+02	1.038E+02
4	4.412E+00	1.972E+02	1.313E+02
3	5.086E+00	2.153E+02	1.579E+02
2	7.838E+00	2.348E+02	1.802E+02
1	9.786E+00	2.440E+02	1.924E+02

#### III.3.4.2.- Mediante el ETABS.-

Una vez comprobado que nuestra edificación se encuentra dentro del rango permitido para el primer modo, aproximadamente un décimo del total de pisos, hemos usado esta misma estructura como base de datos para el programa estructural ETABS que es, 'al fin de cuentas, el que nos interesa investigar. El procedimiento a usarse es explicado en el anexo A-1.

A continuación se presenta el listado correspondiente.

FRAME POSITION DATA

FRAME COUNT	FRAME ID	OUTPT CODE	FRAME ORIENTATION X-ORD	FRAME ORIENTATION Y-ORD	FRAME HEADING ANGLE
1	1	0	.00	.00	.000

STRUCTURAL LATERAL LOAD CONDITION A . .

LEVEL	FX	FY	X	Y
PISO-12	17860.00	.00	10.70	3.91
PISO-11	51060.00	.00	10.70	10.69
PISO-10	47870.00	.00	10.69	10.70
PISO-9	42940.00	.00	10.70	9.31
PISO-8	43670.00	.00	10.70	9.28
PISO-7	42930.00	.00	10.70	9.28
PISO-6	42300.00	.00	10.87	9.47
PISO-5	42070.00	.00	10.87	9.47
PISO-4	40350.00	.00	10.87	9.47
PISO-3	37960.00	.00	10.87	9.47
PISO-2	33090.00	.00	11.54	10.48
PISO-1	16120.00	.00	11.00	14.30

STRUCTURAL LATERAL LOAD CONDITION B .

LEVEL	FX	FY	X	Y
PISO-12	.00	1550.00	10.70	3.91
PISO-11	.00	4160.00	10.70	10.69
PISO-10	.00	2620.00	10.69	10.70
PISO-9	.00	4900.00	10.70	9.31
PISO-8	.00	4760.00	10.70	9.28
PISO-7	.00	2860.00	10.70	9.28
PISO-6	.00	2980.00	10.87	9.47
PISO-5	.00	4310.00	10.87	9.47
PISO-4	.00	3950.00	10.87	9.47
PISO-3	.00	4380.00	10.87	9.47
PISO-2	.00	4640.00	11.54	10.48
PISO-1	.00	3530.00	11.00	14.30

DYNAMIC RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS

NUMBER OF EXCITATION DIRECTIONS-----	2
NUMBER OF POINTS ON SPECTRUM CURVE-----	8
MODAL COMBINATION TECHNIQUE-----	CQC
SCALE FACTOR FOR SPECTRUM CURVE-----	1.000
DAMPING ASSOCIATED WITH SPECTRUM CURVE-----	.050

DYNAMIC EXCITATION DIRECTIONS

DIRECTION FOR DYNAMIC LOAD CONDITION 1-----	.000
DIRECTION FOR DYNAMIC LOAD CONDITION 2-----	90.000

RESPONSE SPECTRUM CURVE DATA

POINT NO	TIME PERIOD	SPECTRAL ACCELERATION
1	.300	.981
2	.400	.841
3	.500	.736
4	.600	.654
5	.700	.589
6	.800	.535
7	1.000	.453
8	1.200	.392

LOAD CASE DEFINITION DATA

LOAD LABS	I	II	III	A	B	DYN-1	DYN-2	DYN-3
1	0	.000	.000	.000	.000	.000	-1.250	.000
2	0	.000	.000	.000	.000	-1.250	.000	.000
3	0	.000	.000	.000	.000	.000	1.250	.000
4	0	.000	.000	.000	.000	.000	1.250	.000
5	0	.000	.000	.000	.000	1.000	.000	.000
6	0	.000	.000	.000	1.000	.000	.000	.000
7	0	1.500	.000	1.800	.000	.000	.000	.000
8	0	1.500	1.800	.000	.000	.000	.000	.000
9	0	1.250	.000	1.250	.000	.000	-1.250	.000
10	0	1.250	.000	1.250	.000	.000	.000	.000
11	0	1.250	.000	1.250	.000	.000	1.250	.000
12	0	1.250	.000	1.250	.000	.000	1.250	.000
13	0	1.500	.000	1.800	.000	1.000	.000	.000
14	0	1.500	.000	1.800	1.000	.000	.000	.000
15	0	.900	.000	.000	.000	.000	-1.250	.000
16	0	.900	.000	.000	.000	.000	-1.250	.000
17	0	.900	.000	.000	.000	.000	.000	1.250
18	0	.900	.000	.000	.000	.000	1.250	.000
19	0	1.250	1.250	.000	.000	.000	.000	-1.250
20	0	1.250	1.250	.000	.000	.000	-1.250	.000
21	0	1.250	1.250	.000	.000	.000	.000	1.250
22	0	1.250	1.250	.000	.000	.000	1.250	.000
23	0	1.500	1.800	.000	.000	1.000	.000	.000
24	0	1.500	1.800	.000	1.000	.000	.000	.000

FOR DYNAMICS BY THE RESPONSE SPECTRUM METHOD

DYNAMIC 1           SPECTRAL DIRECTION 1  
 DYNAMIC 2           SPECTRAL DIRECTION 2  
 DYNAMIC 3           SPECTRAL DIRECTION 3

FOR DYNAMICS BY THE TIME HISTORY METHOD

DYNAMIC 1           TIME HISTORY MODAL ANALYSIS  
 DYNAMIC 2           NOT USED  
 DYNAMIC 3           NOT USED

STATIC LOAD CONDITION LATERAL STORY DISPLACEMENTS

DISPLACEMENTS ARE AT THE CENTERS OF MASS OF THE RESPECTIVE STORY LEVELS

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/				
		I	II	III	A	B
PISO-12	X	.0003	.0001	.0000	.0355	.0000
PISO-12	Y	-.0067	-.0013	.0000	.0000	.0014
PISO-12	ROTZ	-.0000	.0000	.0000	.0001	.0000
PISO-11	X	.0002	.0001	.0000	.0322	.0000
PISO-11	Y	-.0026	-.0004	.0000	.0000	.0012
PISO-11	ROTZ	-.0000	.0000	.0000	.0001	.0000
PISO-10	X	.0004	.0001	.0000	.0290	.0000
PISO-10	Y	-.0022	-.0003	.0000	.0000	.0010
PISO-10	ROTZ	-.0000	.0000	.0000	.0001	.0000
PISO-9	X	.0003	.0001	.0000	.0255	.0000
PISO-9	Y	-.0018	-.0003	.0000	.0000	.0009
PISO-9	ROTZ	-.0000	.0000	.0000	.0001	.0000
PISO-8	X	.0002	.0001	.0000	.0219	.0000
PISO-8	Y	-.0015	-.0002	.0000	.0000	.0007
PISO-8	ROTZ	-.0000	.0000	.0000	.0001	.0000
PISO-7	X	.0002	.0001	.0000	.0181	.0000
PISO-7	Y	-.0011	-.0002	.0000	.0000	.0006
PISO-7	ROTZ	-.0000	.0000	.0000	.0001	.0000
PISO-6	X	.0001	.0000	.0000	.0141	.0000
PISO-6	Y	-.0008	-.0001	.0000	.0000	.0004
PISO-6	ROTZ	-.0000	.0000	.0000	.0001	.0000
PISO-5	X	.0001	.0000	.0000	.0103	.0000
PISO-5	Y	-.0005	-.0001	.0000	.0000	.0003
PISO-5	ROTZ	-.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
PISO-4	X	.0001	.0000	.0000	.0066	.0000
PISO-4	Y	-.0003	-.0000	.0000	.0000	.0002
PISO-4	ROTZ	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
PISO-3	X	.0000	.0000	.0000	.0034	.0000
PISO-3	Y	-.0001	-.0000	.0000	.0000	.0001
PISO-3	ROTZ	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
PISO-2	X	.0000	.0000	.0000	.0010	.0000
PISO-2	Y	-.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
PISO-2	ROTZ	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000

STATIC LOAD CONDITION LATERAL STORY DISPLACEMENTS

DISPLACEMENTS ARE AT THE CENTERS OF MASS OF THE RESPECTIVE STORY LEVELS

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/				
		I	II	III	A	B
PISO-1	X	.0000	.0000	.0000	.0002	.0000
PISO-1	Y	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
PISO-1	ROTZ	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000

STATIC LOAD CONDITION LATERAL STORY LOADS

LOADS ARE AT THE CENTERS OF MASS OF THE RESPECTIVE STORY LEVELS

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/				
		I	II	III	A	B
PISO-12	X	.00	.00	.00	17860.00	.00
PISO-12	Y	.00	.00	.00	.00	1550.00
PISO-12	ROTZ	.00	.00	.00	44.65	.00
PISO-11	X	.00	.00	.00	51060.00	.00
PISO-11	Y	.00	.00	.00	.00	4160.00
PISO-11	ROTZ	.00	.00	.00	-346059.15	.00
PISO-10	X	.00	.00	.00	47870.00	.00
PISO-10	Y	.00	.00	.00	.00	2620.00
PISO-10	ROTZ	.00	.00	.00	-637.91	-26.20
PISO-9	X	.00	.00	.00	42940.00	.00
PISO-9	Y	.00	.00	.00	.00	4900.00
PISO-9	ROTZ	.00	.00	.00	59547.90	41.70
PISO-8	X	.00	.00	.00	43670.00	.00
PISO-8	Y	.00	.00	.00	.00	4760.00
PISO-8	ROTZ	.00	.00	.00	1277.03	.00
PISO-7	X	.00	.00	.00	42930.00	.00
PISO-7	Y	.00	.00	.00	.00	2860.00
PISO-7	ROTZ	.00	.00	.00	-13.74	.00
PISO-6	X	.00	.00	.00	42300.00	.00
PISO-6	Y	.00	.00	.00	.00	2980.00
PISO-6	ROTZ	.00	.00	.00	-8050.54	506.60
PISO-5	X	.00	.00	.00	42070.00	.00
PISO-5	Y	.00	.00	.00	.00	4310.00
PISO-5	ROTZ	.00	.00	.00	176.17	-20.57
PISO-4	X	.00	.00	.00	40350.00	.00
PISO-4	Y	.00	.00	.00	.00	3950.00
PISO-4	ROTZ	.00	.00	.00	168.96	-18.85
PISO-3	X	.00	.00	.00	37960.00	.00
PISO-3	Y	.00	.00	.00	.00	4380.00
PISO-3	ROTZ	.00	.00	.00	158.96	-20.90
PISO-2	X	.00	.00	.00	33090.00	.00
PISO-2	Y	.00	.00	.00	.00	4640.00
PISO-2	ROTZ	.00	.00	.00	-67.83	12.81

## STATIC LOAD CONDITION LATERAL STORY LOADS

LOADS ARE AT THE CENTERS OF MASS OF THE RESPECTIVE STORY LEVELS

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/				
		I	II	III	A	B
PISO-1	X	.00	.00	.00	16120.00	.00
PISO-1	Y	.00	.00	.00	.00	3530.00
PISO-1	ROTZ	.00	.00	.00	74.45	3.73

## STATIC LOAD CONDITION LATERAL STORY SHEARS

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/				
		I	II	III	A	B
PISO-12	X	.00	.00	.00	17860.00	.00
PISO-12	Y	.00	.00	.00	.00	1550.00
PISO-11	X	.00	.00	.00	68920.00	.00
PISO-11	Y	.00	.00	.00	.00	5710.00
PISO-10	X	.00	.00	.00	116790.00	.00
PISO-10	Y	.00	.00	.00	.00	8330.00
PISO-9	X	.00	.00	.00	159730.00	.00
PISO-9	Y	.00	.00	.00	.00	13230.00
PISO-8	X	.00	.00	.00	203400.00	.00
PISO-8	Y	.00	.00	.00	.00	17990.00
PISO-7	X	.00	.00	.00	246330.00	.00
PISO-7	Y	.00	.00	.00	.00	20850.00
PISO-6	X	.00	.00	.00	288630.00	.00
PISO-6	Y	.00	.00	.00	.00	23830.00
PISO-5	X	.00	.00	.00	330700.00	.00
PISO-5	Y	.00	.00	.00	.00	28140.00
PISO-4	X	.00	.00	.00	371050.00	.00
PISO-4	Y	.00	.00	.00	.00	32090.00
PISO-3	X	.00	.00	.00	409010.00	.00
PISO-3	Y	.00	.00	.00	.00	36470.00
PISO-2	X	.00	.00	.00	442100.00	.00
PISO-2	Y	.00	.00	.00	.00	41110.00
PISO-1	X	.00	.00	.00	458220.00	.00
PISO-1	Y	.00	.00	.00	.00	44640.00

RESPONSE SPECTRUM LATERAL STORY DISPLACEMENTS

DISPLACEMENTS ARE AT THE CENTERS OF MASS OF THE RESPECTIVE STORY LEVELS

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/		
		DYN-1	DYN-2	DYN-3
PISO-12	X	.0134	.0000	.0000
PISO-12	Y	.0000	.0079	.0000
PISO-12	ROTZ	.0001	.0000	.0000
PISO-11	X	.0122	.0000	.0000
PISO-11	Y	.0000	.0069	.0000
PISO-11	ROTZ	.0001	.0000	.0000
PISO-10	X	.0109	.0000	.0000
PISO-10	Y	.0000	.0060	.0000
PISO-10	ROTZ	.0001	.0000	.0000
PISO-9	X	.0097	.0000	.0000
PISO-9	Y	.0000	.0051	.0000
PISO-9	ROTZ	.0000	.0000	.0000
PISO-8	X	.0084	.0000	.0000
PISO-8	Y	.0000	.0042	.0000
PISO-8	ROTZ	.0000	.0000	.0000
PISO-7	X	.0069	.0000	.0000
PISO-7	Y	.0000	.0034	.0000
PISO-7	ROTZ	.0000	.0000	.0000
PISO-6	X	.0054	.0000	.0000
PISO-6	Y	.0000	.0025	.0000
PISO-6	ROTZ	.0000	.0000	.0000
PISO-5	X	.0039	.0000	.0000
PISO-5	Y	.0000	.0017	.0000
PISO-5	ROTZ	.0000	.0000	.0000
PISO-4	X	.0025	.0000	.0000
PISO-4	Y	.0000	.0011	.0000
PISO-4	ROTZ	.0000	.0000	.0000
PISO-3	X	.0013	.0000	.0000
PISO-3	Y	.0000	.0005	.0000
PISO-3	ROTZ	.0000	.0000	.0000
PISO-2	X	.0004	.0000	.0000
PISO-2	Y	.0000	.0001	.0000
PISO-2	ROTZ	.0000	.0000	.0000

RESPONSE SPECTRUM LATERAL STORY DISPLACEMENTS

DISPLACEMENTS ARE AT THE CENTERS OF MASS OF THE RESPECTIVE STORY LEVELS

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/		
		DYN-1	DYN-2	DYN-3
PISO-1	X	.0001	.0000	.0000
PISO-1	Y	.0000	.0000	.0000
PISO-1	ROTZ	.0000	.0000	.0000

RESPONSE SPECTRUM LATERAL STORY INERTIA FORCES

LOADS ARE AT THE CENTERS OF MASS OF THE RESPECTIVE STORY LEVELS

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/		
		DYN-1	DYN-2	DYN-3
PISO-12	X	11261.17	548.28	.00
PISO-12	Y	243.88	15487.79	.00
PISO-12	ROTZ	1706.57	860.76	.00
PISO-11	X	7462.54	1250.06	.00
PISO-11	Y	346.89	9610.85	.00
PISO-11	ROTZ	1592.04	578.18	.00
PISO-10	X	31686.72	1760.82	.00
PISO-10	Y	716.54	39658.72	.00
PISO-10	ROTZ	58992.90	17425.11	.00
PISO-9	X	27137.20	767.32	.00
PISO-9	Y	978.86	31505.32	.00
PISO-9	ROTZ	36808.80	14489.23	.00
PISO-8	X	28812.70	1260.63	.00
PISO-8	Y	1089.08	35214.75	.00
PISO-8	ROTZ	48251.16	26112.49	.00
PISO-7	X	30453.55	830.30	.00
PISO-7	Y	1374.10	35928.96	.00
PISO-7	ROTZ	46844.14	18882.70	.00
PISO-6	X	30003.05	1125.96	.00
PISO-6	Y	1256.81	33270.56	.00
PISO-6	ROTZ	53663.71	26686.40	.00
PISO-5	X	27652.30	1003.44	.00
PISO-5	Y	1116.02	28663.22	.00
PISO-5	ROTZ	57665.32	23630.13	.00
PISO-4	X	25444.66	777.76	.00
PISO-4	Y	1431.26	26860.65	.00
PISO-4	ROTZ	56005.69	21879.41	.00
PISO-3	X	22405.42	1354.57	.00
PISO-3	Y	1256.85	23833.26	.00
PISO-3	ROTZ	48602.68	27996.32	.00
PISO-2	X	17684.23	974.71	.00
PISO-2	Y	1265.41	17162.85	.00
PISO-2	ROTZ	28060.26	16758.09	.00

RESPONSE SPECTRUM LATERAL STORY INERTIA FORCES

LOADS ARE AT THE CENTERS OF MASS OF THE RESPECTIVE STORY LEVELS

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/		
		DYN-1	DYN-2	DYN-3
PISO-1	X	15777.16	1473.62	.00
PISO-1	Y	1139.73	12478.93	.00
PISO-1	ROTZ	26568.73	19234.18	.00

RESPONSE SPECTRUM LATERAL STORY SHEARS

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/		
		DYN-1	DYN-2	DYN-3
PISO-12	X	11261.17	548.28	.00
PISO-12	Y	243.88	15487.79	.00
PISO-11	X	17774.02	925.78	.00
PISO-11	Y	344.29	22431.16	.00
PISO-10	X	46949.28	1127.88	.00
PISO-10	Y	939.74	59106.92	.00
PISO-9	X	67644.11	725.97	.00
PISO-9	Y	761.48	86544.85	.00
PISO-8	X	87684.21	850.66	.00
PISO-8	Y	1161.87	113566.94	.00
PISO-7	X	105894.57	1073.23	.00
PISO-7	Y	1038.18	138189.30	.00
PISO-6	X	121815.56	677.53	.00
PISO-6	Y	1386.60	158728.18	.00
PISO-5	X	135019.84	1057.42	.00
PISO-5	Y	995.50	174227.86	.00
PISO-4	X	146016.43	959.65	.00
PISO-4	Y	1038.40	185805.54	.00
PISO-3	X	153670.26	745.64	.00
PISO-3	Y	1336.81	193701.84	.00
PISO-2	X	156753.93	1285.07	.00
PISO-2	Y	1552.85	197372.24	.00
PISO-1	X	159262.06	2253.47	.00
PISO-1	Y	2249.10	200029.19	.00

STATIC LOAD CONDITION LATERAL FRAME DISPLACEMENTS

FRAME ID ....

VALUES ARE AT THE FRAME ORIGIN IN THE FRAME LOCAL COORDINATES

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/				
		I	II	III	A	B
PISO-12	X	.0001	.0001	.0000	.0358	.0000
PISO-12	Y	-.0062	-.0012	.0000	-.0008	.0013
PISO-12	ROTZ	-.0000	.0000	.0000	.0001	.0000
PISO-11	X	-.0000	.0001	.0000	.0325	.0000
PISO-11	Y	-.0021	-.0003	.0000	-.0007	.0012
PISO-11	ROTZ	-.0000	.0000	.0000	.0001	.0000
PISO-10	X	-.0000	.0001	.0000	.0297	.0000
PISO-10	Y	-.0018	-.0003	.0000	-.0007	.0010
PISO-10	ROTZ	-.0000	.0000	.0000	.0001	.0000
PISO-9	X	-.0000	.0000	.0000	.0262	.0000
PISO-9	Y	-.0015	-.0002	.0000	-.0007	.0009
PISO-9	ROTZ	-.0000	.0000	.0000	.0001	.0000
PISO-8	X	-.0000	.0000	.0000	.0225	.0000
PISO-8	Y	-.0012	-.0002	.0000	-.0007	.0007
PISO-8	ROTZ	-.0000	.0000	.0000	.0001	.0000
PISO-7	X	-.0000	.0000	.0000	.0186	.0000
PISO-7	Y	-.0009	-.0001	.0000	-.0006	.0006
PISO-7	ROTZ	-.0000	.0000	.0000	.0001	.0000
PISO-6	X	-.0000	.0000	.0000	.0146	.0000
PISO-6	Y	-.0006	-.0001	.0000	-.0006	.0004
PISO-6	ROTZ	-.0000	.0000	.0000	.0001	.0000
PISO-5	X	.0000	.0000	.0000	.0107	.0000
PISO-5	Y	-.0004	-.0001	.0000	-.0005	.0003
PISO-5	ROTZ	-.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
PISO-4	X	.0000	.0000	.0000	.0070	.0000
PISO-4	Y	-.0002	-.0000	.0000	-.0004	.0002
PISO-4	ROTZ	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
PISO-3	X	.0000	.0000	.0000	.0037	.0000
PISO-3	Y	-.0001	-.0000	.0000	-.0004	.0001
PISO-3	ROTZ	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000
PISO-2	X	.0000	.0000	.0000	.0013	.0000
PISO-2	Y	-.0000	.0000	.0000	-.0003	.0000
PISO-2	ROTZ	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000

STATIC LOAD CONDITION LATERAL FRAME DISPLACEMENTS

FRAME ID ....

VALUES ARE AT THE FRAME ORIGIN IN THE FRAME LOCAL COORDINATES

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/				
		I	II	III	A	B
PISO-1	X	.0000	.0000	.0000	.0002	.0000
PISO-1	Y	.0000	.0000	.0000	-.0000	.0000
PISO-1	ROTZ	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000

RESPONSE SPECTRUM LATERAL FRAME DISPLACEMENTS

FRAME ID

VALUES ARE AT THE FRAME ORIGIN IN THE FRAME LOCAL COORDINATES

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/		
		DYN-1	DYN-2	DYN-3
PISO-12	X	.0136	.0001	.0000
PISO-12	Y	.0007	.0078	.0000
PISO-12	ROTZ	.0001	.0000	.0000
PISO-11	X	.0124	.0001	.0000
PISO-11	Y	.0007	.0068	.0000
PISO-11	ROTZ	.0001	.0000	.0000
PISO-10	X	.0114	.0001	.0000
PISO-10	Y	.0006	.0060	.0000
PISO-10	ROTZ	.0001	.0000	.0000
PISO-9	X	.0102	.0001	.0000
PISO-9	Y	.0005	.0051	.0000
PISO-9	ROTZ	.0000	.0000	.0000
PISO-8	X	.0087	.0000	.0000
PISO-8	Y	.0005	.0042	.0000
PISO-8	ROTZ	.0000	.0000	.0000
PISO-7	X	.0072	.0000	.0000
PISO-7	Y	.0004	.0033	.0000
PISO-7	ROTZ	.0000	.0000	.0000
PISO-6	X	.0057	.0000	.0000
PISO-6	Y	.0003	.0025	.0000
PISO-6	ROTZ	.0000	.0000	.0000
PISO-5	X	.0041	.0000	.0000
PISO-5	Y	.0003	.0017	.0000
PISO-5	ROTZ	.0000	.0000	.0000
PISO-4	X	.0027	.0000	.0000
PISO-4	Y	.0002	.0010	.0000
PISO-4	ROTZ	.0000	.0000	.0000
PISO-3	X	.0014	.0000	.0000
PISO-3	Y	.0002	.0005	.0000
PISO-3	ROTZ	.0000	.0000	.0000
PISO-2	X	.0005	.0000	.0000
PISO-2	Y	.0001	.0001	.0000
PISO-2	ROTZ	.0000	.0000	.0000

RESPONSE SPECTRUM LATERAL FRAME DISPLACEMENTS

FRAME ID

VALUES ARE AT THE FRAME ORIGIN IN THE FRAME LOCAL COORDINATES

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/		
		DYN-1	DYN-2	DYN-3
PISO-1	X	.0001	.0000	.0000
PISO-1	Y	.0000	.0000	.0000
PISO-1	ROTZ	.0000	.0000	.0000

STATIC LOAD CONDITION LATERAL FRAME DRIFT RATIOS

FRAME ID ....

VALUES ARE AT THE FRAME ORIGIN IN THE FRAME LOCAL COORDINATES

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/				
		I	II	III	A	B
PISO-12	X	.00002	.00001	.00000	.00062	.00000
PISO-12	Y	-.00077	-.00017	.00000	-.00002	.00003
PISO-12	ROTZ	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
PISO-11	X	.00000	.00000	.00000	.00104	.00000
PISO-11	Y	-.00013	-.00002	.00000	.00000	.00006
PISO-11	ROTZ	-.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
PISO-10	X	-.00000	.00000	.00000	.00128	.00000
PISO-10	Y	-.00012	-.00002	.00000	.00000	.00006
PISO-10	ROTZ	-.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
PISO-9	X	.00000	.00000	.00000	.00138	.00000
PISO-9	Y	-.00012	-.00002	.00000	-.00000	.00006
PISO-9	ROTZ	-.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
PISO-8	X	-.00000	.00000	.00000	.00144	.00000
PISO-8	Y	-.00011	-.00002	.00000	-.00002	.00005
PISO-8	ROTZ	-.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
PISO-7	X	-.00000	.00000	.00000	.00147	.00000
PISO-7	Y	-.00009	-.00001	.00000	-.00002	.00005
PISO-7	ROTZ	-.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
PISO-6	X	-.00000	.00000	.00000	.00145	.00000
PISO-6	Y	-.00008	-.00001	.00000	-.00003	.00005
PISO-6	ROTZ	-.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
PISO-5	X	-.00000	.00000	.00000	.00138	.00000
PISO-5	Y	-.00006	-.00001	.00000	-.00003	.00004
PISO-5	ROTZ	-.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
PISO-4	X	-.00000	.00000	.00000	.00121	.00000
PISO-4	Y	-.00005	-.00001	.00000	-.00002	.00003
PISO-4	ROTZ	-.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
PISO-3	X	.00000	.00000	.00000	.00090	.00000
PISO-3	Y	-.00003	-.00000	.00000	-.00003	.00002
PISO-3	ROTZ	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000
PISO-2	X	.00000	.00000	.00000	.00040	.00000
PISO-2	Y	-.00001	-.00000	.00000	-.00010	.00001
PISO-2	ROTZ	.00000	.00000	.00000	.00001	.00000

STATIC LOAD CONDITION LATERAL FRAME DRIFT RATIOS

FRAME ID . . . .

VALUES ARE AT THE FRAME ORIGIN IN THE FRAME LOCAL COORDINATES

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/				
		I	II	III	A	B
PISO-1	X	.00000	.00000	.00000	.00007	.00000
PISO-1	Y	.00000	.00000	.00000	-.00001	.00000
PISO-1	ROTZ	.00000	.00000	.00000	.00000	.00000

RESPONSE SPECTRUM LATERAL FRAME DRIFT RATIOS

FRAME ID

VALUES ARE AT THE FRAME ORIGIN IN THE FRAME LOCAL COORDINATES

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/		
		DYN-1	DYN-2	DYN-3
PISO-12	X	.00023	.00000	.00000
PISO-12	Y	.00001	.00020	.00000
PISO-12	ROTZ	.00000	.00000	.00000
PISO-11	X	.00038	.00000	.00000
PISO-11	Y	.00003	.00032	.00000
PISO-11	ROTZ	.00000	.00000	.00000
PISO-10	X	.00049	.00000	.00000
PISO-10	Y	.00002	.00033	.00000
PISO-10	ROTZ	.00000	.00000	.00000
PISO-9	X	.00054	.00000	.00000
PISO-9	Y	.00002	.00033	.00000
PISO-9	ROTZ	.00000	.00000	.00000
PISO-8	X	.00057	.00000	.00000
PISO-8	Y	.00003	.00032	.00000
PISO-8	ROTZ	.00000	.00000	.00000
PISO-7	X	.00058	.00000	.00000
PISO-7	Y	.00003	.00031	.00000
PISO-7	ROTZ	.00000	.00000	.00000
PISO-6	X	.00058	.00000	.00000
PISO-6	Y	.00003	.00029	.00000
PISO-6	ROTZ	.00000	.00000	.00000
PISO-5	X	.00054	.00000	.00000
PISO-5	Y	.00002	.00025	.00000
PISO-5	ROTZ	.00000	.00000	.00000
PISO-4	X	.00047	.00000	.00000
PISO-4	Y	.00002	.00020	.00000
PISO-4	ROTZ	.00000	.00000	.00000
PISO-3	X	.00034	.00000	.00000
PISO-3	Y	.00002	.00013	.00000
PISO-3	ROTZ	.00000	.00000	.00000
PISO-2	X	.00015	.00000	.00000
PISO-2	Y	.00004	.00004	.00000
PISO-2	ROTZ	.00000	.00000	.00000

RESPONSE SPECTRUM LATERAL FRAME DRIFT RATIOS

FRAME ID

VALUES ARE AT THE FRAME ORIGIN IN THE FRAME LOCAL COORDINATES

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/		
		DYN-1	DYN-2	DYN-3
PISO-1	X	.00003	.00000	.00000
PISO-1	Y	.00000	.00001	.00000
PISO-1	ROTZ	.00000	.00000	.00000

STATIC LOAD CONDITION LATERAL FRAME STORY SHEARS & TORSIONS

FRAME ID ....

VALUES ARE AT THE FRAME ORIGIN IN THE FRAME LOCAL COORDINATES

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/				
		I	II	III	A	B
PISO-12	X	.00	.00	.00	17860.00	.00
PISO-12	Y	.00	.00	.00	.00	1550.00
PISO-12	ROTZ	.00	.00	.00	-69832.60	16585.00
PISO-11	X	.00	.00	.00	68920.00	.00
PISO-11	Y	.00	.00	.00	.00	5710.00
PISO-11	ROTZ	.00	.00	.00	-615664.00	61097.00
PISO-10	X	.00	.00	.00	116790.00	.00
PISO-10	Y	.00	.00	.00	.00	8330.00
PISO-10	ROTZ	.00	.00	.00	-1127873.00	89104.80
PISO-9	X	.00	.00	.00	159730.00	.00
PISO-9	Y	.00	.00	.00	.00	13230.00
PISO-9	ROTZ	.00	.00	.00	-1527644.40	141534.80
PISO-8	X	.00	.00	.00	203400.00	.00
PISO-8	Y	.00	.00	.00	.00	17990.00
PISO-8	ROTZ	.00	.00	.00	-1932902.00	192466.80
PISO-7	X	.00	.00	.00	246330.00	.00
PISO-7	Y	.00	.00	.00	.00	20850.00
PISO-7	ROTZ	.00	.00	.00	-2331292.40	223068.80
PISO-6	X	.00	.00	.00	288630.00	.00
PISO-6	Y	.00	.00	.00	.00	23830.00
PISO-6	ROTZ	.00	.00	.00	-2731873.40	255461.40
PISO-5	X	.00	.00	.00	330700.00	.00
PISO-5	Y	.00	.00	.00	.00	28140.00
PISO-5	ROTZ	.00	.00	.00	-3130276.30	302311.10
PISO-4	X	.00	.00	.00	371050.00	.00
PISO-4	Y	.00	.00	.00	.00	32090.00
PISO-4	ROTZ	.00	.00	.00	-3512390.80	345247.60
PISO-3	X	.00	.00	.00	409010.00	.00
PISO-3	Y	.00	.00	.00	.00	36470.00
PISO-3	ROTZ	.00	.00	.00	-3871872.00	392858.20
PISO-2	X	.00	.00	.00	442100.00	.00
PISO-2	Y	.00	.00	.00	.00	41110.00
PISO-2	ROTZ	.00	.00	.00	-4218655.20	446403.80

STATIC LOAD CONDITION LATERAL FRAME STORY SHEARS & TORSIONS

FRAME ID ....

VALUES ARE AT THE FRAME ORIGIN IN THE FRAME LOCAL COORDINATES

LEVEL	DIRN	LOAD			CONDITIONS	
		I	II	III	A	B
PISO-1	X	.00	.00	.00	458220.00	.00
PISO-1	Y	.00	.00	.00	.00	44640.00
PISO-1	ROTZ	.00	.00	.00	-4449171.20	485233.80

RESPONSE SPECTRUM LATERAL FRAME STORY SHEARS

FRAME ID

VALUES ARE AT THE FRAME ORIGIN IN THE FRAME LOCAL COORDINATES

LEVEL	DIRN	LOAD		CONDITIONS
		DYN-1	DYN-2	DYN-3
PISO-12	X	11261.17	548.28	.00
PISO-12	Y	243.88	15487.79	.00
PISO-12	ROTZ	44085.23	165660.49	.00
PISO-11	X	17774.02	925.78	.00
PISO-11	Y	344.29	22431.16	.00
PISO-11	ROTZ	69506.34	239898.01	.00
PISO-10	X	46949.28	1127.88	.00
PISO-10	Y	939.74	59106.92	.00
PISO-10	ROTZ	398035.97	642257.91	.00
PISO-9	X	67644.11	725.97	.00
PISO-9	Y	761.48	86544.85	.00
PISO-9	ROTZ	613465.02	936618.46	.00
PISO-8	X	87684.21	850.66	.00
PISO-8	Y	1161.87	113566.94	.00
PISO-8	ROTZ	798764.95	1226292.97	.00
PISO-7	X	105894.57	1073.23	.00
PISO-7	Y	1038.18	138189.30	.00
PISO-7	ROTZ	961877.76	1492190.35	.00
PISO-6	X	121815.56	677.53	.00
PISO-6	Y	1386.60	158728.18	.00
PISO-6	ROTZ	1100969.08	1713072.04	.00
PISO-5	X	135019.84	1057.42	.00
PISO-5	Y	995.50	174227.86	.00
PISO-5	ROTZ	1221482.97	1882613.20	.00
PISO-4	X	146016.43	959.65	.00
PISO-4	Y	1038.40	185805.54	.00
PISO-4	ROTZ	1325523.78	2009638.69	.00
PISO-3	X	153670.26	745.64	.00
PISO-3	Y	1336.81	193701.84	.00
PISO-3	ROTZ	1400076.06	2096195.92	.00
PISO-2	X	156753.93	1285.07	.00
PISO-2	Y	1552.85	197372.24	.00
PISO-2	ROTZ	1434881.00	2139040.80	.00

RESPONSE SPECTRUM LATERAL FRAME STORY SHEARS

FRAME ID

VALUES ARE AT THE FRAME ORIGIN IN THE FRAME LOCAL COORDINATES

LEVEL	DIRN	/-----LOAD CONDITIONS-----/		
		DYN-1	DYN-2	DYN-3
PISO-1	X	159262.06	2253.47	.00
PISO-1	Y	2249.10	200029.19	.00
PISO-1	ROTZ	1492804.15	2173799.61	.00

```

          $$$$$$$$  $$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$  $$$$$$$$  $$$$$$$$
        $$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$  $$$$$$$$$$
       $$$$
      $$$
     $$$$$$$$$$
    $$$
   $$$$$$$$$$
  $$$$$$$$$$
 $$$$$$$$$$
$$$$$$$$$

    $$$
   $$$
  $$$
 $$$
$$$
$$$$$$$$$
$$$$$$$$$

    $$$
   $$$
  $$$
 $$$
$$$
$$$$$$$$$
$$$$$$$$$

    $$$
   $$$
  $$$
 $$$
$$$
$$$$$$$$$
$$$$$$$$$

    $$$
   $$$
  $$$
 $$$
$$$
$$$$$$$$$
$$$$$$$$$

    $$$
   $$$
  $$$
 $$$
$$$
$$$$$$$$$
$$$$$$$$$ (R)

```

EXTENDED THREE DIMENSIONAL ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS  
 VERSION 5.40  
 BY  
 ASHRAF HABIBULLAH

Copyright (c) 1983-1992  
 COMPUTERS AND STRUCTURES, INC.  
 All rights reserved

## STRUCTURAL TIME PERIODS AND FREQUENCIES

MODE NUMBER	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYCLES/UNIT TIME)	CIRCULAR/FREQ (RADIANS/UNIT TIME)
1	.74059	1.35027	8.48403
2	.46784	2.13749	13.43023
3	.37567	2.66193	16.72541
4	.19742	5.06537	31.82665
5	.12046	8.30129	52.15853
6	.09727	10.28108	64.59794
7	.08574	11.66286	73.27992
8	.07997	12.50424	78.56645
9	.06163	16.22462	101.94229
10	.04948	20.20985	126.98223
11	.04793	20.86266	131.08395
12	.03692	27.08488	170.17933
13	.03542	28.23373	177.39775
14	.03210	31.15190	195.73318
15	.02775	36.03013	226.38397
16	.02471	40.47508	254.31243
17	.02358	42.41240	266.48495
18	.02317	43.15357	271.14189
19	.02013	49.66660	312.06444
20	.01949	51.31321	322.41039
21	.01890	52.90767	332.42868

## MODAL PARTICIPATION FACTORS

MODE NUMBER	X-TRANS DIRECTION	Y-TRANS DIRECTION	Z-ROTN DIRECTION
1	503.50559	.73090	179.10273
2	-.21786	486.08966	41.13888
3	-19.51421	-2.79766	3818.54839
4	-239.04697	-1.04028	-311.80969
5	.43675	265.11745	42.45747
6	-143.99628	.89331	904.69233
7	-52.74791	-12.61879	-2296.37686
8	4.70742	-135.03111	194.98026
9	-111.25649	1.90030	330.65382
10	-17.66461	-169.85947	-101.46726
11	-93.59735	33.81957	-343.39211
12	37.97152	-10.21441	-1360.22622
13	110.78986	3.33473	-77.26472
14	-6.15825	133.67262	-27.97530
15	112.20165	-.06785	-38.97257
16	-39.44159	55.90799	1036.90028
17	-14.90016	-93.70051	577.81259
18	91.96443	6.32039	-86.91818
19	62.36505	-8.71725	-41.70611
20	7.44406	63.97227	333.20059
21	9.17359	52.80047	-366.07233

## MODAL DIRECTION FACTORS

MODE NUMBER	X-TRANS DIRECTION	Y-TRANS DIRECTION	Z-ROTN DIRECTION
1	99.84164	.00015	.15821
2	.00084	99.99020	.00896
3	7.61901	.01286	92.36813
4	99.58779	.00219	.41002
5	.00880	99.95355	.03765
6	94.82403	.00397	5.17201
7	20.75744	.86243	78.38014
8	.16412	99.23897	.59691
9	82.65884	.02039	17.32077
10	3.65738	95.28890	1.05372
11	86.62429	4.46126	8.91446
12	12.65178	1.35516	85.99306
13	97.68795	.07062	2.24144
14	.25842	98.25413	1.48745
15	98.76220	.01480	1.22301
16	9.12728	30.36754	60.50518
17	4.12935	69.09237	26.77829
18	98.27190	.41041	1.31769
19	89.18641	2.80409	8.00950
20	19.92321	64.96987	15.10692
21	40.12616	30.16718	29.70665

EFFECTIVE MASS FACTORS

MODE NUMBER	/--X TRANSLATION--//		--Y TRANSLATION--//		----Z ROTATION----/	
	%-MASS	<%-SUM>	%-MASS	<%-SUM>	%-MASS	<%-SUM>
1	62.82	< 62.8>	.00	< .0>	.12	< .1>
2	.00	< 62.8>	58.55	< 58.6>	.01	< .1>
3	.09	< 62.9>	.00	< 58.6>	54.25	< 54.4>
4	14.16	< 77.1>	.00	< 58.6>	.36	< 54.7>
5	.00	< 77.1>	17.42	< 76.0>	.01	< 54.7>
6	5.14	< 82.2>	.00	< 76.0>	3.05	< 57.8>
7	.69	< 82.9>	.04	< 76.0>	19.62	< 77.4>
8	.01	< 82.9>	4.52	< 80.5>	.14	< 77.6>
9	3.07	< 86.0>	.00	< 80.5>	.41	< 78.0>
10	.08	< 86.1>	7.15	< 87.7>	.04	< 78.0>
11	2.17	< 88.2>	.28	< 88.0>	.44	< 78.4>
12	.36	< 88.6>	.03	< 88.0>	6.88	< 85.3>
13	3.04	< 91.6>	.00	< 88.0>	.02	< 85.3>
14	.01	< 91.6>	4.43	< 92.4>	.00	< 85.4>
15	3.12	< 94.8>	.00	< 92.4>	.01	< 85.4>
16	.39	< 95.1>	.77	< 93.2>	4.00	< 89.4>
17	.06	< 95.2>	2.18	< 95.4>	1.24	< 90.6>
18	2.10	< 97.3>	.01	< 95.4>	.03	< 90.6>
19	.96	< 98.3>	.02	< 95.4>	.01	< 90.6>
20	.01	< 98.3>	1.01	< 96.4>	.41	< 91.0>
21	.02	< 98.3>	.69	< 97.1>	.50	< 91.5>

## STRUCTURAL MODE SHAPES

VALUES ARE AT THE CENTERS OF MASS OF THE  
CORRESPONDING LEVELS IN GLOBAL COORDINATES

LEVEL ID	DIRN ID	MODE 1	MODE 2	MODE 3	MODE 4	MODE 5
PISO-12	X	.00336	.00001	.00216	.00494	.00001
PISO-12	Y	.00000	.00377	-.00004	.00001	-.00722
PISO-12	ROTZ	.00001	.00000	.00042	-.00000	-.00001
PISO-11	X	.00308	.00001	.00201	.00339	-.00001
PISO-11	Y	.00000	.00332	-.00004	.00001	-.00275
PISO-11	ROTZ	.00001	.00000	.00042	-.00001	-.00001
PISO-10	X	.00275	-.00001	-.00068	.00221	.00003
PISO-10	Y	.00000	.00290	-.00003	.00001	-.00152
PISO-10	ROTZ	.00001	.00000	.00036	-.00001	-.00001
PISO-9	X	.00244	-.00001	-.00056	.00075	.00000
PISO-9	Y	.00000	.00248	-.00003	.00001	-.00031
PISO-9	ROTZ	.00001	.00000	.00031	-.00001	-.00000
PISO-8	X	.00210	-.00000	-.00009	-.00049	-.00002
PISO-8	Y	.00000	.00205	-.00002	.00000	.00075
PISO-8	ROTZ	.00001	.00000	.00025	-.00001	.00000
PISO-7	X	.00174	.00000	-.00005	-.00143	-.00002
PISO-7	Y	.00000	.00162	-.00002	.00000	.00152
PISO-7	ROTZ	.00001	.00000	.00020	-.00001	.00000
PISO-6	X	.00135	.00000	-.00002	-.00198	-.00001
PISO-6	Y	.00000	.00121	-.00001	-.00000	.00191
PISO-6	ROTZ	.00001	.00000	.00015	-.00002	.00000
PISO-5	X	.00097	.00000	-.00001	-.00205	-.00000
PISO-5	Y	.00000	.00083	.00001	-.00001	.00190
PISO-5	ROTZ	.00001	.00000	.00010	-.00002	.00000
PISO-4	X	.00062	.00000	.00002	-.00170	.00001
PISO-4	Y	.00000	.00050	.00001	-.00001	.00155
PISO-4	ROTZ	.00000	.00000	.00006	-.00002	.00000
PISO-3	X	.00031	.00000	.00004	-.00105	.00002
PISO-3	Y	.00000	.00024	.00001	-.00001	.00098
PISO-3	ROTZ	.00000	.00000	.00003	-.00001	.00000
PISO-2	X	.00009	.00000	.00003	-.00038	.00002
PISO-2	Y	.00000	.00007	.00001	-.00001	.00042
PISO-2	ROTZ	.00000	.00000	.00001	-.00001	.00000

LEVEL ID	DIRN ID	MODE 1	MODE 2	MODE 3	MODE 4	MODE 5
PISO-1	X	.00001	.00000	-.00000	-.00007	.00000
PISO-1	Y	.00000	.00002	.00000	-.00000	.00014
PISO-1	ROTZ	.00000	.00000	.00000	-.00000	.00000
LEVEL ID	DIRN ID	MODE 6	MODE 7	MODE 8	MODE 9	MODE 10
PISO-12	X	-.00708	.00153	-.00019	.00663	-.00075
PISO-12	Y	.00003	-.00096	-.01000	-.00004	.00196
PISO-12	ROTZ	-.00003	.00042	-.00004	-.00024	-.00005
PISO-11	X	-.00275	.00083	-.00009	-.00042	.00023
PISO-11	Y	-.00002	.00004	.00177	.00005	-.00341
PISO-11	ROTZ	-.00002	.00041	-.00004	-.00023	-.00004
PISO-10	X	-.00027	-.00143	.00013	-.00145	.00051
PISO-10	Y	-.00001	.00009	.00176	.00003	-.00195
PISO-10	ROTZ	.00000	.00026	-.00002	-.00017	-.00002
PISO-9	X	.00151	-.00018	.00002	-.00154	-.00022
PISO-9	Y	-.00001	.00011	.00136	.00001	-.00001
PISO-9	ROTZ	.00003	.00010	-.00001	-.00010	.00001
PISO-8	X	.00180	.00065	-.00005	-.00008	-.00039
PISO-8	Y	-.00000	.00010	.00066	-.00002	.00153
PISO-8	ROTZ	.00005	-.00005	.00001	-.00003	.00002
PISO-7	X	.00106	.00080	-.00007	.00138	-.00009
PISO-7	Y	.00000	.00006	-.00017	-.00003	.00185
PISO-7	ROTZ	.00007	-.00016	.00002	.00003	.00002
PISO-6	X	-.00024	.00046	-.00004	.00147	.00028
PISO-6	Y	.00001	.00000	-.00089	-.00003	.00083
PISO-6	ROTZ	.00007	-.00023	.00002	.00008	.00001
PISO-5	X	-.00144	-.00015	.00001	.00012	.00032
PISO-5	Y	.00002	-.00010	-.00129	.00001	-.00081
PISO-5	ROTZ	.00006	-.00024	.00002	.00010	-.00000
PISO-4	X	-.00195	-.00073	.00006	-.00140	-.00003
PISO-4	Y	.00001	-.00012	-.00129	.00002	-.00206
PISO-4	ROTZ	.00004	-.00021	.00002	.00009	-.00002
PISO-3	X	-.00157	-.00092	.00008	-.00180	-.00036
PISO-3	Y	.00000	-.00011	-.00095	.00002	-.00218
PISO-3	ROTZ	.00001	-.00013	.00001	.00005	-.00003
PISO-2	X	-.00066	-.00057	.00004	-.00095	-.00032
PISO-2	Y	-.00001	-.00012	-.00045	.00002	-.00135
PISO-2	ROTZ	-.00001	-.00006	.00000	.00000	-.00002

LEVEL ID	DIRN ID	MODE 6	MODE 7	MODE 8	MODE 9	MODE 10
PISO-1	X	-.00018	-.00006	.00001	-.00033	-.00006
PISO-1	Y	-.00000	-.00005	-.00017	.00002	-.00054
PISO-1	ROTZ	.00000	-.00002	.00000	.00001	-.00001
LEVEL ID	DIRN ID	MODE 11	MODE 12	MODE 13	MODE 14	MODE 15
PISO-12	X	-.00416	.00215	-.00180	.00024	.00094
PISO-12	Y	-.00042	-.00011	.00002	.00066	.00001
PISO-12	ROTZ	-.00008	-.00051	-.00008	-.00007	.00006
PISO-11	X	.00158	-.00249	.00185	-.00040	-.00173
PISO-11	Y	.00076	.00040	-.00008	-.00329	-.00004
PISO-11	ROTZ	-.00008	-.00043	-.00007	-.00006	.00005
PISO-10	X	.00242	-.00037	.00145	-.00003	-.00071
PISO-10	Y	.00043	.00018	-.00003	-.00128	-.00001
PISO-10	ROTZ	-.00003	-.00024	-.00003	-.00003	.00003
PISO-9	X	-.00100	.00003	-.00243	.00005	.00243
PISO-9	Y	-.00002	-.00010	.00002	.00124	.00002
PISO-9	ROTZ	.00006	.00000	.00004	.00001	-.00003
PISO-8	X	-.00187	.00057	-.00061	.00006	-.00120
PISO-8	Y	-.00036	-.00025	.00005	.00210	.00002
PISO-8	ROTZ	.00008	.00019	.00003	.00003	.00002
PISO-7	X	-.00044	.00023	.00190	-.00003	-.00141
PISO-7	Y	-.00041	-.00014	.00002	.00039	-.00001
PISO-7	ROTZ	.00005	.00022	-.00001	.00003	.00003
PISO-6	X	.00138	-.00055	.00082	-.00007	.00177
PISO-6	Y	-.00015	.00012	-.00003	-.00178	-.00003
PISO-6	ROTZ	.00000	.00009	-.00004	-.00000	.00002
PISO-5	X	.00148	-.00037	-.00177	.00004	.00078
PISO-5	Y	.00022	.00024	-.00006	-.00184	-.00001
PISO-5	ROTZ	-.00005	-.00012	-.00004	-.00003	-.00001
PISO-4	X	-.00026	.00044	-.00132	.00007	-.00198
PISO-4	Y	.00047	.00014	-.00002	.00018	.00002
PISO-4	ROTZ	-.00008	-.00026	-.00002	-.00003	-.00003
PISO-3	X	-.00179	.00053	.00148	-.00004	-.00010
PISO-3	Y	.00046	-.00006	.00003	.00206	.00002
PISO-3	ROTZ	-.00008	-.00025	.00001	-.00001	-.00002
PISO-2	X	-.00144	.00005	.00214	-.00009	.00241
PISO-2	Y	.00020	-.00028	.00008	.00203	-.00000
PISO-2	ROTZ	-.00006	-.00012	.00003	.00001	.00000

LEVEL ID	DIRN ID	MODE 11	MODE 12	MODE 13	MODE 14	MODE 15
PISO-1	X	-.00042	.00036	.00091	-.00008	.00149
PISO-1	Y	.00007	-.00017	.00003	.00097	-.00002
PISO-1	ROTZ	-.00002	-.00006	.00001	.00002	-.00001
LEVEL ID	DIRN ID	MODE 16	MODE 17	MODE 18	MODE 19	MODE 20
PISO-12	X	.00110	.00075	-.00047	.00093	-.00078
PISO-12	Y	-.00020	.00028	-.00002	-.00004	.00019
PISO-12	ROTZ	-.00046	-.00034	-.00014	-.00004	.00024
PISO-11	X	-.00289	-.00212	.00117	-.00325	.00297
PISO-11	Y	.00173	-.00262	.00021	.00056	-.00260
PISO-11	ROTZ	-.00029	-.00021	-.00009	-.00001	.00010
PISO-10	X	.00023	.00025	.00034	.00030	-.00063
PISO-10	Y	.00045	-.00062	.00005	.00007	-.00029
PISO-10	ROTZ	-.00012	-.00008	-.00005	.00003	.00001
PISO-9	X	.00021	-.00003	-.00196	.00112	.00056
PISO-9	Y	-.00102	.00162	-.00013	-.00039	.00183
PISO-9	ROTZ	.00011	.00009	.00004	.00005	-.00011
PISO-8	X	.00002	.00015	.00222	-.00204	-.00074
PISO-8	Y	-.00080	.00103	-.00008	-.00003	-.00010
PISO-8	ROTZ	.00020	.00014	-.00000	.00005	-.00003
PISO-7	X	-.00019	-.00014	-.00067	.00205	.00087
PISO-7	Y	.00082	-.00149	.00013	.00040	-.00181
PISO-7	ROTZ	.00003	.00000	-.00001	-.00005	.00009
PISO-6	X	.00003	-.00008	-.00141	-.00116	-.00066
PISO-6	Y	.00099	-.00119	.00008	-.00012	.00094
PISO-6	ROTZ	-.00017	-.00014	-.00002	-.00007	.00006
PISO-5	X	.00021	.00023	.00201	-.00038	.00015
PISO-5	Y	-.00052	.00120	-.00011	-.00034	.00132
PISO-5	ROTZ	-.00017	-.00010	.00001	.00003	-.00006
PISO-4	X	-.00022	-.00013	-.00023	.00169	.00046
PISO-4	Y	-.00110	.00150	-.00010	.00017	-.00123
PISO-4	ROTZ	.00003	.00006	.00002	.00009	-.00009
PISO-3	X	-.00005	-.00011	-.00174	-.00177	-.00079
PISO-3	Y	.00008	-.00079	.00008	.00029	-.00097
PISO-3	ROTZ	.00021	.00015	.00001	.00001	.00003
PISO-2	X	.00001	.00010	.00190	.00067	.00062
PISO-2	Y	.00128	-.00190	.00013	-.00021	.00143
PISO-2	ROTZ	.00019	.00009	-.00001	-.00008	.00012

LEVEL ID	DIRN ID	MODE 16	MODE 17	MODE 18	MODE 19	MODE 20
PISO-1	X	-.00078	-.00030	.00171	.00155	.00008
PISO-1	Y	.00086	-.00113	.00006	-.00024	.00133
PISO-1	ROTZ	.00011	.00004	-.00001	-.00005	.00009
LEVEL ID	DIRN ID	MODE 21				
PISO-12	X	.00167				
PISO-12	Y	.00012				
PISO-12	ROTZ	-.00021				
PISO-11	X	-.00651				
PISO-11	Y	-.00175				
PISO-11	ROTZ	-.00006				
PISO-10	X	.00133				
PISO-10	Y	-.00015				
PISO-10	ROTZ	.00004				
PISO-9	X	-.00068				
PISO-9	Y	.00123				
PISO-9	ROTZ	.00016				
PISO-8	X	.00052				
PISO-8	Y	-.00022				
PISO-8	ROTZ	-.00000				
PISO-7	X	-.00063				
PISO-7	Y	-.00113				
PISO-7	ROTZ	-.00015				
PISO-6	X	.00054				
PISO-6	Y	.00086				
PISO-6	ROTZ	-.00003				
PISO-5	X	-.00030				
PISO-5	Y	.00065				
PISO-5	ROTZ	.00014				
PISO-4	X	-.00011				
PISO-4	Y	-.00106				
PISO-4	ROTZ	.00008				
PISO-3	X	.00045				
PISO-3	Y	-.00028				
PISO-3	ROTZ	-.00011				
PISO-2	X	-.00052				
PISO-2	Y	.00112				
PISO-2	ROTZ	-.00014				

LEVEL ID	DIRN ID	MODE 21
PISO-1	X	.00033
PISO-1	Y	.00089
PISO-1	ROTZ	-.00008

### III.4.- Envolventes para el diseño.-

#### III.4.1.- Condiciones generales.-

Una vez obtenidos los resultados para cada pórtico debido a la aplicación sobre estos de diferentes estados de carga , tales como carga muerta, cargas vivas y/o sismo, se procederá a obtener en cada punto de ellos las cargas críticas más desfavorables por efecto de una aplicación combinada de los diferentes estados de carga obteniéndose así puntos con condiciones más desfavorables para nuestra edificación, los cuales conforman una envolvente de cargas las que se tomarán en cuenta para el diseño.

#### III.4.2.- Resistencia requerida en el diseño.-

Según la Norma E-060 de Concreto Armado punto 10.2.1 nos dice :

La resistencia requerida (U) para cargas muertas (CM), vivas (CV) y de sismo (CS) deberá ser como mínimo :

$$U = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV} \pm \text{CS})$$

$$U = 0.9 \text{ CM} \pm 1.25 \text{ CS}$$

tomándose para nuestra envolvente la mayor de ellas.

Según las expresiones anteriores y considerando nuestros estados de carga crítica obtendremos nuestra envolvente :

$$U_1 = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV}_1$$

$$U_2 = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}_1 + \text{CS})$$

$$U_3 = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}_1 - \text{CS})$$

$$U_4 = 0.9 \text{ CM} - 1.25 \text{ CS}$$

$$U_5 = 1.5 \text{ CM} - 1.25 \text{ CS}$$

$$U_6 = 1.5 \text{ CM} + 1.8 \text{ CV2}$$

$$U_7 = 1.25 (\text{CM} + \text{CV2} + \text{CS})$$

$$U_8 = 1.25 (\text{CM} + \text{CV2} - \text{CS})$$

#### III.4.3.- Envolvente para el diseño de vigas.-

Tal como hemos explicado en el punto anterior, de las combinaciones presentadas escogeremos para cada punto aquellos que nos den un máximo valor tanto positivo como negativo, los cuales nos irán determinando a lo largo de nuestros elementos la envolvente deseada.

Los resultados se encuentran en el listado presentado más adelante en el que se tiene en conjunto las envolventes de vigas, placas y columnas.

#### III.4.4.- Cargas últimas para el diseño de columnas y placas.-

Las cargas críticas para diseñar las columnas y placas se obtienen de una combinación similar a la presentada en el acápite III.4.2 con la diferencia de que la carga muerta será considerada como aquella resultante del peso propio del elemento más el metrado del área de influencia de cada uno.

Es bueno indicar que las combinaciones a tomarse en cuenta serán aquellas que generen en el elemento a diseñar Cargas Axiales Máximas y Momentos Flectores Máximos.

#### III.4.5.- Resultados.-

A continuación presentamos la envolvente en conjunto de vigas, columnas y placas, de los elementos estructurales que conforman los pórticos a diseñar como son el pórtico principal D y el pórtico secundario 3.

