



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales

" A R A G O N "

**"Análisis y Diseño del Edificio de
Oficinas Comerciales Aeropuerto"**

T E S I S

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

MARTIN SANCHEZ SANCHEZ

Asesor: Ing. Ignacio E. Hdz. Quinto

**TESIS CON
FALLA LE ORIGEN**

San Juan de Aragón Edo. México 1993



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

PAG.

CAPITULO 1.0 INTRODUCCION

1.1	ESTUDIO DE FACTIBILIDAD	1
1.2	OBJETIVO	1
1.3	PROYECTO ARQUITECTONICO	1
1.4	DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA	6
1.5	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	6
1.6	CARGAS CONSIDERADAS	8
1.7	FACTORES DE CARGA Y REDUCCION	8
1.8	CLASIFICACION SISMICA	8
1.9	ANALISIS POR CARGAS PERMANENTES	8
1.10	ANALISIS POR CARGAS ACCIDENTALES	9
1.11	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	9

CAPITULO 2.0 ANALISIS DE CARGAS (ACCIONES)

2.1	OBJETIVO	10
2.1.1	ACCIONES BAJO LAS QUE ESTARA SOMETIDA LA ESTRUCTURA	10
2.2	CARGA MUERTA	
2.2.1	GENERALIDADES	11
2.2.2	CARGA MUERTA DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO	12
2.3	CARGA VIVA	
2.3.1	GENERALIDADES	
2.3.2	CARGA VIVA DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO	13
2.4	ACCIONES EN EL NIVEL 3. DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES CARGAS SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	13 15
2.4.1	METODOLOGIA PARA VALUAR LAS ACCIONES BAJO LAS CUALES ESTARAN SOMETIDOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	15 19
2.5	ACCIONES EN EL NIVEL 2 DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES CARGAS SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	30 30
2.6	ACCIONES EN EL NIVEL 1 DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES CARGAS SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	35

2.7	ACCIONES EN EL NIVEL PLANTA BAJA DIMENSION DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES CARGA SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	41
-----	---	----

CAPITULO 3.0 ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1	OBJETIVO	44
3.2	DETERMINACION DEL MODELO ANALITICO DE LA ESTRUCTURA	44
3.3	ANALISIS DEL MODELO ESTRUCTURAL	51
3.3.1	ANALISIS DE LA ESTRUCTURA BAJO CARGAS LATERALES O DEBIDAS A SISMO	51
3.3.1.1	EVALUACION DE LA MASA Y CENTROS DE GRAVEDAD DE CADA NIVEL	52
3.3.1.2	CALCULO DE LAS RIGIDECES DE CADA MARCO	61
3.3.1.3	VALUACION DE FUERZAS SISMICAS SIN ESTIMAR EL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO	85
3.3.1.4	VALUACION DE LAS FUERZAS SISMICAS ESTIMANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO	89
3.3.1.5	DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES DEL EDIFICIO	94
3.3.1.6	REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE DE SERVICIO (DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA)	105
3.3.2	ANALISIS DE LA ESTRUCTURA BAJO CARGAS GRAVITACIONALES	109
3.3.2.1	ANALISIS DE LOS ELEMENTOS SECUNDARIOS BAJO CARGAS GRAVITACIONALES	109
3.3.2.2	ANALISIS DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES (MARCOS) ANTE CARGAS GRAVITACIONALES	116

CAPITULO 4.0 DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1	GENERALIDADES	175
4.1.1	DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL	175
4.1.2	REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL	176
4.2	LOSAS	179
4.2.1	ANALISIS DE LOSAS	179
4.2.2	ANALISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DEL TERCER NIVEL (AZOTEA)	181

	PAG.	
4.2.3	ANALISIS Y DISEÑO DE LOSA DE SEGUNDO NIVEL DE ENTREPISO	199
4.2.4	ANALISIS Y DISEÑO DE LOSA PRIMER NIVEL ENTREPISO	210
4.3	DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	
4.3.1	OBSERVACIONES GENERALES SOBRE EL DIMENSIONAMIENTO	219
4.3.1.1	DETALLADO DE REFUERZO	220
4.3.1.2	RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	223
4.3.1.3	REQUISITOS PARA MARCOS DUCTILES	227
4.3.2	DIMENSIONAMIENTO DE TRABES DEL NIV. 3 (AZOTEA)	230
4.3.2.1	DIMENSIONAMIENTO	230
4.3.2.2	DIMENSIONAMIENTO DE TRABES PRINCIPALES	240
4.4	DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	252
4.4.1	RECOMENDACIONES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	252
4.4.2	EFFECTOS DE ESBELTEZ	254
4.4.2.1	REVISION DE LOS EFFECTOS DE ESBELTEZ	259
4.4.3	DIMENSIONAMIENTO DE LAS COLUMNAS DEL PROYECTO	266

CAPITULO 5.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 277

BIBLIOGRAFIA 281

CAPITULO 1. INTRODUCCION.

1.1 ESTUDIO DE FACTIBILIDAD.

La Compañía de Teléfonos de México, en su afán de mejorar su servicio en el Distrito Federal y la República Mexicana, realizó un Estudio de Factibilidad en el D.F., para determinar en que Zonas es más prioritario el servicio telefónico.

Los resultados obtenidos en éste estudio determinaron a la Zona Oriente del D.F., como una de las que más requiere de dicho servicio, por lo cual la compañía procedió a la planeación de un Proyecto para dotar a la Zona Oriente de las instalaciones necesarias para proporcionar el servicio relacionado con ésta empresa.

Así, bajo estas necesidades, se creó el Proyecto denominado "CONJUNTO AEROPUERTO", ubicado en: Calzada Ignacio Zaragoza No. 612, Colonia Cuatro Arboles, Delegación Venustiano Carranza, D.F., y el cual constará de las siguientes instalaciones: Un Centro de Trabajo, Una Central Telefónica, un Microcentro de Computo y un edificio de Oficinas Comerciales

Cada uno de éstos edificios tendrá características particulares dependiendo del uso al que se destine.

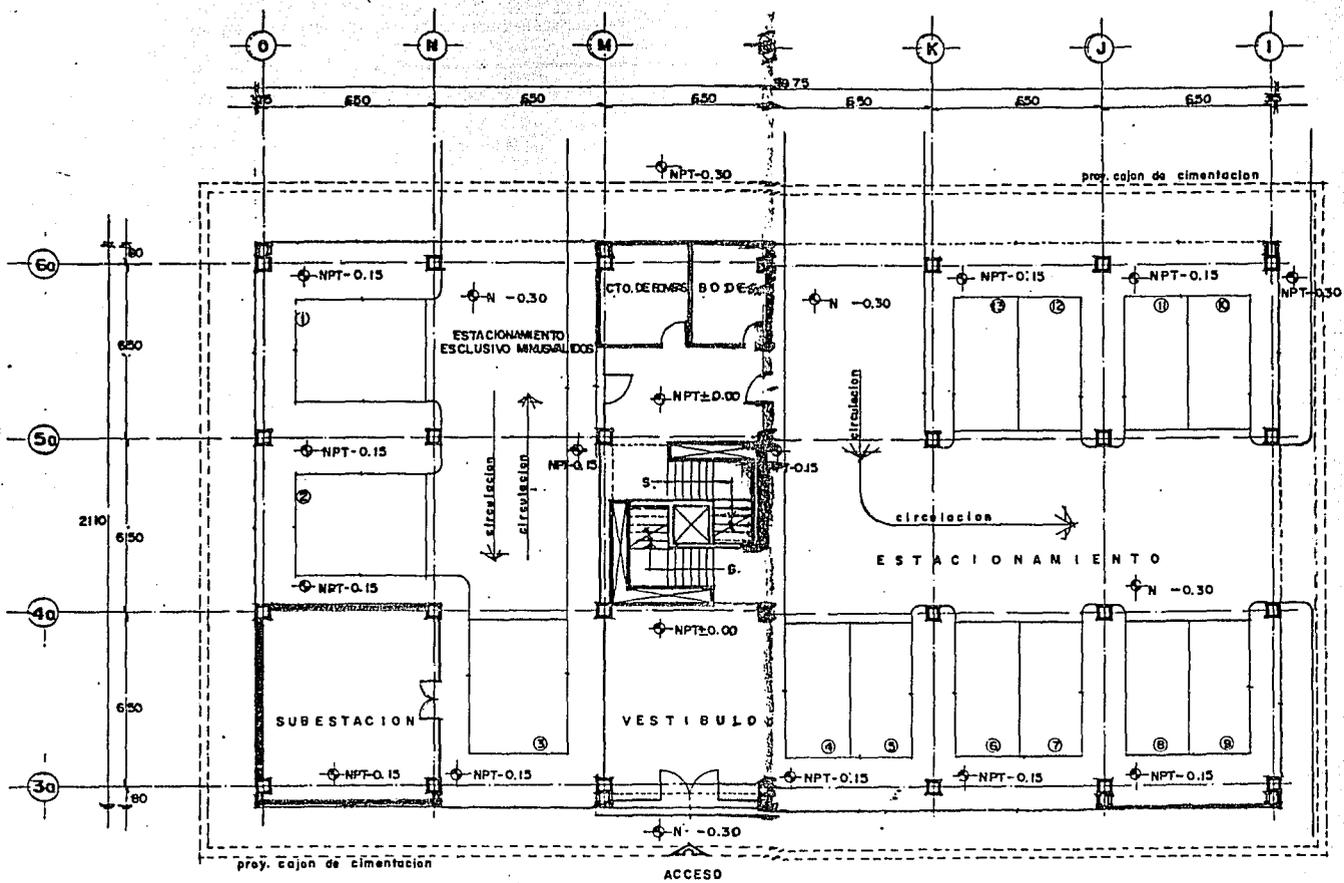
Dichas características originan diferentes soluciones de cada uno de los proyectos, tanto en el aspecto Arquitectónico, Estructural, de Instalaciones, Equipos, etc.

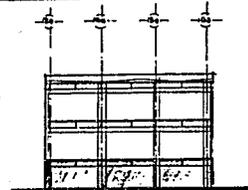
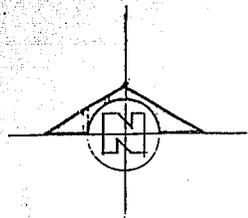
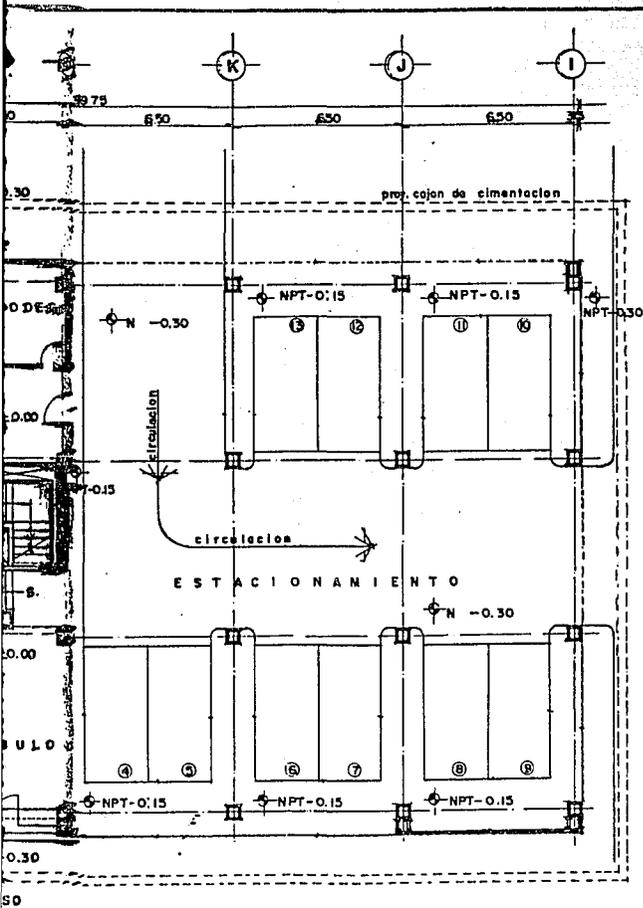
1.2 OBJETIVO.

De las Obras que componen este conjunto se eligió el edificio de Oficinas Comerciales par desarrollarlo en el presente trabajo. Siendo el objetivo principal servir de apoyo didáctico a los alumnos de Ingeniería Civil y Arquitectura, mostrando la solución que se le dió al problema que presenta el Análisis y Diseño de la Estructura. Basandonos para ésto en las Normas y Reglamentos de Contrucción para el D.F. (1987)

1.3 PROYECTO ARQUITECTONICO.

El Proyecto contempla un edificio con Planta baja y dos niveles; la planta baja será utilizada como estacionamiento, el primer nivel para las oficinas de aclaración y área pública y en el segundo nivel para las oficinas de contratación y ordenes de tránsito. Los Planos Arquitectónicos se muestran a continuación.





NOTAS

1. LAS CUMAS ESTAN INDICADAS EN EMB.
2. LOS ANCHOS DE TEND. DE ARMADO SON 20T.
3. LAS OTRAS ANCHAS AL DIBUJO.
4. VERIFICAR ANCHAS DE CUMAS.

SIMBOLOGIA

- +—+—+ ANCHA CUMAS A CADA ESTRUCTURAL.
- +—+ ANCHO CUMAS A CADA PISO
- +—+ ANCHA NIVEL



U.N.A.M.

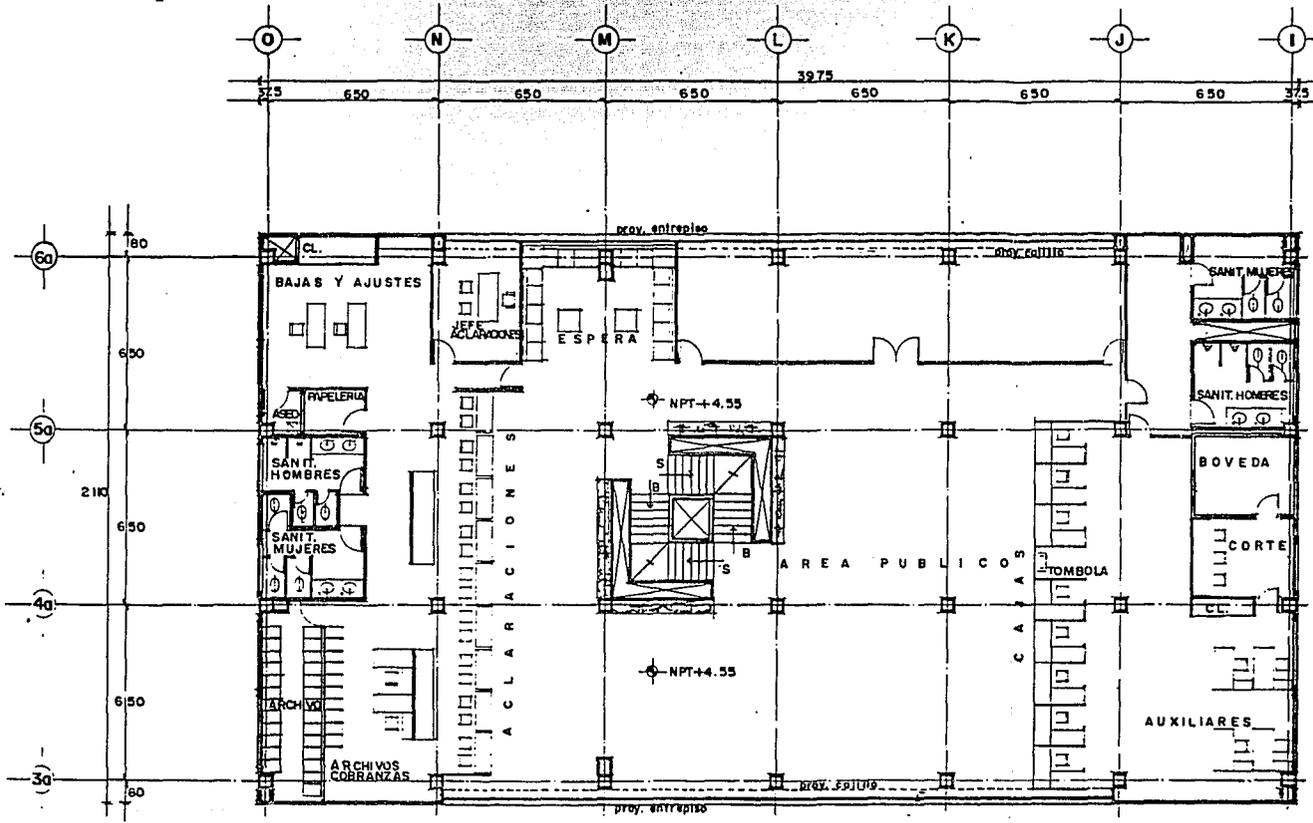


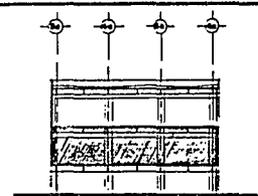
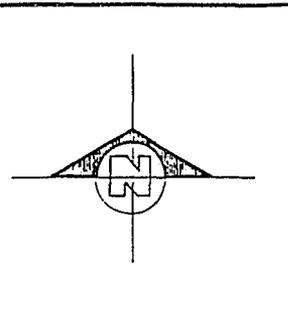
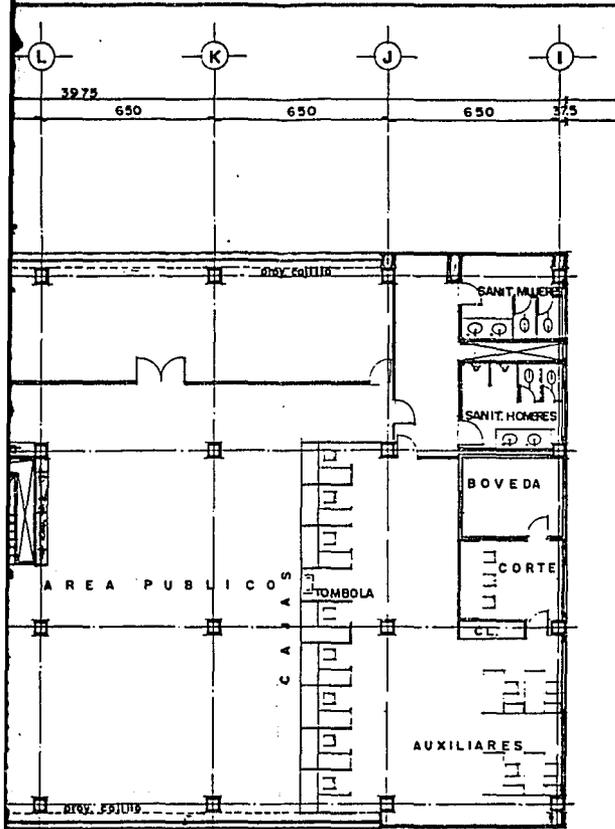
E.N.E.P.
ARAGON

INGENIERIA

CIVIL

TITULO PROFESIONAL MARTIN SANCHEZ SANCHEZ		E.C.M.A.	
OFICINAS COMERCIALES			
EDIFICIO		PROYECTADO	
CALLE DEL MERCADO SARAMBA N. 614			
SUPERFICIE DE PLANO		E.L. 0.00	
PLANTA BAJA		A-01	
ESCALA 1:75	FECHA	DISEÑADO ING. JUAN GARCIA	





CORTE EDUCACION

NOTAS

- 1. LAS CUBIERTAS ESTAN INDICADAS EN ORO
- 2. LOS APILADOS SEÑALAN EN NEGRO
- 3. LAS CUBIERTAS SEÑALAN EN ROJO
- 4. VERIFICAR CUBIERTAS EN ORO

SIMBOLOGIA

- CUBIERTA EN ORO
- APILADO EN NEGRO
- CUBIERTA EN ROJO



UNAM

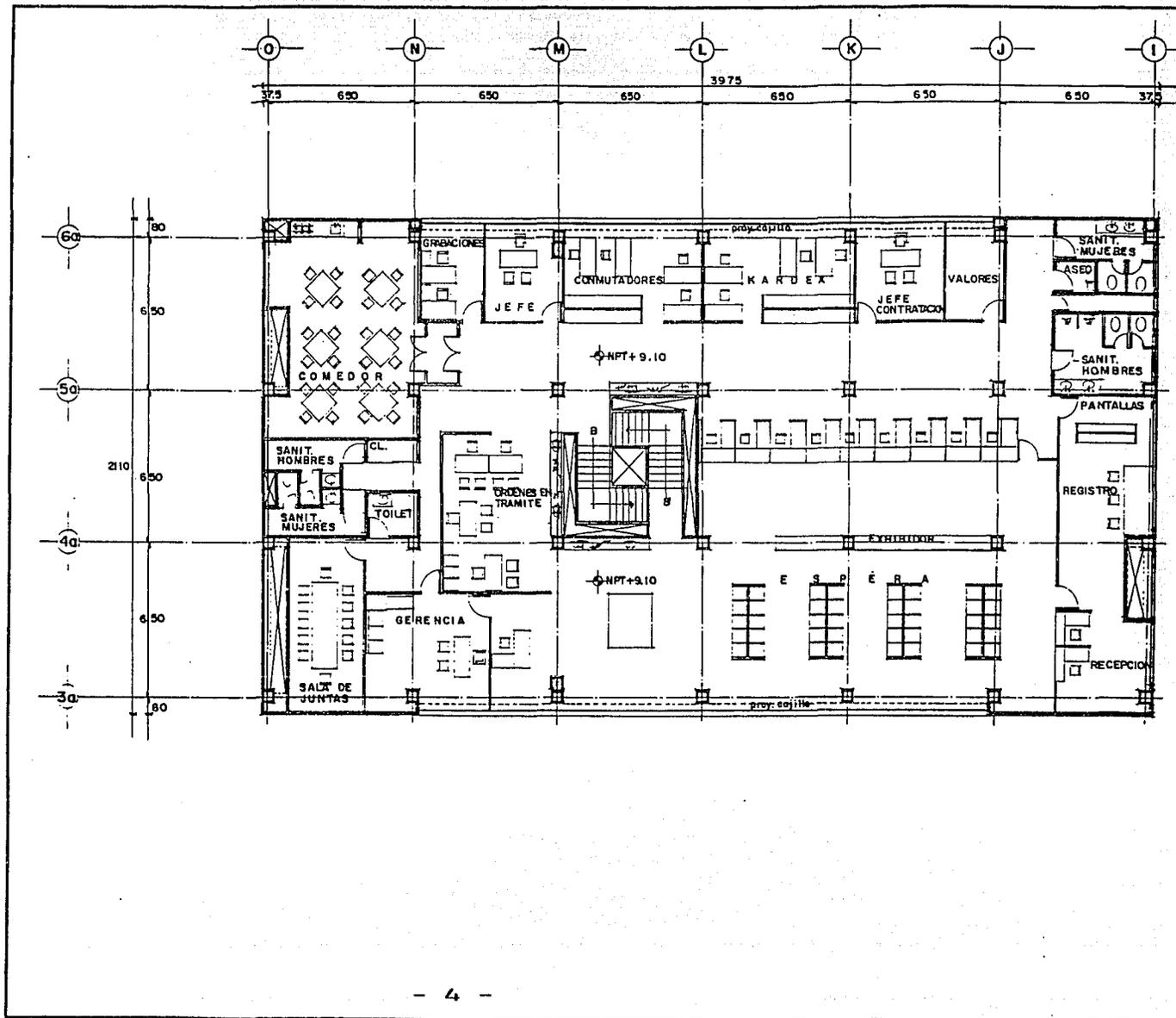


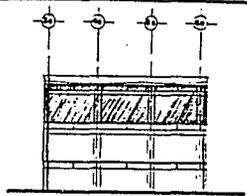
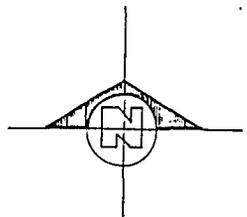
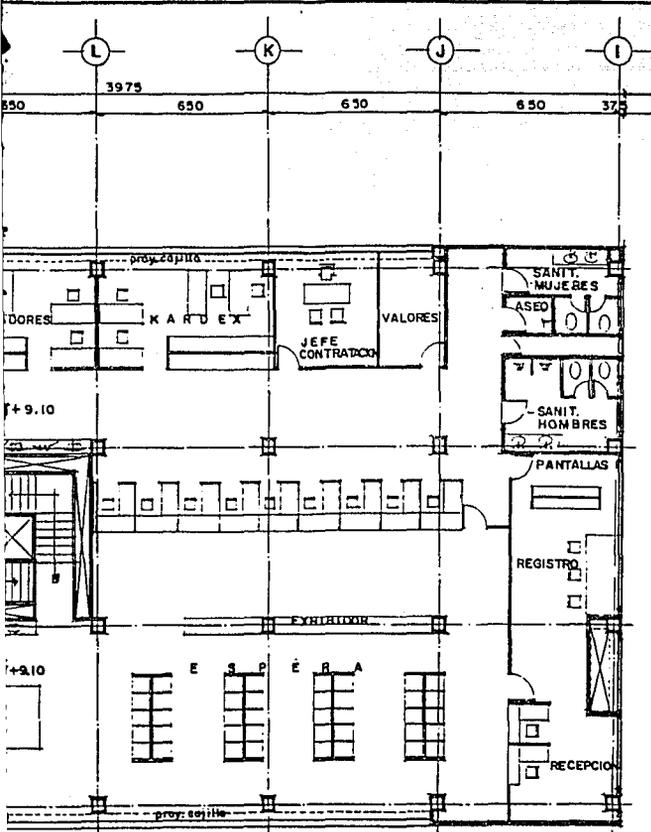
E.N.E.P.
ARAGON

INGENIERIA

CIVIL

TITULO PROFESIONAL MARTIN SANCHEZ SANCHEZ	
OFICINAS COMERCIALES	
CALLE DEL MONTE ESPANOLA No 68	ESTADISTICO
PLANTA 1er PISO	A-02
ESCALA 1:50	FECHA 1961 JUN 25





VENTANA ESTERIOR

NOTAS

1. LAS LETRAS ESTAN EN NEGRO EN LOS
2. LAS LINEAS ESTAN EN NEGRO EN LOS
3. LAS LETRAS ESTAN EN NEGRO
4. LAS LINEAS ESTAN EN NEGRO

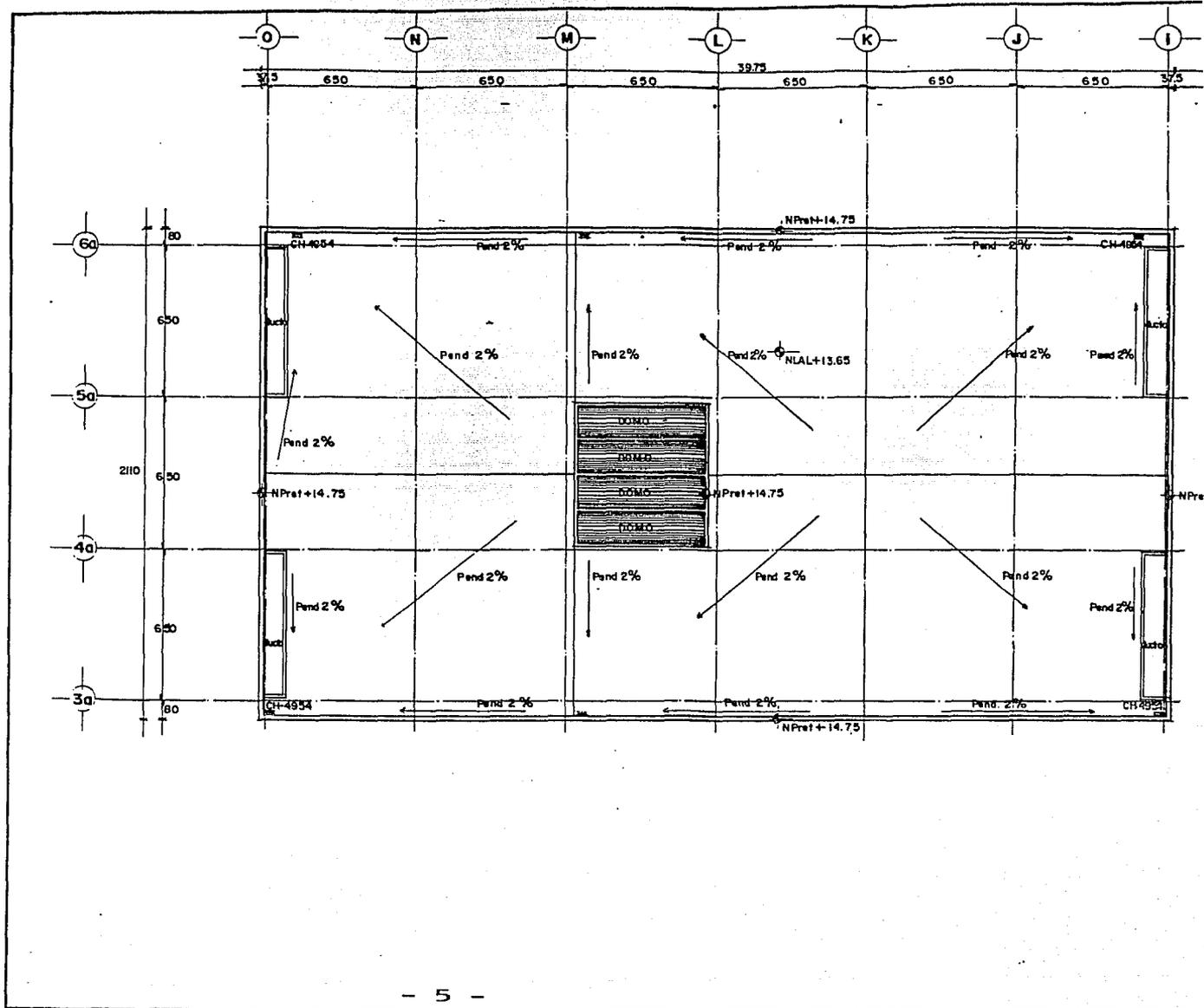
SIMBOLOGIA

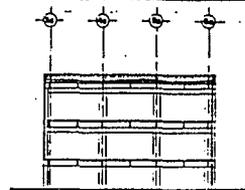
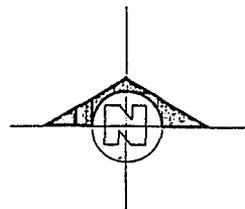
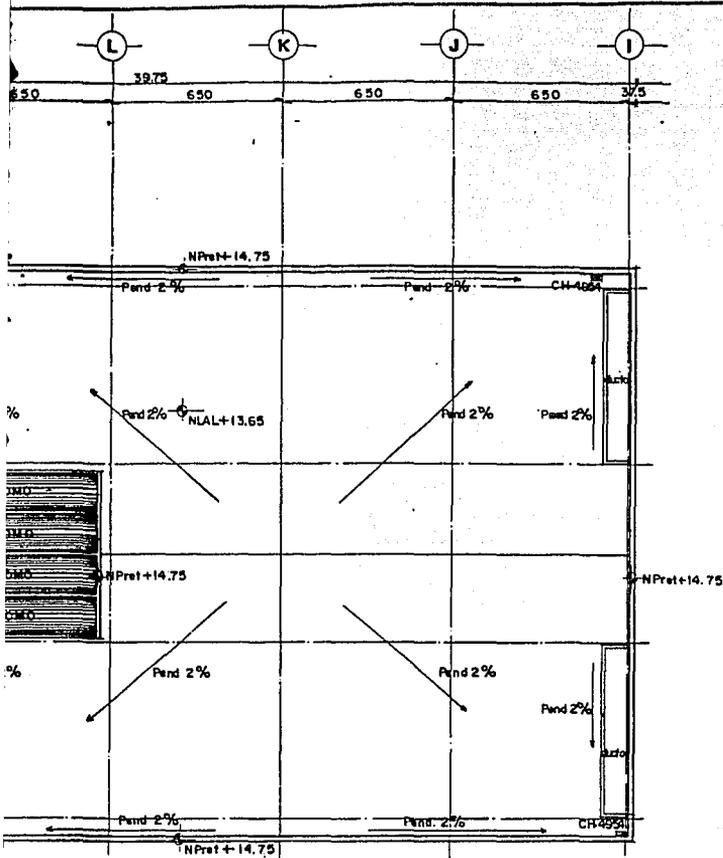
- LINEAS ESTAN A SU DISPOSICION.
- LINEAS ESTAN A SU DISPOSICION.
- LINEAS ESTAN A SU DISPOSICION.



INGENIERIA
CIVIL

TITULO PROFESIONAL		MARTIN SANCHEZ SANCHEZ	
OFICINAS COMERCIALES			
DISEÑADOR		EJECUTOR	
EJECUTOR		EJECUTOR	
EJECUTOR		EJECUTOR	
PLANTA 2da. PISO		A-03	
EJECUTOR		EJECUTOR	





VENTANA ELEVACION

NOTAS

- 1. LAS COTAS ESTAN MARCADAS EN CM.
- 2. LAS SUPERFICIES ESTAN MARCADAS EN MO.
- 3. LAS COTAS SON AL SUELO.
- 4. VERIFICAR ESTAS EN OBRA.

SIMBOLOGIA

- > LINEA COTAS A EJE ESTRUCTURAL
- > LINEA COTAS A PARED
- > LINEA NIVEL



UNAM.



E.N.E.P.
ARAGON

INGENIERIA
CIVIL

TITULO: PROFESIONAL MARTIN SANCHEZ SANCHEZ	
PROYECTO: OFICINAS COMERCIALES	
UBICACION: CALLEADA ISABELA ZAVARZA N. 512	PROYECTISTA:
DEPARTAMENTO DE PLANNING	FECHA:
PLANTA AZOTEA	ESCALA: A-04
FECHA: 75	INGENIERO: DR. JUAN RAMON

1.4 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA.

La estructuración del edificio estará resuelto a base de columnas, traveses y losas de concreto armado. Estos elementos nos forman marcos rígidos ortogonales entre sí. La planta tipo del edificio es de forma rectangular, cuyo lado largo tiene una longitud de 39.0 m. y el lado corto 19.5 m.

Por la forma que tiene el edificio, es lógico suponer columnas rectangulares orientandolas según la forma que tiene la planta del edificio, pero por razones del proyecto arquitectónico las columnas serán cuadradas, puesto que el proyecto así lo marca.

En la figura 1.1 se muestra una planta esquemática del edificio, donde se puede observar la estructuración que se tiene en cada una de las plantas del edificio.

En la figura 1.2 se tiene un corte para mostrar las alturas y niveles de cada uno de los entrepisos.

En el sentido largo se nos forman marcos de tres niveles por seis crujeas con claros entre columnas de 6.5 m. En el sentido corto tenemos marcos de tres niveles por tres crujeas con la misma longitud de claros

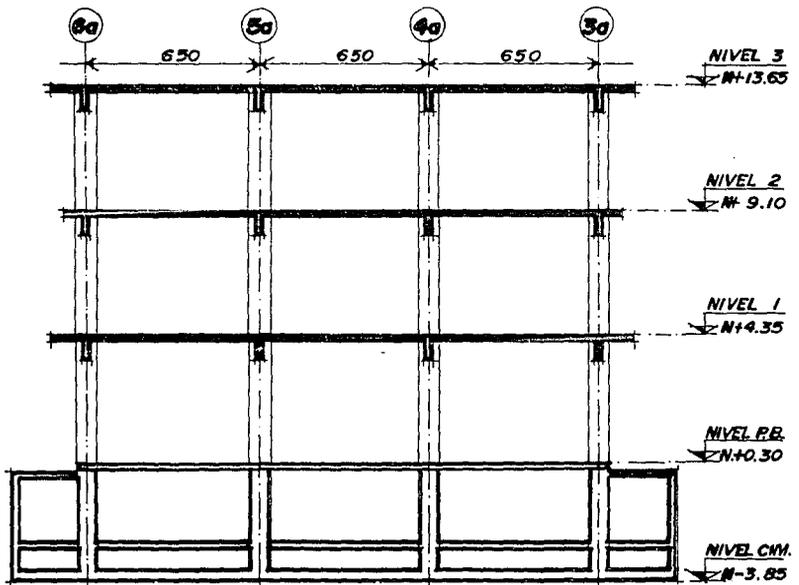
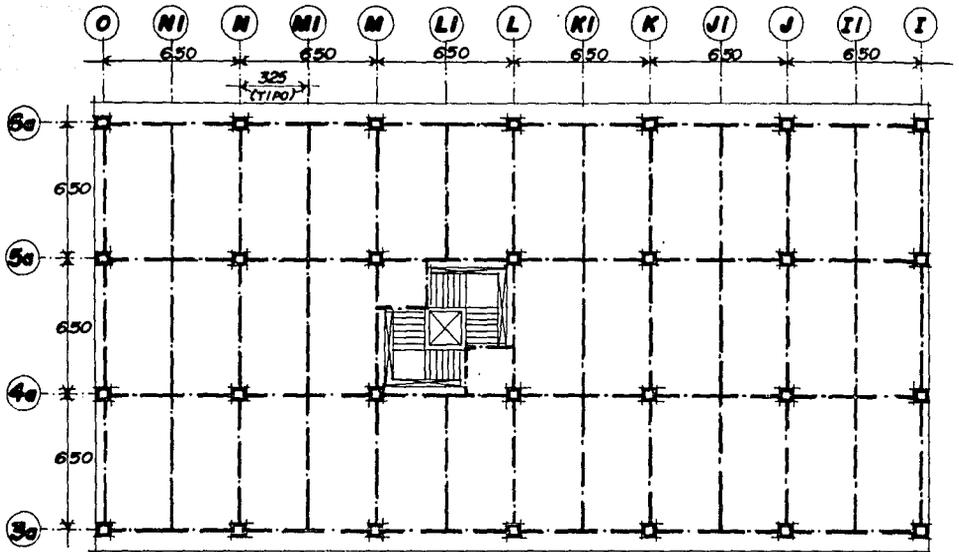
Por lo que respecta a la cimentación en la figura 1.2 podemos observar que ésta consiste en un cajón de cimentación con una retícula de contratrabes y una doble losa de fondo. El estudio de mecánica de suelos indica que debe ser una cimentación compensada, por esta razón el cajón de cimentación tendrá una superficie mayor que la planta del edificio.

El aspecto de la cimentación es un tema muy extenso, donde se requiere conocimientos de mecánica de suelos, de estructuras y de la interacción entre ambas. Por este solo hecho, éste tema se tendría que desarrollar en un solo trabajo, por esta razón en éste estudio solamente trataremos los aspectos de la superestructura.

1.5 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Los materiales empleados en la superestructura serán: concreto $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, grado de calidad "B" según Norma Oficial Mexicana C-155-1984, con un módulo de elasticidad $E_c=10,000 \sqrt{250}$ y un peso volumétrico menor o igual a 2.9 ton./m^3 en estado fresco.

El acero de refuerzo tendrá un $f_y=4,200 \text{ Kg/cm}^2$ alta resistencia según NOM-B6-1983.



1.6 CARGAS CONSIDERADAS.

La carga muerta corresponderá al peso propio de la estructura, un piso de 5 cm. de espesor y todos los elementos arquitectónicos tomados de los planos correspondientes. Se tomó en cuenta una sobrecarga de 40 Kg/m² según el Reglamento de Contrucción del Distrito Federal.

La carga viva corresponde a las funciones particulares que le dará el cliente al edificio, por lo tanto las cargas vivas de cada área será función del destino del inmueble y son valuadas de acuerdo con el Reglamento de Contrucción para el Distrito Federal 1987 (RCDF).

1.7 FACTORES DE CARGA Y REDUCCION.

Los factores de carga (F.C) y reducción de resistencia (F.R) para elementos de concreto serán:

Cargas Permanentes	F.C=1.4
Cargas Permanentes más sismo	F.C=1.1
Flexión	F.R=0.9
Cortante	F.R=0.6
Flexocompresión	F.R=0.6

1.8 CLASIFICACION SISMICA.

La clasificación sísmica se obtuvo de acuerdo a la regionalización sísmica de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo del D.F., obteniéndose los siguientes datos:

Tipo de Estructura:	Regular
Grupo:	"B"
Terreno:	Tipo III (Compresible)
Coefficiente Sísmico C.S:	0.40
Factor de Comportamiento Sísmico:	Q=3.0
Factor de Importancia:	1.0
Coefficiente Sísmico Reducido:	C.S.R=0.4/3.0=0.13

1.9 ANALISIS POR CARGAS PERMANENTES.

Se hizo un análisis preliminar con objeto de obtener escuadrias aproximadas de la estructura; con las secciones así determinadas, se cargan los marcos con el peso debido a las cargas muertas más vivas de su área tributaria, además de las reacciones de las trabes secundarias en

su caso. Los elementos mecánicos se obtuvieron por medio del Método de Croos, para el caso de las vigas secundarias. El análisis de los marcos principales se realizó mediante un Programa de Computación.

1.10 ANALISIS DE CARGAS ACCIDENTALES.

Primeramente se realizó un análisis estático para determinar de alguna manera la magnitud de las fuerzas horizontales que producirá el movimiento sísmico a la estructura. Con éstas fuerzas se realizó un análisis de los marcos bajo cargas horizontales, determinando así los desplazamientos de éstos. Con los desplazamientos como datos se calcularon las rigideces de cada uno de los marcos que forman la estructura. Con éstos datos, la geometría de la estructura y las consideraciones sísmicas marcadas por el RCDF se efectuó un análisis sísmico estático para determinar las fuerzas sísmicas definitivas que actuarán en cada marco.

Una vez determinadas dichas fuerzas, nuevamente se realizó un análisis de los marcos bajo cargas horizontales, pero ahora se obtuvo como datos los elementos mecánicos debidos a las fuerzas sísmicas, dichos elementos se tomaron par el diseño de los elementos estructurales.

Cabe hacer la aclaración que todo lo que comprende el análisis por cargas accidentales se realizó por medio de Programas de Computadora. Exceptuando el análisis sísmico estático.

1.11 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Conocidos los elementos mecánicos tanto por cargas permanentes como por cargas accidentales, se procedió al diseño de los diferentes miembros de la estructura. El diseño se hizo conforme a las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el D.F.; en sus partes para estructuras de concreto, cimentaciones y mampostería. Se hace la aclaración que los elementos mecánicos de diseño se obtuvieron de la alternativa más desfavorable, bien fuera por cargas permanentes o por la combinación de éstas con las accidentales.

Por último mencionaremos que los desplazamientos resultantes del análisis de la estructura son menores que el máximo permisible, de acuerdo al RCDF.

También se dibujaron los planos estructurales de dicha obra, donde se tiene el resultado de toda la serie de actividades realizadas en el presente trabajo, así como detalles constructivos y notas aclaratorias de las actividades a realizar para la edificación de la estructura.

CAPITULO 2 ANALISIS DE CARGAS (ACCIONES)

2.1 OBJETIVO.

En este Capítulo se tratarán aspectos de las acciones que son básicas para el planteamiento y la justificación de los procedimientos de diseño. Los aspectos que se tratarán aquí, se refieren a la definición de qué acciones deben considerarse en el diseño, cómo se clasifican, cómo se modelan para el análisis de su efecto y qué magnitud de acción debe considerarse en el diseño.

2.1.1 ACCIONES BAJO LAS QUE ESTARA SOMETIDA LA ESTRUCTURA.

Una de las primeras tareas en éste trabajo es la de hacer una determinación de todas aquellas acciones que pueden afectar la estructura en cuestión ocasionando en ella efectos significativos. Desde el punto de vista de la seguridad estructural y de los criterios de diseño, la clasificación de las acciones más conveniente es en base a la duración con que obran sobre la estructura con una intensidad cercana a la máxima. Siguiendo éste criterio, el RCDF, distingue los siguientes tipos de acciones:

a) ACCIONES PERMANENTES.- Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. Entran en ésta categoría; las Cargas Muertas debidas al peso propio de la estructura y al de los elementos no estructurales de la construcción y el empuje estático de líquidos y tierras que tengan un carácter permanente.

b) ACCIONES VARIABLES.- Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante lapsos grandes. Se incluyen en ésta categoría las Cargas Vivas, o sea aquéllas que se deben al funcionamiento propio de la construcción y que no tienen un carácter permanente.

c) ACCIONES ACCIDENTALES.- Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden tomar valores significativos solo durante pequeñas fracciones de la vida útil de la estructura. Se incluyen en ésta categoría acciones excepcionales como: sismo, viento, etc.

Como se puede observar en los párrafos anteriores, la carga muerta y la carga viva son las principales acciones a las que estará sujeta la estructura, por lo que a continuación se hará una descripción más detallada de cada una.

2.2 CARGA MUERTA

2.2.1 GENERALIDADES

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura misma y el de los elementos no estructurales como los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros y fachadas, la ventanería, las instalaciones y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura. La carga muerta, es por lo tanto, la principal acción permanente.

La valuación de la carga muerta consiste en la determinación de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción y su multiplicación por los pesos volumétricos de sus materiales constitutivos. En su mayoría las cargas muertas se representan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las distintas áreas de la construcción, aunque hay cargas lineales y concentradas.

El peso por unidad de área real de losa de concreto es mayor al que se calcularía a partir de su espesor nominal especificado en planos. Esto se debe a que los espesores de la losa son superiores a los marcados en los planos, ya que las irregularidades y desniveles en la cimbra se suelen corregir emparejando el nivel superior de la losa. Lo mismo pasa en los pisos y firmes que se colocan sobre dicha losa: al quitar la cimbra, la losa tiene flechas diferentes en distintos puntos. Al colocar un firme de mortero de cemento se nivela el lecho superior de la losa manteniendo el espesor especificado en los sitios en donde las flechas son mínimas. Esto da lugar a que en el centro de la losa, en donde las flechas son máximas, los espesores del firme son superiores a los nominales.

Para tomar en cuenta lo anterior, el RCDF, especifica que las losas de concreto de peso volumétrico normal, coladas en el lugar, deberán aumentarse, 20Kg/m^2 , al peso propio que resulta de las dimensiones nominales de la losa. Una cantidad igual deberá aumentarse al peso calculado con las dimensiones nominales del firme que se coloque sobre una losa de concreto.

2.2.2 CARGA MUERTA DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO.

Por lo que respecta a las cargas que se consideran en éste trabajo; el proyecto arquitectónico marca que el acabado en la mayor parte de los pisos será: cemento rayado a cuadros, cemento acabado escobillado, cemento pulido para recibir loseta vinílica o alfombra y azulejo de 11 X 11 cm. Por lo tanto para determinar el peso de la losa, se consideró el peso nominal de la losa, el peso nominal del firme sobre la losa, una sobrecarga de 20 Kg/m² (RCDF) producto de la losa y otros 20 Kg/m² (RCDF) producto del firme. Los muros y columnas serán de un acabado aparente y pintura, en estos elementos solo se considero el peso nominal de cada elemento, sin tomar en cuenta que se tenga un acabado que pueda provocar una acción considerable a la estructura.

2.3 CARGA VIVA.

2.3.1 GENERALIDADES.

La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la construcción. Incluye por tanto, todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma y no puede considerarse como carga muerta; entran así en la carga viva el peso y las cargas debidos a muebles mercancias, equipos y personas. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño en el tipo de estructuras que se está analizando.

Por su carácter, la carga viva es particular del uso al que está destinada la construcción. Podemos distinguir tres grandes grupos de construcciones en cuanto a la carga viva que en ellas debe considerarse: las construcciones industriales, los puentes y los edificios. Siendo este último grupo el caso de nuestro estudio, será el que veremos particularmente.

Dependiendo de la combinación de cargas que se esté realizando, puede interesar distintos valores de la carga viva con respecto a su variación temporal. Para la superposición con las cargas permanentes, interesa la carga viva máxima, o sea la máxima intensidad que ésta puede adquirir a lo largo de la vida esperada de la estructu

ra. Para la superposición con una acción accidental, interesa la carga viva instantánea, o sea el valor que pueda adquirir en un instante cualquiera, dentro de la vida de la estructura, esto es en el instante en que ocurra la acción accidental. Para fines de estimar efectos a largo plazo interesa la carga viva media, así, para calcular deformaciones diferidas en estructuras de concreto y hundimientos en suelos arcillosos saturados que reaccionan muy lentamente con el tiempo, interesa el valor medio que la carga viva adquiere en un lapso de orden de años. Finalmente, para los casos en que las cargas gravitacionales, sean favorables a la estabilidad de la construcción, como el problema de volteo o de flotación, interesa la carga viva mínima, o sea el menor valor que puede adquirir en la vida útil. Como en todos los casos existe una posibilidad alta de que la carga viva sea nula en cierto momento, la carga viva mínima debe tomarse siempre igual a cero.

2.3.2 CARGA VIVA DE LA ESTRUCTURA EN ESTUDIO.

Para el caso del edificio de oficinas que es el tema de nuestro trabajo, cumple con diferentes funciones y dentro del mismo edificio hay áreas destinadas a usos muy diferentes. Por esto, en una misma planta del edificio existen varias zonas con diferentes magnitudes de carga viva. Además de que el edificio como ya se mencionó cumplirá con varias funciones aún no determinadas o definidas, se consideraron cargas vivas, en algunos casos mayores a las marcadas en el RCDF, dichas magnitudes de carga fueron proporcionadas por los propietarios del proyecto, basándose en obras realizadas anteriormente, por esta razón no realizamos un análisis detallado de la obtención de las cargas consideradas, limitándose nuestro trabajo, únicamente a indicar las cargas que se tomaron en cuenta en cada nivel y en cada zona.

2.4 ACCIONES EN EL NIVEL 3.

A continuación se muestran esquemas de las plantas y elevaciones de la estructura del EDIFICIO DE OFICINAS, que analizaremos. El sistema de piso es una losa colada monolíticamente con las vigas que las soportan. Se indicarán las magnitudes de las cargas muertas y vivas que se emplearon para el análisis y diseño tanto por cargas verticales y horizontales (sismo), de los diferentes elementos estructurales. En un diseño preliminar se determinaron las dimensiones de los elementos estructurales.

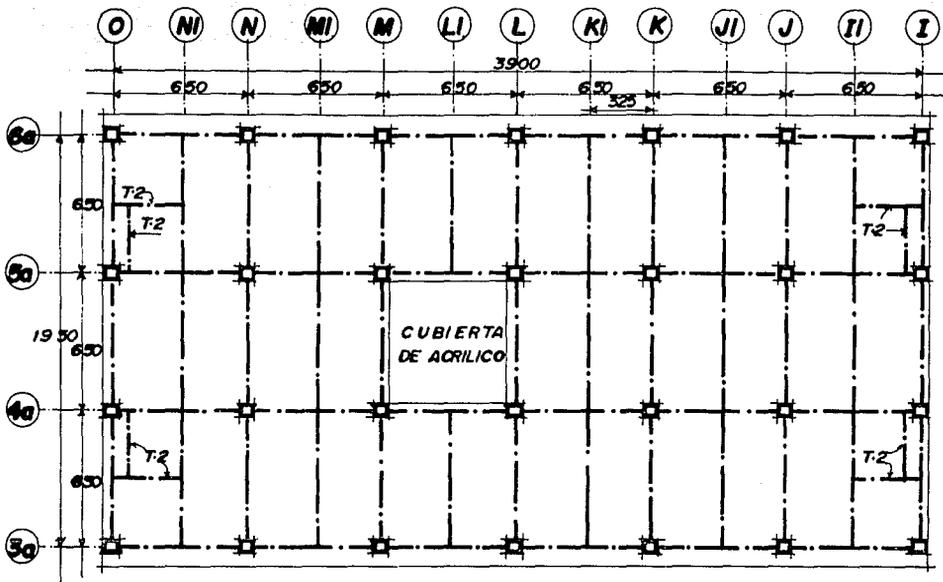


FIG. 2.1
PLANTA NIVEL 3 AZOTEA

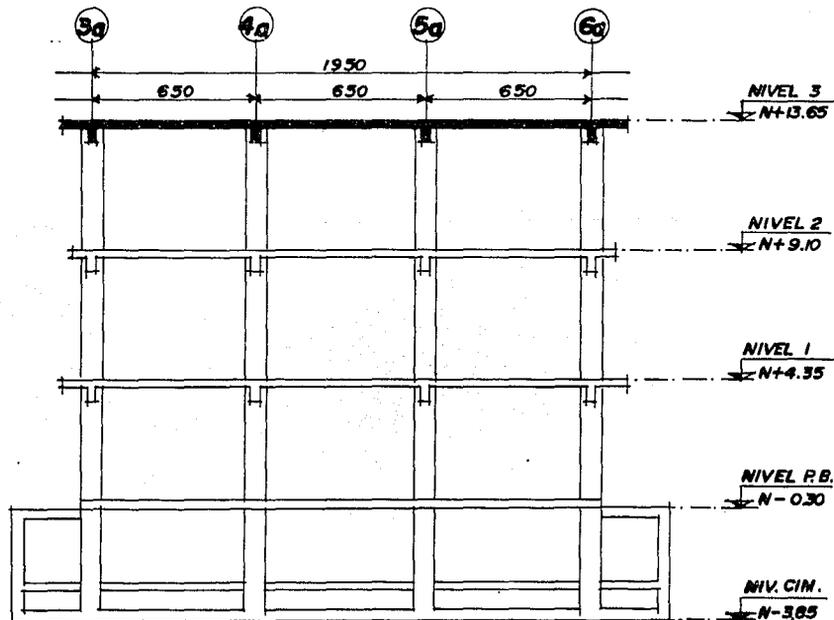


FIG. 2.2
CORTE ESQUEMATICO - 14 -

DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

ELEMENTO	DIMENSION
LOSA DE CONCRETO (espesor)	12 cm.
SECCION DE TRABE T-2	20 X 40 cm.
SECCION DE TRABES EJES: I, J, K, L, M, N, O, 3a, 4a, 5a y 6a.	30 X 80 cm.
SECCION DE TRABES EJES: I1, J1, K1, L1, M1 y N1.	30 X 70 cm.
SECCION DE COLUMNAS DEL NIVEL 0 AL NIVEL 3.	75 X 75 cm.

Respecto a las cargas muertas haremos una distinción entre el peso propio de vigas y columnas que se determina por unidad de longitud y la carga sobre el área de la losa que es tributaria de cada elemento, la que obtendremos por unidad de área.

Por lo que respecta al peso propio de los elementos estructurales; los volúmenes se obtuvieron de los datos y el peso volumétrico de concreto reforzado se tomará según el RCDF, como 2400 Kg/m^3 , del peralte las vigas se descuenta 10 cm., los que se consideraron primeramente como espesor de la losa aunque al final se diseñó con un peralte de 12 cm., estas cargas se consideran como peso uniformemente distribuido.