COLUMN FORCES AT LEVEL PISO-12 IN FRAME

COL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
11	MIN	TOP	.00 (24)	-491.24 (23)	-18.40 (20)	-13.78 (6)	-561.01 (1)	-.93 (20)
		BOTTOM	-2554.45 (23)		-39.85 (6)			
11	MAX	TOP	.00 (24)	27.20 (3)	31.80 (6)	7.96 (22)	1015.46 (21)	1.62 (6)
		BOTTOM	141.44 (3)		22.98 (22)			

WALL FORCES AT LEVEL PISO-12 IN FRAME

WALL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
1	MIN	TOP	-16981 (24)	-14045 (2)	-6315 (1)	-19267 (1)	-127152 (24)	-2928 (20)
		BOTTOM	-65519 (20)		-95857 (1)			
1	MAX	TOP	9458 (4)	17803 (24)	48183 (24)	19765 (21)	262 (3)	3057 (6)
		BOTTOM	77507 (6)		137225 (21)			

## COLUMN FORCES AT LEVEL PISO-11 IN FRAME

COL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
11	MIN	TOP	-156.86 ( 1)	-13969.11 ( 8)	-646.46 (20)	-642.63 ( 6)	-15166.86 ( 9)	-10.36 (20)
		BOTTOM	-14598.67 ( 8)		-379.57 ( 6)			
11	MAX	TOP	14736.45 ( 8)	88.23 ( 3)	1226.99 ( 6)	335.35 (22)	11374.38 ( 3)	5.34 ( 4)
		BOTTOM	29.54 ( 3)		192.73 (22)			
41	MIN	TOP	-14787.35 (24)	-1092.28 ( 1)	-3696.14 ( 6)	-2631.27 (20)	-32808.47 ( 8)	-10.36 (20)
		BOTTOM	-1108.87 ( 1)		-3486.21 (20)			
41	MAX	TOP	1184.93 ( 3)	13064.20 (24)	2697.35 (22)	3138.31 ( 6)	2423.35 ( 6)	5.34 ( 4)
		BOTTOM	12647.46 (24)		3678.88 ( 6)			
43	MIN	TOP	-28046.18 (24)	-1710.20 ( 1)	-4007.91 ( 6)	-1618.46 (20)	-45025.31 (24)	-26.93 (20)
		BOTTOM	-1252.71 ( 1)		-1841.25 (20)			
43	MAX	TOP	2339.82 ( 3)	23779.90 (24)	1963.06 (22)	2750.22 ( 6)	1298.17 ( 4)	13.87 ( 4)
		BOTTOM	21891.61 (24)		2455.11 ( 6)			
45	MIN	TOP	-16672.50 ( 8)	-1193.48 ( 1)	-1165.69 ( 6)	-481.74 (20)	-37100.60 (24)	-10.36 (20)
		BOTTOM	-1198.28 ( 1)		-574.56 (20)			
45	MAX	TOP	1308.03 ( 3)	14637.07 ( 8)	557.75 (22)	1018.90 ( 6)	262.70 ( 3)	5.34 ( 4)
		BOTTOM	14065.34 ( 8)		1228.72 ( 6)			
47	MIN	TOP	-26593.12 ( 8)	-1718.22 ( 1)	-4185.54 (24)	-1180.83 ( 2)	-42176.18 ( 8)	-26.93 (20)
		BOTTOM	-1257.82 ( 1)		-1024.13 ( 2)			
47	MAX	TOP	2351.59 ( 3)	22485.90 ( 8)	1751.73 ( 4)	3252.84 (24)	2860.42 ( 6)	13.87 ( 4)
		BOTTOM	20627.27 ( 8)		3458.64 (24)			
49	MIN	TOP	-14476.33 ( 8)	-1097.82 ( 1)	-5380.06 (24)	-1431.82 ( 2)	-34996.10 (24)	-10.36 (20)
		BOTTOM	-1114.79 ( 1)		-1673.91 ( 2)			
49	MAX	TOP	1190.64 ( 3)	12777.25 ( 8)	1690.96 ( 4)	5034.49 (24)	1085.73 ( 4)	5.34 ( 4)
		BOTTOM	12355.90 ( 8)		6450.99 (24)			
55	MIN	TOP	-1345.66 ( 1)	-14162.66 (23)	-78.70 (24)	-36.33 ( 2)	-26676.50 (23)	-10.36 (20)
		BOTTOM	-13495.25 (23)		-166.11 ( 6)			
55	MAX	TOP	16246.35 (23)	1227.16 ( 3)	26.75 ( 4)	40.49 (22)	562.22 ( 3)	5.34 ( 4)
		BOTTOM	1231.40 ( 3)		118.30 (22)			

SAM FORCES AT LEVEL PISO-11 IN FRAME

BAY ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
5	MIN	END-I	-3171.56 (23)	-2708.50 (23)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-169.60 (24)
		1/4-PT	-2122.68 (23)	-2086.37 (23)	.00 (24)			
		1/2-PT	-1345.98 (23)	-1464.25 (23)	.00 (24)			
		3/4-PT	-874.93 (24)	-842.12 (23)	.00 (24)			
		END-J	-709.78 (24)	-346.34 (10)	.00 (24)			
		5	MAX	END-I	166.48 (6)	152.24 (6)	.00 (24)	.00 (24)
1/4-PT	99.87 (6)			152.24 (6)	.00 (24)			
1/2-PT	33.27 (6)			152.24 (6)	.00 (24)			
3/4-PT	15.07 (4)			152.24 (6)	.00 (24)			
END-J	45.28 (4)			152.24 (6)	.00 (24)			
8	MIN			END-I	-3307.85 (24)	-2833.23 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	-2204.41 (24)	-2211.10 (24)	.00 (24)			
		1/2-PT	-1373.14 (24)	-1588.98 (24)	.00 (24)			
		3/4-PT	-845.72 (8)	-966.85 (24)	.00 (24)			
		END-J	-622.13 (8)	-463.24 (14)	.00 (24)			
		8	MAX	END-I	71.98 (4)	65.76 (4)	.00 (24)	.00 (24)
1/4-PT	43.21 (4)			65.76 (4)	.00 (24)			
1/2-PT	14.44 (4)			65.76 (4)	.00 (24)			
3/4-PT	31.66 (6)			65.76 (4)	.00 (24)			
END-J	94.99 (6)			65.76 (4)	.00 (24)			
14	MIN			END-I	-18495.18 (23)	-24162.50 (23)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	-919.14 (1)	-11975.60 (23)	.00 (24)			
		1/2-PT	-8.52 (1)	-562.22 (1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-936.17 (1)	-562.22 (1)	.00 (24)			
		END-J	-20149.96 (8)	-562.22 (1)	.00 (24)			
		14	MAX	END-I	1846.80 (3)	562.22 (3)	.00 (24)	.00 (24)
1/4-PT	11447.03 (8)			562.22 (3)	.00 (24)			
1/2-PT	21024.29 (23)			799.09 (21)	.00 (24)			
3/4-PT	10621.45 (23)			12476.68 (8)	.00 (24)			
END-J	1863.83 (3)			24663.58 (8)	.00 (24)			
57	MIN			END-I	.00 (24)	-4465.38 (23)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	-20.48 (1)	-4107.88 (23)	.00 (24)			
		1/2-PT	-40.96 (1)	-3750.37 (23)	.00 (24)			
		3/4-PT	-61.44 (1)	-3392.86 (23)	.00 (24)			

		END-J	-81.93	-3035.36	.00			
			( 1)	(23)	(24)			
57	MAX	END-I	.00	142.48	.00	.00	.00	55.53
			( 6)	( 3)	(24)	(24)	(22)	( 3)
		1/4-PT	616.20	142.48	.00			
			(23)	( 3)	(24)			
		1/2-PT	1181.01	142.48	.00			
			(23)	( 3)	(24)			
		3/4-PT	1694.43	142.48	.00			
			(23)	( 3)	(24)			
		END-J	2156.46	142.48	.00			
			(23)	( 3)	(24)			
58	MIN	END-I	-81.93	-3035.36	.00	.00	.00	-726.19
			( 1)	(23)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-180.77	-1310.00	.00			
			( 1)	(23)	(24)			
		1/2-PT	-279.62	-142.48	.00			
			( 1)	( 1)	(24)			
		3/4-PT	-378.46	-142.48	.00			
			( 1)	( 1)	(24)			
		END-J	-477.31	-142.48	.00			
			( 1)	( 1)	(24)			
58	MAX	END-I	2156.46	142.48	.00	.00	.00	55.53
			(23)	( 3)	(24)	(24)	(23)	( 3)
		1/4-PT	3663.76	142.48	.00			
			(23)	( 3)	(24)			
		1/2-PT	3974.09	598.52	.00			
			(23)	(14)	(24)			
		3/4-PT	3087.45	2281.43	.00			
			(23)	(24)	(24)			
		END-J	1195.79	4006.79	.00			
			(21)	(24)	(24)			
59	MIN	END-I	-2395.52	-4738.91	.00	.00	.00	-33.72
			(20)	(20)	(24)	(24)	(23)	( 1)
		1/4-PT	-1307.93	-3659.57	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-889.87	-2580.23	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-471.83	-1500.88	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		END-J	-54.20	-1153.29	.00			
			( 2)	( 2)	(24)			
59	MAX	END-I	3848.21	2566.00	.00	.00	.00	508.35
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	( 8)
		1/4-PT	3477.40	2566.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	3428.87	2566.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	2893.88	2566.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		END-J	1872.43	3488.80	.00			
			(24)	(24)	(24)			
60	MIN	END-I	-54.20	-1153.29	.00	.00	.00	-33.72
			( 2)	( 2)	(24)	(24)	(24)	( 1)
		1/4-PT	-930.97	-1153.29	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-2265.67	-1153.29	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-5279.59	-1153.29	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-8923.43	-1153.29	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
60	MAX	END-I	1872.43	3488.80	.00	.00	.00	508.35
			(24)	(24)	(24)	(24)	(22)	( 8)
		1/4-PT	1266.45	5015.87	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		1/2-PT	897.79	6542.95	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		3/4-PT	1373.52	8070.02	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	1849.25	9597.10	.00			
			( 4)	(24)	(24)			

61	MIN	END-I	-4412.03 ( 8)	-6041.55 ( 8)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (20)	-540.10 ( 8)
		1/4-PT	-2799.69 ( 8)	-5174.73 ( 8)	.00 (24)			
		1/2-PT	-1436.56 ( 8)	-4307.92 ( 8)	.00 (24)			
		3/4-PT	-387.77 (19)	-3441.11 ( 8)	.00 (24)			
		END-J	-94.63 ( 2)	-2574.30 ( 8)	.00 (24)			
61	MAX	END-I	261.54 ( 3)	289.88 ( 6)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	35.29 ( 3)
		1/4-PT	218.99 ( 3)	289.88 ( 6)	.00 (24)			
		1/2-PT	176.45 ( 3)	289.88 ( 6)	.00 (24)			
		3/4-PT	133.90 ( 3)	289.88 ( 6)	.00 (24)			
		END-J	554.41 (23)	289.88 ( 6)	.00 (24)			
62	MIN	END-I	-94.63 ( 2)	-2574.30 ( 8)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-540.10 ( 8)
		1/4-PT	-242.75 ( 6)	-802.98 ( 8)	.00 (24)			
		1/2-PT	-413.05 ( 6)	-147.98 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-583.36 ( 6)	-147.98 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-2487.16 (24)	-147.98 ( 1)	.00 (24)			
62	MAX	END-I	554.41 (23)	289.88 ( 6)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	35.29 ( 3)
		1/4-PT	1534.75 (23)	289.88 ( 6)	.00 (24)			
		1/2-PT	1485.58 ( 8)	1258.21 (24)	.00 (24)			
		3/4-PT	550.51 (22)	3029.52 (24)	.00 (24)			
		END-J	310.52 ( 4)	4800.83 (24)	.00 (24)			
63	MIN	END-I	-1859.42 (23)	-4591.02 (23)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-36.21 ( 1)
		1/4-PT	-217.04 ( 2)	-2819.71 (23)	.00 (24)			
		1/2-PT	-163.37 ( 2)	-1048.40 (23)	.00 (24)			
		3/4-PT	-121.54 ( 2)	-152.92 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-106.54 ( 2)	-152.92 ( 1)	.00 (24)			
63	MAX	END-I	662.85 ( 6)	238.35 ( 6)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	561.91 (24)
		1/4-PT	863.44 (24)	238.35 ( 6)	.00 (24)			
		1/2-PT	1847.71 (24)	238.35 ( 6)	.00 (24)			
		3/4-PT	1791.34 (24)	981.61 (24)	.00 (24)			
		END-J	694.31 (24)	2752.93 (24)	.00 (24)			
64	MIN	END-I	-106.54 ( 2)	-152.92 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (20)	-36.21 ( 1)
		1/4-PT	-339.32 (19)	-152.92 ( 1)	.00 (24)			
		1/2-PT	-1387.04 (24)	-152.92 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-2801.52 (24)	-152.92 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-4465.22 (24)	-152.92 ( 1)	.00 (24)			
64	MAX	END-I	694.31 (24)	2752.93 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (22)	561.91 (24)
		1/4-PT	139.18	3619.74	.00			

			( 3)	(24)	(24)			
	1/2-PT		183.14	4486.55	.00			
			( 3)	(24)	(24)			
	3/4-PT		227.11	5353.36	.00			
			( 3)	(24)	(24)			
	END-J		271.07	6220.18	.00			
			( 3)	(24)	(24)			
65	MIN	END-I	-5747.79	-7056.45	.00	.00	.00	-496.64
			(20)	( 8)	(24)	(24)	(24)	(24)
	1/4-PT		-3177.76	-5616.26	.00			
			(20)	(20)	(24)			
	1/2-PT		-1114.39	-4388.04	.00			
			(20)	(20)	(24)			
	3/4-PT		-434.29	-3159.82	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
	END-J		-122.85	-1931.60	.00			
			( 6)	(20)	(24)			
65	MAX	END-I	4194.06	2616.31	.00	.00	.00	32.81
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(22)	( 3)
	1/4-PT		3114.83	2616.31	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
	1/2-PT		2035.60	2616.31	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
	3/4-PT		2046.88	2616.31	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
	END-J		1803.25	2616.31	.00			
			(23)	( 6)	(24)			
66	MIN	END-I	-122.85	-1931.60	.00	.00	.00	-496.64
			( 6)	(20)	(24)	(24)	(24)	(24)
	1/4-PT		-1071.27	-1177.68	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
	1/2-PT		-2019.68	-1177.68	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
	3/4-PT		-2968.09	-1177.68	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
	END-J		-4636.83	-1177.68	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
66	MAX	END-I	1803.25	2616.31	.00	.00	.00	32.81
			(23)	( 6)	(24)	(24)	(22)	( 3)
	1/4-PT		1997.14	3010.13	.00			
			(22)	(24)	(24)			
	1/2-PT		2110.42	4352.11	.00			
			(22)	(24)	(24)			
	3/4-PT		1832.46	5694.08	.00			
			(22)	(24)	(24)			
	END-J		1759.23	7036.06	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
67	MIN	END-I	-471.93	-3739.71	.00	.00	.00	-56.80
			( 1)	( 8)	(24)	(24)	(24)	( 1)
	1/4-PT		-374.20	-2014.35	.00			
			( 1)	( 8)	(24)			
	1/2-PT		-276.47	-447.58	.00			
			( 1)	( 9)	(24)			
	3/4-PT		-178.73	-140.87	.00			
			( 1)	( 1)	(24)			
	END-J		-81.00	-140.87	.00			
			( 1)	( 1)	(24)			
67	MAX	END-I	1826.18	140.87	.00	.00	.00	720.89
			(24)	( 3)	(24)	(24)	(23)	( 8)
	1/4-PT		3739.49	140.87	.00			
			(24)	( 3)	(24)			
	1/2-PT		4455.83	140.87	.00			
			(24)	( 3)	(24)			
	3/4-PT		3975.20	1555.47	.00			
			(24)	(24)	(24)			
	END-J		2297.61	3280.83	.00			
			(24)	(24)	(24)			
68	MIN	END-I	-81.00	-140.87	.00	.00	.00	-56.80
			( 1)	( 1)	(24)	(24)	(20)	( 1)
	1/4-PT		-60.75	-140.87	.00			
			( 1)	( 1)	(24)			
	1/2-PT		-40.50	-140.87	.00			

			( 1)	( 1)	(24)			
		3/4-PT	-20.25	-140.87	.00			
			( 1)	( 1)	(24)			
		END-J	.00	-140.87	.00			
			(24)	( 1)	(24)			
68	MAX	END-I	2297.61	3280.83	.00	.00	.00	720.89
			(24)	(24)	(24)	(24)	(22)	( 8)
		1/4-PT	1800.29	3638.33	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	1251.59	3995.84	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		3/4-PT	651.49	4353.35	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		END-J	.00	4710.85	.00			
			( 6)	(24)	(24)			
103	MIN	END-I	.00	.00	.00	.00	.00	.00
			( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-1357.32	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	-5429.29	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	-12215.90	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		END-J	-21717.15	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
103	MAX	END-I	.00	.00	.00	.00	.00	.00
			(24)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	.00	4477.76	.00			
			( 6)	(24)	(24)			
		1/2-PT	.00	8955.52	.00			
			( 6)	(24)	(24)			
		3/4-PT	.00	13433.29	.00			
			( 6)	(24)	(24)			
		END-J	.00	17911.05	.00			
			( 6)	(24)	(24)			

WALL FORCES AT LEVEL PISO-11 IN FRAME

WALL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
1	MIN	TOP	-447550	-13965	-1170950	-63730	-451337	-104004
			( 6)	(20)	(23)	(19)	(23)	(20)
		BOTTOM	-350213		-1300314			
			( 6)		(24)			
1	MAX	TOP	216474	36133	43810	24840	13324	102556
			(22)	(14)	( 3)	( 3)	( 3)	( 4)
		BOTTOM	213650		68008			
			(22)		( 3)			

## COLUMN FORCES AT LEVEL PISO-10 IN FRAME

COL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
11	MIN	TOP	-11.98 ( 1)	-4045.78 (23)	-429.29 (20)	-653.95 ( 6)	-37823.81 (19)	-9.83 (20)
		BOTTOM	-1653.57 ( 8)		-868.73 ( 6)			
11	MAX	TOP	6844.88 (23)	11.19 ( 3)	766.14 ( 6)	364.85 (22)	11397.30 ( 3)	4.83 ( 4)
		BOTTOM	21.17 ( 3)		483.80 (22)			
41	MIN	TOP	-8110.49 (24)	-864.82 ( 1)	-4391.26 ( 6)	-4723.24 (20)	-57053.93 ( 8)	-9.83 (20)
		BOTTOM	-941.40 ( 1)		-5861.58 (20)			
41	MAX	TOP	874.81 ( 3)	8633.22 (24)	5238.11 (22)	3690.60 ( 6)	2750.51 ( 6)	4.83 ( 4)
		BOTTOM	10019.29 (24)		4281.66 ( 6)			
43	MIN	TOP	-10575.70 (24)	-2345.01 ( 1)	-7169.60 (24)	-2086.85 ( 2)	-90711.86 (24)	-25.56 (20)
		BOTTOM	-3412.45 ( 1)		-2849.62 ( 2)			
43	MAX	TOP	1514.16 ( 3)	9827.14 (24)	2054.74 ( 4)	9041.36 (24)	2827.43 ( 4)	12.55 ( 4)
		BOTTOM	10780.47 (21)		14077.60 (24)			
45	MIN	TOP	-8971.87 ( 8)	-982.17 ( 1)	-1355.74 ( 6)	-343.58 (20)	-74977.10 (24)	-9.83 (20)
		BOTTOM	-1103.79 ( 1)		-170.58 (20)			
45	MAX	TOP	958.81 ( 3)	9667.34 ( 8)	681.92 (22)	682.94 ( 6)	781.52 ( 3)	4.83 ( 4)
		BOTTOM	11329.55 ( 8)		317.46 ( 6)			
47	MIN	TOP	-9865.51 ( 8)	-2359.35 ( 1)	-4367.76 ( 6)	-5958.21 (20)	-84670.58 ( 8)	-25.56 (20)
		BOTTOM	-3434.45 ( 1)		-9501.41 (20)			
47	MAX	TOP	1522.23 ( 3)	9696.47 (21)	4500.68 (22)	4467.80 ( 6)	6202.63 ( 6)	12.55 ( 4)
		BOTTOM	10938.82 (21)		6131.58 ( 6)			
49	MIN	TOP	-7916.12 ( 8)	-868.00 ( 1)	-8837.74 (24)	-1744.71 ( 2)	-58384.39 (24)	-9.83 (20)
		BOTTOM	-943.81 ( 1)		-2018.05 ( 2)			
49	MAX	TOP	879.07 ( 3)	8431.90 ( 8)	2082.08 ( 4)	7854.08 (24)	2191.86 ( 3)	4.83 ( 4)
		BOTTOM	9790.87 ( 8)		9619.34 (24)			
55	MIN	TOP	-972.59 ( 1)	-9159.52 (23)	-325.31 ( 6)	-56.25 (20)	-53369.73 (23)	-9.83 (20)
		BOTTOM	-10688.62 (23)		-64.36 ( 2)			
55	MAX	TOP	8546.39 (23)	991.49 ( 3)	175.31 (22)	108.32 ( 6)	1369.69 ( 3)	4.83 ( 4)
		BOTTOM	1109.59 ( 3)		65.48 (22)			

BEAM FORCES AT LEVEL PISO-10 IN FRAME

BAY ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
5	MIN	END-I	-803.17 ( 1)	-907.68 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-12.80 ( 6)
		1/4-PT	-406.07 ( 1)	-907.68 ( 1)	.00 (24)			
		1/2-PT	-309.35 (24)	-907.68 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-3271.49 (24)	-907.68 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-6505.81 (24)	-907.68 ( 1)	.00 (24)			
		END-I	4911.98 ( 8)	5215.30 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	7.93 (22)
5	MAX	1/4-PT	2543.39 ( 8)	5837.43 (24)	.00 (24)			
		1/2-PT	119.18 ( 4)	6459.55 (24)	.00 (24)			
		3/4-PT	388.20 ( 3)	7081.68 (24)	.00 (24)			
		END-J	785.30 ( 3)	7703.80 (24)	.00 (24)			
		END-I	-812.14 ( 1)	-918.39 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-13.86 (24)
		8	MIN	1/4-PT	-410.36 ( 1)	-918.39 ( 1)	.00 (24)	
1/2-PT	-119.00 ( 2)			-918.39 ( 1)	.00 (24)			
3/4-PT	-3075.92 ( 8)			-918.39 ( 1)	.00 (24)			
END-J	-6477.45 ( 8)			-918.39 ( 1)	.00 (24)			
END-I	5654.34 (24)			5597.50 ( 8)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	7.44 ( 4)
8	MAX			1/4-PT	3095.77 (24)	6219.62 ( 8)	.00 (24)	
		1/2-PT	265.02 (24)	6841.75 ( 8)	.00 (24)			
		3/4-PT	393.28 ( 3)	7463.87 ( 8)	.00 (24)			
		END-J	795.06 ( 3)	8086.00 ( 8)	.00 (24)			
		END-I	-23201.81 (23)	-24179.23 (23)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-63.39 ( 2)
		14	MIN	1/4-PT	-1328.31 ( 1)	-11992.33 (23)	.00 (24)	
1/2-PT	-4.05 ( 1)			-807.49 ( 1)	.00 (24)			
3/4-PT	-1336.42 ( 1)			-807.49 ( 1)	.00 (24)			
END-J	-24852.90 ( 8)			-807.49 ( 1)	.00 (24)			
END-I	2660.67 ( 3)			807.49 ( 3)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	162.52 (24)
14	MAX			1/4-PT	6822.39 ( 8)	807.49 ( 3)	.00 (24)	
		1/2-PT	16372.89 (23)	1058.64 (21)	.00 (24)			
		3/4-PT	5997.66 (23)	12492.50 ( 8)	.00 (24)			
		END-J	2668.78 ( 3)	24679.40 ( 8)	.00 (24)			
		END-I	-12199.37 (23)	-10691.28 (23)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		58	MIN	1/4-PT	-5594.16 (20)	-8965.92 (23)	.00 (24)	
1/2-PT	-350.25 ( 2)			-7240.57 (23)	.00 (24)			
3/4-PT	-1433.72 ( 6)			-5761.44 (20)	.00 (24)			

		END-J	-3626.16	-4354.86	.00			
			( 6)	(20)	(24)			
58	MAX	END-I	5143.62	3160.28	.00	.00	.00	.00
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(23)	(24)
		1/4-PT	2951.17	3160.28	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	1039.19	3160.28	.00			
			(14)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	4665.51	3160.28	.00			
			(23)	( 6)	(24)			
		END-J	7893.20	3160.28	.00			
			(23)	( 6)	(24)			
59	MIN	END-I	-2260.08	-4299.43	.00	.00	.00	-34.44
			( 2)	(20)	(24)	(24)	(24)	( 1)
		1/4-PT	-1680.17	-3220.09	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-1100.26	-2140.74	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-520.40	-1599.79	.00			
			( 2)	( 2)	(24)			
		END-J	-120.29	-1599.79	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
59	MAX	END-I	6108.46	3508.62	.00	.00	.00	231.96
			(24)	( 6)	(24)	(24)	(23)	( 8)
		1/4-PT	5806.58	3508.62	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	5018.24	3508.62	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	3743.43	4187.70	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		END-J	2115.16	5529.68	.00			
			(23)	(24)	(24)			
60	MIN	END-I	-120.29	-1599.79	.00	.00	.00	-34.44
			( 6)	( 2)	(24)	(24)	(20)	( 1)
		1/4-PT	-1567.60	-1599.79	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-3839.67	-1599.79	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-7695.46	-1599.79	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-12181.16	-1599.79	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
60	MAX	END-I	2115.16	5529.68	.00	.00	.00	231.96
			(23)	(24)	(24)	(24)	(24)	( 8)
		1/4-PT	1489.16	7056.75	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		1/2-PT	1379.51	8583.83	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		3/4-PT	2039.41	10110.90	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	2699.31	11637.98	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
61	MIN	END-I	-3616.44	-5680.28	.00	.00	.00	-221.58
			( 8)	( 8)	(24)	(24)	(23)	( 8)
		1/4-PT	-2291.89	-4813.46	.00			
			(20)	( 8)	(24)			
		1/2-PT	-1179.26	-3946.65	.00			
			(20)	( 8)	(24)			
		3/4-PT	-399.24	-3079.84	.00			
			( 2)	( 8)	(24)			
		END-J	-288.11	-2213.03	.00			
			( 2)	( 8)	(24)			
61	MAX	END-I	1671.99	885.55	.00	.00	.00	31.00
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	( 3)
		1/4-PT	1417.39	885.55	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	1162.80	885.55	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	1069.57	885.55	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		END-J	1575.82	885.55	.00			
			(24)	( 6)	(24)			

62	MIN	END-I	-288.11	-2213.03	.00	.00	.00	-221.58
			( 2)	( 8)	(24)	(24)	(20)	( 8)
		1/4-PT	-61.18	-731.78	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-386.91	-386.56	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-907.16	-386.56	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		END-J	-3629.77	-386.56	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
62	MAX	END-I	1575.82	885.55	.00	.00	.00	31.00
			(24)	( 6)	(24)	(24)	(22)	( 3)
		1/4-PT	1835.40	885.55	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	1441.23	2215.14	.00			
			( 8)	(24)	(24)			
		3/4-PT	496.24	3986.46	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		END-J	620.38	5757.77	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
63	MIN	END-I	-2463.73	-4985.74	.00	.00	.00	-32.05
			(20)	(23)	(24)	(24)	(20)	( 1)
		1/4-PT	-392.09	-3214.42	.00			
			(10)	(23)	(24)			
		1/2-PT	-153.09	-1505.35	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-131.69	-363.21	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		END-J	-619.42	-363.21	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
63	MAX	END-I	1331.51	830.18	.00	.00	.00	237.90
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(22)	(24)
		1/4-PT	894.51	830.18	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	1763.45	830.18	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	1723.54	1177.93	.00			
			(23)	(24)	(24)			
		END-J	1073.88	2949.24	.00			
			(22)	(24)	(24)			
64	MIN	END-I	-619.42	-363.21	.00	.00	.00	-32.05
			( 6)	( 2)	(24)	(24)	(24)	( 1)
		1/4-PT	-858.10	-363.21	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-1814.85	-363.21	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-3285.78	-363.21	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-5005.92	-363.21	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
64	MAX	END-I	1073.88	2949.24	.00	.00	.00	237.90
			(22)	(24)	(24)	(24)	(22)	(24)
		1/4-PT	595.78	3816.06	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		1/2-PT	482.58	4682.87	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		3/4-PT	587.00	5549.68	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	691.42	6416.49	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
65	MIN	END-I	-7883.94	-8265.28	.00	.00	.00	-220.35
			(20)	(20)	(24)	(24)	(20)	(24)
		1/4-PT	-4727.84	-7037.06	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-2078.39	-5808.84	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-730.14	-4580.62	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		END-J	-92.44	-3352.40	.00			
			( 1)	(20)	(24)			
65	MAX	END-I	5997.02	3561.77	.00	.00	.00	33.64
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	( 3)
		1/4-PT	4527.79	3561.77	.00			

			( 6)	( 6)	(24)			
	1/2-PT		3058.56	3561.77	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
	3/4-PT		2575.60	3561.77	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
	END-J		2310.07	3561.77	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
66	MIN	END-I	-92.44	-3352.40	.00	.00	.00	-220.35
			1)	(20)	(24)	(24)	(20)	(24)
	1/4-PT		-1171.04	-2273.06	.00			
			( 6)	(20)	(24)			
	1/2-PT		-2462.18	-1625.78	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
	3/4-PT		-3753.32	-1625.78	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
	END-J		-5044.46	-1625.78	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
66	MAX	END-I	2310.07	3561.77	.00	.00	.00	33.64
			(24)	( 6)	(24)	(24)	(22)	( 3)
	1/4-PT		2735.30	3561.77	.00			
			(23)	( 6)	(24)			
	1/2-PT		3348.68	4091.21	.00			
			(22)	(24)	(24)			
	3/4-PT		3585.75	5433.18	.00			
			(22)	(24)	(24)			
	END-J		3431.57	6775.16	.00			
			(22)	(24)	(24)			
67	MIN	END-I	-1705.68	-1483.87	.00	.00	.00	.00
			( 2)	( 2)	(24)	(24)	(24)	(24)
	1/4-PT		-676.34	-1483.87	.00			
			( 2)	( 2)	(24)			
	1/2-PT		-765.71	-1483.87	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
	3/4-PT		-8948.57	-1483.87	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
	END-J		-18512.82	-1483.87	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
67	MAX	END-I	12562.36	7747.55	.00	.00	.00	.00
			(24)	(24)	(24)	(24)	(23)	(24)
	1/4-PT		6589.01	9472.90	.00			
			(24)	(24)	(24)			
	1/2-PT		544.88	11198.26	.00			
			(12)	(24)	(24)			
	3/4-PT		1382.75	12923.62	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
	END-J		2412.15	14648.97	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
103	MIN	END-I	.00	.00	.00	.00	.00	.00
			( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
	1/4-PT		-1357.32	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
	1/2-PT		-5429.29	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
	3/4-PT		-12215.90	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
	END-J		-21717.15	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
103	MAX	END-I	.00	.00	.00	.00	.00	.00
			(24)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
	1/4-PT		.00	4477.76	.00			
			( 6)	(24)	(24)			
	1/2-PT		.00	8955.52	.00			
			( 6)	(24)	(24)			
	3/4-PT		.00	13433.29	.00			
			( 3)	(24)	(24)			
	END-J		.00	17911.05	.00			
			( 3)	(24)	(24)			

WALL FORCES AT LEVEL PISO-10 IN FRAME

WALL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
1	MIN	TOP	-276743 ( 6)	-42927 ( 2)	-1329592 (24)	-59394 (19)	-626166 (23)	-98194 (24)
		BOTTOM	-122103 ( 2)		-1346641 (24)			
1	MAX	TOP	183413 (22)	78287 (14)	63049 ( 3)	54406 ( 3)	14354 ( 3)	86051 ( 4)
		BOTTOM	143419 (22)		136905 ( 3)			

COLUMN FORCES AT LEVEL PISO-9 IN FRAME

COL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
11	MIN	TOP	-3676.30 (23)	-52.38 (1)	-776.69 (20)	-1038.96 (6)	-87635.49 (24)	-9.74 (20)
		BOTTOM	-55.77 (1)		-1250.71 (6)			
11	MAX	TOP	63.20 (3)	2862.50 (13)	1346.69 (6)	594.87 (22)	11451.63 (3)	4.75 (4)
		BOTTOM	2386.74 (13)		711.51 (22)			
41	MIN	TOP	-8852.60 (24)	-1346.25 (1)	-4261.93 (6)	-4688.71 (20)	-89034.28 (8)	-9.74 (20)
		BOTTOM	-1673.38 (1)		-5231.91 (20)			
41	MAX	TOP	1153.78 (3)	7906.56 (24)	5786.71 (22)	3651.08 (6)	3820.32 (3)	4.75 (4)
		BOTTOM	7841.59 (21)		4318.10 (6)			
43	MIN	TOP	-9789 (19)	-4101 (1)	-19488 (24)	-3273 (2)	-119560 (8)	-25 (20)
		BOTTOM	-4262 (1)		-3787 (2)			
43	MAX	TOP	4352.88 (3)	9509.19 (21)	3904.63 (4)	15868.13 (24)	8897.31 (6)	12.35 (4)
		BOTTOM	10182.14 (21)		17802.57 (24)			
45	MIN	TOP	-10915 (8)	-981 (1)	-137 (20)	-146 (6)	-102183 (24)	-10 (20)
		BOTTOM	-1044 (1)		-124 (6)			
45	MAX	TOP	1015.82 (3)	10293.72 (8)	270.81 (6)	67.41 (22)	1554.66 (3)	4.75 (4)
		BOTTOM	10701.73 (8)		64.13 (22)			
47	MIN	TOP	-10083 (19)	-4129 (1)	-8120 (6)	-10792 (20)	-125505 (24)	-25 (20)
		BOTTOM	-4291 (1)		-12018 (20)			
47	MAX	TOP	4381.00 (3)	9785.01 (21)	13343.57 (22)	6832.18 (6)	3908.98 (4)	12.35 (4)
		BOTTOM	10468.05 (21)		7935.59 (6)			
49	MIN	TOP	-8634.09 (8)	-1364.17 (1)	-9432.31 (24)	-1776.18 (2)	-88419.41 (24)	-9.74 (20)
		BOTTOM	-1700.47 (1)		-2093.05 (2)			
49	MAX	TOP	1164.34 (3)	7724.06 (8)	2081.10 (4)	7755.75 (24)	3798.01 (3)	4.75 (4)
		BOTTOM	7774.58 (21)		8793.71 (24)			
55	MIN	TOP	-1012.33 (1)	-9492.95 (23)	-66.40 (20)	-17.07 (6)	-80042.85 (23)	-9.74 (20)
		BOTTOM	-9797.65 (23)		-36.99 (2)			
55	MAX	TOP	10137.54 (23)	978.13 (3)	57.15 (4)	21.11 (22)	2143.50 (3)	4.75 (4)
		BOTTOM	1041.95 (3)		44.94 (22)			

3AM FORCES AT LEVEL PISO-9 IN FRAME

3AY ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
5	MIN	END-I	-878.94 ( 1)	-1013.31 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-7.28 ( 6)
		1/4-PT	-435.62 ( 1)	-1013.31 ( 1)	.00 (24)			
		1/2-PT	-81.63 ( 2)	-1013.31 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-3010.09 ( 8)	-1013.31 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-6618.25 ( 8)	-1013.31 ( 1)	.00 (24)			
		5	MAX	END-I	6431.22 (24)	6183.83 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	3589.70 (24)	6805.95 (24)	.00 (24)			
		1/2-PT	476.01 (24)	7428.08 (24)	.00 (24)			
		3/4-PT	451.04 ( 3)	8050.20 (24)	.00 (24)			
		END-J	894.36 ( 3)	8672.33 (24)	.00 (24)			
8	MIN	END-I	-888.91 ( 1)	-1024.50 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-7.28 ( 6)
		1/4-PT	-440.70 ( 1)	-1024.50 ( 1)	.00 (24)			
		1/2-PT	-149.93 ( 6)	-1024.50 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-3166.38 (24)	-1024.50 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-6700.83 (24)	-1024.50 ( 1)	.00 (24)			
		8	MAX	END-I	6004.70 ( 8)	5959.45 ( 8)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	3261.35 ( 8)	6581.57 ( 8)	.00 (24)			
		1/2-PT	278.53 (22)	7203.70 ( 8)	.00 (24)			
		3/4-PT	455.76 ( 3)	7825.82 ( 8)	.00 (24)			
		END-J	903.97 ( 3)	8447.95 ( 8)	.00 (24)			
14	MIN	END-I	-21656.76 (23)	-24159.12 (23)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-46.65 ( 6)
		1/4-PT	-1277.94 ( 1)	-11972.22 (23)	.00 (24)			
		1/2-PT	-1.00 ( 1)	-773.90 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-1275.94 ( 1)	-773.90 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-23419.56 ( 8)	-773.90 ( 1)	.00 (24)			
		14	MAX	END-I	2554.88 ( 3)	773.90 ( 3)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	8324.77 ( 8)	773.90 ( 3)	.00 (24)			
		1/2-PT	17851.72 (24)	1035.88 (21)	.00 (24)			
		3/4-PT	7443.17 (23)	12506.45 ( 8)	.00 (24)			
		END-J	2552.88 ( 3)	24693.35 ( 8)	.00 (24)			
58	MIN	END-I	-11745.39 (20)	-9649.34 (23)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (23)	.00 (24)
		1/4-PT	-5659.49 (20)	-8069.20 (20)	.00 (24)			
		1/2-PT	-549.52 (20)	-6662.62 (20)	.00 (24)			
		3/4-PT	-1845.44 ( 6)	-5256.04 (20)	.00 (24)			

		END-J	-4458.92	-3849.46	.00			
			( 6)	(20)	(24)			
58	MAX	END-I	5994.98	3767.17	.00	.00	.00	.00
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	3381.50	3767.17	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	768.03	3767.17	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	3585.00	3767.17	.00			
			(22)	( 6)	(24)			
		END-J	6743.43	3767.17	.00			
			(22)	( 6)	(24)			
59	MIN	END-I	-5204.00	-10108.18	.00	.00	.00	-263.83
			(20)	(23)	(24)	(24)	(23)	( 1)
		1/4-PT	-1964.43	-8766.20	.00			
			(10)	(23)	(24)			
		1/2-PT	-1174.97	-7424.23	.00			
			( 2)	(23)	(24)			
		3/4-PT	-669.55	-6282.81	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		END-J	-207.94	-5203.47	.00			
			( 1)	(20)	(24)			
59	MAX	END-I	4693.09	2981.33	.00	.00	.00	1617.01
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(23)
		1/4-PT	3612.36	2981.33	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	5138.99	2981.33	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	6496.75	2981.33	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		END-J	7368.04	2981.33	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
60	MIN	END-I	-140.02	-1386.91	.00	.00	.00	-768.02
			( 2)	( 2)	(24)	(24)	(24)	(19)
		1/4-PT	-927.75	-1386.91	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-2153.78	-1386.91	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-4515.37	-1386.91	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-9710.68	-1386.91	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
60	MAX	END-I	7291.04	7249.92	.00	.00	.00	234.61
			(24)	(24)	(24)	(24)	(23)	( 3)
		1/4-PT	4931.70	8777.00	.00			
			(23)	(24)	(24)			
		1/2-PT	2778.33	10304.07	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	1577.68	11831.15	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	2149.75	13358.22	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
61	MIN	END-I	-4398.15	-8677.48	.00	.00	.00	-191.84
			( 2)	( 2)	(24)	(24)	(24)	( 1)
		1/4-PT	-1903.69	-8677.48	.00			
			( 2)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-3019.77	-8677.48	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-16197.12	-8677.48	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-29614.76	-8677.48	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
61	MAX	END-I	22614.10	43744.88	.00	.00	.00	999.72
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	9917.31	44580.64	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	593.44	45416.41	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		3/4-PT	3086.77	46252.17	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	5581.39	47087.93	.00			
			( 4)	(24)	(24)			

64	MIN	END-I	-20554.28	-32787.36	.00	.00	.00	-908.06
			(20)	(20)	(24)	(24)	(24)	(19)
		1/4-PT	-11223.65	-32122.51	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-2085.53	-31457.67	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-3946.90	-30792.83	.00			
			(6)	(20)	(24)			
		END-J	-9114.25	-30127.98	.00			
			(6)	(20)	(24)			
64	MAX	END-I	11555.16	17973.39	.00	.00	.00	193.85
			(6)	(6)	(24)	(24)	(23)	(3)
		1/4-PT	6387.81	17973.39	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		1/2-PT	1220.46	17973.39	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		3/4-PT	6865.48	17973.39	.00			
			(22)	(6)	(24)			
		END-J	15622.50	17973.39	.00			
			(22)	(6)	(24)			
65	MIN	END-I	-6328.79	-10425.00	.00	.00	.00	-238.25
			(20)	(8)	(24)	(24)	(24)	(1)
		1/4-PT	-2530.72	-8897.93	.00			
			(20)	(8)	(24)			
		1/2-PT	-1033.72	-7370.85	.00			
			(2)	(8)	(24)			
		3/4-PT	-447.45	-6136.97	.00			
			(2)	(20)	(24)			
		END-J	-299.13	-4908.75	.00			
			(6)	(20)	(24)			
65	MAX	END-I	4723.57	3044.06	.00	.00	.00	770.21
			(6)	(6)	(24)	(24)	(23)	(21)
		1/4-PT	3467.89	3044.06	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		1/2-PT	4444.93	3044.06	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		3/4-PT	5914.78	3044.06	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		END-J	7070.35	3044.06	.00			
			(23)	(6)	(24)			
66	MIN	END-I	-359.74	-1428.02	.00	.00	.00	-1568.52
			(6)	(2)	(24)	(24)	(24)	(23)
		1/4-PT	-1464.95	-1428.02	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		1/2-PT	-2570.16	-1428.02	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		3/4-PT	-3829.52	-1428.02	.00			
			(14)	(2)	(24)			
		END-J	-8259.43	-1428.02	.00			
			(24)	(2)	(24)			
66	MAX	END-I	7193.90	7705.44	.00	.00	.00	270.74
			(23)	(24)	(24)	(24)	(22)	(3)
		1/4-PT	5252.29	9047.42	.00			
			(23)	(24)	(24)			
		1/2-PT	3453.10	10389.39	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	1711.42	11731.37	.00			
			(4)	(24)	(24)			
		END-J	2229.04	13073.34	.00			
			(4)	(24)	(24)			
67	MIN	END-I	-2158.18	-1821.28	.00	.00	.00	.00
			(2)	(2)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-894.71	-1821.28	.00			
			(2)	(2)	(24)			
		1/2-PT	-1119.82	-1821.28	.00			
			(24)	(2)	(24)			
		3/4-PT	-9218.59	-1821.28	.00			
			(24)	(2)	(24)			
		END-J	-18514.33	-1821.28	.00			
			(24)	(2)	(24)			
67	MAX	END-I	11486.83	7360.51	.00	.00	.00	.00
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	5781.99	9085.87	.00			

			(24)	(24)	(24)			
	1/2-PT		369.04	10811.23	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
	3/4-PT		1632.42	12536.58	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
	END-J		2895.91	14261.94	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
103	MIN	END-I	.00	.00	.00	.00	.00	.00
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
	1/4-PT		-1357.32	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
	1/2-PT		-5429.29	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
	3/4-PT		-12215.90	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
	END-J		-21717.15	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
103	MAX	END-I	.00	.00	.00	.00	.00	.00
			(24)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
	1/4-PT		.00	4477.76	.00			
			( 6)	(24)	(24)			
	1/2-PT		.00	8955.52	.00			
			( 6)	(24)	(24)			
	3/4-PT		.00	13433.29	.00			
			( 3)	(24)	(24)			
	END-J		.00	17911.05	.00			
			( 3)	(24)	(24)			
104	MIN	END-I	-23672.07	-21921.87	.00	.00	.00	-301.60
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(20)
	1/4-PT		-15929.63	-18694.20	.00			
			(24)	(24)	(24)			
	1/2-PT		-9418.15	-15466.54	.00			
			(23)	(24)	(24)			
	3/4-PT		-4138.45	-12238.88	.00			
			(23)	(24)	(24)			
	END-J		-95.36	-9011.22	.00			
			(19)	(24)	(24)			
104	MAX	END-I	39.35	11.22	.00	.00	.00	488.42
			( 3)	( 3)	(24)	(24)	(24)	( 6)
	1/4-PT		36.30	11.22	.00			
			( 3)	( 3)	(24)			
	1/2-PT		33.52	11.22	.00			
			( 3)	( 3)	(24)			
	3/4-PT		31.08	11.22	.00			
			( 3)	( 3)	(24)			
	END-J		29.07	11.22	.00			
			( 3)	( 3)	(24)			

WALL FORCES AT LEVEL PISO-9 IN FRAME

WALL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
1	MIN	TOP	-133286	-62583	-1814597	-93883	-918129	-88531
			( 2)	( 2)	(24)	(19)	(23)	( 2)
		BOTTOM	-179244		-1866390			
			( 2)		(24)			
1	MAX	TOP	173308	109644	136885	78368	16035	89990
			(22)	(14)	( 3)	( 3)	( 3)	(12)
		BOTTOM	245415		329008			
			(24)		( 3)			

## COLUMN FORCES AT LEVEL PISO-8 IN FRAME

COL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
11	MIN	TOP	-914 (14)	-46 (1)	-939 (20)	-1242 (6)	-142610 (24)	-15 (20)
		BOTTOM	-106 (1)		-1484 (6)			
11	MAX	TOP	37.86 (3)	869.61 (13)	1621.05 (6)	715.66 (22)	11513.50 (3)	7.62 (4)
		BOTTOM	916.47 (13)		851.15 (22)			
41	MIN	TOP	-9310 (19)	-3007 (1)	-5006 (6)	-4186 (20)	-127078 (8)	-15 (20)
		BOTTOM	-3082 (1)		-4755 (20)			
41	MAX	TOP	3232.27 (3)	8541.30 (21)	5083.18 (22)	4162.93 (6)	3767.78 (3)	7.62 (4)
		BOTTOM	8626.97 (21)		4776.50 (6)			
43	MIN	TOP	-10024 (19)	-4172 (1)	-16361 (24)	-3459 (2)	-151328 (8)	-31 (20)
		BOTTOM	-4566 (1)		-4070 (2)			
43	MAX	TOP	4205.46 (3)	9614.21 (21)	4060.03 (4)	13793.63 (24)	24978.06 (6)	16.09 (4)
		BOTTOM	10175.56 (21)		16053.80 (24)			
45	MIN	TOP	-12944 (8)	-1256 (1)	-118 (6)	-32 (20)	-129748 (24)	-15 (20)
		BOTTOM	-1282 (1)		-61 (20)			
45	MAX	TOP	1356.51 (3)	11497.58 (8)	75.73 (22)	39.65 (6)	2446.06 (3)	7.62 (4)
		BOTTOM	11200.97 (8)		55.26 (4)			
47	MIN	TOP	-10307 (19)	-4200 (1)	-8376 (6)	-9115 (20)	-170519 (24)	-31 (20)
		BOTTOM	-4596 (1)		-10585 (20)			
47	MAX	TOP	4233.40 (3)	9879.77 (21)	10834.47 (22)	7142.99 (6)	11281.79 (4)	16.09 (4)
		BOTTOM	10451.25 (21)		8409.59 (6)			
49	MIN	TOP	-9335 (19)	-3070 (1)	-8901 (24)	-2044 (2)	-124267 (24)	-15 (20)
		BOTTOM	-3147 (1)		-2342 (2)			
49	MAX	TOP	3300.46 (3)	8566.52 (21)	2462.18 (4)	7368.33 (24)	3671.19 (3)	7.62 (4)
		BOTTOM	8654.56 (21)		8414.12 (24)			
55	MIN	TOP	-1358 (1)	-10465 (23)	-39 (14)	-12 (2)	-106891 (23)	-15 (20)
		BOTTOM	-10046 (23)		-56 (2)			
55	MAX	TOP	11929.81 (23)	1256.49 (3)	33.84 (4)	12.98 (22)	3035.50 (3)	7.62 (4)
		BOTTOM	1282.47 (3)		58.66 (22)			

EAM FORCES AT LEVEL PISO-8 IN FRAME

BAY ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
5	MIN	END-I	-900.12 ( 1)	-1026.72 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-7.75 ( 6)
		1/4-PT	-450.93 ( 1)	-1026.72 ( 1)	.00 (24)			
		1/2-PT	-81.83 ( 6)	-1026.72 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-2614.69 (24)	-1026.72 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-5507.18 (24)	-1026.72 ( 1)	.00 (24)			
		5	MAX	END-I	4474.30 (21)	4535.07 (21)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	2389.29 ( 8)	5056.09 (24)	.00 (24)			
		1/2-PT	112.23 (22)	5678.22 (24)	.00 (24)			
		3/4-PT	447.45 ( 3)	6300.34 (24)	.00 (24)			
		END-J	896.64 ( 3)	6922.47 (24)	.00 (24)			
8	MIN	END-I	-909.49 ( 1)	-1037.55 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-7.75 ( 6)
		1/4-PT	-455.56 ( 1)	-1037.55 ( 1)	.00 (24)			
		1/2-PT	-43.22 ( 2)	-1037.55 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-2539.53 ( 8)	-1037.55 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-5487.62 ( 8)	-1037.55 ( 1)	.00 (24)			
		8	MAX	END-I	4705.99 (24)	4734.82 (21)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	2598.09 (24)	5232.48 (21)	.00 (24)			
		1/2-PT	218.00 (24)	5805.30 ( 8)	.00 (24)			
		3/4-PT	452.30 ( 3)	6427.42 ( 8)	.00 (24)			
		END-J	906.22 ( 3)	7049.55 ( 8)	.00 (24)			
14	MIN	END-I	-21982.77 (23)	-23705.54 (23)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-6.04 ( 2)
		1/4-PT	-1450.30 ( 1)	-11703.29 (23)	.00 (24)			
		1/2-PT	-.18 ( 1)	-892.60 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-1450.65 ( 1)	-892.60 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-24317.82 ( 8)	-892.60 ( 1)	.00 (24)			
		14	MAX	END-I	2900.78 ( 3)	892.60 ( 3)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	7064.20 (21)	892.60 ( 3)	.00 (24)			
		1/2-PT	16052.92 (23)	1235.43 (21)	.00 (24)			
		3/4-PT	5950.37 (21)	12421.76 ( 8)	.00 (24)			
		END-J	2901.13 ( 3)	24424.01 ( 8)	.00 (24)			
58	MIN	END-I	-11363.15 (20)	-9479.83 (20)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	-5274.44 (20)	-8073.25 (20)	.00 (24)			
		1/2-PT	-374.32 ( 2)	-6666.67 (20)	.00 (24)			
		3/4-PT	-1990.42 ( 6)	-5260.09 (20)	.00 (24)			

		END-J	-4750.96	-3853.51	.00			
			( 6)	(20)	(24)			
58	MAX	END-I	6291.19	3979.15	.00	.00	.00	.00
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	3530.65	3979.15	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	1048.83	3979.15	.00			
			(14)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	3975.62	3979.15	.00			
			(22)	( 6)	(24)			
		END-J	7136.88	3979.15	.00			
			(22)	( 6)	(24)			
59	MIN	END-I	-3301.46	-5789.18	.00	.00	.00	-58.30
			(20)	(20)	(24)	(24)	(24)	( 1)
		1/4-PT	-1824.00	-4709.84	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-1261.07	-3630.49	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-698.15	-2551.15	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		END-J	-135.39	-1552.93	.00			
			( 2)	( 2)	(24)			
59	MAX	END-I	5031.77	3267.79	.00	.00	.00	185.36
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(23)	(21)
		1/4-PT	4387.21	3267.79	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	4380.04	3267.79	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	3886.41	3267.79	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		END-J	2906.31	3374.71	.00			
			(24)	(24)	(24)			
60	MIN	END-I	-135.39	-1552.93	.00	.00	.00	-58.30
			( 2)	( 2)	(24)	(24)	(24)	( 1)
		1/4-PT	-1054.50	-1552.93	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-2402.46	-1552.93	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-4104.53	-1552.93	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-7701.32	-1552.93	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
60	MAX	END-I	2906.31	3374.71	.00	.00	.00	185.36
			(24)	(24)	(24)	(24)	(23)	(21)
		1/4-PT	2316.62	4901.79	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		1/2-PT	2163.75	6428.86	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	1786.60	7955.94	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	2427.18	9483.01	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
61	MIN	END-I	-4989.34	-9636.20	.00	.00	.00	-201.91
			( 2)	( 2)	(24)	(24)	(24)	( 1)
		1/4-PT	-2218.96	-9636.20	.00			
			( 2)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-2318.46	-9636.20	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-15724.93	-9636.20	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-29371.68	-9636.20	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
61	MAX	END-I	23773.62	44541.78	.00	.00	.00	998.66
			(24)	(24)	(24)	(24)	(23)	(24)
		1/4-PT	10847.72	45377.54	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	551.70	46213.30	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		3/4-PT	3321.94	47049.07	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	6092.33	47884.83	.00			
			( 4)	(24)	(24)			

64	MIN	END-I	-20164.53	-33053.45	.00	.00	.00	-905.96
			(20)	(20)	(24)	(24)	(23)	(19)
		1/4-PT	-10757.25	-32388.61	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-1541.29	-31723.77	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-4532.01	-31058.92	.00			
			(6)	(20)	(24)			
		END-J	-10208.99	-30394.08	.00			
			(6)	(20)	(24)			
64	MAX	END-I	12498.91	19746.00	.00	.00	.00	204.03
			(6)	(6)	(24)	(24)	(24)	(3)
		1/4-PT	6821.94	19746.00	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		1/2-PT	1144.96	19746.00	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		3/4-PT	7484.01	19746.00	.00			
			(22)	(6)	(24)			
		END-J	16317.84	19746.00	.00			
			(22)	(6)	(24)			
65	MIN	END-I	-4632.27	-6672.73	.00	.00	.00	-175.39
			(20)	(20)	(24)	(24)	(24)	(19)
		1/4-PT	-2133.09	-5444.51	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-1176.20	-4216.29	.00			
			(2)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-521.58	-2988.07	.00			
			(2)	(20)	(24)			
		END-J	-288.84	-1759.85	.00			
			(6)	(20)	(24)			
65	MAX	END-I	5218.35	3337.69	.00	.00	.00	58.87
			(6)	(6)	(24)	(24)	(23)	(3)
		1/4-PT	3841.55	3337.69	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		1/2-PT	3753.29	3337.69	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		3/4-PT	3412.01	3337.69	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		END-J	2740.01	3337.69	.00			
			(23)	(6)	(24)			
66	MIN	END-I	-288.84	-1759.85	.00	.00	.00	-175.39
			(6)	(20)	(24)	(24)	(24)	(19)
		1/4-PT	-1498.75	-1587.06	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		1/2-PT	-2708.66	-1587.06	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		3/4-PT	-3918.58	-1587.06	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		END-J	-5971.94	-1587.06	.00			
			(24)	(2)	(24)			
66	MAX	END-I	2740.01	3337.69	.00	.00	.00	58.87
			(23)	(6)	(24)	(24)	(23)	(3)
		1/4-PT	2766.99	4459.93	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		1/2-PT	2818.02	5801.90	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	2477.80	7143.88	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		END-J	2434.39	8485.85	.00			
			(4)	(24)	(24)			
67	MIN	END-I	-2357.68	-1971.57	.00	.00	.00	.00
			(2)	(2)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-989.93	-1971.57	.00			
			(2)	(2)	(24)			
		1/2-PT	-777.79	-1971.57	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		3/4-PT	-8745.67	-1971.57	.00			
			(24)	(2)	(24)			
		END-J	-18074.23	-1971.57	.00			
			(24)	(2)	(24)			
67	MAX	END-I	12058.23	7407.83	.00	.00	.00	.00
			(24)	(24)	(24)	(24)	(23)	(24)

		1/4-PT	6320.57 (24)	9133.19 (24)	.00 (24)			
		1/2-PT	557.06 (12)	10858.55 (24)	.00 (24)			
		3/4-PT	1745.68 (4)	12583.90 (24)	.00 (24)			
		END-J	3113.45 (4)	14309.26 (24)	.00 (24)			
103	MIN	END-I	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	-1301.93 (24)	.00 (6)	.00 (24)			
		1/2-PT	-5207.71 (24)	.00 (6)	.00 (24)			
		3/4-PT	-11717.34 (24)	.00 (6)	.00 (24)			
		END-J	-20830.83 (24)	.00 (6)	.00 (24)			
103	MAX	END-I	.00 (24)	.00 (6)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	.00 (6)	4385.44 (24)	.00 (24)			
		1/2-PT	.00 (3)	8770.88 (24)	.00 (24)			
		3/4-PT	.00 (3)	13156.31 (24)	.00 (24)			
		END-J	.00 (3)	17541.75 (24)	.00 (24)			
104	MIN	END-I	-22590.57 (24)	-21480.54 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-391.14 (20)
		1/4-PT	-15245.21 (24)	-18358.70 (24)	.00 (24)			
		1/2-PT	-9051.03 (24)	-15236.86 (24)	.00 (24)			
		3/4-PT	-4009.29 (23)	-12115.02 (24)	.00 (24)			
		END-J	-119.82 (19)	-8993.19 (24)	.00 (24)			
104	MAX	END-I	29.31 (3)	5.16 (3)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	645.00 (6)
		1/4-PT	28.73 (3)	5.16 (3)	.00 (24)			
		1/2-PT	28.27 (3)	5.16 (3)	.00 (24)			
		3/4-PT	27.93 (3)	5.16 (3)	.00 (24)			
		END-J	27.71 (3)	5.16 (3)	.00 (24)			

WALL FORCES AT LEVEL PISO-8 IN FRAME

WALL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
1	MIN	TOP	-264434 (24)	-140495 (6)	-313831 (1)	-100748 (1)	-1255430 (23)	-148364 (2)
		BOTTOM	-642831 (24)		-561732 (1)			
1	MAX	TOP	177505 (4)	80619 (22)	2758147 (24)	117790 (21)	16646 (3)	156386 (14)
		BOTTOM	334886 (4)		2839739 (21)			

## COLUMN FORCES AT LEVEL PISO-7 IN FRAME

COL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
11	MIN	TOP	-1909 (14)	-119 (1)	-1149 (20)	-1528 (6)	-197877 (24)	-25 (20)
		BOTTOM	-387 (1)		-1832 (6)			
11	MAX	TOP	146.14 (3)	1428.66 (13)	1987.30 (6)	882.09 (22)	11589.78 (3)	12.48 (4)
		BOTTOM	1278.85 (11)		1060.06 (22)			
41	MIN	TOP	-12072 (19)	-3232 (1)	-5722 (6)	-5088 (20)	-165755 (8)	-25 (20)
		BOTTOM	-2781 (1)		-6080 (20)			
41	MAX	TOP	4012.62 (3)	10783.12 (21)	5876.76 (22)	4766.31 (6)	3401.12 (3)	12.48 (4)
		BOTTOM	10579.29 (21)		5478.67 (6)			
43	MIN	TOP	-9347 (19)	-4747 (1)	-17152 (24)	-3816 (2)	-186233 (23)	-39 (20)
		BOTTOM	-5467 (1)		-4457 (2)			
43	MAX	TOP	4532.26 (3)	9488.89 (21)	4510.42 (4)	14647.20 (24)	42298.18 (6)	19.78 (4)
		BOTTOM	10610.64 (21)		17268.64 (24)			
45	MIN	TOP	-14354 (8)	-1630 (1)	-57 (2)	-21 (20)	-157954 (24)	-25 (20)
		BOTTOM	-1810 (1)		-84 (10)			
45	MAX	TOP	1625.20 (3)	12770.97 (8)	60.80 (22)	18.64 (4)	3540.00 (3)	12.48 (4)
		BOTTOM	12465.27 (8)		81.46 (4)			
47	MIN	TOP	-9713 (19)	-4781 (1)	-9238 (6)	-9585 (20)	-219363 (24)	-39 (20)
		BOTTOM	-5506 (1)		-11289 (20)			
47	MAX	TOP	4565.38 (3)	9837.28 (21)	11235.47 (22)	7817.28 (6)	19252.74 (4)	19.78 (4)
		BOTTOM	10976.58 (21)		9133.10 (6)			
49	MIN	TOP	-12091 (19)	-3291 (1)	-10215 (24)	-2355 (2)	-160420 (24)	-25 (20)
		BOTTOM	-2822 (1)		-2707 (2)			
49	MAX	TOP	4095.94 (3)	10733.72 (21)	2828.54 (4)	8716.15 (24)	3213.87 (3)	12.48 (4)
		BOTTOM	10456.40 (21)		10268.03 (24)			
55	MIN	TOP	-1625 (1)	-11278 (23)	-59 (20)	-18 (2)	-134161 (23)	-25 (20)
		BOTTOM	-10607 (23)		-81 (2)			
55	MAX	TOP	13076.08 (23)	1630.19 (3)	52.58 (4)	24.29 (24)	4130.00 (3)	12.48 (4)
		BOTTOM	1810.36 (3)		86.53 (22)			

BEAM FORCES AT LEVEL PISO-7 IN FRAME

BAY ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
5	MIN	END-I	-925.97 ( 1)	-1062.64 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-9.09 ( 6)
		1/4-PT	-461.06 ( 1)	-1062.64 ( 1)	.00 (24)			
		1/2-PT	-34.64 ( 2)	-1062.64 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-2264.79 (19)	-1062.64 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-4967.05 (24)	-1062.64 ( 1)	.00 (24)			
		END-I	4454.87 (24)	4337.16 (21)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	7.15 (22)
5	MAX	1/4-PT	2507.66 (24)	4834.81 (21)	.00 (24)			
		1/2-PT	288.27 (24)	5383.96 (24)	.00 (24)			
		3/4-PT	468.76 ( 3)	6006.08 (24)	.00 (24)			
		END-J	933.66 ( 3)	6628.21 (24)	.00 (24)			
		END-I	-934.92 ( 1)	-1072.83 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-9.09 ( 6)
		8	MIN	1/4-PT	-465.56 ( 1)	-1072.83 ( 1)	.00 (24)	
1/2-PT	-62.60 ( 6)			-1072.83 ( 1)	.00 (24)			
3/4-PT	-2305.34 (24)			-1072.83 ( 1)	.00 (24)			
END-J	-5014.89 (24)			-1072.83 ( 1)	.00 (24)			
END-I	4410.74 (21)			4369.57 (21)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	8.96 (22)
8	MAX			1/4-PT	2390.19 (21)	4867.22 (21)	.00 (24)	
		1/2-PT	195.17 (23)	5364.88 (21)	.00 (24)			
		3/4-PT	473.16 ( 3)	5931.75 ( 8)	.00 (24)			
		END-J	942.52 ( 3)	6553.87 ( 8)	.00 (24)			
		END-I	-21802.96 (23)	-22870.44 (23)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-10.12 ( 2)
		14	MIN	1/4-PT	-1727.48 ( 1)	-11237.49 (23)	.00 (24)	
1/2-PT	-.03 ( 1)			-1096.79 ( 1)	.00 (24)			
3/4-PT	-1727.41 ( 1)			-1096.79 ( 1)	.00 (24)			
END-J	-24757.10 ( 8)			-1096.79 ( 1)	.00 (24)			
END-I	3454.92 ( 3)			1096.79 ( 3)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	19.13 (22)
14	MAX			1/4-PT	5982.81 (21)	1096.79 ( 3)	.00 (24)	
		1/2-PT	13595.13 ( 8)	1539.18 (21)	.00 (24)			
		3/4-PT	4589.21 (21)	12175.31 ( 8)	.00 (24)			
		END-J	3454.85 ( 3)	23808.26 ( 8)	.00 (24)			
		END-I	-10759.39 (20)	-9163.84 (20)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (23)	.00 (24)
		58	MIN	1/4-PT	-4889.89 (20)	-7757.26 (20)	.00 (24)	
1/2-PT	-314.35 ( 2)			-6350.69 (20)	.00 (24)			
3/4-PT	-2427.22 ( 6)			-4944.11 (20)	.00 (24)			

		END-J	-5499.98	-3537.53	.00			
			( 6)	(20)	(24)			
58	MAX	END-I	6791.07	4429.21	.00	.00	.00	.00
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	3718.30	4429.21	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	1027.38	4429.21	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	3921.70	4429.21	.00			
			(22)	( 6)	(24)			
		END-J	6863.77	4429.21	.00			
			(22)	( 6)	(24)			
59	MIN	END-I	-4124.01	-6156.00	.00	.00	.00	-30.04
			(20)	(20)	(24)	(24)	(24)	( 1)
		1/4-PT	-2125.39	-5076.66	.00			
			(10)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-1427.26	-3997.32	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-811.36	-2917.97	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		END-J	-195.48	-1838.63	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
59	MAX	END-I	5556.56	3547.65	.00	.00	.00	96.79
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(23)	(21)
		1/4-PT	4270.54	3547.65	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	4216.46	3547.65	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	3720.87	3547.65	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		END-J	2738.81	3547.65	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
60	MIN	END-I	-195.48	-1838.63	.00	.00	.00	-30.04
			( 2)	(20)	(24)	(24)	(23)	( 1)
		1/4-PT	-1050.93	-1699.05	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-2514.34	-1699.05	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-4278.71	-1699.05	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-7877.72	-1699.05	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
60	MAX	END-I	2738.81	3547.65	.00	.00	.00	96.79
			(24)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(21)
		1/4-PT	2177.23	4907.19	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		1/2-PT	2175.70	6434.26	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	1907.12	7961.34	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	2607.98	9488.41	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
61	MIN	END-I	-5522.91	-10555.84	.00	.00	.00	-200.67
			( 2)	( 2)	(24)	(24)	(23)	( 1)
		1/4-PT	-2488.12	-10555.84	.00			
			( 2)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-2059.86	-10555.84	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-14995.61	-10555.84	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-28171.63	-10555.84	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
61	MAX	END-I	23090.78	42904.49	.00	.00	.00	950.83
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	10635.60	43740.25	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	546.76	44576.01	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		3/4-PT	3581.51	45411.77	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	6616.31	46247.54	.00			
			( 4)	(24)	(24)			

64	MIN	END-I	-19027.34	-31409.72	.00	.00	.00	-867.11
			(20)	(20)	(24)	(24)	(23)	(19)
		1/4-PT	-10092.62	-30744.87	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-1349.09	-30080.03	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-5028.52	-29415.19	.00			
			(6)	(20)	(24)			
		END-J	-11182.21	-28750.34	.00			
			(6)	(20)	(24)			
64	MAX	END-I	13432.55	21404.14	.00	.00	.00	202.78
			(6)	(6)	(24)	(24)	(24)	(3)
		1/4-PT	7278.86	21404.14	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		1/2-PT	1125.17	21404.14	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		3/4-PT	7203.42	21404.14	.00			
			(22)	(6)	(24)			
		END-J	15564.71	21404.14	.00			
			(22)	(6)	(24)			
65	MIN	END-I	-4686.18	-6600.80	.00	.00	.00	-87.24
			(20)	(20)	(24)	(24)	(23)	(19)
		1/4-PT	-2216.67	-5372.58	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-1239.49	-4144.36	.00			
			(2)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-522.72	-2916.15	.00			
			(2)	(20)	(24)			
		END-J	-409.12	-1737.63	.00			
			(6)	(2)	(24)			
65	MAX	END-I	5574.71	3626.56	.00	.00	.00	30.00
			(6)	(6)	(24)	(24)	(24)	(3)
		1/4-PT	4078.75	3626.56	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		1/2-PT	3808.74	3626.56	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		3/4-PT	3234.17	3626.56	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		END-J	2446.74	3699.64	.00			
			(23)	(14)	(24)			
66	MIN	END-I	-409.12	-1737.63	.00	.00	.00	-87.24
			(6)	(2)	(24)	(24)	(24)	(19)
		1/4-PT	-1723.75	-1737.63	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		1/2-PT	-3038.37	-1737.63	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		3/4-PT	-4353.00	-1737.63	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		END-J	-7203.14	-1737.63	.00			
			(24)	(2)	(24)			
66	MAX	END-I	2446.74	3699.64	.00	.00	.00	30.00
			(23)	(14)	(24)	(24)	(23)	(3)
		1/4-PT	2568.27	5025.49	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		1/2-PT	2593.25	6367.47	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	2226.96	7709.44	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		END-J	2713.63	9051.42	.00			
			(4)	(24)	(24)			
67	MIN	END-I	-2738.24	-2202.72	.00	.00	.00	.00
			(2)	(2)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-1210.11	-2202.72	.00			
			(2)	(2)	(24)			
		1/2-PT	-653.49	-2202.72	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		3/4-PT	-8376.39	-2202.72	.00			
			(24)	(2)	(24)			
		END-J	-17595.54	-2202.72	.00			
			(24)	(2)	(24)			
67	MAX	END-I	12099.29	7250.13	.00	.00	.00	.00
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)

	1/4-PT	6471.03	8975.48	.00			
		(24)	(24)	(24)			
	1/2-PT	583.75	10700.84	.00			
		(12)	(24)	(24)			
	3/4-PT	1846.18	12426.20	.00			
		( 4)	(24)	(24)			
	END-J	3374.31	14151.55	.00			
		( 4)	(24)	(24)			
103	MIN	END-I	.00	.00	.00	.00	.00
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
	1/4-PT	-1194.60	.00	.00	.00	.00	.00
		(24)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
	1/2-PT	-4778.40	.00	.00	.00	.00	.00
		(24)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
	3/4-PT	-10751.39	.00	.00	.00	.00	.00
		(24)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
	END-J	-19113.58	.00	.00	.00	.00	.00
		(24)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
103	MAX	END-I	.00	.00	.00	.00	.00
			(24)	( 6)	(24)	(24)	(24)
	1/4-PT	.00	4200.79	.00	.00	.00	.00
		( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
	1/2-PT	.00	8401.57	.00	.00	.00	.00
		( 3)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
	3/4-PT	.00	12602.36	.00	.00	.00	.00
		( 3)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
	END-J	.00	16803.15	.00	.00	.00	.00
		( 3)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
104	MIN	END-I	-20235.01	-20510.84	.00	.00	-460.53
			(24)	(24)	(24)	(24)	(20)
	1/4-PT	-13684.60	-17600.65	.00	.00	.00	.00
		(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
	1/2-PT	-8134.56	-14690.46	.00	.00	.00	.00
		(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
	3/4-PT	-3584.90	-11780.27	.00	.00	.00	.00
		(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
	END-J	-45.35	-8870.09	.00	.00	.00	.00
		(19)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
104	MAX	END-I	4.53	14.99	.00	.00	772.88
			( 4)	( 3)	(24)	(24)	( 6)
	1/4-PT	3.39	14.99	.00	.00	.00	.00
		( 4)	( 3)	(24)	(24)	(24)	(24)
	1/2-PT	7.32	14.99	.00	.00	.00	.00
		( 3)	( 3)	(24)	(24)	(24)	(24)
	3/4-PT	12.28	14.99	.00	.00	.00	.00
		( 3)	( 3)	(24)	(24)	(24)	(24)
	END-J	17.35	14.99	.00	.00	.00	.00
		( 3)	( 3)	(24)	(24)	(24)	(24)

WALL FORCES AT LEVEL PISO-7 IN FRAME

WALL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
1	MIN	TOP	-333273	-99005	-2986255	-142511	-1583532	-179472
			( 2)	( 2)	(24)	(19)	(23)	(20)
		BOTTOM	-556149		-3328578			
			( 2)		(19)			
1	MAX	TOP	669384	176859	554350	121358	16979	194014
			(24)	(24)	( 3)	( 3)	( 3)	( 6)
		BOTTOM	1146902		850088			
			(24)		( 3)			

## COLUMN FORCES AT LEVEL PISO-6 IN FRAME

COL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
11	MIN	TOP	-1797 ( 9)	-166 ( 1)	-1238 (20)	-1713 ( 6)	-253492 (24)	-34 (20)
		BOTTOM	-807 ( 1)		-2189 ( 6)			
11	MAX	TOP	478.23 ( 3)	1245.80 (13)	2094.28 ( 6)	1006.57 (22)	11668.59 ( 3)	16.62 ( 4)
		BOTTOM	1640.66 (11)		1283.35 (22)			
41	MIN	TOP	-12213 (24)	-1346 ( 1)	-5997 ( 6)	-5639 (20)	-202090 (24)	-34 (20)
		BOTTOM	-2281 ( 1)		-6387 (20)			
41	MAX	TOP	632.48 ( 3)	12247.13 (24)	6865.33 (22)	5166.60 ( 6)	5399.07 ( 3)	16.62 ( 4)
		BOTTOM	13505.58 (24)		6144.71 ( 6)			
43	MIN	TOP	-8227 (19)	-5333 ( 1)	-18269 (24)	-4158 ( 2)	-229515 (23)	-48 (20)
		BOTTOM	-6982 ( 1)		-4962 ( 2)			
43	MAX	TOP	4284.27 ( 3)	10003.50 (21)	4809.26 ( 4)	15363.95 (24)	60886.38 ( 6)	23.63 ( 4)
		BOTTOM	12847.49 (21)		17835.84 (24)			
45	MIN	TOP	-13749 ( 8)	-1820 ( 1)	-81 ( 2)	-30 (20)	-186744 (24)	-34 (20)
		BOTTOM	-2508 ( 1)		-108 (10)			
45	MAX	TOP	1353.89 ( 3)	14049.26 ( 8)	88.26 (22)	37.78 ( 6)	4731.78 ( 3)	16.62 ( 4)
		BOTTOM	15754.10 ( 8)		116.42 (24)			
47	MIN	TOP	-8664 (19)	-5373 ( 1)	-9826 ( 6)	-10311 (20)	-277025 (24)	-48 (20)
		BOTTOM	-7031 ( 1)		-12065 (20)			
47	MAX	TOP	4320.58 ( 3)	10409.82 (21)	12167.94 (22)	8491.19 ( 6)	27742.60 ( 4)	23.63 ( 4)
		BOTTOM	13266.02 (21)		10128.69 ( 6)			
49	MIN	TOP	-11595 ( 8)	-1337 ( 1)	-11791 (24)	-2561 ( 2)	-193972 ( 8)	-34 (20)
		BOTTOM	-2286 ( 1)		-3048 ( 2)			
49	MAX	TOP	616.12 ( 3)	11622.57 ( 8)	2971.78 ( 4)	10013.70 (24)	5184.03 ( 3)	16.62 ( 4)
		BOTTOM	12812.71 ( 8)		11741.47 (24)			
55	MIN	TOP	-1354 ( 1)	-12284 (23)	-85 (20)	-20 ( 2)	-161895 (23)	-34 (20)
		BOTTOM	-12862 (23)		-99 ( 2)			
55	MAX	TOP	12935.41 (23)	1819.82 ( 3)	81.38 ( 4)	35.89 (24)	5322.06 ( 3)	16.62 ( 4)
		BOTTOM	2506.76 ( 3)		122.64 (24)			

BEAM FORCES AT LEVEL PISO-6 IN FRAME

BAY ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
5	MIN	END-I	-890.23 ( 1)	-1017.45 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-9.35 ( 6)
		1/4-PT	-445.09 ( 1)	-1017.45 ( 1)	.00 (24)			
		1/2-PT	-28.11 ( 6)	-1017.45 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-1922.96 (24)	-1017.45 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-4238.79 (24)	-1017.45 ( 1)	.00 (24)			
		END-I	3536.45 (21)	3408.51 (21)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	6.68 (22)
5	MAX	1/4-PT	1936.37 (21)	3906.17 (21)	.00 (24)			
		1/2-PT	148.80 ( 8)	4403.82 (21)	.00 (24)			
		3/4-PT	445.17 ( 3)	4982.26 (24)	.00 (24)			
		END-J	890.31 ( 3)	5604.39 (24)	.00 (24)			
		END-I	-899.46 ( 1)	-1028.08 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-9.35 ( 6)
		8	MIN	1/4-PT	-449.68 ( 1)	-1028.08 ( 1)	.00 (24)	
1/2-PT	-14.30 ( 2)			-1028.08 ( 1)	.00 (24)			
3/4-PT	-1963.01 (19)			-1028.08 ( 1)	.00 (24)			
END-J	-4277.97 (19)			-1028.08 ( 1)	.00 (24)			
END-I	3675.54 (21)			3549.55 (21)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	8.46 (22)
8	MAX			1/4-PT	2013.75 (21)	4047.21 (21)	.00 (24)	
		1/2-PT	196.06 (24)	4544.87 (21)	.00 (24)			
		3/4-PT	449.89 ( 3)	5042.52 (21)	.00 (24)			
		END-J	899.67 ( 3)	5594.38 ( 8)	.00 (24)			
		END-I	-20877.14 (23)	-22078.02 (23)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-9.27 ( 2)
		14	MIN	1/4-PT	-1825.72 ( 1)	-10814.37 (23)	.00 (24)	
1/2-PT	-.02 ( 1)			-1197.21 ( 1)	.00 (24)			
3/4-PT	-1825.76 ( 1)			-1197.21 ( 1)	.00 (24)			
END-J	-24105.01 ( 8)			-1197.21 ( 1)	.00 (24)			
END-I	3651.46 ( 3)			1197.21 ( 3)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	18.63 (22)
14	MAX			1/4-PT	5405.59 (21)	1197.21 ( 3)	.00 (24)	
		1/2-PT	12106.69 (23)	1693.24 (21)	.00 (24)			
		3/4-PT	3892.76 (21)	11872.69 ( 8)	.00 (24)			
		END-J	3651.51 ( 3)	23136.34 ( 8)	.00 (24)			
		END-I	-9696.54 (20)	-8400.92 (20)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (23)	.00 (24)
		58	MIN	1/4-PT	-4356.31 (20)	-6994.34 (20)	.00 (24)	
1/2-PT	-263.23 ( 2)			-5587.77 (20)	.00 (24)			
3/4-PT	-2762.29 ( 6)			-4181.19 (20)	.00 (24)			

		END-J	-6060.78	-2774.61	.00			
			( 6)	(20)	(24)			
58	MAX	END-I	7133.17	4754.58	.00	.00	.00	.00
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	3834.68	4754.58	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	862.23	4754.58	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	3396.72	4754.58	.00			
			(22)	( 6)	(24)			
		END-J	5809.51	4754.58	.00			
			(22)	( 6)	(24)			
59	MIN	END-I	-7166.45	-10433.18	.00	.00	.00	-284.21
			(20)	(23)	(24)	(24)	(24)	( 1)
		1/4-PT	-3663.48	-9123.69	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-1531.12	-8044.34	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-872.93	-6965.00	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		END-J	-214.81	-5885.66	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
59	MAX	END-I	5926.94	3771.36	.00	.00	.00	1142.31
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(23)	(21)
		1/4-PT	4559.82	3771.36	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	4415.31	3771.36	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	5603.17	3771.36	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		END-J	6304.58	3771.36	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
60	MIN	END-I	-233.67	-1813.67	.00	.00	.00	-912.75
			( 2)	( 2)	(24)	(24)	(24)	(19)
		1/4-PT	-1070.23	-1813.67	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-2626.77	-1813.67	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-5899.60	-1813.67	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-11291.60	-1813.67	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
60	MAX	END-I	6496.90	7726.76	.00	.00	.00	233.12
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	( 3)
		1/4-PT	4078.29	9253.84	.00			
			(23)	(24)	(24)			
		1/2-PT	2464.75	10780.91	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	2011.06	12307.99	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	2759.18	13835.06	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
61	MIN	END-I	-6032.09	-11375.36	.00	.00	.00	-193.49
			( 2)	( 2)	(24)	(24)	(20)	( 1)
		1/4-PT	-2761.68	-11375.36	.00			
			( 2)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-1896.81	-11375.36	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-14169.02	-11375.36	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-26681.52	-11375.36	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
61	MAX	END-I	21926.77	40596.55	.00	.00	.00	929.20
			(24)	(24)	(24)	(24)	(22)	(24)
		1/4-PT	10135.12	41432.31	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	508.79	42268.07	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		3/4-PT	3779.17	43103.84	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	7049.59	43939.60	.00			
			( 4)	(24)	(24)			

64	MIN	END-I	-17734.26	-29363.53	.00	.00	.00	-834.36
			(20)	(20)	(24)	(24)	(24)	(19)
		1/4-PT	-9387.82	-28698.69	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-1232.56	-28033.84	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-5550.61	-27369.00	.00			
			(6)	(20)	(24)			
		END-J	-12143.05	-26704.16	.00			
			(6)	(20)	(24)			
64	MAX	END-I	14226.71	22930.23	.00	.00	.00	195.53
			(6)	(6)	(24)	(24)	(24)	(3)
		1/4-PT	7634.27	22930.23	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		1/2-PT	1041.83	22930.23	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		3/4-PT	6731.66	22930.23	.00			
			(22)	(6)	(24)			
		END-J	14504.67	22930.23	.00			
			(22)	(6)	(24)			
65	MIN	END-I	-7361.47	-10106.60	.00	.00	.00	-237.50
			(20)	(8)	(24)	(24)	(24)	(1)
		1/4-PT	-3488.82	-8774.17	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-1298.04	-7545.95	.00			
			(2)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-530.04	-6317.73	.00			
			(2)	(20)	(24)			
		END-J	-495.70	-5089.52	.00			
			(6)	(20)	(24)			
65	MAX	END-I	5893.98	3872.54	.00	.00	.00	902.73
			(6)	(6)	(24)	(24)	(24)	(21)
		1/4-PT	4296.56	3872.54	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		1/2-PT	4157.83	3872.54	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		3/4-PT	5154.59	3872.54	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		END-J	6027.09	3872.54	.00			
			(23)	(6)	(24)			
66	MIN	END-I	-451.22	-1862.25	.00	.00	.00	-1109.53
			(6)	(2)	(24)	(24)	(24)	(19)
		1/4-PT	-1852.55	-1862.25	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		1/2-PT	-3253.87	-1862.25	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		3/4-PT	-6302.71	-1862.25	.00			
			(24)	(2)	(24)			
		END-J	-11207.30	-1862.25	.00			
			(24)	(2)	(24)			
66	MAX	END-I	5964.87	8832.99	.00	.00	.00	291.66
			(23)	(24)	(24)	(24)	(24)	(3)
		1/4-PT	4024.68	10174.96	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		1/2-PT	2657.38	11516.94	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	2236.16	12858.91	.00			
			(4)	(24)	(24)			
		END-J	2911.23	14200.89	.00			
			(4)	(24)	(24)			
67	MIN	END-I	-3012.67	-2362.62	.00	.00	.00	.00
			(2)	(2)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-1373.60	-2362.62	.00			
			(2)	(2)	(24)			
		1/2-PT	-540.75	-2362.62	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		3/4-PT	-7795.54	-2362.62	.00			
			(24)	(2)	(24)			
		END-J	-16526.21	-2362.62	.00			
			(24)	(2)	(24)			
67	MAX	END-I	11214.67	6546.00	.00	.00	.00	.00
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)

		1/4-PT	6074.90	8271.36	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	511.27	9996.71	.00			
			(12)	(24)	(24)			
		3/4-PT	1904.54	11722.07	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	3543.61	13447.43	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
103	MIN	END-I	.00	.00	.00	.00	.00	.00
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-1091.89	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	-4367.55	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	-9826.99	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		END-J	-17470.20	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
103	MAX	END-I	.00	.00	.00	.00	.00	.00
			(24)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	.00	4016.14	.00			
			( 6)	(24)	(24)			
		1/2-PT	.00	8032.27	.00			
			( 3)	(24)	(24)			
		3/4-PT	.00	12048.41	.00			
			( 3)	(24)	(24)			
		END-J	.00	16064.55	.00			
			( 3)	(24)	(24)			
104	MIN	END-I	-18122.58	-19600.11	.00	.00	.00	-524.74
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(20)
		1/4-PT	-12305.12	-16901.58	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	-7347.82	-14203.04	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		3/4-PT	-3250.68	-11504.50	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		END-J	-20.70	-8805.96	.00			
			(19)	(24)	(24)			
104	MAX	END-I	17.48	21.76	.00	.00	.00	871.61
			( 3)	( 3)	(24)	(24)	(24)	( 6)
		1/4-PT	10.54	21.76	.00			
			( 3)	( 3)	(24)			
		1/2-PT	3.63	21.76	.00			
			( 3)	( 3)	(24)			
		3/4-PT	3.37	21.76	.00			
			( 3)	( 3)	(24)			
		END-J	10.29	21.76	.00			
			( 3)	( 3)	(24)			

WALL FORCES AT LEVEL PISO-6 IN FRAME

WALL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
1	MIN	TOP	-552860	-115923	-3362126	-173505	-1879685	-241136
			( 2)	( 2)	(19)	(19)	(24)	(20)
		BOTTOM	-823890		-3794556			
			( 2)		(19)			
1	MAX	TOP	1342704	214314	843102	147827	17322	233508
			(24)	(24)	( 3)	( 3)	( 3)	( 6)
		BOTTOM	1921351		1206202			
			(24)		( 3)			

COLUMN FORCES AT LEVEL PISO-5 IN FRAME

COL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
11	MIN	TOP	-2423 ( 9)	-271 ( 1)	-1062 (20)	-1588 ( 6)	-309138 (24)	-30 (20)
		BOTTOM	-1617 (19)		-2158 ( 6)			
11	MAX	TOP	947.29 ( 3)	1105.44 (11)	1813.06 ( 6)	912.37 (22)	11740.12 ( 3)	15.03 ( 4)
		BOTTOM	1745.98 (11)		1225.63 (22)			
41	MIN	TOP	-9982 (24)	-1649 ( 1)	-5174 ( 6)	-4557 (20)	-237420 (24)	-30 (20)
		BOTTOM	-2792 ( 1)		-5530 (20)			
41	MAX	TOP	755.71 ( 3)	9920.19 (24)	5181.47 (22)	4534.85 ( 6)	7179.51 ( 3)	15.03 ( 4)
		BOTTOM	11390.47 (21)		5482.57 ( 6)			
43	MIN	TOP	-5171 (19)	-4473 ( 1)	-15060 (24)	-3783 ( 2)	-273639 (23)	-43 (20)
		BOTTOM	-7286 ( 1)		-4575 ( 2)			
43	MAX	TOP	2252.16 ( 3)	8321.48 (21)	4316.05 ( 4)	13062.25 (24)	79920.41 ( 6)	21.36 ( 4)
		BOTTOM	12448.24 (21)		15636.54 (24)			
45	MIN	TOP	-11706 ( 8)	-1524 ( 1)	-103 ( 2)	-44 (20)	-215490 (24)	-30 (20)
		BOTTOM	-2719 ( 1)		-180 ( 2)			
45	MAX	TOP	601.46 ( 3)	11071.75 ( 8)	120.01 (24)	74.26 ( 6)	5841.75 ( 3)	15.03 ( 4)
		BOTTOM	12007.72 (21)		314.84 (24)			
47	MIN	TOP	-5271 (19)	-4512 ( 1)	-8846 ( 6)	-8783 (20)	-337648 (24)	-43 (20)
		BOTTOM	-7343 ( 1)		-10331 (20)			
47	MAX	TOP	2281.02 ( 3)	8618.63 (21)	10310.52 (22)	7740.19 ( 6)	36302.71 ( 4)	21.36 ( 4)
		BOTTOM	12976.78 (21)		9343.63 ( 6)			
49	MIN	TOP	-9154 ( 8)	-1664 ( 1)	-9881 (24)	-2237 ( 2)	-228775 ( 8)	-30 (20)
		BOTTOM	-2821 ( 1)		-2711 ( 2)			
49	MAX	TOP	762.80 ( 3)	9313.23 ( 8)	2548.06 ( 4)	8486.00 (24)	6933.79 ( 3)	15.03 ( 4)
		BOTTOM	11161.64 (21)		10061.48 (24)			
55	MIN	TOP	-602 ( 1)	-10453 (23)	-104 ( 2)	-38 ( 2)	-189666 (23)	-30 (20)
		BOTTOM	-10677 (19)		-170 ( 2)			
55	MAX	TOP	11664.46 (23)	1527.01 ( 3)	119.05 (24)	76.96 (24)	6431.95 ( 3)	15.03 ( 4)
		BOTTOM	2725.47 ( 3)		326.85 (24)			

BEAM FORCES AT LEVEL PISO-5 IN FRAME

BAY ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
5	MIN	END-I	-862.53 ( 1)	-988.55 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-10.68 ( 6)
		1/4-PT	-430.04 ( 1)	-988.55 ( 1)	.00 (24)			
		1/2-PT	-22.22 ( 2)	-988.55 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-1644.58 (19)	-988.55 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-3653.30 (19)	-988.55 ( 1)	.00 (24)			
		5	MAX	END-I	3075.21 (21)	2849.55 (21)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	1719.67 (21)	3347.21 (21)	.00 (24)			
		1/2-PT	227.78 (24)	3844.87 (21)	.00 (24)			
		3/4-PT	434.95 ( 3)	4342.52 (21)	.00 (24)			
		END-J	867.44 ( 3)	4840.18 (21)	.00 (24)			
8	MIN	END-I	-869.79 ( 1)	-996.90 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-10.69 ( 6)
		1/4-PT	-433.65 ( 1)	-996.90 ( 1)	.00 (24)			
		1/2-PT	-41.58 ( 6)	-996.90 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-1682.32 (19)	-996.90 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-3717.52 (19)	-996.90 ( 1)	.00 (24)			
		8	MAX	END-I	3116.93 (21)	2910.09 (21)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	1734.90 (21)	3407.74 (21)	.00 (24)			
		1/2-PT	172.53 (23)	3905.40 (21)	.00 (24)			
		3/4-PT	438.64 ( 3)	4403.06 (21)	.00 (24)			
		END-J	874.79 ( 3)	4900.71 (21)	.00 (24)			
14	MIN	END-I	-21029.92 (23)	-22113.91 (23)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-8.84 ( 2)
		1/4-PT	-1703.97 ( 1)	-10850.26 (23)	.00 (24)			
		1/2-PT	-.07 ( 1)	-1117.32 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-1703.84 ( 1)	-1117.32 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-24009.94 ( 8)	-1117.32 ( 1)	.00 (24)			
		14	MAX	END-I	3407.88 ( 3)	1117.32 ( 3)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	5192.53 (21)	1117.32 ( 3)	.00 (24)			
		1/2-PT	12063.39 ( 8)	1576.26 (21)	.00 (24)			
		3/4-PT	3792.63 (21)	11827.32 ( 8)	.00 (24)			
		END-J	3407.75 ( 3)	23090.97 ( 8)	.00 (24)			
58	MIN	END-I	-9003.44 (20)	-8029.57 (20)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	-3920.83 (20)	-6622.99 (20)	.00 (24)			
		1/2-PT	-238.46 ( 2)	-5216.41 (20)	.00 (24)			
		3/4-PT	-2777.99 ( 6)	-3809.83 (20)	.00 (24)			

		END-J	-6045.08	-2403.26	.00			
			( 6)	(20)	(24)			
58	MAX	END-I	7023.27	4709.32	.00	.00	.00	.00
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	3756.18	4709.32	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	1000.60	4709.32	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	3316.94	4709.32	.00			
			(22)	( 6)	(24)			
		END-J	5472.11	4918.29	.00			
			(22)	(14)	(24)			
59	MIN	END-I	-6170.68	-8444.61	.00	.00	.00	-248.75
			(20)	(23)	(24)	(24)	(24)	( 1)
		1/4-PT	-3307.35	-7359.15	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-1470.75	-6279.81	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-840.74	-5200.46	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		END-J	-210.75	-4121.12	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
59	MAX	END-I	5690.73	3615.54	.00	.00	.00	703.27
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(21)
		1/4-PT	4380.10	3615.54	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	3873.37	3615.54	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	4397.69	3615.54	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		END-J	4435.55	3615.54	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
60	MIN	END-I	-230.71	-1736.30	.00	.00	.00	-547.91
			( 2)	( 2)	(24)	(24)	(24)	(19)
		1/4-PT	-1012.16	-1736.30	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-2504.38	-1736.30	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-5218.02	-1736.30	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-9755.52	-1736.30	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
60	MAX	END-I	4614.98	5655.25	.00	.00	.00	215.39
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	( 3)
		1/4-PT	2990.75	7182.32	.00			
			(23)	(24)	(24)			
		1/2-PT	2157.95	8709.40	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	1918.25	10236.47	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	2634.47	11763.55	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
61	MIN	END-I	-6109.34	-11458.43	.00	.00	.00	-177.84
			( 2)	( 2)	(24)	(24)	(23)	( 1)
		1/4-PT	-2815.06	-11458.43	.00			
			( 2)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-1573.94	-11458.43	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-13164.14	-11458.43	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-24994.62	-11458.43	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
61	MAX	END-I	20885.62	38224.34	.00	.00	.00	911.31
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	9775.98	39060.10	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	479.35	39895.86	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		3/4-PT	3773.57	40731.63	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	7067.86	41567.39	.00			
			( 4)	(24)	(24)			

64	MIN	END-I	-16373.46	-27292.35	.00	.00	.00	-805.45
			(20)	(20)	(24)	(24)	(23)	(19)
		1/4-PT	-8622.49	-26627.51	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-1062.74	-25962.67	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-5645.74	-25297.82	.00			
			(6)	(20)	(24)			
		END-J	-12270.65	-24632.98	.00			
			(6)	(20)	(24)			
64	MAX	END-I	14228.99	23043.17	.00	.00	.00	179.74
			(6)	(6)	(24)	(24)	(24)	(3)
		1/4-PT	7604.08	23043.17	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		1/2-PT	979.17	23043.17	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		3/4-PT	6306.07	23043.17	.00			
			(22)	(6)	(24)			
		END-J	13483.62	23043.17	.00			
			(22)	(6)	(24)			
65	MIN	END-I	-7277.84	-10026.39	.00	.00	.00	-219.96
			(20)	(8)	(24)	(24)	(24)	(1)
		1/4-PT	-3461.56	-8637.50	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-1240.81	-7409.28	.00			
			(2)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-502.49	-6181.06	.00			
			(2)	(20)	(24)			
		END-J	-491.00	-4952.85	.00			
			(6)	(20)	(24)			
65	MAX	END-I	5659.80	3727.76	.00	.00	.00	908.59
			(6)	(6)	(24)	(24)	(24)	(21)
		1/4-PT	4122.10	3727.76	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		1/2-PT	3935.78	3727.76	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		3/4-PT	4959.17	3727.76	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		END-J	5851.52	3727.76	.00			
			(23)	(6)	(24)			
66	MIN	END-I	-439.68	-1789.51	.00	.00	.00	-1087.54
			(6)	(2)	(24)	(24)	(23)	(19)
		1/4-PT	-1788.29	-1789.51	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		1/2-PT	-3136.90	-1789.51	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		3/4-PT	-6410.56	-1789.51	.00			
			(24)	(2)	(24)			
		END-J	-11300.16	-1789.51	.00			
			(24)	(2)	(24)			
66	MAX	END-I	5797.57	8791.66	.00	.00	.00	255.90
			(23)	(24)	(24)	(24)	(24)	(3)
		1/4-PT	3831.42	10133.64	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		1/2-PT	2407.32	11475.61	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	2152.52	12817.59	.00			
			(4)	(24)	(24)			
		END-J	2801.22	14159.56	.00			
			(4)	(24)	(24)			
67	MIN	END-I	-2991.71	-2331.25	.00	.00	.00	.00
			(2)	(2)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-1374.41	-2331.25	.00			
			(2)	(2)	(24)			
		1/2-PT	-498.84	-2331.25	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		3/4-PT	-7246.96	-2331.25	.00			
			(24)	(2)	(24)			
		END-J	-15559.00	-2331.25	.00			
			(24)	(2)	(24)			
67	MAX	END-I	10507.37	5942.57	.00	.00	.00	.00
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)

		1/4-PT	5786.23	7667.93	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	548.20	9393.29	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	1860.20	11118.64	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	3477.50	12844.00	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
103	MIN	END-I	.00	.00	.00	.00	.00	.00
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-1091.89	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	-4367.55	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	-9826.99	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		END-J	-17470.20	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
103	MAX	END-I	.00	.00	.00	.00	.00	.00
			(24)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	.00	4016.14	.00			
			( 6)	(24)	(24)			
		1/2-PT	.00	8032.27	.00			
			( 3)	(24)	(24)			
		3/4-PT	.00	12048.41	.00			
			( 3)	(24)	(24)			
		END-J	.00	16064.55	.00			
			( 3)	(24)	(24)			
104	MIN	END-I	-18119.27	-19602.21	.00	.00	.00	-536.99
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(20)
		1/4-PT	-12301.14	-16903.67	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	-7343.18	-14205.14	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		3/4-PT	-3245.37	-11506.60	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		END-J	-14.22	-8808.06	.00			
			(19)	(24)	(24)			
104	MAX	END-I	17.52	20.40	.00	.00	.00	891.03
			( 3)	( 3)	(24)	(24)	(24)	( 6)
		1/4-PT	11.02	20.40	.00			
			( 3)	( 3)	(24)			
		1/2-PT	4.53	20.40	.00			
			( 3)	( 3)	(24)			
		3/4-PT	2.02	20.40	.00			
			( 3)	( 3)	(24)			
		END-J	8.50	20.40	.00			
			( 3)	( 3)	(24)			

WALL FORCES AT LEVEL PISO-5 IN FRAME

WALL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
1	MIN	TOP	-818964	-136415	-3847799	-194150	-2165152	-258968
			( 2)	( 2)	(19)	(19)	(24)	(20)
		BOTTOM	-1145810		-4336666			
			( 2)		(19)			
1	MAX	TOP	2110313	263960	1199572	173537	17611	264092
			(24)	(24)	( 3)	( 3)	( 3)	( 6)
		BOTTOM	2823006		1632783			
			(24)		( 3)			

## COLUMN FORCES AT LEVEL PISO-4 IN FRAME

COL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
11	MIN	TOP	-3503 ( 9)	-597 ( 1)	-1026 (20)	-1616 ( 6)	-365291 (24)	-32 (20)
		BOTTOM	-3032 ( 1)		-2395 ( 6)			
11	MAX	TOP	1796.18 ( 3)	2029.16 (11)	1645.72 ( 6)	999.05 (22)	11798.53 ( 3)	15.74 ( 4)
		BOTTOM	4396.71 (21)		1478.22 (22)			
41	MIN	TOP	-11693 (23)	-1796 ( 1)	-4901 ( 6)	-5024 (20)	-276587 (24)	-32 (20)
		BOTTOM	-4133 ( 1)		-6040 (20)			
41	MAX	TOP	544.55 ( 3)	12179.16 (24)	5768.05 (22)	4448.19 ( 6)	8752.73 ( 3)	15.74 ( 4)
		BOTTOM	14889.11 (21)		5551.88 ( 6)			
43	MIN	TOP	-3736 (24)	-4900 ( 1)	-14837 (24)	-3586 ( 2)	-324220 (23)	-42 (20)
		BOTTOM	-9842 ( 1)		-4379 ( 2)			
43	MAX	TOP	956.50 ( 3)	8798.36 (21)	4048.17 ( 4)	12829.73 (24)	98151.28 ( 6)	20.92 ( 4)
		BOTTOM	15260.10 (21)		15313.08 (24)			
45	MIN	TOP	-13571 (23)	-1891 ( 1)	-173 ( 2)	-45 (20)	-244784 (24)	-32 (20)
		BOTTOM	-4290 ( 1)		-273 ( 2)			
45	MAX	TOP	514.95 ( 3)	17746.28 ( 8)	316.86 (24)	77.26 ( 6)	6824.97 ( 3)	15.74 ( 4)
		BOTTOM	23714.93 ( 8)		522.90 (24)			
47	MIN	TOP	-3983 (19)	-4929 ( 1)	-8346 ( 6)	-8396 (20)	-400775 (24)	-42 (20)
		BOTTOM	-9881 ( 1)		-9954 (20)			
47	MAX	TOP	987.47 ( 3)	9455.83 (21)	9778.11 (22)	7384.10 ( 6)	44275.88 ( 4)	20.92 ( 4)
		BOTTOM	16391.70 (21)		9006.50 ( 6)			
49	MIN	TOP	-10888 (23)	-1771 ( 1)	-9765 (24)	-2168 ( 2)	-264953 ( 8)	-32 (20)
		BOTTOM	-4098 ( 1)		-2709 ( 2)			
49	MAX	TOP	568.39 ( 3)	11404.82 ( 8)	2386.15 ( 4)	8603.66 (24)	8460.67 ( 3)	15.74 ( 4)
		BOTTOM	14623.46 (21)		10453.33 (24)			
55	MIN	TOP	-514 ( 1)	-12208 (23)	-176 ( 2)	-33 ( 2)	-217910 (23)	-32 (20)
		BOTTOM	-13216 (19)		-247 ( 2)			
55	MAX	TOP	13980.81 (24)	1872.11 ( 3)	324.82 (24)	64.63 (24)	7414.78 ( 3)	15.74 ( 4)
		BOTTOM	4248.73 ( 3)		499.31 (24)			

BEAM FORCES AT LEVEL PISO-4 IN FRAME

BAY ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
5	MIN	END-I	-693.46 ( 1)	-792.59 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-8.54 ( 6)
		1/4-PT	-346.71 ( 1)	-792.59 ( 1)	.00 (24)			
		1/2-PT	-6.77 ( 6)	-792.59 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-1244.34 (19)	-792.59 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-2899.93 (24)	-792.59 ( 1)	.00 (24)			
		5	MAX	END-I	2262.80 (21)	1925.62 (21)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	1311.48 (21)	2423.28 (21)	.00 (24)			
		1/2-PT	178.40 ( 8)	2920.94 (21)	.00 (24)			
		3/4-PT	346.81 ( 3)	3510.34 (24)	.00 (24)			
		END-J	693.57 ( 3)	4132.47 (24)	.00 (24)			
8	MIN	END-I	-702.44 ( 1)	-802.84 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-8.56 ( 6)
		1/4-PT	-351.20 ( 1)	-802.84 ( 1)	.00 (24)			
		1/2-PT	-5.28 ( 2)	-802.84 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-1285.38 (19)	-802.84 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-2939.14 (19)	-802.84 ( 1)	.00 (24)			
		8	MAX	END-I	2369.53 (21)	2038.21 (21)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	1368.95 (21)	2535.87 (21)	.00 (24)			
		1/2-PT	194.88 (24)	3033.52 (21)	.00 (24)			
		3/4-PT	351.29 ( 3)	3531.18 (21)	.00 (24)			
		END-J	702.53 ( 3)	4028.83 (21)	.00 (24)			
14	MIN	END-I	-19660.05 (23)	-21330.59 (23)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-7.81 ( 2)
		1/4-PT	-1466.65 ( 1)	-10436.24 (23)	.00 (24)			
		1/2-PT	-.27 ( 1)	-994.51 ( 1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-1467.17 ( 1)	-994.51 ( 1)	.00 (24)			
		END-J	-22766.34 ( 8)	-994.51 ( 1)	.00 (24)			
		14	MAX	END-I	2933.56 ( 3)	994.51 ( 3)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	4659.51 (21)	994.51 ( 3)	.00 (24)			
		1/2-PT	11126.85 (23)	1476.69 (21)	.00 (24)			
		3/4-PT	3237.62 (21)	11489.20 ( 8)	.00 (24)			
		END-J	2934.08 ( 3)	22383.55 ( 8)	.00 (24)			
58	MIN	END-I	-7533.26 (20)	-6990.45 (20)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	-3171.54 (20)	-5583.87 (20)	.00 (24)			
		1/2-PT	-200.99 ( 2)	-4177.29 (20)	.00 (24)			
		3/4-PT	-2630.87 ( 6)	-2770.72 (20)	.00 (24)			

		END-J	-5676.15	-2139.06	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
58	MAX	END-I	6504.96	4389.59	.00	.00	.00	.00
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	3459.68	4389.59	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	919.46	4389.59	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	2624.46	4389.59	.00			
			(22)	( 6)	(24)			
		END-J	4058.74	5486.61	.00			
			(22)	(14)	(24)			
59	MIN	END-I	-7265.87	-10648.83	.00	.00	.00	-205.06
			(20)	(23)	(24)	(24)	(24)	( 1)
		1/4-PT	-3792.91	-9306.85	.00			
			(20)	(23)	(24)			
		1/2-PT	-1322.23	-7964.88	.00			
			( 2)	(23)	(24)			
		3/4-PT	-759.26	-6882.22	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		END-J	-196.34	-5802.88	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
59	MAX	END-I	5138.42	3254.58	.00	.00	.00	1129.37
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(23)
		1/4-PT	3958.63	3254.58	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	3542.80	3254.58	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	4999.07	3254.58	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		END-J	5968.89	3254.58	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
60	MIN	END-I	-213.60	-1552.16	.00	.00	.00	-937.29
			( 2)	( 2)	(24)	(24)	(24)	(23)
		1/4-PT	-895.61	-1552.16	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-2239.11	-1552.16	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-5418.14	-1552.16	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-10525.81	-1552.16	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
60	MAX	END-I	6125.34	7037.45	.00	.00	.00	175.67
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	( 3)
		1/4-PT	3812.30	8564.53	.00			
			(23)	(24)	(24)			
		1/2-PT	2115.09	10091.60	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	1707.42	11618.68	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	2347.68	13145.75	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
61	MIN	END-I	-5774.87	-10777.84	.00	.00	.00	-145.77
			( 2)	( 2)	(24)	(24)	(24)	( 1)
		1/4-PT	-2676.26	-10777.84	.00			
			( 2)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-1350.73	-10777.84	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-11369.37	-10777.84	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-21628.30	-10777.84	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
61	MAX	END-I	17965.72	32758.06	.00	.00	.00	883.86
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	8427.64	33593.82	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	422.64	34429.59	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		3/4-PT	3521.07	35265.35	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	6619.68	36101.11	.00			
			( 4)	(24)	(24)			

64	MIN	END-I	-14231.88	-23903.08	.00	.00	.00	-776.82
			(20)	(20)	(24)	(24)	(24)	(23)
		1/4-PT	-7455.33	-23238.23	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-870.14	-22573.39	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-5368.56	-21908.54	.00			
			(6)	(20)	(24)			
		END-J	-11597.17	-21243.70	.00			
			(6)	(20)	(24)			
64	MAX	END-I	13317.25	21664.71	.00	.00	.00	147.41
			(6)	(6)	(24)	(24)	(24)	(3)
		1/4-PT	7088.64	21664.71	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		1/2-PT	860.04	21664.71	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		3/4-PT	5524.44	21664.71	.00			
			(22)	(6)	(24)			
		END-J	11727.55	21664.71	.00			
			(22)	(6)	(24)			
65	MIN	END-I	-7014.99	-9943.83	.00	.00	.00	-180.35
			(20)	(8)	(24)	(24)	(24)	(1)
		1/4-PT	-3298.59	-8416.76	.00			
			(20)	(8)	(24)			
		1/2-PT	-1111.98	-7167.14	.00			
			(2)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-446.10	-5938.92	.00			
			(2)	(20)	(24)			
		END-J	-461.02	-4710.70	.00			
			(6)	(20)	(24)			
65	MAX	END-I	5125.33	3385.66	.00	.00	.00	912.23
			(6)	(6)	(24)	(24)	(24)	(23)
		1/4-PT	3728.74	3385.66	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		1/2-PT	3602.12	3385.66	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		3/4-PT	4732.56	3385.66	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		END-J	5700.65	3385.66	.00			
			(23)	(6)	(24)			
66	MIN	END-I	-408.63	-1613.44	.00	.00	.00	-1078.46
			(6)	(2)	(24)	(24)	(24)	(23)
		1/4-PT	-1633.39	-1613.44	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		1/2-PT	-2858.15	-1613.44	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		3/4-PT	-6242.12	-1613.44	.00			
			(24)	(2)	(24)			
		END-J	-11046.21	-1613.44	.00			
			(24)	(2)	(24)			
66	MAX	END-I	5675.26	8555.73	.00	.00	.00	212.03
			(23)	(24)	(24)	(24)	(24)	(3)
		1/4-PT	3625.48	9897.71	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		1/2-PT	2106.67	11239.68	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	1945.58	12581.66	.00			
			(4)	(24)	(24)			
		END-J	2530.45	13923.63	.00			
			(4)	(24)	(24)			
67	MIN	END-I	-2768.37	-2251.53	.00	.00	.00	.00
			(2)	(10)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-1283.66	-2140.12	.00			
			(2)	(2)	(24)			
		1/2-PT	-414.14	-2140.12	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		3/4-PT	-6250.60	-2140.12	.00			
			(24)	(2)	(24)			
		END-J	-13745.25	-2140.12	.00			
			(24)	(2)	(24)			
67	MAX	END-I	9051.56	4764.35	.00	.00	.00	.00
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)

		1/4-PT	5147.81	6489.71	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	582.41	8215.07	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	1685.78	9940.42	.00			
			(4)	(24)	(24)			
		END-J	3170.48	11665.78	.00			
			(4)	(24)	(24)			
103	MIN	END-I	.00	.00	.00	.00	.00	.00
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-993.79	.00	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		1/2-PT	-3975.17	.00	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		3/4-PT	-8944.13	.00	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		END-J	-15900.67	.00	.00			
			(24)	(6)	(24)			
103	MAX	END-I	.00	.00	.00	.00	.00	.00
			(24)	(6)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	.00	3831.49	.00			
			(6)	(24)	(24)			
		1/2-PT	.00	7662.97	.00			
			(6)	(24)	(24)			
		3/4-PT	.00	11494.46	.00			
			(3)	(24)	(24)			
		END-J	.00	15325.95	.00			
			(3)	(24)	(24)			
104	MIN	END-I	-16209.26	-18765.18	.00	.00	.00	-519.68
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(20)
		1/4-PT	-11062.25	-16278.29	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	-6645.77	-13791.40	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		3/4-PT	-2959.81	-11304.51	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		END-J	-9.35	-8817.63	.00			
			(19)	(24)	(24)			
104	MAX	END-I	14.33	17.50	.00	.00	.00	849.40
			(3)	(3)	(24)	(24)	(24)	(6)
		1/4-PT	9.19	17.50	.00			
			(3)	(3)	(24)			
		1/2-PT	4.07	17.50	.00			
			(3)	(3)	(24)			
		3/4-PT	1.21	17.50	.00			
			(3)	(3)	(24)			
		END-J	6.26	17.50	.00			
			(3)	(3)	(24)			

WALL FORCES AT LEVEL PISO-4 IN FRAME

WALL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
1	MIN	TOP	-1139167	-151490	-4409408	-202925	-2433557	-298091
			(2)	(2)	(19)	(19)	(24)	(20)
		BOTTOM	-1508220		-4922058			
			(2)		(19)			
1	MAX	TOP	3014398	306321	1627036	181383	17847	286148
			(24)	(24)	(3)	(3)	(3)	(6)
		BOTTOM	3841465		2081524			
			(24)		(3)			

## COLUMN FORCES AT LEVEL PISO-3 IN FRAME

COL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
11	MIN	TOP	-6116 ( 9)	-5086 (19)	-534 (20)	-1447 (14)	-421671 (24)	-27 (20)
		BOTTOM	-16687 (19)		-2842 (14)			
11	MAX	TOP	3691.66 ( 3)	1239.78 ( 3)	869.06 ( 6)	668.74 ( 4)	11842.01 ( 3)	19.73 ( 6)
		BOTTOM	6228.92 ( 3)		1264.19 ( 4)			
41	MIN	TOP	-10870 (19)	-2215 ( 1)	-3321 ( 6)	-3259 (20)	-316692 (24)	-27 (20)
		BOTTOM	-7280 ( 1)		-3698 (20)			
41	MAX	TOP	2703.93 ( 3)	9623.75 (21)	3961.15 (22)	3548.40 ( 6)	9817.55 ( 3)	19.73 ( 6)
		BOTTOM	14674.11 (21)		5017.49 ( 6)			
43	MIN	TOP	-5567 (19)	-4198 ( 1)	-10353 (24)	-2834 ( 2)	-378819 (23)	-34 (20)
		BOTTOM	-12904 ( 1)		-3846 ( 2)			
43	MAX	TOP	4236 ( 3)	9397 (21)	2814 ( 4)	9137 (24)	113434 ( 6)	26 ( 6)
		BOTTOM	22492 (21)		11119 (24)			
45	MIN	TOP	-13964 (23)	-10601 (23)	-269 ( 2)	-203 ( 2)	-274014 (24)	-27 (20)
		BOTTOM	-36225 (23)		-799 ( 2)			
45	MAX	TOP	2710.88 ( 3)	1890.53 ( 3)	526.74 (24)	449.51 (24)	7589.62 ( 3)	19.73 ( 6)
		BOTTOM	6604.01 ( 3)		1740.41 (24)			
47	MIN	TOP	-5618 (19)	-4398 ( 1)	-5816 ( 6)	-6421 (20)	-463866 (24)	-34 (20)
		BOTTOM	-13355 ( 1)		-7644 (20)			
47	MAX	TOP	4276.75 ( 3)	9241.93 (21)	7446.41 (22)	5838.75 ( 6)	50636.21 ( 4)	25.58 ( 6)
		BOTTOM	22185.66 (21)		7905.13 ( 6)			
49	MIN	TOP	-9862 (19)	-2431 ( 1)	-7291 (24)	-1758 ( 2)	-301997 ( 8)	-27 (20)
		BOTTOM	-7796 ( 1)		-2500 ( 2)			
49	MAX	TOP	2773.20 ( 3)	10445.08 (24)	1631.73 ( 4)	6561.15 (24)	9486.13 ( 3)	19.73 ( 6)
		BOTTOM	16135.89 (21)		8127.73 (24)			
55	MIN	TOP	-2721 ( 1)	-12256 (23)	-251 ( 2)	-240 ( 2)	-246710 (23)	-27 (20)
		BOTTOM	-15605 (19)		-879 ( 2)			
55	MAX	TOP	13776.98 (21)	2007.41 ( 3)	495.48 (24)	551.33 (24)	8178.86 ( 3)	19.73 ( 6)
		BOTTOM	6855.08 ( 3)		1984.06 (24)			

BEAM FORCES AT LEVEL PISO-3 IN FRAME

BAY ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT		
5	MIN	END-I	-580.21 ( 1)	-665.43 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-12.08 ( 6)		
		1/4-PT	-289.08 ( 1)	-665.43 ( 1)	.00 (24)					
		1/2-PT	-26.54 ( 2)	-665.43 ( 1)	.00 (24)					
		3/4-PT	-919.97 (19)	-665.43 ( 1)	.00 (24)					
		END-J	-2182.92 (19)	-665.43 ( 1)	.00 (24)					
		5	MAX	END-I	1562.51 (21)	1144.93 (21)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	7.01 (22)
				1/4-PT	952.74 (21)	1642.58 (21)	.00 (24)			
1/2-PT	213.98 (24)			2140.24 (21)	.00 (24)					
3/4-PT	293.17 ( 3)			2637.90 (21)	.00 (24)					
END-J	584.29 ( 3)			3135.55 (21)	.00 (24)					
8	MIN	END-I	-583.59 ( 1)	-669.36 ( 1)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-12.06 ( 6)		
		1/4-PT	-290.74 ( 1)	-669.36 ( 1)	.00 (24)					
		1/2-PT	-54.20 ( 6)	-669.36 ( 1)	.00 (24)					
		3/4-PT	-940.57 (19)	-669.36 ( 1)	.00 (24)					
		END-J	-2214.64 (19)	-669.36 ( 1)	.00 (24)					
8	MAX	END-I	1575.29 (21)	1170.36 (21)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	8.52 (22)		
		1/4-PT	954.40 (21)	1668.02 (21)	.00 (24)					
		1/2-PT	147.83 (23)	2165.68 (21)	.00 (24)					
		3/4-PT	294.95 ( 3)	2663.33 (21)	.00 (24)					
		END-J	587.79 ( 3)	3215.40 (24)	.00 (24)					
14	MIN	END-I	-19688.12 (23)	-21257.98 (23)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-5.24 ( 2)		
		1/4-PT	-1129.07 ( 1)	-10548.28 (23)	.00 (24)					
		1/2-PT	-1.06 ( 1)	-777.95 ( 1)	.00 (24)					
		3/4-PT	-1126.99 ( 1)	-777.95 ( 1)	.00 (24)					
		END-J	-20944.41 ( 8)	-777.95 ( 1)	.00 (24)					
14	MAX	END-I	2257.10 ( 3)	777.95 ( 3)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	11.25 (22)		
		1/4-PT	3973.77 (21)	777.95 ( 3)	.00 (24)					
		1/2-PT	10902.07 ( 8)	1003.41 (21)	.00 (24)					
		3/4-PT	3317.87 (21)	10981.54 ( 8)	.00 (24)					
		END-J	2255.03 ( 3)	21691.24 ( 8)	.00 (24)					
58	MIN	END-I	-6171.80 (20)	-6054.24 (20)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)		
		1/4-PT	-2459.58 (20)	-4647.66 (20)	.00 (24)					
		1/2-PT	-157.90 ( 2)	-3241.08 (20)	.00 (24)					
		3/4-PT	-2287.34 ( 6)	-1834.50 (20)	.00 (24)					

		END-J	-4908.47	-1808.35	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
58	MAX	END-I	5576.04	3778.20	.00	.00	.00	.00
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	2954.91	3778.20	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	862.54	3778.20	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	2037.43	3942.44	.00			
			(22)	(14)	(24)			
		END-J	2822.21	5443.02	.00			
			(22)	(14)	(24)			
59	MIN	END-I	-6989.20	-10728.77	.00	.00	.00	-154.33
			(20)	(23)	(24)	(24)	(24)	( 1)
		1/4-PT	-3583.93	-9386.79	.00			
			(20)	(23)	(24)			
		1/2-PT	-1098.12	-8044.82	.00			
			( 2)	(23)	(24)			
		3/4-PT	-627.59	-6702.84	.00			
			( 2)	(23)	(24)			
		END-J	-157.11	-5616.14	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
59	MAX	END-I	4324.29	2749.52	.00	.00	.00	1151.31
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(23)
		1/4-PT	3327.59	2749.52	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	2992.79	2749.52	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	4662.49	2749.52	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		END-J	5845.72	2749.52	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
60	MIN	END-I	-170.31	-1295.53	.00	.00	.00	-965.71
			( 2)	( 2)	(24)	(24)	(24)	(23)
		1/4-PT	-773.25	-1295.53	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-1906.56	-1295.53	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-4929.57	-1295.53	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-9817.69	-1295.53	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
60	MAX	END-I	5955.29	6505.23	.00	.00	.00	130.43
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	( 3)
		1/4-PT	3736.50	8032.31	.00			
			(23)	(24)	(24)			
		1/2-PT	1894.61	9559.38	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	1433.00	11086.46	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	1967.40	12613.53	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
61	MIN	END-I	-4830.87	-8928.32	.00	.00	.00	-108.85
			( 2)	( 2)	(24)	(24)	(24)	( 1)
		1/4-PT	-2264.00	-8928.32	.00			
			( 2)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-959.92	-8928.32	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-8838.42	-8928.32	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-16957.20	-8928.32	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
61	MAX	END-I	14076.24	25314.07	.00	.00	.00	847.16
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	6678.30	26149.83	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	303.29	26985.60	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		3/4-PT	2869.87	27821.36	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	5436.74	28657.12	.00			
			( 4)	(24)	(24)			