CARGAS SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

TRABE T-2	: $W_{pp}=0.2 \times 0.3 \times 2.4=0.144 \text{ Ton/m}$
TRABES EJES I, J, K, L, M, N, O, 3a, 4a, 5a y 6a	: $W_{pp}=0.3 \times 0.7 \times 2.4=0.50 \text{ Ton/m}$
TRABES EJES I1, J1, K1, L1, M1 y N1	: $W_{pp}=0.3 \times 0.6 \times 2.4=0.43 \text{ Ton/m}$
COLUMNAS	: $W_{pp}=0.75 \times 0.75 \times 2.4=1.35 \text{ Ton/m}$

**CARGA MUERTA CONSIDERADA
SOBRE LA LOSA (AZOTEA)**

	CARGA VERTICAL	CARGA INSTANTANEA
LOSA DE CONCRETO 12cm.	0.29 Ton/m ²	0.29 Ton/m ²
ENLADRILLADO	0.12 "	0.12 "
IMPERMIABILIZANTE	0.01 "	0.01 "
RELLENO DE TEZONTLE	0.14 "	0.14 "
PLAFON	0.02 "	0.02 "
INSTALACIONES	0.02 "	0.02 "
SOBRE CARGA (RCDF)	0.04 "	0.04 "
	<hr/> 0.64 Ton/m ²	<hr/> 0.64 Ton/m ²

**CARGA VIVA CONSIDERADA
SOBRE LA LOSA (AZOTEA)**

	0.20 Ton/m ²	0.10 Ton/m ²
	<hr/> 0.84 Ton/m ²	<hr/> 0.74 Ton/m ²
CARGA TOTAL CONSIDERADA EN AZOTEA	0.85 Ton/m²	0.75 Ton/m²

**CARGA CONSIDERADA SOBRE
LA CUBIERTA DE ESCALERA**

	CARGA VERTICAL	CARGA INSTANTANEA
ESTRUCTURA	0.02 Ton/m ²	0.02 Ton/m ²
LAMINA	0.01 "	0.01 "
SOBRE CARGA (POR GRANIZO)	0.03 "	0.03 "
	<hr/> 0.06 Ton/m ²	<hr/> 0.06 Ton/m ²
CARGA TOTAL CONSIDERADA EN CUBIERTA DE ESCALERA	0.06 Ton/m²	0.06 Ton/m²

En la figura 2.3 mostramos una planta esquemática del nivel de azotea, en la cual, se indican las cargas y los pesos de los elementos estructurales mostrados anteriormente, además de las magnitudes de las acciones que gravitaran sobre cada una de las trabes. Asi como las descargas que hacen las trabes principales a cada una de las columnas. Dichas magnitudes son las que -----*

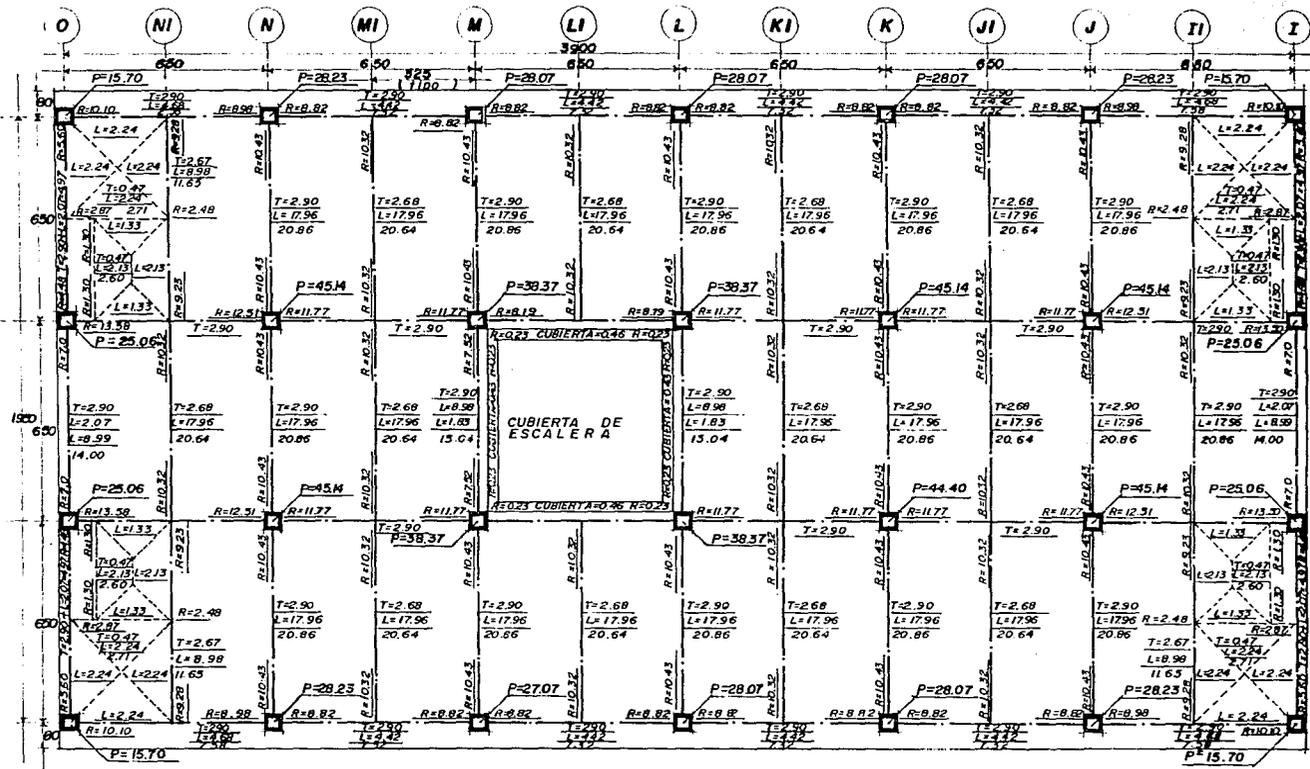


FIG 2.3 CARGA MUERTA + CARGA VIVA MAXIMA NIVEL 3 (AZOTEA)

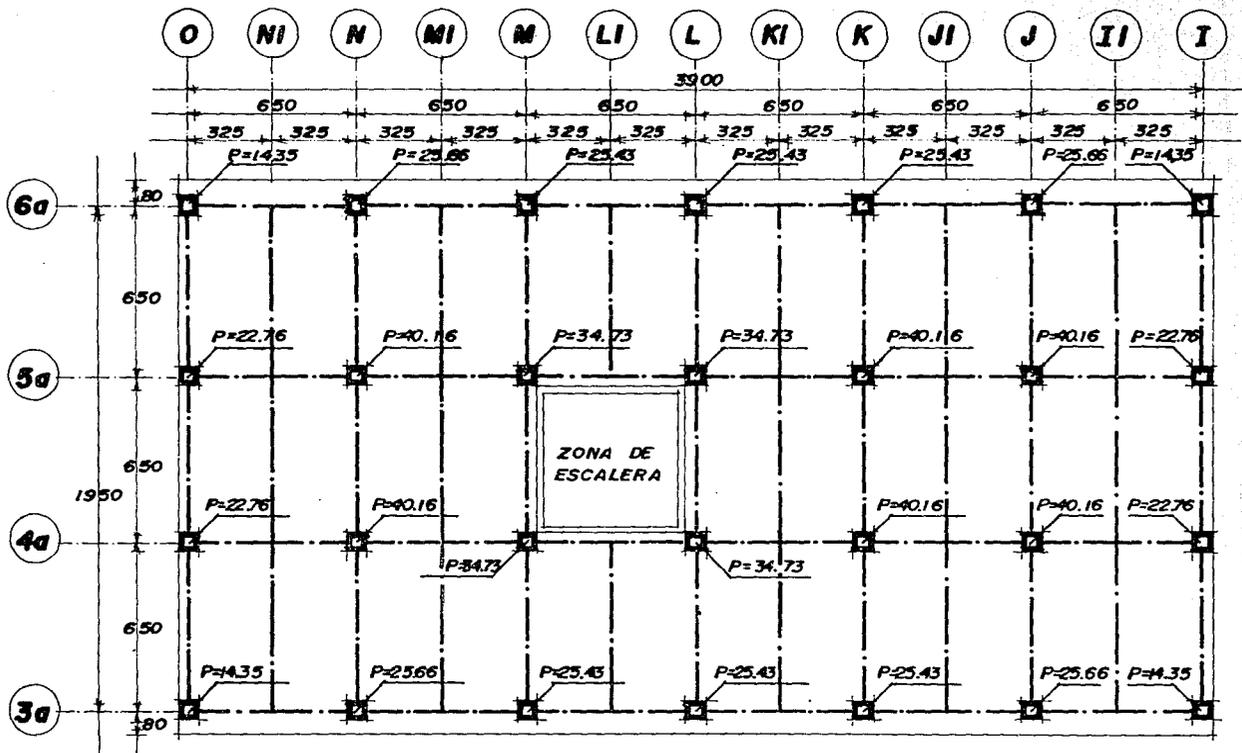


FIG. 2.4 CARGA MUERTA + CARGA VIVA INSTANTANEA NIVEL 3 (AZOTEA)

utilizaremos en el Capítulo 3, para analizar la estructura por carga vertical máxima.

La figura 2.4 corresponde a una planta esquemática del Nivel 3. En esta se muestra el caso de la carga viva instantánea, con dichas magnitudes analizaremos la estructura bajo cargas horizontales o debidas a sismo, en el siguiente Capítulo. Para este trabajo no se hacen necesarias las magnitudes de las acciones que gravitan en cada trabe, por lo tanto solo tenemos las descargas finales de las trabes principales hacia las columnas.

En las descargas que tenemos por columna en ambas figuras no se consideró el peso propio de las columnas. Dicho peso se adicionará en el análisis que se realizará en el Capítulo 3.

En la figura 2.3 tenemos la siguiente simbología.

- T; Indica peso de trabe.
- L; Indica peso de losa.
- P; Indica peso de petril.

2.4.1 METODOLOGIA PARA VALUAR LAS ACCIONES BAJO LAS CUALES ESTARAN SOMETIDOS LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Para la evaluación de las acciones que actúan en cada trabe se procedió de la siguiente manera:

En la figura 2.5 que mostramos a continuación tenemos una parte del nivel 3 de azotea. Auxiliandonos con ésta y con los pesos de cada elemento (trabes) y el peso de la losa que incluye la carga viva máxima y la carga muerta (peso propio de la losa, instalaciones, sobre carga, etc.), se realizó un análisis de cada trabe secundaria valuando las reacciones que le transmiten a cada elemento al que esté apoyado, así sucesivamente hasta obtener una descarga final de cada trabe principal a las columnas. Para una mejor comprensión de ésta metodología, a continuación realizaremos el procedimiento anteriormente descrito.

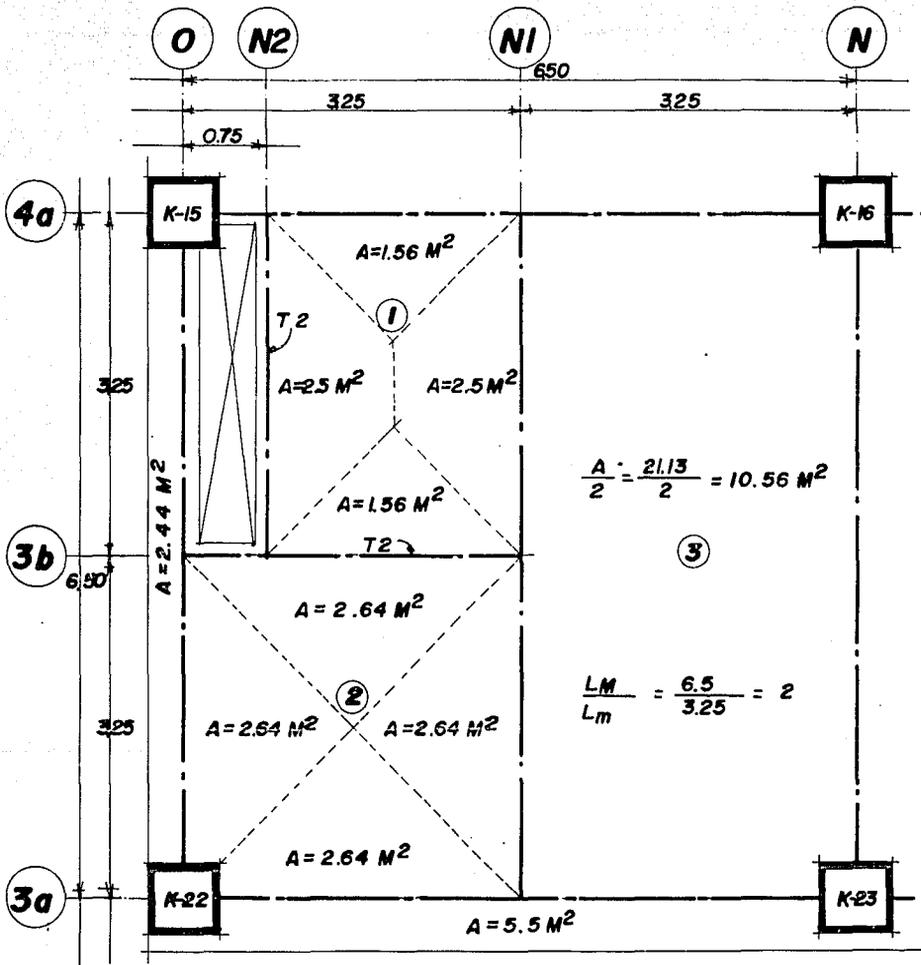


FIG. 2.5

Primeramente analizaremos las traveses secundarias, iniciando con la trabe T2, ubicada sobre el eje N2. Cabe aclarar que para fines de explicar el análisis de cargas, la trabe T2, está ubicada en el eje N2, aunque en el proyecto este eje no está definido, es decir en los planos estructurales no existe este eje. Lo mismo sucede con el eje 3b que ubica otra trabe T2 que también es secundaria.

Se inicia primeramente con la trabe del eje N2, pues necesitamos conocer la descarga de esta trabe, a la trabe secundaria ubicada sobre el eje 3b y la descarga a la trabe principal del eje 4a.

Las acciones que actúan sobre la trabe del eje N2 son las siguientes:

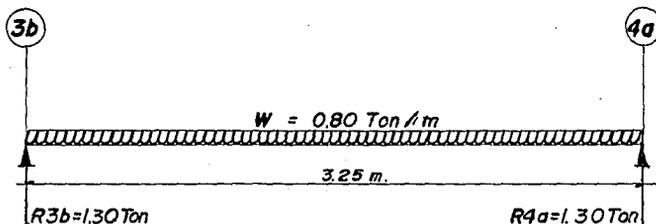
Peso propio trabe eje N2 = $(0.144 \text{ Ton/m})(3.25\text{m}) = 0.47 \text{ T.}$
 Peso de la losa = $(0.85 \text{ Ton/m}^2)(2.5\text{m}^2) = 2.13 \text{ T.}$

Peso total que actúa sobre la TRABE EJE N2 = 2.6 T.

Este peso lo consideramos como una carga uniformemente distribuida sobre la trabe.

$$W = \frac{2.60}{3.25} = 0.80 \text{ Ton/m}$$

Y analizaremos la trabe como una viga simplemente apoyada, para obtener sus reacciones que serán las descargas que transmiten a las traveses en las que se encuentra apoyada.



Así tenemos que en cada trabe que se apoya, le transmite una descarga de 1.30 Ton., dicha descarga la idealizamos como una carga puntual que actúa sobre las trabes de los ejes 3b y 4a, ubicada a una distancia que depende de la localización de la trabe T2. Se hace la aclaración que en el proyecto se tienen huecos para el paso de cables, como el que se observa en la figura, dichos huecos no se han definido completamente, tanto sus dimensiones como su localización, pudiendo variar estos datos dependiendo de las necesidades particulares del edificio, por lo que para el proyecto estructural el eje N2 lo ubicamos a 0.75 mts. del eje O; y el eje 3b lo consideraremos ubicado a 3.25 mts. tanto del eje 3a como del eje 4a al centro del claro.

Una vez conocidas las descargas de la trabe eje N2 podemos, analizar la trabe eje 3b, en la figura se muestra las áreas tributarias de la trabe eje 3b y como se puede ver sobre dicha trabe se consideran tres cargas. La primera de ellas es la reacción que le transmite la trabe analizada anteriormente, la segunda es producto del área tributaria del tablero de losa 1 y la tercera es producto del área tributaria del tablero de losa 2.

A continuación, indicamos las estimación de la segunda y tercera carga:

Peso propio de la trabe

$$\text{Eje 3b (T2)} = (0.144 \text{ Ton/m})(3.25\text{m}) = 0.47 \text{ T.}$$

Peso del tablero de la

$$\text{losa 2} = (0.85 \text{ Ton/m}^2)(2.64\text{m}^2) = 2.24 \text{ T.}$$

Peso que actúa a lo largo de toda la trabe

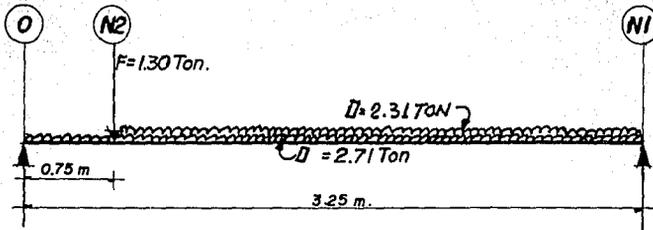
$$\text{eje 3b} = 2.71 \text{ T.}$$

El peso que anteriormente calculamos es el que actúa a lo largo de toda la trabe y el que podemos suponer como una carga uniformemente distribuida en toda la trabe. Pero también tenemos la carga debida a la losa del trablero 1, que actúa solamente hasta donde ubicamos el eje N2. A continuación calculamos la magnitud de dicha carga.

Peso del tablero

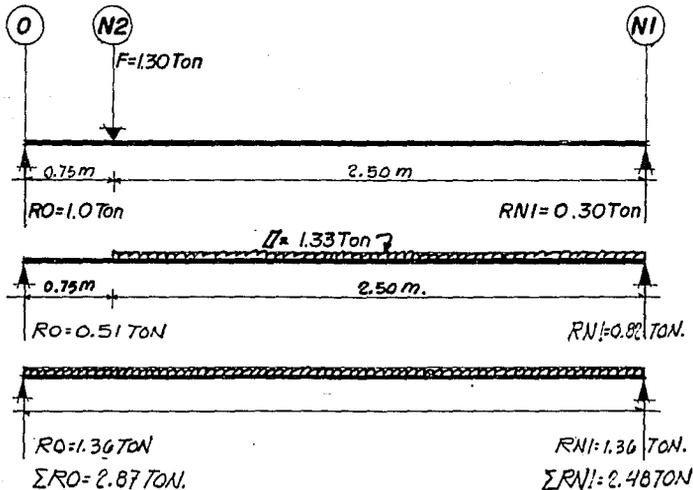
$$\text{de la losa 1} = (0.85 \text{ Ton/m}^2)(1.56 \text{ m}^2) = 1.33 \text{ T.}$$

La trabe del eje 3b quedará cargada de la siguiente forma:



En este caso indicamos las cargas totales, sin considerarlas como uniformemente distribuidas con el fin de mostrar que para el análisis el resultado es el mismo. Por lo tanto de ahora en adelante las cargas las indicaremos como las mostradas anteriormente.

Para que el análisis de las cargas de la trabe eje 3b sea más explícito las tres cargas que tenemos las analizaremos por separado, utilizando el criterio de superposición de cargas.



Al final de las tres vigas anotamos la suma total de las reacciones. Estas reacciones son las descargas que la trabe eje 3b transmite a la trabe principal eje 0 y a la trabe secundaria N1. Con estos datos contamos con todo lo necesario para analizar tanto a la trabe del eje 0, como a la trabe del eje N1. A continuación mostramos el análisis de la trabe ubicada en el eje 0.

La trabe del eje 0, esta sometida a tres acciones al igual que la trabe anterior; la primera de ellas es la reacción que le transmite la trabe analizada anteriormente, la segunda acción es provocada por el peso propio de la trabe más la porción de losa que sobresale al paño de las columnas, dicha carga es uniforme en toda la trabe. La tercera acción es la debida al peso del tablero de losa 2.

A continuación indicamos la estimación de la segunda y tercera acción:

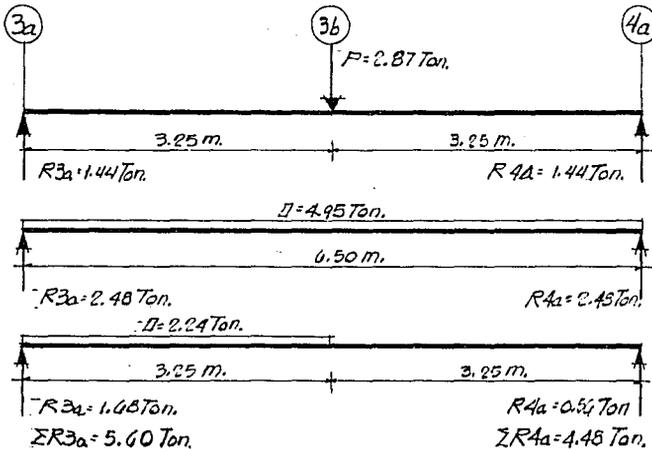
Peso propio de la trabe eje 0 = $(0.50 \text{ ton/m}) (5.75\text{m}) = 2.88\text{T}$.

Peso de la losa que actúa a lo largo de la trabe = $(0.85 \text{ ton/m}^2) (2.44\text{m}^2) = 2.07\text{T}$.

Peso que actúa a lo largo de toda la trabe eje 0 = $\overline{4.95\text{T}}$.

Peso del tablero de losa 2 = $(0.85 \text{ ton/m}^2) (2.64\text{m}^2) = 2.24\text{T}$.

Procedimiento de igual manera que en el caso anterior para el análisis de la trabe eje 0 tenemos las siguientes acciones:



Obteniéndose finalmente la reacción R3a que la trabe le transmite a la columna K-22, y la reacción R4a que la trabe transmite a la columna K-15. A continuación analizaremos la trabe secundaria del eje N1.

La trabe del eje N1, se encuentra sometida a cuatro acciones, la primera es la reacción que le produce la trabe del eje 3b (RN1=2.48 T) la segunda acción es la que produce el peso de la losa del tablero 1, la cual depende del área tributaria que se indica en la figura. La tercera acción es la debida a el peso de la losa del tablero 2, que también depende de se área tributaria. La cuarta acción a la que está expuesta la trabe es la debida al peso propio de esa misma, más el peso de la losa del tablero 3.

El R.C.D.F., marca para la consideración del área tributaria: "Que si en un tablero de losa, la relación $LM:Lm > 2$ (LM=Lado mayor; Lm=Lado menor), consideramos que la losa trabaja en una sola dirección, es decir la losa repartirá las cargas que actúen sobre ella en un solo sentido (sentido corto). En nuestro caso se cumple esta condición, por lo que la carga total debido a la losa del tablero 3, la mitad será transmitida a la trabe del eje N1 y la otra mitad será transmitido a la trabe del eje N.

De esta manera la trabe del eje N1, estará bajo la acción de las siguientes cargas:

Carga debida al peso de la losa del tablero 1:

$$= (0.85 \text{ ton/m}^2)(2.50\text{m}^2) = 2.13 \text{ T.}$$

Carga debida al peso de la losa del tablero 2:

$$= (0.85 \text{ ton/m}^2)(2.64\text{m}^2) = 2.24 \text{ T.}$$

Peso propio de la trabe

del eje N1: $= (0.44 \text{ ton/m})(6.20\text{m}) = 2.67 \text{ T.}$

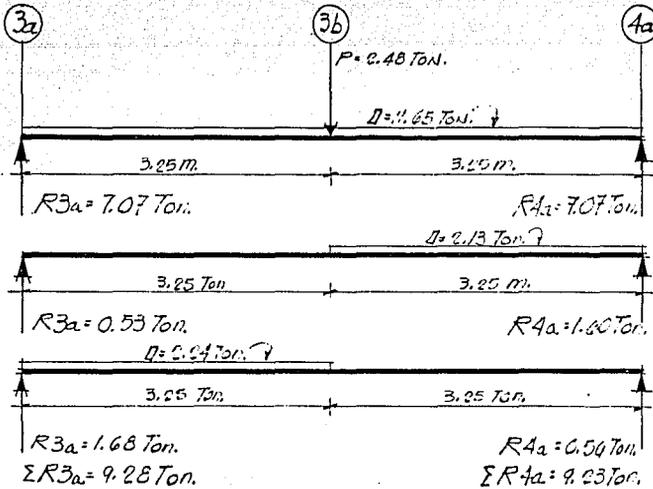
Peso de la losa del

tablero 3: $= (0.85 \text{ ton/m}^2)(10.56\text{m}^2) = 8.98 \text{ T.}$

Peso que actúa a lo largo de toda la trabe eje N1

$$= 11.65 \text{ T.}$$

Procediendo de igual manera que en el caso anterior tenemos:



Así obtenemos las reacciones que genera la trabe del eje N1 a la trabe del eje 4a (R_{4a}) y a la trabe del eje 3a (R_{3a}). A continuación analizaremos la trabe del eje 3a.

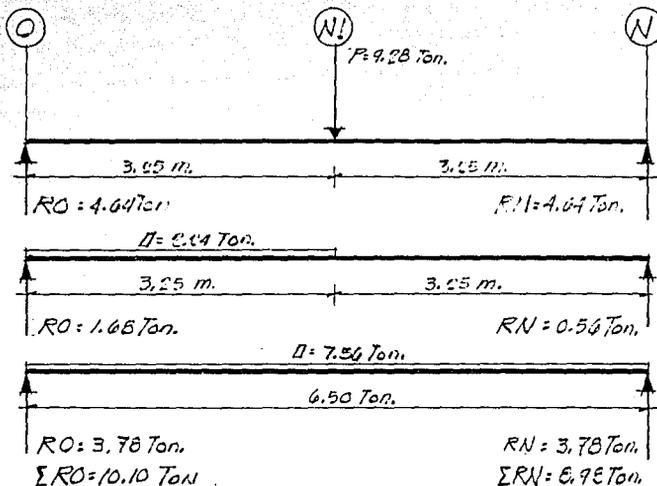
La trabe del eje 3a se encuentra bajo la acción de tres cargas: La primera es la reacción R_{3a} que le provoca la trabe del eje N1. La segunda acción es la producida por la carga del área tributaria del tablero de la losa 2. La tercera es debida al peso propio de la trabe más el peso de la losa en volado, cuya área se indica en la figura. De igual manera que en los casos anteriores calculamos la magnitud de las acciones descritas.

$$\begin{aligned} \text{Carga debida a la losa} & \\ \text{del tablero 2:} & = (0.85 \text{ ton/m}^2)(2.64\text{m}^2) = 2.24 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso propio de la} & \\ \text{trabe del eje 3a:} & = (0.50 \text{ ton/m})(5.75\text{m}) = 2.88 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso de la losa en} & \\ \text{volado:} & = (0.85 \text{ ton/m}^2)(5.50\text{m}^2) = 4.68 \text{ T.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso que actúa a lo largo de toda la} & \\ \text{trabe eje 3a:} & = 7.56 \text{ T.} \end{aligned}$$



Obtenemos dos cargas que actúan directamente a las columnas: la reacción $R_O = 10.10 \text{ T.}$, descarga a la columna K-22 y la reacción $R_N = 8.98 \text{ T.}$, descarga a la columna K-23.

Para finalizar el ejemplo sumaremos las dos reacciones que actúan a la columna K-22, las cuales son: La primera es la obtenida en el análisis de la trabe principal del eje O ($R_{3a} = 5.60 \text{ T}$), la segunda es la calculada anteriormente; ($R_O = 10.10 \text{ T}$). Dicha suma es la descarga a la columna K-22 que produce la carga viva máxima.

DESCARGA POR CARGA VERTICAL A LA COLUMNA K-22

$$= R_{3a} + R_O = 5.60 \text{ T.} + 10.10 \text{ T.} = 15.70 \text{ T.}$$

De esta manera se valoraron las acciones a las que están sometidas todas las trabes del proyecto, tanto trabes principales como secundarias. De igual manera se analizaron cada una de dichas trabes para obtener; en el caso de trabes secundarias en algunos casos y en otros las descargas a trabes principales. En el caso de las trabes principales se obtuvieron las descargas que le transmiten a las columnas que las soportan.

En el ejemplo tratado se valuó la carga viva máxima para el caso de la carga viva instantánea solo cambiaremos la magnitud de la carga que actúa en la losa, dichos valores los indicamos en cada uno de los niveles.

Así, como ya mencionamos anteriormente; en las dos plantas que presentamos por nivel con la carga viva máxima y la carga viva instantánea, en la primera de las plantas (que es la que corresponde a la carga viva máxima) indicamos las magnitudes de las acciones que actúan en cada trabe para tener esos datos como base en el siguiente Capítulo, cuando realicemos el análisis de la estructura por carga vertical. En la segunda planta que corresponde a la carga viva instantánea, tan solo presentamos las magnitudes de las descargas por columna, pues para el análisis por sismo, no es necesario tener las magnitudes de las acciones por cada trabe. Hay que aclarar que las descargas por columna en ambos casos no incluyen el peso propio de las columnas. Dicho peso se le adicionará al realizar el análisis en el siguiente Capítulo.

Por último haremos énfasis en lo laborioso que resultó el ejemplo anterior, por lo cual solo presentamos en los siguientes niveles, las plantas de cada uno con las acciones que actúan en cada elemento, mencionado nuevamente, que dichos valores se obtuvieron de la misma manera que en el ejemplo. Aclarando que en los niveles de entrepiso tenemos otros elementos, como son: muros, ventanales, perfiles, faldones, etc., cuyo peso también indicamos según la trabe en que actúen.

A continuación presentamos la simbología con la que indicamos cada una de las acciones para una mejor identificación de ellas en las plantas:

T	=	PESO DE TRABE
L	=	PESO DE LOSA
M	=	PESO DE MURO
V	=	PESO DE VENTANAL
P	=	PESO DE PRETIL
F	=	PESO DE FALDON
R	=	REACCION

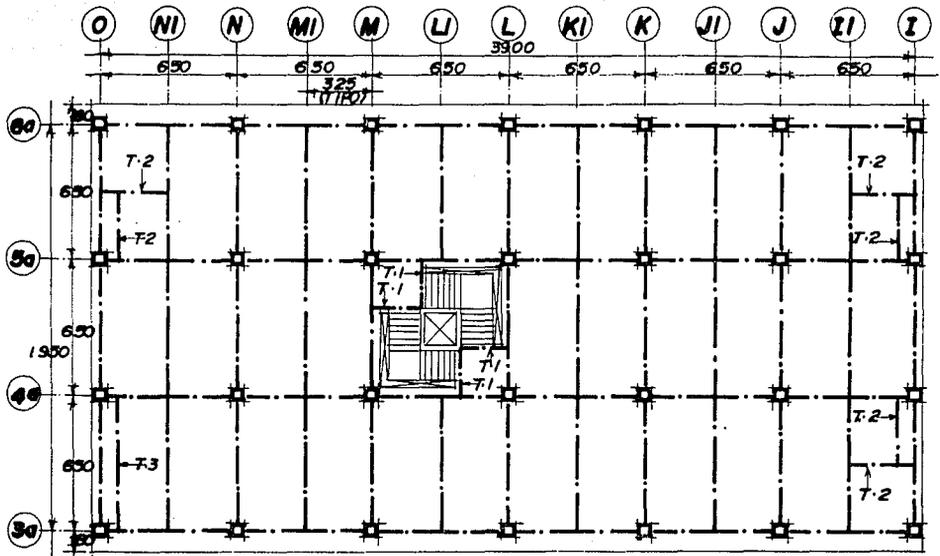


FIG. 2.6 PLANTA NIVEL 2 ENTREPISO

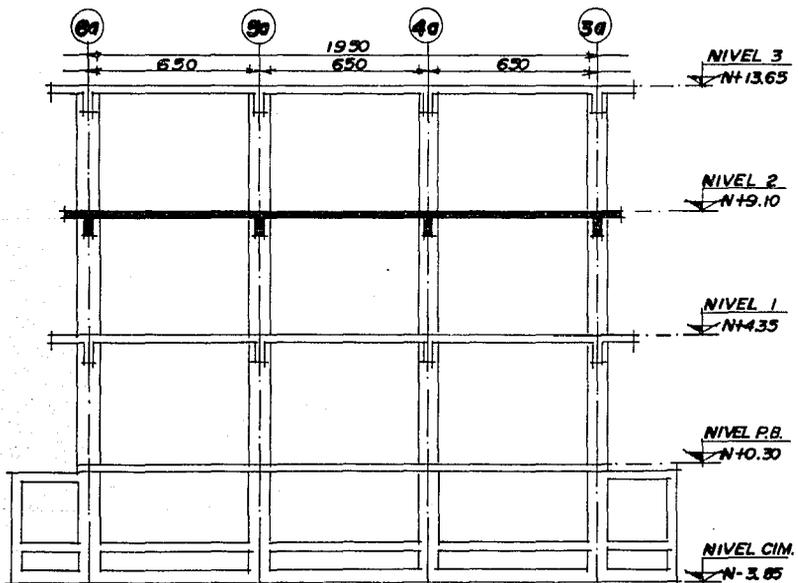


FIG. 2.7 CORTE ESQUEMATICO

2.5 ACCIONES EN EL NIVEL 2.

DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

ELEMENTO	DIMENSION
LOSA DE CONCRETO	12 cm.
SECCION DE TRABE T1	20 X 27.5 cm.
SECCION DE TRABE T2	20 X 40 cm.
SECCION DE TRABE T3	30 X 70 cm.
SECCION TRABE EJES: I, J, K, L, M, N, O 6a, 5a, 4a, 3a	30 X 80 cm.
SECCION DE TRABE EJES: I1, J1, K1, L1, M1 y N1	30 X 70 cm.
SECCION DE COLUMNAS:	75 X 75 cm.

De igual manera que en el caso anterior del nivel azotea, consideraremos primeramente el peso propio de los elementos estructurales, y - posteriormente consideraremos la carga debido a la losa.

CARGAS SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

TRABE T1	$W_{pp}=0.08$ Ton/m
TRABE T2	$W_{pp}=0.144$ Ton/m
TRABE T3	$W_{pp}=0.43$ Ton/m
TRABE EJES: I, J, K, L, M, N, O 6a, 5a, 4a, 3a	$W_{pp}=0.50$ Ton/m
TRABE EJES: I1, J1, K1, L1, M1, N1	$W_{pp}=0.43$ Ton/m
COLUMNAS:	$W_{pp}=1.35$ Ton/m
MUROS DE BLOCK HUECO TIPO INTERMEDIO: (15X20X40)	$W_{pp}=0.2$ Ton/m ²
VENTANALES:	$W_{pp}=0.06$ Ton/m ²
PRETIL EN CUBO DE ESCALERAS:	$1.05 \times 0.1 \times 2.4 = 0.25$ Ton/m

CARGA MUERTA CONSIDERADA SOBRE LA LOSA DE ENTREPISO DEL NIVEL 2.

	CARGA VERTICAL	CARGA INSTANTANEA
LOSA DE CONCRETO 12 cm.	0.29 Ton/m ²	0.29 Ton/m ²
PISO	0.12 Ton/m ²	0.12 Ton/m ²
PLAFON	0.02 Ton/m ²	0.02 Ton/m ²
INSTALACIONES	0.02 Ton/m ²	0.02 Ton/m ²
SOBRECARGA (R.C.D.F.)	0.04 Ton/m ²	0.04 Ton/m ²
	<u>0.49 Ton/m²</u>	<u>0.49 Ton/m²</u>
	+	
<u>CARGA VIVA</u>	0.30 Ton/m ²	0.18 Ton/m ²

CARGA VIVA CONSIDERADA EN EL NIVEL 2:

SE CONSIDERO LA MISMA CARGA
VIVA EN TODA EL AREA DE
ESTA PLANTA.

$$0.790 \text{ Ton/m}^2 \quad 0.670 \text{ Ton/m}^2$$

CARGA TOTAL CONSIDERADA EN
LOSA DE ENTREPISO 2^º NIVEL

$$= \underline{0.80 \text{ Ton/m}^2} \quad \underline{0.70 \text{ Ton/m}^2}$$

En la figura 2.8 mostramos una planta esquemática del Nivel 2 de ----
entrepiso, en la cual, se indican las cargas y los pesos de los elementos mos---
trados anteriormente, además de las magnitudes de las acciones que suponemos
gravitarán sobre cada una de las trabes principales a cada una de las colum-
nas. Dichas magnitudes son las que utilizaremos en el Capítulo 3 para -
analizar la estructura por carga vertical máxima.

En la figura 2.9 corresponde a una planta esquemática del nivel 2,
en ésta se muestra el caso de carga viva instantánea, con ésta analizaremos
la estructura por fuerza horizontal o debida a sismo, en el siguiente Capítulo.
Para este trabajo no se hace necesario las magnitudes de las acciones que
actúan en cada trabe, por lo tanto solo tenemos las descargas finales de
las trabes principales hacia las columnas.

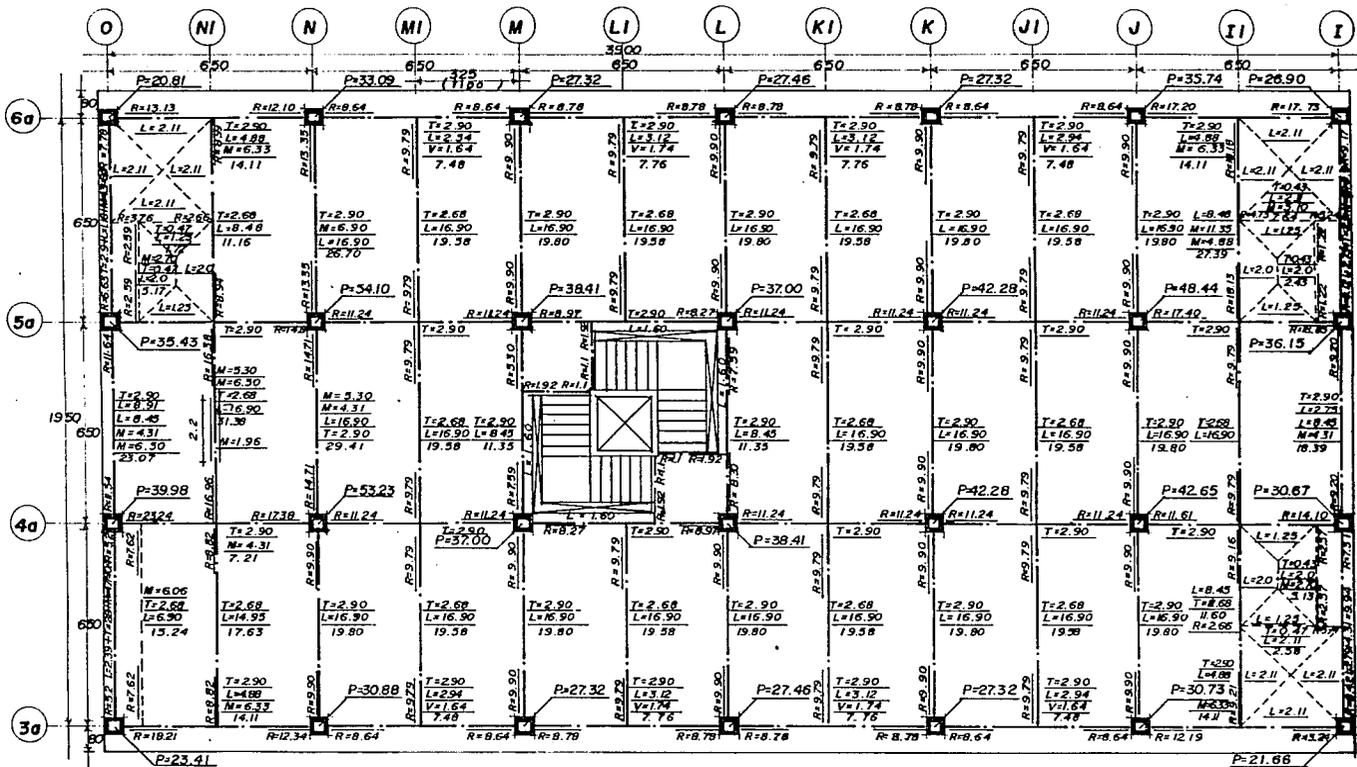


FIG. 2.8 CARGA MUERTA + CARGA VIVA MAXIMA NIVEL 2

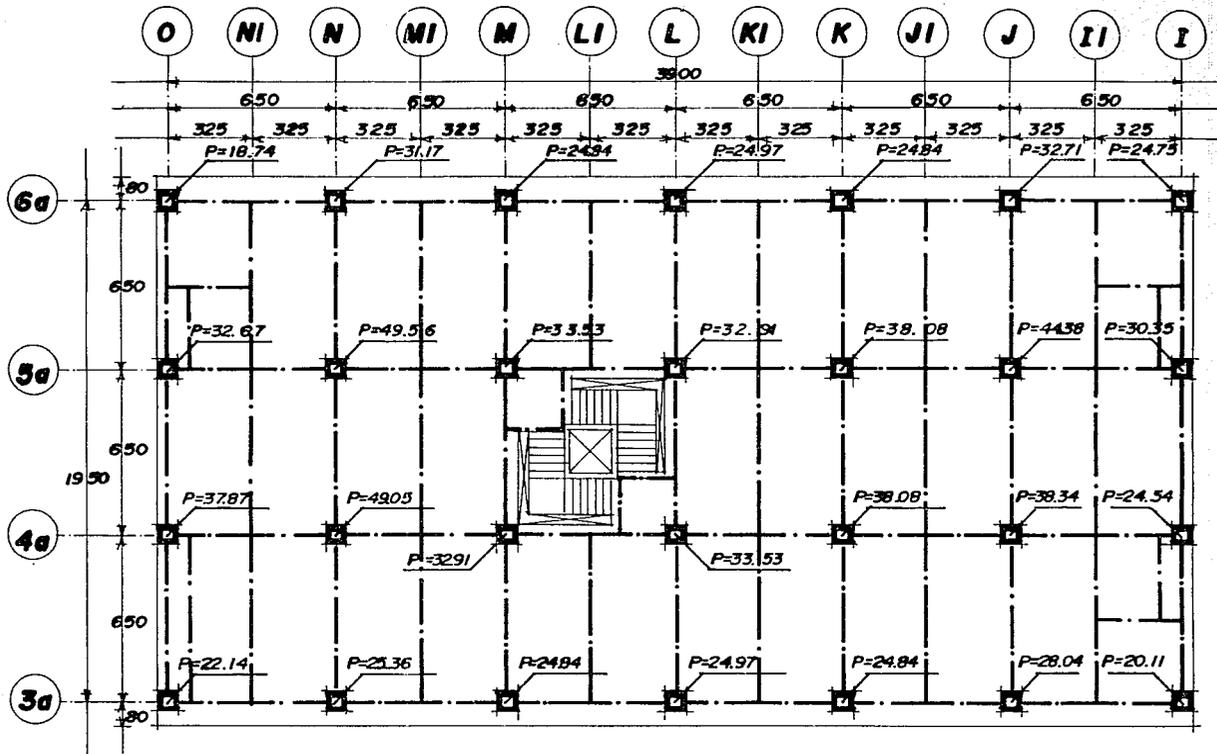


FIG. 2.9 CARGA MUERTA + CARGA VIVA INSTANTANEA NIVEL 2

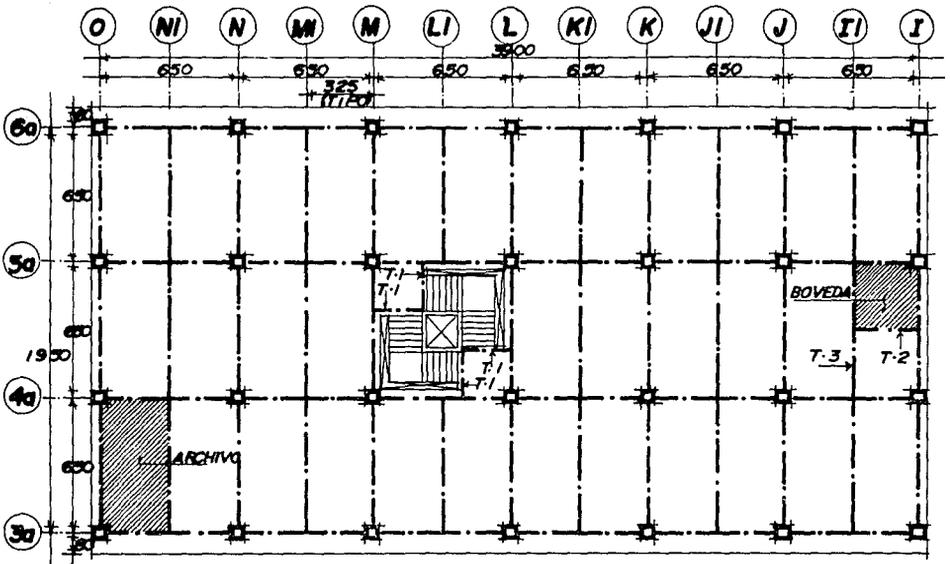


FIG. 2.10 PLANTA NIVEL I ENTREPISO

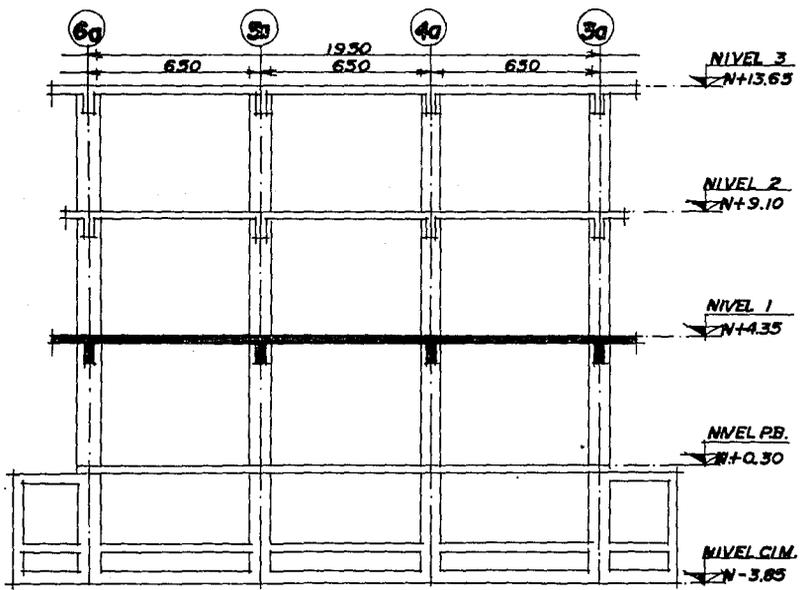


FIG. 2.11 CORTE ESQUEMATICO

2.6 ACCIONES EN EL NIVEL 1.

DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

ELEMENTO	DIMENSION
LOSA DE CONCRETO	12 cm.
SECCION DE TRABE T1	20 X 27.5 cm.
SECCION DE TRABE T2	20 X 40 cm.
SECCION DE TRABE EJES: I, J, K, L, M, N, O 6a, 5a, 4a, 3a	30 X 80 cm.
SECCION DE TRABE EJES: I1, J1, K1, L1, M1 y N1	30 X 70 cm.
SECCION DE COLUMNAS:	75 X 75 cm.
PRETIL EN CUBO DE ESCALERAS:	10 X 105 cm.
FALDON:	15 X 80 cm.
MURO DE CONCRETO EN BOVEDA M-1	20 cm.

CARGAS SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

TRABE T1	Wpp=0.08 Ton/m
TRABE T2	Wpp=0.144 Ton/m
TRABES EJES: I, J, K, L, M, N, O 6a, 5a, 4a, 3a	Wpp=0.50 Ton/m
TRABES EJES: I1, J1, K1, L1, M1, N1, O1	Wpp=0.43 Ton/m
COLUMNAS:	Wpp=1.35 Ton/m
PRETIL DE ESCALERAS:	Wpp=0.25 Ton/m
FALDON:	Wpp=0.25 Ton/m
MURO DE CONCRETO M-1	Wpp=0.48 Ton/m ²
VENTANALES	Wpp=0.06 Ton/m ²
MURO DE BLOCK HUECO:	Wpp=0.20 Ton/m ²

CARGA MUERTA CONSIDERADA SOBRE LOSA DE ENTREPISO DEL NIVEL 1.

	CARGA VERTICAL	CARGA INSTANTANEA
LOSA DE CONCRETO	0.29 Ton/m ²	0.29 Ton/m ²
PISO	0.12 Ton/m ²	0.12 Ton/m ²
PLAFON	0.02 Ton/m ²	0.02 Ton/m ²
INSTALACIONES	0.02 Ton/m ²	0.02 Ton/m ²
SOBRECARGA (R.C.D.F.)	<u>0.04 Ton/m²</u>	<u>0.04 Ton/m²</u>
	0.49 Ton/m ²	0.49 Ton/m ²

CARGA VIVA CONSIDERADA SOBRE LA LOSA DE ENTREPISO NIVEL 1.

Como se observa en la planta, en éste nivel se tienen varias áreas, que cumplan funciones diferentes, por lo que tendremos acciones también diferentes, las cuales se indican a continuación.

ZONA DE ARCHIVO

	CARGA VERTICAL	CARGA INSTANTANEA
CARGA VIVA	$\frac{0.35 \text{ Ton/m}^2}{0.84 \text{ Ton/m}^2}$	$\frac{0.25 \text{ Ton/m}^2}{0.74 \text{ Ton/m}^2}$
CARGA TOTAL CONSIDERADA EN LOSA DE ARCHIVO:	= 0.85 Ton/m ²	0.75 Ton/m ²

ZONA DE BOVEDA

CARGA VIVA	$\frac{0.50 \text{ Ton/m}^2}{0.99 \text{ Ton/m}^2}$	$\frac{0.40 \text{ Ton/m}^2}{0.89 \text{ Ton/m}^2}$
CARGA TOTAL CONSIDERADA EN LOSA DE BOVEDA:	= 1.0 Ton/m ²	0.90 Ton/m ²

RESTO DE LA PLATA

CARGA VIVA	$\frac{0.30 \text{ Ton/m}^2}{0.79 \text{ Ton/m}^2}$	$\frac{0.18 \text{ Ton/m}^2}{0.67 \text{ Ton/m}^2}$
CARGA TOTAL CONSIDERADA EN LOSA, RESTO DE LA PLANTA:	= 0.80 Ton/m ²	0.70 Ton/m ²

Considerando éstas cargas, a continuación se presentan dos plantas del nivel 1.

En la figura 2.12, las cargas que se encuentran actuando en cada trabe, dichas cargas son las que en el Capítulo siguiente utilizaremos en el análisis de la estructura por carga vertical máxima. En la figura 2.13 presentamos el caso de carga instantánea, la cual utilizaremos para valuar la fuerza horizontal que actuará en la estructura, dicha fuerza la que se considere en el análisis de la estructura por sismo.

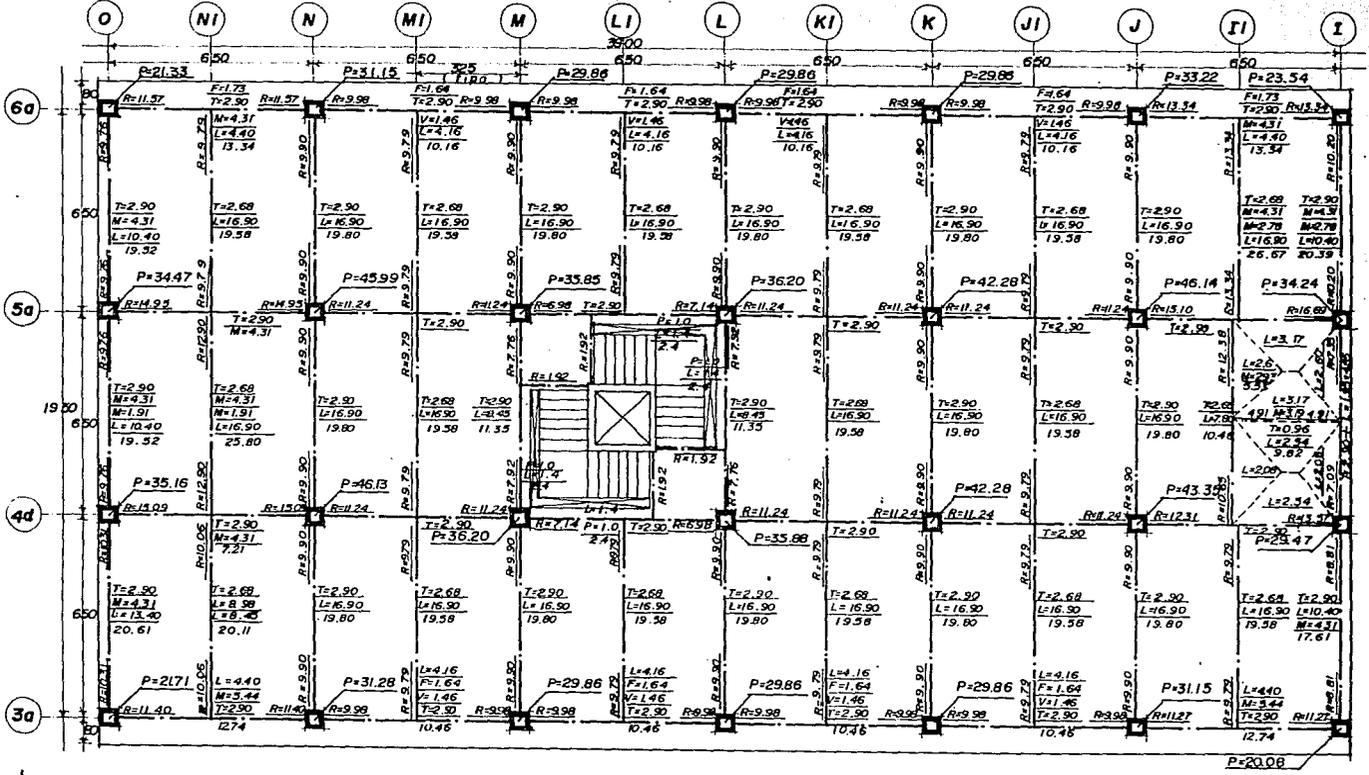


FIG.2.12 CARGA MUERTA + CARGA VIVA MAXIMA NIVEL I

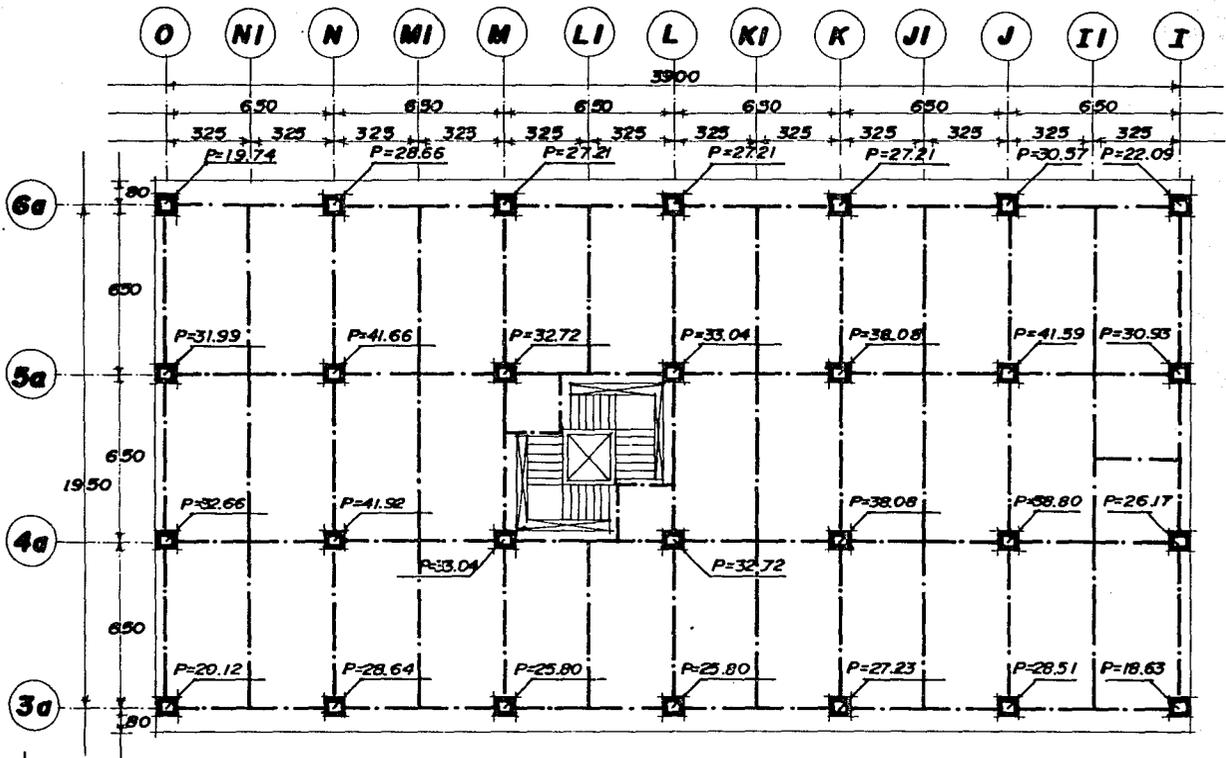


FIG. 2.13 CARGA MUERTA + CARGA VIVA INSTANTANEA NIVEL I

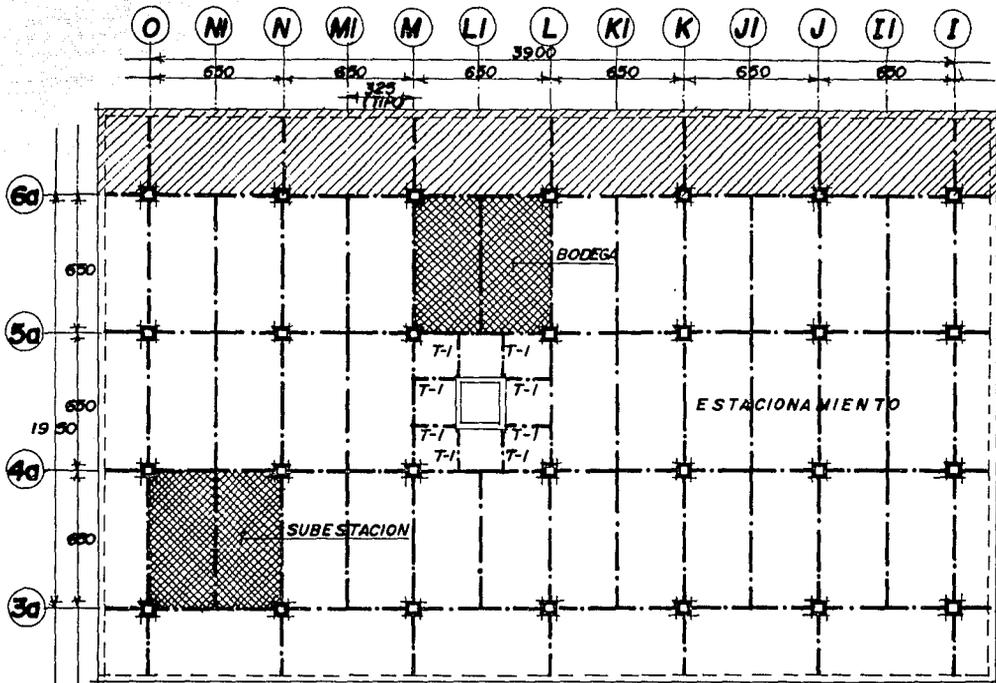


FIG. 2.14 NIVEL PLANTA BAJA

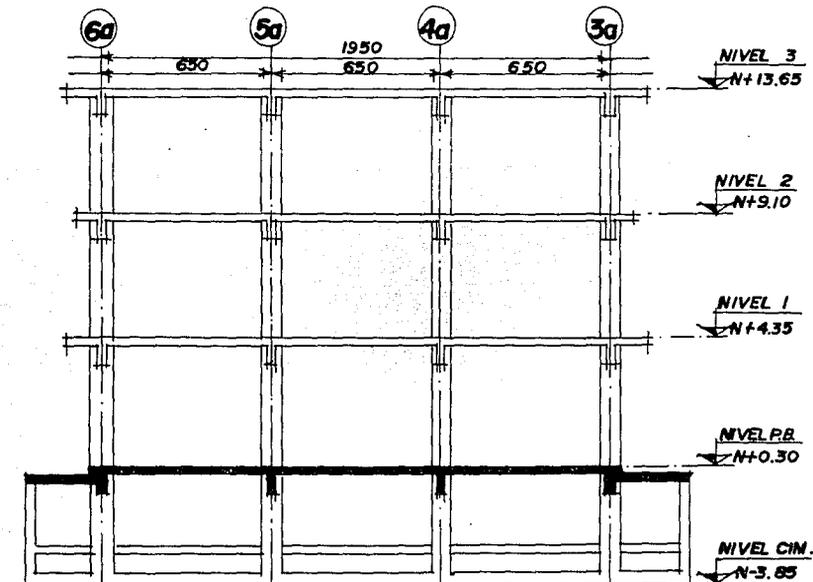


FIG. 2.15 CORTE ESQUEMATICO

2.7 ACCIONES EN EL NIVEL PLANTA BAJA

DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

ELEMENTO	DIMENSION
LOSA DE CONCRETO	12 cm.
LOSA DE CONCRETO	15 cm.
SECCION DE TRABE T-1	20 X 27.5 cm.
SECCION DE TRABE EJES: I, J, K, L, M, N, O 3a, 4a, 5a	30 X 70 cm. 30 X 80 cm.
SECCION DE TRABE EJE 6a:	30 X 70 cm. 30 X 76 cm. 30 X 80 cm.
SECCION DE TRABE EJES I1, J1, K1, L1, M1, N1	30 X 70 cm.
SECCION DE COLUMNAS:	75 X 75 cm.

CARGAS SOBRE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

TRABE T1		$w_{pp}=0.08 \text{ Ton/m}$
TRABE EJES: I, J, K, L, M, N, O, 3a, 4a, 5a	30 X 70 30 X 80	$w_{pp}=0.43 \text{ Ton/m}$ $w_{pp}=0.50 \text{ Ton/m}$
TRABE 6a:	30 X 70 30 X 76 30 X 80	$w_{pp}=0.43 \text{ Ton/m}$ $w_{pp}=0.48 \text{ Ton/m}$ $w_{pp}=0.50 \text{ Ton/m}$
TRABE EJES: I1, J1, K1, L1, M1, N1, COLUMNAS:	30 X 70	$w_{pp}=0.43 \text{ Ton/m}$ $w_{pp}=1.35 \text{ Ton/m}$
MURO DE BLOCK HUECO TIPO INTERMEDIO:		$w_{pp}=0.20 \text{ Ton/m}^2$

CARGA MUERTA SOBRE LA LOSA DEL NIVEL P.B.

	CARGA VERTICAL
LOSA DE CONCRETO 12 cm.	0.29 Ton/m ²
PISO	0.12 Ton/m ²
INSTALACIONES	0.02 Ton/m ²
SOBRECARGA (R.C.D.F.)	0.04 Ton/m ²
	<u>0.47 Ton/m²</u>

CARGA VIVA CONSIDERADA SOBRE LA LOSA DEL NIVEL DE PLANTA BAJA, POR LO QUE ACTUARAN ACCIONES TAMBIEN DIFERENTES, A CONTINUACION INDICAMOS DICHAS CARGAS:

ZONA DE ESTACIONAMIENTO
Y ZONA DE BODEGA:

$$\begin{array}{r} \text{C.M.} = 0.47 \text{ Ton/m}^2 \\ \text{C.V.} = 0.30 \text{ Ton/m}^2 \\ \hline 0.77 \text{ Ton/m}^2 \end{array}$$

CARGA TOTAL CONSIDERADA EN
LOSA DE ESTACIONAMIENTO:

$$= 0.80 \text{ Ton/m}^2$$

ZONA DE SUBESTACION:

$$\begin{array}{r} \text{C.M.} = 0.47 \text{ Ton/m}^2 \\ \text{C.V.} = 0.80 \text{ Ton/m}^2 \\ \hline 1.27 \text{ Ton/m}^2 \end{array}$$

CARGA TOTAL CONSIDERADA EN
LA LOSA DE SUBESTACION:

$$= 1.30 \text{ Ton/m}^2$$

En éste caso únicamente tenemos una figura (Fig. 2.16), en la cual tenemos las cargas que gravitan sobre las trabes, estas son las que en el siguiente Capítulo utilizaremos para analizar la estructura por carga vertical máxima. No presentamos las magnitudes de la carga instantánea debido a que en éste nivel empotraremos la estructura, por lo tanto este peso no provocará aceleración a la estructura, puesto que en éste nivel la aceleración será cero.

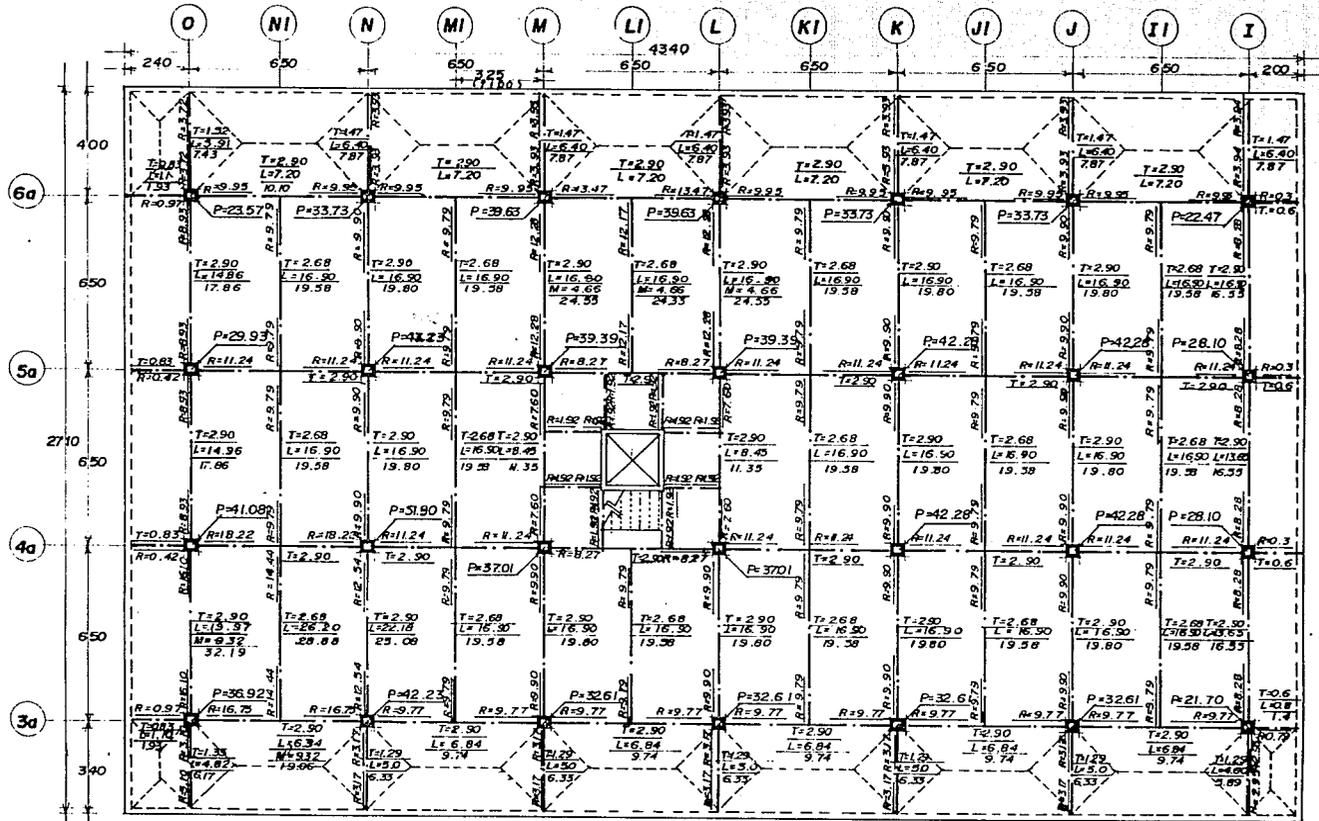


FIG.2.16 CARGA MUERTA + CARGA VIVA MAXIMA NIVEL PLANTA BAJA

CAPITULO 3 ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1 OBJETIVO.

En la etapa del análisis, la finalidad primordial es determinar las respuestas de la estructura, o sea los efectos que las acciones producen en la estructura. Estos efectos se describen en términos de fuerzas internas, esfuerzos, flechas y deformaciones.

No debe perderse de vista que lo que se está manejando en esta etapa son: "MODELOS ANALITICOS" de la estructura. Por esta razón, la etapa del análisis puede considerarse dividida en dos partes:

- 1) DETERMINACION DEL MODELO ANALITICO QUE NOS REPRESENTA A LA ESTRUCTURA Y A LAS ACCIONES QUE SOBRE ESTA SE EJERCEN.
- 2) UNA SEGUNDA PARTE QUE CONSISTE EN LA SOLUCION DEL PROBLEMA ANALITICO ASI PLANTEADO.

Por muy precisa que sea la solución analítica, sus resultados solo serán indicativos de la respuesta de la estructura real en la medida en que el modelo analizado represente fielmente sus propiedades esenciales.

3.2 DETERMINACION DEL MODELO ANALITICO DE LA ESTRUCTURA

El modelo analítico de la estructura con el cual se realizará el análisis está integrado por las siguientes partes:

- a) MODELO GEOMETRICO: Este es un esquema que representa las principales características geométricas de la estructura. Su determinación implica identificar la parte de la construcción que desarrolla funciones estructurales y eliminar la parte que no influye significativamente en la respuesta de la estructura. Requiere representar la estructura por medio de un arreglo de componentes estructurales básicos, cuyo comportamiento estructural pueda conocerse (barras, placas, resortes, arcos, cascarones, etc.) y definir las propiedades geométricas "EQUIVALENTES" de estos componentes básicos.

La mayoría de las construcciones requieren para su análisis

el planteamiento de modelos muy refinados. Para el caso de nuestro proyecto involucra una serie de simplificaciones para llegar al modelo estructural. Como se trata de un edificio de varios pisos con una estructura de concreto de configuración regular, además de presentar el proyecto las plantas de cada nivel iguales y una distribución de áreas muy simétricas y regulares. Resulta correcto de extraer de ésta construcción un modelo estructural como el que se muestra en las figuras 3.1, 3.2 y 3.3.

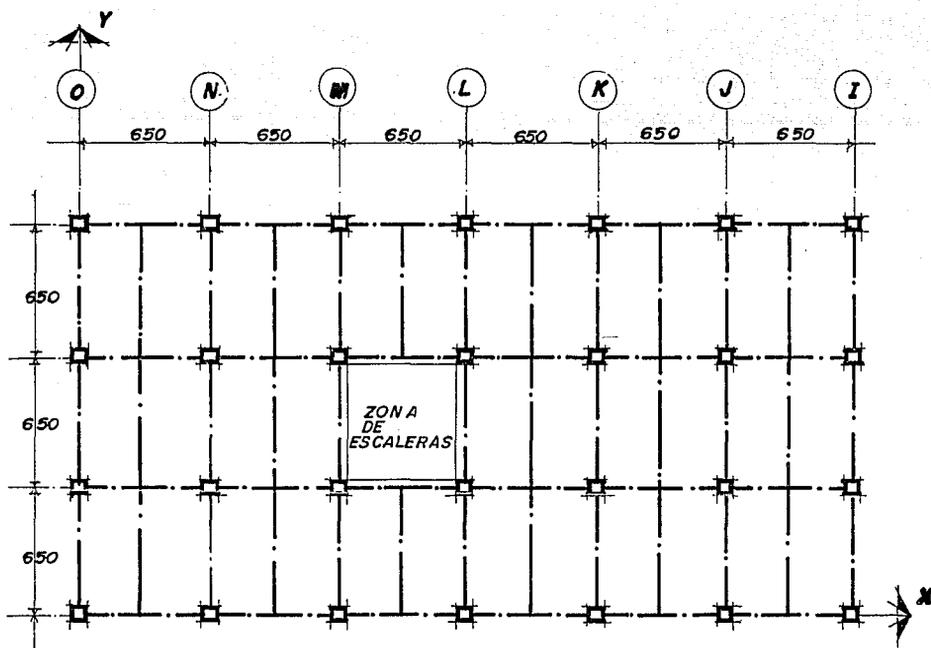


FIG. 3.1 PLANTA TIPO NIVELES 1, 2 y 3

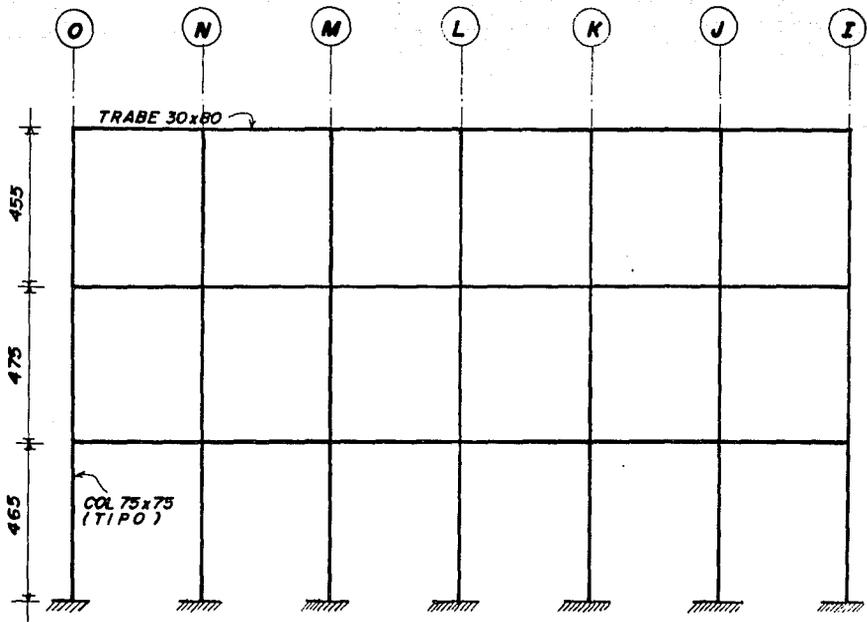


FIG. 3.2 MODELO GEOMETRICO QUE NOS REPRESENTA LOS MARCOS LONGITUDES EJES 3a, 4a, 5a y 6a (PARALELOS EJE X')

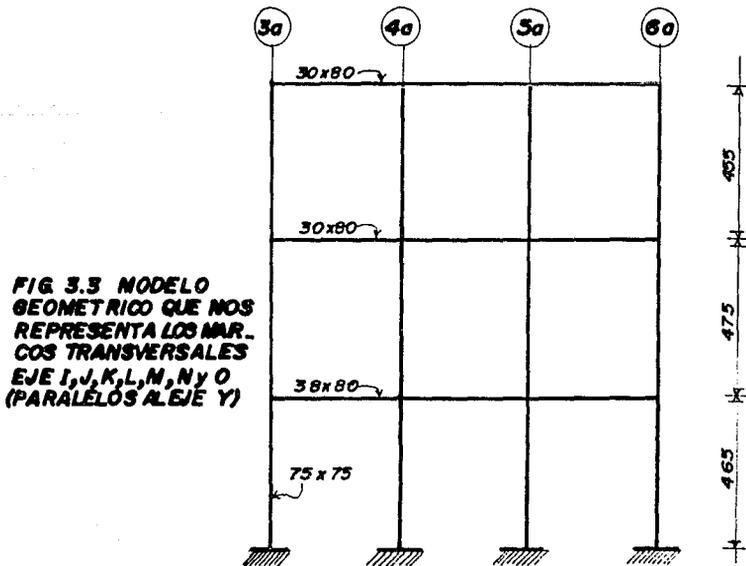


FIG 3.3 MODELO GEOMETRICO QUE NOS REPRESENTA LOS MARCOS TRANSVERSALES EJE I, J, K, L, M, N y O (PARALELOS ALEJE Y)

Como se observa la idealización del modelo geométrico es a base de marcos planos en dos direcciones, presentandose dos tipos de marcos:

- El primer tipo nos representa a los marcos longitudinales, paralelos al eje "X" el cual por tener los elementos estructurales (vigas y columnas) las mismas secciones así como la misma longitud de claros y el mismo número de crujeas, podemos establecer una analogía entre los 4 marcos de los ejes 3a, 4a, 5a y 6a. Es decir que la rigidez de dichos marcos será la misma en los cuatro casos.
- El segundo tipo es el que nos ejemplifica a los marcos transversales, paralelos al eje "Y", este marco corresponde a los ejes I, J, K, L, M, N, y O. Al igual que en el caso anterior establecemos una analogía entre estos 7 marcos, por las mismas razones citadas anteriormente.

El modelar la estructura mediante marcos bidimensionales independientes resulta aceptable si el arreglo de los elementos principales de la estructura y la distribución de las cargas no son muy irregulares. Dichas condiciones se cumplen en nuestro proyecto.

Se ignoraran en ésta idealización diversos elementos que influyen en la respuesta estructural. En principio todo elemento que interfiere con la deformación toma esfuerzos a raíz de dicha interferencia, influye en la respuesta y debería considerarse como estructura. Sin embargo esta influencia es despreciable si la rigidez del elemento en cuestión es muy inferior a la de los elementos estructurales principales. Esta consideración permite ignorar en el modelo estructural elementos tales como ventanería, ductos de instalaciones, plafones y cancelas; cuya rigidez es muy baja. Sin embargo, otros componentes como los pretiles de concreto en fachada y el firme de mortero sobre los pisos, no parece tener una contribución despreciable a la respuesta ante cargas verticales, a la vez que el efecto de los muros de bloques de concreto y de las losas inclinadas de escaleras parece significativa en la respuesta ante cargas laterales. Estos elementos suelen ignorarse por las siguientes razones:

- Por lo que respecta a muros, faldones y pretiles del proyecto, se construirán de manera que queden desligados de la estructura principal, es decir en los planos estructurales se marcarán juntas entre los muros y la estructura principal, de esta manera no proporcionarán rigidez a nuestros marcos.

Los pretillos y faldones no se anclarán a las columnas, únicamente se fijarán al sistema de piso por medio de bastones, y al no tener apoyo, no podrán someterse a las acciones de la carga vertical.

- Los firmes de mortero sobre los pisos y las rampas de escaleras, se desprecian porque su contribución es poco confiable debido a que se construyen sin control de calidad estructural y porque es conservador no tomarlos en cuenta.

Los marcos bidimensionales, anteriormente además de ignorar los elementos no estructurales, elimina también otros que son claramente parte de la estructura como las losas y las vigas secundarias. El modelo en cuestión pretende representar la respuesta global de la estructura ante sistemas de cargas que le afectan en su conjunto por ello, esquematiza la estructura por medio de un conjunto de elementos estructurales -- "PRINCIPALES" en cuanto que afectan la respuesta de conjunto, elimina algunos elementos estructurales "SECUNDARIOS" en cuanto que solo tienen una influencia en la respuesta, es decir únicamente transmiten las cargas a los elementos estructurales --- principales.

Con el gran desarrollo que ha tenido la computación y con los modernos programas de análisis estructural es posible analizar un modelo más completo y complejo que el que mostramos aquí y que incluya las losas, vigas secundarias, que tome en cuenta aberturas en las losas y otras irregularidades locales. Sin embargo en estructuras ordinarias como la nuestra no se justifica la laboriosa tarea de preparación e interpretación de datos que el análisis de un modelo de este tipo requiere, así como el costo que tiene este análisis aun cuando se realice por computadora. Por otra parte no se debe olvidar el objetivo de este trabajo, que es el de mostrar una forma práctica y hasta cierto punto sencilla de resolver la estructura de un edificio. Por esto tomamos como aceptable el modelar la estructura mediante marcos bidimensionales.

La simplificación de la estructura mediante su descomposición en subsistemas independientes, cada vez más elementales, puede llevarse más adelante: por ejemplo, para el análisis del sistema de piso ante cargas verticales, cuando la estructura es regular, es aceptable considerar cada piso en forma independiente con modelos como el de la figura 3.4.

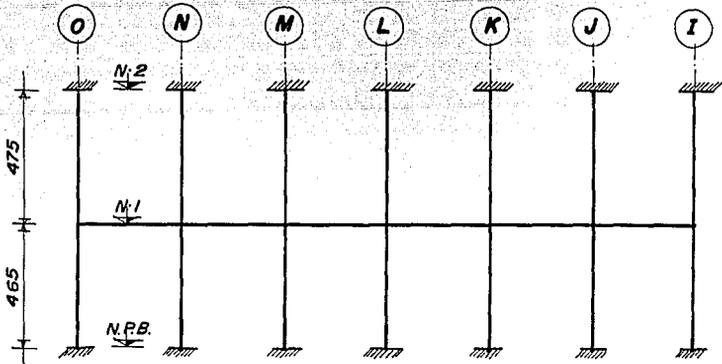


FIG. 3.4 MODELO ANALITICO DEL SISTEMA DE PISO NIVEL I (EJE LONGITUDINAL)

Con modelos como los mostrados en la Fig. 3.4 podríamos realizar el análisis de la estructura por cargas verticales. Pero por razones que se mencionaran más adelante, dicho análisis se realizará por medio de un Paquete de Computación.

- b) **MODELO DE LAS CONDICIONES DE CONTINUIDAD EN LAS FRONTERAS:** Debe establecerse cómo cada elemento estará conectado a sus adyacentes (si a través de un nudo rígido o permitiendo algún tipo de deformación relativa) y cuáles son las condiciones de apoyo de la estructura (empotramiento, apoyo libre, etc.)

En el modelo analítico especificamos las condiciones de --- continuidad entre un elemento y otro y las fronteras entre la estructura y sus apoyos.

Las condiciones de continuidad entre los elementos de nuestra estructura dependerá esencialmente del detalle constructivo con que se resuelva la conexión. Se puede lograr un nudo rígido, o sea uno en el que no existan deformaciones concentradas que permitan movimientos relativos entre los dos elementos que se conectan, o se puede detallar la conexión de manera que se libere alguna restricción sea de desplazamiento o de giro, logrando, por ejemplo, una articulación. En el modelo de nuestros marcos supondremos nudos rígidos, dicha suposición será congruente con el tipo de conexión que especificaremos en los planos estructurales. La razón para suponer nudos rígidos de debe a que en la construcción de estructuras de concreto reforzado colado en el lugar, el monolitismo obliga al diseño de uniones continuas y es necesario detallar el refuerzo de manera que se puedan resistir las fuerzas causadas por esta continuidad y se eviten fallas locales en la conexión, - por otra parte, la continuidad hace a la estructura más rígida y permite soluciones más económicas.

Por lo que respecta a las desventajas que tiene el darle - continuidad a los elementos de la estructura; podemos decir que esto produce hiperestaticidad y, por lo tanto, vuelve más laborioso el análisis. Otra desventaja de la continuidad es que hace a la estructura sensible a los cambios volumétricos por temperatura y a los hundimientos diferenciales.

Al realizar una comparación de las ventajas y desventajas de la continuidad de los elementos, resulta más conveniente el darles la continuidad a los elementos.

Las condiciones de apoyo de la estructura sobre el terreno dependen del tipo de cimentación que se proporcione y de las propiedades del subsuelo. Se acostumbra modelar el apoyo con una de las condiciones extremas, empotramiento o articulación, aunque generalmente las condiciones serán intermedias, y deberían ser presentadas por medio de resortes que reprodujeran la rigidez de la cimentación. Las incertidumbres en las propiedades del suelo y su variación con el tiempo, hacen poco predecibles las características de estos resortes y justifican considerar las condiciones extremas más representativas. En el modelo analítico de nuestro proyecto, supondremos un empotramiento de las columnas a la cimentación, pues como se mencionó en el Capítulo 1, la cimentación es a base de un cajón de cimentación, con una retícula de contrarribas en ambos sentidos de la estructura. Dicho sistema de cimentación nos proporciona las condiciones necesarias para suponer un empotramiento de las columnas en la cimentación.

- c) **MODELO DE COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES:** Debe suponerse una relación acción-respuesta (o sea esfuerzo-deformación) del material que compone la estructura. Normalmente el análisis se realiza con procedimientos que implican la hipótesis de que el comportamiento de la estructura es lineal y se adoptan en el modelo las propiedades elásticas representativas del comportamiento de la estructura. Esta hipótesis es aceptable y conveniente en prácticamente todos los casos, razón por lo que tomaremos como válida esta consideración en nuestro proyecto.
- d) **MODELO DE LAS ACCIONES IMPUESTAS:** Las acciones que afectan la estructura para una condición dada de funcionamiento, se representan por conjuntos de cargas o deformaciones impuestas. Los problemas relacionados con la modelación de dichas cargas se ha tratado en el Capítulo anterior.

3.3 ANALISIS DEL MODELO ESTRUCTURAL

Una vez definido el modelo analítico que nos representa a nuestra estructura, procederemos a realizar el análisis de dicho modelo, el conjunto de estas actividades conforme la segunda parte en la que se divide el Capítulo del análisis.

A su vez el análisis se divide en dos partes; la primera de ellas consiste en determinar los elementos mecánicos y desplazamientos en la estructura debidos a las cargas laterales o fuerzas debidas a sismo. Se debe hacer la aclaración que nuestra estructura estará sometida a dos acciones eventuales que nos producirán cargas laterales en ésta. La primera es la acción del sismo y la segunda es la debida a viento. En rigor se debería realizar un análisis para determinar la magnitud de las fuerzas que cada una de estas acciones provoca en la estructura y así determinar cual de estas predomina pero considerando que la altura del edificio no es muy grande y que en el D.F. no se tienen vientos de gran magnitud, deducimos que la acción que predomina es la debida a sismo.

La segunda parte de este subcapítulo consiste en realizar un análisis de la estructura para determinar los elementos mecánicos que nos produzcan las cargas verticales o cargas permanentes. A continuación iniciaremos los aspectos relacionados con el análisis sísmico.

3.3.1 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA BAJO CARGAS LATERALES O DEBIDAS A SISMO.

Las normas técnicas complementarias para diseño por sismo permiten, en su sección 2, que el análisis sísmico de edificios con altura menor de 60 mts., se realice de acuerdo con el método estático, que se describe en la sección 8.

La aplicación de este método consta esencialmente de los siguientes pasos:

- a) Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales que actúan en los centros de masas de los pisos, en dos direcciones ortogonales.
- b) Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (marcos y/o muros).
- c) Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan.

En este Subcapítulo se tratarán los puntos a y b, según lo especifica la sección 8 de las Normas Técnicas para el diseño por sismo. El punto C que trata sobre el análisis del modelo estructural, se realizará mediante un programa de computadora y únicamente describimos los datos requeridos por el programa y los resultados que obtenemos de éste.

Antes de iniciar el análisis sísmico estático, se requiere determinar ciertas características particulares de la estructura en estudio. Dichas características son: El peso o masa de cada uno de los niveles, el centro de gravedad de cada nivel y la rigidez de cada uno de los marcos que forma la estructura. A continuación tenemos las actividades realizadas para evaluar estos datos.

3.3.1.1 EVALUACION DE LA MASA Y CENTROS DE GRAVEDAD DE CADA NIVEL

Para valuar la magnitud de la masa de cada nivel, sumaremos las descargas por columna, presentadas en las figuras 3.5, 3.6 y 3.7, dichas --- descargas son las que se determinaron en el Capítulo 2 y que corresponden a la carga viva instantánea. Hay que recordar que las descargas por columna no incluyen el peso propio de las columnas y que en este Capítulo lo - incluiremos.

Para determinar el centro de gravedad en cada uno de los niveles, realizaremos una suma de momentos de cada una de las descargas por columna, con respecto al punto "O". Para esto, en las mismas figuras 3.5, 3.6 y 3.7, se enumeran cada una de las columnas y se indica la ubicación del punto "O" en cada planta. Para determinar las coordenadas del centro de gravedad, utilizaremos las siguientes formulas:

$$\bar{Y} = \frac{\sum (Pt)(Y)}{\sum Pt}$$

$$\bar{X} = \frac{\sum (Pt)(X)}{\sum Pt}$$

DONDE:

\bar{Y} = ORDENADA DEL CENTRO DE GRAVEDAD

\bar{X} = ABSISA DEL CENTRO DE GRAVEDAD

$\sum (Pt)(Y)$: ES LA SUMA DE CADA UNA DE LAS DESCARGAS MULTIPLICADA POR SU BRASO DE PALANCA SOBRE EL EJE "Y"

$\sum (Pt)(X)$: ES LA SUMA DE CADA UNA DE LAS DESCARGAS MULTIPLICADA POR SU BRASO DE PALANCA SOBRE EL EJE "X"

$\sum Pt$ = PESO TOTAL DEL NIVEL QUE SE ANALICE

La evaluación de la masa y centros de gravedad de los niveles 1, 2 y 3, se resumen en las tablas 3.1, 3.2 y 3.3 respectivamente. Los resultados de esta evaluación se ejemplifican de una forma física en las figuras 3.8, 3.9 y 3.10.

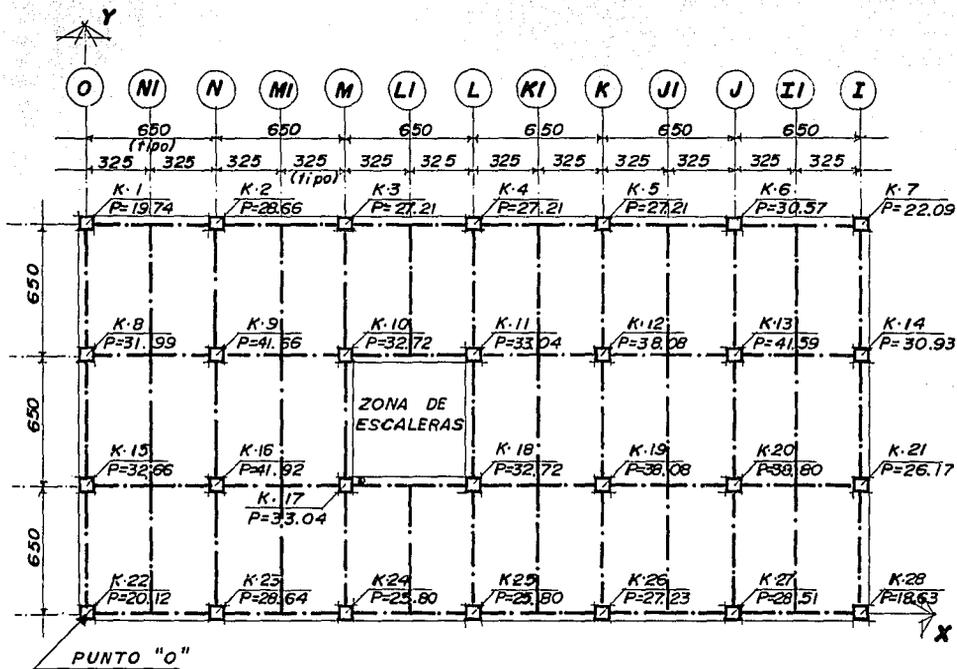
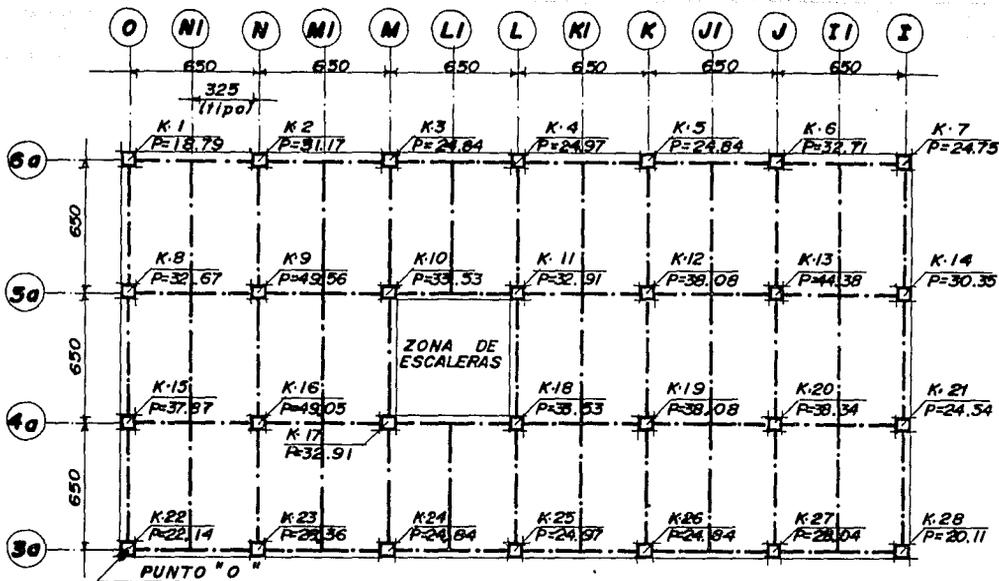
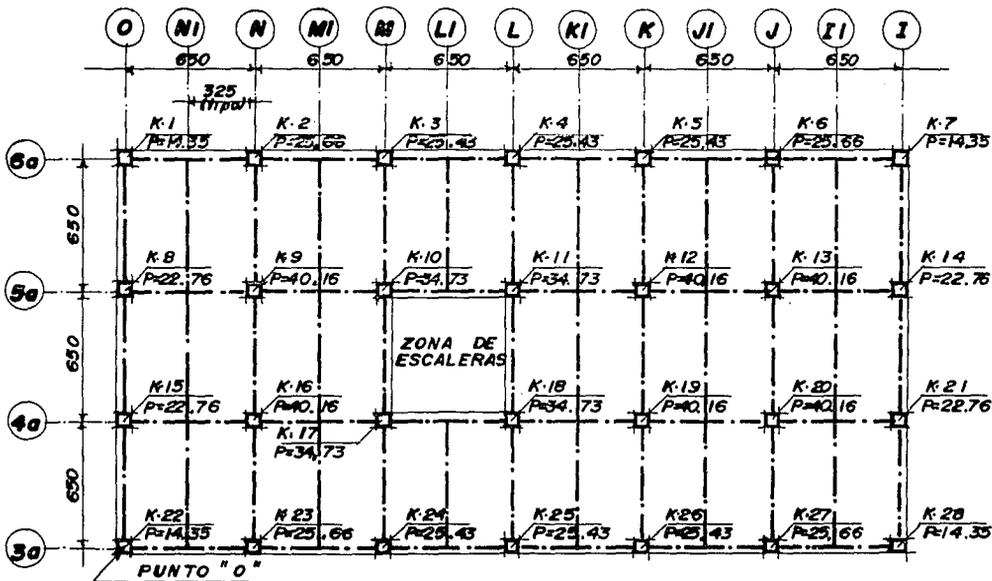


FIG. 3.5 PLANTA DEL NIVEL I DESCARGAS POR COLUMNA (CARGA MUERTA + CARGA VIVA INSTANTANEA)



**FIG. 3.6 DESCARGAS POR COLUMNA NIVEL 2
(CARGA MUERTA + CARGA VIVA INSTANTANEA)**



**FIG. 3.7 DESCARGAS POR COLUMNA NIVEL 3
(CARGA MUERTA + CARGA VIVA INSTANTANEA)**

N I V E L 1

TABLA 3.1 EVALUACION DE LA MASA Y CENTRO DE GRAVEDAD.

COLUMNA	DESCARGA P	PESO DE COLUMNA	DESCARGA TOTAL PT	COORDENADAS		M O M E N T O S	
				X	Y	(PT) (X)	(PT) (Y)
K-1	19.74	5.94	25.68	0.0	19.50	0.0	500.76
K-2	28.66	5.94	34.60	6.5	19.50	224.90	674.70
K-3	27.21	5.94	33.15	13.0	19.50	430.95	646.43
K-4	27.21	5.94	33.15	19.5	19.50	646.43	646.43
K-5	27.21	5.94	33.15	26.0	19.50	861.90	646.43
K-6	30.57	5.94	36.51	32.5	19.50	1186.58	711.95
K-7	22.09	5.94	28.03	39.0	19.50	1093.17	546.59
K-8	31.99	5.94	37.93	0.0	13.00	0.0	493.09
K-9	41.66	5.94	47.60	6.5	13.00	309.40	618.80
K-10	32.72	5.94	38.66	13.0	13.00	502.58	502.58
K-11	33.04	5.94	38.98	19.5	13.00	760.11	506.74
K-12	38.08	5.94	44.02	26.0	13.00	1144.52	572.26
K-13	41.59	5.94	47.53	32.5	13.00	1544.63	617.89
K-14	30.93	5.94	36.78	39.0	13.00	1437.93	479.31
K-15	32.66	5.94	38.60	0.0	6.5	0.0	250.90
K-16	41.92	5.94	47.86	6.5	6.5	311.09	311.09
K-17	33.04	5.94	38.98	13.0	6.5	506.74	253.37
K-18	32.72	5.94	38.66	19.5	6.5	753.87	251.29
K-19	38.08	5.94	44.02	26.0	6.5	1144.52	286.13
K-20	38.80	5.94	44.74	32.5	6.5	1454.05	290.81
K-21	26.17	5.94	32.11	39.0	6.5	1252.29	208.72
K-22	20.12	5.94	26.06	0.0	0.0	0.0	0.0
K-23	28.64	5.94	34.58	6.5	0.0	224.77	0.0
K-24	25.80	5.94	31.74	13.0	0.0	412.62	0.0
K-25	25.80	5.94	31.74	19.5	0.0	618.93	0.0
K-26	27.23	5.94	33.17	26.0	0.0	825.24	0.0
K-27	28.51	5.94	34.45	32.5	0.0	1119.63	0.0
K-28	18.63	5.94	24.57	39.0	0.0	958.23	0.0
SUMA TOTAL			1017.14			19761.18	10016.27

$$\bar{Y} = \frac{\sum(PT)(Y)}{\sum PT} = \frac{10016.27}{1017.14} = 9.85$$

$$\bar{X} = \frac{\sum(PT)(X)}{\sum PT} = \frac{19761.18}{1017.14} = 19.43$$

DONDE:

\bar{Y} : ORDENADA DEL CENTRO DE MASAS.

\bar{X} : ABSISA DEL CENTRO DE MASAS.

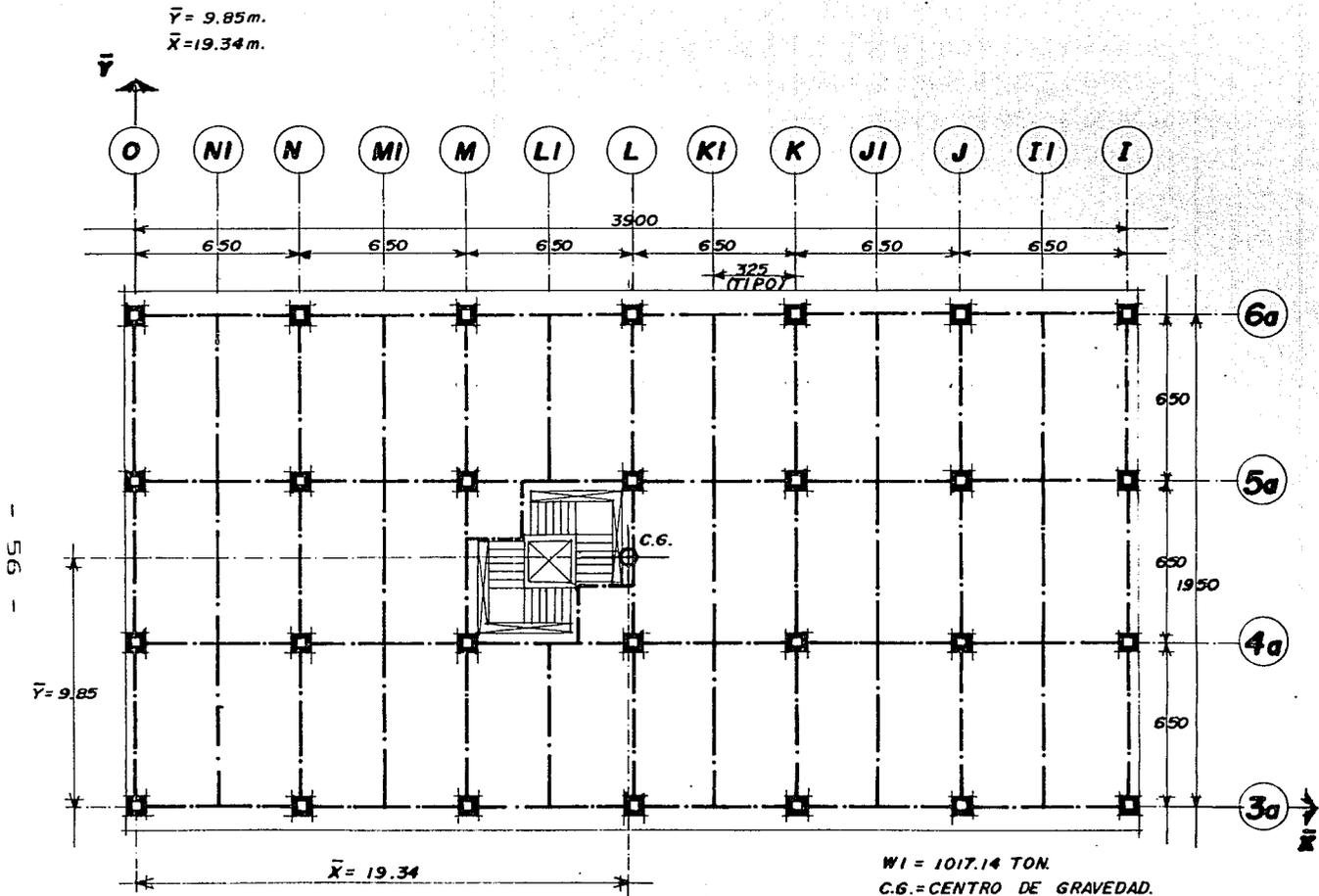


FIG. 3.8
PESO TOTAL Y CENTRO DE GRAVEDAD DEL NIVEL I

N I V E L 2

TABLA 3.2 EVALUACION DE LA MASA Y CENTRO DE GRAVEDAD.

COLUMNA	DESCARGA P	PESO DE COLUMNA	DESCARGA TOTAL PT	COORDENADAS		M O M E N T O S	
				X	Y	(PT)(X)	(PT)(Y)
K-1	18.79	6.11	24.90	0.0	19.5	0.0	485.55
K-2	31.17	6.11	37.28	6.5	19.5	242.32	726.96
K-3	24.84	6.11	30.95	13.0	19.5	402.35	603.52
K-4	24.97	6.11	31.08	19.5	19.5	606.06	606.06
K-5	24.84	6.11	30.95	26.0	19.5	804.70	603.52
K-6	32.71	6.11	38.82	32.5	19.5	1261.65	756.99
K-7	24.75	6.11	30.86	39.0	19.5	1203.54	601.77
K-8	32.67	6.11	38.78	0.0	13.0	0.0	504.14
K-9	49.56	6.11	55.67	6.5	13.0	361.85	723.71
K-10	33.53	6.11	39.64	13.0	13.0	515.32	515.32
K-11	32.91	6.11	39.02	19.5	13.0	760.89	507.26
K-12	38.08	6.11	44.19	26.0	13.0	1148.94	574.47
K-13	44.38	6.11	50.49	32.5	13.0	1640.92	656.37
K-14	30.35	6.11	36.46	19.0	13.0	1421.94	473.98
K-15	37.87	6.11	43.98	0.0	6.5	0.0	285.87
K-16	49.05	6.11	55.16	6.5	6.5	358.54	358.54
K-17	32.91	6.11	39.02	13.0	6.5	507.26	253.63
K-18	33.53	6.11	39.64	19.5	6.5	772.98	257.66
K-19	38.08	6.11	44.19	26.0	6.5	1148.94	287.23
K-20	38.34	6.11	44.45	32.5	6.5	1444.62	288.92
K-21	24.54	6.11	30.65	39.0	6.5	1195.35	199.22
K-22	22.14	6.11	28.25	0.0	0.0	0.0	0.0
K-23	28.36	6.11	34.47	6.5	0.0	224.065	0.0
K-24	24.84	6.11	30.95	13.0	0.0	402.35	0.0
K-25	24.97	6.11	31.08	19.5	0.0	606.06	0.0
K-26	24.84	6.11	30.95	26.0	0.0	804.70	0.0
K-27	28.04	6.11	34.15	32.5	0.0	1109.87	0.0
K-28	20.11	6.11	26.22	39.0	0.0	1022.58	0.0
SUMA TOTAL			Σ 1042.25			19967.78	10270.69

$$\bar{Y} = \frac{\sum (PT)(Y)}{\sum PT} = \frac{10,270.69}{1,042.25} = 9.85 \text{ M}$$

$$\bar{X} = \frac{\sum (PT)(X)}{\sum PT} = \frac{19,967.78}{1,042.25} = 19.16 \text{ M}$$

PESO TOTAL DEL NIVEL 2 = 1,042.25 TON.

$\bar{Y} = 9.85 \text{ m.}$

$\bar{X} = 19.16 \text{ m.}$

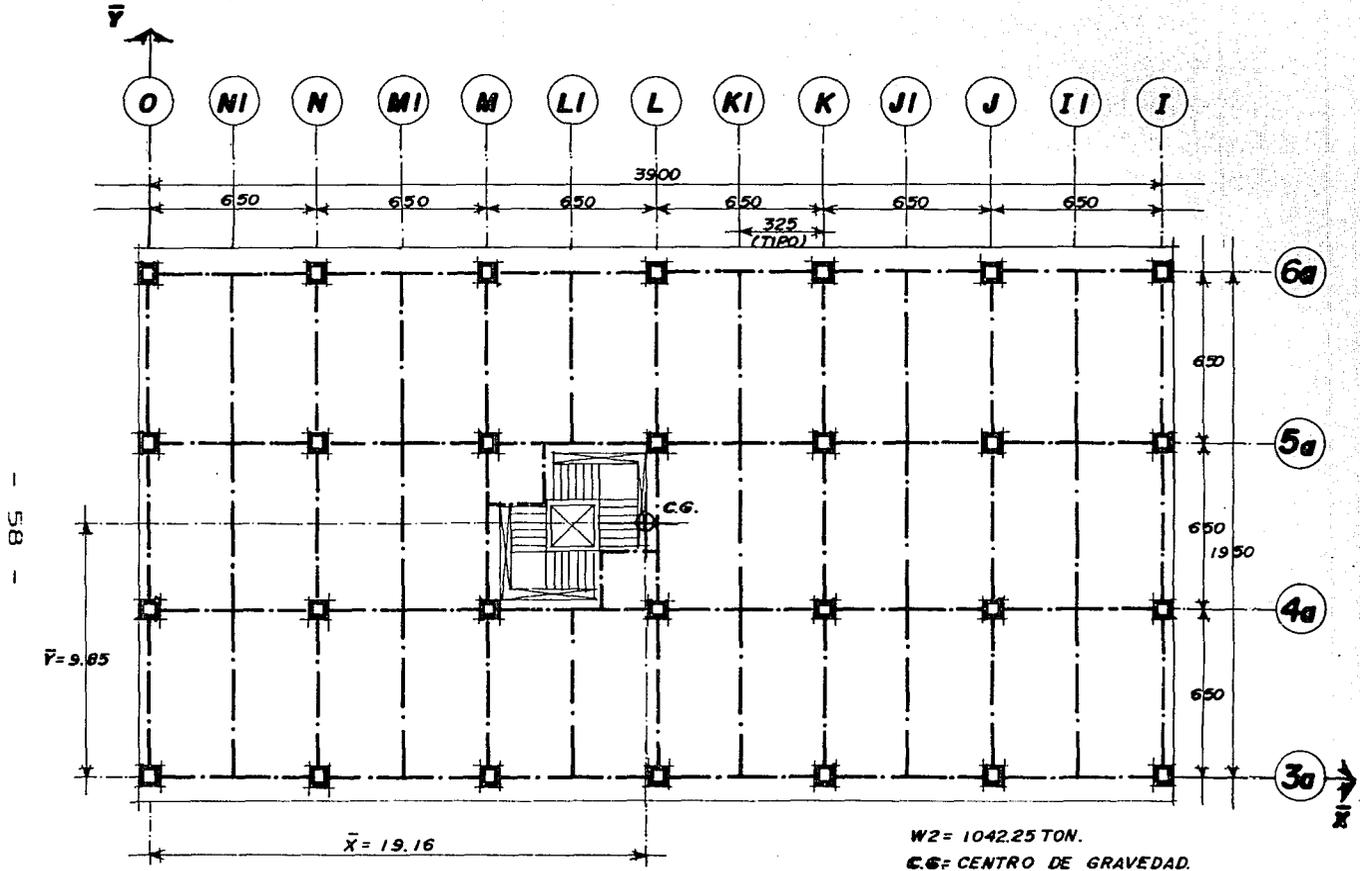


FIG. 3.9
PESO TOTAL Y CENTRO DE GRAVEDAD DEL NIVEL 2

N I V E L 3 (AZOTEA)

TABLA 3.3 EVALUACION DE LA MASA Y CENTRO DE GRAVEDAD.

COLUMNA	DESCARGA P	PESO DE COLUMNA	DESCARGA TOTAL PT	COORDENADAS M O M E N T O S			
				X	Y	(PT)(X)	(PT)(Y)
K-1	14.35	2.90	17.25	0.0	19.5	0.00	336.38
K-2	25.66	2.90	28.56	6.5	19.5	185.64	556.92
K-3	25.43	2.90	28.33	13.0	19.5	368.29	552.44
K-4	25.43	2.90	28.33	19.5	19.5	552.44	552.44
K-5	25.43	2.90	28.33	26.0	19.5	736.58	552.44
K-6	25.66	2.90	28.56	32.5	19.5	928.20	556.92
K-7	14.35	2.90	17.25	39.0	19.5	672.75	336.38
K-8	22.76	2.90	25.66	0.0	13.0	0.00	333.58
K-9	40.16	2.90	43.06	6.5	13.0	279.89	559.78
K-10	34.73	2.90	37.63	13.0	13.0	488.19	489.19
K-11	34.73	2.90	37.63	19.5	13.0	733.79	489.19
K-12	40.16	2.90	43.06	26.0	13.0	1119.56	559.78
K-13	40.16	2.90	43.06	32.5	13.0	1399.45	559.78
K-14	22.76	2.90	25.66	39.0	13.0	1000.74	333.58
K-15	22.76	2.90	25.66	0.0	6.5	0.00	166.79
K-16	40.16	2.90	43.06	6.5	6.5	279.89	279.89
K-17	34.73	2.90	37.63	13.0	6.5	489.19	244.60
K-18	34.73	2.90	37.63	19.5	6.5	733.79	244.60
K-19	40.16	2.90	43.06	26.0	6.5	1119.56	279.89
K-20	40.16	2.90	43.06	32.5	6.5	1399.45	279.89
K-21	22.76	2.90	25.66	39.0	6.5	1000.74	166.79
K-22	14.35	2.90	17.25	0.0	0.0	0.00	0.00
K-23	25.66	2.90	28.56	6.5	0.0	185.64	0.00
K-24	25.43	2.90	28.33	13.0	0.0	368.29	0.00
K-25	25.43	2.90	28.33	19.5	0.0	552.44	0.00
K-26	25.43	2.90	28.33	26.0	0.0	736.58	0.00
K-27	25.66	2.90	28.56	32.5	0.0	928.20	0.00
K-28	14.35	2.90	17.25	39.0	0.0	672.75	0.00
864.74				16,933.04		8,431.25	

PESO TOTAL DEL NIVEL 3 = 864.74 TON

$$\bar{Y} = \frac{\sum (PT)(Y)}{\sum PT} = \frac{8,431.25 \text{ T-M}}{864.74 \text{ T}} = 9.75 \text{ M.}$$

$$\bar{X} = \frac{\sum (PT)(X)}{\sum PT} = \frac{16,933.04}{864.74} = 19.58 \text{ M.}$$

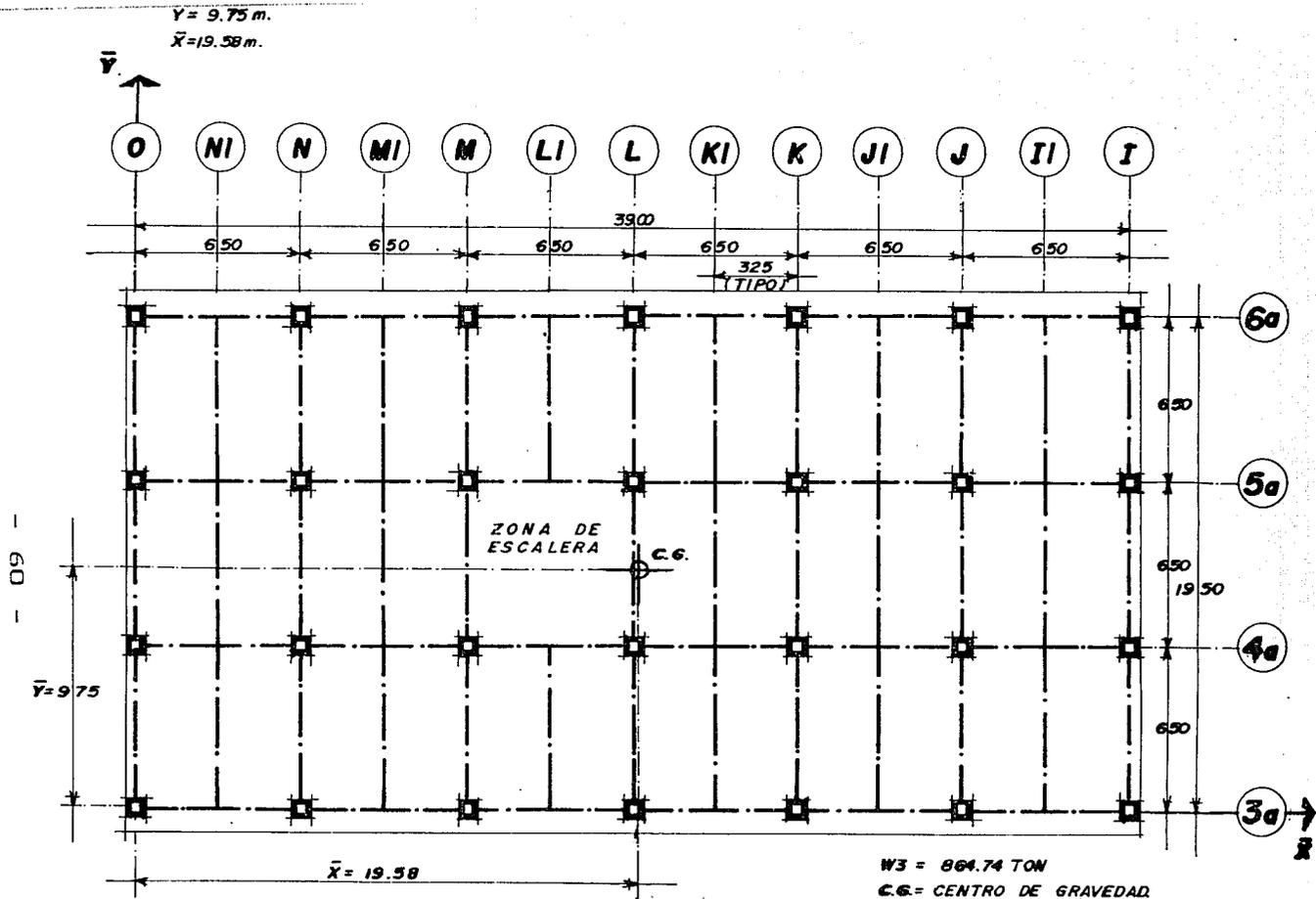


FIG. 3.10
PESO TOTAL Y CENTRO DE GRAVEDAD DEL NIVEL 3

3.3.1.2 CALCULO DE LAS RIGIDECES DE CADA MARCO

El último dato que requerimos calcular para iniciar el análisis sísmico estático es la rigidez de cada uno de los marcos, como mencionamos al determinar el modelo geométrico, únicamente tenemos dos tipos de marcos que nos forman la estructura, el modelo geométrico que nos representa los marcos longitudinales y el modelo geométrico que nos representa los marcos transversales. Por lo tanto el problema se resume a determinar la rigidez de estos dos modelos de marcos.