64	MIN	END-I	-11492.32	-19521.80	.00	.00	.00	-759.81
			(20)	(20)	(24)	(24)	(24)	(23)
		1/4-PT	-5975.39	-18856.96	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-649.93	-18192.12	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-4512.83	-17527.27	.00			
			(6)	(20)	(24)			
		END-J	-9638.64	-16862.43	.00			
			(6)	(20)	(24)			
64	MAX	END-I	10864.58	17828.88	.00	.00	.00	110.26
			(6)	(6)	(24)	(24)	(24)	(3)
		1/4-PT	5738.78	17828.88	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		1/2-PT	612.97	17828.88	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		3/4-PT	4485.17	17828.88	.00			
			(22)	(6)	(24)			
		END-J	9428.66	17828.88	.00			
			(22)	(6)	(24)			
65	MIN	END-I	-6717.19	-9954.98	.00	.00	.00	-135.35
			(20)	(8)	(24)	(24)	(24)	(1)
		1/4-PT	-3098.65	-8427.91	.00			
			(20)	(8)	(24)			
		1/2-PT	-945.63	-6929.91	.00			
			(2)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-381.77	-5701.69	.00			
			(2)	(20)	(24)			
		END-J	-384.54	-4473.47	.00			
			(6)	(20)	(24)			
65	MAX	END-I	4394.18	2896.19	.00	.00	.00	938.59
			(6)	(6)	(24)	(24)	(24)	(23)
		1/4-PT	3199.50	2896.19	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		1/2-PT	3193.78	2896.19	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		3/4-PT	4530.74	2896.19	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		END-J	5625.71	2896.19	.00			
			(23)	(6)	(24)			
66	MIN	END-I	-332.30	-1364.71	.00	.00	.00	-1099.11
			(6)	(2)	(24)	(24)	(24)	(23)
		1/4-PT	-1379.02	-1364.71	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		1/2-PT	-2425.73	-1364.71	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		3/4-PT	-5714.15	-1364.71	.00			
			(24)	(2)	(24)			
		END-J	-10358.03	-1364.71	.00			
			(24)	(2)	(24)			
66	MAX	END-I	5641.49	8113.79	.00	.00	.00	161.90
			(23)	(24)	(24)	(24)	(24)	(3)
		1/4-PT	3495.60	9455.77	.00			
			(23)	(24)	(24)			
		1/2-PT	1839.89	10797.74	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	1638.44	12139.72	.00			
			(4)	(24)	(24)			
		END-J	2133.14	13481.69	.00			
			(4)	(24)	(24)			
67	MIN	END-I	-2381.41	-2379.74	.00	.00	.00	.00
			(2)	(10)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-1107.74	-1835.92	.00			
			(2)	(2)	(24)			
		1/2-PT	-351.88	-1835.92	.00			
			(6)	(2)	(24)			
		3/4-PT	-5346.39	-1835.92	.00			
			(24)	(2)	(24)			
		END-J	-11996.13	-1835.92	.00			
			(24)	(2)	(24)			
67	MAX	END-I	7421.05	3842.65	.00	.00	.00	.00
			(24)	(6)	(24)	(24)	(24)	(24)

		1/4-PT	4362.20	5271.83	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	543.49	6997.18	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	1439.61	8722.54	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	2713.28	10447.90	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
103	MIN	END-I	.00	.00	.00	.00	.00	.00
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-946.48	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	-3785.90	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	-8518.28	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		END-J	-15143.61	.00	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
103	MAX	END-I	.00	.00	.00	.00	.00	.00
			(24)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	.00	3739.16	.00			
			( 6)	(24)	(24)			
		1/2-PT	.00	7478.32	.00			
			( 6)	(24)	(24)			
		3/4-PT	.00	11217.49	.00			
			( 6)	(24)	(24)			
		END-J	.00	14956.65	.00			
			( 3)	(24)	(24)			
104	MIN	END-I	-15269.87	-18337.38	.00	.00	.00	-461.13
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(20)
		1/4-PT	-10447.32	-15956.32	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	-6294.44	-13575.25	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		3/4-PT	-2811.24	-11194.19	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		END-J	-3.95	-8813.13	.00			
			( 1)	(24)	(24)			
104	MAX	END-I	11.77	13.94	.00	.00	.00	734.22
			( 3)	( 3)	(24)	(24)	(24)	( 6)
		1/4-PT	7.85	13.94	.00			
			( 3)	( 3)	(24)			
		1/2-PT	3.95	13.94	.00			
			( 3)	( 3)	(24)			
		3/4-PT	1.13	13.94	.00			
			( 4)	( 3)	(24)			
		END-J	6.37	13.94	.00			
			(11)	( 3)	(24)			

WALL FORCES AT LEVEL PISO-3 IN FRAME

WALL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
1	MIN	TOP	-1505807	-166689	-5013437	-215105	-2687115	-347156
			( 2)	( 2)	(19)	(19)	(24)	(20)
		BOTTOM	-1920604		-5563655			
			( 2)		(19)			
1	MAX	TOP	4044523	356620	2078445	191586	18128	442689
			(24)	(24)	( 3)	( 3)	( 3)	( 6)
		BOTTOM	5007397		2565160			
			(24)		( 3)			

COLUMN FORCES AT LEVEL PISO-2 IN FRAME

COL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
11	MIN	TOP	-5200 ( 1)	-7347 (19)	-1000 ( 6)	-190 (10)	-464506 (24)	-36 (10)
		BOTTOM	-3650 (24)		-806 (14)			
11	MAX	TOP	13486.30 (21)	2299.18 ( 3)	751.79 (12)	104.66 ( 6)	11860.06 ( 3)	74.14 ( 6)
		BOTTOM	164.65 ( 3)		336.43 ( 4)			
41	MIN	TOP	-6835 (24)	-2259 ( 2)	-197 ( 1)	-851 (20)	-365354 (24)	-36 (10)
		BOTTOM	-3424 ( 2)		-1576 (20)			
41	MAX	TOP	3914.92 ( 3)	11302.22 (24)	625.25 (21)	868.29 ( 6)	9563.62 ( 3)	74.14 ( 6)
		BOTTOM	16899.52 (24)		2035.05 ( 6)			
43	MIN	TOP	-12974 (19)	-2087 ( 1)	-1958 (24)	-754 ( 2)	-425758 (23)	-46 (10)
		BOTTOM	-4436 ( 1)		-1293 ( 2)			
43	MAX	TOP	8588 ( 3)	14702 (24)	483 ( 4)	2418 (24)	122729 ( 6)	96 ( 6)
		BOTTOM	22533 (24)		3723 (24)			
45	MIN	TOP	-4901 ( 1)	-22158 (24)	-788 ( 2)	-528 (24)	-358247 (24)	-36 (10)
		BOTTOM	-2101 ( 1)		-158 (20)			
45	MAX	TOP	48991.26 (24)	1383.25 ( 3)	1721.75 (24)	237.78 ( 4)	7925.12 ( 3)	74.14 ( 6)
		BOTTOM	4058.15 (21)		311.33 ( 6)			
47	MIN	TOP	-9333 (19)	-3174 ( 1)	-756 ( 6)	-3273 ( 8)	-527139 (24)	-46 (10)
		BOTTOM	-3386 ( 6)		-4253 (20)			
47	MAX	TOP	9409.19 (11)	6964.66 (21)	3798.02 ( 8)	1393.35 ( 6)	54073.97 ( 4)	96.14 ( 6)
		BOTTOM	9212.97 ( 8)		2518.77 ( 6)			
49	MIN	TOP	-5429 (19)	-3615 ( 6)	-1635 (23)	-265 ( 2)	-354895 ( 8)	-36 (10)
		BOTTOM	-4420 ( 6)		-666 ( 2)			
49	MAX	TOP	3889.24 ( 3)	4654.08 (22)	161.88 ( 3)	2113.77 (24)	9059.71 ( 3)	74.14 ( 6)
		BOTTOM	6900.45 (22)		3426.94 (24)			
55	MIN	TOP	-4877 ( 1)	-9435 ( 8)	-890 ( 2)	-725 (24)	-275500 (23)	-36 (10)
		BOTTOM	-6513 (23)		-51 (20)			
55	MAX	TOP	15239.63 (21)	1956.42 ( 3)	2002.73 (24)	317.25 ( 4)	8513.94 ( 3)	74.14 ( 6)
		BOTTOM	798.53 ( 3)		64.71 ( 6)			
78	MIN	TOP	.00 (24)	-1968.65 (23)	-1160.09 (24)	-378.90 ( 2)	-1455.50 (13)	-14.53 (10)
		BOTTOM	-5118.50		-511.59			

78	MAX	TOP	(23)	.00	140.15	511.43	859.42	18.45	30.21
			(24)	(24)	(3)	(4)	(24)	(3)	(6)
		BOTTOM	364.40			1160.34			
			(3)			(24)			

BEAM FORCES AT LEVEL PISO-2 IN FRAME

BAY ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
5	MIN	END-I	-228.73 (2)	-1902.05 (23)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-13.11 (6)
		1/4-PT	-110.83 (2)	-554.27 (20)	.00 (24)			
		1/2-PT	-13.16 (6)	-269.66 (2)	.00 (24)			
		3/4-PT	-566.67 (24)	-269.66 (2)	.00 (24)			
		END-J	-2208.82 (24)	-269.66 (2)	.00 (24)			
5	MAX	END-I	801.90 (14)	568.90 (6)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	7.27 (22)
		1/4-PT	821.00 (24)	660.08 (14)	.00 (24)			
		1/2-PT	456.43 (8)	1585.90 (24)	.00 (24)			
		3/4-PT	125.38 (4)	3030.96 (24)	.00 (24)			
		END-J	243.30 (4)	4476.02 (24)	.00 (24)			
8	MIN	END-I	-431.20 (6)	-2268.40 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-12.43 (6)
		1/4-PT	-209.60 (6)	-823.34 (24)	.00 (24)			
		1/2-PT	-8.74 (2)	-506.51 (6)	.00 (24)			
		3/4-PT	-391.69 (20)	-506.51 (6)	.00 (24)			
		END-J	-1782.26 (8)	-506.51 (6)	.00 (24)			
8	MAX	END-I	542.69 (12)	241.54 (4)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	6.91 (22)
		1/4-PT	646.86 (8)	391.65 (12)	.00 (24)			
		1/2-PT	481.36 (24)	1151.22 (22)	.00 (24)			
		3/4-PT	233.59 (6)	2573.29 (8)	.00 (24)			
		END-J	455.18 (6)	4018.35 (8)	.00 (24)			
14	MIN	END-I	-18267.18 (23)	-21037.65 (23)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-21.26 (6)
		1/4-PT	-499.11 (1)	-9819.00 (23)	.00 (24)			
		1/2-PT	-4.86 (1)	-347.55 (1)	.00 (24)			
		3/4-PT	-869.99 (9)	-347.55 (1)	.00 (24)			
		END-J	-26538.26 (8)	-347.55 (1)	.00 (24)			
14	MAX	END-I	1003.06 (3)	347.55 (3)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	13.03 (22)
		1/4-PT	4179.24 (8)	347.55 (3)	.00 (24)			
		1/2-PT	10207.93 (23)	1499.71 (21)	.00 (24)			
		3/4-PT	508.78 (3)	12670.82 (8)	.00 (24)			
		END-J	1012.73 (3)	23889.47 (8)	.00 (24)			

27	MIN	END-I	-109107 (24)	-46928 (24)	0 (24)	0 (24)	0 (24)	0 (24)
		1/4-PT	-61373 (24)	-35196 (24)	0 (24)			
		1/2-PT	-27277 (24)	-23464 (24)	0 (24)			
		3/4-PT	-6819 (24)	-11732 (24)	0 (24)			
		END-J	0 (6)	0 (6)	0 (24)			
27	MAX	END-I	.00 (6)	.00 (6)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	.00 (6)	.00 (6)	.00 (24)			
		1/2-PT	.00 (6)	.00 (6)	.00 (24)			
		3/4-PT	.00 (6)	.00 (6)	.00 (24)			
		END-J	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)			
58	MIN	END-I	-3951.00 (20)	-4261.14 (20)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	-1377.46 (20)	-3158.08 (20)	.00 (24)			
		1/2-PT	-83.64 (2)	-2055.01 (20)	.00 (24)			
		3/4-PT	-1280.43 (6)	-1006.03 (10)	.00 (24)			
		END-J	-2737.03 (6)	-991.44 (2)	.00 (24)			
58	MAX	END-I	3089.38 (6)	2099.61 (6)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	1632.78 (6)	2099.61 (6)	.00 (24)			
		1/2-PT	826.34 (24)	2099.61 (6)	.00 (24)			
		3/4-PT	1473.88 (22)	2159.97 (24)	.00 (24)			
		END-J	1751.67 (22)	3556.49 (24)	.00 (24)			
59	MIN	END-I	-2513.91 (20)	-3284.38 (20)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-12.42 (24)
		1/4-PT	-1427.79 (20)	-2708.00 (20)	.00 (24)			
		1/2-PT	-623.76 (2)	-2131.63 (20)	.00 (24)			
		3/4-PT	-364.66 (2)	-1555.25 (20)	.00 (24)			
		END-J	-105.63 (2)	-978.88 (20)	.00 (24)			
59	MAX	END-I	2454.66 (6)	1536.34 (6)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	5.19 (12)
		1/4-PT	1897.74 (6)	1536.34 (6)	.00 (24)			
		1/2-PT	1437.04 (24)	1536.34 (6)	.00 (24)			
		3/4-PT	1396.82 (24)	1536.34 (6)	.00 (24)			
		END-J	1092.07 (24)	1536.34 (6)	.00 (24)			
60	MIN	END-I	-105.63 (2)	-978.88 (20)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-12.42 (24)
		1/4-PT	-406.77 (6)	-714.77 (2)	.00 (24)			
		1/2-PT	-1040.51 (6)	-714.77 (2)	.00 (24)			
		3/4-PT	-1941.13 (24)	-714.77 (2)	.00 (24)			
		END-J	-3637.25 (24)	-714.77 (2)	.00 (24)			

60	MAX	END-I	1092.07	1536.34	.00	.00	.00	5.19
			(24)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(12)
		1/4-PT	845.53	2035.89	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		1/2-PT	843.46	2866.26	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	779.01	3696.62	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	1073.85	4526.98	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
61	MIN	END-I	-2807.30	-5257.44	.00	.00	.00	.00
			( 2)	( 2)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-1295.82	-5257.44	.00			
			( 2)	( 2)	(24)			
		1/2-PT	-457.24	-5257.44	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
		3/4-PT	-5212.40	-5257.44	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
		END-J	-10422.85	-5257.44	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
61	MAX	END-I	8216.98	13655.55	.00	.00	.00	.00
			(24)	(24)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	4107.51	14932.05	.00			
			(24)	(24)	(24)			
		1/2-PT	284.85	16208.55	.00			
			(22)	(24)	(24)			
		3/4-PT	1727.31	17485.05	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
		END-J	3238.80	18761.55	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
64	MIN	END-I	-8008.64	-14403.94	.00	.00	.00	.00
			(20)	(20)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-4011.67	-13401.28	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		1/2-PT	-303.40	-12398.63	.00			
			(20)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-2481.07	-11395.97	.00			
			( 6)	(20)	(24)			
		END-J	-5381.35	-10393.32	.00			
			( 6)	(20)	(24)			
64	MAX	END-I	6219.74	10087.90	.00	.00	.00	.00
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	3319.47	10087.90	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	419.20	10087.90	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	3117.70	10087.90	.00			
			(22)	( 6)	(24)			
		END-J	6249.86	10087.90	.00			
			(22)	( 6)	(24)			
65	MIN	END-I	-3833.10	-7059.73	.00	.00	.00	-10.44
			(20)	( 8)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-1527.73	-5183.68	.00			
			(20)	( 8)	(24)			
		1/2-PT	-544.80	-3375.20	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		3/4-PT	-224.28	-1899.48	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
		END-J	-206.69	-777.09	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
65	MAX	END-I	2542.24	1666.02	.00	.00	.00	4.25
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	( 4)
		1/4-PT	1855.01	1666.02	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
		1/2-PT	2073.12	1666.02	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		3/4-PT	2363.35	1666.02	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
		END-J	2086.98	2110.49	.00			
			(23)	(24)	(24)			

66	MIN	END-I	-206.69 ( 6)	-777.09 ( 2)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-10.44 (24)
		1/4-PT	-810.63 ( 6)	-777.09 ( 2)	.00 (24)			
		1/2-PT	-1414.56 ( 6)	-777.09 ( 2)	.00 (24)			
		3/4-PT	-3104.81 (24)	-777.09 ( 2)	.00 (24)			
		END-J	-5961.59 (24)	-777.09 ( 2)	.00 (24)			
66	MAX	END-I	2086.98 (23)	2110.49 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	4.25 ( 4)
		1/4-PT	1654.58 (22)	3759.14 (24)	.00 (24)			
		1/2-PT	1103.02 (22)	5407.79 (24)	.00 (24)			
		3/4-PT	941.41 ( 4)	7056.44 (24)	.00 (24)			
		END-J	1223.10 ( 4)	8705.09 (24)	.00 (24)			
67	MIN	END-I	-1233.13 ( 2)	-3020.10 (20)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	-576.50 ( 2)	-1098.10 (10)	.00 (24)			
		1/2-PT	-167.89 ( 6)	-946.50 ( 2)	.00 (24)			
		3/4-PT	-3077.22 (24)	-946.50 ( 2)	.00 (24)			
		END-J	-8857.14 (24)	-946.50 ( 2)	.00 (24)			
67	MAX	END-I	3728.10 (24)	2004.47 ( 6)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	3215.40 (24)	2004.47 ( 6)	.00 (24)			
		1/2-PT	1114.86 ( 8)	4535.22 (24)	.00 (24)			
		3/4-PT	736.78 ( 4)	7066.02 (24)	.00 (24)			
		END-J	1393.42 ( 4)	9596.82 (24)	.00 (24)			
103	MIN	END-I	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	-1091.41 (24)	.00 ( 6)	.00 (24)			
		1/2-PT	-4365.63 (24)	.00 ( 6)	.00 (24)			
		3/4-PT	-9822.66 (24)	.00 ( 6)	.00 (24)			
		END-J	-17462.51 (24)	.00 ( 6)	.00 (24)			
103	MAX	END-I	.00 (24)	.00 ( 6)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	.00 ( 6)	4311.73 (24)	.00 (24)			
		1/2-PT	.00 ( 6)	8623.46 (24)	.00 (24)			
		3/4-PT	.00 ( 6)	12935.19 (24)	.00 (24)			
		END-J	.00 ( 6)	17246.92 (24)	.00 (24)			

WALL FORCES AT LEVEL PISO-2 IN FRAME

WALL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
1	MIN	TOP	-14826030 (24)	-296397 (19)	-4916968 (24)	-431257 (24)	-2987327 (24)	-870217 ( 2)
		BOTTOM	-15278932 (19)		-6081362 (24)			
1	MAX	TOP	2505898 ( 3)	275774 ( 3)	1807588 ( 4)	189127 ( 4)	18574 ( 3)	1742660 (24)
		BOTTOM	3230839 ( 3)		2290026 ( 4)			

COLUMN FORCES AT LEVEL PISO-1 IN FRAME

COL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
11	MIN	TOP	-3650 (24)	-444 ( 1)	-806 (14)	-104 ( 2)	-468394 (24)	-5 ( 2)
		BOTTOM	-1484 ( 1)		-65 ( 6)			
11	MAX	TOP	164.65 ( 3)	1802.95 (24)	336.43 ( 4)	254.65 (14)	11860.06 ( 3)	10.54 (24)
		BOTTOM	2722.59 (21)		50.57 (12)			
41	MIN	TOP	-5980 (19)	-1514 ( 1)	-604 ( 6)	-484 (20)	-101369 (24)	-5 ( 2)
		BOTTOM	-2189 ( 1)		-568 (20)			
41	MAX	TOP	1597.70 ( 3)	3921.77 (21)	763.51 (22)	473.85 ( 6)	3045.12 ( 4)	10.54 (24)
		BOTTOM	3825.05 (21)		699.47 ( 6)			
43	MIN	TOP	-11549 ( 8)	-1932 ( 1)	-902 (24)	-164 ( 2)	-182972 (23)	-7 ( 2)
		BOTTOM	-3381 ( 1)		-291 ( 2)			
43	MAX	TOP	2063.96 ( 6)	6607.41 (21)	161.19 ( 4)	684.37 (24)	48567.29 ( 6)	13.67 (24)
		BOTTOM	5973.43 (21)		980.20 (24)			
45	MIN	TOP	-19546 ( 8)	-1419 ( 1)	-149 (20)	-27 ( 6)	-165402 (24)	-5 ( 2)
		BOTTOM	-2241 ( 1)		-89 ( 2)			
45	MAX	TOP	1307.72 ( 3)	11067.00 ( 8)	290.19 ( 6)	29.74 (22)	1937.51 ( 3)	10.54 (24)
		BOTTOM	8684.95 (21)		233.87 (24)			
47	MIN	TOP	-6164 (24)	-802 ( 1)	-232 ( 6)	-1249 ( 8)	-588150 (24)	-7 ( 2)
		BOTTOM	-2982 ( 9)		-1215 (20)			
47	MAX	TOP	1258.53 ( 4)	2559.16 (24)	2227.83 ( 8)	297.52 ( 6)	54956.33 ( 4)	13.67 (24)
		BOTTOM	3185.20 (21)		585.87 ( 6)			
49	MIN	TOP	-5222 (24)	-677 ( 1)	-1351 (23)	-40 ( 2)	-413990 ( 8)	-5 ( 2)
		BOTTOM	-1803 ( 1)		-142 ( 2)			
49	MAX	TOP	1233.77 ( 4)	2421.84 (24)	64.10 ( 6)	864.35 (24)	8802.95 ( 3)	10.54 (24)
		BOTTOM	2271.78 (21)		1094.21 (24)			
55	MIN	TOP	-131 ( 1)	-2975 (23)	-42 (20)	-33 ( 2)	-325869 (23)	-5 ( 2)
		BOTTOM	-3557 (19)		-118 ( 2)			
55	MAX	TOP	4784.34 (24)	601.43 ( 3)	39.93 ( 6)	94.74 (24)	8362.47 ( 3)	10.54 (24)
		BOTTOM	1620.96 ( 3)		304.28 (24)			
78	MIN	TOP	-67.97 ( 1)	-4762.60 (23)	-236.91 (24)	-65.60 ( 2)	-25592.99 (23)	-2.07 ( 2)
		BOTTOM	-4436.43		-101.92			

78	MAX	TOP	(23) 7476.88	134.40	(2) 94.90	163.26	473.71	4.29
			(24)	(3)	(4)	(24)	(3)	(24)
		BOTTOM	268.96		252.87			
			(3)		(24)			

BEAM FORCES AT LEVEL PISO-1 IN FRAME

BAY ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
14	MIN	END-I	-20706.00	-21961.47	.00	.00	.00	-21.75
			(23)	(23)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-108.72	-10951.62	.00			
			(1)	(23)	(24)			
		1/2-PT	-24.37	-58.65	.00			
			(1)	(1)	(24)			
		3/4-PT	-61.92	-58.65	.00			
			(1)	(1)	(24)			
		END-J	-21070.33	-58.65	.00			
			(8)	(1)	(24)			
14	MAX	END-I	193.68	58.65	.00	.00	.00	9.82
			(3)	(3)	(24)	(24)	(24)	(4)
		1/4-PT	3175.42	58.65	.00			
			(8)	(3)	(24)			
		1/2-PT	11057.79	115.72	.00			
			(8)	(21)	(24)			
		3/4-PT	2987.13	11078.66	.00			
			(23)	(8)	(24)			
		END-J	146.77	22088.51	.00			
			(3)	(8)	(24)			
56	MIN	END-I	-10341.29	-16084.77	.00	.00	.00	-46.79
			(23)	(23)	(24)	(24)	(24)	(24)
		1/4-PT	-223.64	-8017.21	.00			
			(1)	(23)	(24)			
		1/2-PT	-3.21	-318.54	.00			
			(1)	(9)	(24)			
		3/4-PT	-220.64	-209.06	.00			
			(1)	(1)	(24)			
		END-J	-10628.80	-209.06	.00			
			(8)	(1)	(24)			
56	MAX	END-I	445.75	209.06	.00	.00	.00	20.29
			(3)	(3)	(24)	(24)	(24)	(4)
		1/4-PT	2499.48	209.06	.00			
			(8)	(3)	(24)			
		1/2-PT	6695.59	249.76	.00			
			(24)	(21)	(24)			
		3/4-PT	2355.89	8152.46	.00			
			(23)	(8)	(24)			
		END-J	442.76	16220.02	.00			
			(3)	(8)	(24)			
59	MIN	END-I	-2346.80	-4561.99	.00	.00	.00	-5.72
			(8)	(8)	(24)	(24)	(24)	(19)
		1/4-PT	-881.51	-3522.34	.00			
			(8)	(8)	(24)			
		1/2-PT	-78.62	-2482.69	.00			
			(2)	(8)	(24)			
		3/4-PT	-38.96	-1443.04	.00			
			(2)	(8)	(24)			
		END-J	-16.91	-435.36	.00			
			(1)	(20)	(24)			
59	MAX	END-I	352.48	244.43	.00	.00	.00	2.85
			(6)	(6)	(24)	(24)	(24)	(6)
		1/4-PT	263.88	244.43	.00			
			(6)	(6)	(24)			
		1/2-PT	382.17	244.43	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		3/4-PT	1005.10	244.43	.00			
			(24)	(6)	(24)			
		END-J	1255.59	244.43	.00			
			(23)	(6)	(24)			

60	MIN	END-I	-16.91 ( 1)	-435.36 (20)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-5.72 (19)
		1/4-PT	-102.77 ( 6)	-109.62 ( 2)	.00 (24)			
		1/2-PT	-203.60 ( 6)	-109.62 ( 2)	.00 (24)			
		3/4-PT	-748.16 (24)	-109.62 ( 2)	.00 (24)			
		END-J	-2390.62 (24)	-109.62 ( 2)	.00 (24)			
60	MAX	END-I	1255.59 (23)	244.43 ( 6)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	2.85 ( 6)
		1/4-PT	1177.19 (23)	1024.09 (24)	.00 (24)			
		1/2-PT	610.78 (23)	2207.14 (24)	.00 (24)			
		3/4-PT	136.62 ( 4)	3390.19 (24)	.00 (24)			
		END-J	181.82 ( 4)	4573.24 (24)	.00 (24)			
61	MIN	END-I	-1573.45 (20)	-4219.63 (20)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	-548.07 (10)	-3216.97 (20)	.00 (24)			
		1/2-PT	-270.52 ( 6)	-2353.33 (10)	.00 (24)			
		3/4-PT	-1557.50 ( 6)	-2071.43 ( 2)	.00 (24)			
		END-J	-3307.68 (24)	-2071.43 ( 2)	.00 (24)			
61	MAX	END-I	2303.45 ( 6)	4476.46 ( 6)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	1016.46 ( 6)	4476.46 ( 6)	.00 (24)			
		1/2-PT	276.72 (22)	4476.46 ( 6)	.00 (24)			
		3/4-PT	805.26 (12)	5614.86 (24)	.00 (24)			
		END-J	1317.47 ( 4)	6891.36 (24)	.00 (24)			
64	MIN	END-I	-3896.69 (20)	-7636.36 (23)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	-1880.89 (20)	-6510.54 (20)	.00 (24)			
		1/2-PT	-154.22 (20)	-5507.89 (20)	.00 (24)			
		3/4-PT	-662.10 ( 6)	-4505.23 (20)	.00 (24)			
		END-J	-1557.24 ( 6)	-3502.57 (20)	.00 (24)			
64	MAX	END-I	2023.35 ( 6)	3113.56 ( 6)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)
		1/4-PT	1128.20 ( 6)	3113.56 ( 6)	.00 (24)			
		1/2-PT	233.05 ( 6)	3113.56 ( 6)	.00 (24)			
		3/4-PT	1286.83 (22)	3113.56 ( 6)	.00 (24)			
		END-J	2437.71 (22)	3113.56 ( 6)	.00 (24)			
65	MIN	END-I	-3370.23 ( 8)	-7087.94 ( 8)	.00 (24)	.00 (24)	.00 (24)	-8.14 (24)
		1/4-PT	-924.41 (20)	-5211.89 ( 8)	.00 (24)			
		1/2-PT	-169.29 ( 2)	-3335.84 ( 8)	.00 (24)			
		3/4-PT	-67.56 ( 2)	-1459.79 ( 8)	.00 (24)			
		END-J	-74.99 ( 6)	-246.76 ( 2)	.00 (24)			
65	MAX	END-I	812.11	537.63	.00	.00	.00	2.85

			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	( 4)
	1/4-PT		590.34	537.63	.00			
			( 6)	( 6)	(24)			
	1/2-PT		1298.14	537.63	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
	3/4-PT		2065.46	537.63	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
	END-J		2133.90	953.90	.00			
			( 8)	(24)	(24)			
66	MIN	END-I	-74.99	-246.76	.00	.00	.00	-8.14
			( 6)	( 2)	(24)	(24)	(24)	(24)
	1/4-PT		-269.88	-246.76	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
	1/2-PT		-464.77	-246.76	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
	3/4-PT		-1667.81	-246.76	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
	END-J		-4105.32	-246.76	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
66	MAX	END-I	2133.90	953.90	.00	.00	.00	2.85
			( 8)	(24)	(24)	(24)	(24)	( 4)
	1/4-PT		1684.19	2602.55	.00			
			( 8)	(24)	(24)			
	1/2-PT		714.13	4251.20	.00			
			(22)	(24)	(24)			
	3/4-PT		302.71	5899.85	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
	END-J		392.16	7548.50	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
67	MIN	END-I	-332.49	-2626.28	.00	.00	.00	.00
			(10)	( 8)	(24)	(24)	(24)	(24)
	1/4-PT		-115.47	-690.62	.00			
			( 2)	(20)	(24)			
	1/2-PT		-14.63	-174.92	.00			
			( 6)	( 2)	(24)			
	3/4-PT		-1132.86	-174.92	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
	END-J		-4409.14	-174.92	.00			
			(24)	( 2)	(24)			
67	MAX	END-I	519.53	384.99	.00	.00	.00	.00
			( 6)	( 6)	(24)	(24)	(24)	(24)
	1/4-PT		1278.69	384.99	.00			
			(24)	( 6)	(24)			
	1/2-PT		777.72	1738.06	.00			
			( 8)	(24)	(24)			
	3/4-PT		127.25	3727.73	.00			
			( 4)	(24)	(24)			
	END-J		248.60	5717.41	.00			
			( 4)	(24)	(24)			

WALL FORCES AT LEVEL PISO-1 IN FRAME

WALL ID	OUTPUT ID	OUTPUT POINT	MAJOR MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR MOMENT	MINOR SHEAR	AXIAL FORCE	TORSIONAL MOMENT
1	MIN	TOP	-15611643 (19)	-242151 (19)	-5442250 ( 6)	-454582 (24)	-5686017 ( 8)	-487442 ( 2)
		BOTTOM	-16311406 (19)		-6803912 ( 6)			
1	MAX	TOP	3345273 ( 3)	231882 ( 3)	3905145 (22)	197206 ( 4)	121855 ( 6)	724309 (24)
		BOTTOM	4014230 ( 3)		4462686 (22)			

## CAPITULO IV

### DISEÑO EN CONCRETO ARMADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

#### IV.1.- Generalidades.-

El concreto es un material excelente para resistir compresiones axiales, sin embargo, muy pocos son los elementos estructurales cargados en dicha forma; el acero es esencial para resistir las flexiones que puedan existir.

Por otro lado, si parte de la carga total es representada por la armadura de acero, con su resistencia mucho mayor, las dimensiones transversales del elemento pueden reducirse tanto más cuanto mayor es la proporción de armaduras.

Se asume que ambos materiales, el acero y el concreto logran una adherencia tal que logran una redistribución en forma proporcional de las cargas absorbidas, absorbiendo el acero proporciones crecientes.

A continuación diseñamos los diferentes elementos estructurales de nuestro edificio y en cada punto detallaremos su teoría correspondiente partiendo todos ellos de las hipótesis planteadas anteriormente.

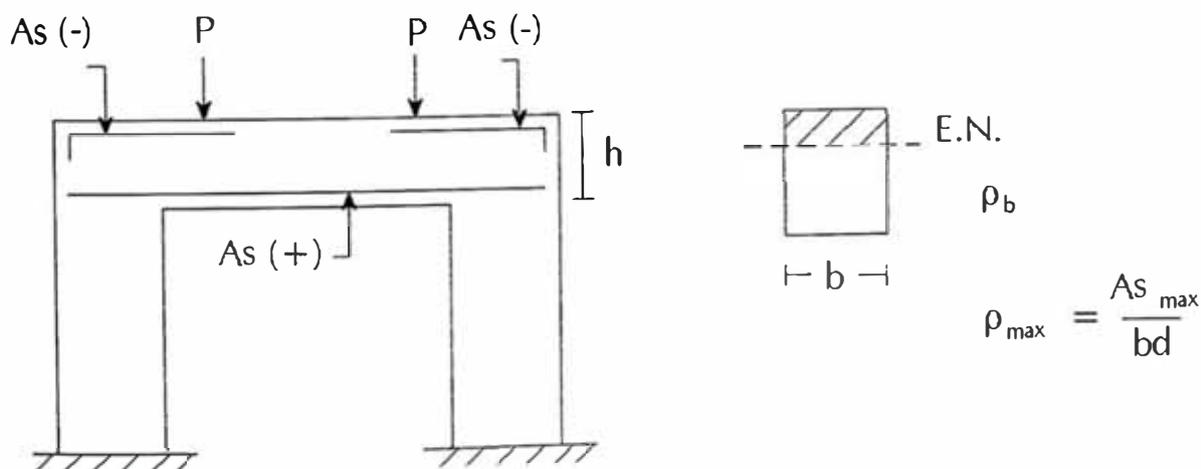
#### IV.2.- Diseño de vigas.-

Es fácilmente comprobable que las vigas de concreto (únicamente) son muy poco eficaces como elementos sujetos a flexión, ya que ésta, produce en la sección considerada zonas en tracción y compresión. El concreto tiene una resistencia a tracción que viene a ser una pequeña fracción de su resistencia

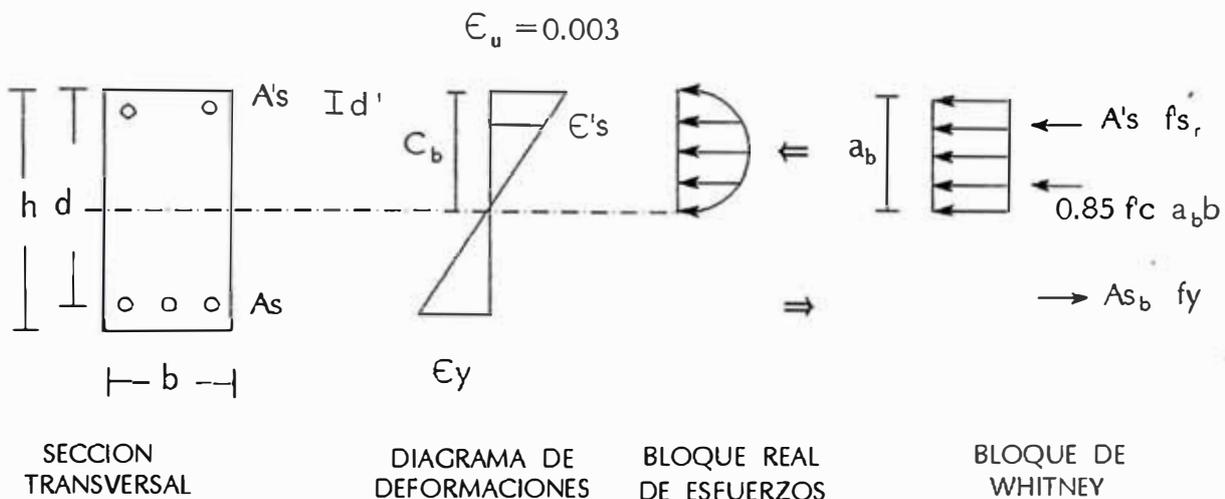
a compresión, y es por esto, que se emplea en los diseños acero en las zonas de tracción para que éste tome ése esfuerzo.

Pero sucede que generalmente las vigas están expuestas a momentos flectores altos y están limitados en cuanto a su sección transversal, que no permiten desarrollar la resistencia necesaria de parte del concreto; es por esto principalmente, que se emplean armaduras en la zona en compresión, logrando así las vigas con armadura doble.

Sin embargo hay casos en que se utiliza este tipo de armadura para reducir las deformaciones de los elementos a largo plazo (flujo plástico); además se emplean para los casos de momentos mínimos o como barras de soporte para los estribos.



**IV.2.1.- Cuantía balanceada para secciones con armadura en compresión.-**



Hacemos equilibrio de fuerzas

$$- A's f's_r - 0.85 f'c a_b b + As_b fy = 0$$

Dividimos por  $bd$  y ordenamos :

$$\frac{As_b}{bd} fy = 0.85 f'c a_b b + \frac{a_b b + A's}{bd} f's_r$$

Denominamos  $\frac{As_b}{bd} = \bar{\rho}_b$

cuantía balanceada en tracción para el caso que la sección tenga armadura en compresión.

$$\frac{A's}{bd} = \rho' \quad ; \quad \frac{As}{bd} = \rho$$

$$\rightarrow fy - \bar{\rho}_b = 0.85 f'c \beta_1 \frac{c_b}{d} + \rho' \cdot f's_r$$

$$\rightarrow \bar{\rho}_b = 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \frac{\beta_1 C_b}{d} + \frac{\rho' f'_s s_r}{f_y} \quad \text{---- (IV.1)}$$

Del diagrama de deformaciones :

$$\frac{\epsilon_u}{C_b} = \frac{\epsilon_y}{d - C_b} \rightarrow C_b = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} d \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon_u = 0.003 \\ \epsilon_y = \frac{f_y}{2.03 \times 10^6} \end{array} \right.$$

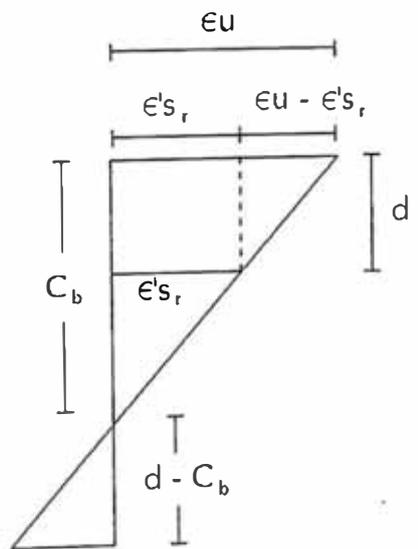
$$\rightarrow \frac{C_b}{d} = \frac{6090}{6090 + f_y} \quad \text{---- (IV.2)}$$

Sustituyendo (IV.2) en (IV.1)

$$\bar{\rho}_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left[ \frac{6090}{6090 + f_y} \right] + \frac{\rho' f'_s s_r}{f_y}$$

$$\rightarrow \bar{\rho}_b = \rho_b + \rho' \frac{f'_s s_r}{f_y} \quad \text{---- (IV.3)}$$

Determinación de  $f'_s s_r$  :

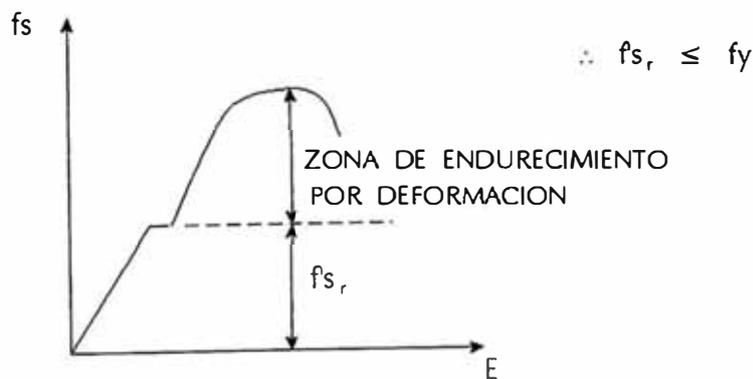


$$\frac{\epsilon_u}{C_b} = \frac{\epsilon_u - \epsilon' s_r}{d'} \rightarrow \epsilon' s_r = \epsilon_u - \epsilon_u \frac{d'}{C_b}$$

$$\frac{\epsilon_u}{C_b} = \frac{\epsilon_u + \epsilon_y}{d} \rightarrow \frac{f' s_r}{E_s} = \epsilon' s_r$$

$$\rightarrow \epsilon' s_r = \epsilon_u - [\epsilon_u + \epsilon_y] \frac{d'}{d}$$

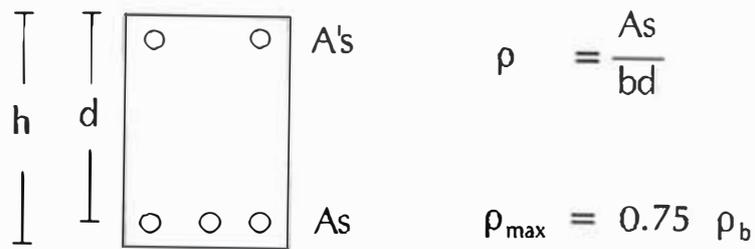
$$\rightarrow f' s_r = E_s \left[ 0.003 - \left[ 0.003 + \frac{f_y}{E_s} \right] \frac{d'}{d} \right] \text{ ---- (IV.4)}$$



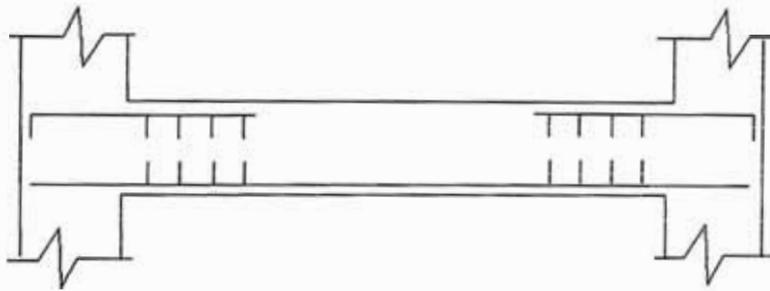
Según ACI 318-83

$$\bar{\rho}_{max} = 0.75 \rho_b + \rho' \frac{f' s_r}{f_y} \text{ ---- (IV.5)}$$

- 1) Si comparamos y encontramos que  $\rho < \rho_{max}$  la sección debe ser diseñada considerando únicamente la armadura en tracción ya que la armadura en compresión está allí por razones constructivas.



consideraremos que la armadura en compresión ha sido colocada por razones constructivas o por reglamento.



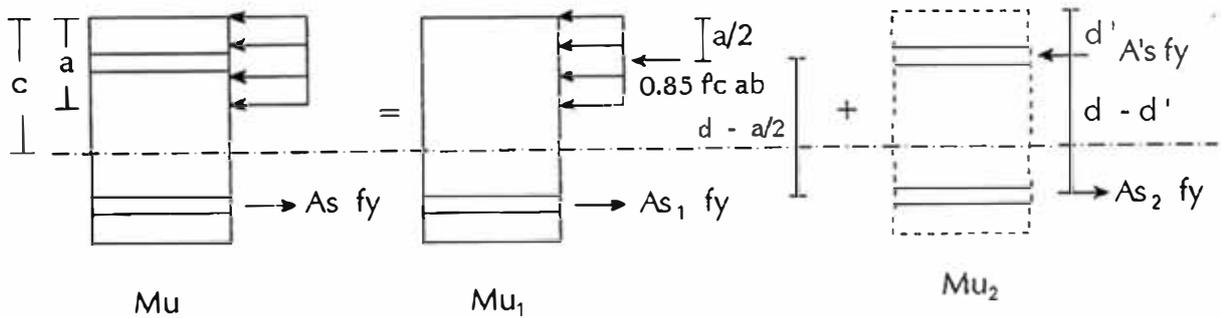
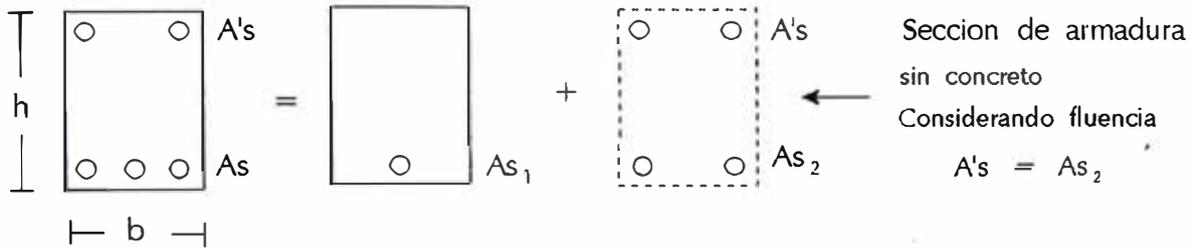
2) Si encontramos que  $\rho > \rho_{\max}$  debemos verificar que

$$\rho < \bar{\rho}_{\max} \quad \therefore \bar{\rho}_{\max} \leq 0.75 \rho_b + \rho' \frac{f'_s r}{f_y}$$

Si atendemos también a  $\rho_{\min}$  tenemos

- |                      |  |                           |
|----------------------|--|---------------------------|
| 1 <sup>er</sup> caso | $\rho_{\min} < \rho < \bar{\rho}_{\max}$ | Si $A's$ fluye            |
| 2 <sup>do</sup> caso | $\rho < \rho_{\min} < \bar{\rho}_{\max}$ | $\rightarrow f's_r = f_y$ |
| 3 <sup>er</sup> caso | $\rho_{\min} < \rho_{\max} < \rho$       |                           |

1<sup>er</sup> caso  $\rho_{\min} < \rho < \bar{\rho}_{\max}$



tenemos que

$$Mu = Mu_1 + Mu_2$$

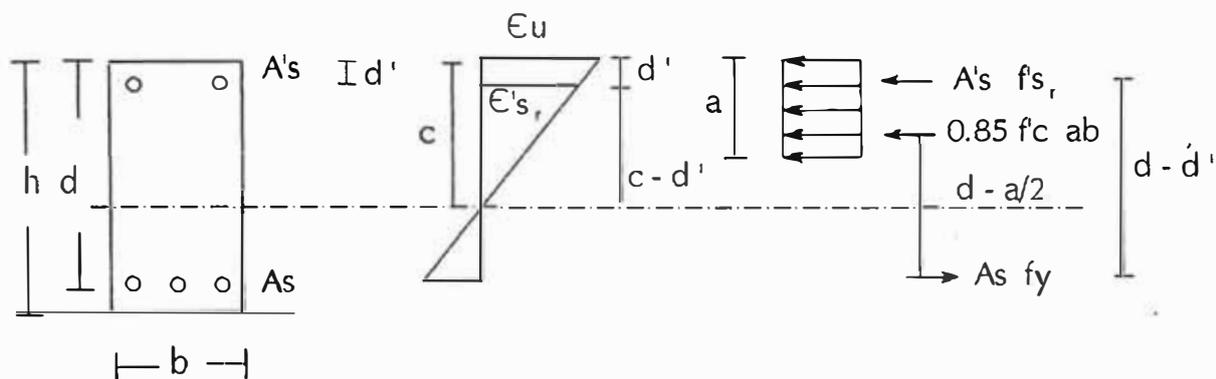
$$As = As_1 + As_2$$

$$Mu_1 = \phi 0.85 f'c ab \left( d - \frac{a}{2} \right) = \phi As_1 fy \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{---- (IV.6)}$$

$$As_2 = As - As_1 \rightarrow A's = As_2 \quad \begin{array}{l} A's \text{ armadura en compresión} \\ As = As_1 + As_2 \text{ armadura} \\ \text{en tracción} \end{array}$$

$$Mu_2 = \phi A's fy [d - d'] \quad \text{---- (IV.7)}$$

2<sup>do</sup> caso  $\rho < \rho_{\min} < \bar{\rho}_{\max}$



Hacemos equilibrio de fuerzas

$$- 0.85 f'c ab - A's f's_r + As fy = 0 \quad \text{---- (IV.8)}$$

Determinamos  $f's_r$

$$\frac{\epsilon u}{c} = \frac{\epsilon's_r}{c - d'} \rightarrow \epsilon's_r = \epsilon u \left[ \frac{c - d'}{c} \right] = \frac{f's_r}{E_s}$$

$$\rightarrow f's_r = E_s \epsilon u \left[ \frac{c - d'}{c} \right]$$

$$\therefore f's_r = E_s \epsilon u \left[ \frac{a - d' \beta_1}{a} \right] \quad \text{---- (IV.9)}$$

Sustituimos (IV.9) en (IV.8) y reemplazamos  $a = \beta_1 c$

$$- 0.85 f'c \beta_1 c b - A's E_s \epsilon u \left[ \frac{c - d'}{c} \right] + As fy = 0$$

a partir de esta ecuación determinamos "c" y luego "a"

Por reglamento

$$\mu = \phi \left( 0.85 f'_c ab \left[ d - \frac{a}{2} \right] + A'_s f'_s [d - d'] \right) \quad \text{---- (IV.10)}$$

#### IV.2.2.- Consideraciones por corte.-

La economía de proyecto exige en la mayor parte de los casos que los elementos sometidos a flexión sean capaces de desarrollar la totalidad de su capacidad de resistencia a flexión, en lugar de ver su resistencia limitada por la rotura prematura a esfuerzo cortante.

También es deseable que las estructuras, en caso de sobrecarga excesiva, no se rompan de forma repentina y explosiva característica de muchas roturas por cortadura, sino que muestren una ductibilidad adecuada advirtiendo de los peligros que amenacen.

Por consiguiente, si la resistencia a cortadura disponible, no es satisfactoria, debe utilizarse una armadura especial o esfuerzo cortante conocida como armadura del alma, para aumentar esta resistencia.

La armadura a esfuerzo cortante, en nuestro caso, será una armadura compuesta por estribos verticales.

La armadura o esfuerzo cortante no tiene efectos especiales antes de la formación de grietas diagonales, la armadura del alma aumenta la resistencia a cortadura de una viga de tres formas :

- 1) Parte del esfuerzo cortante es absorbida por las barras que atraviesan una grieta particular.

- 2) La presencia de éstas mismas barras impide el crecimiento de las grietas diagonales y reduce su penetración en la zona de compresión, lo que deja más concreto no agrietado disponible en la parte superior de la grieta para resistir la acción combinada de cortadura y compresión.
- 3) Como se ve en la sección transversal de la FIG (IV.1), los estribos están dispuestos de tal forma que enlazan la armadura longitudinal al concreto. Esto produce cierta restricción del desplazamiento del concreto a lo largo de la armadura longitudinal.

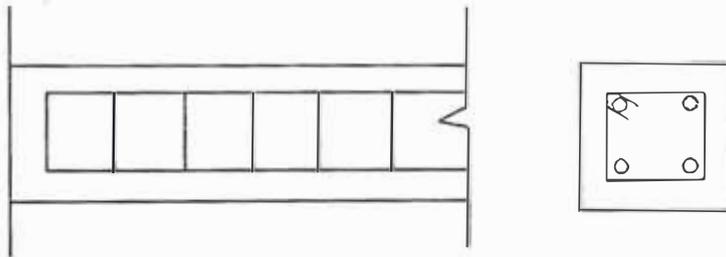


FIG (IV.1) Armadura a esfuerzo cortante con estribos verticales.

Según la Norma E-060 de Concreto Armado, en el Capítulo 13, nos recomienda que :

- El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión :

$$V_u \geq \phi V_n$$

donde :

$V_u$  = es la resistencia requerida por corte en la sección analizada.

$V_n$  = es la resistencia nominal al corte de la sección.

La resistencia nominal  $V_n$  estará conformada por la contribución del concreto  $V_c$  y por la contribución de acero  $V_s$  de tal forma que :

$$V_n = V_c + V_s$$

- Al determinar la contribución del concreto  $V_c$ , cuando corresponda, deberán considerarse los efectos de las fuerzas de tracción axial debidas a la fluencia y contracción de fraguado y a cambios de temperatura en los elementos que estén restringidos axialmente.

- Las acciones situadas a una distancia menor que "d" desde la cara del apoyo, podrán ser diseñadas por la fuerza  $V_u$  calculada a una distancia "d", si se cumplen las siguientes condiciones :

a) Cuando la reacción del apoyo, en dirección del corte aplicado, introduzca compresión en las regiones cercanas al apoyo del elemento.

b) Cuando no existen cargas concentradas entre la cara del apoyo y la sección ubicada a una distancia "d".

- Cuando la fuerza cortante  $V_u$  exceda de  $\phi V_c$ , deberá proporcionarse refuerzo por corte de manera que se cumpla

$$V_u \leq \phi V_n, \quad V_n = V_c + V_s$$

a) Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje de elemento :

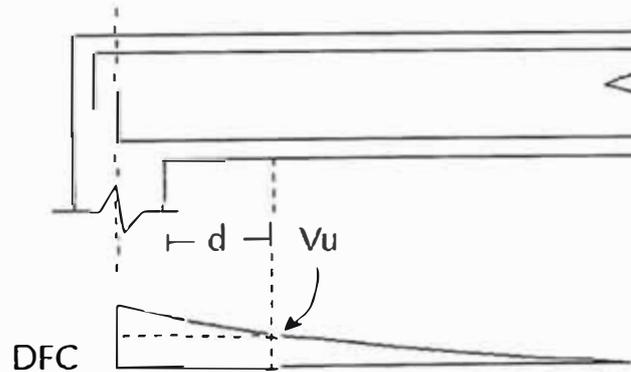
$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

donde :

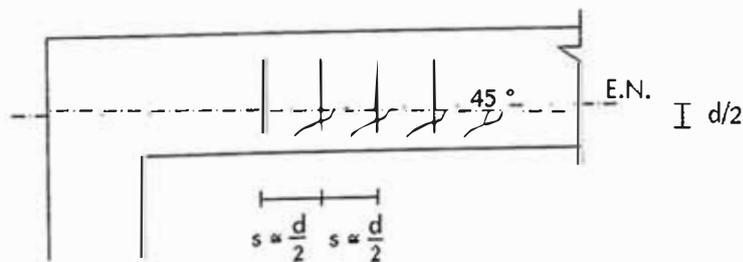
$A_v$  = área de refuerzo por cortante dentro de una distancia  $s$  proporcionada por la suma de áreas de las ramas del o de los estribos ubicados en el alma.

- Consideraciones del Reglamento ACI-318-83 sobre diseño por cortante :

1.- La sección crítica por cortante está ubicada a una distancia "d" de la cara del apoyo.

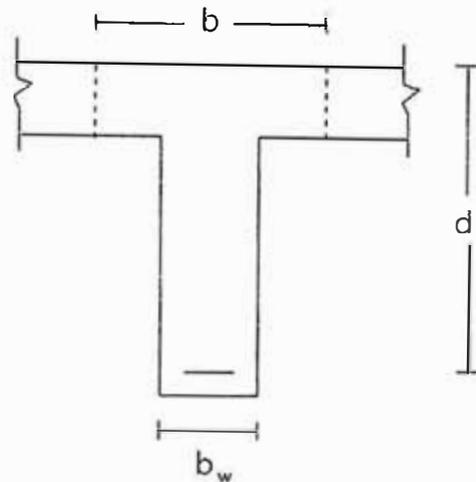


2.- Toda grieta potencial a  $45^\circ$  que se inicie en el eje neutro debe estar cruzada por lo menos por una armadura de refuerzo.



3.- Esfuerzos referenciales para diseño de elementos sujetos a cortante y flexión únicamente.

a)  $V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$



b) Espaciamiento del refuerzo por cortante perpendicular al eje de la barra cumple :

$$s \leq \begin{cases} d/2 \\ 60 \text{ cm.} \end{cases}$$

c) Cuando  $V_s \geq 1.06 \sqrt{f'c} b_w d$  la especificación anterior se reduce a la mitad

$$s \leq \begin{cases} d/4 \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

d) Se usará  $A_{v_{min}}$  cuando  $V_u \geq 1/2 \phi V_c$

$$A_{v_{min}} = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$$

e)  $V_s$  no excederá  $2.12 \sqrt{f'c} b_w d$

$$V_s \leq 2.12 \sqrt{f'c} b_w d$$

f)  $\phi = 0.85$  para cortante.

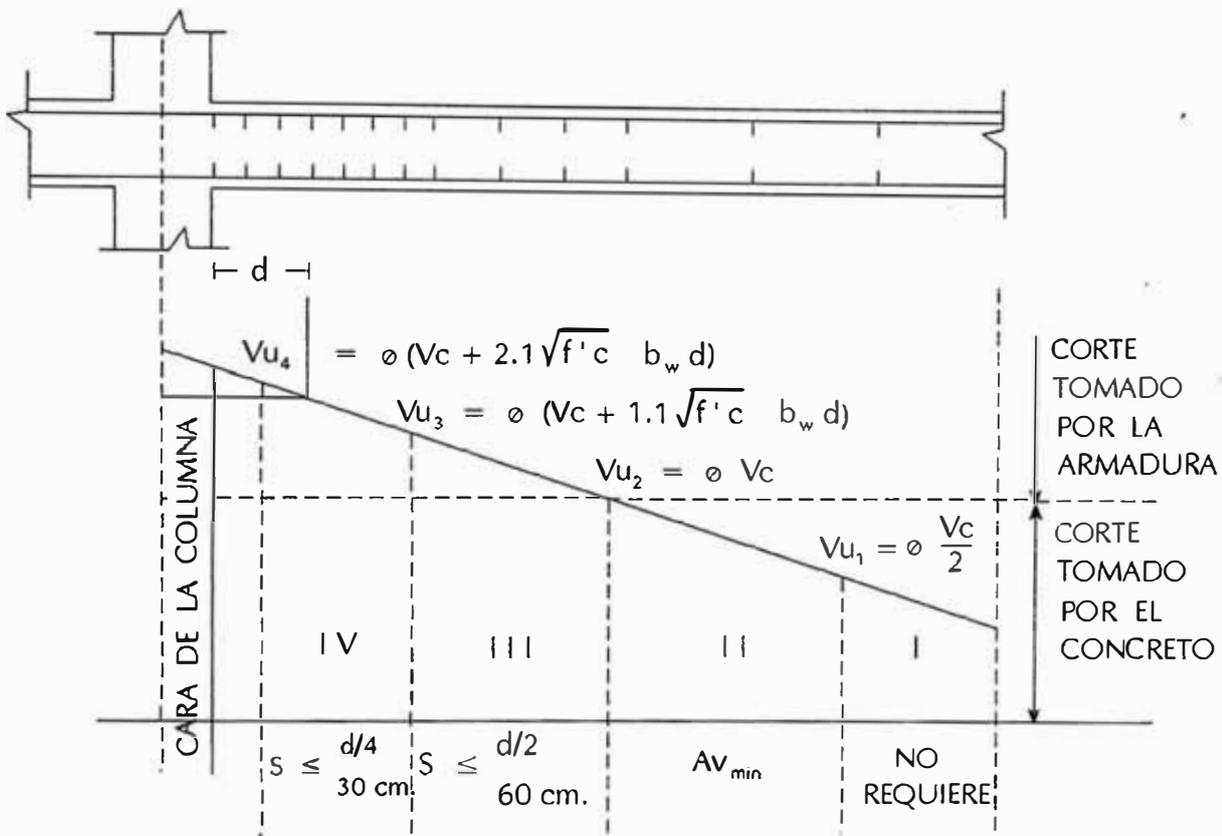


FIG (IV.2) Cortantes Referenciales y Espaciamientos Máximos según reglamento

#### IV.2.3.- Adherencia, anclaje y longitud de desarrollo.-

Cuando se utilizaban barras lisas sin corrugaciones superficiales, la adherencia inicial se debía solamente a la adhesividad química, relativamente débil, y al rozamiento mecánico entre acero y concreto. Después de que la adherencia y el rozamiento estático eran separados para cargas elevadas, se producían pequeños deslizamientos que inducían al anclaje de la rugosidad natural de la barra en el concreto.