Para calcular la rigidez de los marcos nos auxiliaremos de un programa de computadora denominado M-STRUDL, el cual nos proporciona e otros datos los desplazamientos relativos de cada nivel. Con este dato aplicando la siguiente expresión calculamos la rigidez de los marcos en cada nivel.

$$K_i = \frac{V_i}{\Delta R_i}$$

DONDE:

- K_i = RIGIDEZ DEL ENTREPISO i (TON/m)
- ΔR_i = DESPLAZAMIENTO RELATIVO DEL ENTREPISO i (M)
- V_i = CORTANTE DEL ENTREPISO i (TON)

A continuación realizaremos el cálculo de las rigideces mencionado anteriormente, describiendo cada una de las actividades de una forma más detallada.

Comenzaremos describiendo los datos que se requiere proporcionar al programa para que realice el análisis de los marcos. En las figuras 3.11 y 3.12 mostramos la codificación que hacemos a los dos modelos de marcos que tenemos.

La razón por la que codificamos los marcos de esta manera se debe a la serie de datos que requiere el programa para realizar el análisis, dichos datos son los siguientes:

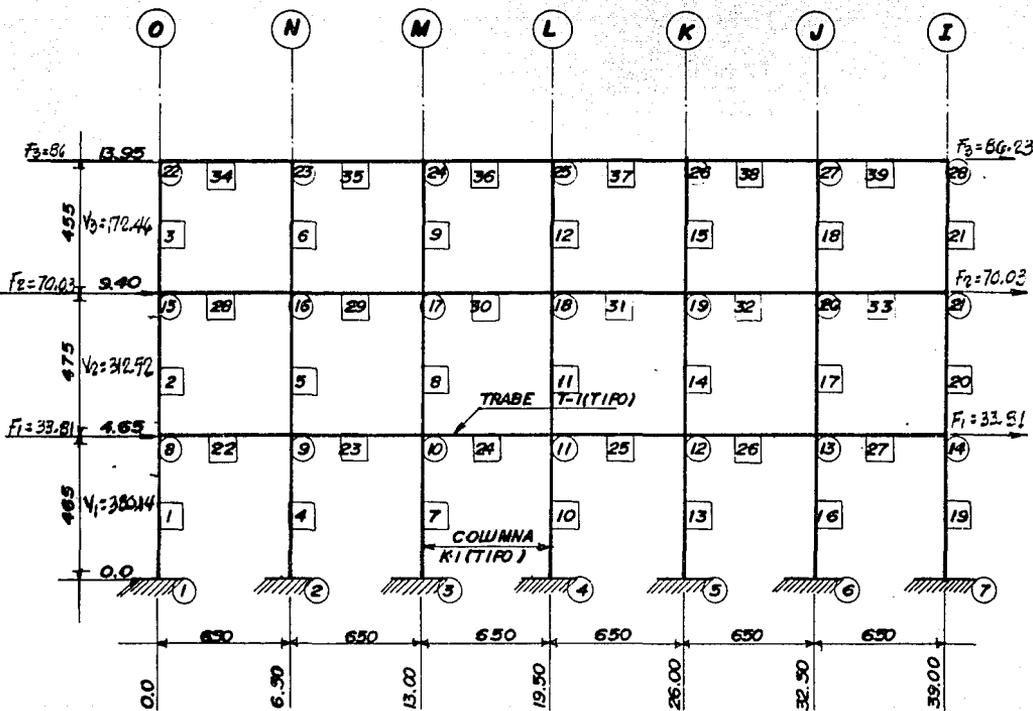
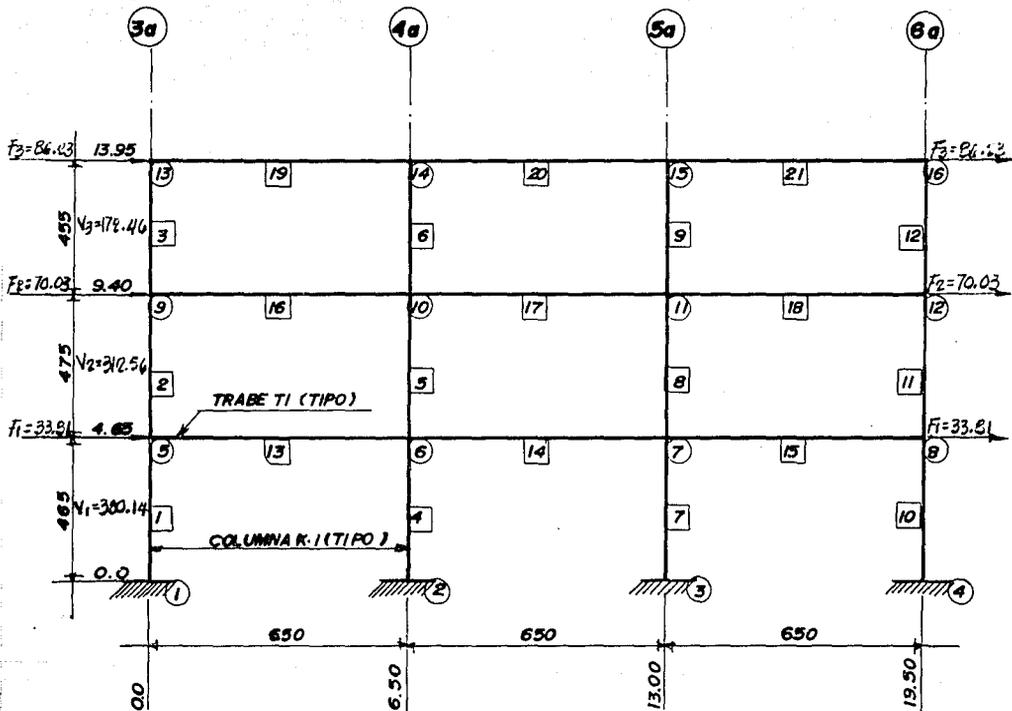


FIG. 3.11 CODIFICACION DEL MODELO GEOMETRICO DE LOS MARCOS EJES 3a, 4a, 5a y 6a (PARALELOS AL EJE GLOBAL X)



- INDICA NUMERO DE NUDO.
- INDICA NUMERO DE BARRA O MIEMBRO.

FIG. 3.12 CODIFICACION DEL MODELO GEOMETRICO DE LOS MARCOS EJES I,J,K,L,M,N,yO (PARALELOS AL EJE GLOBAL Y)

a) INFORMACION DE NUDOS: Son las coordenadas de cada nudo (X, Y), para lo cual enumeramos cada uno de los nudos de los marcos, así mismo, nuestros marcos los consideramos como un sistema coordenado correspondiéndole al eje "X" la longitud de los claros de cada crujía y al eje "Y", la elevación o altura de cada nivel. Tenemos por ejemplo para el caso del modelo de los marcos transversales. Para el nudo No. 1 le corresponden las coordenadas X=0, Y=0; siendo este nudo el origen de dicho sistema coordenado. Para el nudo No. 16 tenemos que sus -- coordenadas son X=19.50, Y=13.95 (aclaramos que las unidades de las coordenadas son dadas en metros).

b) INFORMACION DE BARRAS: Una vez enumerados y localizados todos los nudos, enumeramos e indicamos el inicio y el final de cada barra que forma los marcos, es decir definimos en que nudo -- comienza y en que nudo termina cada una de las trabes y -- columnas que forman nuestro marco. Es criterio general considerar el inicio de una barra el nudo ubicado a la izquierda de la barra (para el caso de trabes) o el nudo ubicado abajo de la barra (para el caso de columna), y el final será el nudo ubicado a la izquierda de la barra (trabes) o el nudo ubicado arriba de la barra (columnas). Por ejemplo para el caso del modelo de los ejes transversales, la barra No. 1 inicia en el nudo No. 1 y termina en el nudo No. 2, siendo esta barra una columna, para la barra No. 13, que se trata de una trabe, su inicio es en el nudo No. 5 y su final es el nudo No. 6.

c) PROPIEDADES DEL MATERIAL DE LAS BARRAS: Se requiere definir de que material estarán constituidos los elementos que forman los marcos (trabes y columnas), así como el promedio del módulo de elasticidad del material. Los elementos estructurales serán a base de concreto armado clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2.2 T/m³.

Las normas técnicas complementarias para diseño para sismo marca en su Capítulo 1, que el módulo de elasticidad del concreto (Ec) clase 1 será $E_c = 14,000 \sqrt{f'c}$ Kg/cm² y en rigor así debe evaluarse, pero debido a que no se tiene seguridad en el control de calidad de los materiales empleados en la elaboración del concreto, consideraremos $E_c = 10,000 \sqrt{f'c}$ kg/cm². En el mismo Capítulo se marca que el concreto clase 1 tendrá una resistencia especificada $f'c$, igual o mayor que 250 Kg/cm², por lo tanto el módulo de elasticidad del material será:

$$E_c = 10,000 \sqrt{f'c} = 10,000 \sqrt{250} = 158,113.9 \text{ Kg/cm}^2 \\ = 1,581,139 \text{ Ton/m}^2$$

- d) PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS BARRAS: Las propiedades geométricas serán: El área y el momento de inercia de las secciones de cada trabe y columna. Así como una etiqueta distintiva para diferenciar una columna de una trabe. Como mencionamos anteriormente contamos con un solo tipo de trabe y un solo tipo de columna, las cuales definimos de la siguiente manera: T1 (trabe), K1 (columna). Las propiedades geométricas y las secciones de las trabes y columnas las anotamos a continuación.

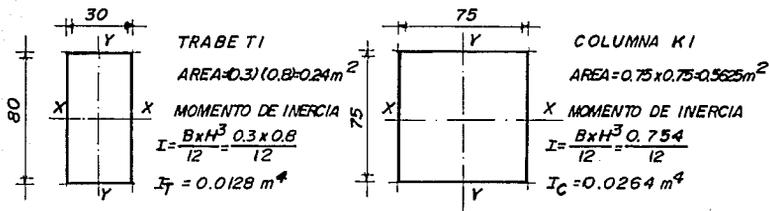


FIG. 3.13 SECCIONES Y PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

- e) CONDICION DE CARGA Y NUDDOS CARGADOS: Mencionamos anteriormente que la finalidad de este análisis es determinar los desplazamientos horizontales que tendrán los marcos y con este dato calcular la rigidez de cada uno de ellos. Dichos desplazamientos serán debidos a fuerzas laterales originadas por el movimiento sísmico. En el programa de análisis debemos definir o especificar la naturaleza de las cargas o fuerzas bajo las que estará sometido el modelo geométrico de los marcos, que para este caso, serán debidas a sismo. También debemos especificar la magnitud de dichas cargas. Como especificamos; la finalidad es el cálculo de las rigideces, por esta razón, la magnitud de las cargas es indistinta, esto se debe a que la rigidez se encuentra en función del cortante de entrepiso y el desplazamiento de los marcos. Esto se observa en la fórmula para calcular rigidez.

$$K \text{ (RIGIDEZ)} = \frac{V_i \text{ (CORTANTE DE ENTREPISO)}}{\Delta_i \text{ (DESPLAZAMIENTO)}}$$

Por otra parte, debido a que suponemos un comportamiento elástico, es lógico deducir que si las fuerzas laterales se incrementan, los desplazamientos y cortantes de entrepiso aumentarán en forma proporcional a dicho incremento. Y si por el contrario, las fuerzas laterales se disminuyen, los

desplazamientos y cortantes de entrepiso también disminuirán en forma proporcional. De todo esto concluimos que no importa la magnitud de las fuerzas laterales, la rigidez de la estructura siempre será la misma, lo que va a variar serán los desplazamientos y cortantes de entrepiso. Una vez hecha esta aclaración, diremos que la magnitud de las fuerzas laterales, serán las mismas para ambos modelos de los marcos. Dichas magnitudes son: Para el nivel 3 de azotea tenemos una fuerza igual a 172.46 Ton., para el nivel 2 una fuerza igual a 140.06 Ton. y para el nivel 1 una fuerza de 67.62 Ton., la razón por la que se tomaron estas magnitudes, se explicará más adelante al realizar el análisis estático.

Por último debemos indicar en el programa del análisis en dónde aplicaremos las cargas a los modelos geométricos de los marcos. Como se citó, dichas cargas, son fuerzas laterales que actuarán sobre la estructura, de este modo se idealiza la acción del sismo, estas fuerzas las supondremos aplicadas en el sistema trabe-losa de los niveles de azotea y entrepiso.

Para los modelos geométricos del proyecto, supondremos que la fuerza estará aplicada en los nudos extremos de cada nivel del modelo. Por ejemplo, para el caso de los marcos transversales de la Fig. 3.12 En el nivel 3 aplicaremos una fuerza de 172.46 Ton., dicha fuerza la consideraremos actuando en dos juntas o nudos y que les corresponden los números 13 y 16; la magnitud de la fuerza aplicada en cada junta será la mitad de la fuerza total que actúa en el nivel en cuestión, así tenemos que los nudos 13 y 16 estarán cargados con una fuerza de 86.28 Ton. cada uno.

En las figuras 3.11 y 3.12 se indicará en cada uno de los modelos geométricos; la magnitud de las fuerzas laterales y el número de los nudos en el que se encuentra aplicada dicha fuerza por nivel, así como la magnitud de los cortantes de entrepiso que utilizaremos para calcular las rigideces de cada modelo.

Hasta aquí son los datos requeridos por el programa para realizar el análisis estructural de los modelos. Los resultados obtenidos de dicho análisis los presentamos a continuación, así como una descripción de ellos.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

TITLE: OFIC. COMER. EJES 3A AL 6A. (COMER-3A) PAGE 1

```

*****
#
# TYPE OF THE STRUCTURE           : PLANE FRAME
# RESTART STATUS                  : NONE GIVEN
# DESIGNATED UNITS                 : MTONS METERS DEGREES
# NO. OF JOINTS DEFINED           : 28
# NO. OF MEMBERS DEFINED          : 39
# NO. OF PLATE ELEMENTS DEFINED   : 0
# NO. OF DIFF. MATERIAL DEFINED   : 1
# NO. OF DIFF. SECTION PROPERTIES DEFINED: 2
# NO. OF DIFF. TYPES OF SPRINGS DEFINED : 0
#
*****

```

```

*****
# LISTING OF THE INPUT FILE #
*****

```

- 1) TYPE PLANE FRAME
- 2) TITLE OFIC. COMER. EJES 3A AL 6A. (COMER-3A)
- 3) UNIT MTONS MET
- 4) JOINT COORDINATES

5) 1	0.0	0.0	S
6) 2	6.5	0.0	S
7) 3	13.0	0.0	S
8) 4	19.5	0.0	S
9) 5	26.0	0.0	S
10) 6	32.5	0.0	S
11) 7	39.0	0.0	S
12) 8	0.0	4.65	
13) 9	6.5	4.65	
14) 10	13.0	4.65	
15) 11	19.5	4.65	
16) 12	26.0	4.65	
17) 13	32.5	4.65	
18) 14	39.0	4.65	
19) 15	0.0	9.4	
20) 16	6.5	9.4	
21) 17	13.0	9.4	
22) 18	19.5	9.4	
23) 19	26.0	9.4	
24) 20	32.5	9.4	
25) 21	39.0	9.4	
26) 22	0.0	13.95	
27) 23	6.5	13.95	
28) 24	13.0	13.95	
29) 25	19.5	13.95	
30) 26	26.0	13.95	
31) 27	32.5	13.95	
32) 28	39.0	13.95	
33) MEMBER INCIDENCE			

CPD UNEX 817 68 X 11

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

* LISTING OF THE INPUT FILE *

34) 1 1 8
35) 2 8 15
36) 3 15 22
37) 4 2 9
38) 5 9 16
39) 6 16 23
40) 7 3 10
41) 8 10 17
42) 9 17 24
43) 10 4 11
44) 11 11 18
45) 12 18 25
46) 13 5 12
47) 14 12 19
48) 15 19 26
49) 16 6 13
50) 17 13 20
51) 18 20 27
52) 19 7 14
53) 20 14 21
54) 21 21 28
55) 22 8 9
56) 23 9 10
57) 24 10 11
58) 25 11 12
59) 26 12 13
60) 27 13 14
61) 28 15 16
62) 29 16 17
63) 30 17 18
64) 31 18 19
65) 32 19 20
66) 33 20 21
67) 34 22 23
68) 35 23 24
69) 36 24 25
70) 37 25 26
71) 38 26 27
72) 39 27 28
73) MATERIAL PROPERTY
74) CONC E 1581138.83 ALL
75) MEMBER PROPERTY
76) K1 AX 0.5625 IZ 0.02636 1 TO 21
77) T1 AX 0.240 IZ 0.0128 22 TO 39
78) PLO
79) BRE
80) STIFFNESS ANALYSIS
81) LOAD CS

=====

M-STRUDL BY CAST / REV. 2.51 SER : 979 TIME : 6/27/91 13:10:58

=====

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

TITLE: OFIC. CONER. EJES 3A AL 6A. (CONER-3A) PAGE 3

=====

* LISTING OF THE INPUT FILE *

- 82) JOINT LOAD
- 83) 22 28 FORCE X 86.23
- 84) 15 21 FORCE X 70.03
- 85) 8 14 FORCE X 33.81
- 86) REPORT DEVICE MARTIN
- 87) PRINT INPUT
- 88) LIST ALL
- 89) FINISH

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

 * RESULTS OF ANALYSIS *

TYPE OF THE PROBLEM : PLANE FRAME RESTART STATUS : NONE GIVEN
 ACTIVE UNITS : MTONS METERS DEGREES

*** LOAD INDEX : 1 LOAD TAG : CS ***

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS -----

JOINT /--- GLOBAL DISPLACEMENTS ---/--- ROTATION ---/
 NO. X DIRECTION Y DIRECTION Z DIRECTION

1	0.000000	0.000000	-0.000000
2	0.000000	-0.000000	-0.000000
3	0.000000	-0.000000	-0.000000
4	0.000000	-0.000000	-0.000000
5	0.000000	0.000000	-0.000000
6	0.000000	0.000000	-0.000000
7	0.000000	-0.000000	-0.000000
8	0.0243062	0.0003977	-0.3720128
9	0.0239770	-0.0000327	-0.3015129
10	0.0237783	-0.0000014	-0.3022806
11	0.0237118	-0.0000000	-0.3011617
12	0.0237783	0.0000014	-0.3022806
13	0.0239770	0.0000327	-0.3015129
14	0.0243062	-0.0003977	-0.3720128
15	0.0591084	0.0006256	-0.3061613
16	0.0582207	-0.0000497	-0.2620246
17	0.0576924	-0.0000026	-0.2597649
18	0.0575166	-0.0000000	-0.2590224
19	0.0576924	0.0000026	-0.2597649
20	0.0582207	0.0000497	-0.2620246
21	0.0591084	-0.0006256	-0.3061613
22	0.0807130	0.0007011	-0.1761772
23	0.0794590	-0.0000573	-0.1314968
24	0.0787155	-0.0000028	-0.1322922
25	0.0784683	-0.0000000	-0.1317084
26	0.0787155	0.0000028	-0.1322922
27	0.0794590	0.0000573	-0.1314968
28	0.0807130	-0.0007011	-0.1761772

$\Delta_1 = \frac{0.1678348}{7} = 0.0239764 \text{ M.}$

$\Delta_2 = \frac{6.4675396}{7} = 0.9239228 \text{ M.}$

$\Delta_3 = \frac{0.5562433}{7} = 0.0794633 \text{ M.}$

RESULTANT MEMBER FORCES -----

MEMBER SECTION JOINT /--- AXIAL ---/--- LOCAL Y ---/--- LOCAL Z ---/
 NO. TAG. NO. FORCE SHEAR FORCE MOMENT

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

TITLE: OFIC. COMER. EJES 3A AL 6A. (COMER-3A) PAGE 5

RESULTANT MEMBER FORCES ----

MEMBER NO.	SECTION TAG.	JOINT NO.	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	LOCAL Y	LOCAL Z
1	K1	1	-76.0730	45.8157	164.7182	
		8	76.0730	-45.8157	48.3250	
2	K1	8	-42.6677	31.2245	64.0733	
		15	42.6677	-31.2245	84.2428	
3	K1	15	-14.7631	13.0228	8.8457	
		22	14.7631	-13.0228	50.4082	
4	K1	2	6.2607	58.4089	182.9685	
		9	-6.2607	-58.4089	88.6329	
5	K1	9	3.1711	50.7936	114.5873	
		16	-3.1711	-50.7936	126.6821	
6	K1	16	1.4826	29.8033	46.9343	
		23	-1.4826	-29.8033	88.6707	
7	K1	3	0.2691	57.2652	180.4296	
		10	-0.2691	-57.2652	85.8538	
8	K1	10	0.2250	49.5446	111.1575	
		17	-0.2250	-49.5446	124.1795	
9	K1	17	0.0351	28.9692	45.5252	
		24	-0.0351	-28.9692	86.2846	
10	K1	4	0.0000	57.1603	180.0105	
		11	-0.0000	-57.1603	85.7848	
11	K1	11	0.0000	49.3947	110.8591	
		18	-0.0000	-49.3947	123.7658	
12	K1	18	0.0000	28.8694	45.3234	
		25	-0.0000	-28.8694	86.0322	
13	K1	5	-0.2691	57.2652	180.4296	
		12	0.2691	-57.2652	85.8538	
14	K1	12	-0.2250	49.5446	111.1575	
		19	0.2250	-49.5446	124.1795	
15	K1	19	-0.0351	28.9692	45.5252	
		26	0.0351	-28.9692	86.2846	
16	K1	6	-6.2607	58.4089	182.9685	
		13	6.2607	-58.4089	88.6329	
17	K1	13	-3.1711	50.7936	114.5873	
		20	3.1711	-50.7936	126.6821	
18	K1	20	-1.4826	29.8033	46.9343	
		27	1.4826	-29.8033	88.6707	
19	K1	7	76.0730	45.8157	164.7182	
		14	-76.0730	-45.8157	48.3250	
20	K1	14	42.6677	31.2245	64.0733	
		21	-42.6677	-31.2245	84.2428	
21	K1	21	14.7631	13.0228	8.8457	
		28	-14.7631	-13.0228	50.4082	
22	T1	8	19.2187	-33.4053	-112.3983	
		9	-19.2187	33.4053	-104.7359	
23	T1	9	-11.6034	-30.3157	-98.4843	
		10	11.6034	30.3157	-98.5677	

C:\ARCHIVE\B112\B...X 11

RESULTANT MEMBER FORCES ----

MEMBER NO.	SECTION TAG.	JOINT NO.	AXIAL FORCE	LOCAL Y SHEAR FORCE	LOCAL Z MOMENT
24	T1	10	3.8828	-30.2716	-98.4435
		11	-3.8828	30.2716	-98.3219
25	T1	11	-3.8828	-30.2716	-98.3219
		12	3.8828	30.2716	-98.4435
26	T1	12	-11.6034	-30.3157	-98.5677
		13	11.6034	30.3157	-98.4843
27	T1	13	-19.2187	-33.4053	-104.7359
		14	19.2187	33.4053	-112.3983
28	T1	15	51.8284	-27.9046	-93.0885
		16	-51.8284	27.9046	-88.2915
29	T1	16	30.8381	-26.2160	-85.3250
		17	-30.8381	26.2160	-85.0794
30	T1	17	10.2627	-26.0261	-84.6253
		18	-10.2627	26.0261	-84.5446
31	T1	18	-10.2627	-26.0261	-84.5446
		19	10.2627	26.0261	-84.6253
32	T1	19	-30.8381	-26.2160	-85.0794
		20	30.8381	26.2160	-85.3250
33	T1	20	-51.8284	-27.9046	-88.2915
		21	51.8284	27.9046	-93.0885
34	T1	22	73.2072	-14.7631	-50.4082
		23	-73.2072	14.7631	-45.5521
35	T1	23	43.4039	-13.2806	-43.1186
		24	-43.4039	13.2806	-43.2051
36	T1	24	14.4347	-13.2455	-43.0795
		25	-14.4347	13.2455	-43.0161
37	T1	25	-14.4347	-13.2455	-43.0161
		26	14.4347	13.2455	-43.0795
38	T1	26	-43.4039	-13.2806	-43.2051
		27	43.4039	13.2806	-43.1186
39	T1	27	-73.2072	-14.7631	-45.5521
		28	73.2072	14.7631	-50.4082

JOINT REACTIONS AT SUPPORTS ----

JOINT NO.	X FORCE	Y FORCE	Z MOMENT
1	-45.8157	-76.0730	164.7182
2	-58.4089	6.2607	182.9685
3	-57.2652	0.2691	180.4296
4	-57.1603	0.0000	180.0105
5	-57.2652	-0.2691	180.4296
6	-58.4089	-6.2607	182.9685
7	-45.8157	76.0730	164.7182

M-STRUDL BY CAST / REV. 2.51 SER : 979 TIME : 6/27/91 13:11:13

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

TITLE: OFIC. COMER. EJES 3A AL 6A. (COMER-3A) PAGE 7

JOINT REACTIONS AT SUPPORTS ----

JOINT /	GLOBAL REACTIONS		
NO.	X FORCE	Y FORCE	Z MOMENT
TOTAL	-380.1400	0.0000	4036.8140

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

M-STRUDL BY CAST / REV. 2,51 SER : 979 TIME : 6/27/91 12:07:40

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

TITLE: OFIC. COMER. MARCO EJES I AL 0 (COMER-1) PAGE 1

↓
↓ TYPE OF THE STRUCTURE : PLANE FRAME ↓
↓ RESTART STATUS : NONE GIVEN ↓
↓ DESIGNATED UNITS : MTONS METERS DEGREES ↓
↓ NO. OF JOINTS DEFINED : 16 ↓
↓ NO. OF MEMBERS DEFINED : 21 ↓
↓ NO. OF PLATE ELEMENTS DEFINED : 0 ↓
↓ NO. OF DIFF. MATERIAL DEFINED : 1 ↓
↓ NO. OF DIFF. SECTION PROPERTIES DEFINED: 2 ↓
↓ NO. OF DIFF. TYPES OF SPRINGS DEFINED : 0 ↓
↓

↓ LISTING OF THE INPUT FILE ↓

- 1) TYPE PLANE FRAME
- 2) TITLE OFIC. COMER. MARCO EJES I AL 0 (COMER-1)
- 3) UNIT MTONS MET
- 4) JOINT-COORDINATES

5) 1	0.0	0.0	S
6) 2	6.5	0.0	S
7) 3	13.0	0.0	S
8) 4	19.5	0.0	S
9) 5	0.0	4.65	
10) 6	6.5	4.65	
11) 7	13.0	4.65	
12) 8	19.5	4.65	
13) 9	0.0	9.4	
14) 10	6.5	9.4	
15) 11	13.0	9.4	
16) 12	19.5	9.4	
17) 13	0.0	13.95	
18) 14	6.5	13.95	
19) 15	13.0	13.95	
20) 16	19.5	13.95	

21) MEMBER INCIDENCE

22) 1	1	5
23) 2	5	9
24) 3	9	13
25) 4	2	6
26) 5	6	10
27) 6	10	14
28) 7	3	7
29) 8	7	11
30) 9	11	15
31) 10	4	8
32) 11	8	12
33) 12	12	16

=====

M-STRUCL BY CAST / REV. 2.51 SER : 979 TIME : 6/27/91 12:07:40

=====

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

TITLE: OFIC. COMER. MARCO EJES I AL 0 (COMER-1) PAGE 2

=====

* LISTING OF THE INPUT FILE *

- 34) 13 5 6
- 35) 14 6 7
- 36) 15 7 8
- 37) 16 9 10
- 38) 17 10 11
- 39) 18 11 12
- 40) 19 13 14
- 41) 20 14 15
- 42) 21 15 16
- 43) MATERIAL PROPERTY
- 44) CONC E 1581138.83 ALL
- 45) MEMBER PROPERTY
- 46) K1 AX 0.5625 IZ 0.026367 1 TO 12
- 47) T1 AX 0.240 IZ 0.0128 13 TO 21
- 48) PLO
- 49) BRE
- 50) STIFFNESS ANALYSIS
- 51) LOAD CS
- 52) JOINT LOAD
- 53) 13 16 FORCE X 86.23
- 54) 9 12 FORCE X 70.03
- 55) 5 8 FORCE X 33.81
- 56) REPORT DEVICE MARTIN
- 57) PRINT INPUT
- 58) LIST ALL
- 59) FINISH

MOORE

RESULTS OF ANALYSIS

TYPE OF THE PROBLEM : PLANE FRAME RESTART STATUS : NONE GIVEN

ACTIVE UNITS : MTONS METERS DEGREES

*** LOAD INDEX : 1 LOAD TAG : CS ***

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS -----

JOINT NO.	X DIRECTION	Y DIRECTION	Z DIRECTION
1	0.0000000	0.0000000	-0.0000000
2	0.0000000	-0.0000000	-0.0000000
3	0.0000000	0.0000000	-0.0000000
4	0.0000000	-0.0000000	-0.0000000
5	0.0447194	0.0007590	-0.6913971
6	0.0445436	-0.0000575	-0.5669725
7	0.0445436	0.0000575	-0.5669725
8	0.0447194	-0.0007590	-0.6913971
9	0.1104240	0.0012010	-0.5868842
10	0.1097858	-0.0000874	-0.5062136
11	0.1097858	0.0000874	-0.5062136
12	0.1104240	-0.0012010	-0.5868842
13	0.1524478	0.0013497	-0.3453659
14	0.1514263	-0.0001019	-0.2597153
15	0.1514263	0.0001019	-0.2597153
16	0.1524478	-0.0013497	-0.3453659

$\Delta_1 = \frac{0.1765260}{4} = 0.0441315 \text{ M.}$

$\Delta_2 = \frac{0.4404196}{4} = 0.1101049 \text{ M.}$

$\Delta_3 = \frac{0.6077482}{4} = 0.1519371 \text{ M.}$

RESULTANT MEMBER FORCES -----

MEMBER NO.	SECTION TAG.	JOINT NO.	AXIAL FORCE	LOCAL Y SHEAR FORCE	LOCAL Z MOMENT
1	K1	1	-145.1638	82.9113	300.9576
		5	145.1638	-82.9113	84.5798
2	K1	5	-82.7625	59.3666	124.9860
		9	82.7625	-59.3666	157.0055
3	K1	9	-29.0689	26.5958	21.8824
		13	29.0689	-26.5958	99.1285
4	K1	2	11.0032	107.1587	337.8631
		6	-11.0032	-107.1587	160.4249
5	K1	6	5.5855	96.8934	220.8145
		10	-5.5855	-96.8934	239.4291
6	K1	10	2.8327	59.6342	96.2483
		14	-2.8327	-59.6342	175.0873

M-STRUDL BY CAST / REV. 2.51 SER : 979 TIME : 6/27/91 12:07:54

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

TITLE: OFIC. COMER. MARCO EJES I AL O (COMER-1) PAGE 4

RESULTANT MEMBER FORCES -----

MEMBER NO.	SECTION TAB.	JOINT NO.	AXIAL FORCE	LOCAL Y SHEAR FORCE	LOCAL Z MOMENT
7	K1	3	-11.0032	107.1587	337.8631
		7	11.0032	-107.1587	160.4249
8	K1	7	-5.5855	96.8934	220.8145
		11	5.5855	-96.8934	239.4291
9	K1	11	-2.8327	59.6342	96.2483
		15	2.8327	-59.6342	175.0873
10	K1	4	145.1638	82.9113	300.9576
		8	-145.1638	-82.9113	84.5798
11	K1	8	82.7625	59.3666	124.9860
		12	-82.7625	-59.3666	157.0055
12	K1	12	29.0689	26.5958	21.8824
		16	-29.0689	-26.5958	99.1285
13	T1	5	10.2653	-62.4013	-209.5658
		6	-10.2653	62.4013	-196.0426
14	T1	6	0.0000	-56.9836	-185.1967
		7	-0.0000	56.9836	-185.1967
15	T1	7	-10.2653	-62.4013	-196.0426
		8	10.2653	62.4013	-209.5658
16	T1	9	37.2592	-53.6935	-178.8879
		10	-37.2592	53.6935	-170.1201
17	T1	10	-0.0000	-50.9407	-165.5573
		11	0.0000	50.9407	-165.5573
18	T1	11	-37.2592	-53.6935	-170.1201
		12	37.2592	53.6935	-178.8879
19	T1	13	59.6342	-29.0689	-99.1285
		14	-59.6342	29.0689	-89.8195
20	T1	14	0.0000	-26.2362	-85.2678
		15	-0.0000	26.2362	-85.2678
21	T1	15	-59.6342	-29.0689	-89.8195
		16	59.6342	29.0689	-99.1285

JOINT REACTIONS AT SUPPORTS -----

JOINT NO.	X FORCE	Y FORCE	Z MOMENT
1	-82.9113	-145.1638	300.9576
2	-107.1587	11.0032	337.8631
3	-107.1587	-11.0032	337.8631
4	-82.9113	145.1638	300.9576
TOTAL	-380.1400	-0.0000	4036.8140

MICROBE

RESULTADOS DEL PROGRAMA: Como observamos en el listado de los programas mostrados en las hojas 67 a la 73, en donde tenemos los resultados del análisis para desplazamientos de los marcos ejes 3a, 4a, 5a y 6a y en las hojas de la 74 a la 77 presentamos los resultados del análisis para desplazamientos de los marcos ejes I, J, K, L, M, N y O.

Para ambos casos la información que nos proporciona la computadora es la siguiente: primeramente nos muestra una figura del modelo analizado, a continuación un listado de una serie de datos que los podemos dividir en dos grupos.

El primer grupo comprende el conjunto de datos proporcionados y descritos anteriormente, comenzando con el tipo de marco que se analizará que para este caso es un marco plano en dos direcciones; continúa con el Título que se le denomina al proyecto (OFICINAS COMERCIALES) y en números de ejes que nos representa dicho marco. El siguiente punto son las unidades en que se manejan todos los datos y los resultados, que para el proyecto será las cargas en toneladas y las distancias en metros. Posteriormente nos enlista las coordenadas de los nudos, la incidencia de las barras, las propiedades del material que conforman los elementos del marco como es el módulo de elasticidad del material, propiedades geométricas de los elementos estructurales (trabes y columnas). Después continúa definiendo el tipo de análisis que realizará, siendo éste por el método de las rigideces, la naturaleza de las cargas (cargas debidas a sismo), el número de los nudos en los que suponemos actúan las cargas y la magnitud de dichas cargas, aquí finaliza el primer grupo de datos.

El segundo grupo de datos comprende los resultados propios del análisis. Estos resultados comienzan con los desplazamientos de los nudos en la dirección X y Y de los ejes globales, así como la rotación de dichos nudos al rededor del eje global "Z". Hacemos la aclaración que los ejes globales X, Y y Z, es el sistema coordenado que se nos forma al codificar nuestro modelo geométrico (ver Fig.3.11 y 3.12), y también se especifica en la figura que muestra al inicio el programa.

Los siguientes resultados arrojados por el programa son las fuerzas o reacciones en cada una de las barras que forma el modelo estructural, dichas fuerzas son: fuerza axial, fuerza cortante y momento flexionante. Estas reacciones son debidas a las fuerzas laterales en cada una de las trabes y columnas.

Finalizan los datos con las reacciones en los nudos soporte. Dichos nudos son los que nos representan las bases de las columnas en P.B., siendo en este nivel en donde suponemos el empotre de la estructura con la cimentación. Así finaliza los datos proporcionados por el programa.

Por razones ya mencionadas, de éste análisis unicamente tomaremos en cuenta los primeros resultados proporcionados por el programa, y que corresponden a los desplazamientos de los nudos en la dirección del eje global X. El programa nos proporciona los desplazamientos absolutos de cada uno de los nudos ubicados en cada uno de los niveles. El desplazamiento absoluto por nivel será el promedio de los desplazamientos de los nudos ubicados en dicho nivel. En la Pag. No. 70, tenemos los resultados de los desplazamientos absolutos de cada uno de los nudos del marco ejes 3a, 4a, 5a y 6a, también ahí indicamos los promedios de los desplazamientos de los nudos por nivel, siendo este promedio el desplazamiento absoluto por nivel calculado de la siguiente manera: para el nivel 1 tenemos:

No de Nudo	Desplazamiento en dirección X	Promedio ΔA_i
8	0.0243062	$\Delta A_1 = \frac{0.1678348}{7}$
9	0.0239770	
10	0.0237783	
11	0.0237118	
12	0.0237783	
13	0.0239770	
14	0.0243062	
$\Sigma = 0.1678348$		$\Delta A_1 = 0.0239764$ (DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL NIVEL 1)

Este procedimiento se realizó en cada uno de los niveles, como se observa en la Pag. 70, los resultados de los desplazamientos se resumen en la figura 3.14.

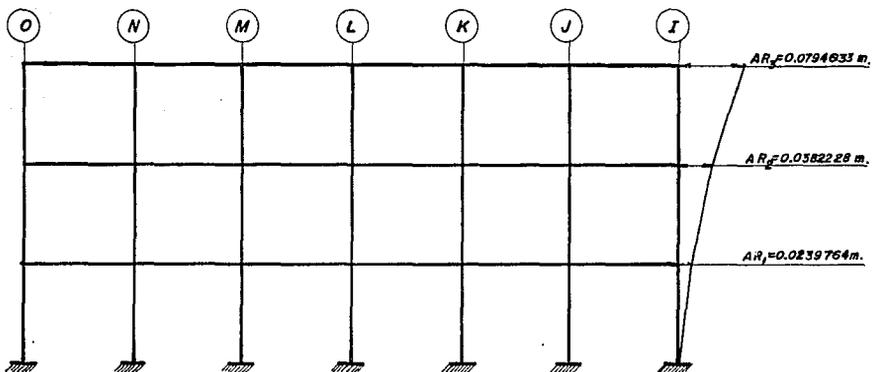


FIG. 3.14 DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS POR NIVEL MARCOS EJES 3a, 4a, 5a y 6a.

De la misma manera en la página 76 tenemos los desplazamientos absolutos por nivel del marco ejes I, J, K, L, M, N y O, los cuales se determinaron de la misma forma descrita anteriormente, y los resultados se resumen en la figura 3.15.

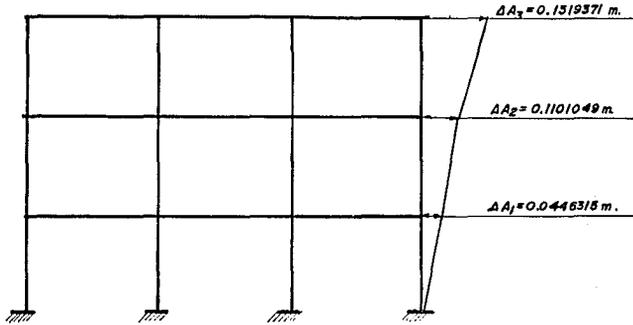


FIG. 3.15 DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS POR NIVEL MARCO EJES I, J, K, L, M, N y O .

Una vez conocidos los valores de los desplazamientos absolutos procederemos a calcular rigideces de cada nivel para ambos marcos. Hasta ahora, únicamente hemos estado mencionando que requerimos los desplazamientos que teóricamente tendrá la estructura para calcular las rigideces de esta, sin aclarar que dicha estructura tendrá dos magnitudes de desplazamiento: desplazamiento absoluto, cuyas magnitudes se muestran en las figuras 3.14 y 3.15, las cuales ya tenemos, y los desplazamientos relativos, cuya magnitud es la diferencia entre el desplazamiento absoluto de determinado nivel menos el desplazamiento absoluto del nivel inmediato inferior.

Con esto hacemos la aclaración que para calcular las rigideces de los marcos por nivel requerimos las magnitudes de los desplazamientos relativos. Para tener una idea más clara de lo antes descrito, en la tabla 3.3 se tienen los resultados de los cálculos de las rigideces por nivel del marco ejes 3a, 4a, 5a y 6a, en la cual una de las columnas muestra las magnitudes de los desplazamientos relativos, los resultados de esta y de las demás columnas, así como la forma de obtenerlos se explica a continuación.

NIVEL	ENTREPISO	DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO ΔA m.	DESPLAZAMIENTO RELATIVO ΔR m.	CORTANTE DE ENTREPISO V _i Ton-m.	RIGIDEZ K (Ton/m)
3	3	0.0794633	0.0212405	172.46	8119.39
2	2	0.0582228	0.0342464	312.52	9125.63
1	1	0.0239764	0.0239764	380.14	15854.76

TABLA 3.3 : DESPLAZAMIENTOS Y RIGIDECES DEL MARCO EJES 3a, 4a, 5a y 6a.

COLUMNA 3: Se tienen los desplazamientos absolutos del marco considerado. Dato obtenido del análisis del marco, mostrado en la figura 3.14 las unidades son metros.

COLUMNA 4: Son los desplazamientos relativos de cada nivel, estos datos se obtienen de la diferencia de los desplazamientos absolutos del nivel i menos el desplazamiento del nivel inmediato inferior por ejemplo:

$$\Delta R_i = \Delta A_i - \Delta A_{(i-1)}$$

DONDE:

ΔR_i = DESPLAZAMIENTO RELATIVO DEL ENTREPISO i

ΔA_i = DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL NIVEL i

$\Delta A_{(i-1)}$ = DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO DEL NIVEL INMEDIATO INFERIOR

DESPLAZAMIENTO RELATIVO DEL ENTREPISO 3.

$$\Delta R_3 = \Delta A_3 - \Delta A_2 = 0.0794633 - 0.0582228 = 0.0212405 \text{ M.}$$

DESPLAZAMIENTO RELATIVO DEL ENTREPISO 2.

$$\Delta R_2 = \Delta A_2 - \Delta A_1 = 0.0582228 - 0.0239764 = 0.0342464 \text{ M.}$$

DESPLAZAMIENTO RELATIVO DEL ENTREPISO 1

$$\Delta R_1 = \Delta A_1 - \Delta A_0 = 0.0239764 - 0.0 = 0.0239764 \text{ M.}$$

De esta manera se determinaron las magnitudes de los desplazamientos relativos.

COLUMNA 5: Cortante de entrepiso indicados en la figura 3.11

COLUMNA 6: Finalmente se tiene la rigidez del marco por nivel dicha rigidez se obtuvo con la siguiente expresión:

$$K_i = \frac{V_i}{\Delta R_i}$$

DONDE:

$$\begin{aligned} V_i &= \text{CORTANTE DE ENTREPISO (TON)} \\ \Delta R_i &= \text{DESPLAZAMIENTO RELATIVO DEL ENTREPISO 1 (M)} \\ K_i &= \text{RIGIDEZ DEL ENTREPISO 1 (TON/M)} \end{aligned}$$

Así tenemos los siguientes resultados:

RIGIDEZ DEL ENTREPISO 3

$$K_3 = \frac{V_3}{\Delta R_3} = \frac{172.46 \text{ Ton.}}{0.0212405 \text{ M}} = 8119.39 \frac{\text{Ton}}{\text{M}}$$

RIGIDEZ DEL ENTREPISO 2

$$K_2 = \frac{V_2}{\Delta R_2} = \frac{312.52 \text{ Ton.}}{0.0342464 \text{ M}} = 9125.63 \frac{\text{Ton.}}{\text{M}}$$

RIGIDEZ DEL ENTREPISO 1

$$K_1 = \frac{V_1}{\Delta R_1} = \frac{380.14 \text{ Ton.}}{0.0239764 \text{ M}} = 15,854.76 \frac{\text{Ton.}}{\text{M}}$$

De esta manera se obtuvieron las rigideces por nivel del marco ejes 3a, 4a, 5a y 6a.

Siguiendo el mismo procedimiento se obtuvieron las rigideces por nivel del marco ejes I, J, K, L, M, N y O. Los resultados se muestran en la tabla 3.4.

NIVEL	ENTREPISO	DESPLAZAMIENTO ABSOLUTO Δ	DESPLAZAMIENTO RELATIVO Δ/R	COTANTE DE ENTREPISO V_i	RIGIDEZ K
3	3	0.1519371	0.0418322	172.46	4122.66
2	2	0.1101049	0.0654734	312.52	4773.24
1	1	0.0446315	0.0446315	380.14	8517.30

TABLA 3.4 : RIGIDEDES POR NIVEL DEL MARCO EJES I, J, K, L, M, N y O.

Las rigideces calculadas anteriormente se resumen en las figuras 3.16, 3.17 y 3.18, donde se tienen las rigideces de cada marco por nivel.

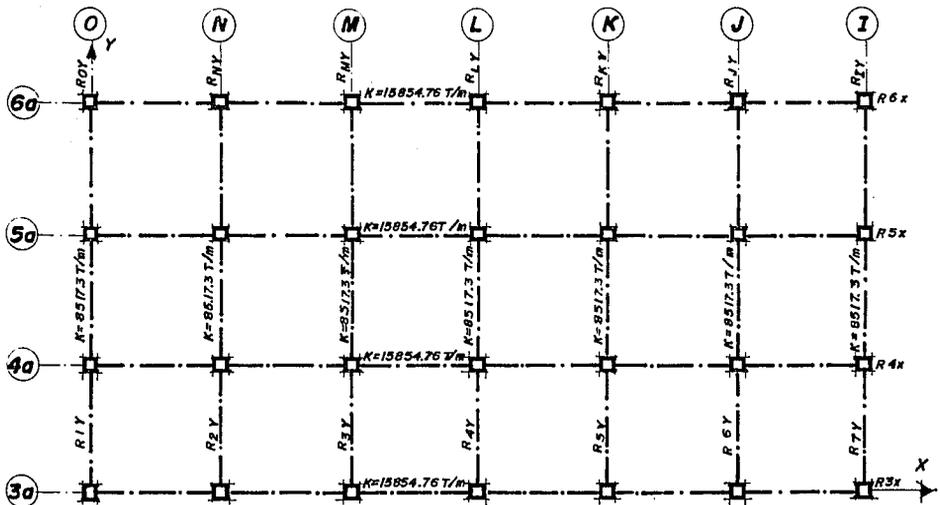


FIG. 3.16 RIGIDEDES POR MARCO NIVEL 1

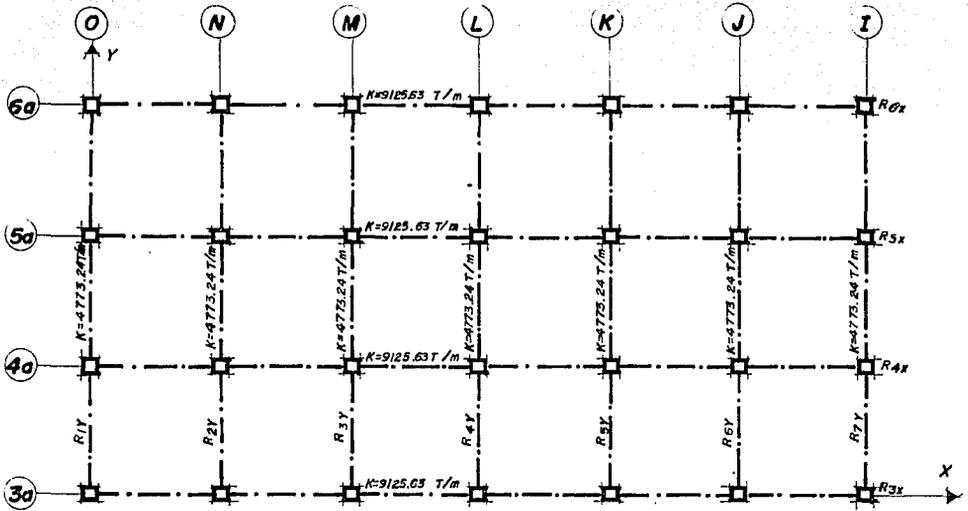


FIG. 3.17 RIGIDEZ POR MARCO NIVEL - 2

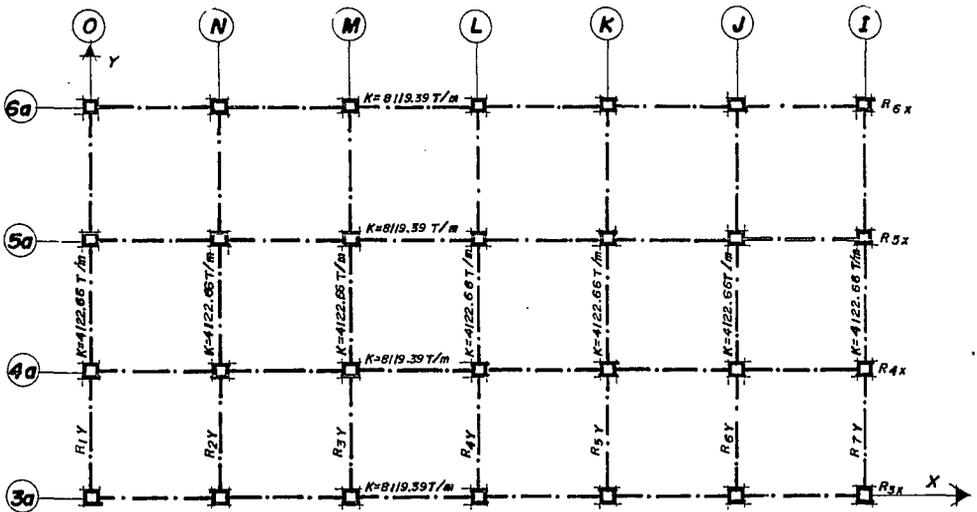


FIG. 3.18 RIGIDEZ POR MARCO NIVEL - 3

Una vez determinados los centros de gravedad y pesos de cada uno de los niveles, así como la rigidez de cada marco, procederemos a -valuar las magnitudes de las fuerzas sísmicas.

3.3.1.3 VALUACION DE FUERZAS SISMICAS SIN ESTIMAR EL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO.

Según el Inciso 8.1 de la sección 8 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (en adelante las denotaremos como NTCDS), las fuerzas cortantes sísmicas en los diferentes niveles de una estructura pueden valuarse suponiendo un conjunto de fuerzas horizontales que actúan sobre cada uno de los puntos donde se suponen concentradas las masas. La fuerza actuante donde se encuentra la masa i es igual al peso de la misma W_i , por un coeficiente proporcional a la altura h_i de la masa en cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables). El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación V/W en la base sea igual a C/Q .

Para realizar esta evaluación se hacen necesarios un conjunto de datos que marca las NTCDS, para cada estructura, dependiendo de la ubicación de ésta y la función que tendrá el inmueble, de esta manera tenemos los siguientes parámetros para el análisis sísmico.

- Clasificación de la estructura: Grupo B, según lo marca el Artículo 174 del RCDF.
- Localización de la estructura: Zona III (Terreno Compresible) según lo especificado en el Artículo 219 del RCDF.
- Coeficiente Sísmico $C=0.40$ Artículo 206 RCDF.
- Factor de reducción por ductilidad $Q=3$, Sección 5 de NTCDS
- Estructura regular, pues satiface los requisitos de la sección 6 NTCDS.

En la tabla 3.5 se muestran los valores de C, Ta, Tb y r., que dependen de la zona en que se encuentre la estructura y la función que tendrá el inmueble.

Z O N A	C	Ta (seg)	Tb (seg)	r
I (Terreno firme)	0.16	0.2	0.6	1/2
II (Terreno de - trans.)	0.32	0.3	1.5	2/3
III (Terreno compr <u>e</u> sible.)	0.40	0.6	3.9	1

Tabla 3.5 VALORES DE C, Ta, Tb Y r SEGUN LO ESTIPULADO EN -
NTCDS 1987.

Así tenemos que la aplicación de lo estipulado en el artículo 8.1 conduce a que la fuerza horizontal P_i aplicada en el centro de masas del nivel i está dada por la fórmula:

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} C_s \sum W_i$$

La aplicación de esta fórmula se ejemplifica en la tabla 3.6 para el Edificio de Oficinas tratado aquí. Donde los datos de cada columna así como la manera de obtenerlos los explicamos a continuación.

Tabla 3.6 FUERZA SISMICA CORTANTE Y POSICION DE LA CORTANTE EN CADA PISO DEL EDIFICIO

a) DIRECCION "X"										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
NIVEL O ENTREPISO	Wi Ton	hi Mt.	Wi hi Ton.M	PiX	ViX	Yi	PiX Yi	ΣPiX Yi	Yi	Yi
3	864.74	13.95	12063.12	172.46	172.46	9.75	1681.49	1681.49	9.52	
2	1042.25	9.40	9797.15	140.07	312.53	9.85	1379.69	3061.18	9.79	
1	1017.14	4.65	4729.70	67.62	380.15	9.85	666.06	3727.24	9.80	
SUMAS	2924.13		26589.97							

COLUMNA 2: Peso de cada nivel evaluado en las Tablas 3.1, 3.2 y 3.3

COLUMNA 3: Altura total de cada nivel

COLUMNA 4: El producto del peso por la altura de cada nivel

$$\text{Nivel 3} = 864.74 \times 13.95 = 12,063.12 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Nivel 2} = 1042.25 \times 9.40 = 9,797.15 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Nivel 1} = 1017.14 \times 4.65 = 4,729.70 \text{ Ton/m}$$

$$\text{S U M A :} \quad \underline{\quad\quad\quad} \quad 26,589.97 \text{ Ton/m}$$

COLUMNA 5: Pi, es la magnitud de la fuerza horizontal aplicada en el centro de masas del nivel i determinada con la fórmula:

$$P_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \cdot C_{Sx} \cdot \sum W_i$$

$$C_{Sx} = \frac{C}{Q} = \frac{0.40}{3.0} = 0.13$$

$$\text{a) NIVEL 3 : } P_i = \frac{12063.12}{26589.97} \times 0.13 \times 2924.13 = 172.46 \text{ Ton.}$$

$$b) \text{ NIVEL 2 : } P_i = \frac{9797.15}{26589.97} \times 0.13 \times 2924.13 = 140.07 \text{ Ton.}$$

$$c) \text{ NIVEL 1 : } P_i = \frac{4729.70}{26589.97} \times 0.13 \times 2924.13 = 67.62 \text{ Ton.}$$

Siendo los valores de P_i , las magnitudes aproximadas de las --- fuerzas laterales con las que se determinaron las rigideces de los marcos en el Subcapítulo anterior.

COLUMNA 6: Cortante de entrepiso V_iX , que es la suma de las fuerzas -- horizontales P_iX de los niveles superiores.

$$a) \text{ Nivel 3 } V3X = 172.46 \text{ Ton.}$$

$$b) \text{ Nivel 2 } V2X = 172.46 + 140.07 = 312.53 \text{ Ton.}$$

$$c) \text{ Nivel 1 } V1X = 172.46 + 140.07 + 67.62 = 380.15 \text{ Ton.}$$

COLUMNA 7: Ordenada del centro de gravedad, dato obtenido en las tablas 3.1, 3.2 y 3.3.

COLUMNA 8: Producto de la fuerza horizontal de cada nivel por la ordenada del centro de gravedad de cada nivel.

$$a) \text{ Nivel 3 } = (P3X)(\bar{Y}3) = 172.46 \times 9.75 = 1681.49$$

$$b) \text{ Nivel 2 } = (P2X)(\bar{Y}2) = 140.07 \times 9.85 = 1379.69$$

$$c) \text{ Nivel 1 } = (P1X)(\bar{Y}1) = 67.62 \times 9.85 = 666.06$$

COLUMNA 9: Suma acumulada de los valores de la Columna 8

$$\text{COLUMNA 10: } Y_i = \frac{\sum P_iX \bar{Y}_i}{V_iX}$$

$$a) \text{ Nivel 3 } Y3 = \frac{1681.49}{172.46} = 9.52$$

$$b) \text{ Nivel 2 } Y2 = \frac{3061.18}{312.53} = 9.79$$

$$c) \text{ Nivel 1 } Y1 = \frac{3727.24}{380.15} = 9.80$$

De la misma manera se determinaron los valores de las fuerzas - horizontales en la Dirección "Y", los valores se presentan en la Tabla 3.7.

Tabla 3.7 FUERZA SISMICA, CORTANTE Y POSICION DE LA CORTANTE EN CADA PISO DEL EDIFICIO

b) DIRECCION "Y"									
NIVEL O EN PISO	Wi Ton	hi Mt.	Wihi Ton-M	PiY	ViY	\bar{X}_i	PiY \bar{X}_i	PiY \bar{X}_i	X_i
3	864.74	13.95	12063.12	172.46	172.46	19.58	3376.77	3376.77	19.58
2	1042.25	9.40	9797.15	140.07	312.53	19.16	2683.74	6060.51	19.39
1	1017.14	4.65	4729.70	67.62	380.15	19.43	1313.86	7374.37	19.40
SUMAS	2924.13		26589.70						

3.3.1.4 VALUACION DE LAS FUERZAS SISMICAS ESTIMANDO EL PERIODO FUNDAMENTAL DEL EDIFICIO.

El párrafo 8.2 de las NTCDS (NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO), marca que podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas en el inciso anterior, siempre que se tome en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo con lo siguiente:

- a) EL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION T, SE TOMARA IGUAL A:

$$T = 6.3 \left[\frac{\sum W_i X_i^2}{9 \sum P_i X_i} \right]^{1/2}$$

DONDE:

Wi: ES EL PESO DE LA MASA i

Pi: LA FUERZA HORIZONTAL QUE ACTUA SOBRE ELLA, VALUADA EN EL INCISO ANTERIOR

Xi: EL CORRESPONDIENTE DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCION DE LA FUERZA

g: LA ACELERACION DE LA GRAVEDAD

De acuerdo con el valor resultante de T, se aplica una de las opciones siguientes:

- b) SI T ES MENOR O IGUAL QUE Tb SE PROCEDERA COMO EN EL INCISO 3.3.1.3 PERO DE TAL MANERA QUE LA RELACION V_0/W_0 SEA IGUAL A a/Q' , CALCULANDOSE a Y Q' COMO SE ESPECIFICA RESPECTIVAMENTE EN LAS SECCIONES 3 Y 4 DE LAS NTCDS, ES DECIR:

$$\text{Si } T \leq T_b$$

$$\text{ENTONCES: } \frac{V_0}{W_0} = \frac{a}{Q'}$$

Y

$$a = \left(1 + \frac{3T}{T_a}\right) \frac{c}{4}, \text{ Si } T \text{ es menor que } T_a, T < T_a$$

$$a = c, \text{ Si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b; T_a < T < T_b$$

$$a = qc, \text{ Si } T \text{ excede de } T_b; T > T_b$$

$$q = \left[\frac{T_b}{T}\right]^r$$

$Q' = Q$ Si se desconoce T o si este es mayor o igual que T_a

$$Q' = 1 + \left[\frac{T}{T_a}\right] (Q-1), \text{ Si } T \text{ es mayor que } T_a$$

- c) SI T ES MAYOR QUE Tb SE PROCEDERA COMO EN EL PARRAFO b) PERO DE TAL MANERA QUE CADA UNA DE LAS FUERZAS --- LATERALES SE TOMA PROPORCIONAL AL PESO DE LA MASA QUE CORRESPONDE MULTIPLICADO POR UN COEFICIENTE IGUAL A:

$$K1 h_i + K2 H_i^2$$

SIENDO:

$$K1 = q(1-r(1-q)) \sum W_i / (\sum W_i h_i)$$

$$K2 = 1.5 r q (1-q) \sum W_i / (\sum W_i h_i^2)$$

W_i y h_i , respectivamente, el peso y la altura de la i -ésima masa sobre el desplante, además, "a" no se tomará menor que $c/4$.

A continuación se examinará si es posible reducir las fuerzas sísmicas obtenidas en el inciso 3.3.1.3., en ambas direcciones. Para esto partiremos de los valores de las rigideces calculadas en el inciso 3.3.1.2. y cuyos resultados se resumen en las figuras 3.16, 3.17 y 3.18, así como de los resultados obtenidos en las tablas 3.6 y 3.7 en las tablas 3.8 y 3.9 mostramos los cálculos necesarios para obtener T, según la fórmula del inciso "a".

Tabla 3.8 ESTIMACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DEL EDIFICIO DE OFICINAS

a) DIRECCION X								
NIVEL	W_i	P_i	V_i	K_i	V_i/K_i	Y_i	$W_i Y_i^2$	$P_i Y_i$
O ENTREPISO	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton /cm)	(cm)	(cm)	(Ton-cm ²)	(Ton-cm)
3	864.74	172.46	172.46	324.78	0.531	1.986	3410.70	342.50
2	1042.25	140.07	312.53	365.03	0.856	1.455	2206.47	1516.47
1	1017.14	67.62	380.15	634.19	0.599	0.599	364.95	609.27
SUMAS							5982.12	2468.24

$$T = 6.3 \left[\frac{\sum W_i Y_i^2}{g \sum P_i X_i} \right]^{1/2} = 6.3 \left[\frac{5982.12}{981(2468.24)} \right]^{1/2}$$

$$T = 0.31 \text{ Seg.}$$

De la Tabla 3.5 presentada anteriormente obtuvimos los valores de T_a y T_b ; para un terreno Tipo III (compresible) tenemos los siguientes valores:

$$T_a = 0.6 \text{ y } T_b = 3.9$$

Por lo tanto:

$$i = 0.31 < T_b = 3.9$$

Caemos en el caso del inciso b, donde nos indica que:

$$\frac{V_0}{W_0} = \frac{a}{Q'}$$

$$a = \left[1, \frac{31}{T_a} \right] \frac{Q'}{4}, \text{ Si } T < T_a \text{ (que se cumple en nuestro caso)}$$

$$V' Q' = 1 + \left[\frac{T}{T_a} \right] (Q' - 1), \text{ Si } T < T_a$$

$$a = \left[1, \frac{3(0.31)}{0.6} \right] \frac{0.4}{4} = 0.26$$

$$Q' = \left[1, \frac{0.31}{0.6} \right] (3.0 - 1.0) = 2.0$$

$$\frac{a}{Q'} = \frac{0.26}{2.0} = 0.13$$

La fuerza P_i calculada en la tabla 3.6 dan, para V_0/W_0 en la base, el valor $380.15/2924.13 = 0.13$ y:

$$\frac{a}{Q'} = 0.13 = \frac{380.15}{2924.13} = 0.13$$

Ambas relaciones son iguales y no hay reducción en las fuerzas sísmicas.

La estimación del período fundamental de vibración para la dirección "y" se muestra en la tabla 3.9

Tabla 3.9 ESTIMACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION EDIFICIO DE OFICINAS

b) DIRECCION Y								
NIVEL O ENTREPISO	Wi (Ton)	Pi (Ton)	Vi (Ton)	Ki (Ton /cm)	Vi/Ki (cm)	Xi (cm)	WiXi ² (Ton-cm ²)	PiXi (Ton-cm)
3	864.74	172.46	172.46	288.59	0.598	2.171	4075.73	374.41
2	1042.25	140.07	312.53	334.13	0.935	1.573	2578.87	220.33
1	1017.14	67.62	380.15	596.21	0.638	0.638	414.02	43.14
SUMAS							7068.62	637.88

En las Tablas 3.8 y 3.9 la mayoría de los datos que utilizamos ya se definieron anteriormente, la única aclaración que cabe hacer, es con respecto a el cociente de Vi/Ki cuyo resultado, son los desplazamientos de entrepiso que, acumulados, dan los desplazamientos totales Xi o Yi.

$$T = 6.3 \left[\frac{\sum WiXi^2}{g \sum PiXi} \right]^{1/2} = 6.3 \left[\frac{7068.62}{981(637.88)} \right]^{1/2} = 0.67 \text{ Seg.}$$

$$T = 0.67 < T_b = 3.9$$

Caemos en el caso del inciso b;

$$\frac{V_0}{W_0} = \frac{a}{Q'}$$

De la Tabla 3.5 mostrada en la página 86, obtenemos los valores de T_a y T_b .

$$T_a = 0.6$$

$$T_b = 3.9$$

Según lo calculado anteriormente $T = 0.67$, por lo tanto tenemos que:

$$T_a < T < T_b$$

Por lo tanto $c = a$

Como $c = a$, no habrá reducción en las fuerzas sísmicas calculadas.

3.3.1.5 DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS SISMICAS ENTRE LOS ELEMENTOS RESISTENTES DEL EDIFICIO

En lo que sigue describiremos el procedimiento para distribuir las fuerzas sísmicas que actúan en los pisos del edificio en estudio, entre los diferentes elementos resistentes verticales, que para este caso son marcos. En este procedimiento se acepta la hipótesis de que los pisos son diafrámas rígidos en su plano.

En este paso del análisis sísmico hay que considerar que las NTCDS en su Artículo 8, inciso 8.6, especifica que el momento torsionante se tomará igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco resulte más desfavorable de las siguientes: $1.5e_s + 0.1b$ ó $e_s - 0.1b$, donde " e_s " es la excentricidad torsional calculada en el entrepiso considerado y " b " es la máxima dimensión en planta de dicho entrepiso, medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno que se esté analizando.

También se debe tener presente que el inciso 8.8 estipula: los efectos de ambas componentes horizontales del movimiento del terreno, se combinarán tomando, en cada dirección que se analice la estructura, el 100% de los efectos de la componente que obre en esa dirección y el 30% de los efectos que obran perpendicularmente a ella, con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables.

En las figuras 3.16, 3.17 y 3.18 se muestran las plantas de entrepiso del edificio que analizamos, en las cuales se identifican con subíndices x, y; los sistemas (marcos) que resistirán las fuerzas paralelas a la dirección X, Y; respectivamente. La rigidez de entrepiso de cada elementos se designa por R_{jx} ó R_{jy}. Estos valores fueron calculados anteriormente.

El procedimiento de distribución de las fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes consiste en los siguientes pasos:

- a) La fuerza horizontal P_i aplicada en el centro de gravedad de cada nivel i se calcula como se describió en la sección 3.3.1.3.
- b) Se obtiene por equilibrio estático la línea de acción de la cortante sísmica en cada entrepiso para las dos direcciones ortogonales paralelas a los sistemas resistentes.
- c) Se calculan las rigideces de entrepiso de los elementos resistentes en ambas direcciones y en todos los entrepisos.
- d) Se determina la posición del centro de torsión en cada entrepiso, este centro es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el entrepiso sea exclusivamente de translación. En caso contrario existe torsión o rotación relativa entre dichos niveles.

Las expresiones para calcular el centro de torsión son:

$$X_t = \frac{\sum (R_{jy} X_j)}{\sum R_{jy}}$$

$$Y_t = \frac{\sum (R_{jx} Y_j)}{\sum R_{jx}}$$

DONDE:

X_j y Y_j : Son las coordenadas de los elementos resistentes.

- R_{jx} y R_{jy} : Son las rigideces de los elementos resistentes paralelos a la dirección X y Y.
- X_t y Y_t : Las coordenadas del centro de torsión del nivel en estudio.

- e) La fuerza cortante que debe ser resistida por un elemento estructural resistente cualquiera es igual a la suma de dos efectos : El primero es el debido a la fuerza cortante del piso, supuesta actuando en el centro de torsión, el segundo es el debido al momento torsionante del piso.

Si la dirección analizada del sismo es paralela al eje "X", las magnitudes de los cortantes los obtenemos con las siguientes expresiones.

En los elementos resistentes paralelos al eje "X", por efecto de la fuerza cortante aplicada en el centro de torsión.

$$V1x = \frac{V_x R_{jx}}{\sum R_{jx}}$$

En los elementos resistentes paralelos al eje "X", por efectos de la torsión:

$$V2x = \frac{M_t R_{jx} Y_{jt}}{(\sum R_{jx} Y_{jt}^2 + \sum R_{jy} X_{jt}^2)}$$

Si la dirección analizada del sismo es paralela al eje "Y", las magnitudes de los cortantes las obtendremos con las siguientes expresiones:

En los elementos resistentes paralelos al eje "Y", por efecto de la fuerza cortante aplicada en el centro de torsión.

$$V1y = \frac{V_y R_{jy}}{\sum R_{jy}}$$

En los elementos resistentes paralelos al eje "Y", por efectos de la torsión.

$$V2y = \frac{M_t R_{jy} X_{jt}}{(\sum R_{jx} Y_{jt}^2 + \sum R_{jy} X_{jt}^2)}$$

En las expresiones anteriores tenemos:

V_x y V_y : Fuerza cortante sísmica en el entrepiso considerado en las direcciones X y Y, respectivamente.

X_{jt} y Y_{jt} : Distancia de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del entrepiso en cuestión.

M_t : Momento torsionante en el entrepiso considerado que es igual al producto de la fuerza cortante en el entrepiso por la más desfavorable de las siguientes excentricidades.

$$e_1 = 1.5 e_s + 0.1 b$$

$$e_2 = e_s - 0.1 b$$

Donde "es" es la excentricidad calculada como la distancia entre la línea de acción de la cortante y el centro de torsión "b" es la mayor dimensión en planta del entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del sismo.

En la primera de las ecuaciones (e_1) a la excentricidad calculada amplificada se le suma, en el mismo sentido, la excentricidad accidental $0.1 b$. En la segunda ecuación (e_2), en cambio, a la excentricidad calculada se le resta, en sentido contrario, la excentricidad accidental; puede ocurrir que en este caso la excentricidad resultante sea de signo opuesto al de la calculada. Por esto para cada sistema plano deberá investigarse cuál de las dos excentricidades dadas produce efectos más desfavorables.

- f) Para cada sistema plano deberán calcularse las fuerzas laterales debidas a la suma del 100% de los efectos debidos al sismo actuando en la dirección "X" con 30% de los efectos producidos por el sismo actuando en la dirección "Y" y viceversa, rige el mayor de los resultados.
- g) Conocido el sistema de cargas que actúa en cada elemento resistente, se analizarán los marcos por medio de un programa de computadora.

Para ilustrar el procedimiento expuesto anteriormente en la Tabla 3.10 presentamos en forma esquematizada las operaciones para la obtención de fuerzas en los elementos resistentes del entrepiso 3, del edificio de Oficinas. Notese en la Tabla 3.10 que para cada dirección del movimiento

sísmico se calcularon dos excentricidades (e_1 y e_2) y dos momentos torsionantes (M_{t1} y M_{t2}). En el nivel 3, para la dirección "X" se tiene $e_1 = 2.3$ m. y $e_2 = -1.72$ m., $M_{t1} = 396.66$ T-m y $M_{t2} = -296.63$ T-m, como se aprecia en la Figura 3.19, para los elementos R3x y R4x en los cuales el efecto de torsión se suma al de traslación, se uso M_{t1} , y para los sistemas R5x y R6x, en los cuales también el efecto de torsión se suman al de traslación, se uso M_{t2} , para valuar los efectos del sismo en "X" en los marcos "Y" siempre se uso el valor mayor de M_t (396.66 T-m).

Para que las hipótesis del análisis se cumplan, es necesario que la losa sea capaz de resistir como diafragma las fuerzas que actúan sobre ella como consecuencia de su participación transmitiendo la fuerza sísmica a los sistemas resistentes. En el sistema R3x por ejemplo, las fuerzas cortantes en los entrepisos 3 y 2 son 90.11 y 50.35 Ton., la fuerza que la losa transmite en el nivel 2 es por tanto $90.11 - 50.35 = 39.76$ Ton.

En las Tablas 3.11 y 3.12 se tiene el cálculo de las fuerzas cortantes en los elementos resistentes de los entrepisos 2 y 1 respectivamente. La forma de obtenerlas es igual que la descrita anteriormente para el entrepiso 3.

SENTIDO	V	Cs	b	$a_1 = 1.50 \times 0.16$	$a_2 = 0.5 \times 0.16$	$M_{01} = V \cdot a_1$	$M_{02} = V \cdot a_2$
X	172.46	0.23	19.5	2.30	-1.72	396.66	-274.63
Y	172.46	-0.08	39.0	3.78	-3.96	651.90	-666.39

$$X_v = 19.58 ; X_b = 19.50 ; C_s = 1' - 1' = 2.75 - 1' = 1.75$$

$$Y_v = 9.50 ; Y_b = 9.75 ; C_s = X_b - X_v = 19.50 - 19.58 = -0.08 \text{ m.}$$

$$\sum R_{ix} \cdot X_{ij} + \sum R_{iy} \cdot Y_{ij} = 41597.049.58$$

EJE	R _{ij}	X _{ij}	R _{ij} X _{ij}	Y _{ij}	R _{ij} Y _{ij}	EFECTO DE V _x			EFECTO DE V _y TORSION	V _x + 3V _y	3V _x + V _y	
						DIRECTO	TORSION	TOTAL				
R _{3x}	819.4	0.0	0.0	-9.75	79163.57	77184.76	43.1%	4.76	47.89	8.24	50.35	22.60
R _{4x}	819.4	6.50	53276	-3.25	26387.84	55762.73	43.1%	1.59	44.71	2.75	47.76	16.16
R _{5x}	819.4	13.0	105552	3.25	26387.84	85762.73	43.1%	1.19	44.31	2.75	45.14	16.04
R _{6x}	819.4	19.5	158328	9.75	79163.57	77184.76	43.1%	3.56	46.68	8.24	49.15	22.21
SUM.	32478		316656			171523.55					RIGE	

$$Y_v = \frac{316.656.22}{32.477.50} = 9.75$$

$$V_x = \frac{V_x \cdot R_{ix}}{\sum R_{ix}} = \frac{172.46 \cdot R_{ix}}{32.477.50} = 0.0055 R_{ix}$$

$$V_x \text{ TORSION} = \frac{M_0 R_{ix} \cdot Y_{ij}}{(\sum R_{ix} \cdot Y_{ij}^2) + (\sum R_{iy} \cdot X_{ij}^2)}$$

EJE	R _{ij}	X _{ij}	R _{ij} X _{ij}	Y _{ij}	R _{ij} Y _{ij}	R _{ij} X _{ij} Y _{ij}	EFECTO DE V _y			EFECTO DE V _x TORSION	V _y + 3V _x	3V _y + V _x
							DIRECTO	TORSION	TOTAL			
R _{0y}	412.66	0.0	0.0	-19.50	80469.87	154916.247	24.66	7.95	32.61	4.84	34.06	14.62
R _{1y}	412.66	6.50	26777.25	-10.00	53646.58	197405.54	24.66	5.30	29.30	3.23	32.87	12.20
R _{2y}	412.66	13.0	53597.58	-6.50	26823.29	174351.39	24.66	2.65	27.31	1.61	27.79	9.80
R _{3y}	412.66	19.50	80391.87	0.0	0.0	0.0	24.66	0.0	24.66	0.0	24.66	7.40
R _{4y}	412.66	26.0	107131.64	6.50	26823.29	174351.39	24.66	2.79	27.45	1.61	27.93	9.85
R _{5y}	412.66	32.50	133986.45	13.0	53646.58	697415.54	24.66	5.58	30.24	3.23	31.21	12.30
R _{6y}	412.66	39.0	160723.74	19.50	80469.87	154916.247	24.66	8.37	33.03	4.84	34.48	14.75
SUM.	24859		582743.01			1551522.8						

$$X_b = \frac{582743.03}{28858.62} = 19.50 \text{ m.}$$

$$V_y \text{ DIRECTO} = \frac{V_y \cdot R_{iy}}{\sum R_{iy}} = \frac{172.46 \cdot R_{iy}}{28858.62} = 0.006 R_{iy}$$

Tabla 3.10 DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES DEL EDIFICIO. NIVEL 3

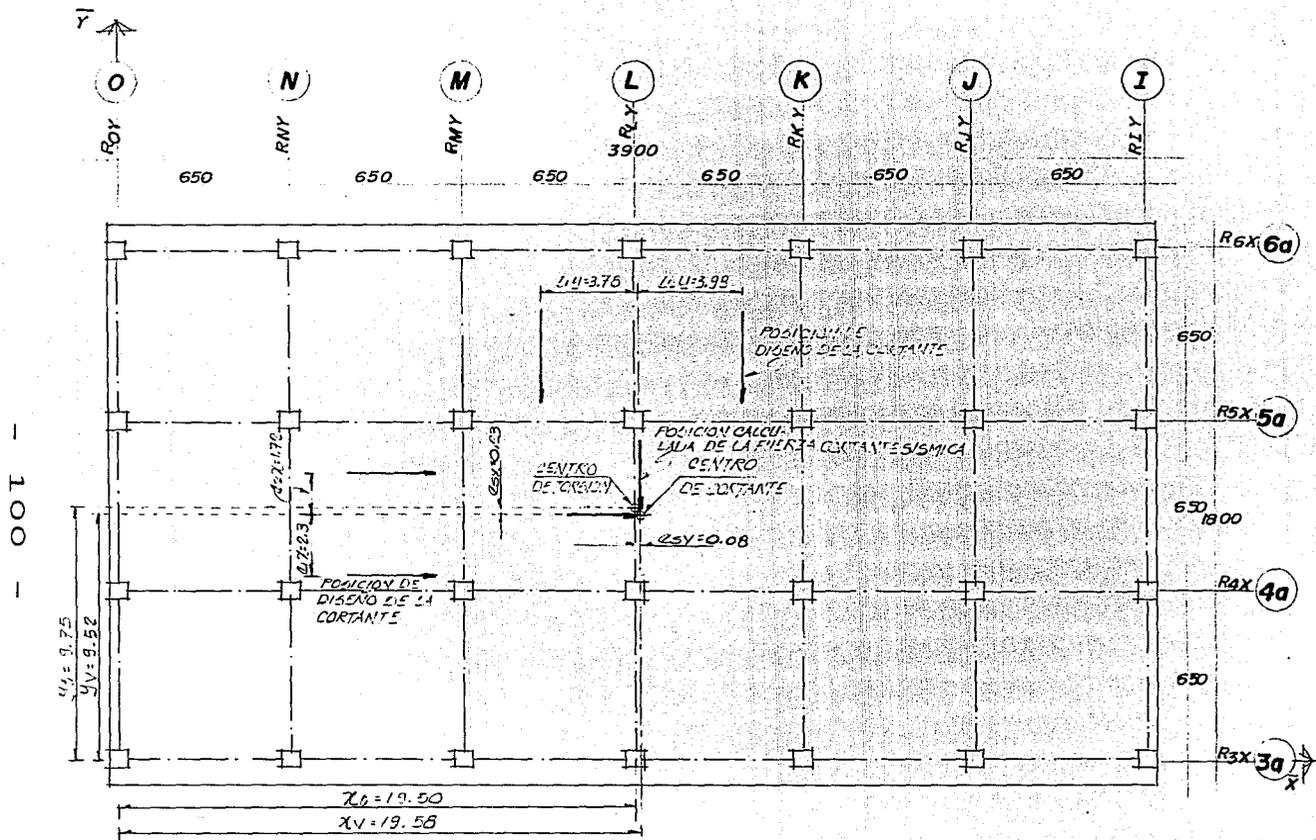


FIG. 3.19 POSICION DE LA FUERZA CORTANTE PARA CALCULAR LOS MOMENTOS TORSIONANTES DE DISEÑO NIVEL 3

SENTIDO	V	cs	b	$l_1=1.56s_{10.16}$	$l_2=cs-0.16$	$M_{t1}=Vl_1$	$M_{t2}=Vee$					
X	380.15	-0.05	19.50	1.88	-2.0	714.88	-760.30					
Y	380.15	0.10	39.00	4.05	-3.80	1531.61	-1444.57					
$Z_v=19.40\text{ m}; Z_t=19.50\text{ m}; c_{sx}=y_t-y_v=9.75-9.80=-0.05\text{ m}$ $\sum R_{jx} y_{jt} + \sum R_{jy} x_{jt} = 1342528396$ $y_v=9.80\text{ m}; y_t=9.75\text{ m}; c_{sy}=z_t-z_v=19.50-19.40=0.10\text{ m}$												
EJE	R_{jx} T/M	y_j	$R_{jx} y_j$	y_{jt}	$R_{jx} y_{jt}$	$R_{jx} y_{jt}^2$	EFECTO DE V_x			EFECTO DE V_y TORSION	$0.3V_x + V_y$	$0.3V_x + V_y$
							DIRECTO	TORSION	TOTAL			
R3x	15855	0.0	0.0	-9.75	154583.91	1507193.15	35.04	8.23	103.27	17.73	109.59	48.71
R4x	15855	6.5	103057.94	-3.25	51527.97	167465.90	35.04	2.74	97.76	5.91	99.55	35.24
R5x	15855	13.0	206111.88	3.25	51527.97	167465.90	35.04	2.92	97.96	5.91	99.73	35.30
R6x	15855	19.5	309167.83	9.75	154583.91	1507193.12	35.04	8.75	103.79	17.73	109.11	48.87
SUMAS	63419		618371.64			534933.04						RIGE
$y_t = \frac{618371.64}{63419.04} = 9.75\text{ m}; V_x = \frac{V_x R_{jx}}{\sum R_{jx}} = \frac{380.15 R_{jx}}{63419.04} = 0.006 R_{jx}$ $V_x = \frac{M_t R_{jx} y_{jt}}{(\sum R_{jx} y_{jt}^2) + (\sum R_{jy} x_{jt}^2)}$												
EJE	R_{jy} T/M	x_j	$R_{jy} x_j$	x_{jt}	$R_{jy} x_{jt}$	$R_{jy} x_{jt}^2$	EFECTO DE V_y			EFECTO DE V_x TORSION	$0.3V_x + V_y$	$0.3V_x + V_y$
							DIRECTO	TORSION	TOTAL			
R0y	8573	0.0	0.0	19.50	166087.35	3238783.33	54.31	19.05	73.36	9.41	76.18	31.42
R1y	8573	6.5	55362.45	13.00	110724.90	1439423.70	54.31	12.70	67.01	6.27	68.89	26.37
R2y	8573	13.0	110724.90	6.50	55362.45	359855.93	54.31	6.35	60.66	3.14	61.60	21.34
R3y	8573	19.5	166087.35	0.0	0.0	0.0	54.31	0.0	54.31	0.0	54.31	16.29
R4y	8573	26.0	22449.80	6.50	55362.45	359855.93	54.31	5.96	60.27	3.14	61.21	21.22
R5y	8573	32.5	278122.5	13.00	110724.90	1439423.70	54.31	11.91	66.22	6.27	68.10	26.14
R6y	8573	39.0	332174.70	19.50	166087.35	3238783.33	54.31	17.87	72.18	9.41	75.00	31.06
SUMAS	59621.10		1662611.45			10075965.92						RIGE
$x_t = \frac{1662611.45}{59621.10} = 19.50\text{ m}; V_y = \frac{V_y R_{jy}}{\sum R_{jy}} = \frac{380.15 R_{jy}}{59621.10} = 0.006 R_{jy}$ $V_y = \frac{M_t R_{jy} x_{jt}}{(\sum R_{jy} x_{jt}^2) + (\sum R_{jx} y_{jt}^2)}$												

Tabla 3.12 DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES DEL EDIFICIO. NIVEL 1

Una vez determinados los cortantes de diseño nos --
 resta definir las fuerzas definitivas debidas a sismo, la --
 obtención de estas fuerzas se resumen en las siguientes ta-
 blas, en donde mostraremos los cortantes de diseño y fuer-
 zas definitivas para cada marco en cada uno de los niveles.

MARCOS PARALELOS AL EJE "X"

ENTRE PISO	NIVEL	Vi TON	Fi TON
	3		50.35
3	2	50.35	36.76
2	1	90.11	19.48
1		109.59	

MARCO EJE 3a

ENTRE PISO	NIVEL	Vi TON	Fi TON
	3		47.76
3	2	47.76	34.37
2	1	82.13	17.42
1		99.55	

MARCO EJE 4a

ENTRE PISO	NIVEL	Vi TON	Fi TON
	3		45.14
3	2	45.14	37.11
2	1	82.25	17.48
1		99.73	

MARCO EJE 5a

ENTRE PISO	NIVEL	Vi TON	Fi TON
	3		49.15
3	2	49.15	41.33
2	1	90.48	18.63
1		109.11	

MARCO EJE 6a

MARCOS PARALELOS AL EJE "Y"

ENTRE PISO	NIVEL	Vi TON	Fi TON
3	3	34.06	34.06
	2	62.27	28.21
2	1	76.18	13.91
1			

ENTRE PISO	NIVEL	Vi TON	Fi TON
3	3	30.87	30.87
	2	56.40	25.53
2	1	68.89	12.40
1			

MARCO EJE "O"

MARCO EJE "N"

ENTRE PISO	NIVEL	Vi TON	Fi TON
3	3	27.79	27.79
	2	50.52	22.73
2	1	61.60	11.08
1			

ENTRE PISO	NIVEL	Vi TON	Fi TON
3	3	24.66	24.66
	2	44.65	19.99
2	1	54.31	9.66
1			

MARCO EJE "M"

MARCO EJE "L"

ENTRE PISO	NIVEL	Vi TON	Fi TON
3	3	27.93	27.93
	2	50.17	22.24
2	1	61.21	11.04
1			

ENTRE PISO	NIVEL	Vi TON	Fi TON
3	3	31.21	31.21
	2	55.64	24.48
2	1	68.10	12.41
1			

MARCO EJE "K"

MARCO EJE "J"

ENTRE PISO	NIVEL	Vi TON	Fi TON
	3		34.48
3		34.48	
	2		26.73
2		61.21	
	1		13.79
1		75.0	

MARCO EJE "I"

En la columna 3 de las tablas presentadas, tenemos los cortantes de diseño de cada marco por nivel, dato proporcionado por el análisis sísmico realizado anteriormente.

La columna 4 muestra las fuerzas sísmicas definitivas que supondremos actuarán en cada uno de los niveles de cada uno de los marcos paralelos al Eje X, dicha fuerza se obtiene de la diferencia del cortante del nivel superior menos el cortante del nivel inferior.

Una vez definidas las magnitudes de las fuerzas horizontales, el siguiente paso a seguir es el análisis de los modelos geométricos y como ya se indicó, dicho análisis lo realizaremos por medio de un paquete de computadora. Pero antes de tocar éste punto trataremos un aspecto muy importante y que es la revisión de los estados límite de servicio.

3.3.1.6 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO

El R.C.D.F. en su Capítulo 3, Artículo 182, marca: "Toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- I.- Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada.

II.- No revasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que correspondan a condiciones normales de operación.

El Artículo 183 considera como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Este concepto se cumple siguiendo las hipótesis para la resistencia de diseño marcadas en las normas técnicas complementarias, al dimensionar los elementos resistentes de la estructura: Losas, trabes y columnas. Esta actividad se realizará en el Capítulo No. 4.

Por lo que respecta a los estados límite de servicio, el Artículo 184 del R.C.D.F. los considera como ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para resistir cargas.

Así mismo marca, para el diseño sísmico se observará lo dispuesto en los artículos 209 a 211.

En el artículo 209, marca que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales calculadas, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables como los muros de mampostería estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de esta, en tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

Artículo 210.- En fachadas tanto interiores como exteriores, la colocación de los vidrios en los marcos o la liga de estos con la estructura serán tales que las deformaciones de esta no afecten a los vidrios.

Artículo 211.- Toda construcción deberá separarse de sus linderos con los predios vecinos una distancia no menor de 5 cm., ni menor que el desplazamiento horizontal calculado para el nivel de que se trate.

Como se puede entender los Artículos 210 y 211 se cumplen desligando los muros de la estructura principal y dejando una separación entre el edificio de oficinas y los edificios adyacentes mayor a la suma de los desplazamientos de ambos edificios.

Lo que resta es checar el cumplimiento del Artículo 209, los resultados de dicha revisión se muestran en la Tabla 3.13 y la forma de obtenerlos se explica a continuación.

ENTREPISO	Vi TON.	Ki TON/m	Δ_i m.	Δ_{TOT} m.	ALTURA m.	$\Delta_{TOT}/ALTURA$
0-1	380.15	63419	0.01798	0.01798	4.65	0.00387
1-2	312.53	36503	0.02569	0.04367	9.40	0.00465
2-3	172.46	32478	0.01593	0.05960	13.95	0.00427

Tabla 3.13 REVISIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCIÓN "X"

En la columna No. 2, tenemos los cortantes de entrepiso totales, determinados en el Subcapítulo anterior.

Columna 3; la suma de las rigideces de entrepisos de los cuatro marcos paralelos al Eje "X".

Columna 4; desplazamiento total por entrepiso calculada con la siguiente expresión:

$$\Delta_i = \frac{V_i}{K_i} Q$$

DONDE:

- Δ_i = DESPLAZAMIENTO DEL ENTREPISO i
- V_i = CORTANTE ESTÁTICO EN EL NIVEL i
- K_i = LA SUMATORIA DEL ENTREPISO i (SUMATORIA DE RIGIDECES)
- Q= 3.0 = FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

Como se puede apreciar el desplazamiento de cada entrepiso se multiplica por el factor de comportamiento sísmico, según lo indicado en el Artículo 207 del R.C.D.F. Así tenemos que los desplazamientos en cada entrepiso son:

$$\Delta_1 = \frac{380.15}{63419} \times 3.0 = 0.01798 \text{ m.}$$

$$\Delta_2 = \frac{312.53}{36503} \times 3.0 = 0.02569 \longrightarrow 0.04367 \text{ m.}$$

$$\Delta_3 = \frac{172.46}{32478} \times 3.0 = 0.01593 \longrightarrow 0.05960 \text{ m.}$$

Columna 5.- Desplazamientos total acumulado hasta el nivel con -
siderado.

Columna 6.- Altura total hasta el entrepiso considerado.

Columna 7.- Cociente del desplazamiento acumulado entre la altura total hasta el entrepiso considerado, dicha relación no debe de exceder de 0.006 si los muros se encuentran ligados a la estructura o de 0.012 si los muros se desligan de la estructura. En nuestro caso los muros se desligaran de la estructura, pero en la revisión hecha de los desplazamientos en la dirección "X" vemos que no excedemos el límite más desfavorable, que es 0.006, por lo tanto consideramos que en este sentido la estructura esta dentro de los desplazamientos permisibles marcados por el ---
R.C.D.F.

Este mismo procedimiento se realizó en la dirección "Y" los resultados se muestran en la Tabla 3.14.

ENTREPISO	Vi TON.	Ki TON/m	Δ_i m.	Δ_{TOT} m.	ALTURA m.	$\Delta_{TOT.}/ALTURA$
0-1	380.15	59621	0.01913	0.01913	4.65	0.00411
1-2	312.53	31313	0.02994	0.04907	9.40	0.00522
2-3	172.46	28859	0.01793	0.06700	13.95	0.00480

Tabla 3.14 REVISIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCIÓN "Y"

Como se observa también en esta dirección estamos por debajo de los desplazamientos permisibles marcados por el R.C.D.F. de esta manera podemos deducir que nuestra estructura no tiene problemas de desplazamientos excesivos.

Una vez hecha esta revisión deducimos que podemos tomar como correctas las fuerzas sismicas anteriormente calculadas.

Como mencionamos en el transcurso de este Subcapítulo el análisis de los modelos de los marcos ante cargas horizontales lo realizaremos mediante un programa de computadora, para lo cual se tiene que suministrar los datos de la geometría del modelo, propiedades geométricas de los elementos (trabes y columnas), etc., estos aspectos ya se trataron en el Subcapítulo No. 3.3.1.2.

3.3.2 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA BAJO CARGAS VERTICALES

El analizar la estructura bajo cargas gravitacionales o verticales, es la última etapa que comprende el Capítulo de análisis y consiste en determinar la respuesta de la estructura bajo las cargas de servicio.

Como se mencionó en el Subcapítulo 3.2, donde se determinó el modelo geométrico, se puede simplificar aún más la estructura mediante subsistemas independientes cada vez más elementales y es aceptable considerar cada piso en forma independiente.

En general si las estructuras no son muy irregulares se puede seguir el criterio antes indicado, pero debido al desarrollo de los programas de análisis estructural el realizar el análisis bajo estas consideraciones es poco usual, debido a que esta tarea resulta laboriosa y muy propensa a cometerse errores.

Por estas razones los marcos principales los analizaremos mediante un programa de análisis y por lo que respecta a los elementos secundarios los analizaremos mediante el método de Cross. De ésta manera éste Subcapítulo lo dividiremos en dos partes, una de ellas comprende el Análisis de elementos secundarios y la otra abarca lo que es el Análisis de los modelos estructurales (marcos principales).

3.3.2.1 ANALISIS DE LOS ELEMENTOS SECUNDARIOS BAJO CARGAS GRAVITACIONALES.

Como indicamos anteriormente el análisis de los elementos secundarios lo realizaremos mediante el método de Cross, para lo cual daremos una breve descripción del método indicado.

METODO DE CROSS: El método de Cross, también conocido como "Método de distribución de momentos", no es uno de los llamados aproximados, sino un proceso de aproximaciones sucesivas, que nos permite determinar las incógnitas hiperestáticas con la precisión deseada.

El procedimiento para la aplicación del Método de Cross es el siguiente:

- 1.- Se obtienen los momentos de empotramiento de la estructura.
- 2.- Se calcularán los factores de distribución y de transporte para todos los elementos de la estructura.

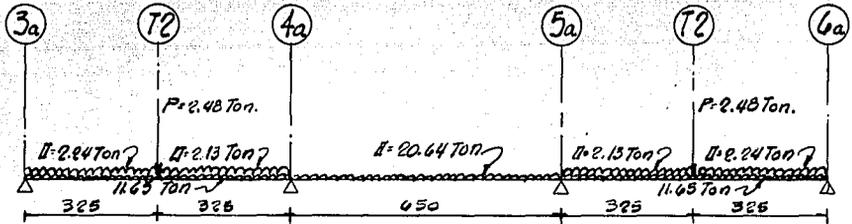
- 3.- Se distribuyen los momentos de desequilibrio de cada nudo en todos los elementos (vigas y columnas) que concurren a dicho nudo, según su factor de distribución correspondiente. Debe de tomarse en cuenta que después de distribuir se debe transportar al extremo opuesto, según el factor de transporte correspondiente.
- 4.- El proceso de ir equilibrando los nudos puede terminarse según la aproximación deseada. Para fines prácticos determinamos que hasta la segunda interacción es una aproximación aceptable.

Cabe hacer la aclaración que las magnitudes de las acciones que utilizaremos para analizar la estructura, corresponden a la carga viva - máxima mostrada en las Figuras 2.3, 2.8 y 2.12; mostradas en el Capítulo 2.0.

Comenzaremos esta tarea con los elementos secundarios del Nivel 3, y el primer modelo que analizaremos será el correspondiente a las trabes secundarias de los ejes N1 e I1, estableciendo una analogía entre ambos modelos, pues como se observa en las plantas citadas, en las dos trabes actúan las mismas magnitudes de cargas y cuentan también con la misma sección.

El mismo criterio se seguirá para establecer igualdad entre los elementos estructurales, es decir en las trabes secundarias, esto se hace con el fin de reducir la laboriosa tarea del cálculo.

ANALISIS DE LA TRABE SECUNDARIA EJES N1 e I1 NIV. AZOTEA



F.d	7.0
Ma	0.0
Mo	~
Mz	~
MO	~
EM	0.0

T.I	F.D
0.43	0.57
12.85	11.18
2.01	3.46
~	1.73
0.74	0.99
13.90	13.90

T.I	F.D
0.57	0.43
11.18	12.85
3.46	2.01
1.73	~
0.99	0.74
13.9	13.9

F.I	
1.0	
0.0	
~	
~	
~	
0.0	

Vi	9.28
Vh	2.14
ZV	7.14

9.23	10.32
2.14	~
11.37	10.32

10.32	9.23
~	2.14
10.32	11.37

9.23	
2.14	
7.14	

R 7.14 Ton

21.69 Ton.

21.69 Ton

7.14 Ton.

En el análisis del modelo anterior, los términos utilizados son los siguientes:

- T.D.: TRABE DERECHA
- T.I.: TRABE IZQUIERDA
- F.D.: FACTOR DE DISTRIBUCION.-

El factor de distribución para un elemento de un nudo en una estructura, es igual a la rigidez del elemento dividida por la suma de las rigideces de todos los elementos que llegan a dicho nudo. En sí el factor de distribución representa la rigidez proporcional del elemento con respecto a la rigidez del nudo.

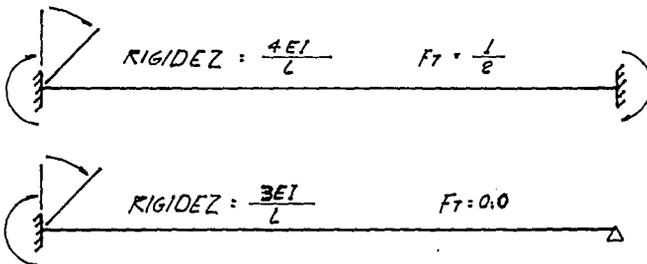
ME : MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO.- El cual provocan las diferentes acciones a las que estará sometida la estructura en cuestión, dicho momento lo determinamos utilizando el principio de superposición de acciones, y la magnitud de cada una de estas acciones la determinamos con las fórmulas del manual AHMSA, para las diferentes condiciones de apoyo que se nos presente.

MT : MOMENTO DE TRANSPORTE: Se ha visto que cuando se desarrolla un momento resistente en el extremo de un elemento, se induce un momento en el extremo opuesto de dicho elemento. El momento inducido en el extremo opuesto tiene siempre una relación con el momento resistente desarrollado en el extremo que gira o se desplaza.

$$MT = M \times Ft$$

M : MOMENTO QUE SE DESARROLLA EN EL EXTREMO GIRADO O DESPLAZADO.

Ft: FACTOR DE TRANSPORTE QUE ES EL VALOR POR EL CUAL DEBE DE MULTIPLICARSE EL MOMENTO QUE SE DESARROLLA EN EL EXTREMO GIRADO O DESPLAZADO DE UN ELEMENTO (SIENDO EL OTRO EXTREMO EMPOTRADO) PARA OBTENER EL VALOR DEL MOMENTO INDUCIDO EN EL EXTREMO OPUESTO. DICHO FACTOR DEPENDE DEL TIPO DE APOYO.



M.D. : ES LA SUMA ALGEBRAICA DE LOS MOMENTOS QUE SE DESARROLLAN EN LOS EXTREMOS QUE CONCURREN AL NUDO MULTIPLICADO POR EL FACTOR DE DISTRIBUCION DE CADA UNO DE DICHS ELEMENTOS.

ΣM : SUMA DE MOMENTOS O MOMENTO FINAL.

V_i : CORTANTE ISOSTATICO.

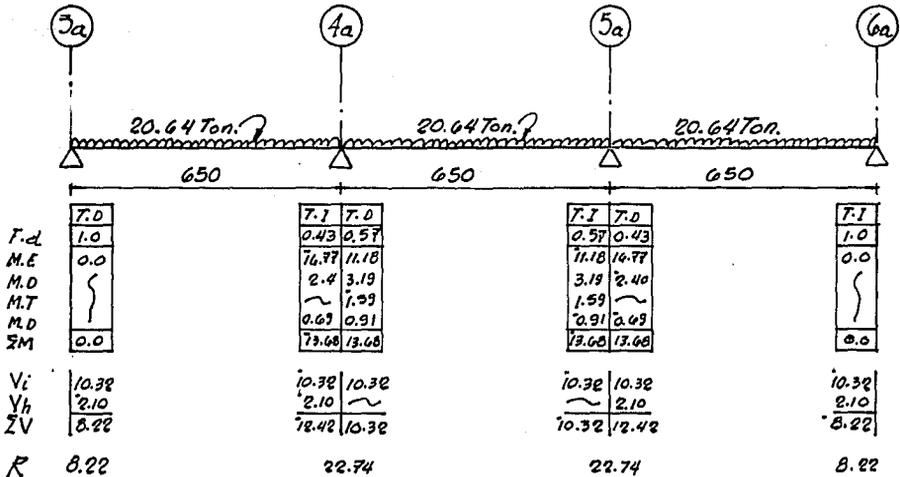
V_h : CORTANTE HIPERESTATICO; QUE SE OBTIENE DE LA SUMA ALGEBRAICA DE LOS MOMENTOS FINALES QUE SE PRESENTAN EN LOS EXTREMOS DE LAS TRABES DIVIDIDO ENTRE LA LONGITUD DEL CLARO.

ΣV : SUMA ALGEBRAICA DE $V_i + V_h$, o CORTANTE FINAL .

R : REACCION EN EL NUDO; QUE SE OBTIENE MEDIANTE LA SUMA DEL VALOR ABSOLUTO DE LOS CORTANTES FINALES.

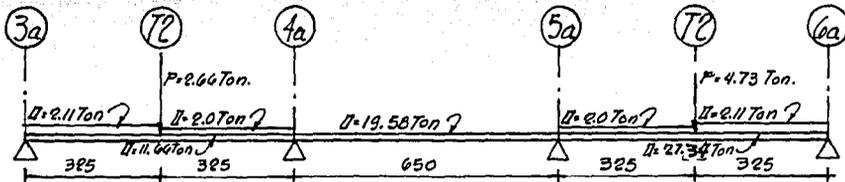
CONVENCION DE SIGNOS: PARA DETERMINAR EL SIGNO DE LOS MOMENTOS, LA CONVENCION SERA LA SIGUIENTE: Si el momento de flexión tiende a hacer girar al apoyo en el sentido de las manecillas del reloj, el momento de flexión se considerará positivo.

Una vez hechas estas aclaraciones continuamos con el análisis de los elementos secundarios del nivel 3 (azotea)



ANALISIS DE LA TRABE SECUNDARIA EJES M1, K1, J1. NIV. AZOTEA

ANALISIS DE LA TRABE SECUNDARIA EJE 11. NIVEL 2



F.D	7.0
M.E	1.0
M.D	0.0
M.T	∞
M.D.	∞
Σ.M.	0.0

7.1	7.0
0.43	0.57
14.92	10.61
2.71	3.60
~	5.41
2.32	3.08
11.83	11.83

7.1	7.0
0.57	0.43
10.61	24.58
10.81	8.16
1.80	~
1.03	0.77
20.65	20.65

7.1	1.0
0.0	∞
∞	∞
0.0	0.0

Vi	8.99
Vh	1.83
ΣV	7.16

8.94	9.79
1.83	1.35
10.77	8.44

9.79	18.07
1.35	3.18
11.44	21.25

18.12	3.18
14.94	

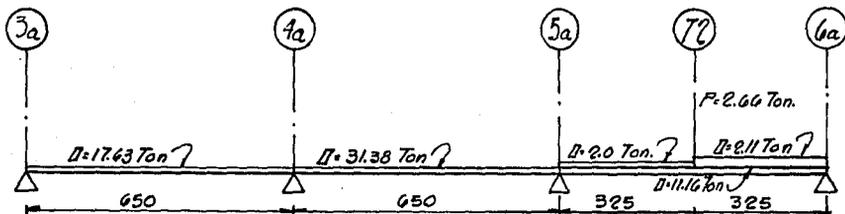
R 7.16

19.21

32.33

14.94

ANALISIS DE LA TRABE SECUNDARIA EJE N1. NIVEL 2



F.D	7.0
M.E	1.0
M.D	∞
M.T	∞
M.D.	∞
Σ.M.	0.0

7.1	7.0
0.43	0.57
14.32	17.0
1.15	1.53
~	0.03
0.01	0.02
15.48	15.48

7.1	7.0
0.57	0.43
17.0	16.92
0.05	0.03
0.77	~
0.44	0.33
17.28	17.28

7.1	1.0
0.0	∞
∞	∞
0.0	0.0

Vi	8.82
Vh	2.83
ΣV	6.44

8.82	15.69
2.83	0.28
11.20	15.41

15.69	8.94
0.28	2.66
15.97	11.60

8.99	2.66
6.33	

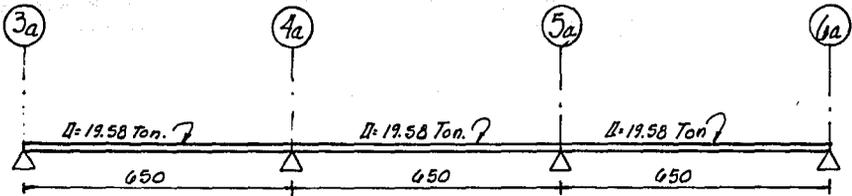
R 6.44

26.61

27.57

6.33

ANÁLISIS DE LA TRABE SECUNDARIA EJES J1, K1, M1 NIVEL 2.
ANÁLISIS DE LA TRABE SECUNDARIA EJES N1, M1, K1, J1 NIVEL 1



	T.D
F.D	1.0
M.E	0.0
M.D	~
M.T	~
M.D	~
ΣM	0.0

T.I	T.D
0.43	0.57
75.91	10.61
2.28	3.02
~	1.51
0.65	0.86
72.98	12.98

T.I	T.D
0.57	0.43
70.61	15.91
3.02	2.28
1.51	~
0.86	0.65
72.98	12.98

T.I
1.0
0.0
~
~
0.0

V _i	9.74
V _h	3.01
ΣV	6.78

9.79	9.79
3.01	0.0
72.08	9.79

9.79	9.79
0.0	3.01
9.79	12.80

9.79
3.01
9.79

R 6.78

22.59

22.59

6.78

En este último modelo, mostramos tanto las traves de los ejes J1, K1 y M1, del nivel 2, como las traves de los ejes N1, M1, K1 y J1 del nivel 1, debido a que para todos los casos de las traves mencionadas gravitan las mismas condiciones y magnitudes de cargas.

De esta manera queda definida la forma como se analizaron los elementos secundarios, faltando unicamente el análisis de las traves de la planta baja que conforman la losa tapa del cajón de cimentación. La metodología para su análisis es la misma que la utilizada en los modelos anteriores, siguiendo los mismos criterios y tomando las mismas consideraciones en las cargas. La razón por la cual no se presentan dichos cálculos en este trabajo, es evitar presentar cálculos repetitivos y redundancia en las actividades realizadas.

3.3.2.2 ANALISIS DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES PRINCIPALES ANTE CARGAS GRAVITACIONALES

Esta actividad unicamente consiste en indicar las magnitudes de las acciones que gravitan sobre los marcos principales. Estos datos se muestran a continuacion en las siguientes figuras.

En dichas figuras se muestran tanto las magnitudes de las cargas verticales, como las cargas horizontales debidas a sismo.

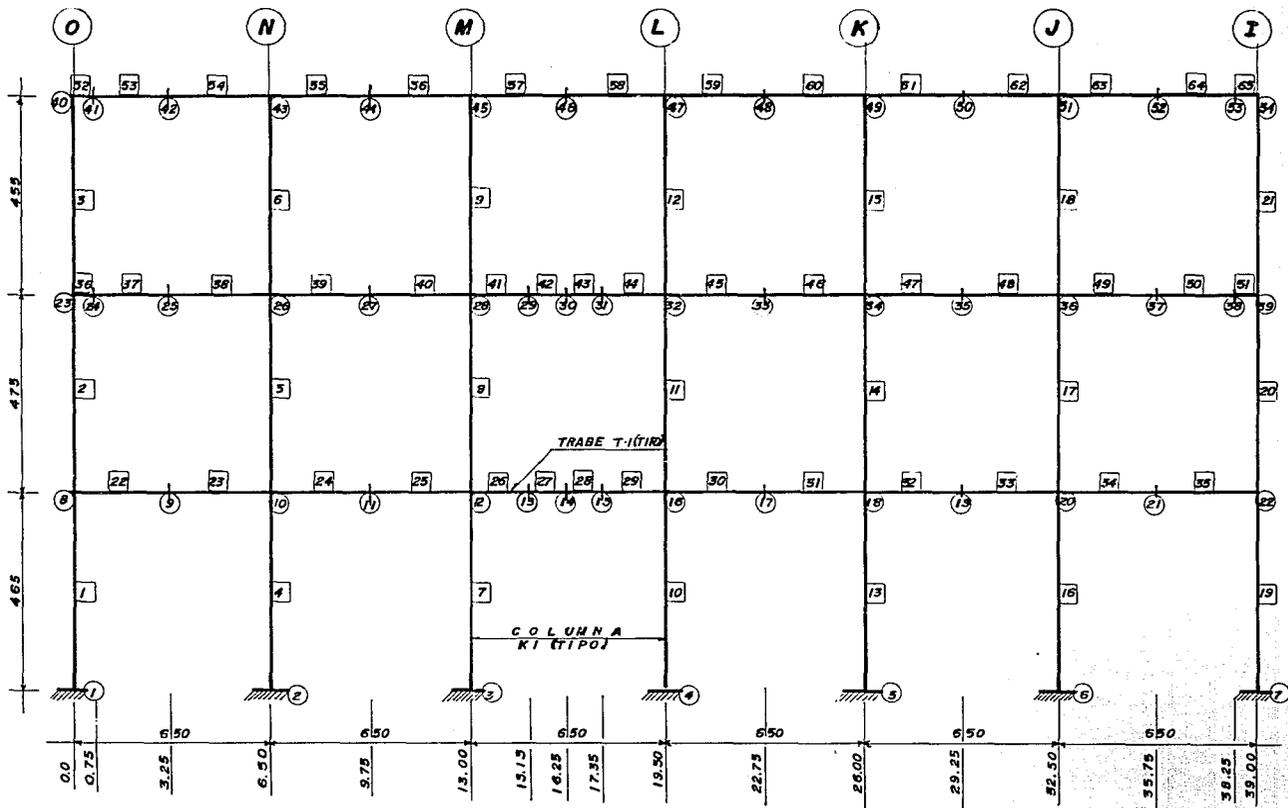
Cabe hacer la aclaracion que para estos fines se realizo una analogia entre los marcos que presentaban una cierta similitud en las acciones que gravitan sobre ellos.

Al termino de las figuras que nos muestran los modelos, presentamos los listados del analisis de cada uno de los modelos de los marcos que forman la estructura, en ellos se muestran tanto los datos de entrada requeridos por el programa, como son: numero de nudos, numero de barras, coordenadas, etc., como los resultados propios del analisis, entre ellos tenemos desplazamientos, fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes.

En el mismo conjunto de datos se especifica las magnitudes de los elementos mecanicos debido a las dos condiciones de carga, es decir, carga debido a sismo, como la carga debida a las acciones verticales.