Sin embargo, esta resistencia de adherencia natural es tan pequeña que en las vigas armadas con barras lisas el enlace entre acero y concreto se rompe frecuentemente. Tales vigas se rompen al deslizar las barras de acero dentro del concreto.

Para evitar esto, se prevee el anclaje externo, principalmente en forma de gancho. Si el anclaje es adecuado, una viga de este tipo no se romperá ni siquiera si la adhesividad falla en la totalidad de la longitud entre anclajes. Esto se debe a que en tal caso el elemento funciona como un arco atirantado, como se ve en la FIG (IV.3), representando al concreto no agrietado el arco sombreado, y las barras ancladas el tirante.

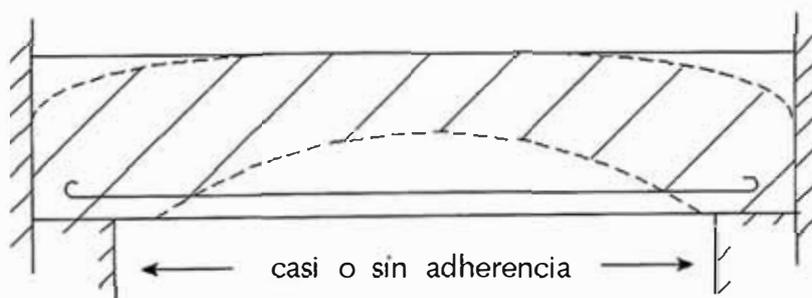


FIG (IV.3) Acción de arco atirantado en una viga con poca o sin adherencia

Por consiguiente, el alargamiento total del acero en tales vigas es mayor que en aquellas en que persiste la adherencia dando lugar a deformaciones mayores y a grietas de mayor anchura.

Para mejorar esta situación se utilizan actualmente barras corrugadas. En tales barras, las partes laterales de los nervios salientes se apoyan en el concreto circundante y producen una adherencia muy incrementada. Por ello, en la mayor parte de los casos es posible prescindir de artificios de anclaje especiales

como ganchos y placas de anclaje.

Además, se reduce la anchura de las grietas y las deformaciones.

Para asegurar que el anclaje por adherencia de una barra es suficiente para desarrollar su máxima resistencia utilizable (la tensión de fluencia) es necesaria una longitud mínima, la cual se conoce como longitud de desarrollo de la barra.

Según la Norma E-060 de Concreto Armado, capítulo 8, en el acápite 8.2, nos habla sobre el desarrollo de barras corrugadas sujetas a tracción :

- Según la longitud de desarrollo básica ( $ld_b$ ), en centímetros, será la mayor de :

$$ld_b = 0.006 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$ld_b = 0.006 d_b f_y$$

donde :  $A_b$  = área individual del acero de refuerzo.

$d_b$  = diámetro nominal de la barra.

La longitud de desarrollo ( $ld$ ) será la obtenida de multiplicar  $ld_b$  por los siguientes factores :

- a) Para barras horizontales que tengan por debajo más de 30 cm. de concreto fresco. 1,4
- b) Cuando el refuerzo esté espaciado lateralmente por lo menos 15 cm. (eje a eje), y tenga un recubrimiento lateral de por lo menos 7.5 cm. 0,8

La longitud de desarrollo ( $ld$ ) no deberá ser menor de 30 cm.

El factor 1,4 afecta la  $ld_b$  a fin de considerar la posible pérdida de adherencia por el ascenso de exceso de agua de la mezcla durante el fraguado del concreto.

\* Desarrollo de barras corrugadas sujetas a compresión :

- La longitud de desarrollo ( $ld$ ) en centímetros, deberá ser la mayor de :

$$ld = 0.08 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

$$ld = 0.004 d_b f_y$$

- La longitud de desarrollo  $ld$  no deberá ser menor de 20 cm.

\* Desarrollo de barras en paquetes :

La longitud de desarrollo de cada barra dentro de un paquete de barras sujetas a tracción o compresión, deberá ser aquella de la barra individual, aumentada en 20% para paquetes de 3 barras, y un 33% para paquetes de 4 barras.

\* Desarrollo de ganchos estándar en tracción :

- Para barras de refuerzo que terminen en ganchos estándar, la longitud de desarrollo en tracción será

$$ld_g = \frac{318 d_b}{\sqrt{f'_c}}$$

pero no menor que 8 diámetros de la barra ni 15 cm.

Esta distancia se medirá desde la sección crítica hasta el borde exterior del dobléz, sobre una línea recta que coincide con el eje longitudinal de la barra.

Cuando el recubrimiento lateral de la barra (normal al plano del gancho) es igual o mayor a 65 mm. y en el caso de ganchos a  $90^\circ$  se tenga además que el recubrimiento en la extensión de la barra es mayor o igual a 50 mm., el valor de  $l_{d_g}$  se podrá multiplicar por 0.70, cuando la barra se halla dentro de estribos cerrados, verticales u horizontales, espaciados no más de  $3 d_b$  en toda la longitud  $l_{d_g}$ , el valor de  $l_{d_g}$  se podrá multiplicar por 0.8.

Estos dos factores no son excluyentes.

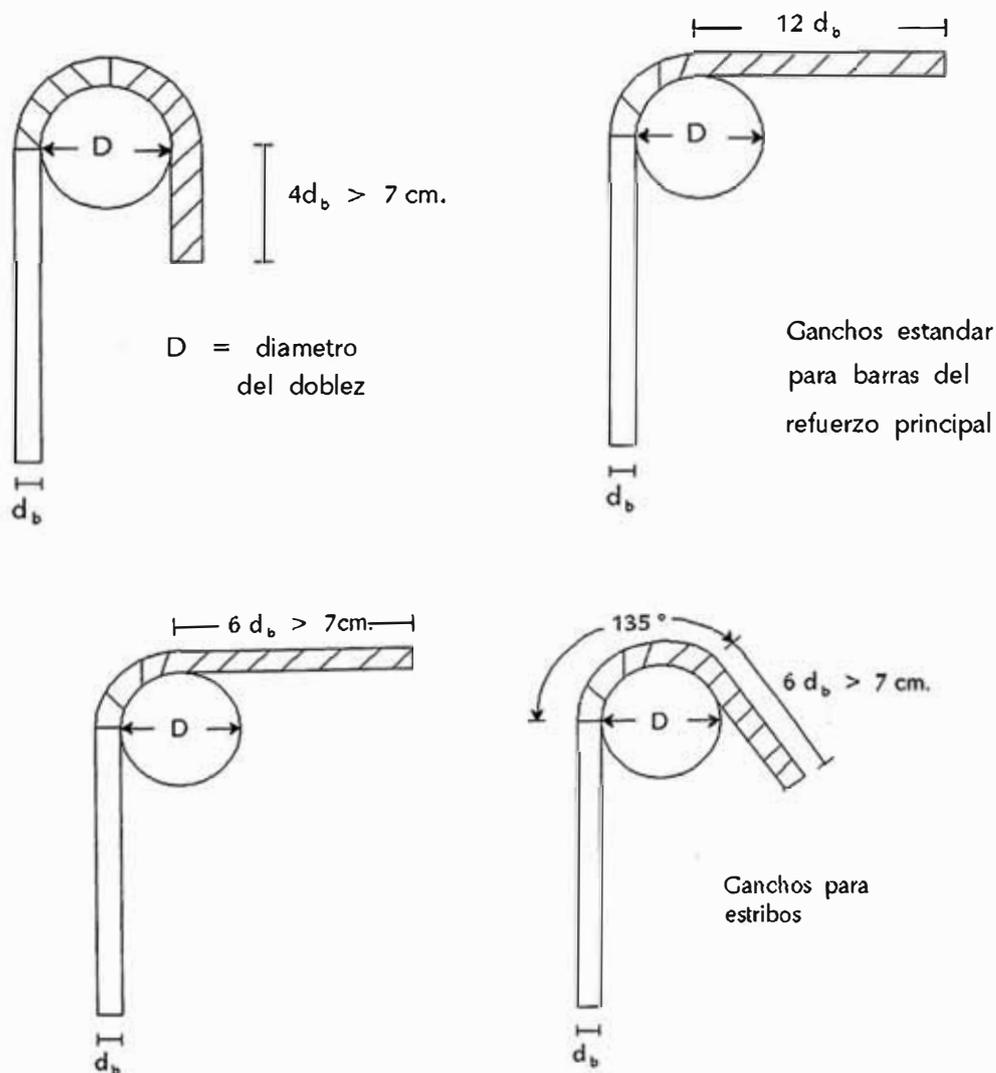


FIG (IV.4) Ganchos estándar

- \* Corte o doblado del refuerzo para miembros sujetos a flexión

### Generalidades

- El esfuerzo se puede desarrollar doblándolo en el alma, para anclarlo o hacerlo continuo en el refuerzo de la cara opuesta, o simplemente dejándolo como barra recta con su debido anclaje.
- En elementos a flexión que resistan momentos de sismo deberá existir refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por 2 barras tanto en la cara superior como en la cara inferior, con su área de acero no menor a  $1/4$  de la máxima requerida en los nudos, ni menos de :

$$0.7 \frac{\sqrt{f'c}}{fy} b_w d$$

Adicionalmente deberá considerarse :

- a) Todas las barras que anclen en columnas extremas deberán terminar en gancho estándar.
  - b) Las barras que corten en apoyos intermedios, sin usar gancho, deberán prolongarse a través de la columna interior. La parte de  $l_d$  que no se halle dentro del núcleo confinado debe incrementarse multiplicándola por un factor de 1.6 .
- Las zonas críticas para el desarrollo del refuerzo en elementos en flexión, serán las secciones de máximo esfuerzo y las secciones del tramo donde termina o se dobla el refuerzo adyacente.

- El refuerzo deberá extenderse, más allá de la sección en que ya no es necesario, una distancia igual al peralte efectivo del elemento ó  $12 d_b$ , la que sea mayor, siempre que desarrolle  $l_d$  desde el punto de máximo esfuerzo, excepto en los apoyos de los tramos libres y en el extremo de voladizos.
- Cuando se use refuerzo continuo y adicionalmente otro de menor longitud (bastones) se deberá cumplir :
  - a) El refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo  $l_d$ , más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario.
  - b) El refuerzo por flexión no deberá terminarse en una zona de tracción a menos que se cumpla que en el punto de corte el refuerzo que continúa proporcione el doble del área requerida por flexión, y el cortante no exceda las  $3/4$  partes de lo permitido.

\* Disposición del refuerzo para Momento Positivo.-

- Por lo menos la tercera parte del refuerzo por momento positivo deberá prolongarse dentro del apoyo, cumpliendo con el anclaje requerido.
- En elementos que resistan momentos de sismo deberá cumplirse que la resistencia a momento positivo, en la cara del nudo, no sea menor que  $1/3$  de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.

- En apoyos simples y en puntos de inflexión el refuerzo por momento positivo estará limitado a un diámetro tal que  $l_d$  calculado cumpla con :

$$l_d \leq \frac{M_n}{V_u} + l_a$$

Esta condición no necesita ser satisfecha, si el refuerzo en los apoyos termina más allá de la línea central del apoyo con un gancho estándar o un anclaje mecánico.

En la ecuación anterior :

$M_n$  = Momento nominal previsto por el refuerzo positivo de la sección considerada.

$V_u$  = Fuerza cortante de diseño en la sección considerada.

$l_a$  = El mayor valor de  $d$  ó  $12 d_b$

\* Disposición del refuerzo para Momento Negativo.-

- El refuerzo por momento negativo en un elemento continuo o en voladizo, o en cualquier elemento de un pórtico deberá anclarse en, o a través de los elementos de apoyo por longitudes de anclaje, ganchos o anclajes mecánicos.

El refuerzo que llega hasta el extremo del volado terminará en gancho estándar.

- El refuerzo por momento negativo tendrá una longitud de desarrollo dentro del tramo, cumpliendo con las disposiciones similares para miembros sujetos a

flexión desde el punto de máximo esfuerzo.

- Por lo menos un tercio del refuerzo total por flexión en el apoyo se extenderá una longitud más allá del punto de inflexión, mayor o igual al peralte efectivo,  $12 d_b$  ó  $1/16$  de la luz del tramo, el que sea mayor.

\* Empalmes en el refuerzo

- Los refuerzos se deberán empalmar preferentemente en zonas de esfuerzos bajos. Los empalmes traslapados del refuerzo en zonas de inversión de esfuerzos, deberán confinados por estribos cerrados espaciados a no más de 16 veces el diámetro de las barras longitudinales sin exceder 30 cm.

\* Empalme por traslape

- Las barras empalmadas por medio de traslapes sin contacto en elementos sujetos a flexión, no deberán separarse transversalmente más de  $1/5$  de la longitud de traslape requerida, ni más de 15 cm.

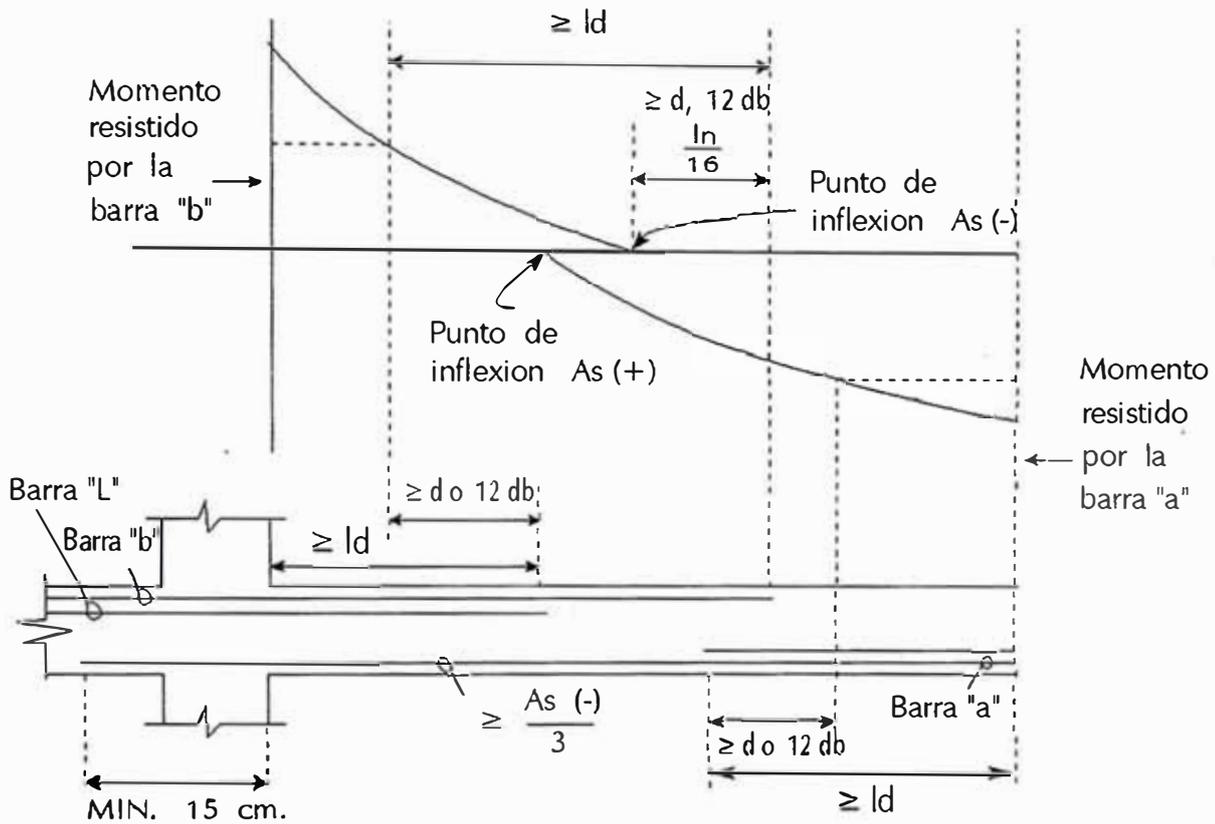


FIG (IV.5) Detalles para refuerzo transversal de elementos en flexión

Empalmes traslapados de barras corrugadas sujetas a tracción.-

- La longitud mínima del traslape en los empalmes traslapados en tracción será conforme a los requisitos de los empalmes denominados tipos B o C, pero nunca menos a 30 cm.

Empalme tipo B  $l_e = 1.3 l_d$

Empalme tipo C  $l_e = 1.7 l_d$

donde  $l_e$  es la longitud del empalme y  $l_d$  es la longitud de desarrollo en tracción.

- Los empalmes en zonas de esfuerzos altos deben preferentemente evitarse; sin embargo, si fueran estrictamente necesarios y si se empalma menos de la mitad de las barras dentro de una longitud requerida de traslape se deberá usar empalmes de Tipo B.

Si se empalma más de la mitad de las barras dentro de una longitud requerida de traslape de deberá usar empalmes de Tipo C.

\* Empalmes traslapados de barras corrugadas sujetos a compresión.-

- La longitud mínima de un empalme traslapado en compresión será la longitud de desarrollo en compresión indicada anteriormente, debiendo ser además mayor o igual a  $0.007 f_y d_b$  y no menor a 30 cm. Para  $f'_c$  menor de  $210 \text{ Kg/cm}^2$ , la longitud de empalme será incrementada en un tercio.

\* Consideraciones del ACI-318-83 para longitudes de desarrollo, longitudes de empalme y ganchos estándar.

Diámetro (pulg.)	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )				
	210	245	280	315	350
3/8	35	35	35	35	35
1/2	45	45	45	45	45
5/8	60	60	60	60	60
3/4	70	70	70	70	70
1	125	115	110	105	100

TABLA (IV.1) Longitud de desarrollo en cm. para acero corrugado de refuerzo sometido a tracción, para acero  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Diámetro (pulg.)	f'c (kg/cm <sup>2</sup> )				
	210	245	280	315	350
3/8	25	25	25	25	25
1/2	30	30	30	25	25
5/8	40	35	35	30	30
3/4	45	45	40	40	35
1	60	55	55	50	50

TABLA (IV.2) Longitud de desarrollo en cm. para acero corrugado de refuerzo sometido a compresión, para acero  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

f'c (Kg/cm <sup>2</sup> )	210			245			280			315			350		
TIPO * (pulg)	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B	C
3/8	35	50	60	35	50	60	35	50	60	35	50	60	35	50	60
1/2	45	60	80	45	60	80	45	60	80	45	60	80	45	60	80
5/8	60	80	100	60	80	100	60	80	100	60	80	100	60	80	100
3/4	70	90	120	70	90	120	70	90	120	70	90	120	70	90	120
1	125	165	215	115	150	200	110	145	190	105	140	180	100	130	170

\*  $\frac{\text{As proporcionado}}{\text{As requerido}}$

	% maximo de As empalmado		
	50 %	75 %	100 %
2	A	A	B
< 2	B	C	C

TABLA (IV.3) Longitud de empalme o traslape en cm. para acero corrugado de refuerzo en traccion, para acero  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Diametro (pulg)	Diametro de volado		Dobles a 180	Dobles a 90
	varilla	estribos	Longitud total	Longitud total
3/8	5.7	4	20	20
1/2	7.6	5	25	25
5/8	9.5	6.5	25	30
3/4	11.5	-	30	35
1	20.0	-	40	45

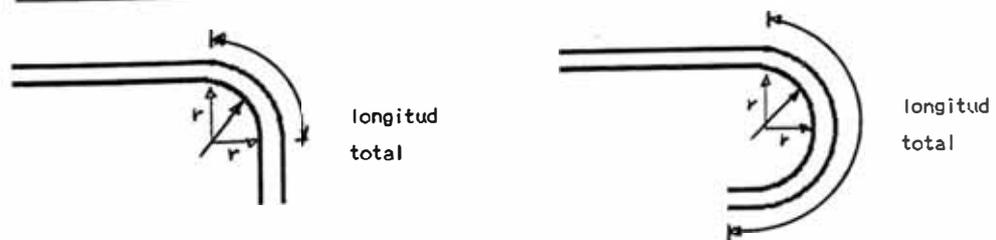


TABLA (IV.4) Longitud de los ganchos estandar en cm. y diametros minimos de doblado en varillas y en estribos

IV.2.4.- Diseño de vigas del pórtico D del 1<sup>er</sup> nivel.-

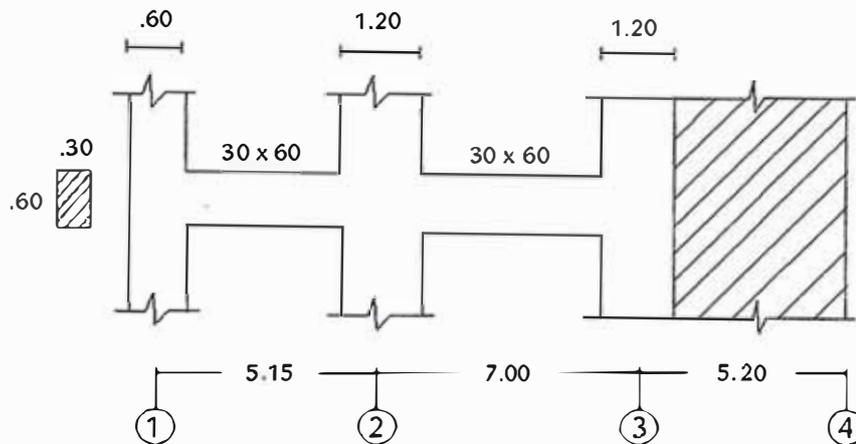


FIG (IV.6) Esquema de la viga correspondiente al pórtico D en el primer nivel

Determinamos el máximo momento resistente de la sección de tal modo que no ocurra la falla frágil.

De II.2.5 tenemos que la cuantía balanceada es :

$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6090}{6090 + f_y}$$

siendo nuestro concreto de  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$  y el acero de refuerzo de  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Luego,

$$\rho_b = 0.85 (0.85) \frac{210}{4200} \frac{6090}{6090 + 4200} = 0.02138$$

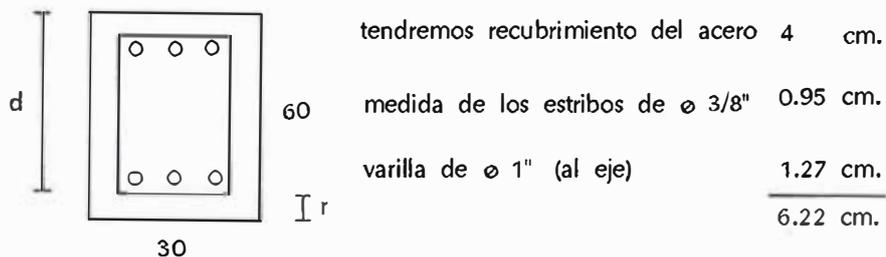
Además, según ACI 318.83

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \rho_b = 0.75 (0.02138) = 0.016035$$

Entonces

$$W_{\text{máx}} = 0.016035 \frac{4200}{210} = 0.3207$$

si tenemos la siguiente sección de la vigas



Luego  $d = 60 - 6.22 = 53.78$  cm.

Entonces,

$$M_{max} = \phi f'c b d^2 w_{max} (1 - 0.59 w_{max}) \text{ de --- (II.21)}$$

$$= 0.90 (210) (0.30) (53.78)^2 (0.3207) (1 - 0.59 \times 0.3207)$$

$$M_{max} = 42,641.30 \text{ Kgm}$$

Ahora, para el tramo ② - ③ según muestra la envolvente de la viga tenemos :

PUNTO DE REFERENCIA	MAYOR MOMENTO (-)	MAYOR MOMENTO (+)	MAYOR CORTE
END - I	- 20,915.71	445.75	22,023.50
1/4 - PT	- 314.08	3,175.42	11,013.65
1/2 - PT	- 33.90	11,057.79	424.70
3/4 - PT	- 220.64	3,047.26	11,078.66
END - 5	- 21,070.33	620.86	22,088.51

Desde que el  $M_{max}$  es mayor que cualquier momento positivo o negativo sabemos que la falla en cualquier sección es del tipo dúctil.

Determinación de la armadura :

$$W = 0.85 - \sqrt{0.7225 - \frac{1.70 M_u}{\phi f'c b d^2}} \quad \text{---- de (II.46)}$$

$$\rho = w \frac{f'c}{f_y} \quad \text{---- de (II.16)}$$

$$A_s = \rho b d \quad \text{---- de (II.15)}$$

Luego :

	END - I	1/4 - PT	1/2 - PT	3/4 - PT	END - 5
w (-)	0.0027	0.01958	0.0703	0.018789	0.003794
w (+)	0.138887	0.001917	0.0002	0.0013	0.14
$\rho$ (-)	0.0069	0.000096	0.00001	0.00007	0.0070
$\rho$ (+)	0.00014	0.000979	0.0035	0.000939	0.000189
A <sub>s</sub> (+)	0.22	1.58	5.67	1.52	0.31
A <sub>s</sub> (-)	11.20	0.15	0.02	0.11	11.30

Por (II.27) y (II.28) tenemos que :

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} b d$$

Se escoge la menor  
de ambas

$$A_{s_{\min}} = \frac{4}{3} A_s$$

Entonces, para la sección

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \sqrt{210}}{4200} (30) (53.78)$$

$$A_{s_{\min}} = 3.90 \text{ cm}^2$$

Luego :

As(+)	2.03	2.03	5.67	2.03	2.03
As(-)	11.20	2.03	2.03	2.03	11.30

Diseñando por corte :

Por (II.33) tenemos que :

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$$

donde  $b_w$  = ancho del alma

$d$  = peralte efectivo

Luego

$$V_u = \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_{u_1} = \phi \frac{V_c}{2} = \frac{0.85}{2} (0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 53.78) = 5,266.43 \text{ Kg}$$

$$V_{u_2} = \phi V_c = 0.85 (0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 53.78) = 10,532.86 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} V_{u_3} &= \phi (V_c + 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d) \\ &= 0.85 (0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 53.78 + 1.1 \sqrt{210} \times 30 \times 53.78) \\ &= 32,393.53 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u_4} &= \phi (V_c + 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d) \\ &= 0.85 (0.53 \sqrt{210} \times 30 \times 53.78 + 2.1 \sqrt{210} \times 30 \times 53.78) \\ &= 52,266.86 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Si comparamos estos valores con los de nuestra envolvente de cortantes veremos que la sección podrá ser diseñada por cortante sin modificar sus dimensiones.

Si utilizamos estribos con fierro  $\phi 3/8''$

Además, tenemos que :

$$S = \frac{\phi Av fy d}{Vu} = \frac{0.85 (2 \times 0.71) \times 4200 \times 53.78}{22,023.50} = 12.38 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \leq \left[ \begin{array}{l} \frac{d}{4} = \frac{53.78}{4} = 13.45 \text{ cm} \\ 8 \phi_L = 8 (1.91) = 15.2 \text{ cm} \\ 24 \phi = 24 (0.95) = 22.8 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Luego USAR :  $\phi 3/8''$  : 1 @ 0.05, 11 @ 0.10

En la zona central

$$S = \frac{\phi Av fy d}{Vu - \phi Vc} = \frac{0.85 (2 \times 0.71) (4200) 53.78}{15,245.29 - 10,532.86} = 57.85 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \leq \left[ \begin{array}{l} \frac{d}{2} = \frac{53.78}{2} = 26.89 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

USAR :  $\phi 3/8''$  : 1 @ 0.05, 11 @ 0.10 R @ 0.25

Para el tramo ① - ②, la envolvente es la siguiente :

PUNTO DE REFERENCIA	MAYOR MOMENTO (-)	MAYOR MOMENTO (+)	MAYOR CORTE
END - I	- 10,893.72	445.75	- 16,343.54
1/4 - PT	- 314.08	2,499.48	- 8,275.48
1/2 - PT	- 3.21	6,095.59	- 124.70
3/4 - PT	- 220.64	2,628.21	8,152.46
END - 5	- 10,628.80	620.86	16,220.02

Obteniendo las áreas de acero correspondiente

	END - I	1/4 - PT	1/2 - PT	3/4 - PT	END - 5
w (-)	0.0692	0.0019	0.00	0.0013	0.06749
w (+)	0.029	0.01538	0.04185	0.01618	0.00379
ρ (-)	0.003462	0.00	0.00	0.00	0.00337,
ρ (+)	0.00	0.0008	0.0021	0.0003	0.00
As (-)	5.59	0.00	0.00	0.00	5.44
As (+)	0.00	1.24	3.38	1.31	0.00

De (II.27) y (II.28) tenemos que

$$\frac{0.7 \sqrt{f'c} b d}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{210} (30) (53.78)}{4200} = 3.90 \text{ cm}^2$$

$A_{s_{min}}$

$$\frac{4}{3} A_s = \frac{4}{3} (1.31) = 1.75 \text{ cm}^2$$

Luego

As(-)	5.59	1.75	1.75	1.75	5.44
As(+)	1.75	1.75	3.38	1.75	1.75

Por corte, utilizando  $\phi 3/8''$

hasta 2 d

$$S = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u} = \frac{0.85 (2 \times 0.71) (4200) (53.78)}{16,343.54}$$

$$S = 16.68 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \leq \left[ \begin{array}{l} \frac{d}{4} = \frac{53.78}{4} = 13.45 \text{ cm} \\ 8 \phi_L = 8 (1.91) = 15.2 \text{ cm} \\ 24 \phi = 24 (0.95) = 22.8 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Luego USAR :  $\phi 3/8''$  : 1 @ 0.05, 11 @ 0.10

En la zona central

$$s = \frac{\phi Av fy d}{Vu - \phi Vc} = \frac{0.85 (2 \times 0.71) (4200) 53.78}{10,550 - 10,532.86} = 15,906.20 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \leq \left[ \begin{array}{l} \frac{d}{2} = \frac{53.78}{2} = 26.89 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{array} \right.$$

USAR :  $\phi 3/8''$  : 1 @ 0.05, 11 @ 0.10 R @ 0.25

Detallando el refuerzo en ambos tramos

- Tramo ① - ②

As(-) 3  $\phi 5/8''$  1  $\phi 5/8''$  1  $\phi 5/8''$  1  $\phi 5/8''$  3  $\phi 5/8''$

As(+) 1  $\phi 5/8''$  1  $\phi 5/8''$  2  $\phi 5/8''$  1  $\phi 5/8''$  1  $\phi 5/8''$

Por longitud de desarrollo tenemos que :

$$ld_b = 0.06 \frac{A_b fy}{\sqrt{f'c}} = 0.06 \frac{(1.979) (4200)}{\sqrt{210}} = 34.41 \text{ cm}$$

$$\underline{ld_b} = 0.006 d_b fy = 0.006 (1.587) (4200) = 39.99 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 1d_b = 40 \text{ cm}$$

$$\therefore 1d = 40 (1.4) = 56 \text{ cm} \Rightarrow 1d = 60 \text{ cm}$$

A éste punto hay que adicionarle una distancia igual a :

$$d = 53.78$$

$$12 d_b = 12 (1.587) = 19.04$$

$$\Rightarrow d = 60 \text{ cm}$$

Luego, nuestro punto de corte está a  $60 + 60 = 1.20 \text{ m}$ .

Para barras de refuerzo que terminen en ganchos la longitud de desarrollo en tracción será

$$l_{g_g} = \frac{318 d_b}{\sqrt{f'c}} = \frac{318 (1.587)}{\sqrt{210}} = 34.88 \text{ cm}$$

Confirmamos si no hay problema con la columna

$$1a = t - \text{rec} - 2 \phi_b - 2 \phi$$

$$= 60 - 4 - 2 (2.54) - 2 (0.95) =$$

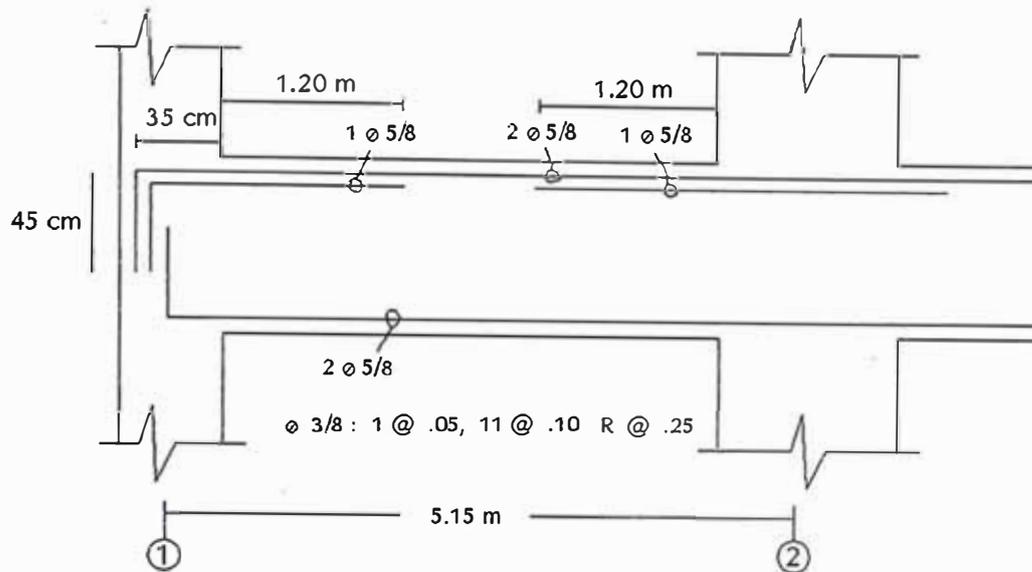
$$1a = 49.02 \text{ cm}$$

Vemos que la armadura de la columna permite el anclaje del fierro de viga.

La extensión libre del gancho tendrá como mínimo

$$12 d_b = 12 (1.587) = 19.04 \text{ cm}$$

como el peralte de la viga es de 60 cm podemos usar una extensión libre de 45 cm.



- Tramo ② - ③

As(-) 4 # 3/4" 2 # 3/4" 2 # 3/4" 2 # 3/4" 4 # 3/4"

As(+) 1 # 5/8" 1 # 5/8" 3 # 5/8" 1 # 5/8" 1 # 5/8"

Por longitud de desarrollo tenemos que :

$$l_{d_b} = 0.06 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = 0.06 \frac{(2.85) (4200)}{\sqrt{210}} = 49.56 \text{ cm}$$

$$l_{d_b} = 0.006 d_b f_y = 0.006 (1.905) (4200) = 48.01 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow l_{d_b} = 50 \text{ cm}$$

$$\therefore l_d = 50 (1.4) = 70 \text{ cm} \Rightarrow l_d = 70 \text{ cm}$$

A éste punto hay que adicionarle una distancia igual a :

$$d = 53.78$$

$$\Rightarrow d = 60 \text{ cm}$$

$$12 d_b = 12 (1.587) = 19.04$$

luego el corte se hará a  $70 + 60 = 1.30$  m de la cara de la columna.

Para las barras de refuerzo que terminan en ganchos la longitud de desarrollo en tracción será

$$l_{g_g} = \frac{318 d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{318 (1.905)}{\sqrt{210}} = 41.80 \text{ cm}$$

La longitud de anclaje de la columna es :

$$\begin{aligned} l_a &= t - rec - 2 \phi_b - 2 \phi \\ &= 120 - 4 - 2 (2.54) - 2 (0.95) = \\ l_a &= 109.02 \text{ cm} \end{aligned}$$

Vemos que la armadura de la columna permite el anclaje del fierro de viga.

La extensión libre del gancho tendrá como mínimo

$$12 d_b = 12 (1.905) = 22.86 \text{ cm}$$

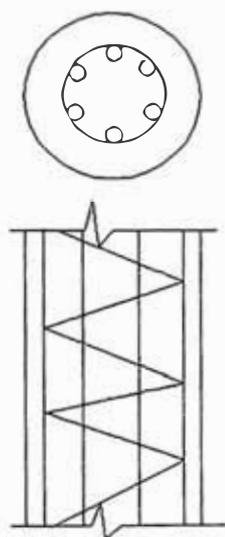
como el peralte de la viga es de 60 cm podemos usar una extensión libre de 45 cm.

### IV.3.- Diseño de Columnas.-

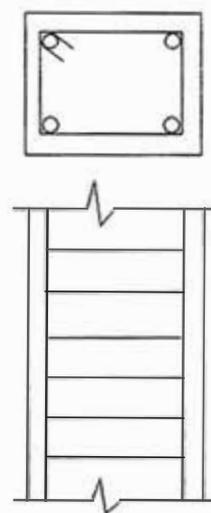
En elementos sometidos principalmente o exclusivamente a cargas axiales de compresión, como las columnas de los edificios, es económico hacer que el concreto soporte la mayor parte de la carga. Sin embargo, siempre se incluye alguna armadura por varias razones. Por una parte, son muy pocos los elementos que están verdaderamente cargadas axialmente; el acero es esencial para resistir las flexiones que puedan existir.

Por otro lado, si parte de la carga total es soportada por el acero, con su resistencia mucho mayor, las dimensiones transversales del elemento pueden reducirse tanto más cuanto mayor es la proporción de armaduras.

La FIG (IV.6) representa los dos tipos principales de columnas.



Barras longitudinales  
y zuncho espiral



Barras longitudinales  
y estribos laterales

FIG (IV.6) Columnas de Concreto Armado

En la columna cuadrada, las cuatro barras longitudinales sirven como armadura principal. Están mantenidas en posición por estribos transversales de acero de pequeño diámetro que evitan el desplazamiento de las barras principales durante las operaciones de construcción y contrarrestan la tendencia que pudieran tener las barras sometidas a compresión a pandear saliéndose del concreto y rompiendo el delgado recubrimiento.

A la izquierda se ve una columna circular con ocho barras principales de armadura. Estas están rodeadas por un alambre helicoidal de paso muy estrecho que cumple la misma misión que los estribos, más separados, y funciona encerrando el concreto en su interior, aumentando de esta forma su resistencia a compresión axial.

Cuando se aplica una carga axial, la deformación por compresión es la misma en toda la sección transversal y, como consecuencia de la adherencia entre concreto y acero, es idéntica en ambos materiales.

#### **IV.3.1.- Consideraciones para el análisis de columnas.- (N.T.E E-060 9.7)**

- Las columnas se deberán diseñar para resistir las fuerzas axiales de todos los pisos y techo y el momento máximo debido a ;a carga actuante en sólo uno de los tramos adyacentes en el piso o techo en consideración. También debe considerarse la condición de carga que proporciona la máxima relación de momento a carga axial.
- En pórticos o elementos continuos deberá prestarse especial atención al efecto de las cargas no balanceadas en los nudos tanto en las columnas exteriores como en la interiores y la carga excéntrica debida a otras causas.
- Al calcularse los momentos en las columnas debido a cargas de gravedad, los extremos lejanos de las columnas, construidos monolíticamente con la

estructura, se pueden considerar empotrados.

- El momento en cualquier nudo deberá distribuirse entre las columnas inmediatamente arriba y abajo del entrepiso en forma proporcional a las rigideces de la columna.

#### IV.3.2.- Factores de reducción de resistencia de diseño.-

Según N.T.E. E-060 en el punto 10.3.2 nos dice que :

- El factor de reducción de resistencia  $\phi$  deberá ser :  
Para flexión con carga axial de compresión y para compresión sin flexión.

a) Elementos con refuerzo en espiral  $\phi = 0.75$

b) Elementos con estribos  $\phi = 0.70$

La diferencia entre estos dos valores refleja el aumento de seguridad que corresponde a la mayor resistencia de los soportes con ganchos helicoidales.

Para elementos sometidos a pequeñas cargas axiales y grandes momentos se prevén valores de  $\phi$  especiales, que son más liberales.

Hay varios motivos por lo que estos coeficientes son considerablemente inferiores a los correspondientes a flexión o corte (0.90 y 0.85 respectivamente). Por un lado, la resistencia de los elementos en flexión con armadura inferior a la necesaria no es muy afectada por las variaciones en la resistencia del acero en fluencia, mientras que la resistencia de los elementos cargados axialmente depende fundamentalmente de la resistencia a compresión del concreto.

Como la resistencia cilíndrica del concreto en obra se controla menos estrechamente que la tensión de fluencia del acero laminado, debe preverse la posibilidad de mayores diferencias de resistencia. Esto es particularmente cierto en los soportes en los que el concreto colocado desde la parte superior, a lo largo del encofrado largo y estrecho, está más sometido a segregación que en las vigas vaciadas horizontales.

Además, algunas veces, por mala práctica y contrario a las normas y sin conocimiento del proyectista, se introduce en los soportes del edificio las condiciones eléctricas y de otro tipo lo que reduce su sección transversal eficaz. Por último, las consecuencias de una rotura de columnas, por ejemplo, en un piso bajo, sería más catastrófica que en el de una viga en el sistema de pisos del mismo edificio.

Por consiguiente, los valores de las cargas de rotura a utilizar son :

$$P_u = \phi P'_u \quad \text{---- (IV.1)}$$

$$M_u = \phi M'_u \quad \text{---- (IV.2)}$$

donde  $P'_u$  y  $M'_u$  son los valores simultáneos del esfuerzo axial de rotura y el momento flector de rotura que se supone producen el fallo de un elemento constructivo.

Según N.T.E. 060 (12.3.2); la resistencia de diseño ( $\phi P_n$ ) de elementos en compresión no se tomará mayor que :

Para elementos con espirales :

$$\phi P_n (\text{máx}) = 0.85 \phi [0.85 f'_c (A_g - A_s t) + A_s t f_y] \quad \text{---- (IV.3)}$$

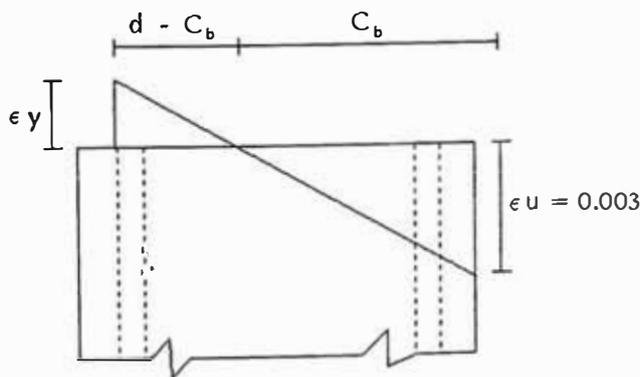
Para elementos con estribos :

$$\phi P_n (\text{máx}) = 0.80 \phi [0.85 f'_c (A_g - A_s t) + A_s t f_y] \quad \text{---- (IV.5)}$$

#### IV.3.3.- Flexo-compresión axial.-

Es probable que nunca se encuentre un elemento cargado de una forma puramente axial. Incluso si los cálculos de proyecto indican que un elemento es compresión está completamente libre de momentos flectores, las imperfecciones de construcción, como las ligeras excentricidades de emplazamiento de las vigas y los errores en cuanto a la alineación o verticalidad, producen algunos momentos flectores no previstos, es así que se da la flexo-compresión la que si es un solo eje es uniaxial.

##### IV.3.3.1.- Falla balanceada de secciones sometidas a flexo-compresión.-



$$\frac{\epsilon u}{C_b} = \frac{\epsilon y}{d - C_b}$$

$$C_b = \frac{\epsilon}{\epsilon u + \epsilon y} d$$

$$\epsilon u = 0.003$$

$$E_s = 2.03 * 10^6$$

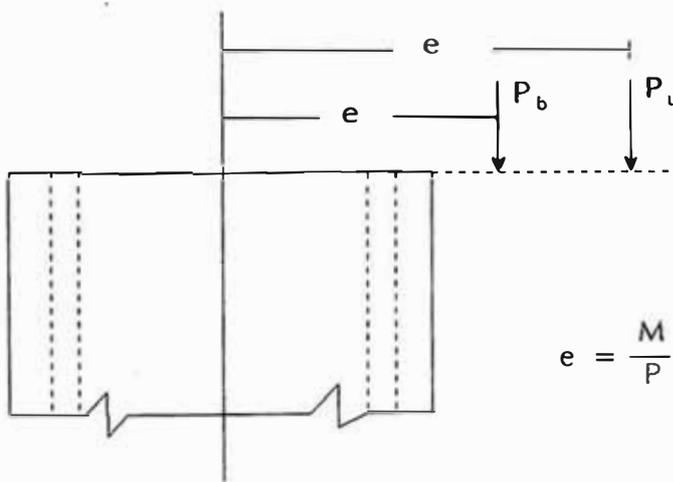
$$\Rightarrow C_b = \frac{6090}{6090 + f_y} d$$

$$a_b = \beta_1 c_b \rightarrow a_b = \frac{6090}{6090 + f_y} \beta_1 d$$

$$\therefore P_{u_b} = 0.85 f'_c a_b b + A'_s f_y + A_s f_y \text{ ---- (IV.5)}$$

$$P_{u_b} e'_b = 0.85 f'_c a_b b \left( d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \text{ ---- (IV.6)}$$

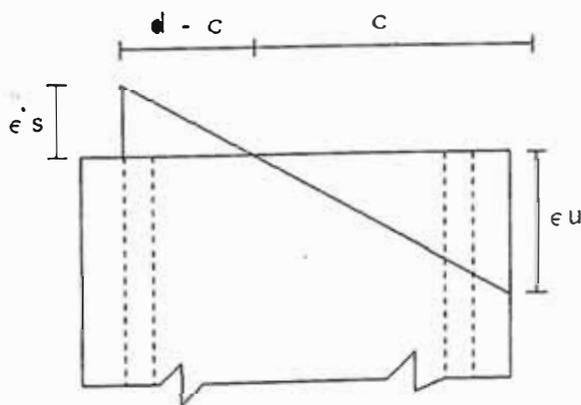
- Falla por Tracción .- Ocurre cuando  $P_u < P_b$



esto conlleva a una excentricidad mayor

$$e = \frac{M}{P} \quad e = \frac{M_u}{P_u} \text{ ---- (IV.7)}$$

- Falla por compresión .- Ocurre cuando  $P_u > P_b$



$$f'_s = f_y$$

$f'_s$  = esfuerzo para armadura en compresion  
 $f_s < f_y$

$f_s$  = esfuerzo para armadura en traccion

$$\frac{\epsilon_s}{d - c} = \frac{\epsilon_u}{c} \quad \rightarrow \quad \epsilon_s = \left( \frac{d - c}{c} \right) \epsilon_u$$

$$\rightarrow f_s = E_s \epsilon_u \left( \frac{d - c}{c} \right) = 6090 \left( \frac{d - c}{c} \right)$$

$$f_s = 6090 \left[ \frac{\beta_1 d - a}{a} \right]$$

$$\therefore P_u = 0.85 f'c ab + A's f_y + A_s f_s \quad \text{---- (IV.8)}$$

$$P_u e' = 0.85 f'c ab \left( d - \frac{a}{2} \right) + A's f_y (d - d') \quad \text{---- (IV.9)}$$

#### IV.3.3.2.- Centroide plástico.-

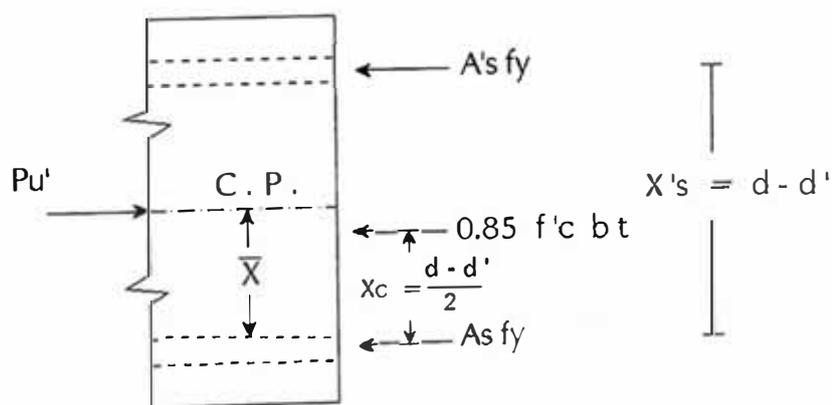


FIG (IV.7)

Este punto es el emplazamiento de la resultante de las tres fuerzas interiores de la columna sometida a una compresión axial, las cuales son las tensiones del acero y el concreto.

Su distancia a la armadura  $A_s$  puede deducirse de la FIG (IV.7) y vale :

$$\bar{x} = \frac{0.85 f'_c b h X_c + A'_s f'_y X'_s}{0.85 f'_c b h + A'_s f_y + A_s f_y} \quad \text{---- (IV.10)}$$

Evidentemente, por razones de equilibrio, la carga exterior  $P$  debe actuar en la misma línea que la resultante de todas las fuerzas interiores, es decir, debe pasar por el centroide plástico. En una sección ,simétrica el centro de gravedad coincide con el centroide plástico.

#### IV.3.3.3.- Diagrama de Interacción para una columna.-

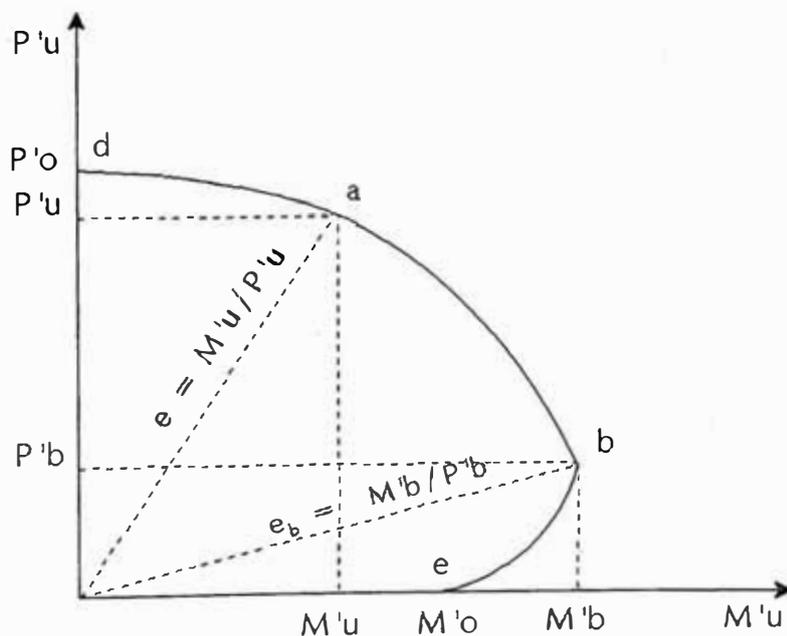


FIG (IV.8) Diagrama de Interacción de una columna,  $P'u$  en función de  $M'u$

Para una sección transversal y armadura dadas, el diagrama de interacción tiene la forma general de la FIG (IV.8), en la que se han tomado en ordenadas las cargas axiales de rotura y en abcisas los momentos de rotura. Los momentos y excentricidades están referidos al centroide plástico (y en secciones simétricas al eje geométrico del elemento) y no al centro de la armadura en tracción. Todo punto de la curva continua, como a, representa un par de valores  $P'u$  y  $M'u$  que darán lugar, según la teoría de la resistencia a rotura, a la rotura del elemento.

Para compresión axial, ( $M'u = 0$ ), la curva comienza en d con la resistencia,  $P'o$ , de un elemento sometido a compresión axial, ecuación (IV.8). La porción db corresponde al campo de pequeñas excentricidades en el que la rotura es iniciada por el aplastamiento del concreto. El punto b representa el estado equilibrado, esto es, bajo la acción simultánea de la carga  $P'b$  y el momento correspondiente  $M'b$ , el concreto alcanzará su alargamiento límite (0.003) a la vez que la armadura de tracción alcanza su tensión de fluencia  $f_y$ .

La porción bc representa los casos en que la rotura se inicia por fluencia de la armadura de tracción. Por último, el punto final c, representa la capacidad de absorción de momentos,  $M'o$ , en flexión simple, esto es, cuando  $P'o = 0$ . Toda la línea inclinada pasando por el origen tiene una pendiente cuyo número inverso representa la excentricidad del centro de gravedad correspondiente a la combinación particular indicada de valores

$$P'u \text{ y } M'u, \text{ esto es, } e = \frac{M'u}{P'u}$$

Se observará que en la región bd, de rotura por compresión, cuanto mayor es la carga axial  $P'u$  más pequeño es el momento  $M'u$  que la sección puede resistir antes de romperse. Sin embargo, en la región bc, de las roturas por tracción, se produce el caso inverso; cuanto mayor es la carga axial, mayor es la capacidad simultánea de absorción de momentos.

Esto resulta fácil de entender, ya que en la región bd la rotura se produce por exceso de deformación del concreto. Cuanto mayor es la deformación de compresión del concreto producida solamente por la carga axial, menor es el margen de deformación adicional que puede utilizarse para la compresión adicional producida por la flexión.

Por otro lado, en la región bc la rotura se inicia por fluencia del acero. Si un elemento está cargado en flexión simple hasta el punto en que empieza a producirse la fluencia en la armadura de tracción, y si se añade después una carga axial de compresión, las tensiones de compresión del acero producidas por esta carga se superpondrán a las tensiones de tracción previamente existentes, lo que reduce la tensión total del acero a un valor inferior a la carga de fluencia.

Por lo tanto, ahora debe resistirse un momento adicional de tal magnitud que la combinación de las tensiones del acero debidas a la carga axial y al incremento de momento dé de nuevo la tensión de fluencia.

Debido a que cuando la rotura se produce por tracción, la presencia de una compresión axial aumenta la capacidad de resistir los momentos, en el diseño, se debe estar seguro que se utiliza para el cálculo del momento, con una combinación de

cargas dadas, sólo aquella compresión que se encontrará presente de una forma segura.

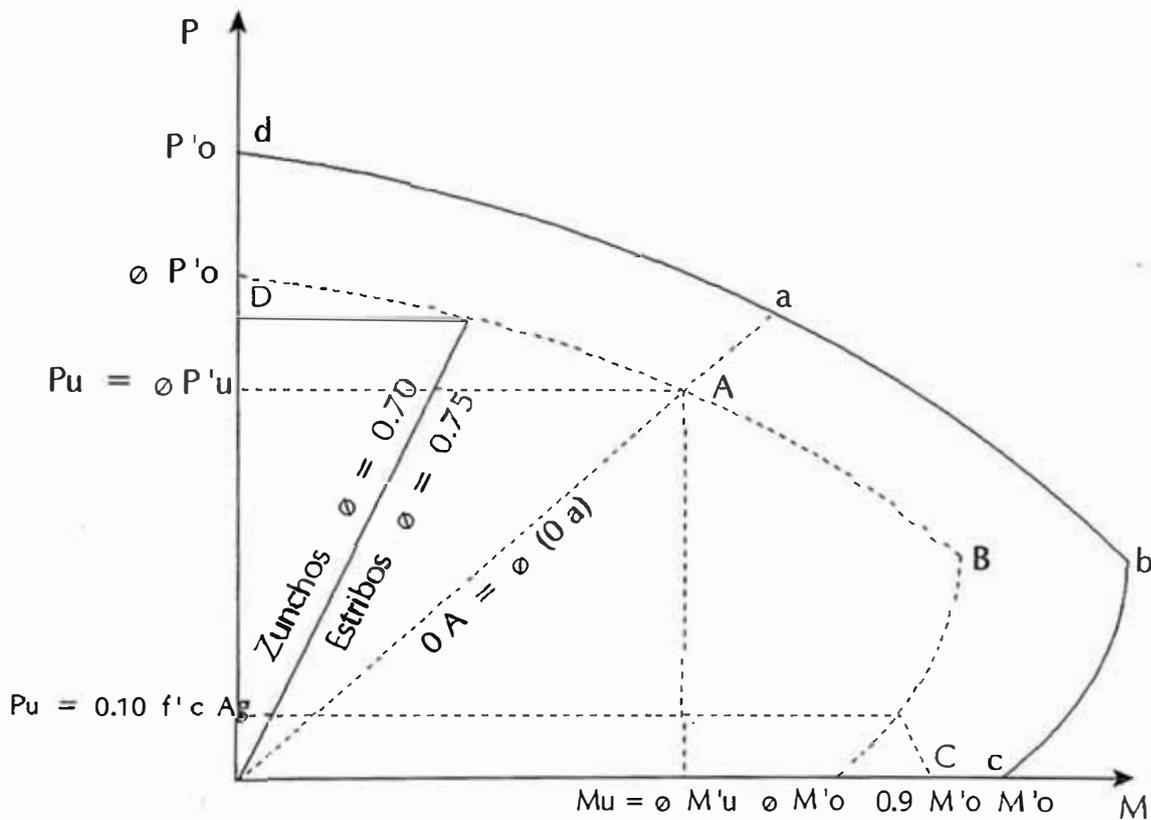


FIG (IV.9) Diagrama de Interacción para una columna según código del ACI

Se mencionó anteriormente que el código establece valores de  $\phi$  de 0.70 para columnas con estribos y de 0.75 para columnas zunchadas. Se mencionó también que estos factores son inferiores a  $\phi = 0.90$ , que se utiliza en elementos sometidos a flexión porque la resistencia de los elementos que se rompen en compresión se ve más afectada por las variaciones en la resistencia del concreto que la de los elementos que rompen por tracción.

Refiriéndonos al diagrama de interacción en la FIG (IV.8), en el intervalo b-d la rotura se produce por compresión, y por tanto en este intervalo son apropiados estos valores más bajos de  $\phi$ . Sin embargo, en el intervalo b-c predomina la tracción, tanto más cuando menor es el esfuerzo axial. Finalmente, cuando el esfuerzo axial es nulo, el elemento se convierte en una viga normal con una capacidad de absorción de momento  $M'_{o}$ .

El código prescribe que las vigas deben calcularse de manera que resulten armadas en defecto; por lo tanto, la rotura se produce por tracción y  $\phi = 0.90$  para las vigas sin carga axial en las que la rotura se produce por tracción.

Se establece que para pequeños valores de la fuerza de compresión axial  $P_u$  comprendidos entre  $0.10 f'c A_g$  y cero,  $\phi$  puede incrementarse linealmente desde 0.70 para columnas con estribos y desde 0.75 para columnas zunchadas para  $P_u = 0.10 f'c A_g$  hasta 0.90 para  $P_u = 0$ .