Para finalizar estos comentarios aclaramos que el paquete utilizado para el analisis de los modelos, no es el mismo que el utilizado para determinar los desplazamientos y rigideces de los modelos en Subcapitulos anteriores, para el cual ya se habia hecho una descripcion de los datos requeridos y los resultados proporcionados por el programa.

El programa utilizado ahora es denominado MARC-2 y en general requiere los mismos datos de entrada, y proporciona los mismos resultados que el programa M-STRUDL, utilizado anteriormente, por estas razones no se hace una descripcion de los datos y resultados del programa MARC-2.



- INDICA NUMERO DE NUDO.
- INDICA NUMERO DE BARRA O MIEMBRO.

FIG. 3.20 CODIFICACION DEL MODELO GEOMETRICO DE LOS MARCOS EJES 3a, 4a, 5a y 6a (PARALELOS AL EJE GLOBAL X)

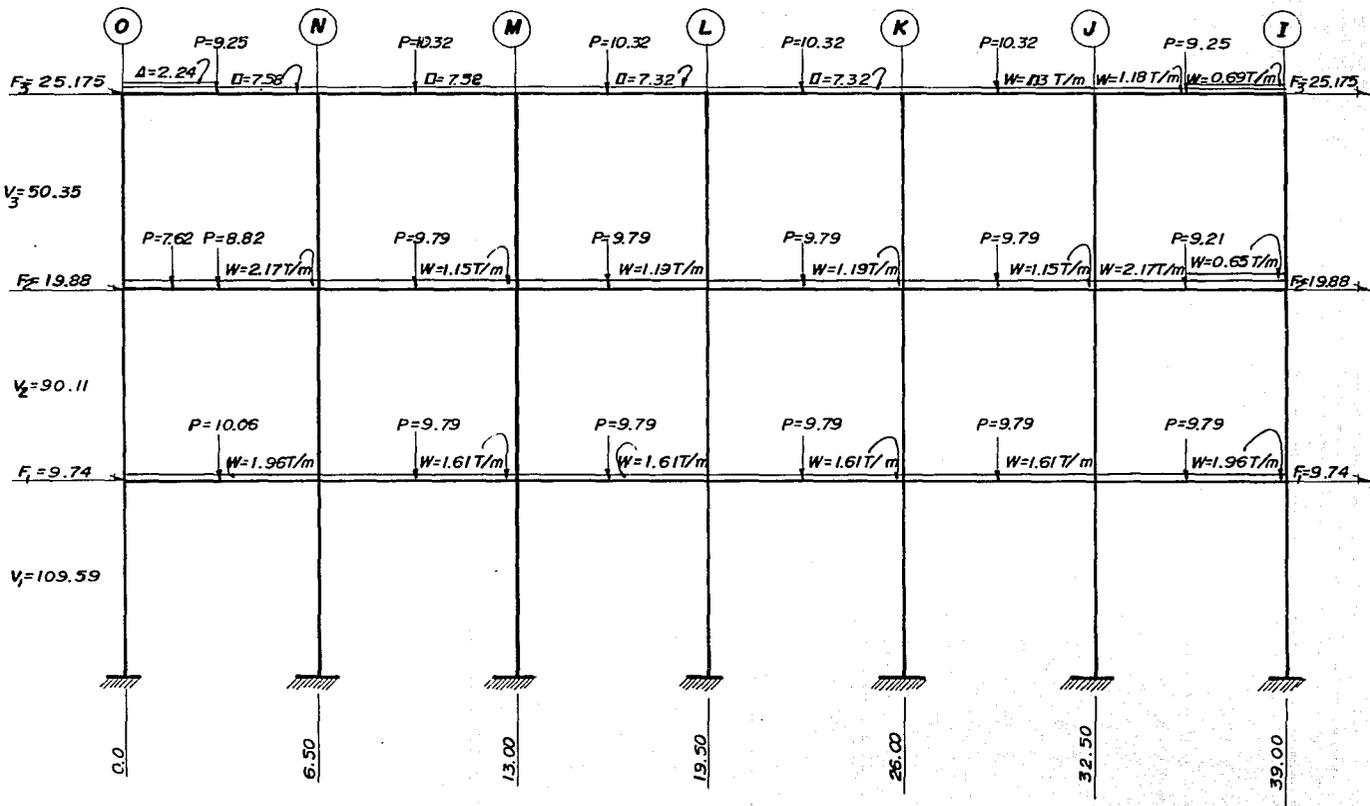


FIG. 3.21 ACCIONES SOBRE EL MARCO EJES 3a y 6a (CARGA VERTICAL Y SISMO).

 ING. MARTIN SANCHEZ SANCHEZ

FECHA : 23-10-92
 PROYECTO: OFICINAS COMERCIALES
 MARCO : MARCO EJES 3a y 6a
 NUMERO DE NUDOS = 54
 NUMERO DE BARRAS = 65
 NUMERO DE SECCIONES DE BARRAS = 2
 ANCHO DE SEMI-BANDA = 54
 NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA = 2

D A T O S :

GEOMETRIA			CODIFICACION DE BARRAS			PROPIEDADES DE SECCIONES			
NUDO	X(m)	Y(m)	BARRA	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	SECCION	SECCION No.	INERCIA (m ⁴)	AREA (m ²)
1	0.00	0.00	1	1	8	1	1	0.02637	0.56250
2	6.50	0.00	2	8	23	1	2	0.01280	0.24000
3	13.00	0.00	3	23	40	1	E = 1581139t/m ²		
4	19.50	0.00	4	2	10	1			
5	26.00	0.00	5	10	26	1			
6	32.50	0.00	6	26	43	1			
7	39.00	0.00	7	3	12	1			
8	0.00	4.65	8	12	28	1			
9	3.25	4.65	9	28	45	1			
10	6.50	4.65	10	4	16	1			
11	9.75	4.65	11	16	32	1			
12	13.00	4.65	12	32	47	1			
13	15.15	4.65	13	5	18	1			
14	16.25	4.65	14	18	34	1			
15	17.35	4.65	15	34	49	1			
16	19.50	4.65	16	6	20	1			
17	22.75	4.65	17	20	36	1			
18	26.00	4.65	18	36	51	1			
19	29.25	4.65	19	7	22	1			
20	32.50	4.65	20	22	39	1			
21	35.75	4.65	21	39	54	1			
22	39.00	4.65	22	8	9	2			
23	0.00	9.40	23	9	10	2			
24	0.75	9.40	24	10	11	2			
25	3.25	9.40	25	11	12	2			
26	6.50	9.40	26	12	13	2			
27	9.75	9.40	27	13	14	2			
28	13.00	9.40	28	14	15	2			
29	15.15	9.40	29	15	16	2			
30	16.25	9.40	30	16	17	2			
31	17.35	9.40	31	17	18	2			
32	19.50	9.40	32	18	19	2			
33	22.75	9.40	33	19	20	2			
34	26.00	9.40	34	20	21	2			

35	29.25	9.40	35	21	22	2
36	32.50	9.40	36	23	24	2
37	35.75	9.40	37	24	25	2
38	38.25	9.40	38	25	26	2
39	39.00	9.40	39	26	27	2
40	0.00	13.95	40	27	28	2
41	0.75	13.95	41	28	29	2
42	3.25	13.95	42	29	30	2
43	6.50	13.95	43	30	31	2
44	9.75	13.95	44	31	32	2
45	13.00	13.95	45	32	33	2
46	16.25	13.95	46	33	34	2
47	19.50	13.95	47	34	35	2
48	22.75	13.95	48	35	36	2
49	26.00	13.95	49	36	37	2
50	29.25	13.95	50	37	38	2
51	32.50	13.95	51	38	39	2
52	35.75	13.95	52	40	41	2
53	38.25	13.95	53	41	42	2
54	39.00	13.95	54	42	43	2
			55	43	44	2
			56	44	45	2
			57	45	46	2
			58	46	47	2
			59	47	48	2
			60	48	49	2
			61	49	50	2
			62	50	51	2
			63	51	52	2
			64	52	53	2
			65	53	54	2

RESTRICCIONES :

DESPLAZAMIENTOS RESTRINGIDOS: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21

APOYOS DE RESORTE :

VALORES DE RESORTES (t/m o t-m/rad) :

CONDICION DE CARGA : CARGA POR SISMO

CARGA	NUDO 8	NUDO 22	NUDO 23	NUDO 39	NUDO 40	NUDO 54
Px (t)	9.740	9.740	19.880	19.880	25.175	25.175
Py (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA

Wux(t/m)
Wtx(t/m)
Wuy(t/m)
Wty(t/m)

CONDICION DE CARGA : CARGA VERTICAL

CARGA	NUDO 9	NUDO 11	NUDO 14	NUDO 17	NUDO 19	NUDO 21	NUDO 24	NUDO 25	NUDO 27
Px (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Py (t)	-10.060	-9.790	-1.790	-9.790	-9.790	-9.790	-7.620	-8.820	-9.790
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	NUDO 30	NUDO 33	NUDO 35	NUDO 37	NUDO 42	NUDO 44	NUDO 46	NUDO 48	NUDO 50
Px (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Py (t)	-9.790	-9.790	-9.790	-9.210	-9.280	-10.320	-10.320	-10.320	-10.320
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	NUDO 52
Px (t)	0.000
Py (t)	-9.280
Mz(t-m)	0.000

CARGA	BARRA 22	BARRA 23	BARRA 24	BARRA 25	BARRA 26	BARRA 27	BARRA 28	BARRA 29	BARRA 30
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-1.960	-1.960	-1.610	-1.610	-1.610	-1.610	-1.610	-1.610	-1.610
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 31	BARRA 32	BARRA 33	BARRA 34	BARRA 35	BARRA 36	BARRA 37	BARRA 38	BARRA 39
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-1.610	-1.610	-1.610	-1.960	-1.960	-2.170	-2.170	-2.170	-1.150
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 40	BARRA 41	BARRA 42	BARRA 43	BARRA 44	BARRA 45	BARRA 46	BARRA 47	BARRA 48
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-1.150	-1.190	-1.190	-1.190	-1.190	-1.190	-1.190	-1.150	-1.150
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 49	BARRA 50	BARRA 51	BARRA 52	BARRA 53	BARRA 54	BARRA 55	BARRA 56	BARRA 57
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-2.170	-2.820	-2.820	-9.820	-9.820	-7.580	-7.320	-7.320	-7.320
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 58	BARRA 59	BARRA 60	BARRA 61	BARRA 62	BARRA 63	BARRA 64	BARRA 65
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-7.320	-7.320	-7.320	-1.130	-1.130	-1.180	-1.870	-1.870
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

RESULTADOS :

CONDICION DE CARGA: CARGA POR SISMO

NUDO	DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS			BARRA	FUERZAS INTERNAS					
	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)		M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	-47.503	13.929	22.012	22.012	13.211	13.211
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	-18.484	24.191	12.378	12.378	8.984	8.984
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	-2.759	14.687	4.300	4.300	3.834	3.834
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-52.760	25.536	-1.816	-1.816	16.838	16.838
5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	5	-33.084	36.493	-0.929	-0.929	14.648	14.648
6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	6	-13.767	25.799	-0.439	-0.439	8.696	8.696
7	0.0000000	0.0000000	0.0000000	7	-52.029	24.731	-0.080	-0.080	16.508	16.508
8	0.0070077	0.0001151	-0.0018722	8	-32.110	35.795	-0.068	-0.068	14.296	14.296
9	0.0069604	-0.0002349	0.0008188	9	-13.327	25.079	-0.012	-0.012	8.441	8.441
10	0.0069132	-0.0000095	-0.0015181	10	-51.908	24.710	0.000	0.000	16.477	16.477
11	0.0068848	-0.0000017	0.0007622	11	-32.027	35.682	0.000	0.000	14.255	14.255
12	0.0068563	-0.0000004	-0.0015222	12	-13.259	24.999	-0.000	-0.000	8.408	8.408
13	0.0068500	-0.0007442	0.0004978	13	-52.029	24.731	0.080	0.080	16.508	16.508
14	0.0068468	-0.0000047	0.0007598	14	-32.110	35.795	0.068	0.068	14.296	14.296
15	0.0068436	0.0007358	0.0004996	15	-13.327	25.079	0.012	0.012	8.441	8.441
16	0.0068373	0.0000000	-0.0015166	16	-52.760	25.536	1.816	1.816	16.838	16.838
17	0.0068468	0.0000004	0.0007598	17	-33.084	36.493	0.929	0.929	14.648	14.648
18	0.0068563	0.0000004	-0.0015222	18	-13.767	25.799	0.439	0.439	8.696	8.696
19	0.0068848	0.0000017	0.0007622	19	-47.503	13.929	-22.012	-22.012	13.211	13.211
20	0.0069132	0.0000095	-0.0015181	20	-18.484	24.191	-12.378	-12.378	8.984	8.984
21	0.0069604	0.0002349	0.0008188	21	-2.759	14.687	-4.300	-4.300	3.834	3.834
22	0.0070077	-0.0001151	-0.0018722	22	32.413	1.102	-5.513	-5.513	-9.634	-9.634
23	0.0170529	0.0001812	-0.0015471	23	1.102	-30.208	-5.513	-5.513	-9.634	-9.634
24	0.0170238	-0.0006327	-0.0006606	24	28.412	-0.013	-3.323	-3.323	-8.746	-8.746
25	0.0169267	-0.0000980	0.0006726	25	-0.013	-28.438	-3.323	-3.323	-8.746	-8.746
26	0.0168006	-0.0000145	-0.0013239	26	28.403	9.625	-1.111	-1.111	-8.734	-8.734
27	0.0167254	-0.0000171	0.0006622	27	9.625	0.017	-1.111	-1.111	-8.734	-8.734
28	0.0166502	-0.0000008	-0.0013123	28	0.017	-9.590	-1.111	-1.111	-8.734	-8.734
29	0.0166337	-0.0006415	0.0004295	29	-9.590	-28.369	-1.111	-1.111	-8.734	-8.734
30	0.0166252	-0.0000035	0.0006554	30	28.369	-0.017	1.111	1.111	-8.734	-8.734
31	0.0166167	0.0006352	0.0004308	31	-0.017	-28.403	1.111	1.111	-8.734	-8.734
32	0.0166001	0.0000000	-0.0013085	32	28.438	0.013	3.323	3.323	-8.746	-8.746
33	0.0166252	0.0000035	0.0006554	33	0.013	-28.412	3.323	3.323	-8.746	-8.746
34	0.0166502	0.0000008	-0.0013123	34	30.208	-1.102	5.513	5.513	-9.634	-9.634
35	0.0167254	0.0000171	0.0006622	35	-1.102	-32.413	5.513	5.513	-9.634	-9.634
36	0.0168006	0.0000145	-0.0013239	36	26.950	20.891	-14.730	-14.730	-8.079	-8.079
37	0.0169267	0.0000980	0.0006726	37	20.891	0.695	-14.730	-14.730	-8.079	-8.079
38	0.0170238	0.0006327	-0.0006606	38	-0.695	-25.561	-14.730	-14.730	-8.079	-8.079
39	0.0170529	-0.0001812	-0.0015471	39	24.700	0.036	-8.778	-8.778	-7.589	-7.589
40	0.0233335	0.0002032	-0.0008963	40	0.036	-24.627	-8.778	-8.778	-7.589	-7.589
41	0.0232913	-0.0002799	-0.0004118	41	24.494	8.298	-2.923	-2.923	-7.533	-7.533
42	0.0231507	-0.0000927	0.0003402	42	8.298	0.012	-2.923	-2.923	-7.533	-7.533
43	0.0229680	-0.0000167	-0.0006674	43	0.012	-8.274	-2.923	-2.923	-7.533	-7.533
44	0.0228597	-0.0000058	0.0003383	44	-8.274	-24.470	-2.923	-2.923	-7.533	-7.533
45	0.0227514	-0.0000008	-0.0006710	45	24.470	-0.012	2.923	2.923	-7.533	-7.533
46	0.0227154	-0.0000030	0.0003349	46	-0.012	-24.494	2.923	2.923	-7.533	-7.533

47	0.0226794	0.0000000	-0.0006679	47	24.627	-0.036	8.778	8.778	-7.589	-7.589
48	0.0227154	0.0000030	0.0003349	48	-0.036	-24.700	8.778	8.778	-7.589	-7.589
49	0.0227514	0.0000008	-0.0006710	49	25.561	-0.695	14.730	14.730	-8.079	-8.079
50	0.0228597	0.0000058	0.0003383	50	-0.695	-20.891	14.730	14.730	-8.079	-8.079
51	0.0229680	0.0000167	-0.0006674	51	-20.891	-26.950	14.730	14.730	-8.079	-8.079
52	0.0231507	0.0000927	0.0003402	52	14.687	11.462	-21.341	-21.341	-4.300	-4.300
53	0.0232913	0.0002799	-0.0004118	53	11.462	0.713	-21.341	-21.341	-4.300	-4.300
54	0.0233335	-0.0002032	-0.0008963	54	0.713	-13.262	-21.341	-21.341	-4.300	-4.300
				55	12.537	-0.011	-12.645	-12.645	-3.861	-3.861
				56	-0.011	-12.559	-12.645	-12.645	-3.861	-3.861
				57	12.519	0.010	-4.204	-4.204	-3.849	-3.849
				58	0.010	-12.499	-4.204	-4.204	-3.849	-3.849
				59	12.499	-0.010	4.204	4.204	-3.849	-3.849
				60	-0.010	-12.519	4.204	4.204	-3.849	-3.849
				61	12.559	0.011	12.645	12.645	-3.861	-3.861
				62	0.011	-12.537	12.645	12.645	-3.861	-3.861
				63	13.262	-0.713	21.341	21.341	-4.300	-4.300
				64	-0.713	-11.462	21.341	21.341	-4.300	-4.300
				65	-11.462	-14.687	21.341	21.341	-4.300	-4.300

CONDICION DE CARGA: CARGA VERTICAL

NUDO	DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS			BARRA	FUERZAS INTERNAS							
	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)		M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)		
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	3.420	-6.104	-63.085	-63.085	-2.048	-2.048		
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	7.902	-6.558	-51.842	-51.842	-3.044	-3.044		
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	12.714	-29.306	-32.998	-32.998	-9.235	-9.235		
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	0.008	0.522	-103.772	-103.772	0.111	0.111		
5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	5	-0.191	-0.800	-81.825	-81.825	-0.128	-0.128		
6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	6	-4.744	6.258	-61.758	-61.758	2.418	2.418		
7	0.0000000	0.0000000	0.0000000	7	-1.171	2.636	-91.376	-91.376	0.819	0.819		
8	-0.0000636	-0.0003298	-0.0001497	8	-2.327	0.271	-75.379	-75.379	0.547	0.547		
9	-0.0000551	-0.0017430	-0.0000191	9	-0.742	0.892	-57.739	-57.739	0.359	0.359		
10	-0.0000466	-0.0005426	0.0000296	10	1.457	-2.918	-92.167	-92.167	-0.941	-0.941		
11	-0.0000360	-0.0016142	-0.0000129	11	1.896	-0.022	-76.193	-76.193	-0.404	-0.404		
12	-0.0000254	-0.0004777	0.0000817	12	-0.572	-0.653	-58.939	-58.939	-0.018	-0.018		
13	-0.0000169	-0.0007441	-0.0001620	13	-0.406	0.614	-75.632	-75.632	0.219	0.219		
14	-0.0000125	-0.0008435	-0.0000010	14	-0.243	-1.121	-55.212	-55.212	-0.185	-0.185		
15	-0.0000081	-0.0007462	0.0001602	15	-3.871	13.016	-37.894	-37.894	3.711	3.711		
16	0.0000004	-0.0004819	-0.0000815	16	-0.006	-0.457	-60.303	-60.303	-0.097	-0.097		
17	0.0000087	-0.0015760	0.0000374	17	0.447	-0.180	-38.593	-38.593	-0.132	-0.132		
18	0.0000170	-0.0003954	0.0000116	18	2.748	-2.788	-17.353	-17.353	-1.217	-1.217		
19	0.0000288	-0.0013866	0.0000220	19	-3.253	5.757	-33.956	-33.956	1.937	1.937		
20	0.0000406	-0.0003153	-0.0000258	20	-7.916	7.979	-22.896	-22.896	3.346	3.346		
21	0.0000526	-0.0015229	0.0000033	21	-7.637	10.479	-9.707	-9.707	3.981	3.981		
22	0.0000647	-0.0001775	0.0001396	22	-14.006	12.182	0.996	0.996	11.243	4.873		
					-5.518	1.676	7.576	0.996	0.996	9.650	8.058	
23	-0.0001866	-0.0006067	-0.0000731	23	12.182	-15.027	0.996	0.996	-5.187	-11.557		
					7.321	1.166	-6.284	0.996	0.996	-6.780	-8.372	
24	-0.0001744	-0.0008653	-0.0005330	24	-14.314	10.951	1.235	1.235	10.390	5.157		

25	-0.0001336	-0.0020253	-0.0000407	25	-6.403	0.444	6.229	1.235	1.235	1.235	9.082	7.774	6.466
					10.951		-12.608		1.235	1.235	-4.633		-9.865
					6.656	1.297	-5.124	1.235	1.235	1.235	-5.941	-7.249	-8.557
26	-0.0000805	-0.0009796	-0.0000268	26		-7.645	1.817		1.507	1.507		6.132	2.670
					-4.581	-1.983	0.150	1.507	1.507	1.507	5.266	4.401	3.536
27	-0.0000493	-0.0018790	0.0000385	27		1.817	3.781		1.507	1.507		2.670	0.899
					2.491	3.042	3.472	1.507	1.507	1.507	2.227	1.785	1.342
28	-0.0000181	-0.0008803	-0.0000354	28		3.781	1.827		1.507	1.507		-0.891	-2.662
					3.475	3.047	2.498	1.507	1.507	1.507	-1.334	-1.776	-2.219
29	0.0000036	-0.0016507	-0.0003971	29		1.827	-7.617		1.507	1.507		-2.662	-6.123
					0.163	-1.965	-4.559	1.507	1.507	1.507	-3.527	-4.393	-5.258
30	0.0000147	-0.0018991	0.0000006	30		-12.432	11.079		0.970	0.970		9.850	4.618
					-4.960	1.449	6.795	0.970	0.970	0.970	8.542	7.234	5.926
31	0.0000258	-0.0016498	0.0003970	31		11.079	-14.234		0.970	0.970		-5.172	-10.405
					6.345	0.548	-6.311	0.970	0.970	0.970	-6.480	-7.788	-9.097
32	0.0000475	-0.0008888	0.0000252	32		-13.377	10.672		1.374	1.374		10.016	4.783
					-5.770	0.773	6.254	1.374	1.374	1.374	8.708	7.400	6.091
33	0.0000771	-0.0016806	0.0000560	33		10.672	-14.103		1.374	1.374		-5.007	-10.239
					6.073	0.410	-6.315	1.374	1.374	1.374	-6.315	-7.623	-8.931
34	0.0001066	-0.0006903	-0.0000660	34		-15.007	11.920		1.409	1.409		11.470	5.100
					-6.334	1.044	7.129	1.409	1.409	1.409	9.878	8.285	6.693
35	0.0001027	-0.0016069	0.0000581	35		11.920	-13.673		1.409	1.409		-4.690	-11.060
					7.463	1.711	-5.334	1.409	1.409	1.409	-6.282	-7.875	-9.467
36	0.0000989	-0.0005214	-0.0000106	36		-19.273	-5.750		6.191	6.191		18.844	17.217
					-15.777	-12.359	-9.016	6.191	6.191	6.191	18.437	18.030	17.623
37	0.0001043	-0.0017596	0.0000065	37		-5.750	11.460		6.191	6.191		9.597	4.172
					-0.176	4.550	8.429	6.191	6.191	6.191	8.240	6.884	5.528
38	0.0001085	-0.0005803	0.0005484	38		11.460	-15.108		6.191	6.191		-4.648	-11.701
					6.967	1.041	-6.317	6.191	6.191	6.191	-6.412	-8.175	-9.938
39	0.0001097	-0.0002998	0.0001432	39		-11.163	9.952		3.645	3.645		8.366	4.628
					-4.746	0.913	5.812	3.645	3.645	3.645	7.431	6.497	5.563
40	0.0004670	-0.0007755	-0.0009784	40		9.952	-12.897		3.645	3.645		-5.162	-8.899
					5.379	0.046	-6.046	3.645	3.645	3.645	-6.096	-7.030	-7.965
41	0.0004487	-0.0018083	-0.0016400	41		-11.884	4.158		3.833	3.833		8.741	6.182
					-7.358	-3.176	0.663	3.833	3.833	3.833	8.101	7.461	6.822
42	0.0003879	-0.0045300	0.0001502	42		4.158	10.238		3.833	3.833		6.182	4.873
					5.813	7.378	8.853	3.833	3.833	3.833	5.855	5.528	5.200
43	0.0003088	-0.0012955	0.0000558	43		10.238	4.110		3.833	3.833		-4.917	-6.226
					8.841	7.354	5.777	3.833	3.833	3.833	-5.244	-5.571	-5.899
44	0.0002504	-0.0035788	0.0000205	44		4.110	-12.026		3.833	3.833		-6.226	-8.784
					0.591	-3.271	-7.477	3.833	3.833	3.833	-6.865	-7.505	-8.145
45	0.0001920	-0.0011757	-0.0000272	45		-11.477	9.765		3.446	3.446		8.470	4.602
					-4.988	0.715	5.633	3.446	3.446	3.446	7.503	6.536	5.569
46	0.0001367	-0.0035820	0.0000138	46		9.765	-13.380		3.446	3.446		-5.188	-9.055
					5.157	-0.236	-6.415	3.446	3.446	3.446	-6.155	-7.122	-8.088
47	0.0000814	-0.0011903	-0.0000416	47		-10.630	10.151		-0.450	-0.450		8.263	4.525
					-4.296	1.279	6.095	-0.450	-0.450	-0.450	7.328	6.394	5.460
48	0.0000259	-0.0038335	-0.0000272	48		10.151	-13.032		-0.450	-0.450		-5.265	-9.002
					5.494	0.078	-6.098	-0.450	-0.450	-0.450	-6.199	-7.133	-8.068

49	-0.0000295	-0.0008842	0.0004330	49	-15.961	12.354	0.635	0.635	12.239	5.186		
					-6.733	1.062	7.424	0.635	0.635	10.476	8.712	6.949
50	-0.0000532	-0.0013739	-0.0000418	50	12.354	-6.518	0.635	0.635	-4.024	-11.074		
					9.289	5.121	-0.147	0.635	0.635	-5.786	-7.549	-9.311
51	-0.0000769	-0.0006102	-0.0000128	51	-6.518	-15.616	0.635	0.635	-11.074	-13.189		
					-8.644	-10.869	-13.193	0.635	0.635	-11.603	-12.131	-12.660
52	-0.0001110	-0.0017387	-0.0000234	52	-29.306	-7.319	-9.235	-9.235	32.998	25.633		
					-23.292	-17.622	-12.298	-9.235	-9.235	31.157	29.316	27.474
53	-0.0001372	-0.0006863	0.0005582	53	-7.319	26.076	-9.235	-9.235	25.633	1.083		
					6.783	17.050	23.481	-9.235	-9.235	19.496	13.358	7.221
54	-0.0001451	-0.0003495	0.0002983	54	26.076	-40.596	-9.235	-9.235	-8.197	-32.832		
					16.914	2.748	-16.422	-9.235	-9.235	-14.356	-20.514	-26.673
				55	-34.338	21.013	-6.817	-6.817	28.926	5.136		
					-13.252	3.002	14.424	-6.817	-6.817	22.979	17.031	11.084
				56	21.013	-34.494	-6.817	-6.817	-5.184	-28.974		
					14.385	2.924	-13.368	-6.817	-6.817	-11.131	-17.079	-23.026
				57	-33.601	21.227	-6.458	-6.458	28.765	4.975		
					-12.646	3.477	14.768	-6.458	-6.458	22.818	16.870	10.923
				58	21.227	-34.803	-6.458	-6.458	-5.345	-29.135		
					14.468	2.876	-13.547	-6.458	-6.458	-11.292	-17.240	-23.187
				59	-35.456	22.749	-6.476	-6.476	29.804	6.014		
					-13.656	3.311	15.446	-6.476	-6.476	23.857	17.909	11.962
				60	22.749	-29.904	-6.476	-6.476	-4.306	-28.096		
					16.834	6.087	-9.492	-6.476	-6.476	-10.253	-16.201	-22.148
				61	-16.889	8.986	-2.765	-2.765	9.798	6.125		
					-9.301	-2.459	3.637	-2.765	-2.765	8.880	7.962	7.043
				62	8.986	-10.614	-2.765	-2.765	-4.195	-7.867		
					5.205	0.678	-4.595	-2.765	-2.765	-5.113	-6.031	-6.949
				63	-13.402	11.193	-3.981	-3.981	9.485	5.650		
					-6.085	0.453	6.213	-3.981	-3.981	8.527	7.568	6.609
				64	11.193	-3.724	-3.981	-3.981	-3.630	-8.305		
					8.560	5.195	1.101	-3.981	-3.981	-4.798	-5.967	-7.136
				65	-3.724	-10.479	-3.981	-3.981	-8.305	-9.707		
					-5.314	-6.970	-8.692	-3.981	-3.981	-8.655	-9.006	-9.356

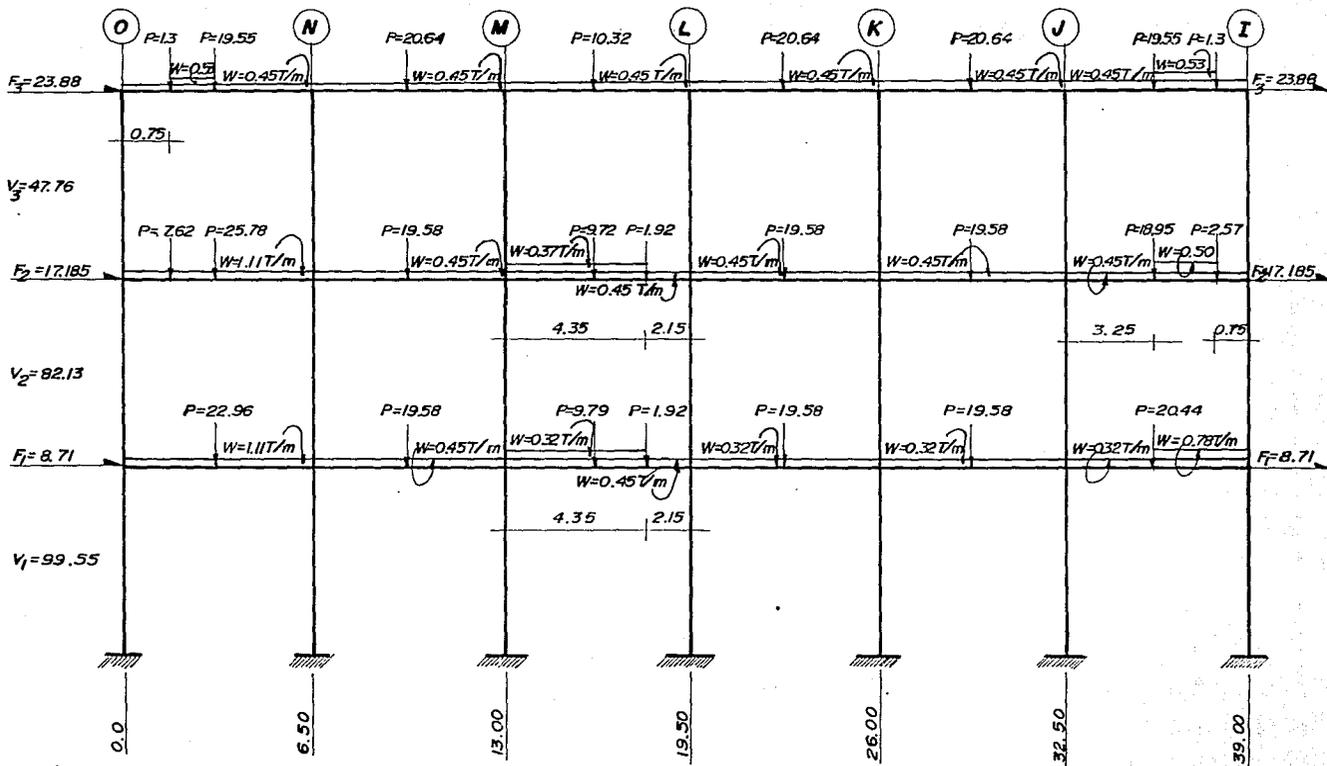


FIG. 3.22 ACCIONES SOBRE EL MARCO EJE 4a (CARGA VERTICAL Y SISMO).

FECHA : 23-10-92
 PROYECTO: OFICINAS COMERCIALES
 MARCO : MARCO EJE 4a
 NUMERO DE NUDOS = 54
 NUMERO DE BARRAS = 65
 NUMERO DE SECCIONES DE BARRAS = 2
 ANCHO DE SEMI-BANDA = 54
 NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA = 2

D A T O S :

GEOMETRIA			CODIFICACION DE BARRAS				PROPIEDADES DE SECCIONES		
NUDO	X(m)	Y(m)	BARRA	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	SECCION	SECCION No.	INERCIA (m ⁴)	AREA (m ²)
1	0.00	0.00	1	1	8	1	1	0.02637	0.56250
2	6.50	0.00	2	8	23	1	2	0.01280	0.24000
3	13.00	0.00	3	23	40	1	E = 1581139t/m ²		
4	19.50	0.00	4	2	10	1			
5	26.00	0.00	5	10	26	1			
6	32.50	0.00	6	26	43	1			
7	39.00	0.00	7	3	12	1			
8	0.00	4.65	8	12	28	1			
9	3.25	4.65	9	28	45	1			
10	6.50	4.65	10	4	16	1			
11	9.75	4.65	11	16	32	1			
12	13.00	4.65	12	32	47	1			
13	15.15	4.65	13	5	18	1			
14	16.25	4.65	14	18	34	1			
15	17.35	4.65	15	34	49	1			
16	19.50	4.65	16	6	20	1			
17	22.75	4.65	17	20	36	1			
18	26.00	4.65	18	36	51	1			
19	29.25	4.65	19	7	22	1			
20	32.50	4.65	20	22	39	1			
21	35.75	4.65	21	39	54	1			
22	39.00	4.65	22	8	9	2			
23	0.00	9.40	23	9	10	2			
24	0.75	9.40	24	10	11	2			
25	3.25	9.40	25	11	12	2			
26	6.50	9.40	26	12	13	2			
27	9.75	9.40	27	13	14	2			
28	13.00	9.40	28	14	15	2			
29	15.15	9.40	29	15	16	2			
30	16.25	9.40	30	16	17	2			
31	17.35	9.40	31	17	18	2			
32	19.50	9.40	32	18	19	2			
33	22.75	9.40	33	19	20	2			
34	26.00	9.40	34	20	21	2			

35	29.25	9.40	35	21	22	2
36	32.50	9.40	36	23	24	2
37	35.75	9.40	37	24	25	2
38	38.25	9.40	38	25	26	2
39	39.00	9.40	39	26	27	2
40	0.00	13.95	40	27	28	2
41	0.75	13.95	41	28	29	2
42	3.25	13.95	42	29	30	2
43	6.50	13.95	43	30	31	2
44	9.75	13.95	44	31	32	2
45	13.00	13.95	45	32	33	2
46	16.25	13.95	46	33	34	2
47	19.50	13.95	47	34	35	2
48	22.75	13.95	48	35	36	2
49	26.00	13.95	49	36	37	2
50	29.25	13.95	50	37	38	2
51	32.50	13.95	51	38	39	2
52	35.75	13.95	52	40	41	2
53	38.25	13.95	53	41	42	2
54	39.00	13.95	54	42	43	2
			55	43	44	2
			56	44	45	2
			57	45	46	2
			58	46	47	2
			59	47	48	2
			60	48	49	2
			61	49	50	2
			62	50	51	2
			63	51	52	2
			64	52	53	2
			65	53	54	2

RESTRICCIONES :

DESPLAZAMIENTOS RESTRINGIDOS: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21

APOYOS DE RESORTE :

VALORES DE RESORTES (t/m o t-m/rad) :

CONDICION DE CARGA : CARGA POR SISMO

CARGA	NUDO 8	NUDO 22	NUDO 23	NUDO 39	NUDO 40	NUDO 54
Px (t)	8.710	8.710	17.185	17.185	23.880	23.880
Py (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA

Wux(t/m)

Wtx(t/m)

Wuy(t/m)

Wty(t/m)

CONDICION DE CARGA : CARGA VERTICAL

CARGA	NUDO 9	NUDO 11	NUDO 14	NUDO 15	NUDO 17	NUDO 19	NUDO 21	NUDO 24	NUDO 25
Px (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Py (t)	-22.960	-19.580	-9.790	-1.920	-19.580	-19.580	-20.440	-7.620	-25.780
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	NUDO 27	NUDO 30	NUDO 31	NUDO 33	NUDO 35	NUDO 37	NUDO 38	NUDO 41	NUDO 42
Px (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Py (t)	-19.580	-9.790	-1.920	-19.580	-19.580	-18.950	-2.570	-1.300	-19.550
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	NUDO 44	NUDO 46	NUDO 48	NUDO 50	NUDO 52	NUDO 53
Px (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Py (t)	-20.640	-10.320	-20.640	-20.640	-19.550	-1.300
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 22	BARRA 23	BARRA 24	BARRA 25	BARRA 26	BARRA 27	BARRA 28	BARRA 29	BARRA 30
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-1.110	-1.110	-0.450	-0.450	-0.770	-0.770	-0.770	-0.450	-0.320
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 31	BARRA 32	BARRA 33	BARRA 34	BARRA 35	BARRA 36	BARRA 37	BARRA 38	BARRA 39
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-0.320	-0.320	-0.320	-0.320	-1.100	-1.110	-1.110	-1.110	-0.450
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 40	BARRA 41	BARRA 42	BARRA 43	BARRA 44	BARRA 45	BARRA 46	BARRA 47	BARRA 48
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-0.450	-0.820	-0.820	-0.820	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 49	BARRA 50	BARRA 51	BARRA 52	BARRA 53	BARRA 54	BARRA 55	BARRA 56	BARRA 57
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-0.450	-0.950	-0.450	-0.450	-0.980	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 58	BARRA 59	BARRA 60	BARRA 61	BARRA 62	BARRA 63	BARRA 64	BARRA 65
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.980	-0.450
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

RESULTADOS :

CONDICION DE CARGA: CARGA POR SISMO

o DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS

NUDO	o			BARRA	FUERZAS INTERNAS					
	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)		M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	-43.187	12.612	20.286	20.286	12.000	12.000
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	-16.913	21.750	11.508	11.508	8.140	8.140
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	-3.143	13.840	4.047	4.047	3.733	3.733
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-47.974	23.146	-1.691	-1.691	15.295	15.295
5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	5	-30.298	33.146	-0.891	-0.891	13.357	13.357
6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	6	-13.257	24.201	-0.434	-0.434	8.232	8.232
7	0.0000000	0.0000000	0.0000000	7	-47.319	22.413	-0.079	-0.079	14.996	14.996
8	0.0063754	0.0001061	-0.0017050	8	-29.446	32.572	-0.071	-0.071	13.056	13.056
9	0.0063339	-0.0002118	0.0007458	9	-12.755	23.448	-0.016	-0.016	7.957	7.957
10	0.0062924	-0.0000088	-0.0013844	10	-47.212	22.393	0.000	0.000	14.969	14.969
11	0.0062674	-0.0000011	0.0006953	11	-29.380	32.486	0.000	0.000	13.024	13.024
12	0.0062425	-0.0000004	-0.0013888	12	-12.665	23.355	-0.000	-0.000	7.917	7.917
13	0.0062370	-0.0006789	0.0004542	13	-47.319	22.413	0.079	0.079	14.996	14.996
14	0.0062342	-0.0000041	0.0006933	14	-29.446	32.572	0.071	0.071	13.056	13.056
15	0.0062313	0.0006716	0.0004559	15	-12.755	23.448	0.016	0.016	7.957	7.957
16	0.0062258	0.0000000	-0.0013840	16	-47.974	23.146	1.691	1.691	15.295	15.295
17	0.0062342	0.0000041	0.0006933	17	-30.298	33.146	0.891	0.891	13.357	13.357
18	0.0062425	0.0000004	-0.0013888	18	-13.257	24.201	0.434	0.434	8.232	8.232
19	0.0062674	0.0000011	0.0006953	19	-43.187	12.612	-20.286	-20.286	12.000	12.000
20	0.0062924	0.0000088	-0.0013844	20	-16.913	21.750	-11.508	-11.508	8.140	8.140
21	0.0063339	0.0002118	0.0007458	21	-3.143	13.840	-4.047	-4.047	3.733	3.733
22	0.0063754	-0.0001061	-0.0017050	22	29.525	0.998	-4.850	-4.850	-8.778	-8.778
23	0.0155631	0.0001675	-0.0014294	23	0.998	-27.530	-4.850	-4.850	-8.778	-8.778
24	0.0155379	-0.0005845	-0.0006106	24	25.915	-0.014	-2.912	-2.912	-7.978	-7.978
25	0.0154537	-0.0000914	0.0006211	25	-0.014	-25.942	-2.912	-2.912	-7.978	-7.978
26	0.0153443	-0.0000136	-0.0012222	26	25.917	8.782	-0.972	-0.972	-7.970	-7.970
27	0.0152787	-0.0000165	0.0006112	27	8.782	0.015	-0.972	-0.972	-7.970	-7.970
28	0.0152132	-0.0000008	-0.0012108	28	0.015	-8.752	-0.972	-0.972	-7.970	-7.970
29	0.0151987	-0.0005920	0.0003963	29	-8.752	-25.887	-0.972	-0.972	-7.970	-7.970
30	0.0151913	-0.0000034	0.0006046	30	25.887	-0.015	0.972	0.972	-7.970	-7.970
31	0.0151839	0.0005859	0.0003975	31	-0.015	-25.917	0.972	0.972	-7.970	-7.970
32	0.0151694	0.0000000	-0.0012071	32	25.942	0.014	2.912	2.912	-7.978	-7.978
33	0.0151913	0.0000034	0.0006046	33	0.014	-25.915	2.912	2.912	-7.978	-7.978
34	0.0152132	0.0000008	-0.0012108	34	27.530	-0.998	4.850	4.850	-8.778	-8.778
35	0.0152787	0.0000165	0.0006112	35	-0.998	-29.525	4.850	4.850	-8.778	-8.778
36	0.0153443	0.0000136	-0.0012222	36	24.894	19.298	-12.778	-12.778	-7.461	-7.461
37	0.0154537	0.0000914	0.0006211	37	19.298	0.645	-12.778	-12.778	-7.461	-7.461
38	0.0155379	0.0005845	-0.0006106	38	0.645	-23.603	-12.778	-12.778	-7.461	-7.461
39	0.0155631	-0.0001675	-0.0014294	39	22.799	0.036	-7.654	-7.654	-7.004	-7.004
40	0.0214420	0.0001882	-0.0008458	40	0.036	-22.728	-7.654	-7.654	-7.004	-7.004
41	0.0214022	-0.0002678	-0.0003891	41	22.599	7.656	-2.554	-2.554	-6.950	-6.950
42	0.0212695	-0.0000931	0.0003206	42	7.656	0.012	-2.554	-2.554	-6.950	-6.950
43	0.0210969	-0.0000158	-0.0006251	43	0.012	-7.633	-2.554	-2.554	-6.950	-6.950
44	0.0209949	-0.0000066	0.0003166	44	-7.633	-22.576	-2.554	-2.554	-6.950	-6.950
45	0.0208928	-0.0000009	-0.0006273	45	22.576	-0.012	2.554	2.554	-6.950	-6.950
46	0.0208589	-0.0000033	0.0003130	46	-0.012	-22.599	2.554	2.554	-6.950	-6.950

47	0.0208250	0.0000000	-0.0006238	47	22.728	-0.036	7.654	7.654	-7.004	-7.004
48	0.0208589	0.0000033	0.0003130	48	-0.036	-22.799	7.654	7.654	-7.004	-7.004
49	0.0208928	0.0000009	-0.0006273	49	23.603	-0.645	12.778	12.778	-7.461	-7.461
50	0.0209949	0.0000066	0.0003166	50	-0.645	-19.298	12.778	12.778	-7.461	-7.461
51	0.0210969	0.0000158	-0.0006251	51	-19.298	-24.894	12.778	12.778	-7.461	-7.461
52	0.0212695	0.0000931	0.0003206	52	13.840	10.805	-20.147	-20.147	-4.047	-4.047
53	0.0214022	0.0002678	-0.0003891	53	10.805	0.687	-20.147	-20.147	-4.047	-4.047
54	0.0214420	-0.0001882	-0.0008458	54	0.687	-12.466	-20.147	-20.147	-4.047	-4.047
55				55	11.735	-0.007	-11.915	-11.915	-3.613	-3.613
56				56	-0.007	-11.749	-11.915	-11.915	-3.613	-3.613
57				57	11.700	0.011	-3.958	-3.958	-3.597	-3.597
58				58	0.011	-11.678	-3.958	-3.958	-3.597	-3.597
59				59	11.678	-0.011	3.958	3.958	-3.597	-3.597
60				60	-0.011	-11.700	3.958	3.958	-3.597	-3.597
61				61	11.749	0.007	11.915	11.915	-3.613	-3.613
62				62	0.007	-11.735	11.915	11.915	-3.613	-3.613
63				63	12.466	-0.687	20.147	20.147	-4.047	-4.047
64				64	-0.687	-10.805	20.147	20.147	-4.047	-4.047
65				65	-10.805	-13.840	20.147	20.147	-4.047	-4.047

CONDICION DE CARGA: CARGA VERTICAL

DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS				FUERZAS INTERNAS							
NUDO	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)	BARRA	M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)	
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	4.837	-8.664	-50.760	-50.760	-2.903	-2.903	
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	11.998	-13.263	-36.004	-36.004	-5.318	-5.318	
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	13.652	-15.319	-12.567	-12.567	-6.367	-6.367	
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-0.391	1.314	-79.807	-79.807	0.367	0.367	
5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	5	-3.316	3.676	-52.910	-52.910	1.472	1.472	
6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	6	-4.073	2.016	-24.419	-24.419	1.338	1.338	
7	0.0000000	0.0000000	0.0000000	7	-0.894	2.059	-56.306	-56.306	0.635	0.635	
8	-0.0000873	-0.0002654	-0.0002134	8	-2.717	1.788	-37.418	-37.418	0.948	0.948	
9	-0.0000666	-0.0024341	0.0000054	9	-4.068	6.582	-18.275	-18.275	2.341	2.341	
10	-0.0000459	-0.0004173	0.0000054	10	1.025	-1.976	-56.637	-56.637	-0.645	-0.645	
11	-0.0000347	-0.0018540	-0.0000007	11	2.275	-1.752	-37.735	-37.735	-0.848	-0.848	
12	-0.0000235	-0.0002944	0.0000650	12	3.394	-5.886	-18.158	-18.158	-2.040	-2.040	
13	-0.0000178	-0.0009087	-0.0003687	13	-0.202	0.241	-68.140	-68.140	0.095	0.095	
14	-0.0000149	-0.0011535	-0.0000186	14	-0.040	0.013	-46.467	-46.467	0.011	0.011	
15	-0.0000121	-0.0009396	0.0003592	15	0.377	0.018	-23.909	-23.909	-0.079	-0.079	
16	-0.0000064	-0.0002961	-0.00000530	16	0.176	-0.770	-70.009	-70.009	-0.203	-0.203	
17	0.0000038	-0.0018283	-0.0000012	17	0.825	0.179	-47.010	-47.010	-0.136	-0.136	
18	0.0000141	-0.0003563	0.0000022	18	1.178	-1.657	-24.258	-24.258	-0.623	-0.623	
19	0.0000251	-0.0017898	0.0000055	19	-4.335	8.011	-39.633	-39.633	2.655	2.655	
20	0.0000361	-0.0003660	-0.00000331	20	-9.720	8.662	-26.667	-26.667	3.870	3.870	
21	0.0000465	-0.0020877	-0.0000201	21	-9.733	14.975	-12.554	-12.554	5.430	5.430	
22	0.0000569	-0.0002072	0.00002050	22	-20.662	21.434	2.415	2.415	14.756	11.149	
23	-0.0000416	-0.0004577	-0.0002855	23	-9.039	1.851	2.415	2.415	13.854	12.953	
24	-0.0000395	-0.0009651	-0.00009610	24	11.471	0.775	2.415	2.415	-11.811	-12.051	
					-18.185	16.743	2.415	2.415	-12.713	-13.615	
							1.309	1.309	11.478	10.016	

25	-0.0000326	-0.0030189	0.0000179	25	-9.008	-0.127	8.457	1.309	1.309	1.309	11.113	10.747	10.382
					16.743		-16.717	1.309	1.309	1.309	-9.564		-11.027
					8.824	0.607	-7.906	1.309	1.309	1.309	-9.930	-10.295	-10.661
26	-0.0000236	-0.0006998	0.0000720	26		-11.941	3.183	0.996	0.996	0.996	7.862		6.206
					-7.826	-3.934	-0.265	0.996	0.996	0.996	7.448	7.034	6.620
27	-0.0000135	-0.0020355	0.0000264	27		3.183	9.544	0.996	0.996	0.996	6.206		5.359
					4.860	6.480	8.041	0.996	0.996	0.996	5.995	5.783	5.571
28	-0.0000034	-0.0004942	0.0000121	28		9.544	4.204	0.996	0.996	0.996	-4.431		-5.278
					8.296	6.990	5.626	0.996	0.996	0.996	-4.642	-4.854	-5.066
29	-0.0000045	-0.0011817	-0.0003826	29		4.204	-12.311	0.996	0.996	0.996	-7.198		-8.165
					0.270	-3.793	-7.987	0.996	0.996	0.996	-7.440	-7.681	-7.923
30	-0.0000052	-0.0014306	-0.0000127	30		-16.561	16.644	1.198	1.198	1.198	10.737		9.697
					-7.943	0.464	8.659	1.198	1.198	1.198	10.477	10.217	9.957
31	-0.0000058	-0.0012012	0.0003804	31		16.644	-17.166	1.198	1.198	1.198	-9.883		-10.923
					8.508	0.162	-8.396	1.198	1.198	1.198	-10.143	-10.403	-10.663
32	-0.0000069	-0.0004976	-0.0000232	32		-16.884	16.362	1.282	1.282	1.282	10.750		9.710
					-8.256	0.161	8.367	1.282	1.282	1.282	10.490	10.230	9.970
33	0.0000015	-0.0020575	-0.0000190	33		16.362	-17.406	1.282	1.282	1.282	-9.870		-10.910
					8.237	-0.099	-8.647	1.282	1.282	1.282	-10.130	-10.390	-10.650
34	0.0000099	-0.0006044	0.0000006	34		-19.001	18.599	1.215	1.215	1.215	12.089		11.049
					-9.284	0.222	9.516	1.215	1.215	1.215	11.829	11.569	11.309
35	0.0000191	-0.0021170	-0.0000091	35		18.599	-17.731	1.215	1.215	1.215	-9.391		-12.966
					10.606	1.886	-7.559	1.215	1.215	1.215	-10.285	-11.178	-12.072
36	0.0000283	-0.0006171	0.0000241	36		-26.915	-9.650	1.049	1.049	1.049	23.437		22.605
					-22.540	-18.205	-13.908	1.049	1.049	1.049	23.229	23.021	22.813
37	0.0000416	-0.0021048	0.0000042	37		-9.650	24.343	1.049	1.049	1.049	14.985		12.210
					-0.501	8.214	16.495	1.049	1.049	1.049	14.291	13.597	12.903
38	0.0000519	-0.0006651	0.0006319	38		24.343	-25.623	1.049	1.049	1.049	-13.570		-17.178
					12.951	0.825	-12.033	1.049	1.049	1.049	-14.472	-15.374	-16.276
39	0.0000550	-0.0003496	0.0001448	39		-17.874	16.515	1.183	1.183	1.183	11.312		9.850
					-8.831	-0.085	8.363	1.183	1.183	1.183	10.947	10.581	10.215
40	0.0002654	-0.0005220	-0.0003764	40		16.515	-17.485	1.183	1.183	1.183	-9.730		-11.193
					8.460	0.109	-8.540	1.183	1.183	1.183	-10.096	-10.462	-10.827
41	0.0002528	-0.0009738	-0.0007710	41		-11.629	3.567	-0.209	-0.209	-0.209	7.950		6.187
					-7.475	-3.557	0.123	-0.209	-0.209	-0.209	7.509	7.068	6.627
42	0.0002108	-0.0025034	0.0000468	42		3.567	9.876	-0.209	-0.209	-0.209	6.187		5.285
					5.238	6.846	8.392	-0.209	-0.209	-0.209	5.961	5.736	5.510
43	0.0001563	-0.0008248	-0.0000403	43		9.876	4.424	-0.209	-0.209	-0.209	-4.505		-5.407
					8.606	7.274	5.880	-0.209	-0.209	-0.209	-4.731	-4.956	-5.182
44	0.0001132	-0.0024223	0.0000275	44		4.424	-12.369	-0.209	-0.209	-0.209	-7.327		-8.295
					0.421	-3.712	-7.976	-0.209	-0.209	-0.209	-7.569	-7.811	-8.053
45	0.0000701	-0.0005877	0.0001493	45		-17.515	16.775	0.983	0.983	0.983	11.282		9.819
					-8.497	0.224	8.648	0.983	0.983	0.983	10.916	10.551	10.185
46	0.0000471	-0.0011712	0.0000018	46		16.775	-17.323	0.983	0.983	0.983	-9.761		-11.223
					8.696	0.320	-8.353	0.983	0.983	0.983	-10.126	-10.492	-10.857
47	0.0000241	-0.0005905	-0.0001592	47		-17.687	16.774	1.073	1.073	1.073	11.335		9.872
					-8.626	0.137	8.604	1.073	1.073	1.073	10.969	10.604	10.238
48	-0.0000164	-0.0023681	0.0000028	48		16.774	-17.153	1.073	1.073	1.073	-9.708		-11.170
					8.738	0.405	-8.225	1.073	1.073	1.073	-10.073	-10.439	-10.805

1
1
1

49	-0.0000569	-0.0007267	0.0000222	49	-18.151	17.111	1.560	1.560	11.581	10.119			
					-8.890	0.074	8.741	1.560	1.560	11.216	10.484		
50	-0.0000981	-0.0022763	-0.0000084	50	17.111	-7.936	-7.936	1.560	-8.831	-11.206			
					11.406	5.329	-1.118	1.560	1.560	1.560	-9.425	-10.019	-10.613
51	-0.0001392	-0.0007412	-0.0000021	51	-7.936	-18.395	-18.395	1.560	1.560	-13.776	-14.114		
					-10.527	-13.134	-15.757	1.560	1.560	1.560	-13.861	-13.945	-14.029
52	-0.0001857	-0.0024863	-0.0000441	52	-15.319	-6.021	-6.367	-6.367	12.567	12.229			
					-12.971	-10.638	-8.321	-6.367	-6.367	12.482	12.398	12.314	
53	-0.0002215	-0.0009018	0.0008129	53	-6.021	18.240	-6.367	-6.367	10.929	8.479			
					0.619	6.875	12.749	-6.367	-6.367	10.317	9.704	9.092	
54	-0.0002322	-0.0004139	0.0004308	54	18.240	-20.117	-6.367	-6.367	-11.071	-12.533			
					9.097	-0.344	-10.082	-6.367	-6.367	-11.436	-11.802	-12.168	
				55	-18.101	18.152	-5.029	-5.029	11.886	10.424			
					-8.592	0.620	9.535	-5.029	-5.029	11.520	11.155	10.789	
				56	18.152	-17.427	-5.029	-5.029	-10.216	-11.679			
					9.703	0.957	-8.087	-5.029	-5.029	-10.582	-10.948	-11.313	
				57	-10.845	8.217	-2.689	-2.689	6.596	5.134			
					-5.634	-0.720	3.897	-2.689	-2.689	6.231	5.865	5.500	
				58	8.217	-11.015	-2.689	-2.689	-5.186	-6.649			
					3.854	-0.805	-5.761	-2.689	-2.689	-5.552	-5.917	-6.283	
				59	-16.901	18.127	-4.728	-4.728	11.509	10.047			
					-7.698	1.207	9.816	-4.728	-4.728	11.144	10.778	10.412	
				60	18.127	-18.678	-4.728	-4.728	-10.593	-12.056			
					9.371	0.319	-9.031	-4.728	-4.728	-10.959	-11.325	-11.690	
				61	-18.660	17.487	-4.807	-4.807	11.853	10.391			
					-9.177	0.008	8.896	-4.807	-4.807	11.488	11.122	10.756	
				62	17.487	-18.200	-4.807	-4.807	-10.249	-11.712			
					9.011	0.237	-8.833	-4.807	-4.807	-10.615	-10.981	-11.346	
				63	-19.858	18.541	-5.430	-5.430	12.546	11.084			
					-9.812	-0.064	9.387	-5.430	-5.430	12.181	11.815	11.449	
				64	18.541	-5.686	-5.430	-5.430	-8.466	-10.916			
					13.059	7.193	0.945	-5.430	-5.430	-9.079	-9.691	-10.304	
				65	-5.686	-14.975	-5.430	-5.430	-12.216	-12.554			
					-7.985	-10.299	-12.629	-5.430	-5.430	-12.301	-12.385	-12.469	

I
W
I

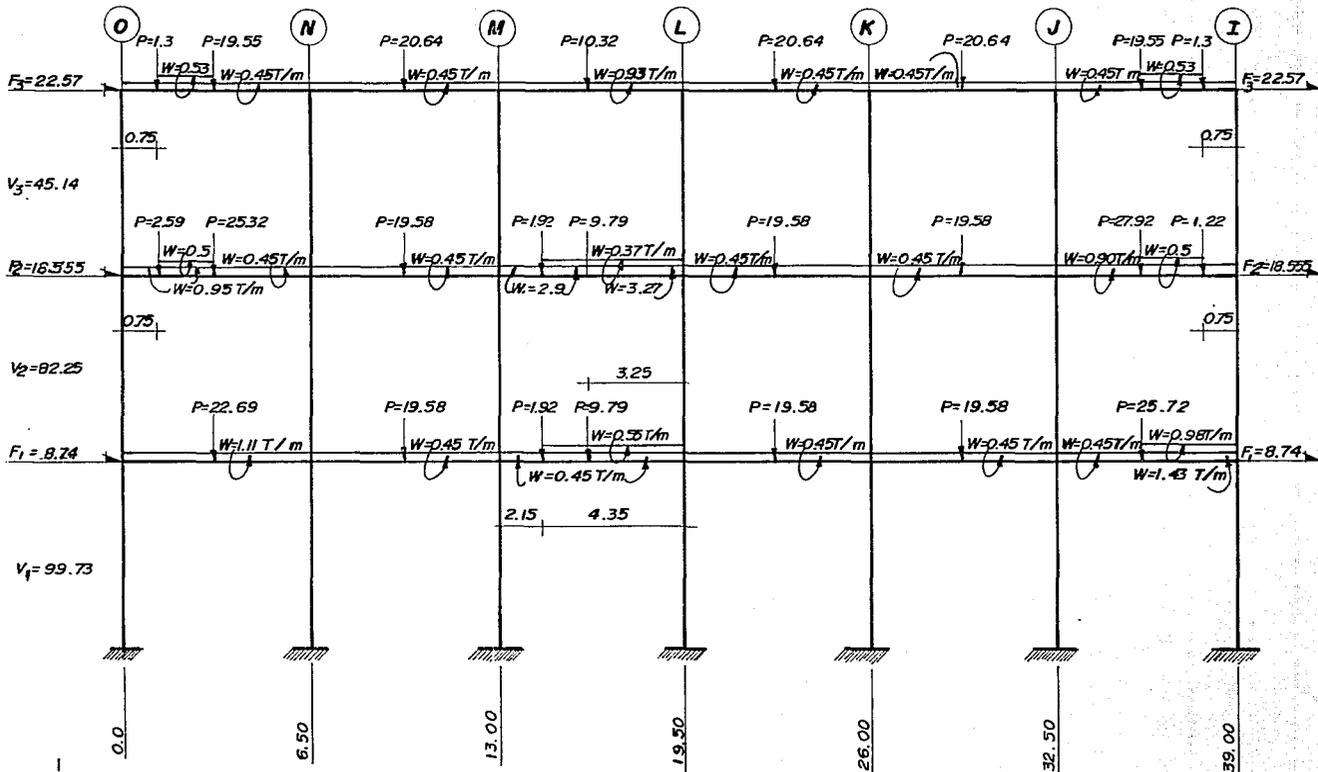


FIG. 3.23 ACCIONES SOBRE EL MARCO EJE 5a (CARGA VERTICAL Y SISMO).