En los casos raros en los que la carga equilibrada  $P_b$  es inferior a  $0.10 f'c A_g$ , este incremento de  $\phi$  debe empezar en  $P_b$  en lugar de  $0.10 f'c A_g$ . En la FIG (IV.9) puede verse esquemáticamente los efectos de las medidas de seguridad del código.

#### **IV.3.3.4.- Disposiciones especiales para columnas sujetas a flexo-compresión.- N.T.E 060 (12.4 - 12.6)**

Los requisitos de esta sección son aplicables si la carga de diseño  $\phi P_n$  excede de  $0.1 f'c A_g$  o  $\phi P_b$  (la menor). En caso contrario, el elemento deberá cumplir - los requisitos para elementos en flexión.

- La resistencia especificada del concreto ( $f'c$ ) no será menor que  $210 \text{ Kg/cm}^2$ .
- La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para el acero grado ARN 420 ( $414 \text{ MPa}$  o  $4200 \text{ Kg/cm}^2$ )
- El ancho mínimo de la columnas será de  $25 \text{ cm}$ .
- La relación de dimensión menor a la mayor de la sección transversal de la columna no será menor que  $0.4$ .
- La cuantía del refuerzo longitudinal ( $P$ ) no será menor que  $0.01$  ni mayor que  $0.06$ . Cuando la cuantía exceda  $0.04$  los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.
- 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 una área efectiva reducida,  $A_g$ , mayor o igual a  $1/2$  del área total.
- El refuerzo longitudinal mínimo deberá ser de  $4$  barras dentro de los estribos rectangulares o circulares,  $3$  barras dentro de los estribos triangulares y  $6$  barras en caso que se usen espirales.

#### IV.3.4.- Flexo-compresión bi-axial.-

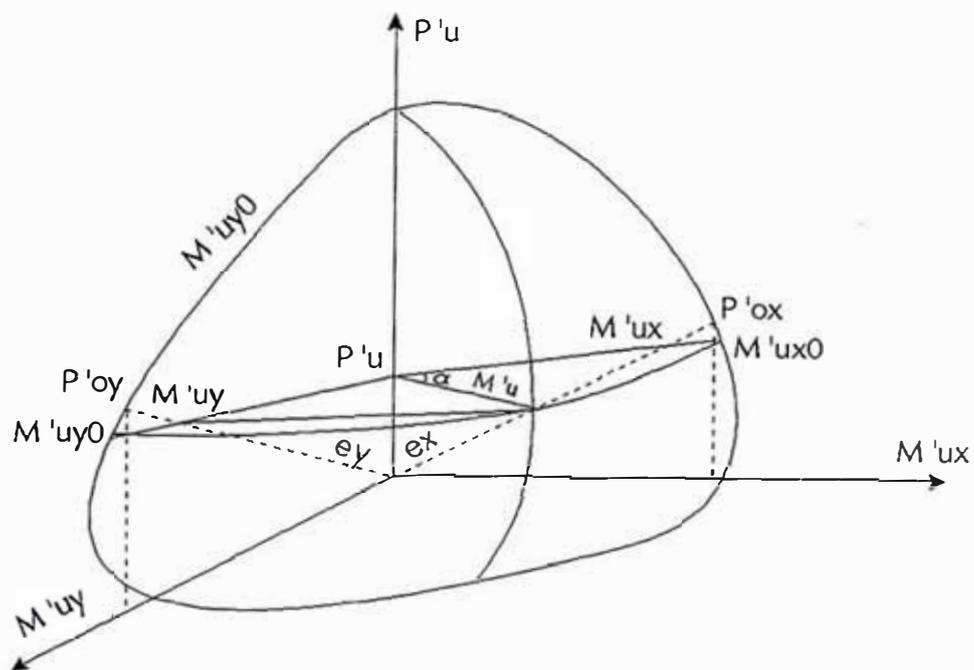


FIG (IV.10) Superficie de Interacción para compresión y flexión doble

Sean X y Y las direcciones de los ejes principales de la sección. Entonces la curva de  $M'ux0$  representa la curva de interacción normal si la columna se flexiona solamente con respecto al eje Y. Si la flexión es inclinada de manera que se produce alrededor de un eje que forma un ángulo  $\alpha$  con el eje de las X, se obtiene, como puede verse, otra curva de interacción.

Al variar el ángulo  $\alpha$ , estas curvas generan una superficie de interacción de la forma que puede verse en la FIG (IV.10).

El plano horizontal de la FIG (IV.10) se traza para un valor dado de la fuerza axial  $P'u$ . Si la flexión fuera solamente alrededor del eje X o del eje Y, y se hallara presente simultáneamente una carga  $P'u$ , la columna resistiría, respectivamente, unos momentos  $M'uxo$  y  $M'uyo$ .

Para la flexión alrededor de un eje inclinado  $\alpha$ , la capacidad de momentos correspondientes es  $M'u$ . Este momento posee las componentes  $M'ux$  y  $M'uy$  en las dos direcciones principales. Estos momentos son, desde luego, menores que  $M'uxo$  y  $M'uyo$ , respectivamente.

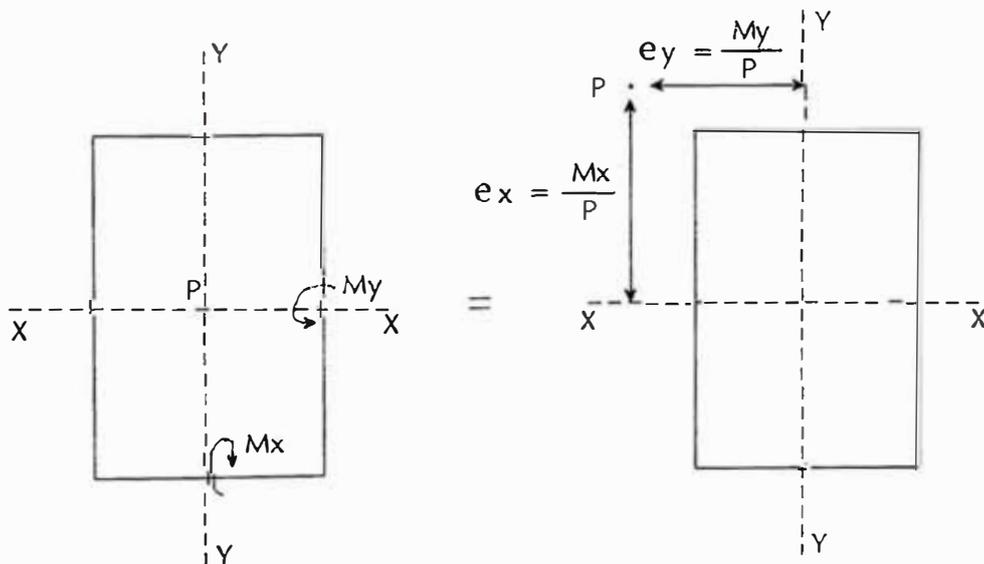


FIG (IV.11) Flexión respecto a dos ejes en compresión

Busler ha desarrollado un método de cálculo aproximado y sencillo que ha sido satisfactoriamente comprobado. En la FIG (IV.11) puede verse una sección rectangular bajo la acción simultánea de una carga concéntrica  $P$  y de los momentos de flexión biaxial  $Mx$  y  $My$ .

La acción resultante es la misma que la de aplicar una carga P con las excentricidades

$$e_x = \frac{M_x}{P} \quad \text{y} \quad e_y = \frac{M_y}{P} \quad \text{---- (IV.11)}$$

con respecto a los ejes principales.

La ecuación de Busler puede escribirse en la forma de una fórmula de interacción tal como la que indica la N.T.E. 060 (12.9) :

$$\frac{1}{P_u} \leq \frac{1}{\phi P_{n_x}} + \frac{1}{\phi P_{n_y}} - \frac{1}{\phi P_{n_0}} \quad \text{---- (IV.12)}$$

donde :

- $P_u$  es la resistencia última en flexión biaxial
- $\phi P_{n_x}$  es la resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en X ( $e_y = 0$ )
- $\phi P_{n_y}$  es la resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de momento únicamente en Y ( $e_x = 0$ )
- $\phi P_{n_0}$  es la resistencia de diseño para la misma columna bajo la acción de la carga axial únicamente.

$$e_x = e_y = 0$$

Esta ecuación es válida para valores de  $\frac{P_u}{\phi P_{n_0}} \geq 0.1$   
 ---- (IV.13)

para valores menores de esta relación se usará la siguiente expresión :

$$\frac{M_{ux}}{\phi Mn_x} + \frac{M_{uy}}{\phi Mn_y} \leq 1.0 \quad \text{---- (IV.14)}$$

Donde  $\phi Mn_x$  y  $\phi Mn_y$  son las resistencias de diseño de la sección con respecto a los ejes X e Y.

#### IV.3.5.- Efectos de esbeltez.-

Se dice que una columna es esbelta si los diámetros de su sección transversal son pequeños en relación con su longitud. El grado de esbeltez se expresa generalmente en función del

coeficiente de esbeltez  $\frac{l}{r}$ , siendo  $l$  la longitud del elemento

y  $r$  el radio de giro,  $r = \frac{l}{A}$ , de su sección transversal.

Para elementos cuadrados o circulares, el valor de  $r$  es aproximadamente el mismo respecto a cualquier eje diametral. Para otras formas,  $r$  es mínimo respecto al eje menor principal y generalmente es este valor el que debe utilizarse para determinar el coeficiente de esbeltez.

Un elemento de gran esbeltez se rompe bajo una carga de compresión menor que un elemento menos esbelto de las mismas dimensiones transversales. Esto se debe a que en el elemento más esbelto rompe por pandeo, flexión lateral del elemento, con los consiguientes excesos de tensión de la armadura y el concreto debidos a los esfuerzos de flexión que se superponen a las tensiones axiales de compresión.

La esbeltez de la columna es tal, que para el nivel de carga axial aplicado, se generan deformaciones transversales que aumentan significativamente la excentricidad considerada en el diseño, deberá evaluarse el momento generado por la nueva excentricidad, denominada como efecto o deformación de segundo orden.

- Factores que influyen en la magnitud de los momentos de segundo orden.-

a) *Rigidez a flexión de las vigas que arriostran las columnas.-*

El grado de empotramiento de las columnas será menor, mientras sean menos rígidas las vigas, esto influye directamente en el giro de la columna y en la deformación lateral originada por la compresión actuante.

b) *Rigidez a flexión de la columna.-*

Una columna con mayor sección transversal tiene mayor inercia y por lo tanto mayor rigidez, siendo su deformación menor.

c) *Relación entre la suma de las rigideces de las vigas y la suma de rigideces de las columnas, ambas concurrentes al nudo.-*

Si la relación  $\frac{\sum K_v}{\sum K_c}$  es mayor, la restricción de

la columna será mayor, disminuyendo las deformaciones de las columnas.

donde : K es la rigidez  $\frac{EI}{l}$  del elemento

En la práctica debido a la constitución más agrietada de las vigas, se toma  $0.5 I_g$  para el momento de inercia de las vigas e  $I_g$  para el de las columnas.

d) *Duración de la carga.*-

El flujo plástico del concreto produce deformaciones bajo cargas actuantes a lo largo del tiempo. Si la carga actúa en un período prolongado, las deflexiones aumentarán por efecto del flujo plástico, aumentando los momentos de segundo orden.

IV.3.5.1.- Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez.-

La N.T.E. 060 (12.10.2) nos dice que :

Para tomar en cuenta los efectos de esbeltez, deberán considerarse :

- a) Los efectos globales ( $\delta_g$ ) que afectan a la estructura como conjunto;
- b) Los efectos locales ( $\delta_l$ ) que afectan a cada uno de los elementos individuales.

El momento de diseño para el elemento será :

$$M_c = \delta_l M_{uv} + \delta_g M_{us}$$

donde :

$M_{uv}$  = Momento en el elemento debido a cargas verticales amplificadas, proveniente de un análisis de Primer Orden.

$M_{us}$  = Momento en el elemento debido a las cargas laterales amplificadas, proveniente de un análisis de Primer Orden.

#### IV.3.5.2.- Efectos locales de esbeltez.-

Para tomar en cuenta los efectos locales de esbeltez dentro de cada columna u otros elementos en compresión en los cuales sus extremos estén arriostrados lateralmente, los momentos amplificados obtenidos de un análisis elástico de Primer Orden, deben multiplicarse por el factor  $\delta_1$  calculado con :

$$\delta_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \leq 1.0 \quad \text{---- (IV.16)}$$

donde : 
$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(K l_n)^2} \quad \text{---- (IV.17)}$$

Si existen cargas laterales entre los apoyos del elemento  $C_m = 1$ , en caso contrario :

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} > 0.4 \quad \text{---- (IV.18)}$$

$$EI = \frac{\left( \begin{array}{c} E_c I_g \\ 5 \end{array} \right) + E_s I_{se}}{(1 + \beta d)} \quad \text{---- (IV.19)}$$

o conservadoramente :

$$EI = \frac{E_c I_g}{2.5 (1 + \beta d)} \quad \text{---- (IV.20)}$$

Si los cálculos muestran que no existe momento flector en ambos extremos de un elemento, o que las excentricidades calculadas en los extremos del elemento son menores que  $(1.5 + 0.03 h)$  en cm.  $M_1$  y  $M_2$  en el cálculo de  $C_m$  deberá basarse en una excentricidad mínima de  $(1.5 + 0.03 h)$  en cm., alrededor de cada

eje principal por separado.

Los efectos locales de esbeltez pueden ser despreciados si

$$\frac{l_n}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{---- (IV.21)}$$

donde :

$l_n$  : es la longitud no apoyada del elemento en compresión y puede tomarse como la distancia libre entre losas de entrepisos, vigas u otros elementos capaces de proporcionar un apoyo lateral al elemento en compresión.

$r$  : radio de giro de la sección transversal del elemento en compresión y puede ser calculado a partir de la sección total de concreto.

#### IV.3.5.3.- Efectos Globales de Esbeltez.-

Los efectos globales de esbeltez se deberán evaluar de acuerdo a una de las expresiones siguientes :

$$A) \quad \delta_g = \frac{1}{1 - Q} \quad \text{---- (IV.22)}$$

$$B) \quad \delta_g = \frac{C_m}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}} \quad \text{---- (IV.23)}$$

A) Si se conocen las deformaciones laterales de los entrepisos, se calculará  $\delta$  con la expresión A) donde

$$Q = \frac{(\sum P_u) \Delta u}{V_u h} \quad \text{---- (IV.24)}$$

- $Q$  = Índice de estabilidad del entrepiso  
 $\sum P_u$  = Suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas de servicio multiplicadas por el factor de carga correspondiente) acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.  
 $\Delta u$  = Deformación relativa entre el nivel superior y el inferior del entrepiso considerado, debido a las fuerzas laterales amplificadas y calculada de acuerdo a un análisis elástico de Primer Orden. Para el caso de fuerzas laterales de sismo,  $\Delta u$  deberá multiplicarse por el factor de reducción por ductibilidad considerado en la determinación de estas fuerzas.  
 $V_u$  = Fuerza cortante amplificada en el entrepiso, debida a las cargas laterales.  
 $h$  = Altura del entrepiso considerado.

De acuerdo al índice de estabilidad los entrepisos se clasificarán en :

- a) Si el índice de estabilidad  $Q$  es menor que 0.06 se podrá considerar que el entrepiso está arriostrado lateralmente, y los efectos globales de Segundo Orden pueden despreciarse ( $\delta_g = 1$ ), pero deberán analizarse los efectos locales de esbeltez.

El momento de diseño para el elemento será :

$$M_c = \delta_1 M_{uv} + \delta_g M_{us}$$

- b) Si el índice de estabilidad  $Q$ , está comprendido entre 0.06 y 0.25, los efectos globales de esbeltez deberán considerarse multiplicando todos los momentos flectores de vigas y columnas producidos por las cargas laterales amplificadas y obtenidas mediante un análisis elástico de Primer Orden, por el factor  $\delta_g$ , indica anteriormente en A)

El momento de diseño para el elemento será :

$$M_c = \delta_1 M_{uv} + \delta_g M_{us}$$

Cuando existen fuerzas laterales de carácter permanente como empuje de tierra, el valor de  $\delta_g$  se calculará con :

$$\delta_g = \frac{1}{1 - Q (1 + \beta d)} \quad \text{---- (IV.25)}$$

- c) Si el índice de estabilidad del entrepiso es mayor de 0.25 deberá realizarse un análisis de Segundo Orden.

Pueden ignorarse los efectos de esbeltez producido sólo por las cargas verticales amplificadas, cuando los desplazamientos laterales relativos del entrepiso producidos por la asimetría de las cargas o de la estructura, por asentamientos diferenciales o por otras causas sean menores de :

$$\frac{\Delta u}{h} < 0.001$$

- B) Si las estructuras están conformadas exclusivamente por pórticos, se podrá evaluar los efectos globales de esbeltez obviando el cálculo de las deformaciones laterales, mediante la expresión B) dada anteriormente; donde :

$$C_m = 1$$

$\sum P_u =$  es la sumatoria de las cargas axiales de todas las columnas del entrepiso.

$\sum P_c =$  es la sumatoria de las cargas críticas de pandeo de todas las columnas del entrepiso y se evaluará mediante :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(K l_n)^2}$$

donde :

$$EI = \frac{\left( \begin{array}{c} E_c I_g \\ 5 \end{array} \right) + E_s I_{se}}{(1 + \beta d)}$$

o conservadoramente

$$EI = \frac{E_c I_g}{2.5 (1 + \beta d)}$$

$K =$  factor de longitud efectiva de la columna.

Los factores globales de esbeltez pueden ser despreciados

cuando  $K \frac{l_n}{r}$  es menos que 22.

Para todos los elementos sujetos a compresión cuyo valor de  $K \frac{l_n}{r}$  es mayor que 100, deberá hacerse un análisis de Segundo Orden, en el cual las fuerzas y los momentos internos se obtendrán tomando en cuenta el efecto de las deformaciones sobre las fuerzas internas, la influencia de la carga axial y el momento de inercia variable, la rigidez del elemento y los

efectos de la duración de las cargas.

El diseño de los elementos en flexión debe considerar el incremento de momentos en la columna por desplazamiento lateral.

Para elementos en compresión sometidos a flexión alrededor de ambos ejes principales, deberán amplificarse ambos momentos flectores calculando  $\delta_2$  y  $\delta_1$  para cada dirección por separado.

#### IV.3.6.- Resistencia al corte.- (N.T.E. 060 Capit. 13)

El diseño de las secciones transversales de los elementos sujetos a fuerza cortante deberá basarse en la expresión

$$V_u \geq \phi V_n \quad \text{---- (IV.26)}$$

donde :

$V_u$  = es la resistencia requerida por corte en la sección analizada.

$V_n$  = es la resistencia nominal al corte de la sección

La resistencia nominal  $V_n$  está conformada por la contribución del concreto  $V_c$  y por la contribución de acero  $V_s$  de tal forma que :

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{---- (IV.27)}$$

Al determinar la contribución del corte  $V_c$ , cuando corresponda, deberán considerarse los efectos de las fuerzas de tracción axial debidas a la fluencia y contracción de fraguado y a cambios de temperatura en los elementos que estén restringidos axialmente.

Las secciones situadas a una distancia menor que "d" desde la cara del apoyo, podrán ser diseñadas para la fuerza  $V_u$  calculada a una distancia "d", si se cumplen las siguientes condiciones :

- a) Cuando la reacción del apoyo, en dirección del corte aplicado, introduzca compresión en las regiones cercanas al apoyo del elemento.
- b) Cuando no existen cargas concentradas entre la cara del apoyo y la sección ubicada a una distancia "d".

**IV.3.6.1.- Contribución del concreto en la resistencia al corte.-**

La contribución del concreto  $V_c$  podrá evaluarse considerando

- a) Para miembros sujetos únicamente a corte y flexión :

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d \quad \text{--- (IV.28)}$$

Para cálculos más detallados :

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} b_w d \leq 0.9 \sqrt{f'c} b_w d \quad \text{---- (IV.29)}$$

donde  $M_u$  es el momento actuante simultáneamente con  $V_u$  en la sección considerada.

El cociente  $\frac{V_u d}{M_u}$  no debe considerarse mayor a 1 en el

cálculo de  $V_c$ .

- b) Para miembros sujetos adicionalmente a compresiones axiales

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d \left( 1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right) \quad \text{---- (IV.30)}$$

donde  $N_u$  es la carga axial afectada por el factor de carga y se expresa en Kg y  $A_g$  es la sección transversal del concreto expresada en centímetros cuadrados.

Para cálculos más detallados :

$$V_c = 0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_m} b_w d \quad \text{---- (IV.31)}$$

donde  $M_m = M_u - N_u \frac{(4h - d)}{8}$

y donde el cociente  $\frac{V_u d}{M_m}$  no está limitado a un valor

menor o igual a 1; sin embargo,  $V_c$  no deberá tomarse mayor que :

$$V_c = 0.9 \sqrt{f'_c} b_w d \left( 1 + 0.028 \frac{N_u}{A_g} \right) \quad \text{---- (IV.32)}$$

donde la cantidad  $\frac{N_u}{A_g}$  está expresada en  $\text{Kg/cm}^2$ .

Cuando  $M_m$  resulte negativo,  $V_c$  debe calcularse por la expresión última anterior.

- c) Para miembros sujetos adicionalmente a tracción axial significativa, el aporte del concreto deberá considerarse nulo ( $V_c = 0$ )

Cuando los elementos tengan luces y peraltes importantes deberá tenerse especial cuidado en los efectos que ocasionan la contracción de fragua y los cambios de temperatura, los cuales pueden producir fuerzas de tracción axial importantes que disminuyen la contribución  $V_c$  del concreto debiéndose considerar ésta nula ( $V_c = 0$ )

#### IV.3.6.2.- Contribución del refuerzo en la resistencia al corte.-

El refuerzo por corte puede estar compuesto por :

- a) Estribos cerrados perpendiculares al eje del elemento.
- b) Estribos perpendiculares al eje del elemento y barras dobladas que formen un ángulo de  $30^\circ$  o más con el eje del elemento.
- c) Espirales

El esfuerzo de fluencia de diseño del refuerzo por corte no debe ser mayor de  $4200 \text{ Kg/cm}^2$ .

#### - Diseño del refuerzo por corte.-

Cuando la fuerza cortante  $V_u$  exceda de  $\phi V_c$ , deberá proporcionarse refuerzo por corte de manera que se cumpla

$$V_u \leq \phi V_n, \quad V_n = V_c + V_s$$

- a) Cuando se utilice estribos perpendiculares al eje del elemento

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad \text{---- (IV.33)}$$

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.

- b) Cuando se utilice refuerzo por corte consistente en una barra individual o en un sólo grupo de barras paralelas, todas dobladas a la misma distancia del apoyo :

$$V_s = A_v f_y \text{ Sen } \alpha \quad \text{---- (IV.34)}$$

$V_s$  no deberá exceder de  $0.8 \sqrt{f'_c} b_w d$

- c) Cuando el refuerzo por corte consiste en una serie de barras paralelas dobladas o grupos de barras paralelas dobladas a diferentes distancia del apoyo :

$$V_s = \frac{A_v f_y (\text{Sen } \alpha + \text{Cos } \alpha) d}{s} \quad \text{---- (IV.35)}$$

Unicamente las tres cuartas partes centrales de la porción inclinada de cualquier barra longitudinal doblada deberá considerarse efectiva como refuerzo por corte.

Cuando se emplee más de un tipo de refuerzo por corte para reforzar la misma porción del alma, la resistencia al corte  $V_c$  deberá calcularse como la suma de los valores  $V_s$  calculados para los diversos tipos.

La resistencia al cortante  $V_s$  no deberá considerarse mayor que :

$$2.1 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{---- (IV.36)}$$

- Límites del Espaciamiento del Refuerzo por Corte.-

El espaciamiento del refuerzo por corte colocado perpendicularmente al eje del elemento no deberá ser mayor de  $0.5 d$  ni de  $60 \text{ cm}$ .

Cuando  $V_s$  exceda de  $1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$  --- (IV.37) el espaciamiento máximo deberá reducirse a la mitad.

- Refuerzo Mínimo por Corte.-

Deberá proporcionarse un área mínima de refuerzo por corte cuando  $V_u$  exceda de  $0.5 \phi V_c$ , excepto en :

- a) Losas y zapatas
- b) Losas nervadas y/o aligeradas

- c) Vigas en peralte total que no exceda 25cm, dos y media veces el espesor del ala, la mitad del ancho del alma, eligiéndose el valor mayor.

Cuando se deba usar refuerzo por corte de acuerdo con lo indicado en la sección anterior, o se requiera por análisis, el área mínima de corte será :

$$A_v = 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad \text{---- (IV.38)}$$

donde  $b_w$  y  $s$  están en centímetros.

#### IV.3.7.- Diseño de la columna D-2 Tipo C2.-

La esbeltez de una columna puede hacer que la carga última se reduzca por deflexiones laterales de la columna provocadas por flexión. Además, si esta pertenece a un pórtico no arriostrado es probable que se vuelva sumamente inestable, por tanto, es necesario evaluar la esbeltez tanto en el sentido  $x$  como en el sentido  $y$ .

Los comentarios sobre el ACI 318-89 sección 10.11.5 considera un pórtico arriostrado si la deflexión lateral del

edificio es menor que  $\frac{ln}{1500}$ .

Según muestra N.T.E. E-060 en la sección 12.10.2.1 los efectos locales de esbeltez pueden ser despreciados si :

$$\frac{ln}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

y en la sección 12.10.2.2 los efectos globales de esbeltez pueden ser despreciados si :

$$K \frac{ln}{r} < 22$$

En la siguiente tabla encontraremos los valores de esbeltez para la columna D-2 Tipo C2

Sentido X								
Pórtico		arriostrado					$\Sigma K \text{ vig} = 771.43$	
Nivel	b x h (cm <sup>2</sup> )	ln (m)	Kcol (cm <sup>3</sup> )	$\psi_A$	$\psi_B$	K	r (m)	K ln r
12	-	-	-	-	-	-	-	-
11	30 x 40	2.10	592.59	0.77	0.77	1.28	0.12	22.40
10	30 x 40	2.10	592.59	0.77	0.77	1.28	0.12	22.40
9	30 x 40	2.10	592.59	0.77	0.77	1.28	0.12	22.40
8	30 x 50	2.10	1488.10	1.93	1.93	1.55	0.15	21.70
7	30 x 70	2.10	3175.93	4.12	4.12	2.04	0.21	20.40
6	30 x 90	2.10	6750	8.75	8.75	2.81	0.27	21.85
5	30 x 90	2.10	6750	8.75	8.75	2.81	0.27	21.85
4	30 x 110	2.10	12324.07	15.98	15.98	3.71	0.33	23.61
3	30 x 120	2.10	16000	20.74	20.74	4.20	0.36	24.50
2	30 x 120	2.10	16000	20.74	20.74	4.20	0.36	24.50
1	30 x 120	2.40	14400	9.33	1.00	2.23	0.36	14.87
Sentido Y								
Pórtico		arriostrado					$\Sigma K \text{ vig} = 919.12$	
Nivel	b x h (cm <sup>2</sup> )	ln (m)	Kcol (cm <sup>3</sup> )	$\psi_A$	$\psi_B$	K	r (m)	K ln r
12	-	-	-	-	-	-	-	-
11	40 x 30	2.10	333.33	0.18	0.18	1.08	0.09	25.20
10	40 x 30	2.10	333.33	0.18	0.18	1.08	0.09	25.20
9	40 x 30	2.10	333.33	0.18	0.18	1.08	0.09	25.20
8	30 x 200	2.10	74074.07	40.30	40.30	5.78	0.60	20.23
7	30 x 200	2.10	74074.07	40.30	40.30	5.78	0.60	20.23
6	30 x 200	2.10	74074.07	40.30	40.30	5.78	0.60	20.23
5	30 x 200	2.10	74074.07	40.30	40.30	5.78	0.60	20.23
4	30 x 200	2.10	74074.07	40.30	40.30	5.78	0.60	20.23
3	30 x 200	2.10	74074.07	40.30	40.30	5.78	0.60	20.23
2	30 x 200	2.10	74074.07	40.30	40.30	5.78	0.60	20.23
1	30 x 200	2.40	74074.07	40.30	1.00	4.19	0.60	1676

TABLA (IV.3) Cálculo de Valores de Esbeltez en columna D-2 tipo C2

En el cuadro se ha realizado lo siguiente :

1° Tenemos las secciones de las columnas correspondientes a cada nivel tanto en el sentido del eje X como del eje Y.

2° Hemos colocado las luces  $l_n$  que son las longitudes no apoyadas de las columnas.

3° El  $K_{col}$  que viene a ser  $K_{col} = \frac{I_{col}}{L}$  donde :

$$I_{col} = \frac{1}{12} b h^3$$

$L$  = luz libre de entrepiso

4°  $\psi_A = \frac{\sum K_{col}}{\sum K_{vig}}$  superior y  $\psi_B = \frac{\sum K_{col}}{\sum K_{vig}}$  inferior

5°  $K$  se halla de las siguientes formulas propuestas por Furlong

$$\text{Para } \psi_{AP} < 2 \quad K = \frac{20 - \psi_{AP}}{20} \sqrt{1 + \psi_{AP}}$$

$$\text{Para } \psi_{AP} \geq 2 \quad K = 0.9 \sqrt{1 + \psi_{AP}}$$

en que  $\psi_{AP}$  es el promedio de los valores de  $\psi$  en los extremos A y B de la columna

6° Para secciones rectangulares se puede considerar a  $r = 0.3$  de la dimensión de la sección en la dirección de pandeo posible.

7° Por último  $\frac{K l_n}{r}$  nos indicará el valor de esbeltez en la columna.

Nivel	SENTIDO X						SENTIDO Y									
	b x h (cm <sup>2</sup> )	Pu (Ton)	K	Mu (T-m)	e (m)	$\frac{e}{h}$	$\frac{K e}{h}$	g	Mu (T-m)	e	$\frac{e}{h}$	$\frac{K e}{h}$	g	f	As (cm <sup>2</sup> )	Ø
11	30 x 40	26.68	0.11	16.25	0.61	1.53	0.17	0.70	16.74	0.63	2.10	0.23	0.60	0.01	12.00	6 Ø 3/4"
10	30 x 40	53.37	0.21	12.17	0.23	0.58	0.12	0.70	12.82	0.24	0.80	0.17	0.60	0.01	12.00	6 Ø 3/4"
9	30 x 40	82.90	0.33	11.47	0.14	0.35	0.12	0.70	12.50	0.15	0.50	0.17	0.60	0.01	12.00	6 Ø 3/4"
8	30 x 50	110.92	0.35	13.69	0.12	0.24	0.08	0.80	13.69	0.12	0.40	0.14	0.60	0.01	15.00	6 Ø 3/4"
7	30 x 70	139.61	0.32	15.15	0.11	0.16	0.05	0.80	15.15	0.11	0.37	0.12	0.60	0.01	21.00	8 Ø 3/4"
6	30 x 90	168.88	0.30	16.09	0.10	0.11	0.03	0.90	16.09	0.10	0.33	0.10	0.60	0.01	27.00	10 Ø 3/4"
5	30 x 90	198.08	0.35	13.76	0.07	0.08	0.03	0.90	13.76	0.07	0.23	0.08	0.60	0.01	27.00	10 Ø 3/4"
4	30 x 110	227.58	0.33	18.36	0.08	0.07	0.02	0.90	18.36	0.08	0.27	0.09	0.60	0.01	33.00	12 Ø 3/4"
3	30 x 120	246.71	0.33	23.31	0.09	0.08	0.03	0.90	23.31	0.09	0.30	0.10	0.60	0.01	36.00	14 Ø 3/4"
2	30 x 120	286.59	0.38	17.22	0.06	0.05	0.02	0.90	17.22	0.06	0.20	0.08	0.60	0.01	36.00	14 Ø 3/4"
1	30 x 120	336.76	0.45	4.78	0.01	0.01	0.01	0.90	4.78	0.01	0.03	0.01	0.60	0.01	36.00	14 Ø 3/4"

Donde :  $e = \frac{M_u}{P_u}$   $K = \frac{P_u}{f'c b h}$   $g = \frac{h - 2 \text{ rec} - 2 \text{ Ø estribo} - \text{diam } \phi}{h} = 1 - \frac{11.81}{h}$

$f = \frac{f_y}{m}$   $m = \frac{f_y}{0.85 f'c}$   $A_s = f b h$

FIG (IV.12) Cálculo del refuerzo longitudinal de la columna D2 tipo C2 por efectos de flexo compresión uniaxial

Como se aprecia en la tabla anterior tenemos 3 tramos en c/u en que la columna nos resulta ligeramente esbelta. Realizaremos un análisis para el caso de la columna en el sentido Y de como actuar en este caso.

$$\text{Siendo que } \frac{K \ln}{r} = 25.20 > 22 \rightarrow \text{columna esbelta}$$

Luego, carga crítica de la columna. Según ( . )

$$EI = \frac{Ec I_g}{2.5 (1 + \beta d)} = \frac{2.17 \times 10^5 \times \frac{40 \times 30^3}{12}}{2.5 (1 + 0)}$$

Se toma  $\beta d = 0$  ya que los momentos obtenidos en la columna para la carga muerta resultaron bastante pequeños.

$$\text{Luego } EI = 7.81 \times 10^9 \text{ Kg/cm}^2$$

Además

$$P_C = \frac{\pi^2 EI}{(K \ln)^2} = \frac{\pi^2 \times 7.8 \times 10^9}{(1.08 \times 210)^2} = 1499 \text{ Ton}$$

Factor de amplificación de momento

$$\text{Sabemos que } \delta_1 = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{\phi P_C}} ; Cm = 1.0$$

De nuestra envolvente tenemos que :

$$Pu = 26,676.50 \text{ Kg}$$

$$Mu = 16,246.35 \text{ Kgm}$$

Entonces

$$\delta_1 = \frac{0.1}{1 - \frac{26,676.50}{0.7 \times 1,499,000}} = 1.03$$

Acero longitudinal de la columna :

Las acciones de diseño para la columna son :

$$P_u = 26,676.50 \text{ Kg}$$

$$M_u = 16,246.38 \times 1.03 = 16,740.00 \text{ Kgm}$$

$$K = \frac{P_u}{f'_c b h} = \frac{26,676.50}{210 \times 40 \times 30} = 0.11$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{16.74}{26.68} = 0.63$$

$$\frac{e}{t} = \frac{0.63}{0.30} = 2.10$$

$$\frac{Ke}{t} = 0.11 \times 2.10 = 0.23$$

$$g = \frac{gt}{t} = \frac{30 - (6 + 6)}{30} = 0.6$$

De los ábacos de Everard SP - 17 A

$$P_m = 0.068 \quad m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{4200}{0.85 \times 210} = 23.53$$

$$\therefore \rho = \frac{\rho m}{m} = \frac{0.068}{23.53} = 0.0029$$

Pero  $\rho_{\min} = 0.01$

$$\therefore A_s = \rho b d = 0.01 \times 40 \times 30 = 12 \text{ cm}^2 \quad \{ 6 \text{ } \varnothing 3/4''$$

**AMPLIFICACION DE MOMENTOS EN COLUMNA D2 - TIPO C2 - SENTIDO X**

Nivel	b x h (cm <sup>2</sup> )	Ig (cm <sup>4</sup> )	EI (Kg - cm <sup>2</sup> )	K	ln (cm)	Pc (Ton)	Pu (Ton)	d	M <sub>1</sub> (Ton - m)	M <sub>2</sub> (Ton - m)	M <sub>c</sub> (Ton - m)
4	30 x 110	3'327,500	2.89 x 10 <sup>11</sup>	3.71	210	4,699	227.58	1.07	- 17.09	13.98	18.36
3	30 x 120	4'320,000	3.75 x 10 <sup>11</sup>	4.20	210	3,666	246.71	1.11	- 21.00	13.78	23.31
2	30 x 120	4'320,000	3.75 x 10 <sup>11</sup>	4.20	210	3,666	286.59	1.13	- 7.49	15.24	17.22

**AMPLIFICACION DE MOMENTOS EN COLUMNA D2 - TIPO C2 - SENTIDO Y**

Nivel	b x h (cm <sup>2</sup> )	Ig (cm <sup>4</sup> )	EI (Kg - cm <sup>2</sup> )	K	ln (cm)	Pc (Ton)	Pu (Ton)	d	M <sub>1</sub> (Ton - m)	M <sub>2</sub> (Ton - m)	M <sub>c</sub> (Ton - m)
11	40 x 30	90,000	7.81 x 10 <sup>9</sup>	1.08	210	1,499	26.68	1.03	- 13.50	16.25	16.74
10	40 x 30	90,000	7.81 x 10 <sup>9</sup>	1.08	210	1,499	53.37	1.05	- 12.17	8.55	12.82
9	40 x 30	90,000	7.81 x 10 <sup>9</sup>	1.80	210	1,499	82.90	1.09	- 11.18	11.47	12.50

Donde :  $I_g = \frac{b h^3}{12}$   $\beta d = 0$   $EI = \frac{E_c I_g}{2.5 (1 + \beta d)}$   $E_c = 217,000 \text{ Kg/cm}^2$

$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(K l_n)^2}$   $\phi = 0.70$   $C_m = 1.0$   $d = \frac{C_m}{1 - \phi P_c}$

### Verificación del efecto bi-axial.

Para verificar utilizaremos la ecuación que dice :

$$\frac{1}{P_u} \leq \frac{1}{\phi P_{n_x}} + \frac{1}{\phi P_{n_y}} - \frac{1}{\phi P_{n_0}}$$

siempre y cuando se cumpla que  $\frac{P_u}{\phi P_{n_0}} \geq 0.1$

Entonces, para la columna D2 tipo C2, nivel 11, tenemos que :

$$A_g = b \times h = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \phi 3/4 = 17.10 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \rho_t = \frac{A_s}{b \times h} = \frac{17.10}{30 \times 40} = 0.014$$

$$\frac{e_x}{h} = 1.53 \quad \frac{e_y}{h} = 2.10$$

$$g_x = 1 - \frac{11.81}{h} = 1 - \frac{11.81}{40} = 0.70$$

$$g_y = 1 - \frac{11.81}{30} = 0.60$$

De los gráficos de nuestro apéndice A 2 obtenemos los valores de  $K_x = 0.07 \rightarrow \phi P_{n_x} = K_x f'_c b h = 17.64 \text{ Ton}$

$$K_y = 0.05 \rightarrow \phi P_{n_y} = K_y f'_c b h = 12.60 \text{ Ton}$$

$$\text{Además } \phi P_{n_0} = 0.85 \phi [0.85 f'_c (A_g - A_s) + A_s f'_c]$$

$$\phi P_{n_0} = 127.77 \text{ Ton}$$

∴ En (IV.47)

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{17.64} + \frac{1}{12.60} - \frac{1}{127.77}$$

$$P_u = 7.80 \text{ Ton}$$

Verificando

$$\frac{Pu}{\phi Pn_0} = \frac{7.80}{127.77} = 0.06 \geq 0.1 \quad \times \text{ NO !}$$

Cambiamos la columna a una de  $Ag = b \times h = 30 \times 50$

$$As = 10 \phi 3/4 = 28.50 \text{ cm}^2$$

Luego,

$$\begin{aligned} \frac{e_x}{h} &= 1.22 & \frac{e_y}{h} &= 2.10 \\ g_x &= 0.80 & g_y &= 0.60 \\ K_x &= 0.13 & K_y &= 0.06 \\ \phi Pn_x &= 40.95 & \phi Pn_y &= 18.90 & \phi Pn_0 &= 150.44 \\ Pu &= 14.15 \text{ Ton} \end{aligned}$$

Verificando

$$\frac{Pu}{\phi Pn_0} = 0.1 \geq 0.1 \quad \checkmark \text{ OK !}$$

Para el resto de tramos hemos colocado los resultados en el siguiente cuadro :

Nivel	Ag = b x h (cm <sup>2</sup> )	As (cm <sup>2</sup> )	t	e <sub>x</sub> h	g <sub>x</sub>	K <sub>x</sub>	∅ Pn <sub>x</sub> (Ton)	e <sub>y</sub> h	g <sub>y</sub>	K <sub>y</sub>	∅ Pn <sub>y</sub> (Ton)	∅ Pn <sub>0</sub> (Ton)	Pu (Ton)	Pu ∅ Pn
11	30 x 50	10 ∅ 3/4	0.02	1.22	0.80	0.13	40.95	2.10	0.60	0.06	18.90	150.44	14.15	0.1
10	30 x 60	10 ∅ 3/4	0.016	0.38	0.80	0.34	128.52	0.80	0.60	0.17	64.26	180.43	56.18	0.31
9	30 x 60	10 ∅ 3/4	0.016	0.23	0.80	0.45	173.88	0.50	0.60	0.23	86.94	180.43	85.39	0.47
8	30 x 60	10 ∅ 3/4	0.016	0.20	0.80	0.50	189.00	0.20	0.60	0.47	177.66	180.43	185.96	1.03
7	30 x 70	10 ∅ 3/4	0.014	0.16	0.80	0.50	220.50	0.37	0.60	0.29	127.89	210.42	131.54	0.63
6	30 x 90	10 ∅ 3/4	0.011	0.11	0.90	0.57	323.19	0.37	0.60	0.28	158.76	270.39	175.60	0.65
5	30 x 90	10 ∅ 3/4	0.011	0.08	0.90	0.60	340.20	0.23	0.60	0.40	226.80	270.39	273.95	1.01
4	30 x 110	12 ∅ 3/4	0.010	0.07	0.90	0.61	482.73	0.27	0.60	0.34	235.62	330.37	279.11	0.84
3	30 x 120	14 ∅ 3/4	0.011	0.08	0.90	0.61	461.16	0.30	0.60	0.33	249.48	360.46	293.83	0.81
2	30 x 120	14 ∅ 3/4	0.011	0.05	0.90	0.65	491.40	0.20	0.60	0.42	317.52	360.46	414.91	1.15
1	30 x 120	14 ∅ 3/4	0.011	0.01	0.90	0.72	544.32	0.03	0.60	0.67	506.52	360.46	964.16	2.67

Tabla (IV.4) Verificación de diseño de refuerzo longitudinal  
1a columna D-2 Tipo C2 bajo efecto de flexo  
compresión biaxial

### Diseño del refuerzo transversal.-

Para miembros sujetos a compresiones axiales tenemos que según (IV.30)

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \left( 1 + 0.0071 \frac{N_u}{A_g} \right)$$

Conservadoramente podemos tomar

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d \quad \text{donde } \phi = 0.85$$

Si sucede que la fuerza cortante última  $V_u$  excede la resistencia al corte del concreto  $\phi V_c$ , deberá proporcionarse refuerzo de manera que se cumpla :

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Luego para nuestra columna D-2 tipo C2 tenemos que para sus diferentes secciones

$$\begin{aligned} \text{Sección } 30 \times 50 &\rightarrow \phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 50 / 1000 \\ &= 9.79 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\text{Sección } 30 \times 60 \rightarrow \phi V_c = 11.75 \text{ Ton}$$

$$\text{Sección } 30 \times 70 \rightarrow \phi V_c = 13.71 \text{ Ton}$$

$$\text{Sección } 30 \times 90 \rightarrow \phi V_c = 17.63 \text{ Ton}$$

$$\text{Sección } 30 \times 1.10 \rightarrow \phi V_c = 21.54 \text{ Ton}$$

$$\text{Sección } 30 \times 1.20 \rightarrow \phi V_c = 23.50 \text{ Ton}$$

De nuestra envolvente de cortantes para columnas obtenemos que :

Sección 30 x 50 →  $V_u = 14.16$  Ton

Sección 30 x 60 →  $V_u = 12.10$  Ton

Sección 30 x 70 →  $V_u = 13.38$  Ton

Sección 30 x 90 →  $V_u = 12.38$  Ton

Sección 30 x 110 →  $V_u = 14.58$  Ton

Sección 30 x 120 →  $V_u = 14.74$  Ton

Luego

Sección de 30 x 50

Los estribos de confinamiento se colocan hasta una distancia

$$l_0 \geq \begin{cases} 45 \text{ cm} \\ h/6 = 250/6 = 41.67 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \end{cases}$$

por lo tanto  $l_0 = 60$  cm

El espaciamiento de los estribos dentro de  $l_0$  será

$$s_{max} \begin{cases} \min \left( \frac{b}{2}, \frac{h}{2} \right) = 15 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

por lo tanto :

□  $\emptyset$  3/8 : 1 @ 0.05, 5 @ 10

Luego, hasta  $2d$  no consideraremos cortante del concreto

$$\rightarrow V_c = 0 \qquad 2d = 2 \times (50 - 4) = 92 \text{ cm}$$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_n} = \frac{(0.713) (4.2) (46)}{\frac{9.79}{0.85}} = 11.5 \text{ cm} \leq \frac{d}{4} = 11.5 \text{ cm}$$

Tramo central  $\rightarrow V_c \neq 0$

$$\rightarrow s = \frac{A_v f_y d}{V_n - V_c} = \frac{(0.713) (4.2) (46)}{14.16 - 9.79} = 31.52 \text{ cm}$$

El espaciamiento fuera de  $l_0$  es

$$16 d_b = 16 \times (1.905) = 30.48 \text{ cm}$$

$$s \leq \min(b, h) = 30 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm}$$

Luego

$$\square \text{ } \phi \text{ } 3/8'' : 2 @ 0.05, 7 @ 0.10, R @ 0.30$$

$$\text{Para } 30 \times 60 : \square \text{ } \phi \text{ } 3/8'' \quad 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, R @ 0.30$$

$$\text{Para } 30 \times 70 : \square \text{ } \phi \text{ } 3/8'' \quad 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, R @ 0.30$$

$$\text{Para } 30 \times 90 : \square \text{ } \phi \text{ } 3/8'' \quad 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, R @ 0.30$$

$$\text{Para } 30 \times 110 : \square \text{ } \phi \text{ } 3/8'' \quad 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, R @ 0.30$$

$$\text{Para } 30 \times 120 : \square \text{ } \phi \text{ } 3/8'' \quad 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, R @ 0.30$$

#### IV.4.- Diseño de placas.-

En muchos casos prácticos, para dar a los edificios rigidez y resistencia suficiente ante cargas laterales, se recurre al uso de placas o muros de corte de concreto armado, normalmente combinados con un sistema de pórticos.

#### IV.4.1.- Placas diseñadas como elementos de compresión.-

Según NTE E-060 (15.3), la resistencia a carga vertical  $\phi P_n$  de una placa de sección rectangular sólida cuya resultante de todas las cargas amplificadas se ubique dentro del tercio central de su espesor total podrá determinarse de acuerdo a :

$$\phi P_n = 0.55 \phi f'c A_g \left[ 1 - \left( \frac{K l_c}{32 t} \right)^2 \right] \quad \text{---- (IV.39)}$$

donde :  $\phi = 0.7$

$l_c =$  distancia vertical entre apoyos

$K = 0.8$  para placas arriostradas arriba y abajo y restringidos de rotación en uno o ambos extremos.

1.0 para placas arriostradas arriba y abajo sin restricción a la rotación en sus extremos.

2.0 para placas sin arriostre lateral.

El espesor  $t$  mínimo a usarse en la fórmula anterior será de 1/25 de su altura o su longitud, la que sea menor pero no menor de 10 cm.

La cuantía mínima de refuerzo vertical con relación a la sección bruta será de :

- a) 0.0012 para barras corrugadas de diámetro menor o igual a 5/8" con una resistencia a la fluencia no menor a 4200 Kg/cm<sup>2</sup>.
- b) 0.0015 para otras barras corrugadas.

La cuantía mínima de refuerzo horizontal referida a la sección bruta será de :

- a) 0.0020 para barras corrugadas iguales o menores que 5/8" y con una resistencia a la fluencia no menor que 4200 Kg/cm<sup>2</sup>.
- b) 0.0025 para otras barras corrugadas.

Los muros de más de 25 cm. de espesor deberán llevar refuerzo en las dos caras.

#### IV.4.2.- Muros de Corte.-

Los muros de Corte deben ser diseñados para la acción combinada de carga axial, momentos y corte, de acuerdo a las disposiciones siguientes :

##### - Espesores mínimos.-

Los muros serán dimensionados teniendo en especial consideración los refuerzos de compresión en los extremos y su resistencia al pandeo.

El espesor mínimo para los muros de corte será de 10 cm. En el caso de muros de corte coincidentes con muros exteriores de sótano, el espesor mínimo será de 20 cm.

##### - Diseño para flexión.-

Los muros con esfuerzos de flexión debidos a la acción de fuerzas coplanares deberán diseñarse de acuerdo a lo siguiente

- a) Para muros esbeltos (altura total/longitud total :  $\frac{H}{L} \geq 1$

serán aplicables los lineamientos generales establecidos para flexo-compresión; se investigará la resistencia en base a una relación de Carga Axial - Momento.

El esfuerzo vertical deberá distribuirse a lo largo de la longitud del muro, debiéndose concentrar mayor refuerzo en los extremos.

b) Para muros de poca esbeltez (altura total/longitud total :

$\frac{H}{L} < 1$ ) y con cargas axiales no significativas, no son

válidos los lineamientos establecidos para flexo-compresión, debiéndose calcular el área del refuerzo del extremo en tracción para el caso de secciones rectangulares como sigue :

$M_u = \phi A_s f_y Z$  ---- (IV.40) donde :

$$Z = 0.4 L \left[ 1 + \frac{H}{L} \right] \quad ; \quad \text{Si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1$$

$$Z = 1.2 H \quad ; \quad \text{Si } \frac{H}{L} \leq 0.5$$

Si los muros no son de sección rectangular o están sujetos a cargas axiales significativas, se determinarán las áreas de los refuerzos mediante un método racional.

Adicionalmente deberá colocarse refuerzo uniforme repartido a lo largo de la longitud del muro, cumpliendo éste con el acero mínimo de refuerzo vertical de muros, indicado anteriormente.

El acero de refuerzo concentrado en los extremos de los muros deberá confinarse con estribos como en el caso de columnas. Los empalmes en este refuerzo se diseñarán como empalmes en tracción.

El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda a 0.01 o que sea necesario por compresión.

Si el refuerzo en la fibra extrema en tracción calculado suponiendo comportamiento lineal elástico  $\sigma = \frac{M_u Y_t}{I_g} = \frac{P_u}{A_g}$  excede de  $2 \sqrt{f'c}$ , deberá verificarse que el refuerzo en tracción de los extremos prevea un momento resistente por lo menos igual a 1.5 veces el momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ) de la sección.

$$M_{cr} = \frac{I_g}{Y_t} \left( 2 \sqrt{f'c} + \frac{P_u l}{A_g} \right) \quad \text{---- (IV.41)}$$

- Diseño por fuerza cortante.-

Los muros con esfuerzos de corte debidos a la acción de fuerzas coplanares se diseñaran considerando :

$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{---- (IV.42)}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

donde

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} t d$$

y  $V_n$  no deberá exceder de  $2.6 \sqrt{f'c} t d$

La distancia "d" de la fibra extrema en compresión al centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo, se calculará con un análisis basado en la compatibilidad de deformaciones. En caso de no hacerse este análisis, "d" deberá tomarse igual a 0.8 L.

Las secciones localizadas entre la base y una altura  $L/2$  ó  $H/2$  (la que sea menor), podrán diseñarse con el mismo valor de  $V_c$  que el calculado para la sección ubicada a  $L/2$  ó  $H/2$ .

La fuerza cortante de diseño  $V_u$  en cualquier sección deberá cumplir con :

$$V_u \geq V_{ua} \left( \frac{M_{ur}}{M_{ua}} \right) W_d \quad \text{---- (IV.43)}$$

donde :

$V_{ua}$  = Fuerza cortante proveniente del análisis.

$M_{ua}$  = Momento flector proveniente del análisis.

$M_{ur}$  = Momento flector teórico (asociado a  $P_u$ ) que resiste la sección con el refuerzo realmente proporcionado y sin considerar el factor de reducción de capacidad  $\phi$ .

$W_d$  = Factor de amplificación dinámica.

$$W_d = 0.9 + \frac{n}{10} \quad n \leq 6$$

$$W_d = 1.3 + \frac{n}{30} \quad 15 \geq n > 6$$

Si  $n > 15$  usar  $n = 15$

donde  $n$  = número de pisos

Cuando  $V_u$  exceda a  $\phi V_c$ , deberá colocarse refuerzo horizontal por corte. El área de este refuerzo se calculará con

$$V_s = \frac{A_v f_v d}{s}$$

La cuantía  $\rho_h$  del refuerzo horizontal por corte (referida a la sección total vertical de concreto del sector en estudio), será mayor o igual a 0.0025, y el espaciamiento del refuerzo no

excederá de  $\frac{L}{5}$ , 3t ó 45 cm. debiéndose anclar en los extremos

confinados del muro en forma tal de poder desarrollar su esfuerzo de fluencia.

La cuantía  $\rho_v$  del refuerzo vertical por corte (referida a la sección total horizontal de concreto), será mayor ó igual de

$$\rho_v = \left( 0.025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025) \right) \geq 0.0025$$

---- (IV.44)

pero no necesitará ser mayor que el refuerzo horizontal requerido.

El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá ser mayor que  $\frac{L}{3}$ , 3t ó 45 cm.

Cuando  $V_u$  sea menor que  $0.5 \phi V_c$  las cuantías de refuerzo horizontal y vertical pueden reducirse a :

$$\rho_h > 0.0020$$

$$\rho_v > 0.0015$$

El espaciamiento de ambos refuerzos no será mayor que tres veces el espesor del muro ó 45 cm.

Cuando el espesor del muro sea igual o mayor de 25 cm. deberá distribuirse el refuerzo corte horizontal y vertical en las dos caras.

Deberá verificarse la resistencia en las juntas de construcción de acuerdo a la sección 13.5 de la N.T.E. E-060. La resistencia de la junta  $\phi V_n$  deberá ser mayor que  $V_u$ .

#### - Vigas de acoplamiento entre muros.-

La fuerza cortante en las vigas que unen a los muros, deberá limitarse a :

$$V_u < 1.60 \phi \sqrt{f'_c} b_w h \quad \text{---- (IV.45)}$$

y no se considerará ningún aporte del concreto a la resistencia ( $V_c = 0$ ).

La fuerza cortante  $V_u$  de diseño deberá basarse en la capacidad máxima de flexión de la viga considerando una sobre resistencia del acero de 25%.

Cuando la relación  $\frac{l_n}{h} < 2$  el refuerzo por fuerza cortante

deberá ser absorbido por barras diagonales debidamente ancladas en el muro.

#### IV.4.3.- Diseño de muro cortante P2.-

Esta placa está ubicada en el eje 3 y entre los ejes C y E, sus datos son los siguientes :

$$\begin{aligned} b &= 30 \text{ cm} \\ L &= 5.20 \text{ m} \\ H &= 20.5 \text{ m} \quad (8 \text{ pisos}) \end{aligned}$$

- Diseño por flexión.-

Tenemos que  $\frac{H}{L} = \frac{20.50}{5.20} = 3.94 > 1 \rightarrow$  muro esbelto

∴ deberá diseñarse por flexo compresión

- Diseño por flexo compresión :

El esfuerzo vertical deberá distribuirse a lo largo de la longitud del muro, debiéndose concentrar mayor esfuerzo en los extremos.

∴ confinaremos nuestra placa en los extremos tomando para ello una longitud

$$h = 0.1 L = 0.1 (5.20) = 52 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

Entonces tendremos columnas de confinamiento a ambos lados de la placa de  $b \times h = 0.30 \times 0.60 \text{ m.}$ , estas serán diseñadas según lo estipulado en el ítem anterior, diseño de columnas.

Nuestros resultados se muestran en el cuadro siguiente :

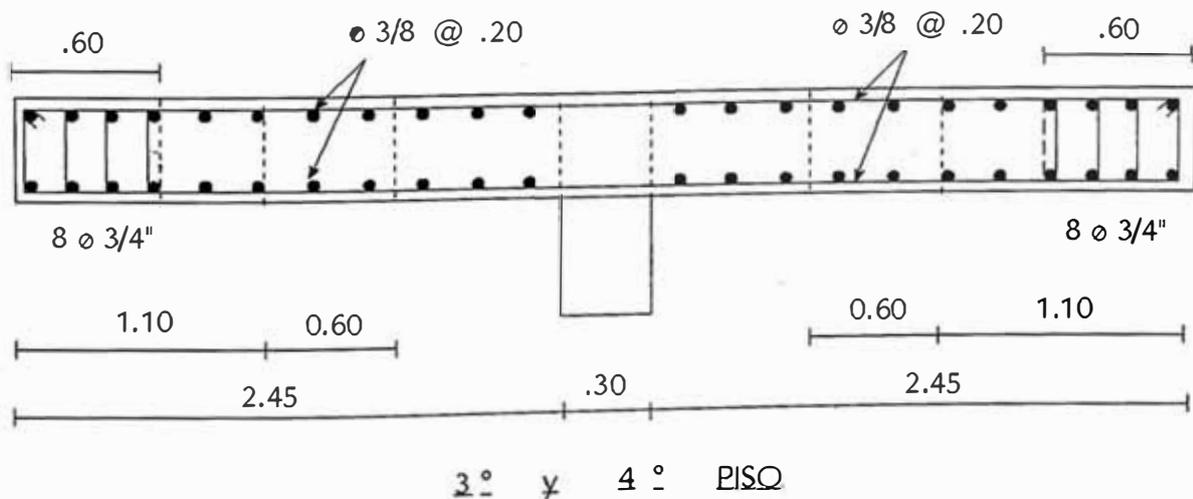
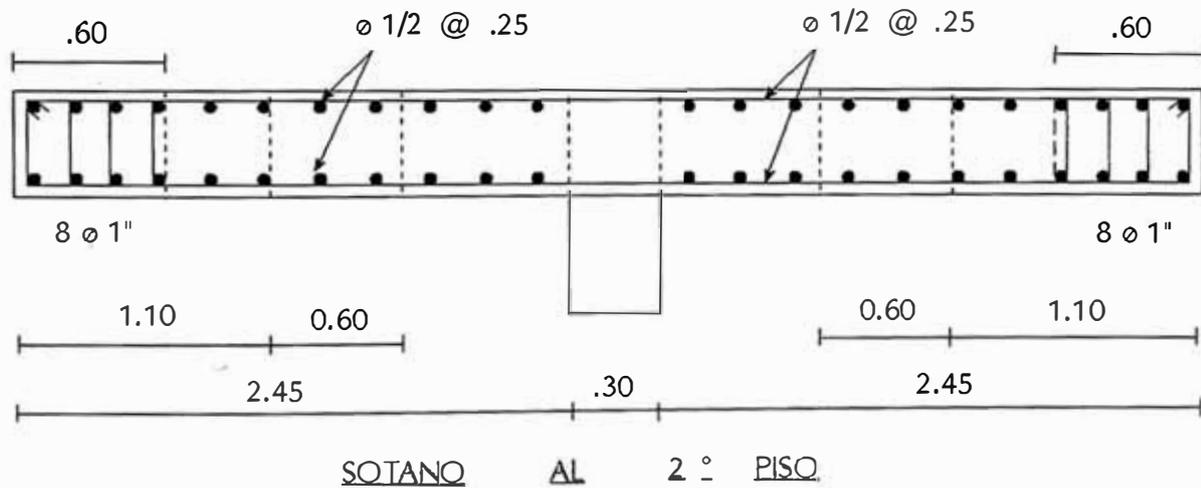
En vista que nuestra placa es simétrica a un eje perpendicular a la dirección en que se está haciendo el análisis colocaremos el siguiente cuadro :

Nivel	b x h	As	∅
11	-	-	-
10	-	-	-
9	30 x 40	12 cm <sup>2</sup>	6 ∅ 3/4
8	30 x 40	12 cm <sup>2</sup>	6 ∅ 3/4
7	30 x 40	12 cm <sup>2</sup>	6 ∅ 3/4
6	30 x 40	12 cm <sup>2</sup>	6 ∅ 3/4
5	30 x 60	18 cm <sup>2</sup>	8 ∅ 3/4
4	30 x 60	18 cm <sup>2</sup>	8 ∅ 3/4
3	30 x 60	27 cm <sup>2</sup>	10 ∅ 3/4
2	30 x 60	27 cm <sup>2</sup>	10 ∅ 3/4
1	30 x 60	27 cm <sup>2</sup>	10 ∅ 3/4

Asumiremos una colocación de fierro en la placa de doble malla de fierro de  $3/8 @ 0.25$  m., es decir, dos fierros cada 0.25 m., con lo cual hallaremos los diagramas de interacción.

Una vez realizado este diagrama de interacción de nuestra sección, verificaremos que la relación de diseño carga axial - momento es menor que la resistente por la sección, es decir, se encuentre dentro de la curva.

PLACA P - 2



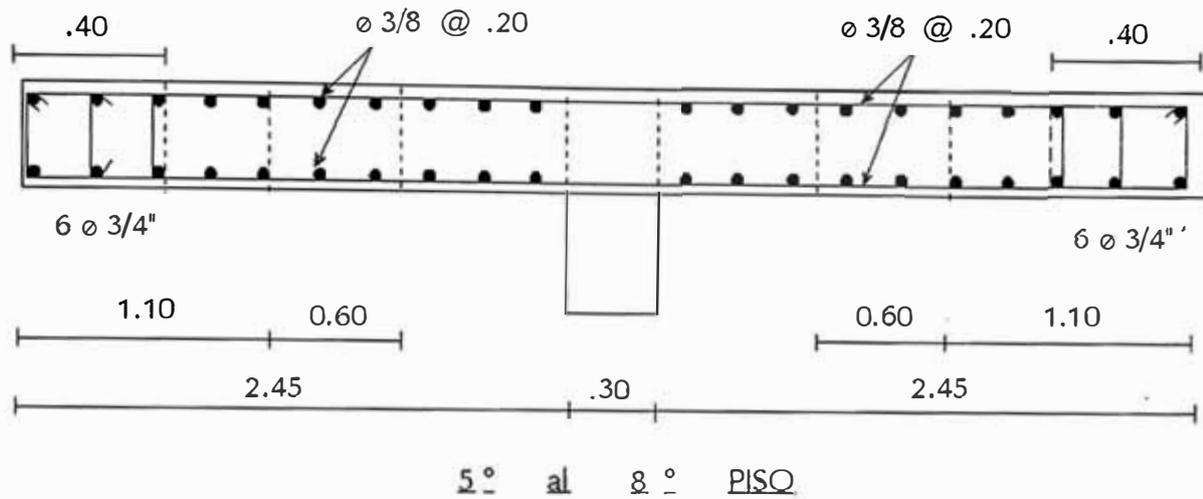
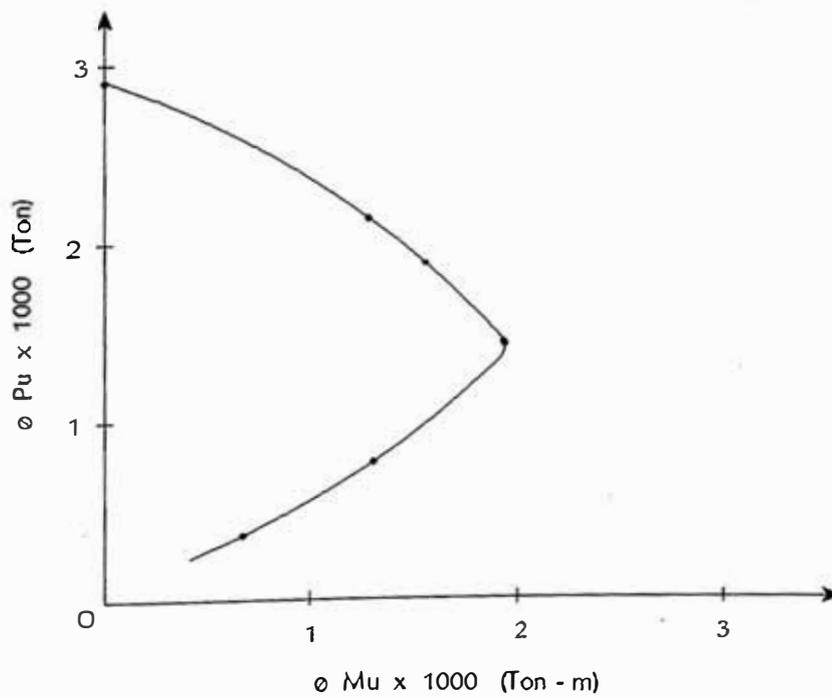


FIG (IV.13) Sección de placa P-2

Con la sección anteriormente definida de nuestra placa hemos obtenido el siguiente diagrama de interacción para la sección correspondiente sótano - 2° piso



Más nuestras fuerzas  
actuales son

$\phi$ Pu	$\phi$ Mu	Pu	Mu
2.98	-	1575.33	1922.37
1.47	1.90	1433.21	1860.17
2.14	1.41	1348.11	1790.43
1.91	1.67		
0.77	1.42		
0.31	0.63		

Por lo que cambiaremos el  
diseño de nuestra sección

Cambiaremos nuestra sección a la forma indicada en la FIG  
(IV.14).

Luego, construiremos los diagramas de interacción  
correspondientes.

Seguiremos el método explicado en el acápite 5.3.4 del libro de  
"Estructuras de Concreto Reforzado" de R. Park y T. Paulay.

Sabemos que

$$Es_i = 0.003 \frac{c - d_i}{c}$$

$$Si \quad Es_i \geq \frac{fy}{Es} \rightarrow fs_i = fy$$

$$\frac{fy}{Es} > Es_i > - \frac{fy}{Es} \rightarrow fs_i = Es_i Es$$

$$Es_i \leq - \frac{fy}{Es} \rightarrow fs_i = fy$$

$$Pu = 0.85 f'c a b + \sum_{i=1}^n fs_i As_i$$



$$ES_1 = 0.003 \frac{(60 - 60)}{60} = 0$$

$$fs_1 = 0$$

$$fs_1 As_1 = 0$$

$$ES_2 = 0.003 \frac{60 - 110}{60} = -0.00250$$

$$fs_2 = 4200$$

$$fs_2 As_2 = 4200 \times 2 \times 1.266 = 10,634.40$$

$$ES_3 = 0.003 \frac{60 - 160}{60} = -0.00500$$

$$fs_3 = 4200$$

$$fs_3 As_3 = 10,634.40$$

$$ES_4 = 0.003 \frac{60 - 235}{60} = -0.00875$$

$$fs_4 = 4200$$

$$fs_4 As_4 = 10,634.40$$

$$ES_5 = 0.003 \frac{60 - 285}{60} = -0.01125$$

$$fs_5 = 4200$$

$$fs_5 As_5 = 10,634.40$$

$$ES_6 = 0.003 \frac{60 - 360}{60} = -0.01500$$

$$fs_6 = 4200$$

$$fs_6 As_6 = 10,634.40$$

$$ES_7 = 0.003 \frac{60 - 410}{60} = -0.01750$$

$$fs_7 = 4200$$

$$fs_7 As_7 = 10,634.40$$

$$Es_8 = 0.003 \frac{60 - 460}{60} = -0.02000$$

$$fs_8 = 4200$$

$$fs_8 As_8 = 42,546.00$$

$$\Sigma fs_i As_i = 106,352.40$$

$$\therefore Pu = 0.85 (210) (51) (30) + 106,352.40$$

$$Pu = 379.46 \text{ Ton}$$

$$Pu e = 0.85 (210) (51) (30) (260 - 25.5) +$$

$$10,634.40 (260 - 110) + 10,634.40 (260 - 160)$$

$$+ 10,634.40 (260 - 235) + 10,634.40$$

$$(260 - 285) + 10,634.40 (260 - 360) + 10,634.40$$

$$(260 - 410) + 42,546 (260 - 460)$$

$$Pu e = 555.34 \text{ Ton} - m$$

#### Para el eje neutro E.N.2

$$c = 160 \text{ cm}$$

$$a = 136 \text{ cm}$$

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

$$Es_1 = 0.00188$$

$$fs_1 = 3806.25$$

$$fs_1 As_1 = 38557.31$$

$$Es_2 = 0.00094$$

$$fs_2 = 1903.13$$

$$fs_2 As_2 = 4814.91$$

$$Es_3 = 0$$

$$fs_3 = 0$$

$$fs_3 As_3 = 0$$

$$Es_4 = -0.00141$$

$$fs_4 = -2854.69$$

$$fs_4 As_4 = -7222.36$$

$$Es_5 = -0.00234$$

$$fs_5 = 4200$$

$$fs_5 As_5 = 10634.40$$

$$Es_6 = -0.00375$$

$$fs_6 = 4200$$

$$fs_6 As_6 = 10634.40$$

$$Es_7 = -0.00469$$

$$fs_7 = 4200$$

$$fs_7 As_7 = 10634.40$$

$$Es_8 = -0.00563$$

$$fs_8 = 4200$$

$$fs_8 As_8 = 42546$$

$$\Sigma = 110,599.06$$

$$Pu = 839.88 \text{ Ton}$$

$$Pu e = 1366.49 \text{ Ton} - m$$

Para el eje neutro E.N.3

$$c = 245 \text{ cm}$$

$$a = 208.25 \text{ cm}$$

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

$Es_1 = 0.00227$	$fs_1 = 4200$	$fs_1 As_1 = 42346$
$Es_2 = 0.00165$	$fs_2 = 3355.71$	$fs_2 As_2 = 8489.96$
$Es_3 = 0.00104$	$fs_3 = 2112.86$	$fs_3 As_3 = 5345.53$
$Es_4 = 0.00012$	$fs_4 = 248.57$	$fs_4 As_4 = 628.89$
$Es_5 = - 0.00049$	$fs_5 = - 994.29$	$fs_5 As_5 = - 2515.54$
$Es_6 = - 0.00141$	$fs_6 = - 2858.57$	$fs_6 As_6 = - 7232.19$
$Es_7 = - 0.00202$	$fs_7 = - 4101.43$	$fs_7 As_7 = - 10376.61$
$Es_8 = - 0.00263$	$fs_8 = 4200$	$fs_8 As_8 = 42546$
		$\Sigma = 79438.04$

$$Pu = 1194.61 \text{ Ton}$$

$$Pu e = 1779.95 \text{ Ton - m}$$

Para el eje neutro E.N.4

$$c = 350 \text{ cm}$$

$$a = 297.50 \text{ cm}$$

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

$Es_1 = 0.00249$	$fs_1 = 4200$	$fs_1 As_1 = 42546$
$Es_2 = 0.00206$	$fs_2 = 4176$	$fs_2 As_2 = 10565.28$
$Es_3 = 0.00163$	$fs_3 = 3306$	$fs_3 As_3 = 8364.18$
$Es_4 = 0.00099$	$fs_4 = 2001$	$fs_4 As_4 = 5062.53$
$Es_5 = 0.00056$	$fs_5 = 1131$	$fs_5 As_5 = 2861.43$
$Es_6 = - 0.00009$	$fs_6 = - 174$	$fs_6 As_6 = - 440.22$
$Es_7 = - 0.00051$	$fs_7 = - 1044$	$fs_7 As_7 = - 2641.32$
$Es_8 = - 0.00094$	$fs_8 = - 1914$	$fs_8 As_8 = - 19388.82$
		$\Sigma = 46929.06$

$$Pu = 1640.04 \text{ Ton}$$

$$Pu e = 1925.37 \text{ Ton - m}$$

Para el eje neutro E.N.5

$$c = 410 \text{ cm}$$

$$a = 348.50 \text{ cm}$$

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

$Es_1 = 0.00256$	$fs_1 = 4200$	$fs_1 As_1 = 42546$
$Es_2 = 0.00220$	$fs_2 = 4200$	$fs_2 As_2 = 10634.40$
$Es_3 = 0.00183$	$fs_3 = 3713.41$	$fs_3 As_3 = 9394.94$
$Es_4 = 0.00128$	$fs_4 = 2599.39$	$fs_4 As_4 = 6576.46$
$Es_5 = 0.00091$	$fs_5 = 1856.71$	$fs_5 As_5 = 4697.47$
$Es_6 = 0.00037$	$fs_6 = 742.68$	$fs_6 As_6 = 1878.99$
$Es_7 = 0$	$fs_7 = 0$	$fs_7 As_7 = 0$
$Es_8 = - 0.00037$	$fs_8 = - 742.68$	$fs_8 As_8 = - 7523.38$
		$\Sigma = 68204.88$

$$Pu = 1934.42 \text{ Ton}$$

$$Pu e = 1724.36 \text{ Ton - m}$$

Para el eje neutro E.N.6

$$c = 460 \text{ cm}$$

$$a = 391 \text{ cm}$$

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

$Es_1 = 0.00261$	$fs_1 = 4200$	$fs_1 As_1 = 42546$
$Es_2 = 0.00228$	$fs_2 = 4200$	$fs_2 As_2 = 10634.40$
$Es_3 = 0.00196$	$fs_3 = 3971.74$	$fs_3 As_3 = 10048.50$
$Es_4 = 0.00147$	$fs_4 = 2978.80$	$fs_4 As_4 = 7536.38$
$Es_5 = 0.00114$	$fs_5 = 2316.85$	$fs_5 As_5 = 5861.63$
$Es_6 = 0.00065$	$fs_6 = 1323.91$	$fs_6 As_6 = 3349.50$
$Es_7 = 0.00033$	$fs_7 = 661.96$	$fs_7 As_7 = 1674.75$
$Es_8 = 0$	$fs_8 = 0$	$fs_8 As_8 = 0$
		$\Sigma = 81051.16$

$$Pu = 2174.86 \text{ Ton}$$

$$Pu e = 1457.05 \text{ Ton - m}$$

Además  $Po = \{0.85 f'c (Ag - Ast) + As fy + A's fy\}$

$$Po = \{0.85 (210) (30 \times 520 - 116.46) + 116.46 \times 4200\}$$

$$Po = 3,252.94 \text{ Ton}$$

$\phi$ Pu	3.25	2.17	1.93	1.64	1.19	0.84	0.38
$\phi$ Mu	0	1.46	1.72	1.93	1.78	1.37	0.56

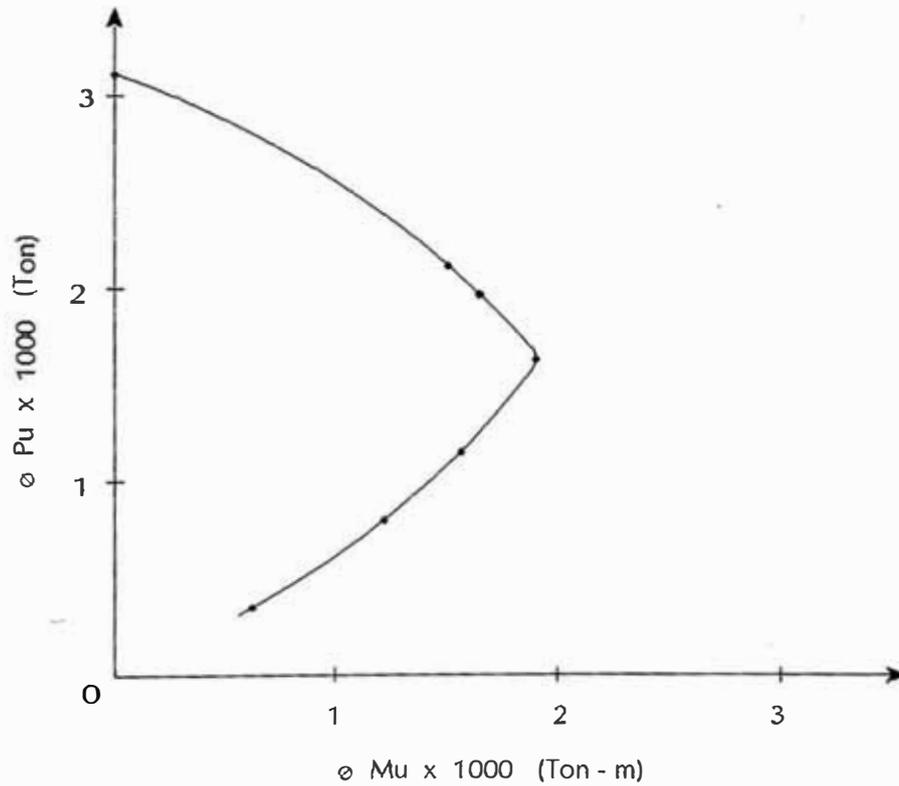


FIG (IV.15) Diagrama de Interacción de la Placa P2 (sótano - 2° piso)

Para las otras secciones el procedimiento es repetitivo, los graficos son los dados en FIG (IV.16) y (IV.17).

$\phi$ Pu	0.33	0.79	1.16	1.62	1.90	2.14	3.05
$\phi$ Mu	0.59	1.38	1.76	1.81	1.67	1.41	0

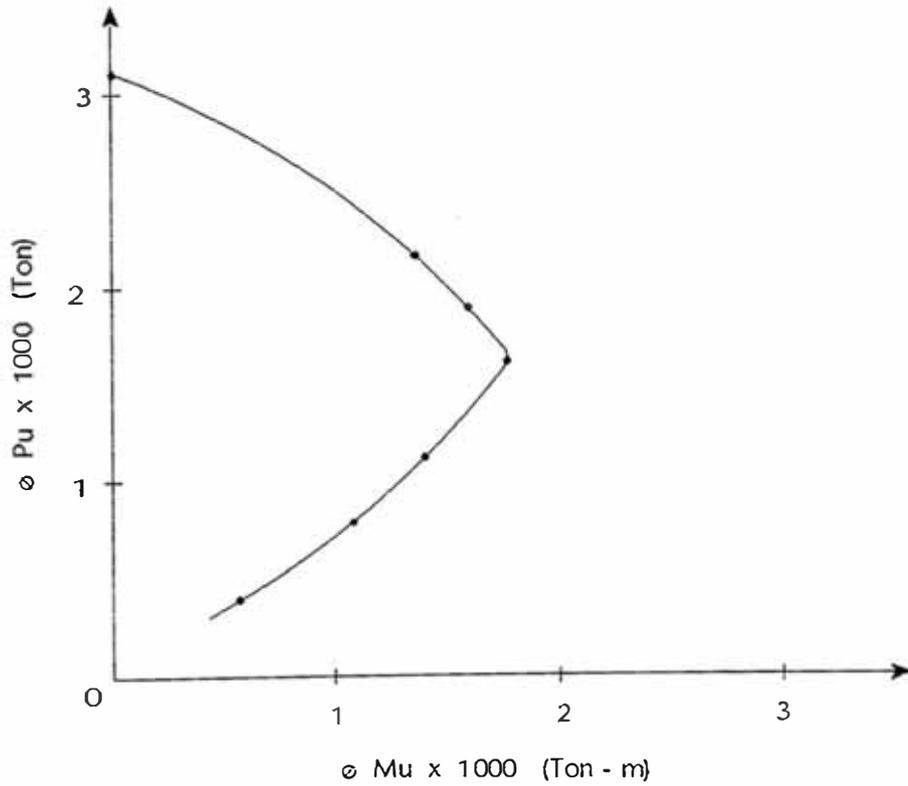


FIG (IV.16) Diagrama de Interacción de la Placa P2  
(3° - 4° piso)

$\phi$ Pu	0.25	0.48	0.80	1.30	1.64	2.00	3.01
$\phi$ Mu	0.39	0.89	1.42	1.82	1.86	1.59	0

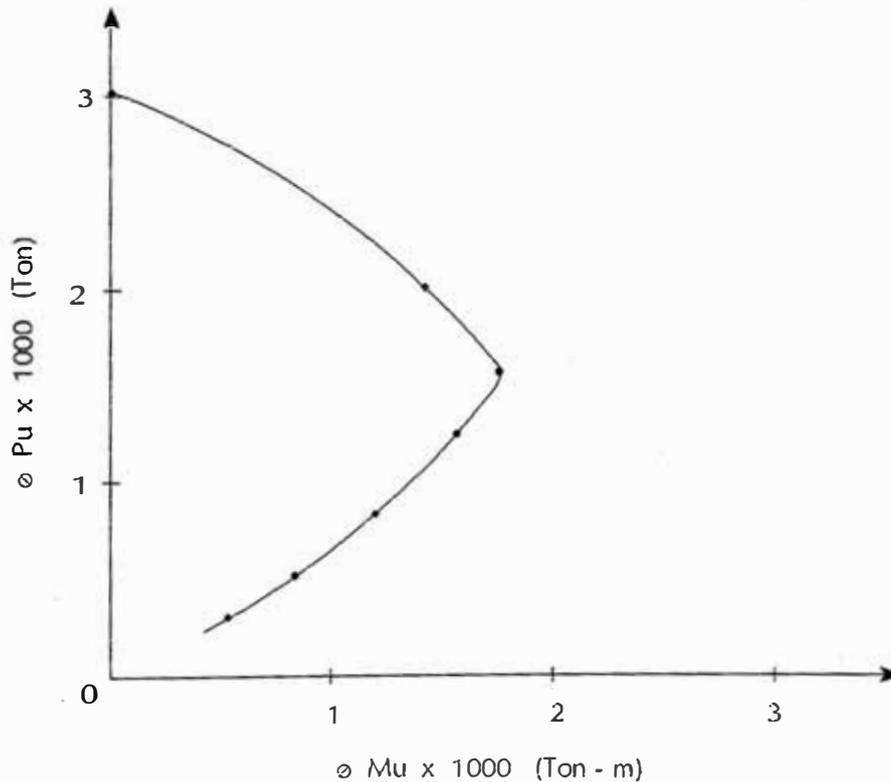


FIG (IV.17) Diagrama de Interacción de la Placa P2 (5° - 8° piso)

Siendo nuestros valores actuantes Pu y Mu quedan, para cada sección de la placa P2, dentro del gráfico correspondiente, entonces, podemos decir que nuestra armadura y sección obtenido cumple la flexo compresión.

- Diseño por fuerza cortante :

Según (IV.43) tenemos que, la fuerza cortante de diseño y  $V_u$  en cualquier sección deberá cumplir con :

$$V_u \geq V_{u_a} \frac{M_{u_r}}{M_{u_a}} W_\alpha$$

Como tenemos nueve pisos en la placa resulta que  $n = 9$

Luego,

$$W_\alpha = 1.3 + \frac{n}{30} = 1.3 + \frac{9}{30} = 1.60$$

En el cuadro siguiente mostramos los cortantes de diseño para los pisos respectivos

Nivel	Pu	Mu <sub>r</sub>	Mu <sub>a</sub>	Mu <sub>r</sub> / Mu <sub>a</sub>	W <sub>α</sub>	Mu <sub>r</sub> W <sub>α</sub> /Mu <sub>a</sub>	Rd	Vu <sub>a</sub>
8	682.15	2396.20	303.19	7.90	1.60	12.64	4	52.85
7	775.42	2638.71	682.44	3.87	1.60	6.19	4	60.52
6	1048.68	3349.03	963.25	3.48	1.60	5.57	4	71.47
5	1159.23	3729.96	1275.17	2.93	1.60	4.69	4	82.73
4	1295.51	4084.28	1573.29	2.60	1.60	4.16	4	90.23
3	1348.11	4777.48	1790.43	2.67	1.60	4.27	4	98.64
2	1433.21	4998.74	1860.7	2.69	1.60	4.30	4	102.18
1	1575.33	5368.96	1922.37	2.79	1.60	4.56	4	117.56

Luego, según (IV.42) tenemos que:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{--- (I)}$$

donde

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} t d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} * 30 * 0.8 * 520 = 95.85 \text{ Ton}$$

$$V_n = 2.6 \sqrt{f'_c} t d$$

$$V_n = 2.6 \sqrt{210} * 30 * 0.8 * 520 = 470.22 \text{ Ton}$$

Entonces en (I)  $V_s = 470.22 - 95.85 = 374.37 \text{ Ton.}$

Además

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$s = \frac{A_v f_y d}{V_s}$$

$$s = \frac{2 * 1.266 * 4200 * 0.8 * 520}{374.37 * 1000} = 11.82 \text{ cm}$$

Por otro lado tenemos que :

$$\rho_h = \frac{A_v}{t s} = \frac{2 * 1.266}{30 * 15} = 0.0056 > 0.0025$$

Si lo colocamos a un espaciamiento  $s = 25 \text{ cm.}$

$$\rho_h = \frac{A_v}{t s} = \frac{2 * 1.266}{30 * 25} = 0.0034 > 0.0025 \quad \checkmark \text{ OK !}$$

Entonces, nuestra malla horizontal será :

$$\phi 1/2 @ .25 \text{ m}$$

Para el refuerzo vertical tenemos, según (IV.44)

$$\rho_v = [ 0.0025 + 0.05 \left( 2.5 - \frac{H}{L} (\rho_h - 0.0025) \right) ] \geq 0.0025$$

$$\rho_v = [ 0.0025 + 0.05 \left( 2.5 - \frac{20.5}{5.20} (0.0034 - 0.0025) \right) ]$$

$$\rho_v = 0.0019$$

Como el mínimo es  $\rho_v = 0.0025$  tomaremos una cuantía similar a la horizontal

$$\text{Luego } \rho_v = 0.0034$$

Entonces

$$S = \frac{2 * 1.266}{0.0034 * 30} = 24.82 \text{ cm}$$

Por tanto : usaremos malla verticales de

$$\varnothing 1/2 @ .25 \text{ m}$$

Similarmente se hará los cálculos para las otras secciones de la placa P2 siendo los resultados los siguientes :

NIVEL	Vc (Ton)	Vn (Ton)	Vs (Ton)	S <sub>horiz</sub> (cm)	ρ <sub>h</sub>	ρ <sub>v</sub>	S <sub>vert</sub>
6	95.85	470.23	374.37	∅ 3/8 @ .20	∅ 3/8 @ .20	∅ 3/8 @ .20	∅ 3/8 @ .20
3	95.85	470.23	374.37	∅ 3/8 @ .20	0.0025	0.0025	∅ 3/8 @ .20
sótano	95.85	470.23	374.37	∅ 1/2 @ .25	0.0034	0.0034	∅ 1/2 @ .25

Tabla (IV.5) Distribución de la cuantía de acero en cada sección de la placa P2

#### IV.5.- Diseño de otros elementos estructurales.-

##### IV.5.1.- Muros de contención.-

Los muros de contención, en voladizo o apoyados, sin carga axial significativa se diseñarán de acuerdo a las disposiciones para diseño de elementos en flexión de la N.T.E. - E060 - Capítulo 11; aquellos donde la carga axial sea significativa se diseñarán de acuerdo a lo especificado en la N.T.E. - E060 - Capítulo-12.

El refuerzo mínimo por flexión será el mínimo requerido por contracción y temperatura especificado para losas en la N.T.E. -E060 - sección 7.10.

Independientemente de lo indicado en la sección anterior el refuerzo mínimo horizontal deberá cumplir con las siguientes cuantías mínimas referidas a la sección bruta :

- a) 0.0020 para barras corrugadas iguales o menores que 5/8" y con una resistencia a la fluencia no menor que 4200 Kg/cm<sup>2</sup>.
- b) 0.0025 para otras barras corrugadas.

El acero por temperatura y contracción podrá disponerse en mayor proporción en la cara expuesta del muro, debiendo colocarse en ambas caras para muros mayores de 25 cm.

El refuerzo vertical y horizontal no se colocará a espaciamiento, mayor que 3 veces el espesor del muro ó 45 cm.

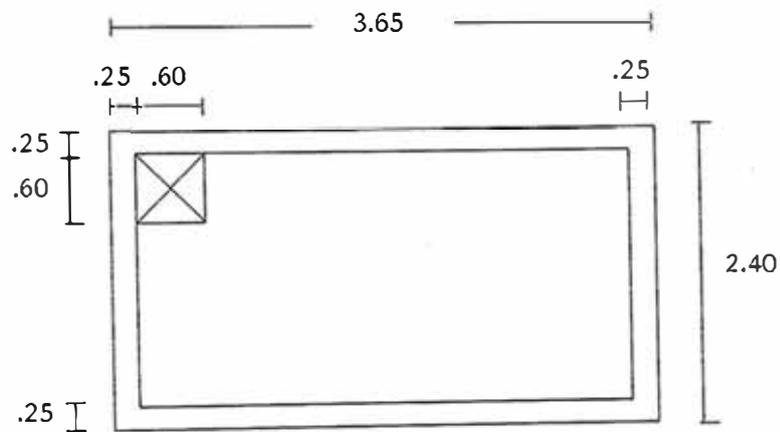
El refuerzo vertical no será necesario confinarlo con estribos si su cuantía es inferior a 0.01 de la sección bruta o cuando el refuerzo vertical no se requiera por compresión.

#### Aberturas.-

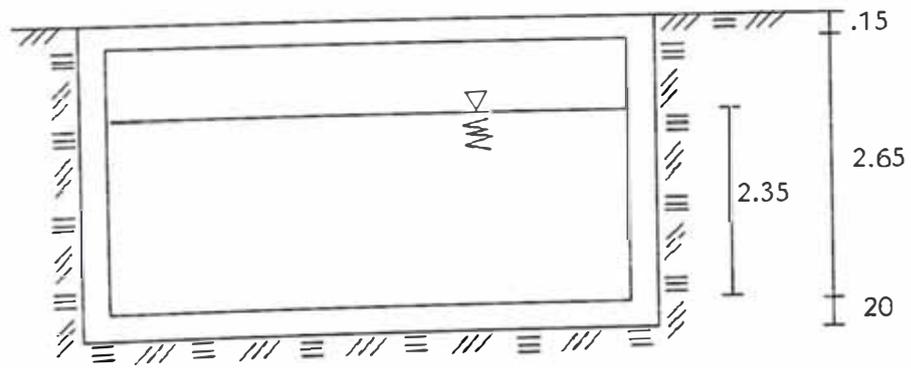
Las aberturas en los muros deberán ubicarse de tal modo de reducir lo menor posible la capacidad resistente. La presencia de aberturas deberá considerarse en todo cálculo de rigideces y resistencias.

Deberá colocarse barras a lo largo de cada lado de la abertura y también en forma diagonal a los lados de la misma, debiendo prolongarlas una distancia iguala a la longitud de anclaje ( $l_d$ ) en tracción desde las esquinas.

IV.5.2.- Diseño de la cisterna.-



Planta



Elevacion

FIG (IV.18) Tanque Cisterna

- Diseño de la losa del techo (Tapa de Cisterna) :

$$A_{s_{min}} = 0.0018 b t = 0.0018 * 100 * 15$$

$$A_{s_{min}} = 2.70 \text{ cm}^2 = \phi 3/8 @ .25 \text{ m}$$

Se asume que la losa del techo está simplemente apoyada en sus cuatro lados. Las cargas actuantes son :

$$\begin{array}{rcl}
 - \text{Peso propio} & 0.15 * 2400 & = 360 \text{ Kg/m}^2 \\
 - \text{Sobrecarga} & & = 250 \text{ Kg/m}^2 \\
 & & \hline
 & & = 610 \text{ Kg/m}^2
 \end{array}$$

$$\therefore W_u = 1.5 (360) + 1.8 (250)$$

$$W_u = 990 \text{ Kg/m}^2$$

Entonces para una franja unitaria :  $W_u = 990 \text{ Kg/ml}$

$$M (+) = w \frac{l^2}{11} = 990 \frac{(1.90)^2}{11} = 324.90 \text{ Kg-m}$$

$$M (-) = w \frac{l^2}{24} = 990 \frac{(1.90)^2}{24} = 148.91 \text{ Kg-m}$$

Luego  $As(+)$  = 0.58 cm<sup>2</sup>

$$As(-) = 0.26 \text{ cm}^2$$

Por tanto utilizaremos acero mínimo para ambos casos.

Es decir  $As(+)$  -  $\varnothing$  3/8 @ .25 m

$$As(-) = \varnothing 3/8 @ .25 \text{ m}$$

- Diseño de la losa de cimentación (Fondo de Cisterna)

El refuerzo mínimo en este caso es

$$\begin{aligned}
 As_{\text{mín}} &= 0.0018 \text{ b t} \\
 &= 0.0018 * 100 * 20 = 3.60 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$As_{\text{mín}} = 3.60 \text{ cm}^2 = \varnothing 3/8 @ .20 \text{ m}$$

Las cargas actuantes son :

$$\begin{array}{rcl}
 - \text{Peso propio} & 0.20 * 2400 & = 480 \text{ Kg/m}^2 \\
 - \text{Acabado} & 1 * 100 & = 100 \text{ Kg/m}^2 \\
 - \text{Peso del agua} & 1000 * 2.35 & = 2350 \text{ Kg/m}^2 \\
 & & \hline
 & & = 2950 \text{ Kg/m}^2
 \end{array}$$

$$\therefore W_u = 1.5 * (2930) = 4395 \text{ Kg/m}^2$$

Entonces para una franja unitaria :  $W_u = 4395 \text{ Kg/ml}$

$$M (+) = w \frac{l^2}{11} = 4395 \frac{(1.90)^2}{11} = 1442.36 \text{ Kg-m}$$

$$M (-) = w \frac{l^2}{24} = 4395 \frac{(1.90)^2}{24} = 661.08 \text{ Kg-m}$$

Luego  $A_s(+)$  = 2.60 cm<sup>2</sup>

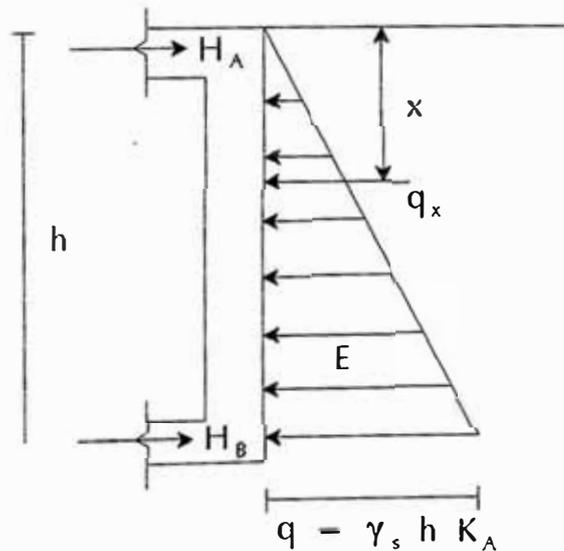
$A_s(-)$  = 1.18 cm<sup>2</sup>

Por tanto utilizaremos acero mínimo para ambos casos

Es decir  $A_s(+)$  =  $\varnothing 3/8 @ .20 \text{ m}$

$A_s(-)$  =  $\varnothing 3/8 @ .20 \text{ m}$

- Diseño de los muros laterales



$$E = \frac{1}{2} q h$$

$$H_A = \frac{1}{3} E = \frac{1}{6} q h$$

$$H_B = \frac{2}{3} E = \frac{1}{3} q h$$

Si nuestro relleno es grava seca :

$$q_x = \gamma_s \times K_A = 2 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} * K_A * X$$

$$K_A = \tan^2 45 - \frac{\phi}{2} = \tan^2 22.5^\circ = 0.172$$

$$\therefore q_x = 2 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} * 0.172 * X$$

$$q_x = 0.344 * \text{Ton/m}^2$$

A la profundidad de 3 m

$$q = 0.344 * 3 = 1.03 \text{ Ton/m}^2$$

Entonces el empuje total activo vale :

$$E = \frac{1}{2} (1.03) (3) = 1.55 \text{ Ton/m}$$

Dicho empuje está aplicado a

$$d = \frac{h}{3} = \frac{3}{3} = 1 \text{ m}$$

En caso de que tengamos un relleno saturado

$$\gamma_{\text{sat}} = 2.29 \text{ Ton/m}^3$$

$$q = 2.29 * 3 * 0.172 + 3 = 4.18 \text{ Ton/m}^2$$

El empuje total activo vale

$$E = \frac{1}{2} (4.18) (3) + \frac{1}{2} (1) (3)^2 = 10.77 \text{ Ton/m}$$

Vemos que este es el empuje más crítico

Luego,

$$H_A = \frac{1}{3} (10.77) = 3.59 \text{ Ton}$$

$$H_B = \frac{2}{3} (10.77) = 7.18 \text{ Ton}$$

La cortante a una distancia  $x$  es :

$$V_x = H_A - q_x \frac{x}{2} = H_A - \frac{q}{h} x \frac{x}{2} = H_A - \frac{q x^2}{2 h}$$

$$\rightarrow M_{\max} \text{ si } V_x = 0$$

$$\therefore H_A = \frac{q x^2}{2 h} \rightarrow x = \sqrt{\frac{2 h H_A}{q}}$$

Reemplazando el valor de  $H_A$

$$x = \sqrt{\frac{2 h q h}{6 q}} = \sqrt{\frac{h^2}{3}} = \frac{\sqrt{3}}{3} h = 0.58 h = 0.58 * 3 = 1.73 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= V_x \frac{\sqrt{3}}{h} h = H_A - \frac{q x^2}{2 h} \frac{\sqrt{3}}{3} \\ &= 3.59 - \frac{4.18 * 1.73^2}{2 * 3} = 2.60 \end{aligned}$$

$$M_{\max} = 2.60 \text{ T-m}$$

Si tenemos nuestro muro armado con la cuantía mínima

$$\rho_{\min} = 0.0025 \rightarrow A_s = 0.0025 * 25 * 100 = 6.25 \text{ cm}^2$$

USAR :  $\phi$  3/8 @ .20 a dos caras

Para muros de poca esbeltez tenemos según (IV.4.2) que :

$$M_u = \phi A_s f_y Z$$

Siendo  $z = 0.4 L \left( 1 + \frac{H}{L} \right)$  Si  $0.5 < \frac{H}{L} < 1$

Entonces

$$\frac{H}{L} = \frac{3}{3.65} = 0.82 \rightarrow z = 2.66$$

∴  $M_u = 59.35 \text{ T-m} \gg 2.60 \text{ T-m}$

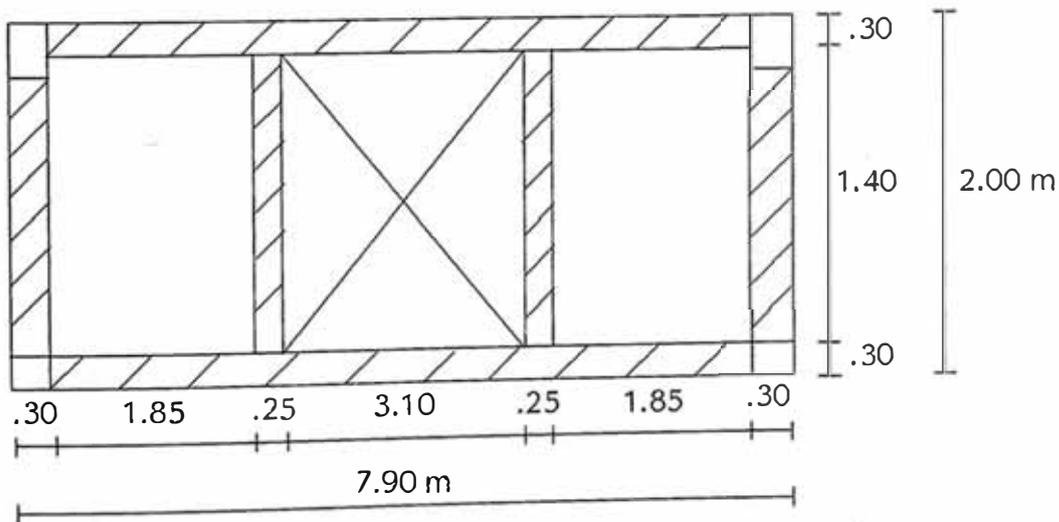
∴ Nuestros muros laterales tendrán

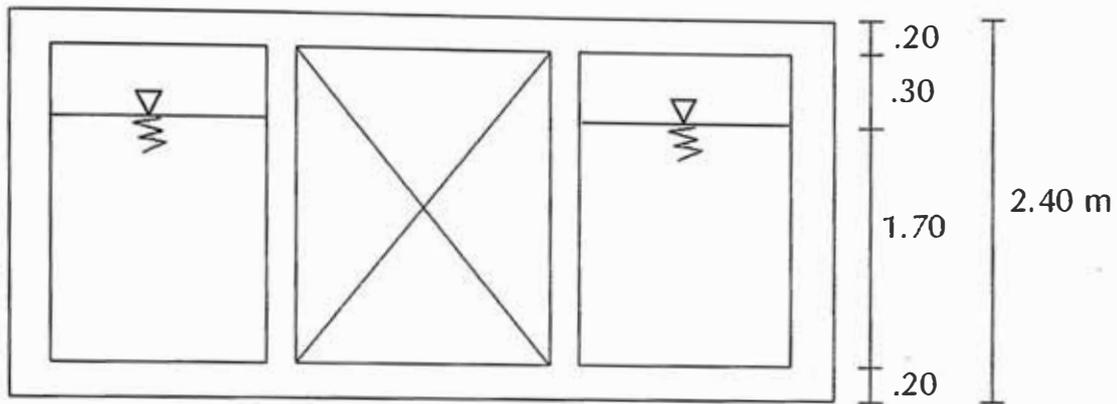
$$A_{s_v} = \varnothing 3/8 @ .20 \text{ m}$$

dobles malla

$$A_{s_h} = \varnothing 3/8 @ .20 \text{ m}$$

#### IV.5.3.- Diseño del Tanque elevado.-





- Diseño de la losa del techo (Tapa de tanque) :

$$A_{s_{min}} = 0.0018 b t = 0.0018 * 100 * 20$$

$$A_{s_{min}} = 3.60 \text{ cm}^2 = \phi 3/8 @ .17 \text{ m}$$

Las cargas actuantes son :

- Peso propio  $0.20 * 2400 = 480 \text{ Kg/m}^2$

- Acabado  $1 * 100 = 100 \text{ Kg/m}^2$

- Sobrecarga  $200 \text{ Kg/m}^2$

$$\therefore W_u = 1.5 (580) + 1.8 (200)$$

$$W_u = 1230 \text{ Kg/m}^2$$

Entonces para una franja unitaria :  $W_u = 1230 \text{ Kg/ml}$

$$M (+) = w \frac{l^2}{11} = 1230 \frac{(2)^2}{11} = 447.27 \text{ Kg-m}$$

$$M (-) = w \frac{l^2}{24} = 1230 \frac{(2)^2}{24} = 205.00 \text{ Kg-m}$$

Luego  $A_s(+)$  =  $0.59 \text{ cm}^2$

$A_s(-)$  =  $0.27 \text{ cm}^2$

Por tanto utilizaremos acero mínimo para ambos casos.

Es decir  $A_s(+)$  =  $\phi 3/8 @ .17 \text{ m}$

$A_s(-)$  =  $\phi 3/8 @ .17 \text{ m}$

- Diseño del fondo del tanque elevado :

El refuerzo mínimo en este caso es :

$$A_{s_{\min}} = 0.0018 b t = 0.0018 * 100 * 20$$

$$A_{s_{\min}} = 3.60 \text{ cm}^2 = \varnothing 3/8 @ .17 \text{ m}$$

Las cargas actuantes son :

- Peso propio	0.20 * 2400	= 480 Kg/m <sup>2</sup>
- Acabado	1 * 100	= 100 Kg/m <sup>2</sup>
- Peso del agua	1000 * 1.70	= 1700 Kg/m <sup>2</sup>
		<hr/>
		2280 Kg/m <sup>2</sup>

$$\therefore W_u = 1.5 * 2280 = 3240 \text{ Kg/m}^2$$

Entonces para una franja unitaria :  $W_u = 3240 \text{ Kg/ml}$

$$M (+) = w \frac{l^2}{11} = 3240 \frac{(2)^2}{11} = 1243.64 \text{ Kg-m}$$

$$M (-) = w \frac{l^2}{24} = 3240 \frac{(2)^2}{24} = 570.00 \text{ Kg-m}$$

Luego  $A_s(+)$  = 1.66 cm<sup>2</sup>

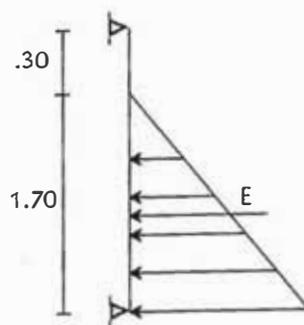
$$A_s(-) = 0.76 \text{ cm}^2$$

Por tanto utilizaremos acero mínimo para ambos casos

Es decir  $A_s(+)$  =  $\varnothing 3/8 @ .17 \text{ m}$

$A_s(-)$  =  $\varnothing 3/8 @ .17 \text{ m}$

- Diseño de los muros laterales



$$E = \frac{1}{2} \rho g h^2$$

$$E = \frac{1}{2} (1000) (9.8) (1.70)^2$$

$$E = 14,161 \text{ Kg}$$

$$E = 14.16 \text{ Ton}$$

dicho empuje está aplicado a

$$d = \frac{h}{3} = \frac{1.70}{3} = 0.57 \text{ m}$$

$$\therefore M_{\max} = 14.16 (0.57)$$

$$M_{\max} = 8.07 \text{ T-m}$$

Si tenemos nuestro armado con la cuantía mínima

$$\rho_{\min} = 0.0025 \rightarrow A_s = 0.0025 * 30 * 100 = 7.5 \text{ cm}^2$$

USAR :  $\varnothing 3/8 @ .17 \text{ m}$  a dos caras

$$M_u = 77.11 \text{ T-m} \gg 8.07 \text{ T-m}$$

$\therefore$  nuestros muros laterales tendrán

$$A_{s_v} = \varnothing 3/8 @ .17 \text{ m}$$

doble malla

$$A_{s_v} = \varnothing 3/8 @ .17 \text{ m}$$

## CAPITULO V

### DISEÑO DE CIMENTACIONES

#### V.1.- Generalidades.-

La cimentación es la parte de la estructura generalmente situada por debajo de la superficie del terreno y que transmite las cargas al suelo. Todos los terrenos se comprimen apreciablemente cuando son cargados, dando lugar a que asienten las estructuras que sustentan. Las dos condiciones esenciales que hay que tratar de satisfacer cuando se proyecta una cimentación son

- 1) que el asentamiento total de la estructura no exceda de una magnitud pequeña admisible y
- 2) que los asentamientos diferenciales entre los distintos elementos parciales de aquella sean los más próximos a cero que sea posible.

En la relación con los posibles daños en una construcción, la eliminación de los asentamientos diferenciados, es decir, evitar que se produzcan asentamientos de magnitudes diferentes dentro de la misma estructura, es incluso más importante que la limitación del asentamiento uniforme general de la mencionada estructura.

Para que los asentamientos que se produzcan sean reducidos y se ajusten a las condiciones que se han indicado, será necesario, por una parte, conseguir que las cargas de la estructura se transmitan a un estrato del terreno de suficiente resistencia y, por otra parte, obligar a que la carga se reparta

sobre una superficie suficientemente grande del citado estrato con el objeto de que la presión ejercida sobre el terreno sea mínima.

La zapata de un muro está formada sencillamente por un relleno de concreto armado, de mayor anchura que el muro, cuya finalidad es la de repartir las cargas transmitidas por el primero. Las zapatas aisladas suelen ser cuadradas, aunque en algunos casos podrán ser rectangulares, y son las más sencillas y las del tipo más económico. Cuando se empleen para las columnas exteriores, se podrán presentar algunas dificultades de ejecución siempre que no se pueda invadir el terreno contiguo. Se adaptarán para esto zapatas enlazadas unas a otras, zapatas conectadas, o zapatas corridas que se puedan construir sin rebasar los límites del terreno edificable.

También se emplearán zapatas corridas para dos o más columnas cuando las separaciones de éstas sean pequeñas o para los apoyos interiores que deban resistir cargas considerables y cuyas zapatas aisladas, si se construyan en esta forma, se solapasen o estuviesen casi en contacto.

## **V.2.- Zapata aislada.-**

Son las que se emplean más frecuentemente para los terrenos de una resistencia aceptable.

Las zapatas deberán dimensionarse para transmitir al suelo de cimentación una presión máxima que no exceda de la especificada en el estudio de mecánica de suelos. Se considerarán para este fin las cargas y momentos, sin amplificar en las bases de las columnas.

Las solicitaciones que se transfieren al suelo se deberán verificar para las combinaciones de carga actuantes sobre la estructura.

A menos que en el estudio de suelos no se permita, se podrá considerar un incremento del 30% en el valor de la presión admisible del suelo, en el cálculo de las presiones de contacto entre las zapatas y el suelo de cimentación para los estados de carga en los que intervenga sismo o viento.

El área de contacto entre las cimentaciones y el terreno se determina en función a las cargas no amplificadas (de servicio). La superficie de apoyo requerida se obtendrá dividiendo la carga total, incluyendo en ella el peso de la zapata, por la carga unitaria que se suponga admisible en el terreno.

$$Area_{nec} = \frac{D + L}{\sigma t} \quad \text{---- (V.1)}$$

donde :

D = carga muerta

L = carga viva

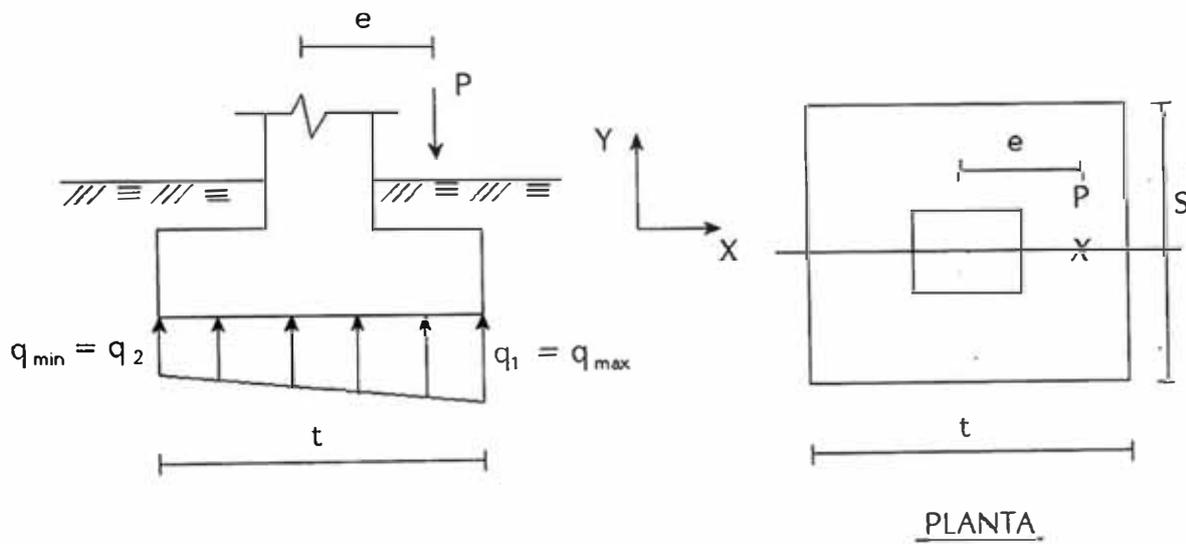
$\sigma t$  = esfuerzo permisible del terreno

si interviene el sismo (E) tendremos que :

$$Area_{nec} = \frac{D + L + E}{1.33 \sigma t} \quad \text{---- (V.2)}$$

Para efecto de cargas excéntricas en las cimentaciones

Caso 1 :

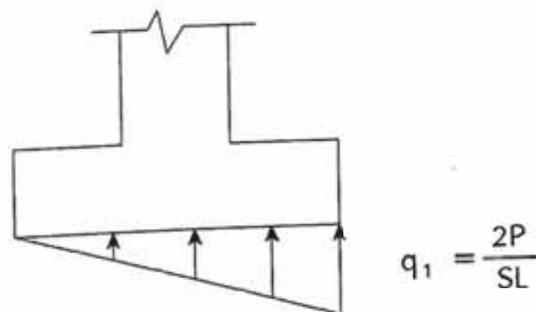


$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{Mc}{I} \quad \text{----- (V.3)}$$

$$M = Pe \quad C = \frac{L}{2} \quad I = \frac{SL^3}{12}$$

$$\therefore q_{1,2} = \frac{P}{SL} \pm 6 \frac{Pe}{SL^2} \quad \text{----- (V.4)}$$

Caso 2 :



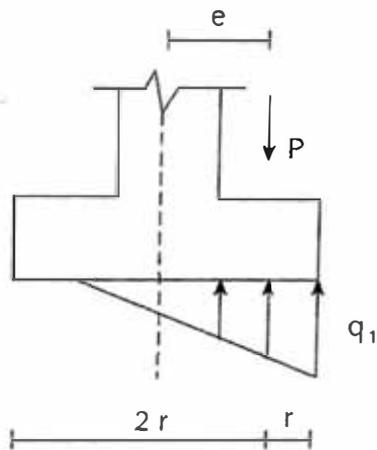
$$e = \frac{L}{6} \quad q = \frac{P}{SL} \pm \frac{6PL}{S6L^2} \quad \text{----- (V.5)}$$

$$q = \frac{P}{SL} \pm \frac{P}{SL}$$

$$q_1 = \frac{2P}{SL} \quad \text{----- (V.6)}$$

$$q_2 = 0 \quad \text{----- (V.7)}$$

Caso 3 :  $e > \frac{L}{6}$



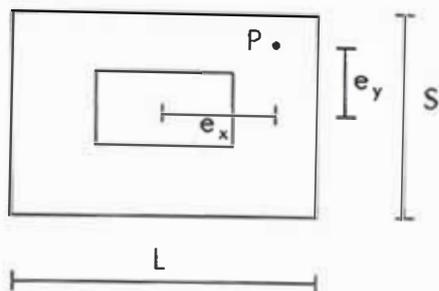
$$P = q_1 * 3 \frac{r}{2} * S$$

$$q_1 = \frac{2P}{3Sr}$$

$$e + r = \frac{L}{2} \rightarrow r = \frac{L}{2} - e$$

$$\therefore q_1 = \frac{2P}{3S \left( \frac{L}{2} - e \right)} \quad \text{----- (V.8)}$$

**Caso 4 :** Excentricidad respecto a los 2 ejes



$$q_{MA} = \frac{P}{Az} \pm \frac{Pe_x C_1}{I_x} \pm \frac{Pe_y C_2}{I_y} \quad \text{---- (V.9)}$$

Generalmente la altura de la cimentación está gobernada por el requerimiento de longitud de anclaje en compresión del refuerzo longitudinal de la columna o por los esfuerzos de corte por punzonamiento en la zapata. También deberá verificarse los esfuerzos por tracción diagonal (corte).

**V.2.1.- Diseño de zapatas por fuerza cortante y punzonamiento.-**

El diseño de zapatas de fuerza cortante y punzonamiento en la cercanía de la columna estará regida por la más severa de las siguientes dos condiciones :

**a) Fuerza Cortante.-**

Zapata que actúa como viga, con una sección crítica que se extiende en un plano a través del ancho total y que está localizada a una distancia "d" de la cara de la columna. En esta condición :

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} bd \quad \text{---- (V.10)}$$

b) *Punzonamiento.* -

Zapata que actúa en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro  $b_0$  sea mínimo, pero que no necesita aproximarse a más de "d/2" del perímetro del área de la columna. En esta condición :

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_c = 0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \sqrt{f'_c} b_0 d \quad \text{---- (V.11)}$$

Pero no mayor que :  $1.1 \sqrt{f'_c} b_0 d$

donde  $\beta_c$  es la relación del lado largo al lado corto de la columna y  $b_0$  es el perímetro de la sección crítica.

El peralte de las zapatas se controlará en base al diseño por corte y punzonamiento, debiendo verificar adicionalmente la longitud de anclaje de las barras de refuerzo longitudinal del elemento que soporta.

**V.2.2.- Diseño por flexión.** -

El momento externo en cualquier sección de una zapata deberá determinarse haciendo pasar un plano vertical a través de la zapata, y calculando el momento de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata que queda a un lado de dicho plano vertical.

Para el diseño por flexión se deberán considerar como secciones críticas la cara de la columna o muro si éstos son de concreto armado.

En zapatas armadas en una dirección (cimentaciones corridas) y en zapatas cuadradas armadas en dos direcciones, el refuerzo deberá considerarse como se indica a continuación :

- a) En la dirección larga el refuerzo distribuirá uniformemente a través del ancho total.
- b) En la dirección corta se concentrará una porción del acero total requerido en una franja centrada respecto al eje de la columna cuyo ancho sea igual a la longitud del lado corto de la zapata.

Esta porción del acero total requerido será  $\frac{2}{(R + 1)}$

veces el área total, donde "R" es la relación lado largo a lado corto de la zapata. El resto del refuerzo deberá distribuirse uniformemente en las zonas que queden fuera de la franja así definida.

### V.2.3.- Falla por aplastamiento en zapatas.-

Las fuerzas y momentos en la base de las columnas y muros armados deberán transmitirse a la zapata a través del concreto y del refuerzo longitudinal que ancla en la zapata.

El esfuerzo de aplastamiento del concreto en la superficie de contacto entre el elemento de apoyo y el elemento apoyado, no deberá exceder la resistencia al aplastamiento del concreto para cada superficie,

$$\phi P_n \leq \phi (0.85 f'_c A_1) \text{ ---- (V.12)}$$

excepto cuando la superficie de apoyo sea más ancha en todos los lados que el área cargada, la resistencia última al aplastamiento en el área cargada será :

$$\phi P_n = \phi (0.85 f'_c A_1) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \phi (0.85 f'_c A_1) \quad \text{---- (V.13)}$$

donde :

$A_1$  = área cargada

$A_2$  = es el área máxima de la superficie de apoyo que es geoméricamente semejante y concéntrica al área cargada

El esfuerzo de acero longitudinal de la columna, o muro armado que pase a través de la junta entre éstos y la zapata deberá ser capaz de transmitir :

- a) Toda la fuerza de compresión que exceda de la resistencia al aplastamiento del concreto de cualquiera de los elementos.
- b) Cualquier fuerza de tracción calculada en la junta entre el elemento apoyado y el elemento de apoyo.