 ING. MARTIN SANCHEZ SANCHEZ

FECHA : 06-11-92
 PROYECTO: OFICINAS COMERCIALES
 MARCO : MARCO EJE 5a
 NUMERO DE NUDOS = 54
 NUMERO DE BARRAS = 65
 NUMERO DE SECCIONES DE BARRAS = 2
 ANCHO DE SEMI-BANDA = 54
 NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA = 2

D A T O S :

°	GEOMETRIA		°	CODIFICACION DE BARRAS			°	PROPIEDADES DE SECCIONES	
	X(m)	Y(m)		BARRA	NUDO INICIAL	NUDO FINAL		SECCION	SECCION No.
1	0.00	0.00	1	1	8	1	1	0.02637	0.56250
2	6.50	0.00	2	8	23	1	2	0.01280	0.24000
3	13.00	0.00	3	23	40	1	E = 1581139t/m ²		
4	19.50	0.00	4	2	10	1			
5	26.00	0.00	5	10	26	1			
6	32.50	0.00	6	26	43	1			
7	39.00	0.00	7	3	12	1			
8	0.00	4.65	8	12	28	1			
9	3.25	4.65	9	28	45	1			
10	6.50	4.65	10	4	16	1			
11	9.75	4.65	11	16	32	1			
12	13.00	4.65	12	32	47	1			
13	15.15	4.65	13	5	18	1			
14	16.25	4.65	14	18	34	1			
15	17.35	4.65	15	34	49	1			
16	19.50	4.65	16	6	20	1			
17	22.75	4.65	17	20	36	1			
18	26.00	4.65	18	36	51	1			
19	29.25	4.65	19	7	22	1			
20	32.50	4.65	20	22	39	1			
21	35.75	4.65	21	39	54	1			
22	39.00	4.65	22	8	9	2			
23	0.00	9.40	23	9	10	2			
24	0.75	9.40	24	10	11	2			
25	3.25	9.40	25	11	12	2			
26	6.50	9.40	26	12	13	2			
27	9.75	9.40	27	13	14	2			
28	13.00	9.40	28	14	15	2			
29	15.15	9.40	29	15	16	2			
30	16.25	9.40	30	16	17	2			
31	17.35	9.40	31	17	18	2			
32	19.50	9.40	32	18	19	2			
33	22.75	9.40	33	19	20	2			
34	26.00	9.40	34	20	21	2			

35	29.25	9.40	35	21	22	2
36	32.50	9.40	36	23	24	2
37	35.75	9.40	37	24	25	2
38	38.25	9.40	38	25	26	2
39	39.00	9.40	39	26	27	2
40	0.00	13.95	40	27	28	2
41	0.75	13.95	41	28	29	2
42	3.25	13.95	42	29	30	2
43	6.50	13.95	43	30	31	2
44	9.75	13.95	44	31	32	2
45	13.00	13.95	45	32	33	2
46	16.25	13.95	46	33	34	2
47	19.50	13.95	47	34	35	2
48	22.75	13.95	48	35	36	2
49	26.00	13.95	49	36	37	2
50	29.25	13.95	50	37	38	2
51	32.50	13.95	51	38	39	2
52	35.75	13.95	52	40	41	2
53	38.25	13.95	53	41	42	2
54	39.00	13.95	54	42	43	2
			55	43	44	2
			56	44	45	2
			57	45	46	2
			58	46	47	2
			59	47	48	2
			60	48	49	2
			61	49	50	2
			62	50	51	2
			63	51	52	2
			64	52	53	2
			65	53	54	2

RESTRICCIONES :

DESPLAZAMIENTOS RESTRINGIDOS: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21

APOYOS DE RESORTE :

VALORES DE RESORTES (t/m o t-m/rad) :

CONDICION DE CARGA : CARGA POR SISHO

CARGA	NUDO 8	NUDO 22	NUDO 23	NUDO 39	NUDO 40	NUDO 54
Px (t)	8.740	8.740	18.560	18.560	22.570	22.570
Py (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA
 Wux(t/m)
 Wtx(t/m)
 Wuy(t/m)
 Wty(t/m)

CONDICION DE CARGA : CARGA VERTICAL

CARGA	NUDO 9	NUDO 11	NUDO 13	NUDO 14	NUDO 17	NUDO 19	NUDO 21	NUDO 24	NUDO 25
Px (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Py (t)	-22.690	-19.580	-1.920	-9.790	-19.580	-19.580	-25.720	-2.590	-25.320
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	NUDO 27	NUDO 29	NUDO 30	NUDO 33	NUDO 35	NUDO 37	NUDO 38	NUDO 41	NUDO 42
Px (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Py (t)	-19.580	-1.920	-9.790	-19.580	-19.580	-27.920	-1.220	-1.300	-19.550
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	NUDO 44	NUDO 46	NUDO 48	NUDO 50	NUDO 52	NUDO 53
Px (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Py (t)	-20.640	-10.320	-20.640	-20.640	-19.550	-1.300
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 22	BARRA 23	BARRA 24	BARRA 25	BARRA 26	BARRA 27	BARRA 28	BARRA 29	BARRA 30
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-1.110	-1.110	-0.450	-0.450	-0.450	-1.000	-1.000	-1.000	-0.450
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 31	BARRA 32	BARRA 33	BARRA 34	BARRA 35	BARRA 36	BARRA 37	BARRA 38	BARRA 39
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-1.430	-0.450	-0.950	-0.450	-0.450
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 40	BARRA 41	BARRA 42	BARRA 43	BARRA 44	BARRA 45	BARRA 46	BARRA 47	BARRA 48
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-0.450	-2.900	-3.270	-3.270	-3.270	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 49	BARRA 50	BARRA 51	BARRA 52	BARRA 53	BARRA 54	BARRA 55	BARRA 56	BARRA 57
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-0.900	-1.400	-0.900	-0.450	-0.980	-0.450	-0.450	-0.450	-0.930
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 58	BARRA 59	BARRA 60	BARRA 61	BARRA 62	BARRA 63	BARRA 64	BARRA 65
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-0.930	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.450	-0.980	-0.450
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

RESULTADOS :

CONDICION DE CARGA: CARGA POR SISMO

NUDD	DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS			BARRA	FUERZAS INTERNAS					
	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)		M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	-43.218	12.625	19.974	19.974	12.009	12.009
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	-16.906	22.214	11.197	11.197	8.236	8.236
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	-2.238	13.204	3.868	3.868	3.394	3.394
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-48.032	23.238	-1.642	-1.642	15.327	15.327
5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	5	-30.153	33.339	-0.830	-0.830	13.367	13.367
6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	6	-12.261	23.244	-0.385	-0.385	7.803	7.803
7	0.0000000	0.0000000	0.0000000	7	-47.375	22.520	-0.070	-0.070	15.031	15.031
8	0.0063796	0.0001044	-0.0017059	8	-29.237	32.665	-0.058	-0.058	13.032	13.032
9	0.0063371	-0.0002148	0.0007460	9	-11.905	22.630	-0.009	-0.009	7.590	7.590
10	0.0062945	-0.0000086	-0.0013826	10	-47.268	22.505	0.000	0.000	15.005	15.005
11	0.0062688	-0.0000017	0.0006940	11	-29.154	32.552	0.000	0.000	12.991	12.991
12	0.0062430	-0.0000004	-0.0013860	12	-11.857	22.566	-0.000	-0.000	7.565	7.565
13	0.0062373	-0.0006777	0.0004532	13	-47.375	22.520	0.070	0.070	15.031	15.031
14	0.0062344	-0.0000004	0.0006918	14	-29.237	32.665	0.058	0.058	13.032	13.032
15	0.0062315	0.0006699	0.0004549	15	-11.905	22.630	0.009	0.009	7.590	7.590
16	0.0062258	0.0000000	-0.0013808	16	-48.032	23.238	1.642	1.642	15.327	15.327
17	0.0062344	0.0000044	0.0006918	17	-30.153	33.339	0.830	0.830	13.367	13.367
18	0.0062430	0.0000004	-0.0013860	18	-12.261	23.244	0.385	0.385	7.803	7.803
19	0.0062688	0.0000017	0.0006940	19	-43.218	12.625	-19.974	-19.974	12.009	12.009
20	0.0062945	0.0000086	-0.0013826	20	-16.906	22.214	-11.197	-11.197	8.236	8.236
21	0.0063371	0.0002148	0.0007460	21	-2.238	13.204	-3.868	-3.868	3.394	3.394
22	0.0063796	-0.0001044	-0.0017059	22	29.531	1.007	-4.967	-4.967	-8.777	-8.777
23	0.0155289	0.0001642	-0.0014036	23	1.007	-27.518	-4.967	-4.967	-8.777	-8.777
24	0.0155018	-0.0005741	-0.0005994	24	25.874	-0.011	-3.006	-3.006	-7.964	-7.964
25	0.0154114	-0.0000889	0.0006103	25	-0.011	-25.895	-3.006	-3.006	-7.964	-7.964
26	0.0152939	-0.0000130	-0.0012011	26	25.862	8.764	-1.007	-1.007	-7.953	-7.953
27	0.0152241	-0.0000153	0.0006008	27	8.764	0.016	-1.007	-1.007	-7.953	-7.953
28	0.0151542	-0.0000007	-0.0011907	28	0.016	-8.732	-1.007	-1.007	-7.953	-7.953
29	0.0151389	-0.0005820	0.0003898	29	-8.732	-25.830	-1.007	-1.007	-7.953	-7.953
30	0.0151310	-0.0000031	0.0005947	30	25.830	-0.016	1.007	1.007	-7.953	-7.953
31	0.0151231	0.0005764	0.0003909	31	-0.016	-25.862	1.007	1.007	-7.953	-7.953
32	0.0151078	0.0000000	-0.0011873	32	25.895	0.011	3.006	3.006	-7.964	-7.964
33	0.0151310	0.0000031	0.0005947	33	0.011	-25.874	3.006	3.006	-7.964	-7.964
34	0.0151542	0.0000007	-0.0011907	34	27.518	-1.007	4.967	4.967	-8.777	-8.777
35	0.0152241	0.0000153	0.0006008	35	-1.007	-29.531	4.967	4.967	-8.777	-8.777
36	0.0152939	0.0000130	-0.0012011	36	24.451	18.954	-13.718	-13.718	-7.330	-7.330
37	0.0154114	0.0000889	0.0006103	37	18.954	0.631	-13.718	-13.718	-7.330	-7.330
38	0.0155018	0.0005741	-0.0005994	38	0.631	-23.190	-13.718	-13.718	-7.330	-7.330
39	0.0155289	-0.0001642	-0.0014036	39	22.409	0.032	-8.155	-8.155	-6.885	-6.885
40	0.0211930	0.0001840	-0.0008052	40	0.032	-22.345	-8.155	-8.155	-6.885	-6.885
41	0.0211551	-0.0002499	-0.0003697	41	22.226	7.530	-2.713	-2.713	-6.835	-6.835
42	0.0210288	-0.0000808	0.0003058	42	7.530	0.011	-2.713	-2.713	-6.835	-6.835
43	0.0208646	-0.0000150	-0.0006018	43	0.011	-7.508	-2.713	-2.713	-6.835	-6.835
44	0.0207672	-0.0000048	0.0003051	44	-7.508	-22.204	-2.713	-2.713	-6.835	-6.835
45	0.0206698	-0.0000007	-0.0006056	45	22.204	-0.011	2.713	2.713	-6.835	-6.835
46	0.0206374	-0.0000025	0.0003023	46	-0.011	-22.226	2.713	2.713	-6.835	-6.835

1 130 1

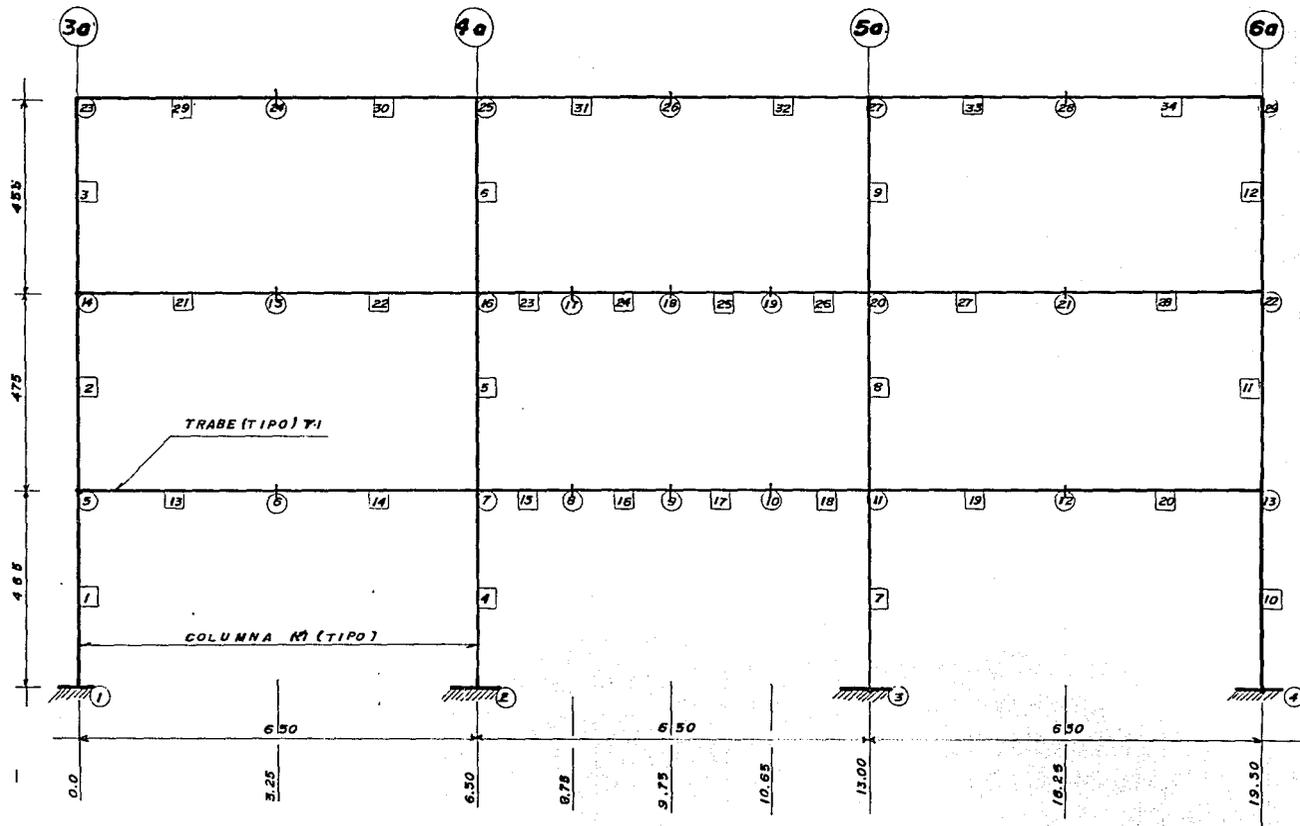
47	0.0206050	0.0000000	-0.0006030	47	22.345	-0.032	8.155	8.155	-6.885	-6.885
48	0.0206374	0.0000025	0.0003023	48	-0.032	-22.409	8.155	8.155	-6.885	-6.885
49	0.0206698	0.0000007	-0.0006056	49	23.190	-0.631	13.718	13.718	-7.330	-7.330
50	0.0207672	0.0000048	0.0003051	50	-0.631	-18.954	13.718	13.718	-7.330	-7.330
51	0.0208646	0.0000150	-0.0006018	51	-18.954	-24.451	13.718	13.718	-7.330	-7.330
52	0.0210288	0.0000808	0.0003058	52	13.204	10.303	-19.176	-19.176	-3.868	-3.868
53	0.0211591	0.0002499	-0.0003697	53	10.303	0.634	-19.176	-19.176	-3.868	-3.868
54	0.0211930	-0.0001840	-0.0008052	54	0.634	-11.937	-19.176	-19.176	-3.868	-3.868
				55	11.307	-0.012	-11.373	-11.373	-3.483	-3.483
				56	-0.012	-11.331	-11.373	-11.373	-3.483	-3.483
				57	11.299	0.008	-3.783	-3.783	-3.474	-3.474
				58	0.008	-11.283	-3.783	-3.783	-3.474	-3.474
				59	11.283	-0.008	3.783	3.783	-3.474	-3.474
				60	-0.008	-11.299	3.783	3.783	-3.474	-3.474
				61	11.331	0.012	11.373	11.373	-3.483	-3.483
				62	0.012	-11.307	11.373	11.373	-3.483	-3.483
				63	11.937	-0.634	19.176	19.176	-3.868	-3.868
				64	-0.634	-10.303	19.176	19.176	-3.868	-3.868
				65	-10.303	-13.204	19.176	19.176	-3.868	-3.868

CONDICION DE CARGA: CARGA VERTICAL
 DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS

MUDO	DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS			BARRA	FUERZAS INTERNAS						
	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)		M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)	
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	4.963	-8.973	-44.450	-44.450	-2.997	-2.997	
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	11.411	-11.348	-29.835	-29.835	-4.791	-4.791	
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	11.748	-15.110	-12.531	-12.531	-5.903	-5.903	
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-0.364	1.324	-77.255	-77.255	0.363	0.363	
5	0.0000000	0.0000000	0.0000000	5	-2.793	2.591	-50.396	-50.396	1.134	1.134	
6	0.0000000	0.0000000	0.0000000	6	-3.107	1.640	-24.571	-24.571	1.043	1.043	
7	0.0000000	0.0000000	0.0000000	7	-0.924	2.240	-66.792	-66.792	0.680	0.680	
8	-0.0000822	-0.0002324	-0.0002237	8	-1.160	-1.757	-47.356	-47.356	-0.126	-0.126	
9	-0.0000669	-0.0024019	0.0000030	9	-0.246	4.581	-19.718	-19.718	1.061	1.061	
10	-0.0000515	-0.0004039	0.0000535	10	1.340	-2.649	-66.714	-66.714	-0.858	-0.858	
11	-0.0000427	-0.0018799	-0.0000191	11	1.375	1.229	-47.116	-47.116	-0.031	-0.031	
12	-0.0000340	-0.0003492	0.0000734	12	-0.184	-3.996	-19.639	-19.639	-0.838	-0.838	
13	-0.0000236	-0.0010004	-0.00003740	13	-0.283	0.398	-68.862	-68.862	0.146	0.146	
14	-0.0000183	-0.0012267	0.00001129	14	-0.109	0.051	-46.294	-46.294	0.034	0.034	
15	-0.0000130	-0.0009804	0.0003769	15	0.419	-0.097	-24.144	-24.144	-0.113	-0.113	
16	-0.0000026	-0.0003488	-0.00000730	16	0.778	-1.946	-79.613	-79.613	-0.586	-0.586	
17	0.0000060	-0.0019061	0.0000141	17	3.784	-3.942	-52.935	-52.935	-1.626	-1.626	
18	0.0000145	-0.0003600	0.0000064	18	4.264	-2.260	-24.061	-24.061	-1.456	-1.456	
19	0.0000241	-0.0018172	0.0000017	19	-5.311	9.806	-47.861	-47.861	3.251	3.251	
20	0.0000337	-0.0004162	-0.0000651	20	-12.809	12.873	-31.337	-31.337	5.407	5.407	
21	0.0000521	-0.0026234	-0.0000254	21	-12.890	15.345	-12.596	-12.596	6.206	6.206	
22	0.0000706	-0.0002502	0.0002506	22	-20.384	21.253	1.794	1.794	14.615	11.008	
					-8.876	1.900	11.943	1.794	1.794	13.713	12.811
23	-0.0000547	-0.0003917	-0.0002201	23	21.253	-22.577	1.794	1.794	-11.682	-15.290	
					11.394	0.803	-10.520	1.794	1.794	-12.584	-13.486
24	-0.0000525	-0.0008179	-0.0008371	24	-18.460	16.763	1.024	1.024	11.569	10.106	

25	-0.0000451	-0.0027191	-0.0000050	25	-9.208	-0.254	8.403	1.024	1.024	1.024	11.203	10.838	10.472
					16.763		-16.403		1.024	1.024		-9.474	-10.936
					8.917	0.774	-7.666	1.024	1.024	1.024	-9.839	-10.205	-10.570
26	-0.0000356	-0.0006731	0.0000420	26	-13.002		4.233		1.830	1.830		8.500	7.533
					-8.499	-4.125	0.119	1.830	1.830	1.830	8.258	8.016	7.774
27	-0.0000253	-0.0020153	0.0000290	27		4.233	9.801		1.830	1.830		5.613	4.513
					5.738	7.168	8.523	1.830	1.830	1.830	5.338	5.063	4.788
28	-0.0000150	-0.0006021	-0.0000927	28		9.801	3.391		1.830	1.830		-5.277	-6.377
					8.312	6.748	5.107	1.830	1.830	1.830	-5.552	-5.827	-6.102
29	-0.0000149	-0.0019006	-0.0006180	29		3.391	-12.632		1.830	1.830		-6.377	-8.527
					-0.181	-4.042	-8.192	1.830	1.830	1.830	-6.915	-7.452	-7.990
30	-0.0000149	-0.0022639	0.0000195	30		-16.656	16.948		1.003	1.003		11.071	9.608
					-7.809	0.740	8.993	1.003	1.003	1.003	10.705	10.340	9.974
31	-0.0000149	-0.0018681	0.0006289	31		16.948	-17.836		1.003	1.003		-9.972	-11.434
					8.698	0.150	-8.694	1.003	1.003	1.003	-10.337	-10.703	-11.068
32	-0.0000148	-0.0006004	0.0000754	32		-17.329	16.478		1.115	1.115		11.133	9.671
					-8.431	0.169	8.472	1.115	1.115	1.115	10.768	10.402	10.037
33	-0.0000077	-0.0020323	-0.0000212	33		16.478	-18.103		1.115	1.115		-9.909	-11.372
					8.279	-0.218	-9.012	1.115	1.115	1.115	-10.275	-10.640	-11.006
34	-0.0000007	-0.0006073	0.0000031	34		-23.833	23.535		2.156	2.156		15.306	13.844
					-11.545	0.445	12.139	2.156	2.156	2.156	14.940	14.575	14.209
35	0.0000076	-0.0020776	-0.0000034	35		23.535	-22.615		2.156	2.156		-11.876	-16.524
					13.414	2.348	-9.661	2.156	2.156	2.156	-13.038	-14.200	-15.362
36	0.0000159	-0.0006990	-0.0000741	36		-23.096	-10.245		1.111	1.111		17.304	16.967
					-19.860	-16.639	-13.434	1.111	1.111	1.111	17.220	17.135	17.051
37	0.0000228	-0.0030728	0.0000082	37		-10.245	22.728		1.111	1.111		14.377	12.002
					-1.445	6.984	15.041	1.111	1.111	1.111	13.783	13.189	12.595
38	0.0000280	-0.0009018	0.0009517	38		22.728	-22.934		1.111	1.111		-13.318	-14.781
					11.758	0.491	-11.073	1.111	1.111	1.111	-13.684	-14.050	-14.415
39	0.0000296	-0.0004176	0.0002543	39		-17.235	16.281		1.202	1.202		11.044	9.582
					-8.410	0.117	8.348	1.202	1.202	1.202	10.678	10.313	9.947
40	0.0002528	-0.0004558	-0.0004036	40		16.281	-18.590		1.202	1.202		-9.998	-11.461
					8.009	-0.560	-9.427	1.202	1.202	1.202	-10.364	-10.730	-11.095
41	0.0002412	-0.0009253	-0.0007909	41		-20.101	7.977		0.015	0.015		16.177	9.942
					-11.825	-4.386	2.214	0.015	0.015	0.015	14.618	13.059	11.501
42	0.0002023	-0.0024813	0.0000437	42		7.977	14.823		0.015	0.015		8.022	4.425
					10.059	11.894	13.482	0.015	0.015	0.015	7.123	6.223	5.324
43	0.0001517	-0.0007988	-0.0000380	43		14.823	6.943		0.015	0.015		-5.365	-8.962
					13.224	11.377	9.284	0.015	0.015	0.015	-6.264	-7.164	-8.063
44	0.0001101	-0.0024607	-0.0000044	44		6.943	-19.883		0.015	0.015		-8.962	-15.993
					1.653	-4.581	-11.760	0.015	0.015	0.015	-10.720	-12.477	-14.235
45	0.0000685	-0.0007030	0.0001438	45		-18.470	16.476		0.822	0.822		11.484	10.021
					-9.288	-0.403	8.185	0.822	0.822	0.822	11.118	10.753	10.387
46	0.0000359	-0.0014040	0.0000027	46		16.476	-16.966		0.822	0.822		-9.559	-11.021
					8.561	0.349	-8.160	0.822	0.822	0.822	-9.924	-10.290	-10.655
47	0.0000034	-0.0007009	-0.0001527	47		-17.333	16.461		0.969	0.969		11.129	9.667
					-8.439	0.158	8.458	0.969	0.969	0.969	10.764	10.398	10.033
48	-0.0000363	-0.0024187	0.0000261	48		16.461	-18.133		0.969	0.969		-9.913	-11.376
					8.258	-0.242	-9.039	0.969	0.969	0.969	-10.279	-10.644	-11.010

49	-0.0000760	-0.0007308	0.0000206	49	-26.339	25.779	0.799	0.799	17.499	14.574	
					-12.418	0.908	13.641	0.799	0.799	16.768	15.305
50	-0.0001167	-0.0023459	-0.0000337	50	25.779	-11.961	-11.961	0.799	0.799	-13.346	-16.846
					17.165	8.003	-1.706	0.799	0.799	-14.221	-15.096
51	-0.0001574	-0.0008220	0.0000298	51	-11.961	-25.764	-25.764	0.799	0.799	-18.066	-18.741
					-15.364	-18.799	-22.265	0.799	0.799	-18.235	-18.404
52	-0.0002105	-0.0025002	-0.0000385	52	-15.110	-5.839	-5.839	-5.903	-5.903	12.531	12.193
					-12.769	-10.443	-8.133	-5.903	-5.903	12.446	12.362
53	-0.0002514	-0.0009429	0.0007833	53	-5.839	18.332	18.332	-5.903	-5.903	10.893	8.443
					0.778	7.012	12.863	-5.903	-5.903	10.281	9.668
54	-0.0002637	-0.0004820	0.0003882	54	18.332	-20.142	-20.142	-5.903	-5.903	-11.107	-12.569
					9.159	-0.311	-10.078	-5.903	-5.903	-11.472	-11.838
				55	-18.501	18.128	18.128	-4.859	-4.859	12.002	10.539
					-8.898	0.408	9.417	-4.859	-4.859	11.636	11.271
				56	18.128	-17.075	-17.075	-4.859	-4.859	-10.101	-11.563
					9.773	1.121	-7.829	-4.859	-4.859	-10.466	-10.832
				57	-12.494	9.099	9.099	-3.798	-3.798	8.155	5.133
					-6.175	-0.470	4.622	-3.798	-3.798	7.400	6.644
				58	9.099	-12.671	-12.671	-3.798	-3.798	-5.187	-8.210
					4.577	-0.558	-6.308	-3.798	-3.798	-5.943	-6.699
				59	-16.667	18.102	18.102	-4.636	-4.636	11.429	9.967
					-7.529	1.311	9.855	-4.636	-4.636	11.064	10.698
				60	18.102	-18.962	-18.962	-4.636	-4.636	-10.673	-12.136
					9.281	0.164	-9.251	-4.636	-4.636	-11.039	-11.404
				61	-19.059	17.591	17.591	-4.750	-4.750	12.008	10.546
					-9.451	-0.140	8.874	-4.750	-4.750	11.643	11.277
				62	17.591	-17.592	-17.592	-4.750	-4.750	-10.094	-11.557
					9.241	0.593	-8.351	-4.750	-4.750	-10.460	-10.826
				63	-19.952	18.309	18.309	-6.206	-6.206	12.504	11.042
					-9.941	-0.227	9.190	-6.206	-6.206	12.138	11.773
				64	18.309	-6.024	-6.024	-6.206	-6.206	-8.508	-10.958
					12.800	6.908	0.633	-6.206	-6.206	-9.121	-9.733
				65	-6.024	-15.345	-15.345	-6.206	-6.206	-12.258	-12.596
					-8.331	-10.653	-12.991	-6.206	-6.206	-12.343	-12.512



- INDICA NUMERO DE NUDO.
- INDICA NUMERO DE BARRA.

FIG. 3.24 CODIFICACION DEL MODELO GEOMETRICO DE LOS MARCOS EJES I, J, K, L, M, N y O (PARALELOS AL EJE GLOBAL Y)

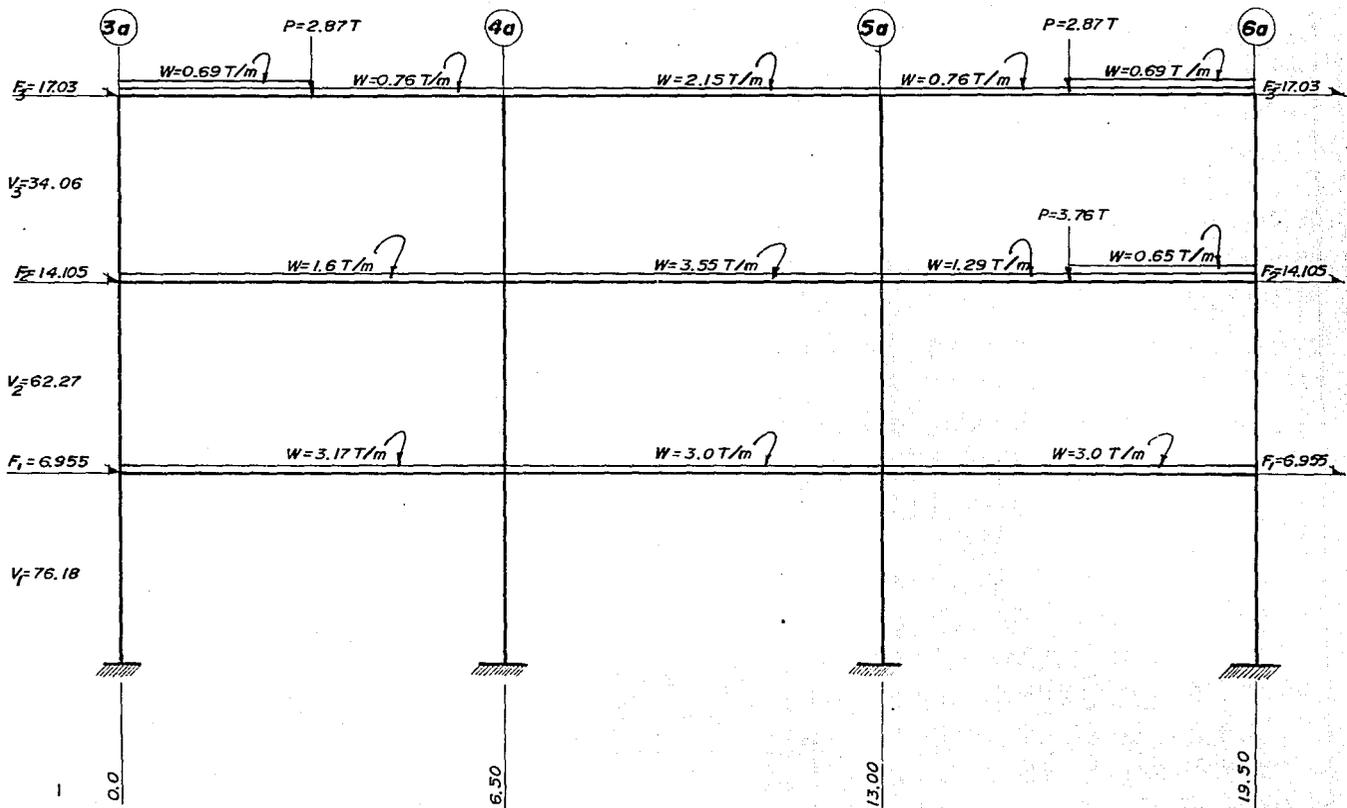


FIG. 3.25 ACCIONES SOBRE EL MARCO EJE O (CARGA VERTICAL Y SISMO)

FECHA : 23-10-92
 PROYECTO: OFICINAS COMERCIALES
 MARCO : MARCO EJE O
 NUMERO DE NUDOS = 29
 NUMERO DE BARRAS = 34
 NUMERO DE SECCIONES DE BARRAS = 2
 ANCHO DE SEMI-BANDA = 30
 NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA = 2

D A T O S :

GEOMETRIA			CODIFICACION DE BARRAS				PROPIEDADES DE SECCIONES		
NUDO	X(m)	Y(m)	BARRA	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	SECCION	SECCION No.	INERCIA (m ⁴)	AREA (m ²)
1	0.00	0.00	1	1	5	1	1	0.02637	0.56250
2	6.50	0.00	2	5	14	1	2	0.01280	0.24000
3	13.50	0.00	3	14	23	1			
4	19.50	0.00	4	2	7	1			
5	0.00	4.65	5	7	16	1			

E = 1581139t/m²

6	3.25	4.65	6	16	25	1
7	6.50	4.65	7	3	11	1
8	8.75	4.65	8	11	20	1
9	9.75	4.65	9	20	27	1
10	10.65	4.65	10	4	13	1
11	13.00	4.65	11	13	22	1
12	16.25	4.65	12	22	29	1
13	19.50	4.65	13	5	6	2
14	0.00	9.40	14	6	7	2
15	3.25	9.40	15	7	8	2
16	6.50	9.40	16	8	9	2
17	8.75	9.40	17	9	10	2
18	9.75	9.40	18	10	11	2
19	10.65	9.40	19	11	12	2
20	13.00	9.40	20	12	13	2
21	16.25	9.40	21	14	15	2
22	19.50	9.40	22	15	16	2
23	0.00	13.95	23	16	17	2
24	3.25	13.95	24	17	18	2
25	6.50	13.95	25	18	19	2
26	9.75	13.95	26	19	20	2
27	13.00	13.95	27	20	21	2
28	16.25	13.95	28	21	22	2
29	19.50	13.95	29	23	24	2
			30	24	25	2
			31	25	26	2
			32	26	27	2
			33	27	28	2
			34	28	29	2

RESTRICCIONES:

DESPLAZAMIENTOS RESTRINGIDOS: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12,

APOYOS DE RESORTE:

VALORES DE RESORTES (t/m o t-m/rad):

CONDICION DE CARGA: CARGA DE SISMO

CARGA	NUDO 5	NUDO 13	NUDO 14	NUDO 22	NUDO 23	NUDO 29
Px (t)	6.960	6.960	14.100	14.100	17.030	17.030
Py (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA

Wux(t/m)
Wtx(t/m)
Wuy(t/m)
Wty(t/m)

CONDICION DE CARGA : CARGA VERTICAL

CARGA	NUDO 21	NUDO 24	NUDO 28
Px (t)	0.000	0.000	0.000
Py (t)	-3.760	-2.870	-2.870
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 13	BARRA 14	BARRA 15	BARRA 16	BARRA 17	BARRA 18	BARRA 19	BARRA 20	BARRA 21
Mux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Muy(t/m)	-3.170	-3.170	-3.000	-3.000	-3.000	-3.000	-3.000	-3.000	-1.600
My(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 22	BARRA 23	BARRA 24	BARRA 25	BARRA 26	BARRA 27	BARRA 28	BARRA 29	BARRA 30
Mux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Muy(t/m)	-1.600	-3.550	-3.550	-3.550	-3.550	-1.290	-1.940	-1.450	-0.760
My(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 31	BARRA 32	BARRA 33	BARRA 34
Mux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000
Mtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000
Muy(t/m)	-2.150	-2.150	-0.760	-1.450
My(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000

RESULTADOS :

CONDICION DE CARGA: CARGA DE SISMO

NUDO	DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS			BARRA	FUERZAS INTERNAS					
	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)		M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	-60.262	17.047	28.892	28.892	16.626	16.626
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	-24.801	31.363	16.432	16.432	11.824	11.824
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	-4.197	19.633	5.758	5.758	5.237	5.237
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-67.619	32.190	-2.188	-2.188	21.464	21.464
5	0.0089437	0.0001511	-0.0024098	5	-43.930	47.774	-1.104	-1.104	19.306	19.306
6	0.0089252	-0.0002829	0.0010589	6	-18.963	34.693	-0.558	-0.558	11.793	11.793
7	0.0089067	-0.0000114	-0.0019756	7	-67.619	32.190	2.188	2.188	21.464	21.464
8	0.0089067	-0.0008994	0.0007120	8	-43.930	47.774	1.104	1.104	19.306	19.306
9	0.0089067	0.0000000	0.0009931	9	-18.963	34.693	0.558	0.558	11.793	11.793
10	0.0089067	0.0008255	0.0007654	10	-60.262	17.047	-28.892	-28.892	16.626	16.626
11	0.0089067	0.0000114	-0.0019756	11	-24.801	31.363	-16.432	-16.432	11.824	11.824
12	0.0089252	0.0002829	0.0010589	12	-4.197	19.633	-5.758	-5.758	5.237	5.237
13	0.0089437	-0.0001511	-0.0024098	13	41.848	1.352	-2.158	-2.158	-12.460	-12.460
14	0.0220350	0.0002388	-0.0020360	14	1.352	-39.145	-2.158	-2.158	-12.460	-12.460
15	0.0219707	-0.0001162	0.0008890	15	36.974	11.377	-0.000	-0.000	-11.377	-11.377
16	0.0219063	-0.0000173	-0.0017567	16	11.377	-0.000	0.000	0.000	-11.377	-11.377
17	0.0219063	-0.0008029	0.0006361	17	0.000	-10.239	0.000	0.000	-11.377	-11.377
18	0.0219063	0.0000000	0.0008863	18	-10.239	-36.974	0.000	0.000	-11.377	-11.377
19	0.0219063	0.0007369	0.0006836	19	39.145	-1.352	2.158	2.158	-12.460	-12.460
20	0.0219063	0.0000173	-0.0017567	20	-1.352	-41.848	2.158	2.158	-12.460	-12.460
21	0.0219707	0.0001162	0.0008890	21	35.560	0.870	-7.513	-7.513	-10.674	-10.674

22	0.0220350	-0.0002388	-0.0020360	22	0.870	-33.821	-7.513	-7.513	-10.674	-10.674
23	0.0303687	0.0002683	-0.0011937	23	32.917	10.128	-0.000	-0.000	-10.128	-10.128
24	0.0302677	-0.0001159	0.0004565	24	10.128	-0.000	-0.000	-0.000	-10.128	-10.128
25	0.0301667	-0.0000202	-0.0008984	25	0.000	-9.115	-0.000	-0.000	-10.128	-10.128
26	0.0301667	0.0000000	0.0004585	26	-9.115	-32.917	-0.000	-0.000	-10.128	-10.128
27	0.0301667	0.0000202	-0.0008984	27	33.821	-0.870	7.513	7.513	-10.674	-10.674
28	0.0302677	0.0001159	0.0004565	28	-0.870	-35.560	7.513	7.513	-10.674	-10.674
29	0.0303687	-0.0002683	-0.0011937	29	19.633	0.920	-11.793	-11.793	-5.758	-5.758
				30	0.920	-17.794	-11.793	-11.793	-5.758	-5.758
				31	16.899	-0.000	0.000	0.000	-5.200	-5.200
				32	-0.000	-16.899	0.000	0.000	-5.200	-5.200
				33	17.794	-0.920	11.793	11.793	-5.758	-5.758
				34	-0.920	-19.633	11.793	11.793	-5.758	-5.758

CONDICION DE CARGA: CARGA VERTICAL

NUDO	DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS			BARRA	FUERZAS INTERNAS							
	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GRO Z(rad)		M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)		
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	2.557	-4.987	-20.758	-20.758	-1.622	-1.622		
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	5.092	-2.904	-10.630	-10.630	-1.683	-1.683		
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	2.748	-5.453	-5.497	-5.497	-1.802	-1.802		
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-0.420	0.956	-48.599	-48.599	0.296	0.296		
5	-0.0000111	-0.0001085	-0.0001355	5	0.598	-2.636	-28.324	-28.324	-0.681	-0.681		
6	-0.0000106	-0.0010438	-0.0000072	6	3.099	-1.614	11.591	-11.591	-1.036	-1.036		
7	-0.0000101	-0.0002541	0.0000299	7	0.172	-0.433	-49.376	-49.376	-0.130	-0.130		
8	-0.0000039	-0.0007838	-0.0002330	8	-0.261	1.531	-29.747	-29.747	0.377	0.377		
9	-0.0000012	-0.0009091	-0.0000048	9	-1.925	1.203	-11.498	-11.498	0.687	0.687		
10	0.0000013	-0.0008142	0.0002069	10	-2.323	4.451	-22.685	-22.685	1.457	1.457		
11	0.0000077	-0.0002582	-0.0000146	11	-5.126	4.313	-13.111	-13.111	1.987	1.987		
12	0.0000123	-0.0009857	0.0000062	12	-4.252	5.535	-5.494	-5.494	2.151	2.151		
13	0.0000168	-0.0001186	0.0001187	13	-10.079	6.095	0.061	0.061	10.128	-0.175		
14	-0.0000243	-0.0001653	-0.0000108	14	-2.896	2.194	5.191	0.061	0.061	7.552	4.977	
					6.095	-11.214	-0.061	0.061	-0.175	-10.477		
					4.907	1.626	-3.747	0.061	0.061	-2.750	-5.326	
15	-0.0000233	-0.0005916	-0.0000311	15	-10.856	3.595	1.038	1.038	9.798	3.048		
					-5.819	-1.732	1.406	1.038	1.038	8.110	6.423	
16	-0.0000223	-0.0004054	-0.0000862	16	3.595	5.143	1.038	1.038	3.048	0.048		
					4.263	4.744	5.037	1.038	1.038	2.298	1.548	
17	-0.0000195	-0.0011892	-0.0002991	17	5.143	3.971	1.038	1.038	0.048	-2.652		
					5.078	4.860	4.491	1.038	1.038	-0.627	-1.302	
18	-0.0000182	-0.0013436	0.0000044	18	3.971	-10.546	1.038	1.038	-2.652	-9.702		
					1.895	-1.217	-5.364	1.038	1.038	-4.415	-6.177	
19	-0.0000171	-0.0012108	0.0002795	19	-10.719	5.696	0.530	0.530	9.926	0.176		
					-3.644	1.450	4.563	0.530	0.530	7.488	5.051	
20	-0.0000141	-0.0004170	0.0000578	20	5.696	-9.576	0.530	0.530	0.176	-9.574		
					4.849	2.021	-2.788	0.530	0.530	-2.262	-4.699	
21	-0.0000127	-0.0009514	0.0000087	21	-5.652	2.582	0.119	0.119	5.134	-0.066		
					-2.009	0.578	2.108	0.119	0.119	3.834	2.534	
22	-0.0000113	-0.0001886	0.0000724	22	2.582	-6.084	0.119	0.119	-0.066	-5.266		
					2.000	0.362	-2.333	0.119	0.119	-1.366	-2.666	

23	0.0000214	-0.0001934	-0.0001584	23	-11.819	4.994	0.474	0.474	11.466	3.479	
					-5.931	-1.166	2.476	0.474 0.474	0.474	9.469 7.473	5.476
24	0.0000059	-0.0009102	-0.0000095	24	4.994	6.698	6.698	0.474	0.474	3.479	-0.071
					5.753	6.290	6.605	0.474 0.474	0.474	2.591 1.704	0.816
25	-0.0000095	-0.0004647	-0.0000052	25	6.698	6.306	5.196	0.474	0.474	-0.071	-3.266
					6.592	5.196	5.841	0.474 0.474	0.474	-0.870 -1.669	-2.467
26	-0.0000338	-0.0009832	-0.0000059	26	5.196	-1.092	-12.282	0.474	0.474	-3.266	-11.609
					2.664	-1.092	-6.075	0.474 0.474	0.474	-5.352 -7.437	-9.523
27	-0.0000581	-0.0004758	0.0000184	27	-8.826	0.262	5.943	0.164	0.164	6.641	2.448
					-3.856	0.262	3.528	0.164 0.164	0.164	5.593 4.545	3.496
28	-0.0000766	-0.0009037	0.0000074	28	5.943	1.251	-8.565	0.164	0.164	-1.312	-7.617
					4.237	1.251	-3.017	0.164 0.164	0.164	-2.888 -4.464	-6.040
29	-0.0000950	-0.0002167	0.0001424	29	-5.453	1.565	4.754	-1.802	-1.802	5.497	0.784
					-1.465	1.565	3.638	-1.802 -1.802	-1.802	4.319 3.141	1.962
				30	4.754	0.362	-6.038	-1.802	-1.802	-2.086	-4.556
					2.809	0.362	-2.587	-1.802 -1.802	-1.802	-2.703 -3.321	-3.938
				31	-7.652	0.942	3.858	-2.838	-2.838	7.035	0.048
					-2.646	0.942	3.110	-2.838 -2.838	-2.838	5.289 3.542	1.795
				32	3.858	1.098	-7.341	-2.838	-2.838	0.048	-6.940
					3.188	1.098	-2.412	-2.838 -2.838	-2.838	-1.699 -3.446	-5.193
				33	-6.138	0.266	4.663	-2.151	-2.151	4.558	2.088
					-2.685	0.266	2.715	-2.151 -2.151	-2.151	3.941 3.323	2.706
				34	4.663	1.479	-5.535	-2.151	-2.151	-0.782	-5.494
					3.549	1.479	-1.549	-2.151 -2.151	-2.151	-1.960 -3.138	-4.316

CASO

OPERACION

- 0 Salir al Sistema Operativo MS-DOS
- 1 Correr un marco nuevo desde el principio
- 2 Correr el mismo marco con nuevas restricciones, apoyos de resorte y cargas
- 3 Correr el mismo marco con las mismas condiciones de apoyo pero nuevas cargas

QUE CASO DESEAS EJECUTAR? -->

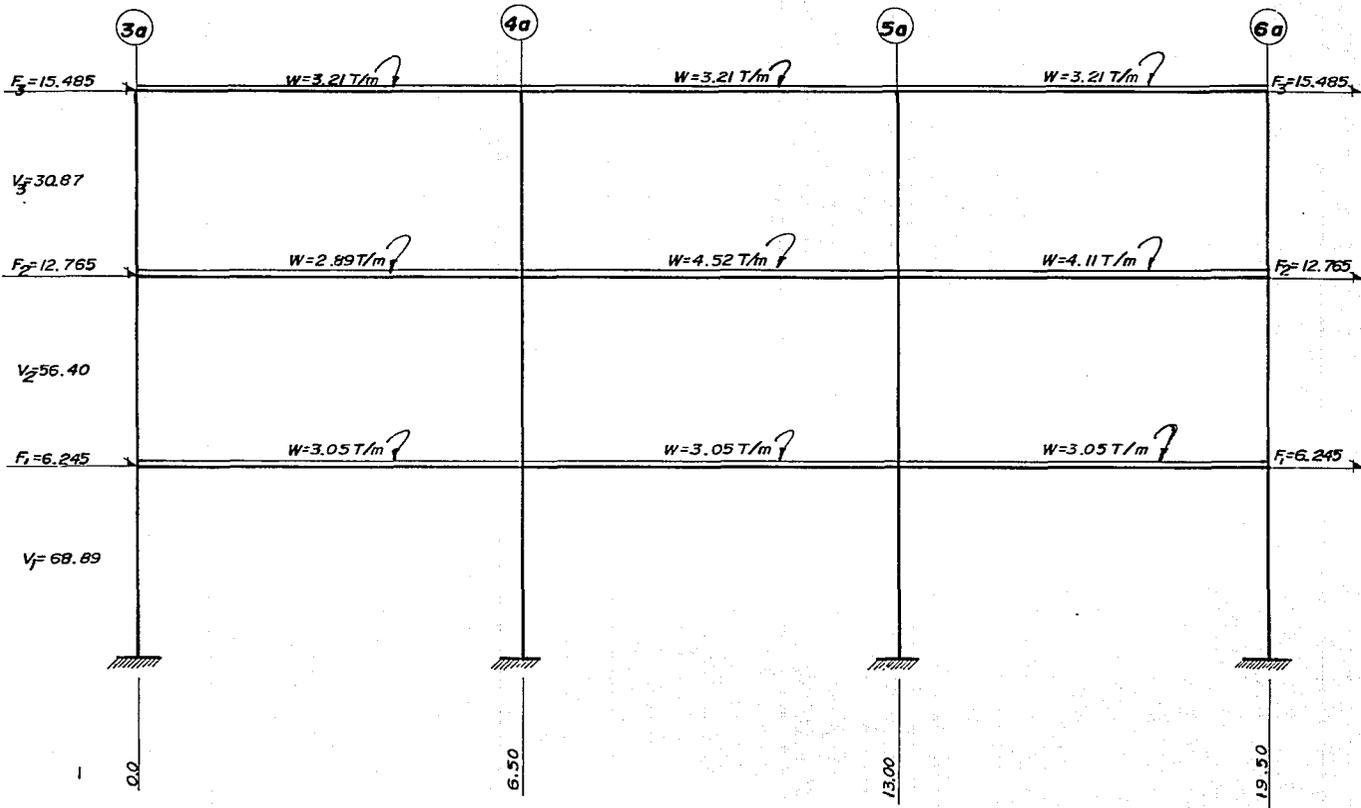


FIG. 3.26 ACCIONES SOBRE EL MARCO EJE N (CARGA VERTICAL Y SISMO)

 ING. MARTIN SANCHEZ SANCHEZ

FECHA : 23-10-92
 PROYECTO: OFICINAS COMERCIALES
 MARCO : MARCO EJE N
 NUMERO DE NUDOS = 29
 NUMERO DE BARRAS = 34
 NUMERO DE SECCIONES DE BARRAS = 2
 ANCHO DE SEMI-BANDA = 30
 NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA = 2

D A T O S :

GEOMETRIA			CODIFICACION DE BARRAS				PROPIEDADES DE SECCIONES		
o	X(m)	Y(m)	BARRA	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	SECCION	SECCION No.	INERCIA (m ⁴)	AREA (m ²)
1	0.00	0.00	1	1	5	1	1	0.02637	0.56250
2	6.50	0.00	2	5	14	1	2	0.01280	0.24000
3	13.00	0.00	3	14	23	1			
4	19.50	0.00	4	2	7	1			
5	0.00	4.65	5	7	16	1			
6	3.25	4.65	6	16	25	1			
7	6.50	4.65	7	3	11	1			
8	8.75	4.65	8	11	20	1			
9	9.75	4.65	9	20	27	1			
10	10.65	4.65	10	4	13	1			
11	13.00	4.65	11	13	22	1			
12	16.25	4.65	12	22	29	1			
13	19.50	4.65	13	5	6	2			
14	0.00	9.40	14	6	7	2			
15	3.25	9.40	15	7	8	2			
16	6.50	9.40	16	8	9	2			
17	8.75	9.40	17	9	10	2			
18	9.75	9.40	18	10	11	2			
19	10.65	9.40	19	11	12	2			
20	13.00	9.40	20	12	13	2			
21	16.25	9.40	21	14	15	2			
22	19.50	9.40	22	15	16	2			
23	0.00	13.95	23	16	17	2			
24	3.25	13.95	24	17	18	2			
25	6.50	13.95	25	18	19	2			
26	9.75	13.95	26	19	20	2			
27	13.00	13.95	27	20	21	2			
28	16.25	13.95	28	21	22	2			
29	19.50	13.95	29	23	24	2			
			30	24	25	2			
			31	25	26	2			

E = 1581139t/m²

32	26	27	2
33	27	28	2
34	28	29	2

RESTRICCIONES :

DESPLAZAMIENTOS RESTRINGIDOS: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12,

APOYOS DE RESORTE :

VALORES DE RESORTES (t/m o t-m/rad) :