Para columnas armadas vaciadas en sitio, el área de refuerzo a través de la junta entre éstos y la zapata será como mínimo 0.005 veces el área del elemento apoyado.

Para muros vaciados en sitio, el área mínima de refuerzo a través de la junta entre éstos y la zapata será no menor al área mínima vertical especificada para muros.

#### **V.2.4.- Longitud de desarrollo del refuerzo.-**

La sección crítica para la determinación de la longitud de desarrollo es la misma que para la sección crítica para flexión, en este caso la sección es la cara de la columna.

Se tiene para barras en tracción

$$\text{varilla} \leq N^{\circ} 11 \quad l_d = \frac{0.06 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.0057 d_b f_y \quad \text{--- (V.14)}$$

$$\geq 30 \text{ cm.}$$

Se puede considerar en este caso un multiplicador de reducción  $\lambda d$  igual a 0.8 por ser el espaciamiento de las barras mayor que 15 cm.

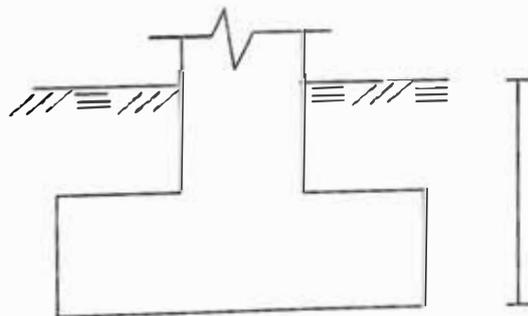
$$\lambda d = 0.8 \quad \text{---- (V.15)}$$

$$\therefore l_{d_1} = \lambda d * l_d \quad \text{---- (V.16)}$$

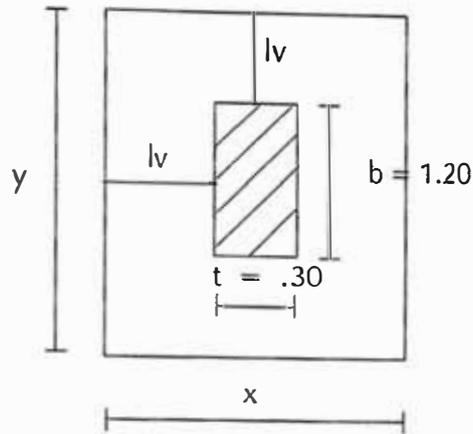
### V.2.5.- Diseño de la zapata aislada de la columna del eje

#### D-5 tipo C2.-

$P_D = 305.70 \text{ Ton}$	$P_L = 70.55 \text{ Ton}$	$P_E = 7.85 \text{ Ton}$
$M_D = 2.90 \text{ Ton-m}$	$M_L = 0.75 \text{ Ton-m}$	$P_u = 468.39 \text{ Ton-m}$
$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$M_u = 3.65 \text{ Ton-m}$
$\sigma_t = 4 \text{ Kg/cm}^2$	$\gamma_s = 2 \text{ Ton/m}^3$	$s/c = 0.25 \text{ Ton/m}^2$



$$D_f = 1.50 \text{ m}$$



- Dimensionamiento de la zapata en planta :

$$N.F.Z. = - 1.50 \text{ m}$$

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_s D_f - s/c = 40 - 2 (1.30) - 0.25 = 36.75 \text{ Ton/m}^2$$

Según V.1 tenemos que :

$$A_{zap} = \frac{P_D + P_L}{\sigma_n} = \frac{305.70 + 70.55}{36.75} = 10.24 \text{ m}^2$$

Según V.2 tenemos que :

$$A_{zap} = \frac{P_D + P_L + P_E}{\sigma_n + 0.33 \sigma_t} = \frac{305.70 + 70.55 + 7.85}{36.75 + 0.33 * 40} = 7.69 \text{ m}^2$$

$$\therefore \text{Utilizaremos } A_{zap} = 3.20 * 3.20 = 10.24 \text{ m}^2$$

En estos valores iniciales podemos hallar una dimensión de la zapata que sea proporcional a ambos lados de la columna de tal forma que la longitud del volado  $lv$  sea la misma en ambas direcciones.

$$X = \sqrt{A_{zap}} + \frac{1}{2} (b - t) = \sqrt{10.24} + \frac{1}{2} (1.20 - 0.30) = 3.65 \text{ m}$$

$$Y = \sqrt{A_{zap}} + \frac{1}{2} (b - t) = \sqrt{10.24} + \frac{1}{2} (1.20 - 0.30) = 2.75 \text{ m}$$

Ya que tenemos presiones variables en la base de la zapata debido a las cargas P y M actuantes analizaremos el caso según (V.3)

$$q = \frac{P}{A} + \frac{Mc}{I}$$

donde :

$$I = \frac{Y X^3}{12} = \frac{(2.75)(3.65)^3}{12} = 11.14 \text{ m}^4$$

$$P = P_D + P_L = 376.25 \text{ Ton}$$

$$M = M_D + M_L = 3.65 \text{ Ton-m}$$

$$c = \frac{3.65}{2} = 1.825$$

Luego

$$q_{\max} = \frac{376.25}{2.75 * 3.65} + \frac{3.65 * 1.825}{11.14} = 38.08 \text{ Ton/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{376.25}{2.75 * 3.65} - \frac{3.65 * 1.825}{11.14} = 36.87 \text{ Ton/m}^2$$

Verificamos que  $q_{\max} = 38.08 < 50.5 = \sigma_n + 0.33 \sigma_t$  ✓ OK !

Por tanto, las dimensiones escogidas cumplen

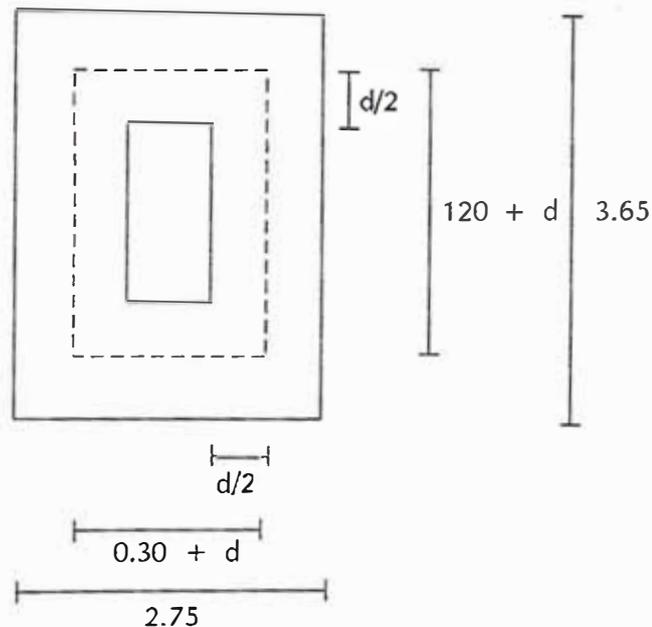
Luego nuestra carga última actuante será :

$$\begin{aligned} q_u &= \frac{Pu}{A} + \frac{Mu c}{I} \\ &= \frac{468.39}{2.75 * 3.65} + \frac{3.65 * 1.825}{11.14} = 47.26 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

- Dimensionamiento en elevacion

Calcularemos la altura de la zapata  $h$  mediante la verificación de cortantes :

- *Cortante por punzonamiento* : Se verifica a la distancia  $d/2$  de la columna



$$V_u \leq \phi V_n \quad \text{----} (\alpha)$$

$$V_u = P_u - q_u (1.20 + d) (0.30 + d)$$

$$V_u = 468.39 - 47.26 (1.20 + d) (0.30 + d)$$

---- (I)

Además, por (V.11) tenemos que :

$$V_c = 0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \sqrt{f'_c} b_o d$$

donde :

$$\beta_c = \frac{\text{lado mayor}}{\text{lado menor}} = \frac{3.65}{2.75} = 1.33$$

$$b_0 = (1.20 + d) * 2 + (0.30 + d) * 2$$

$$b_0 = (3 + 4d)$$

Luego :

$$V_c = 0.51 + \frac{1.1}{1.23} \sqrt{f'c} b_0 d$$

$$V_c = 1.36 \sqrt{f'c} b_0 d > 1.1 \sqrt{f'c} b_0 d$$

$$\therefore V_c = 1.1 \sqrt{f'c} b_0 d$$

$$V_c = 1.1 \sqrt{210} * 10 (3 + 4d) d$$

$$V_c = 159.41 (3 + 4d) d \quad \text{---- (II)}$$

Reemplazando (I) y (II) en (α)

$$468.39 - 47.26 (1.20 + d) (0.30 + d) = 0.85 (159.41) (3 + 4d) d$$

$$451.38 - 70.39 d - 47.26 d^2 = 406.50 d + 541.99 d^2$$

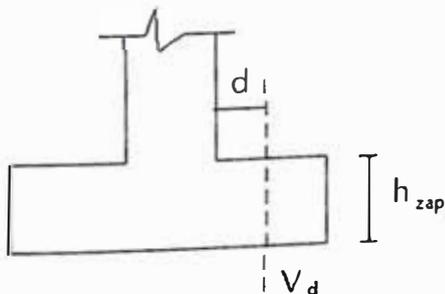
$$589.25 d^2 + 477.39 d - 451.38 = 0$$

$$d = 0.56 \text{ m} \approx 0.60 \text{ m}$$

$$\therefore h_{zap} = d + rec + \varnothing = 60 + 7.5 + 1.91 = 69.41$$

$$h_{zap} = 70 \text{ cm}$$

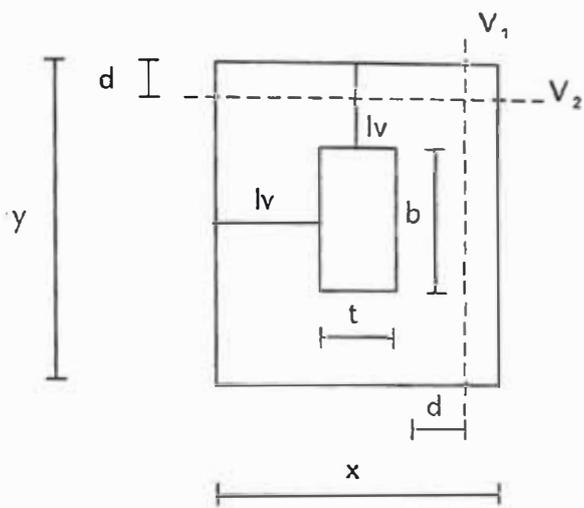
**Cortante por flexión :** Se verifica a la distancia  $d$  de la cara de la columna



$$V_{u1} = q_u Y (l_v - d)$$

$$V_{u1} = 47.26 (3.65) (1.225 - 0.60)$$

$$V_{u1} = 107.81 \text{ Ton}$$



$$Vu_2 = 47.26 (2.75)$$

$$(1.225 - 0.60)$$

$$Vu_2 = 81.23 \text{ Ton}$$

De (V.10) tenemos que :

$$Vc = \phi 0.53 \sqrt{f'c} b d$$

$$Vc = 0.85 (0.53) \sqrt{210} (3.65)$$

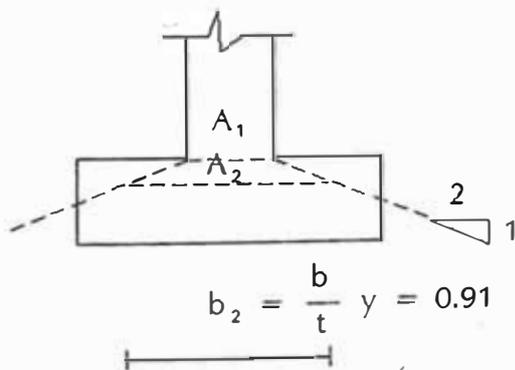
$$(60)$$

$$Vc = 142.97 \text{ Ton}$$

$$\therefore Vu_2 < Vu_1 < Vc$$

→ la altura de la zapata cumple ✓

- Verificación por transparencia de esfuerzos.



Verificación de aplastamiento

$$A_1 = b * t = 0.30 * 1.20$$

$$= 0.36 \text{ m}^2$$

$$A_2 = b_2 * y = 0.91 * 3.65$$

$$= 3.33 \text{ m}^2$$

fa = esfuerzo de aplastamiento

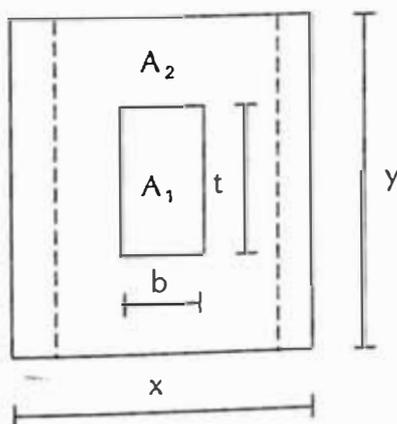
actuante

$$fa = \frac{Pu}{A_1} = \frac{468.39}{0.30 * 1.20}$$

$$fa_u = \phi 0.85 f'c$$

$$= 0.7 (0.85) (210) (10)$$

$$= 1249.5 \text{ Ton/m}^2$$



Cuando  $A_1 < A_2$  debe cumplirse que

$$f_a \leq f_{a_u} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \quad \text{donde} \quad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

Entonces

$$\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = \sqrt{\frac{3.33}{0.36}} = 3.04 \leq 2 \quad \times$$

$$\rightarrow \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 2$$

$$\therefore f_a = 1301.08 \text{ Ton/m}^2 \leq 1249.5 (2) = 2499 \text{ Ton/m}^2 = f_{a_u} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

✓ cumple

- Cálculo del área de acero por flexión

$$M_u = \frac{q_u \times l_v^2}{2} = \frac{47.26 (2.75) (1.225)^2}{2} = 97.51 \text{ Ton-m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y d - \frac{a}{2}} \quad \text{donde} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

asumiendo

$$a = \frac{d}{5} \rightarrow d - \frac{a}{2} = 0.9 d$$

$$\therefore A_s = \frac{97.51 \times 10^5}{0.9 \times 4200 (0.9 \times 60)} = 47.77 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Además } A_{s_{\min}} &= A_{s_{\text{temp}}} = 0.0018 b t \\ &= 0.0018 (275) (70) = 34.65 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\therefore A_s = 26 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8 \text{ @ } .10 \text{ m}$$

En la dirección transversal

$$A_{s_T} = A_s * \frac{Y}{X} = 47.77 * \frac{3.65}{2.75} = 63.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_T} = 32 \text{ } \varnothing \text{ } 5/8 \text{ @ } .11 \text{ cm}$$

- Verificando por adherencia.-

Según (V.14) tenemos que :

$$l_d = 0.06 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.06 (1.979) (4200)}{\sqrt{210}} = 34.41 \text{ cm}$$

verificando que  $l_d \geq 30 \text{ cm}$  ✓

$$l_d \geq 0.0057 d_b f_y = 0.0057 (1.587) (4200)$$

$$l_d \geq 37.99 \text{ cm} \quad \times$$

$$\therefore l_d = 40 \text{ cm}$$

Ahora, como longitud disponible tenemos :

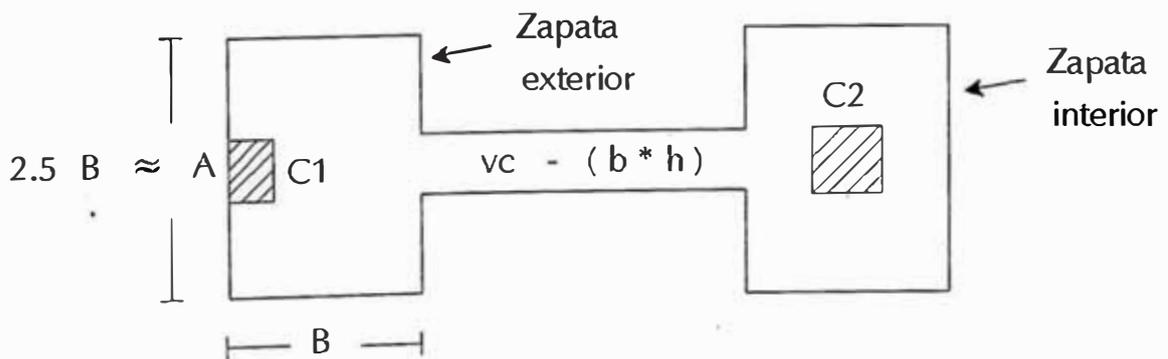
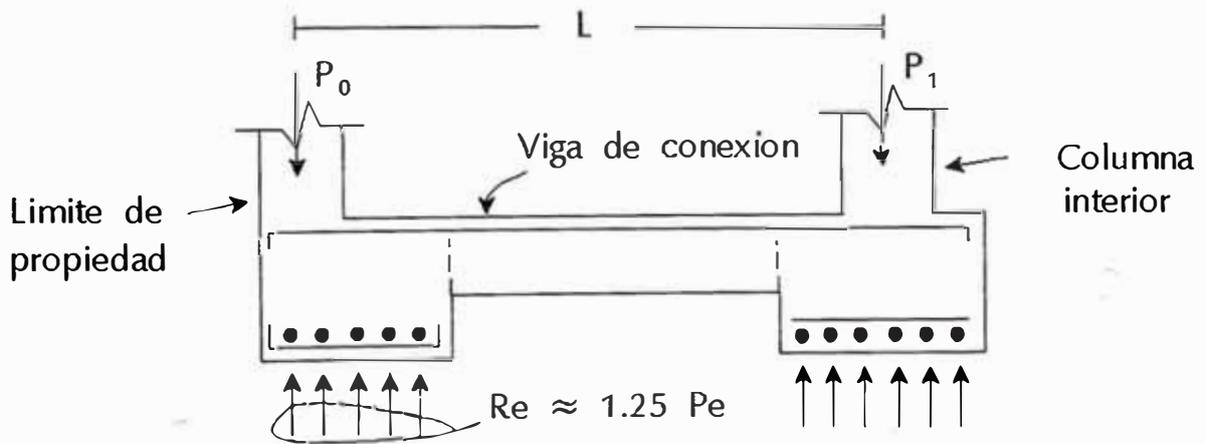
$$l_{\text{disp}} = l_v - \text{rec} = (1.225 - 0.075) = 1.15 \text{ m}$$

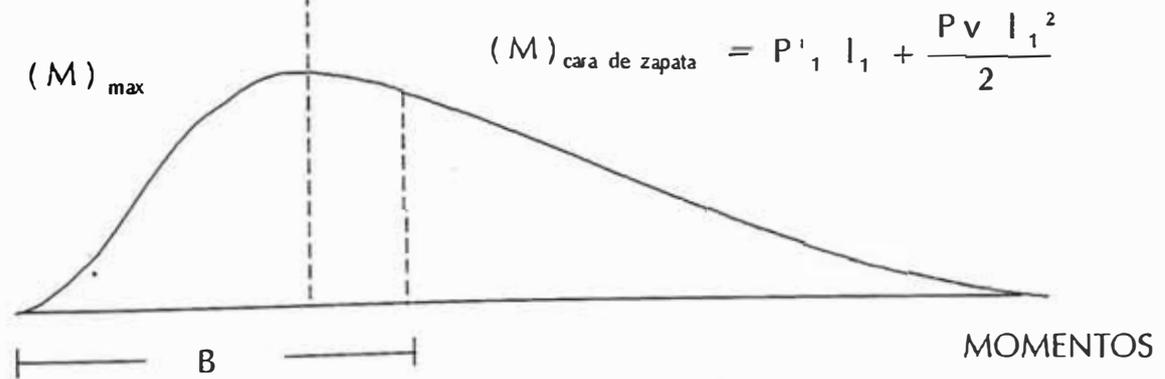
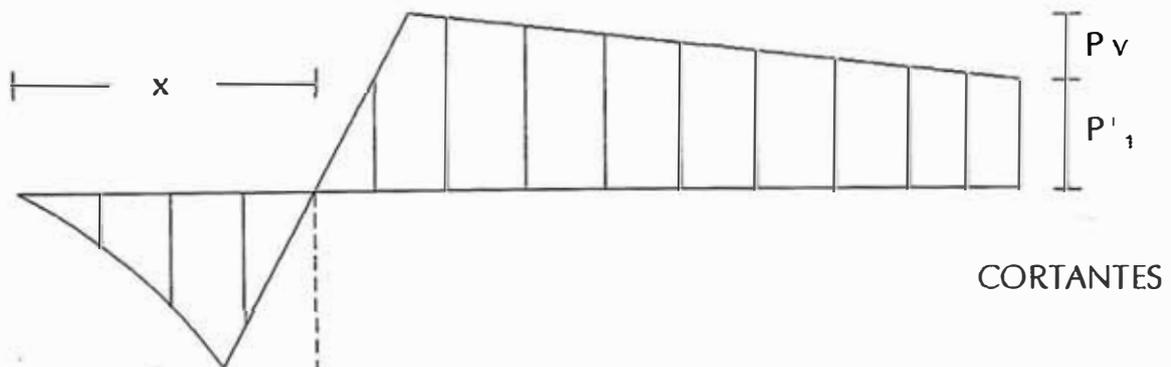
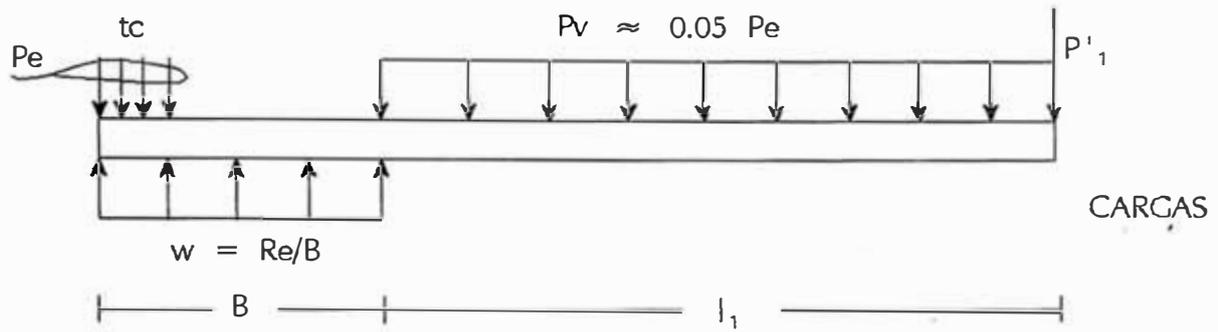
$$\text{como } l_d < l_{\text{disp}} \rightarrow \text{conforme} \quad \checkmark$$

### V.3.- Zapata conectada.-

Este tipo de zapatas se usa frecuentemente en el caso de cimentaciones para columnas perimetrales, colindantes con los límites de propiedad, se usa frecuentemente una "viga de conexión" que las une a otras interiores, con esto se logra que la zapata exterior tenga presiones constantes sobre el terreno.

El concepto estructural consiste en que la viga de conexión toma "prestada" parte de la carga que trae una columna interior, de tal manera que si tomamos el centro de la zapata exterior, los momentos hacia la derecha son iguales a los de la izquierda; de esta manera se logra que la presión sobre el terreno, sea constante.





$$(M)_{max} = P_e x - \frac{t_e}{2} - \frac{w x^2}{2} \quad \text{---- (V.17)}$$

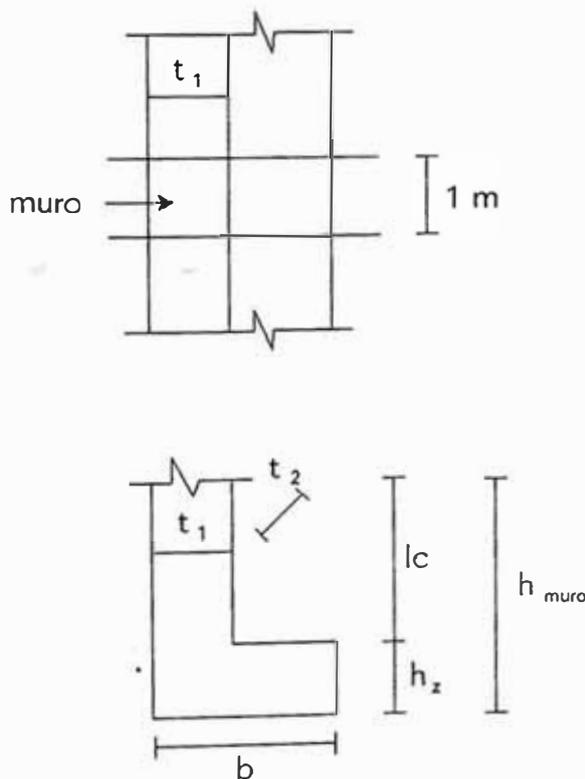
Para la viga de conexión

$$b = \frac{P_0}{36 L} \geq \frac{h}{2} \quad \text{--- (V.17)}$$

$P_0$  = carga de servicio  
columna C1

$L$  = longitud entre ejes  
de las columnas

#### V.4.- Cimentación excéntrica de muros de concreto.-



$$\text{Area} = \frac{P}{\sigma_n} = T * b$$

siendo  $P = P/ml$  del muro

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_{\text{ter}} Df - s/c$$

$\sigma_t$  = esfuerzo del terreno

$\gamma_{\text{ter}}$  = peso específico del  
del terreno

$Df$  = altura del terreno

$s/c$  = sobrecarga del piso

asumimos  $T = 1 \text{ m} \rightarrow A_{\text{zap}} = b$

Además  $h_z \geq 2.1 b \sqrt[3]{\frac{K_0 b}{E}} \quad \text{--- (V.19)}$

donde  $h_z =$  altura de la zapata en cm.  
 $b =$  ancho de la zapata en cm.  
 $K_0 =$  coeficiente de balasto ( $\text{Kg/cm}^3$ )

$$E = 15,000 \sqrt{f'c} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

Se tantea

$$\rho = \frac{E K_c}{K_0 I_z} \text{ ---- (V.20)}$$

$$s = \frac{h_z}{l_c} \text{ ---- (V.21)}$$

Del abaco # 12 se halla  $\phi$

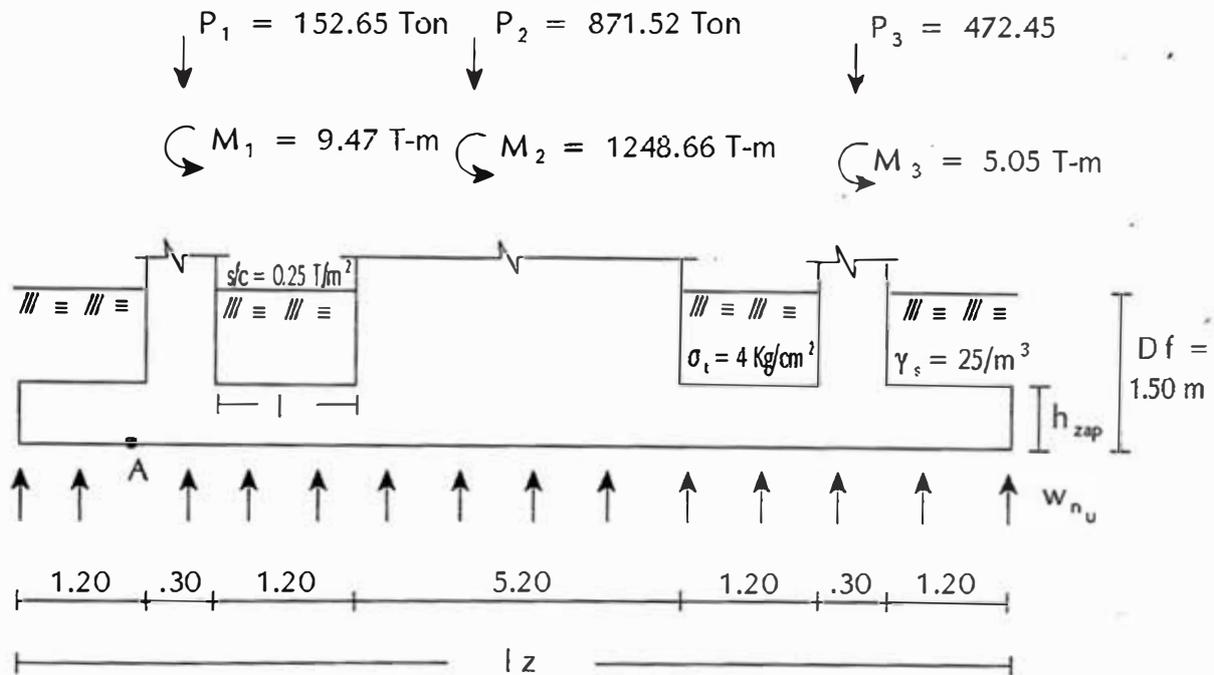
$$D = -12 \phi \frac{E P}{A_z} \leq 10 \text{ T/m}^2 \text{ ---- (V.22)}$$

donde  $K_c = \frac{I_c}{l_c} = \frac{t_2 t_1^3}{12 l_c} \text{ ---- (V.23)}$

$$I_z = \frac{T b^3}{12} = \frac{2 b (b^3)}{12} \text{ ---- (V.24)}$$

## V.5.- Diseño de la zapata combinada en placa

### P-2 con columnas C-2 y E-2.-



Usaremos una zapata rectangular en planta :

- Dimensionamiento en planta (b,  $l_z$ )

$$A_z = \frac{P}{\sigma_n} \quad \sigma_n = \sigma_t - \gamma_s Df - s/c$$

$$\sigma_n = 40 - 2(1.5) - 0.25 = 36.75 \text{ T/m}^2$$

$$A_z = \frac{P_D + P_L}{\sigma_n} = \frac{1496.62}{36.75} = 40.72 \text{ m}^2$$

$$\Sigma M^{\circ}A = 0 \rightarrow P_1 (4.5) + P_2 (4.1) + P_3 - (8.05) - M_1 - M_2 - M_3 =$$

$$x (P_1 + P_2 + P_3) \quad 7906.48 = 1496.62 x$$

$$\rightarrow x = 5.28 \text{ m}$$

$$\therefore l_z = 2x = 10.56 \text{ m}$$

Asumimos  $l_z = 10.60 \text{ m}$

$$b = \frac{A_{zap}}{I_z} = \frac{40.72}{10.60} = 3.84 \text{ m}$$

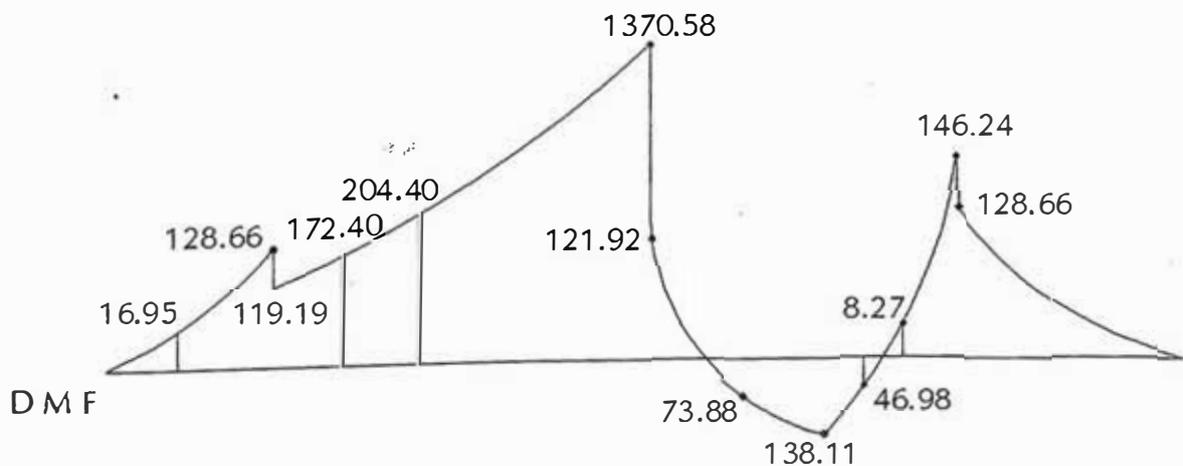
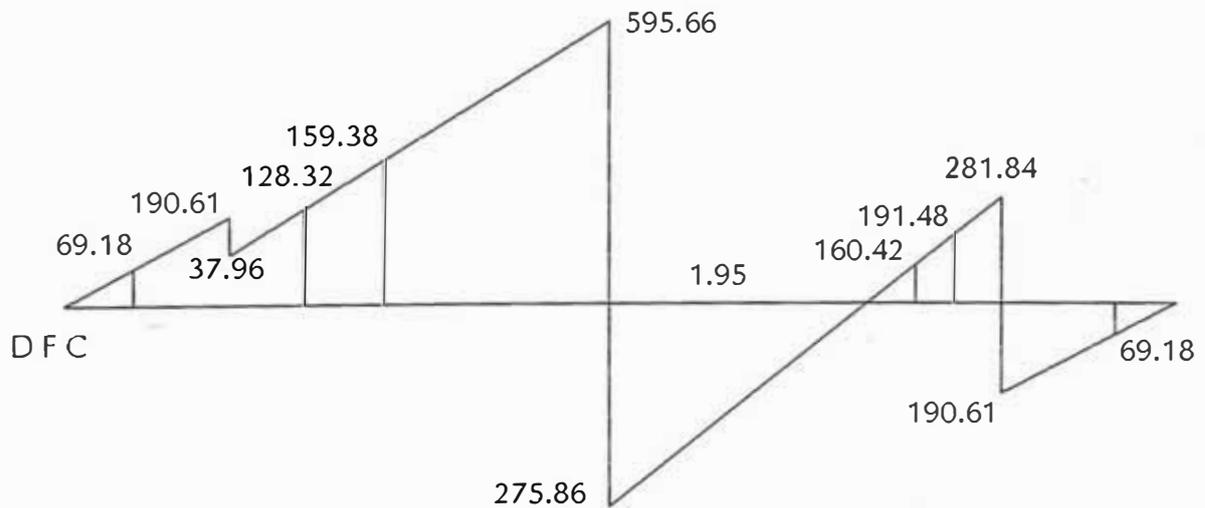
Asumimos  $b = 3.90 \text{ m}$

Además

$$Wn_u = \frac{Pu}{I_z} = \frac{1496.62}{10.60} = 141.19 \text{ T/m}$$

Encontrando la altura  $h$  de la zapata

a) Por corte a una distancia  $d$



$$V_{\max} = 191.48 \text{ Ton}$$

$$b \ V_c \ d = 191.48 - 141.19 \ d$$

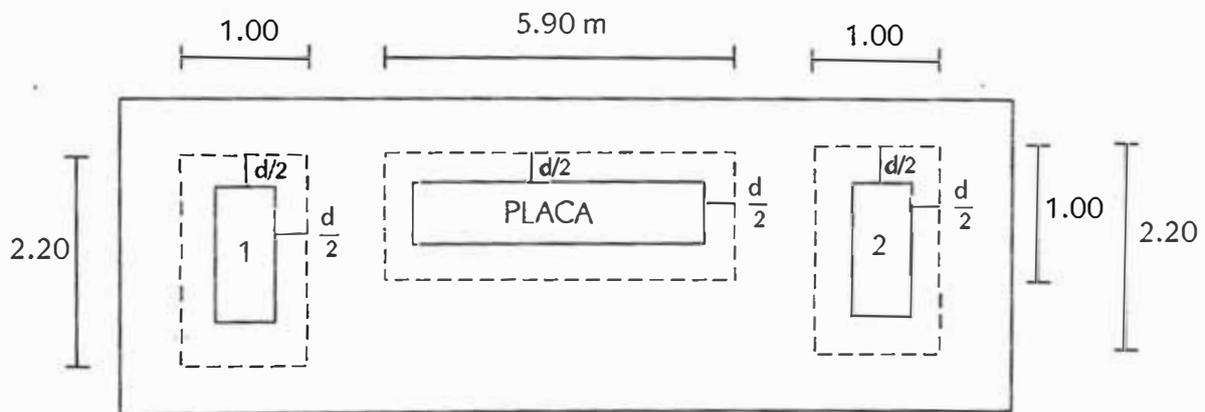
$$V_c \text{ (admisible)} = \phi \ 0.53 \ \sqrt{f'c} = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} = 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore (390) (6.53) \ d = 191480 - 1411.90 \ d$$

$$d = 48.37 \text{ cm}$$

$$\text{asumimos } d = 70 \text{ cm}$$

b) Corte por punzonamiento a una distancia  $d/2$



### Columna 1

$$\text{Perímetro a } d/2 : (2 * 1 + 2 * 2.20) = 6.40 \text{ m} = 640 \text{ cm}$$

$$\text{Area } A = (1.00) (2.20) = 2.20 \text{ m}^2 = 22000 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = P_{\text{col}} - P_{\text{suelo}} = 152.65 - 2.20 \frac{141.19}{3.90} = 73 \text{ Ton}$$

$$V_c = 2 (6.53) = 13.06 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{admisible})$$

$$V = \frac{V_1}{\text{perímetro} * d} = \frac{73000}{640 * 70} = 1.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore 1.63 < 13.06 \quad \checkmark \quad \text{OK !}$$

### Placa

$$\text{Perímetro a } d/2 : (5.90 * 2 + 2 * 1) = 13.80 \text{ m} = 1380 \text{ cm}$$

$$\text{Area } A = (5.90 * 1.00) = 5.90 \text{ m}^2$$

$$V_2 = P_{\text{placa}} - P_{\text{suelo}} = 871.52 - 5.90 \frac{141.19}{3.90} = 657.92 \text{ Ton}$$

$$V = \frac{V_2}{\text{perímetro} * d} = \frac{657920}{1380 * 70} = 6.81 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore 6.81 < 13.06 \quad \checkmark \quad \text{OK !}$$

### Columna 2

$$\text{Perímetro a } d/2 : (2 * 1 + 2 * 2.20) = 6.40 \text{ m} = 640 \text{ cm}$$

$$\text{Area } A = (1.00 * 2.20) = 2.20 \text{ m}^2$$

$$V_3 = P_{\text{col}} - P_{\text{suelo}} = 472.45 - 2.20 \frac{141.19}{3.90} = 392.80 \text{ Ton}$$

$$V = \frac{V_3}{\text{perímetro} * d} = \frac{392800}{640 * 70} = 8.77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\therefore 8.77 < 13.06 \quad \checkmark \quad \text{OK !}$$

Diseño del área de acero  $A_s(-)$  entre columnas y placa

$$M_u \text{ máx} = 138.11 \text{ T-m}$$

$$A_s = \frac{M_u \text{ máx}}{0.9 f_y d - \frac{a}{2}} \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'_c b d} \quad d = 1 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{138.11 * 10^5}{0.9 * 4200 (70 - 7)} = 58.00$$

$$a = \frac{58 * 4200}{0.85 * 210 * 390} = 3.50$$

$$As = \frac{138.11 * 10^5}{0.9 * 4200 \left( 70 - \frac{3.50}{2} \right)} = 53.53$$

$$a = \frac{53.53 * 4200}{0.85 * 210 * 390} = 3.23$$

$$As = \frac{138.11 * 10^5}{0.9 * 4200 \left( 70 - \frac{3.23}{2} \right)} = 53.43 \text{ cm}^2$$

$$As = 19 \text{ } \phi \text{ } 3/4$$

Pero  $As_{\min} = As_{\text{temp}} = 0.0018 b t$   
 $= 0.0018 * 390 * 70$

$$As_{\min} = 49.14 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento  $s = \frac{3.90 - 0.35 - (0.0254)}{19}$

$$s = 0.20 \text{ m}$$

$\therefore$  USAR :  $As(-) = 19 \text{ } \phi \text{ } 3/4 @ .20 \text{ m}$

Diseño del  $As(+)$  en zonas de columnas

Mu máx = 204.40 T-m

$$As = \frac{204.40 * 10^5}{0.9 * 4200 (70 - 7)} = 85.83 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{85.83 * 4200}{0.85 * 210 * 390} = 5.18 \text{ cm}$$

$$As = \frac{204.40 * 10^5}{0.9 * 4200 \left( 70 - \frac{5.18}{2} \right)} = 80.22 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{80.22 * 4200}{0.85 * 210 * 390} = 4.84 \text{ cm}$$

$$As = \frac{204.40 * 10^5}{0.9 * 4200 * 70 - \frac{4.84}{2}} = 80.01 \text{ cm}^2$$

$$As = 28 \text{ } \varnothing \text{ } 3/4$$

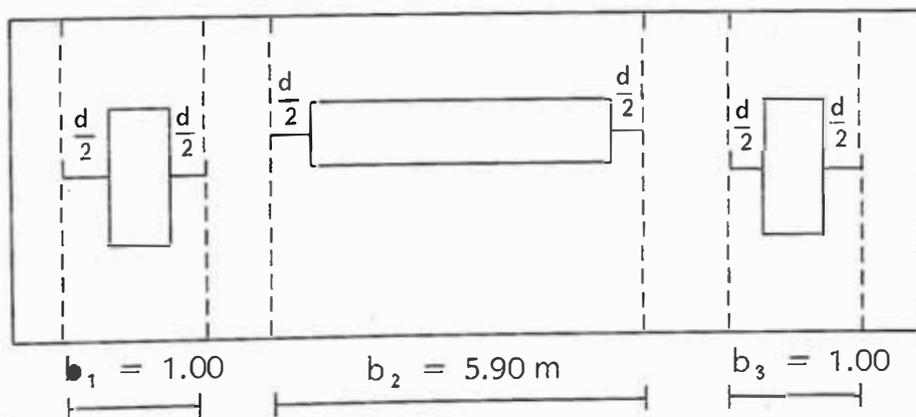
$$As_{\text{mín}} = 0.0018 * 390 * 70$$

$$As_{\text{mín}} = 49.14 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{3.90 - 0.15 - (0.0254)}{28} = 0.13 \text{ cm}$$

∴ USAR : As(+) = 28 ∅ 3/4 @ .13 m

- Diseño en la dirección transversal

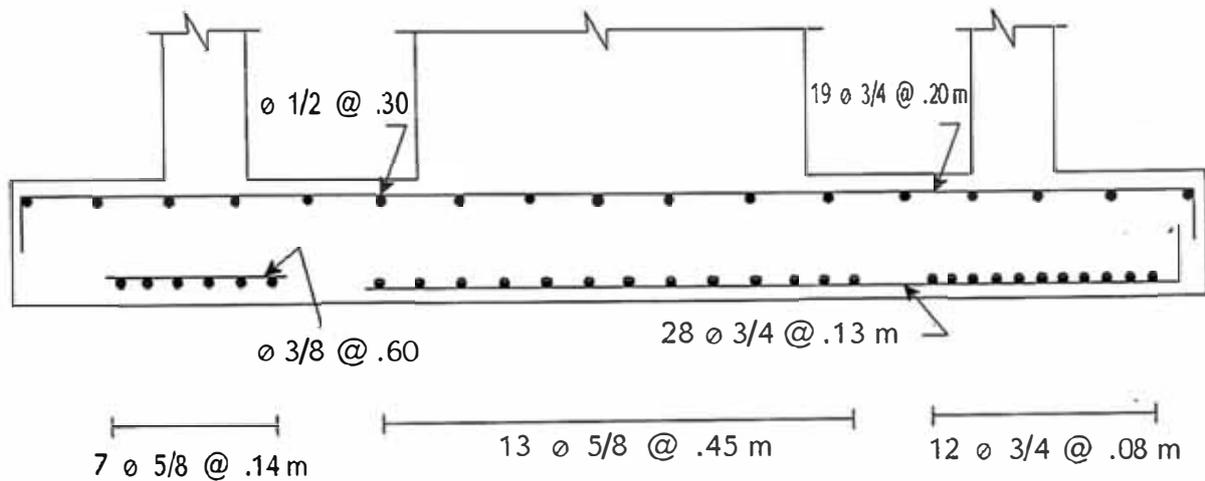


Entonces

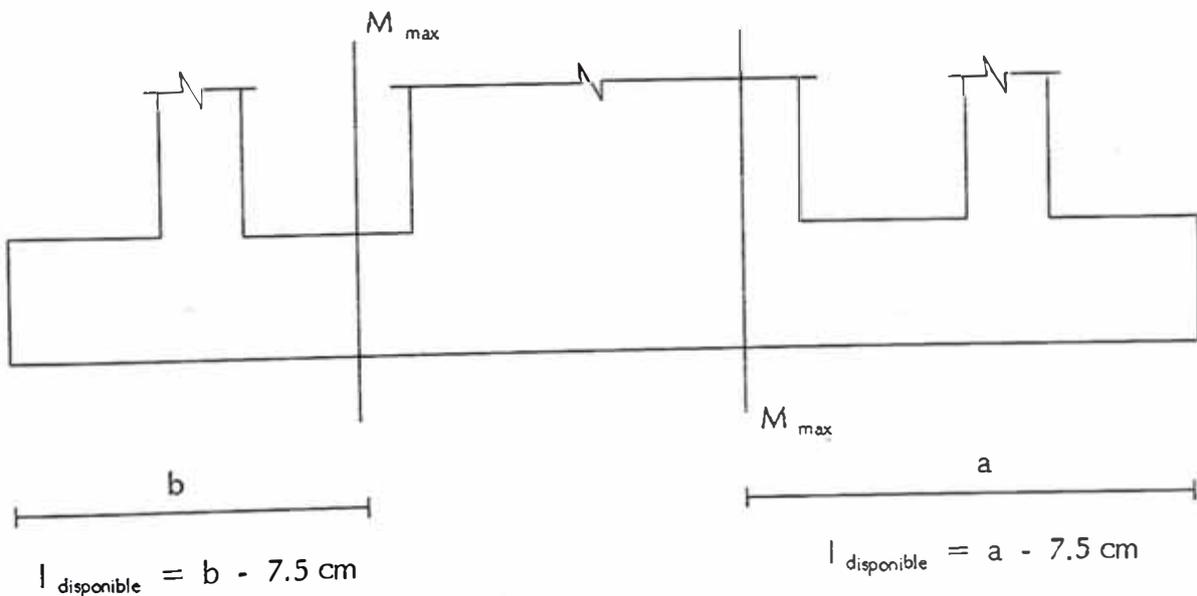
$$q_1 = \frac{152.65 * 1000}{390 * 100} = 3.91 \text{ Kg/cm}^2 = 39.10 \text{ T/m}^2$$

$$M_{1_{\text{máx}}} = 39.10 * \frac{(1.20)^2}{2} = 28.15 \text{ T-m}$$





- Verificación de la longitud de desarrollo



$$l_d = 0.06 \frac{A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.0057 d_b f_y \geq 30 \text{ cm}$$

$\phi \text{ } 3/4 \rightarrow$  refuerzo superior e inferior

$$l_d = \frac{0.06 (2.85) (4200)}{\sqrt{210}} = 49.56 \geq 30 \text{ cm}$$

$$0.0057 (1.905) (4200) = 45.61 \text{ cm}$$

$\therefore$  Conforme

## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### VI.1. Consideraciones Generales .

El presente trabajo expone un método de trabajo en el cual se realiza el análisis y diseño sismo-resistente de un edificio típico de concreto armado, cuyo propósito es incrementar los conocimientos propios del autor así como servir de guía simplificada para el diseño de edificios de características similares.

Cada capítulo ha sido desarrollado basado en la teoría actual manejada en nuestro país según el Reglamento Nacional de Construcciones y Edificaciones, particularmente en las Normas de Concreto Armado y de Cargas; y explicitada en forma práctica a través del desarrollo real del edificio en cada una de sus etapas en el diseño.

Siendo que, en la actualidad, estos diseños se desarrollan con el respaldo de Software y Hardware competentes, instrumentos muy necesarios en el Ingeniero Civil de hoy, se da una referencia en los anexos sobre el Software usado para éste fin.

#### VI.2.- Conclusiones.-

El cuidado tanto para el diseño y detallado como en la construcción, son fundamentales para obtener una estructura sismo-resistente.

Teniendo vigas muy peraltadas se consigue obtener mayor rigidez lateral, pero si las columnas son más débiles que las vigas, se forman rotulas plásticas en sus extremos antes que en los extremos de las vigas, formándose mecanismos con gran deformación lateral que ocasionan fallas prácticamente irreparables.

Los criterios de ductilidad deben también extenderse al dimensionamiento por corte, ya que en el concreto armado la falla por corte es de naturaleza frágil. Para lograr este objetivo, debe verificarse en el caso de una viga, que la suma de los momentos flectores extremos divididos por la luz sea menor que la capacidad resistente al corte de la viga; y en general, para cualquier elemento, que la resistencia proporcionada por flexión.

Al diseñar una estructura de concreto armado, debe garantizarse que la falla se produzca por fluencia del acero y no por compresión del concreto.

Actualmente es práctica generalizada la inclusión de muros de corte en edificios aporticados a fin de tener una combinación de elementos rígidos y flexibles. Con ello se consigue que el muro limite la flexibilidad del pórtico, disminuyendo las deformaciones, en tanto que éste último le confiere la hiperestaticidad al muro y, por tanto, le otorga una mejor posibilidad de disipación de energía sísmica.

Si se consideran edificaciones que van a estar sometidas a fuerzas de sismo, como las existentes en el Perú, no se puede afirmar que las vigas secundarias pueden ser siempre chatas, puesto que esto significaría que los esfuerzos debidos al sismo van a ser pequeños; el mismo actúa en una edificación en una dirección cualquiera, sin interesarle cuál es la dirección que el Ingeniero consideró como principal o secundaria.

El objetivo primordial de proporcionar resistencia y rigidez en las dos direcciones de la edificación se puede lograr considerando vigas de adecuada sección en las dos direcciones y recurriendo además a columnas y muros (placas) convenientemente ubicadas en planta.

Uno de los criterios más importantes es el de limitar los desplazamientos laterales de una edificación durante el sismo, y una de las mejores formas para lograr este objetivo es recurriendo al uso de muros o placas en las dos direcciones.

Dada su gran rigidez, los muros terminan absorbiendo la mayor parte de los cortantes de sismo (fuerzas horizontales acumuladas), lo cual obliga a ser muy cuidadoso con su ubicación en planta, con el objetivo de no crear efectos de torsión si se colocan estos en forma asimétrica.

Las fallas a la compresión son peligrosas en la práctica, debido a que ocurren repentinamente, dando poca advertencia visible además de ser frágiles. Sin embargo, las fallas a la tensión están precedidas por grietas grandes del concreto y tienen un carácter dúctil. Para asegurar que los elementos sometidos a flexión tengan características deseables de advertencia visible si la falla es inminente, al igual que ductilidad razonable en la falla, se recomienda que el área de acero a tensión en los elementos simplemente reforzados no exceda 0.75 del área para una falla balanceada. Es necesario limitar el área de acero a una fracción del área balanceada debido a que puede ocurrir una falla a compresión en un elemento que esté cargado a la resistencia última.

Una resistencia de cedencia en el acero superior a la especificada podría conducir a una falla frágil, aunque a un momento superior de flexión. En forma análoga, una resistencia inferior del concreto a la especificada puede conducir a una falla a compresión a un momento flexionante más bajo.

Para evitar el colapso durante el sismo mas importante, los miembros deben ser tan dúctiles que absorban y disipen energía por deformaciones inelásticas. El orden de ductilidad involucrada puede estar asociado con deformaciones permanentes muy grandes. De esa manera, aunque la estructura no se

desplomara, el daño resultante podría estar más allá de la reparación y la estructura sería una pérdida económica total.

Los movimientos sísmicos pueden provocar una diversidad de velocidades de deformación, según el período de vibración de la estructura y la demanda de ductilidad. Para las estructuras que tienen un pequeño período de vibración y una elevada demanda de ductilidad, las velocidades de deformación son sorprendentemente altas y pueden producir un aumento significativo de resistencia en los materiales.

Una reducción en la rigidez produce un aumento en el período que, para una estructura de período largo, provoca una reducción en la aceleración de respuesta, pero para una estructura de período corto, puede provocar un aumento apreciable en la aceleración de respuesta.

Los núcleos de las uniones viga-columna generalmente están sujetos a esfuerzos cortantes muy elevados cuando se sujeta un pórtico a carga lateral de alta intensidad. Las cargas laterales alternadas hacen que la dirección de los esfuerzos cortantes se alterne, y la apertura y cierre de las grietas a tensión diagonal en el núcleo del alma puede conducir a una reducción en la resistencia a cortante y a un deterioro de la rigidez a cortante del núcleo de la unión. Dichas uniones necesitan estar reforzadas por acero

transversal para ayudar a transmitir el cortante y confinar el concreto.

La flexión bi-axial de las columnas reduce la resistencia a la flexión de las mismas, pero el momento resultante del sistema de vigas aplicado a las columnas se aumenta. Por ejemplo, si  $\Sigma M_v$ , es el momento aplicado por las vigas en cada dirección, el momento resultante aplicado bi-axialmente a la columna será de

$$\sqrt{2} \Sigma M_v$$

Este aumento de 41% en el momento aplicado por las vigas, combinado con una reducción en la resistencia a la flexión de la columna debida a la flexión biaxial, puede hacer que las columnas formen articulaciones plásticas antes que las vigas, lo que produce una falla frágil y colapso.

La deformación máxima disponible es la deformación cuando se ha reducido la capacidad de transmisión de carga en una cantidad arbitraria después de la carga máxima.

Para asegurar que no se formen articulaciones plásticas en las columnas no basta que la suma de las resistencias de columna exceda a la suma de las resistencias de viga en una unión, se tendría que exigir que la resistencia a flexión de cada sección de columna fuera al menos igual a la suma de las resistencias a flexión de las secciones de viga en el

plano de flexión, si el punto de inflexión puede estar en cualquier parte dentro de la altura del entrepiso. Si el punto de inflexión está fuera de la altura del entrepiso, se requerirá una capacidad todavía mayor de columna.

### **VI.3. Recomendaciones.-**

El Ingeniero Estructural debe saber diseñar una estructura económica, que sea susceptible de dañarse en un gran terremoto, pero cuyo colapso esté controlado de manera de evitar pérdidas de vidas humanas.

Mientras más compleja es la estructura, más difícil resulta predecir su comportamiento sísmico. Por esta razón, es aconsejable que la estructuración sea lo más simple y limpia posible, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real. Debe además tratar de evitarse que los elementos no estructurales distorsionen la distribución de fuerzas considerada, pues se generan fuerzas en elementos que no fueron diseñados para esas condiciones.

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, de manera de evitar concentraciones de esfuerzos. Si se usan muros de corte de concreto armado y se requiere eliminarlas en algún nivel, no

deberá hacerse un cambio brusco, sino reducciones paulatinas de manera de obtener una transición.

Las consideraciones más importantes para el diseño sismo-resistente son

- a) En el diseño por flexión buscar la falla por tracción evitando la falla por compresión, limitando la cuantía de acero a valores que proporcionen ductilidad adecuada.
- b) En un elemento sometido a flexión y cortante, dar más capacidad por cortante buscando evitar la falla por cortante. Esta es frágil mientras la falla por flexión es dúctil.
- c) En un elemento comprimido o en zonas donde existen compresiones importantes (máximos momentos) confinar al concreto con refuerzo de acero transversal; el elemento en la etapa última al tender a deformarse transversalmente puede estallar, lo cual hace trabajar en tracción al refuerzo transversal (espiral o estribos), ejerciendo éste por reacción, una presión de confinamiento, la cual evita el desprendimiento del núcleo aumentando la capacidad de deformación en la etapa plástica (ductilidad) si el esfuerzo y su confinamiento son adecuados.
- d) Diseñar los elementos continuos con cuantías de fierro en tracción y en compresión que permitan la redistribución de momentos y una adecuada ductilidad.

- e) Diseñar las columnas con mayor capacidad de resistir momentos en relación a las vigas, de tal manera que las rotulas plásticas se formen en los extremos de vigas y no en las columnas.
- f) En un elemento sometido a flexo-compresión y cortante (columnas y muros) dar más capacidad por cortante que por flexión.

El objetivo principal debe ser proporcionar rigidez lateral y resistencia en las dos direcciones de la edificación, para lo cual debemos tener algunas columnas peraltadas en una dirección y otras en la dirección perpendicular, y recurrir al uso de muros o placas.

Debe buscarse que las columnas exteriores tengan peralte adecuado en la dirección perpendicular al eje exterior o de fachada, de modo de contar con una adecuada longitud de anclaje para el refuerzo de la viga que llega a ése eje exterior y de proporcionar resistencia para los momentos de cargas de gravedad, que puedan ser importantes en las columnas exteriores.

Cuando existen tabiques de ladrillo paralelos a la dirección de las viguetas, es frecuente diseñar una viga chata o colocar una doble vigueta con la intención de reforzar el techo para la carga aplicada; cuando los tabiques están dispuestos en forma perpendicular a la dirección del aligerado, no es factible colocar una viga chata, pues la carga está

aplicándose como una carga concentrada sobre cada viga, y por tanto, a veces es necesario aumentar el espesor del techo.

Se debe cuidar el peralte en las columnas exteriores de los pórticos principales, pero debe buscarse para la dirección transversal algunas columnas peraltadas. Es muy útil en estos casos las columnas esquineras en forma de "L", las exteriores en forma de "T", o un mixto de columnas rectangulares con algunas peraltadas en la dirección principal (exteriores) y otras peraltadas en la dirección secundaria (interiores).

El considerar edificaciones solamente con pórticos hace que se obtengan deformaciones laterales muy importantes, lo cual no es conveniente, por lo que es ideal combinar placas y pórticos de acuerdo a las posibilidades arquitectónicas, con lo cual se puede obtener un balance adecuado en la distribución de esfuerzos y se controla la flexibilidad de la edificación.

## BIBLIOGRAFIA

- CAPECO, Reglamento Nacional de Construcciones.
- ININVI, Normas Técnicas de Edificación E.020 Cargas.
- ININVI, Normas Técnicas de Edificación E.060 Concreto Armado.
- Norma Básica de Diseño Sismo Resistente.
- Enrique Bazan Zurita y Roberto Meli Piralla, " Manual de Diseño Sísmico de Edificios". LIMUSA.México 1990.
- ACI, Boletín # 4. Ing. Carlos Cuadra . " Introducción al Análisis Matricial ". PERU. 1991.
- ACI, Boletín # 9. Ing. Roberto Morales M. " Diseño Sísmico en Concreto Armado ". PERU 1992.
- CIP, Libro 9. Ing. Javier Pique del Pozo e Ing. Hugo Scaletti Farina. " Análisis Sísmico de Edificios " PERU 1991.
- ACI - UNI. " Cimentaciones de Concreto Armado en Edificaciones ". PERU. 1992.  
  
Antonio Blanco Blasco. " Conceptos Estructurales Aplicados a Edificaciones de Concreto Armado y Albañilería ". PERU 1991.
- Ing. Luis Vargas R. " Apuntes de clase de Concreto Armado I ". UNI.
- Ing. Roberto Morales M. " Apuntes de clase de Concreto Armado II ". UNI.
- G. Winter y A. H. Nilson "Proyectos y estructuras de Hormigón" Editorila Reverté. 1988
- Juárez Badillo y Rico Rodríguez "Mecánica de Suelos" Tomo II Editorial Limusa. 1984
- R. Park y T. Paulay "Estructuras de Concreto Reforzado" Editorial Limusa. 1991
- Ashraf Habibullah "ETABS Three Dimensional Analysis of Building Systems" USER'S MANUAL. 1992