CONDICION DE CARGA : CARGA POR SISMO

CARGA	NUDO 5	NUDO 13	NUDO 14	NUDO 22	NUDO 23	NUDO 29
Px (t)	6.245	6.245	12.765	12.765	15.435	15.435
Py (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA

Wux(t/m)

Wtx(t/m)

Wuy(t/m)

Wty(t/m)

CONDICION DE CARGA : CARGA VERTICAL

CARGA

Px (t)

Py (t)

Mz(t-m)

CARGA	BARRA 13	BARRA 14	BARRA 15	BARRA 16	BARRA 17	BARRA 18	BARRA 19	BARRA 20	BARRA 21
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-3.050	-3.050	-3.050	-3.050	-3.050	-3.050	-3.050	-3.050	-2.890
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 22	BARRA 23	BARRA 24	BARRA 25	BARRA 26	BARRA 27	BARRA 28	BARRA 29	BARRA 30
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-2.890	-4.520	-4.520	-4.520	-4.520	-4.110	-4.110	-3.210	-3.210
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 31	BARRA 32	BARRA 33	BARRA 34
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-3.210	-3.210	-3.210	-3.210
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000

RESULTADOS :

CONDICION DE CARGA: CARGA POR SISMO

DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS				FUERZAS INTERNAS						
NUDO	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)	BARRA	M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	-54.507	15.391	26.165	26.165	15.032	15.032
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	-22.488	28.401	14.886	14.886	10.713	10.713
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	-3.812	17.790	5.217	5.217	4.748	4.748
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-61.171	29.100	-1.981	-1.981	19.413	19.413
5	0.0080920	0.0001368	-0.0021812	5	-39.801	43.261	-1.001	-1.001	17.487	17.487
6	0.0080755	-0.0002560	0.0009584	6	-17.192	31.436	-0.506	-0.506	10.687	10.687
7	0.0080590	-0.0000104	-0.0017883	7	-61.171	29.100	1.981	1.981	19.413	19.413
8	0.0080590	-0.0008141	0.0006445	8	-39.801	43.261	1.001	1.001	17.487	17.487
9	0.0080590	0.0000000	0.0008989	9	-17.192	31.436	0.506	0.506	10.687	10.687
10	0.0080590	0.0007472	0.0006929	10	-54.507	15.391	-26.165	-26.165	15.032	15.032
11	0.0080590	0.0000104	-0.0017883	11	-22.488	28.401	-14.886	-14.886	10.713	10.713
12	0.0080755	0.0002560	0.0009584	12	-3.812	17.790	-5.217	-5.217	4.748	4.748
13	0.0080920	-0.0001368	-0.0021812	13	37.879	1.223	-1.926	-1.926	-11.279	-11.279
14	0.0199475	0.0002163	-0.0018444	14	1.223	-35.432	-1.926	-1.926	-11.279	-11.279
15	0.0198892	-0.0001054	0.0008054	15	33.468	10.298	-0.000	-0.000	-10.298	-10.298
16	0.0198310	-0.0000157	-0.0015912	16	10.298	-0.000	0.000	0.000	-10.298	-10.298
17	0.0198310	-0.0007273	0.0005762	17	0.000	-9.268	0.000	0.000	-10.298	-10.298
18	0.0198310	0.0000000	0.0008028	18	-9.268	-33.468	0.000	0.000	-10.298	-10.298
19	0.0198310	0.0006675	0.0006193	19	35.432	-1.223	1.926	1.926	-11.279	-11.279
20	0.0198310	0.0000157	-0.0015912	20	-1.223	-37.879	1.926	1.926	-11.279	-11.279
21	0.0198892	0.0001054	0.0008054	21	32.213	0.788	-6.799	-6.799	-9.669	-9.669
22	0.0199475	-0.0002163	-0.0018444	22	0.788	-30.636	-6.799	-6.799	-9.669	-9.669
23	0.0274980	0.0002430	-0.0010817	23	29.817	9.174	-0.000	-0.000	-9.174	-9.174
24	0.0274065	-0.0001051	0.0004136	24	9.174	-0.000	0.000	0.000	-9.174	-9.174
25	0.0273149	-0.0000183	-0.0008140	25	0.000	-8.257	-0.000	-0.000	-9.174	-9.174
26	0.0273149	0.0000000	0.0004155	26	-8.257	-29.817	0.000	0.000	-9.174	-9.174
27	0.0273149	0.0000183	-0.0008140	27	30.636	-0.788	6.799	6.799	-9.669	-9.669
28	0.0274065	0.0001051	0.0004136	28	-0.788	-32.213	6.799	6.799	-9.669	-9.669
29	0.0274980	-0.0002430	-0.0010817	29	17.790	0.833	-10.687	-10.687	-5.217	-5.217
30				30	0.833	-16.123	-10.687	-10.687	-5.217	-5.217
31				31	15.312	-0.000	0.000	0.000	-4.712	-4.712
32				32	-0.000	-15.312	0.000	0.000	-4.712	-4.712
33				33	16.123	-0.833	10.687	10.687	-5.217	-5.217
34				34	-0.833	-17.790	10.687	10.687	-5.217	-5.217

CONDICION DE CARGA: CARGA VERTICAL

DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS				FUERZAS INTERNAS						
NUDO	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)	BARRA	M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	2.393	-4.537	-29.156	-29.156	-1.490	-1.490
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	5.371	-4.311	-19.366	-19.366	-2.038	-2.038
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	5.562	-9.290	-10.088	-10.088	-3.264	-3.264
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-0.192	0.523	-65.362	-65.362	0.154	0.154
5	-0.0000215	-0.0001524	-0.0001196	5	0.786	-2.541	-45.369	-45.369	-0.700	-0.700
6	-0.0000168	-0.0010598	-0.0000184	6	2.054	-0.120	-21.282	-21.282	-0.478	-0.478
7	-0.0000121	-0.0003417	0.0000185	7	0.027	-0.191	-69.309	-69.309	-0.047	-0.047
8	-0.0000038	-0.0008992	-0.0002419	8	-0.130	0.824	-49.418	-49.418	0.201	0.201
9	-0.0000001	-0.0010301	-0.0000071	9	-0.410	-0.358	-21.103	-21.103	0.011	0.011

1 152 1

10	0.000032	-0.0009346	0.0002104	10	-2.267	4.166	-33.123	-33.123	1.383	1.383
11	0.0000119	-0.0003624	-0.0000092	11	-5.854	6.201	-23.321	-23.321	2.538	2.538
12	0.0000218	-0.0010619	0.0000195	12	-7.459	9.516	-10.122	-10.122	3.731	3.731
13	0.0000317	-0.0001732	0.0001059	13	-9.909	5.799	0.548	0.548	9.789	-0.123
					-2.961	1.972	4.892	0.548 0.548	0.548	7.311 4.833
14	-0.0000335	-0.0002559	-0.0000592	14	5.799	-10.709	0.548	0.548	0.548	-0.123
					4.692	1.572	-3.562	0.548 0.548	0.548	-2.601 -5.079
15	-0.0000230	-0.0010657	-0.0000406	15	-10.971	3.713	1.402	1.402	1.402	9.958
					-5.852	-1.699	1.490	1.402 1.402	1.402	8.242 6.526
16	-0.0000125	-0.0005840	-0.0000815	16	3.713	5.283	1.402	1.402	1.402	3.095
					4.392	4.879	5.177	1.402 1.402	1.402	2.333 1.570
17	-0.0000066	-0.0015405	-0.0003728	17	5.283	4.088	1.402	1.402	1.402	0.045
					5.216	4.995	4.619	1.402 1.402	1.402	-0.641 -1.327
18	-0.0000039	-0.0017342	0.0000030	18	4.088	-10.678	1.402	1.402	1.402	-2.700
					1.976	-1.190	-5.408	1.402 1.402	1.402	-4.492 -6.284
19	-0.0000016	-0.0015721	0.0003430	19	-10.740	5.728	1.154	1.154	1.154	10.023
					-3.603	1.521	4.631	1.154 1.154	1.154	7.545 5.067
20	0.0000046	-0.0006263	0.0000304	20	5.728	-10.020	1.154	1.154	1.154	0.111
					4.811	1.881	-3.063	1.154 1.154	1.154	-2.367 -4.845
21	0.0000149	-0.0014835	0.0000368	21	-9.874	5.018	1.226	1.226	1.226	9.278
					-3.289	1.388	4.157	1.226 1.226	1.226	6.930 4.582
22	0.0000251	-0.0002977	0.0001257	22	5.018	-10.615	1.226	1.226	1.226	-0.114
					3.972	1.017	-3.845	1.226 1.226	1.226	-2.462 -4.810
23	0.0000839	-0.0003075	-0.0002626	23	-15.210	6.155	1.003	1.003	1.003	14.581
					-7.724	-1.667	2.959	1.003 1.003	1.003	12.038 9.496
24	0.0000560	-0.0014704	-0.0000293	24	6.155	8.305	1.003	1.003	1.003	4.411
					7.116	7.795	8.191	1.003 1.003	1.003	3.281 2.151
25	0.0000280	-0.0006929	0.0000241	25	8.305	6.376	1.003	1.003	1.003	-0.109
					8.166	7.798	7.202	1.003 1.003	1.003	-1.126 -2.143
26	-0.0000040	-0.0014220	-0.0000127	26	6.376	-15.922	1.003	1.003	1.003	-4.177
					3.142	-1.653	-8.007	1.003 1.003	1.003	-6.833 -9.488
27	-0.0000361	-0.0007343	-0.0000115	27	-14.688	7.532	1.193	1.193	1.193	13.516
					-5.063	1.849	6.047	1.193 1.193	1.193	10.176 6.837
28	-0.0000680	-0.0014819	0.0000322	28	7.532	-13.660	1.193	1.193	1.193	0.158
					6.304	2.363	-4.292	1.193 1.193	1.193	-3.181 -6.521
29	-0.0001000	-0.0003495	0.0002380	29	-9.290	6.543	-3.264	-3.264	-3.264	10.088
					-2.153	2.865	5.764	-3.264 -3.264	-3.264	7.480 4.872
30				30	6.543	-11.529	-3.264	-3.264	-3.264	-0.345
					5.204	1.745	-3.832	-3.264 -3.264	-3.264	-2.953 -5.561
31				31	-11.649	5.540	-3.742	-3.742	-3.742	10.505
					-4.173	1.184	4.421	-3.742 -3.742	-3.742	7.897 5.289
32				32	5.540	-11.177	-3.742	-3.742	-3.742	0.073
					4.540	1.420	-3.819	-3.742 -3.742	-3.742	-2.535 -5.144
33				33	-11.534	6.428	-3.731	-3.731	-3.731	10.743
					-3.865	1.685	5.116	-3.731 -3.731	-3.731	8.135 5.527
34				34	6.428	-9.516	-3.731	-3.731	-3.731	0.311
					5.621	2.694	-2.351	-3.731 -3.731	-3.731	-2.298 -4.906

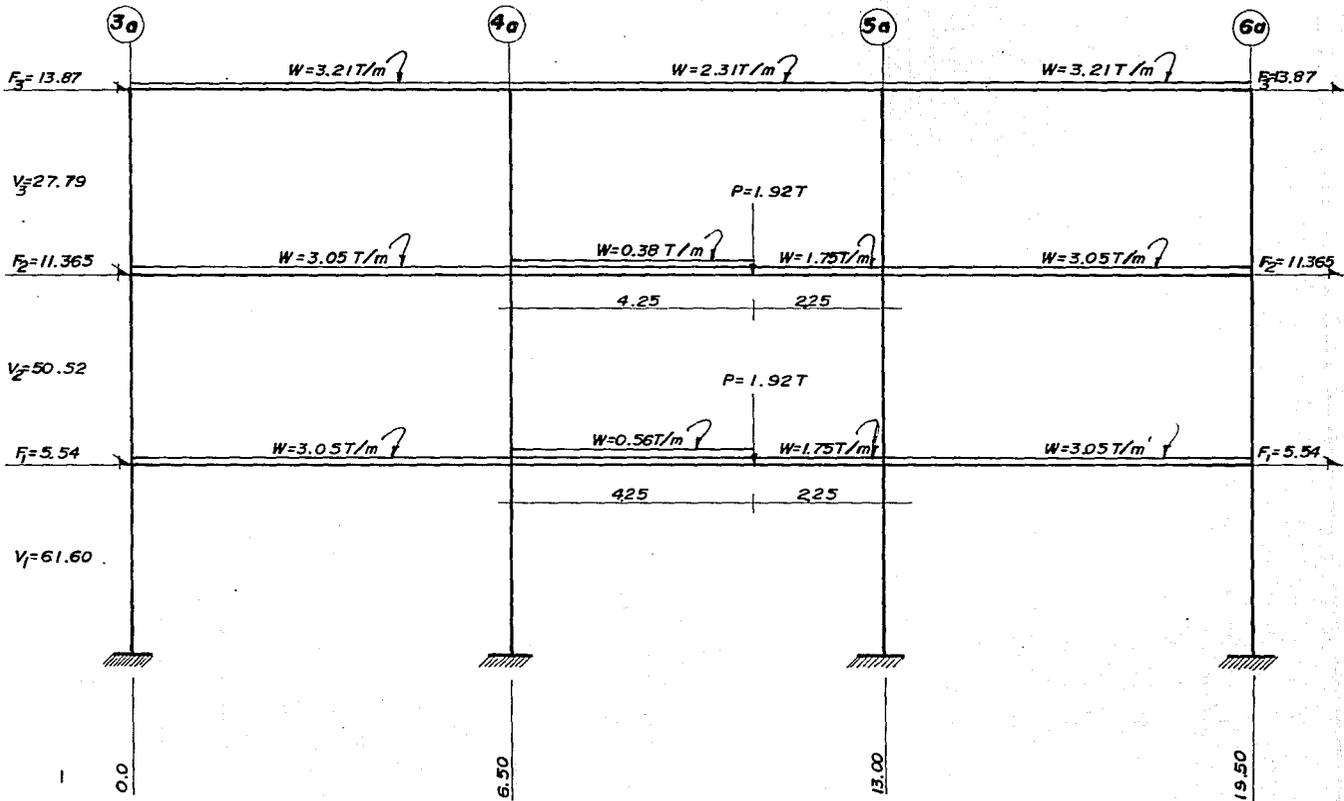


FIG. 3.27 ACCIONES SOBRE EL MARCO EJE M (CARGA VERTICAL Y SISMO)

 ING. MARTIN SANCHEZ SANCHEZ

FECHA : 16-10-92
 PROYECTO: OFICINAS COMERCIALES
 MARCO : MARCO EJE M
 NUMERO DE NUDOS = 29
 NUMERO DE BARRAS = 34
 NUMERO DE SECCIONES DE BARRAS = 2
 ANCHO DE SEMI-BANDA = 30
 NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA = 2

D A T O S :

GEOMETRIA			CODIFICACION DE BARRAS				PROPIEDADES DE SECCIONES		
NUDO	X(m)	Y(m)	BARRA	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	SECCION	SECCION No.	INERCIA (m ⁴)	AREA (m ²)
1	0.00	0.00	1	1	5	1	1	0.02637	0.56250
2	6.50	0.00	2	5	14	1	2	0.01280	0.24000
3	13.00	0.00	3	14	23	1	E = 1581139t/m ²		
4	19.50	0.00	4	2	7	1			
5	0.00	4.65	5	7	16	1			
6	3.25	4.65	6	16	25	1			
7	6.50	4.65	7	3	11	1			
8	8.75	4.65	8	11	20	1			

9	9.75	4.65	9	20	27	1
10	10.65	4.65	10	4	13	1
11	13.00	4.65	11	13	22	1
12	16.25	4.65	12	22	29	1
13	19.50	4.65	13	5	6	2
14	0.00	9.40	14	6	7	2
15	3.25	9.40	15	7	8	2
16	6.50	9.40	16	8	9	2
17	8.75	9.40	17	9	10	2
18	9.75	9.40	18	10	11	2
19	10.65	9.40	19	11	12	2
20	13.00	9.40	20	12	13	2
21	16.25	9.40	21	14	15	2
22	19.50	9.40	22	15	16	2
23	0.00	13.95	23	16	17	2
24	3.25	13.95	24	17	18	2
25	6.50	13.95	25	18	19	2
26	9.75	13.95	26	19	20	2
27	13.00	13.95	27	20	21	2
28	16.25	13.95	28	21	22	2
29	19.50	13.95	29	23	24	2
			30	24	25	2
			31	25	26	2
			32	26	27	2
			33	27	28	2
			34	28	29	2

RESTRICCIONES :

DESPLAZAMIENTOS RESTRINGIDOS: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12,

APOYOS DE RESORTE :

VALORES DE RESORTES (t/m o t-m/rad) :

CONDICION DE CARGA : CARGA SISMO

CARGA	NUDO 5	NUDO 13	NUDO 14	NUDO 22	NUDO 23	NUDO 29
Px (t)	5.540	5.540	11.365	11.365	13.895	13.895
Py (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
H _z (t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA

W_{ux}(t/m)
W_{tx}(t/m)
W_{uy}(t/m)
W_{ty}(t/m)

CONDICION DE CARGA : CARGA VERTICAL

CARGA	NUDO 10	NUDO 19
Px (t)	0.000	0.000

Py (t) -1.920 -1.920
 Mz(t-m) 0.000 0.000

CARGA	BARRA 13	BARRA 14	BARRA 15	BARRA 16	BARRA 17	BARRA 18	BARRA 19	BARRA 20	BARRA 21
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-13.050	-13.050	-2.310	-2.310	-2.310	-1.750	-13.050	-13.050	-13.050
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 22	BARRA 23	BARRA 24	BARRA 25	BARRA 26	BARRA 27	BARRA 28	BARRA 29	BARRA 30
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-13.050	-2.130	-2.130	-2.130	-1.750	-13.050	-13.050	3.210	3.210
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 31	BARRA 32	BARRA 33	BARRA 34
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	3.210	3.210	3.210	3.210
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000

RESULTADOS :

CONDICION DE CARGA: CARGA SISMO

NUDD	DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS			BARRA	FUERZAS INTERNAS					
	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)		M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	-48.753	13.737	23.459	23.459	13.439	13.439
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	-20.173	25.407	13.362	13.362	9.596	9.596
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	-3.488	15.990	4.689	4.689	4.281	4.281
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-54.721	26.008	-1.777	-1.777	17.361	17.361
5	0.0072404	0.0001227	-0.0019526	5	-35.677	38.729	-0.900	-0.900	15.664	15.664
6	0.0072259	-0.0002289	0.0008580	6	-15.495	28.248	-0.456	-0.456	9.614	9.614
7	0.0072113	-0.0000093	-0.0016011	7	-54.721	26.008	1.777	1.777	17.361	17.361
8	0.0072113	-0.0007289	0.0005771	8	-35.677	38.729	0.900	0.900	15.664	15.664
9	0.0072113	0.0000000	0.0008048	9	-15.495	28.248	0.456	0.456	9.614	9.614
10	0.0072113	0.0006690	0.0006203	10	-48.753	13.737	-23.459	-23.459	13.439	13.439
11	0.0072113	0.0000093	-0.0016011	11	-20.173	25.407	-13.362	-13.362	9.596	9.596
12	0.0072259	0.0002289	0.0008580	12	-3.488	15.990	-4.689	-4.689	4.281	4.281
13	0.0072404	-0.0001227	-0.0019526	13	33.910	1.094	-1.697	-1.697	-10.097	-10.097
14	0.0178625	0.0001940	-0.0016545	14	1.094	-31.721	-1.697	-1.697	-10.097	-10.097
15	0.0178107	-0.0000947	0.0007224	15	29.964	9.220	-0.000	-0.000	-9.220	-9.220
16	0.0177589	-0.0000141	-0.0014272	16	9.220	-0.000	0.000	0.000	-9.220	-9.220
17	0.0177589	-0.0006524	0.0005168	17	0.000	-8.298	0.000	0.000	-9.220	-9.220
18	0.0177589	0.0000000	0.0007201	18	-8.298	-29.964	0.000	0.000	-9.220	-9.220
19	0.0177589	0.0005987	0.0005554	19	31.721	-1.094	1.697	1.697	-10.097	-10.097
20	0.0177589	0.0000141	-0.0014272	20	-1.094	-33.910	1.697	1.697	-10.097	-10.097
21	0.0178107	0.0000947	0.0007224	21	28.895	0.708	-6.050	-6.050	-8.673	-8.673
22	0.0178625	-0.0001940	-0.0016545	22	0.708	-27.480	-6.050	-6.050	-8.673	-8.673
23	0.0246444	0.0002180	-0.0009723	23	26.744	8.229	-0.000	-0.000	-8.229	-8.229
24	0.0245621	-0.0000950	0.0003718	24	8.229	-0.000	-0.000	-0.000	-8.229	-8.229

25	0.0244797	-0.0000164	-0.0007314	25	0.000	-7.406	0.000	0.000	-8.229	-8.229
26	0.0244797	0.0000000	0.0003733	26	-7.406	-26.744	-0.000	-0.000	-8.229	-8.229
27	0.0244797	0.0000164	-0.0007314	27	27.480	-0.708	6.050	6.050	-8.673	-8.673
28	0.0245621	0.0000950	0.0003718	28	-0.708	-28.895	6.050	6.050	-8.673	-8.673
29	0.0246444	-0.0002180	-0.0009723	29	15.990	0.750	-9.614	-9.614	-4.689	-4.689
				30		-14.490	-9.614	-9.614	-4.689	-4.689
				31	13.758	-0.000	0.000	0.000	-4.233	-4.233
				32	-0.000	-13.758	0.000	0.000	-4.233	-4.233
				33	14.490	-0.750	9.614	9.614	-4.689	-4.689
				34	-0.750	-15.990	9.614	9.614	-4.689	-4.689

CONDICION DE CARGA: CARGA VERTICAL
DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS

NUDO	DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS			BARRA	FUERZAS INTERNAS						
	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)		M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)	
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	9.494	-17.977	-74.495	-74.495	-5.908	-5.908	
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	24.389	-26.664	-32.386	-32.386	-10.748	-10.748	
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	14.455	6.150	9.529	9.529	-1.825	-1.825	
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-6.400	12.851	-79.220	-79.220	4.140	4.140	
5	-0.0000873	-0.0003895	-0.0004731	5	-20.332	21.532	-28.558	-28.558	8.813	8.813	
6	-0.0000459	-0.0040759	0.0000226	6	-11.765	0.452	21.768	21.768	2.685	2.685	
7	-0.0000044	-0.0004142	0.0003597	7	6.415	-12.813	-79.036	-79.036	-4.135	-4.135	
8	-0.0000034	-0.0003770	-0.0001038	8	20.306	-21.449	-28.630	-28.630	-8.791	-8.791	
9	-0.0000030	-0.0004414	-0.0000118	9	11.686	-0.479	21.762	21.762	-2.674	-2.674	
10	-0.0000026	-0.0004032	0.0000927	10	-9.462	17.986	-74.445	-74.445	5.903	5.903	
11	-0.0000015	-0.0004132	-0.0003567	11	-24.331	26.613	-32.352	-32.352	10.725	10.725	
12	0.0000398	-0.0040747	-0.0000241	12	-14.434	-6.181	9.536	9.536	1.814	1.814	
13	0.0000811	-0.0003892	0.0004753	13	-42.366	25.566	4.840	4.840	42.109	-0.304	
					-12.460	8.830	21.506	4.840	4.840	31.505	20.902
14	0.0001653	-0.0005624	-0.0006026	14	25.566	-44.342	4.840	4.840	-0.304	-42.716	
					21.012	7.842	-13.942	4.840	4.840	-10.907	-21.510
15	0.0000888	-0.0043995	0.0000427	15	-11.159	0.872	0.167	0.167	7.946	2.748	
					-7.055	-3.682	-1.040	0.167	0.167	6.646	5.347
16	0.0000124	-0.0005667	0.0004281	16	0.872	2.465	0.167	0.167	2.748	0.438	
					1.487	1.957	2.283	0.167	0.167	2.171	1.593
17	-0.0000041	-0.0004035	-0.0000738	17	2.465	1.924	0.167	0.167	0.438	-1.641	
					2.505	2.428	2.235	0.167	0.167	-0.082	-0.601
18	-0.0000115	-0.0004543	-0.0000149	18	1.924	-11.276	0.167	0.167	-3.561	-7.673	
					-0.470	-3.468	-7.070	0.167	0.167	-4.589	-5.617
19	-0.0000181	-0.0004318	0.0000619	19	-44.395	25.564	4.822	4.822	42.732	0.320	
					-13.983	7.815	20.997	4.822	4.822	32.129	21.526
20	-0.0000354	-0.0005661	-0.0004218	20	25.564	-42.317	4.822	4.822	0.320	-42.093	
					21.516	8.853	-12.424	4.822	4.822	-10.284	-20.887
21	-0.0001118	-0.0043961	-0.0000449	21	-41.119	26.183	-8.923	-8.923	41.915	-0.498	
					-11.371	9.762	22.280	-8.923	-8.923	31.311	20.708
22	-0.0001881	-0.0005620	0.0006053	22	26.183	-44.356	-8.923	-8.923	-0.498	-42.910	
					21.471	8.143	-13.799	-8.923	-8.923	-11.101	-21.704
23	0.0000058	-0.0005137	0.0005217	23	-11.059	0.234	-2.794	-2.794	7.416	2.623	
					-7.225	-4.065	-1.578	-2.794	-2.794	6.218	5.020
24	-0.0000098	0.0008304	-0.0000697	24	0.234	1.793	-2.794	-2.794	2.623	0.493	

				0.824	1.280	1.603	-2.794	-2.794	-2.794	2.091	1.558	1.026
25	-0.0000255	-0.0004553	-0.0001892		1.793	1.374		-2.794	-2.794		0.493	-1.424
				1.850	1.799	1.640	-2.794	-2.794	-2.794	0.014	-0.465	-0.944
26	-0.0000181	-0.0000256	0.0000000		1.374	-11.316		-2.794	-2.794		-3.344	-7.456
				-0.893	-3.763	-7.237	-2.794	-2.794	-2.794	-4.372	-5.400	-6.428
27	-0.0000108	-0.0004548	0.0001897		-44.451	26.171		-8.911	-8.911		42.936	0.524
				-13.873	8.090	21.438	-8.911	-8.911	-8.911	32.333	21.730	11.127
28	-0.0000263	0.0008295	0.0000690		26.171	-41.047		-8.911	-8.911		0.524	-41.889
				22.289	9.792	-11.320	-8.911	-8.911	-8.911	-10.079	-20.683	-31.286
29	-0.0000418	-0.0005132	-0.0005195		6.150	-7.864		-1.825	-1.825		-9.529	0.904
				-0.532	-5.095	-7.539	-1.825	-1.825	-1.825	-6.920	-4.312	-1.704
					-7.864	12.026		-1.825	-1.825		0.904	11.336
				-6.070	-2.157	3.875	-1.825	-1.825	-1.825	3.512	6.120	8.728
					12.479	-4.471		0.860	0.860		-10.432	0.001
				5.062	-0.235	-3.412	0.860	0.860	0.860	-7.823	-5.215	-2.607
					-4.471	12.485		0.860	0.860		0.001	10.433
				-3.411	-0.231	5.067	0.860	0.860	0.860	2.609	5.217	7.825
					12.006	-7.859		-1.814	-1.814		-11.329	-0.896
				3.861	-2.165	-6.071	-1.814	-1.814	-1.814	-8.721	-6.112	-3.504
					-7.859	6.181		-1.814	-1.814		-0.896	9.536
				-7.528	-5.077	-0.508	-1.814	-1.814	-1.814	1.712	4.320	6.928

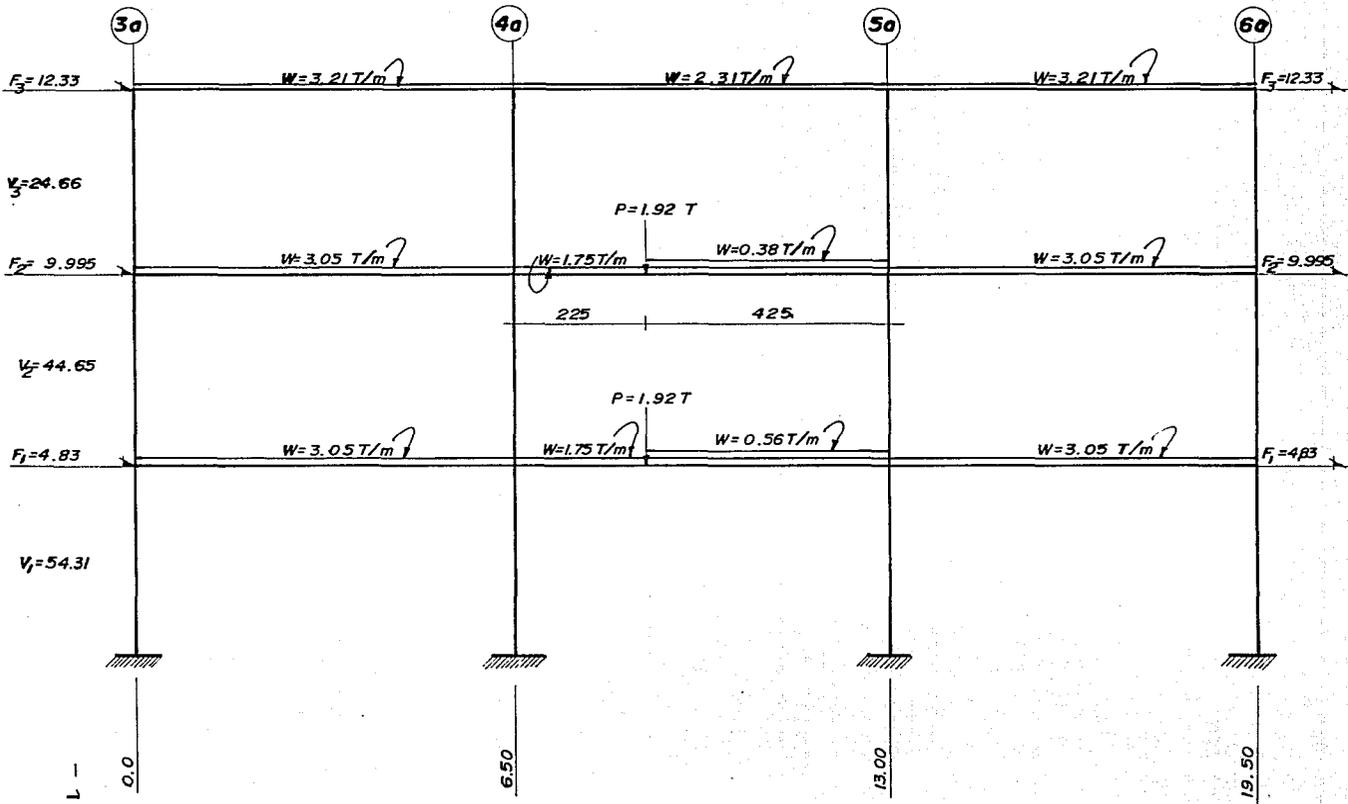


FIG. 3.28 ACCIONES SOBRE EL MARCO EJE L (CARGA VERTICAL Y SISMO)

 ING. MARTIN SANCHEZ SANCHEZ

FECHA : 16-10-92
 PROYECTO: OFICINAS COMERCIALES
 MARCO : MARCO EJE L
 NUMERO DE NUDOS = 29
 NUMERO DE BARRAS = 34
 NUMERO DE SECCIONES DE BARRAS = 2
 ANCHO DE SEMI-BANDA = 30
 NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA = 2

D A T O S :

GEOMETRIA			CODIFICACION DE BARRAS			PROPIEDADES DE SECCIONES				
o	X(m)	Y(m)	o	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	SECCION	o	SECCION No.	INERCIA (m ⁴)	AREA (m ²)
1	0.00	0.00	1	1	5	1	1	1	0.02637	0.56250
2	6.50	0.00	2	5	14	1	2	0.01280	0.24000	
3	13.00	0.00	3	14	23	1	E = 1581139t/m ²			
4	19.50	0.00	4	2	7	1				
5	0.00	4.65	5	7	16	1				
6	3.25	4.65	6	16	25	1				
7	6.50	4.65	7	3	11	1				
8	8.75	4.65	8	11	20	1				
9	9.75	4.65	9	20	27	1				
10	10.65	4.65	10	4	13	1				
11	13.00	4.65	11	13	22	1				
12	16.25	4.65	12	22	29	1				
13	19.50	4.65	13	5	6	2				
14	0.00	9.40	14	6	7	2				
15	3.25	9.40	15	7	8	2				
16	6.50	9.40	16	8	9	2				
17	8.75	9.40	17	9	10	2				
18	9.75	9.40	18	10	11	2				
19	10.65	9.40	19	11	12	2				
20	13.00	9.40	20	12	13	2				
21	16.25	9.40	21	14	15	2				
22	19.50	9.40	22	15	16	2				
23	0.00	13.95	23	16	17	2				
24	3.25	13.95	24	17	18	2				
25	6.50	13.95	25	18	19	2				
26	9.75	13.95	26	19	20	2				
27	13.00	13.95	27	20	21	2				
28	16.25	13.95	28	21	22	2				
29	19.50	13.95	29	23	24	2				
			30	24	25	2				
			31	25	26	2				
			32	26	27	2				
			33	27	28	2				
			34	28	29	2				

RESTRICCIONES :

DESPLAZAMIENTOS RESTRINGIDOS: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12,

APOYOS DE RESORTE :

VALORES DE RESORTES (t/m o t-m/rad) :

CONDICION DE CARGA : CARGA SISMO

CARGA	NUDO 5	NUDO 13	NUDO 14	NUDO 22	NUDO 23	NUDO 29
Px (t)	4.830	4.830	9.995	9.995	12.330	12.330
Py (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA

Wux(t/m)

Wtx(t/m)

Wuy(t/m)

Wty(t/m)

CONDICION DE CARGA : CARGA VERTICAL

CARGA	NUDO 8	NUDO 17
Px (t)	0.000	0.000
Py (t)	-1.920	-1.920
Mz(t-m)	0.000	0.000

CARGA	BARRA 13	BARRA 14	BARRA 15	BARRA 16	BARRA 17	BARRA 18	BARRA 19	BARRA 20	BARRA 21
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-3.050	-3.050	-1.750	-2.310	-2.310	-2.310	-3.050	-3.050	-3.050
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 22	BARRA 23	BARRA 24	BARRA 25	BARRA 26	BARRA 27	BARRA 28	BARRA 29	BARRA 30
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-3.050	-1.750	-2.130	-2.130	-2.130	-3.050	-3.050	-3.210	-3.210
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 31	BARRA 32	BARRA 33	BARRA 34
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-2.310	-2.310	-3.210	-3.210
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000

RESULTADOS :

CONDICION DE CARGA: CARGA SISMO

NUDO	DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS			BARRA	FUERZAS INTERNAS					
1	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)	1	M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	-42.999	12.082	20.744	20.744	11.845	11.845

- 152 -

2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	-17.859	22.427	11.829	11.829	8.481	8.481
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	-3.137	14.171	4.156	4.156	3.804	3.804
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-48.272	22.918	-1.572	-1.572	15.310	15.310
5	0.0063888	0.0001085	-0.0017240	5	-31.551	34.206	-0.798	-0.798	13.844	13.844
6	0.0063762	-0.0002019	0.0007575	6	-13.765	25.029	-0.405	-0.405	8.526	8.526
7	0.0063637	-0.0000082	-0.0014138	7	-48.272	22.918	1.572	1.572	15.310	15.310
8	0.0063637	-0.0006437	0.0005096	8	-31.551	34.206	0.798	0.798	13.844	13.844
9	0.0063637	0.0000000	0.0007107	9	-13.765	25.029	0.405	0.405	8.526	8.526
10	0.0063637	0.0005908	0.0005478	10	-42.999	12.082	-20.744	-20.744	11.845	11.845
11	0.0063637	0.0000082	-0.0014138	11	-17.859	22.427	-11.829	-11.829	8.481	8.481
12	0.0063762	0.0002019	0.0007575	12	-3.137	14.171	-4.156	-4.156	3.804	3.804
13	0.0063888	-0.0001085	-0.0017240	13	29.941	0.966	-1.466	-1.466	-8.915	-8.915
14	0.0157765	0.0001716	-0.0014638	14	0.966	-28.009	-1.466	-1.466	-8.915	-8.915
15	0.0157310	-0.0000839	0.0006391	15	26.460	8.142	-0.000	-0.000	-8.142	-8.142
16	0.0156855	-0.0000125	-0.0012626	16	8.142	0.000	0.000	0.000	-8.142	-8.142
17	0.0156855	-0.0005771	0.0004572	17	0.000	-7.327	0.000	0.000	-8.142	-8.142
18	0.0156855	0.0000000	0.0006371	18	-7.327	-26.460	0.000	0.000	-8.142	-8.142
19	0.0156855	0.0005297	0.0004914	19	28.009	-0.966	1.466	1.466	-8.915	-8.915
20	0.0156855	0.0000125	-0.0012626	20	-0.966	-29.941	1.466	1.466	-8.915	-8.915
21	0.0157310	0.0000839	0.0006391	21	25.564	0.626	-5.318	-5.318	-7.673	-7.673
22	0.0157765	-0.0001716	-0.0014638	22	0.626	-24.311	-5.318	-5.318	-7.673	-7.673
23	0.0217832	0.0001929	-0.0008617	23	23.659	7.280	-0.000	-0.000	-7.280	-7.280
24	0.0217102	-0.0000845	0.0003296	24	7.280	-0.000	-0.000	-0.000	-7.280	-7.280
25	0.0216372	-0.0000146	-0.0006480	25	0.000	-6.552	0.000	0.000	-7.280	-7.280
26	0.0216372	0.0000000	0.0003307	26	-6.552	-23.659	-0.000	-0.000	-7.280	-7.280
27	0.0216372	0.0000146	-0.0006480	27	24.311	-0.626	5.318	5.318	-7.673	-7.673
28	0.0217102	0.0000845	0.0003296	28	-0.626	-25.564	5.318	5.318	-7.673	-7.673
29	0.0217832	-0.0001929	-0.0008617	29	14.171	0.666	-8.526	-8.526	-4.156	-4.156
				30	0.666	-12.840	-8.526	-8.526	-4.156	-4.156
				31	12.189	-0.000	0.000	0.000	-3.750	-3.750
				32	-0.000	-12.189	0.000	0.000	-3.750	-3.750
				33	12.840	-0.666	8.526	8.526	-4.156	-4.156
				34	-0.666	-14.171	8.526	8.526	-4.156	-4.156

CONDICION DE CARGA: CARGA VERTICAL

DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS				FUERZAS INTERNAS						
NUDO	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)	BARRA	M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	2.264	-4.386	-29.744	-29.744	-1.430	-1.430
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	5.373	-4.537	-19.999	-19.999	-2.086	-2.086
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	5.900	-9.267	-10.114	-10.114	-3.333	-3.333
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-0.377	0.766	-53.543	-53.543	0.246	0.246
5	-0.0000123	-0.0001555	-0.0001183	5	-0.842	0.405	-35.715	-35.715	0.262	0.262
6	-0.0000067	-0.0010320	-0.0000046	6	-1.514	2.794	-18.256	-18.256	0.947	0.947
7	-0.0000011	-0.0002799	0.0000217	7	0.357	-0.828	-53.538	-53.538	-0.255	-0.255
8	0.0000027	-0.0007521	-0.0002004	8	0.884	-0.504	-35.553	-35.553	-0.292	-0.292
9	0.0000044	-0.0008487	0.0000133	9	1.608	-2.757	-18.252	-18.252	-0.959	-0.959
10	0.0000059	-0.0007523	0.0001912	10	-2.313	4.378	-29.805	-29.805	1.439	1.439
11	0.0000099	-0.0002799	-0.0000263	11	-5.447	4.604	-20.038	-20.038	2.116	2.116
12	0.0000156	-0.0010333	0.0000064	12	-5.922	9.302	-10.123	-10.123	3.346	3.346

103

13	0.0000214	-0.0001558	0.0001151	13	-9.758	5.805	0.656	0.656	9.745	-0.168			
					-2.847	2.050	4.935	0.656	0.656	7.267	4.789	2.311	
14	-0.0000104	-0.0002623	-0.0000707	14	5.805	-10.847	0.656	0.656	-0.168	-10.080			
					4.662	1.506	-3.664	0.656	0.656	0.656	-2.646	-5.124	-7.602
15	0.0000003	-0.0011219	-0.0000296	15	-9.239	3.765	3.765	0.640	0.640	0.640	7.748	3.811	
					-5.157	-1.629	1.345	0.640	0.640	0.640	6.764	5.780	4.795
16	0.0000110	-0.0004707	-0.0000031	16	3.765	4.501	0.640	0.640	0.640	1.891	-0.419		
					4.166	4.422	4.534	0.640	0.640	0.640	1.313	0.736	0.158
17	0.0000143	-0.0009530	-0.0001942	17	4.501	3.189	3.189	0.640	0.640	0.640	-0.419	-2.498	
					4.349	4.079	3.692	0.640	0.640	0.640	-0.939	-1.459	-1.978
18	0.0000158	-0.0010444	0.0000163	18	3.189	-9.060	-9.060	0.640	0.640	0.640	-2.498	-7.927	
					1.322	-1.341	-4.802	0.640	0.640	0.640	-3.855	-5.212	-6.569
19	0.0000172	-0.0009477	0.0001890	19	-10.772	5.810	5.810	0.677	0.677	0.677	10.058	0.146	
					-3.606	1.546	4.684	0.677	0.677	0.677	7.580	5.102	2.624
20	0.0000206	-0.0004698	-0.0000046	20	5.810	-9.825	-9.825	0.677	0.677	0.677	0.146	-9.767	
					4.921	2.019	-2.896	0.677	0.677	0.677	-2.332	-4.811	-7.289
21	0.0000312	-0.0011252	0.0000321	21	-10.437	5.580	5.580	1.247	1.247	1.247	9.885	-0.028	
					-3.413	1.598	4.596	1.247	1.247	1.247	7.406	4.928	2.450
22	0.0000417	-0.0002629	0.0000672	22	5.580	-10.619	-10.619	1.247	1.247	1.247	-0.028	-9.940	
					4.550	1.507	-3.549	1.247	1.247	1.247	-2.506	-4.984	-7.462
23	0.0001017	-0.0003141	-0.0002544	23	-8.700	3.786	3.786	0.563	0.563	0.563	7.518	3.581	
					-4.748	-1.350	1.495	0.563	0.563	0.563	6.534	5.549	4.565
24	0.0000732	-0.0014373	-0.0000108	24	3.786	4.382	4.382	0.563	0.563	0.563	1.661	-0.469	
					4.135	4.350	4.433	0.563	0.563	0.563	1.128	0.596	0.063
25	0.0000446	-0.0005641	0.0000667	25	4.382	3.097	3.097	0.563	0.563	0.563	-0.469	-2.386	
					4.222	3.955	3.580	0.563	0.563	0.563	-0.949	-1.428	-1.907
26	0.0000242	-0.0009853	0.0000004	26	3.097	-8.393	-8.393	0.563	0.563	0.563	-2.386	-7.392	
					1.327	-1.178	-4.417	0.563	0.563	0.563	-3.638	-4.889	-6.140
27	0.0000037	-0.0005632	-0.0000673	27	-10.504	5.593	5.593	1.230	1.230	1.230	9.909	-0.003	
					-3.460	1.571	4.589	1.230	1.230	1.230	7.431	4.953	2.475
28	-0.0000249	-0.0014353	0.0000113	28	5.593	-10.526	-10.526	1.230	1.230	1.230	-0.003	-9.916	
					4.583	1.560	-3.476	1.230	1.230	1.230	-2.481	-4.960	-7.438
29	-0.0000536	-0.0003146	0.0002516	29	-9.267	6.651	6.651	-3.333	-3.333	-3.333	10.114	-0.318	
					-2.109	2.930	5.850	-3.333	-3.333	-3.333	7.506	4.898	2.290
30				30	6.651	-11.337	-11.337	-3.333	-3.333	-3.333	-0.318	-10.751	
					5.333	1.895	-3.661	-3.333	-3.333	-3.333	-2.927	-5.535	-8.143
31				31	-8.542	3.649	3.649	-2.387	-2.387	-2.387	7.505	-0.003	
					-3.207	0.603	2.889	-2.387	-2.387	-2.387	5.628	3.751	1.874
32				32	3.649	-8.559	-8.559	-2.387	-2.387	-2.387	-0.003	-7.510	
					2.885	0.595	-3.219	-2.387	-2.387	-2.387	-1.879	-3.756	-5.633
33				33	-11.316	6.644	6.644	-3.346	-3.346	-3.346	10.742	0.310	
					-3.647	1.902	5.333	-3.346	-3.346	-3.346	8.134	5.526	2.918
34				34	6.644	-9.302	-9.302	-3.346	-3.346	-3.346	0.310	-10.123	
					5.836	2.909	-2.137	-3.346	-3.346	-3.346	-2.298	-4.906	-7.515

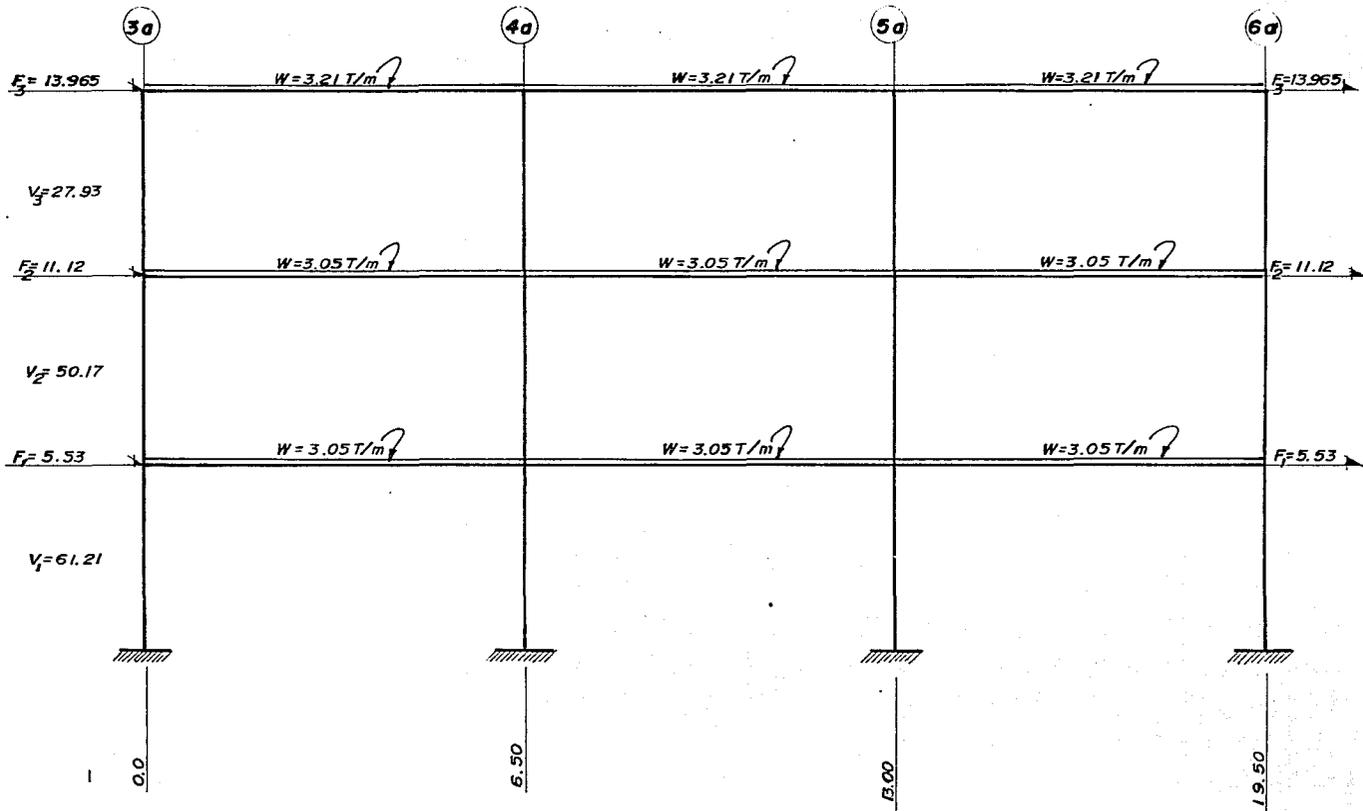


FIG. 3.29 ACCIONES SOBRE EL MARCO EJES K y J (CARGA VERTICAL Y SISMO).

 ING. MARTIN SANCHEZ SANCHEZ

FECHA : 23-10-92
 PROYECTO: OFICINAS COMERCIALES
 MARCO : MARCO EJES K y J
 NUMERO DE NUDOS = 29
 NUMERO DE BARRAS = 34
 NUMERO DE SECCIONES DE BARRAS = 2
 ANCHO DE SEMI-BANDA = 30
 NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA = 2

D A T O S :

GEOMETRIA			CODIFICACION DE BARRAS				PROPIEDADES DE SECCIONES			
o	X(m)	Y(m)	o	NUDO INICIAL	NUDO FINAL	SECCION	o	SECCION No.	INERCIA (m ⁴)	AREA (m ²)
NUDO			BARRA							
1	0.00	0.00	1	1	5	1	1	0.02637	0.56250	
2	6.50	0.00	2	5	14	1	2	0.01280	0.24000	
3	13.00	0.00	3	14	23	1	E = 1581139t/m ²			
4	19.50	0.00	4	2	7	1				
5	0.00	4.65	5	7	16	1				
6	3.25	4.65	6	16	25	1				
7	6.50	4.65	7	3	11	1				
8	8.75	4.65	8	11	20	1				
9	9.75	4.65	9	20	27	1				
10	10.65	4.65	10	4	13	1				
11	13.00	4.65	11	13	22	1				
12	16.25	4.65	12	22	29	1				
13	19.50	4.65	13	5	6	2				
14	0.00	9.40	14	6	7	2				
15	3.25	9.40	15	7	8	2				
16	6.50	9.40	16	8	9	2				
17	8.75	9.40	17	9	10	2				
18	9.75	9.40	18	10	11	2				
19	10.65	9.40	19	11	12	2				
20	13.00	9.40	20	12	13	2				
21	16.25	9.40	21	14	15	2				
22	19.50	9.40	22	15	16	2				
23	0.00	13.95	23	16	17	2				
24	3.25	13.95	24	17	18	2				
25	6.50	13.95	25	18	19	2				
26	9.75	13.95	26	19	20	2				
27	13.00	13.95	27	20	21	2				
28	16.25	13.95	28	21	22	2				
29	19.50	13.95	29	23	24	2				
			30	24	25	2				
			31	25	26	2				
			32	26	27	2				
			33	27	28	2				
			34	28	29	2				

RESTRICCIONES:

DESPLAZAMIENTOS RESTRINGIDOS: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12,

APOYOS DE RESORTE:

VALORES DE RESORTES (t/m o t-m/rad):

CONDICION DE CARGA: CARGA POR SISMO

CARGA	NUDO 5	NUDO 13	NUDO 14	NUDO 22	NUDO 23	NUDO 29
Px (t)	5.530	5.530	11.120	11.120	13.965	13.965
Py (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA
Wux(t/m)
Wtx(t/m)
Wuy(t/m)
Wty(t/m)

CONDICION DE CARGA: CARGA VERTICAL

CARGA
Px (t)
Py (t)
Mz(t-m)

CARGA	BARRA 13	BARRA 14	BARRA 15	BARRA 16	BARRA 17	BARRA 18	BARRA 19	BARRA 20	BARRA 21
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-3.050	-3.050	-3.050	-3.050	-3.050	-3.050	-3.050	-3.050	-3.050
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 22	BARRA 23	BARRA 24	BARRA 25	BARRA 26	BARRA 27	BARRA 28	BARRA 29	BARRA 30
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-3.050	-3.050	-3.050	-3.050	-3.050	-3.050	-3.050	-3.210	-3.210
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA	BARRA 31	BARRA 32	BARRA 33	BARRA 34
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-3.210	-3.210	-3.210	-3.210
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000

RESULTADOS:

CONDICION DE CARGA: CARGA POR SISMO

DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS				FUERZAS INTERNAS						
NUDO	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)	BARRA	M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	-48.466	13.658	23.381	23.381	13.360	13.360

2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	-20.051	25.169	13.343	13.343	9.520	9.520
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	-3.638	16.017	4.696	4.696	4.320	4.320
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-54.392	25.844	-1.773	-1.773	17.255	17.255
5	0.0071976	0.0001222	-0.0019410	5	-35.483	38.450	-0.903	-0.903	15.565	15.565
6	0.0071831	-0.0002272	0.0008529	6	-15.610	28.275	-0.460	-0.460	9.645	9.645
7	0.0071686	-0.0000093	-0.0015919	7	-54.392	25.844	1.773	1.773	17.255	17.255
8	0.0071686	-0.0007247	0.0005737	8	-35.483	38.450	0.903	0.903	15.565	15.565
9	0.0071686	0.0000000	0.0008002	9	-15.610	28.275	0.460	0.460	9.645	9.645
10	0.0071686	0.0006652	0.0006168	10	-48.466	13.658	-23.381	-23.381	13.360	13.360
11	0.0071686	0.0000093	-0.0015919	11	-20.051	25.169	-13.343	-13.343	9.520	9.520
12	0.0071831	0.0002272	0.0008529	12	-3.638	16.017	-4.696	-4.696	4.320	4.320
13	0.0071976	-0.0001222	-0.0019410	13	33.709	1.087	-1.690	-1.690	-10.038	-10.038
14	0.0177641	0.0001935	-0.0016495	14	1.087	-31.535	-1.690	-1.690	-10.038	-10.038
15	0.0177134	-0.0000944	0.0007202	15	29.792	9.167	-0.000	-0.000	-9.167	-9.167
16	0.0176627	-0.0000141	-0.0014229	16	9.167	0.000	0.000	0.000	-9.167	-9.167
17	0.0176627	-0.0006504	0.0005153	17	0.000	-8.250	0.000	0.000	-9.167	-9.167
18	0.0176627	0.0000000	0.0007180	18	-8.250	-29.792	0.000	0.000	-9.167	-9.167
19	0.0176627	0.0005969	0.0005538	19	31.535	-1.087	1.690	1.690	-10.038	-10.038
20	0.0176627	0.0000141	-0.0014229	20	-1.087	-33.709	1.690	1.690	-10.038	-10.038
21	0.0177134	0.0000944	0.0007202	21	28.808	0.705	-5.920	-5.920	-8.647	-8.647
22	0.0177641	-0.0001935	-0.0016495	22	0.705	-27.397	-5.920	-5.920	-8.647	-8.647
23	0.0245459	0.0002175	-0.0009741	23	26.664	8.204	-0.000	-0.000	-8.204	-8.204
24	0.0244633	-0.0000962	0.0003725	24	8.204	-0.000	-0.000	-0.000	-8.204	-8.204
25	0.0243807	-0.0000164	-0.0007319	25	0.000	-7.384	0.000	0.000	-8.204	-8.204
26	0.0243807	0.0000000	0.0003735	26	-7.384	-26.664	-0.000	-0.000	-8.204	-8.204
27	0.0243807	0.0000164	-0.0007319	27	27.397	-0.705	5.920	5.920	-8.647	-8.647
28	0.0244633	0.0000962	0.0003725	28	-0.705	-28.808	5.920	5.920	-8.647	-8.647
29	0.0245459	-0.0002175	-0.0009741	29	16.017	0.754	-9.645	-9.645	-4.696	-4.696
30				30	0.754	-14.508	-9.645	-9.645	-4.696	-4.696
31				31	13.767	-0.000	0.000	0.000	-4.236	-4.236
32				32	-0.000	-13.767	0.000	0.000	-4.236	-4.236
33				33	14.508	-0.754	9.645	9.645	-4.696	-4.696
34				34	-0.754	-16.017	9.645	9.645	-4.696	-4.696

CONDICION DE CARGA: CARGA VERTICAL

DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS				FUERZAS INTERNAS						
NUDO	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)	BARRA	M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	2.292	-4.367	-29.686	-29.686	-1.432	-1.432
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	5.440	-4.676	-19.944	-19.944	-2.130	-2.130
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	5.892	-9.175	-10.025	-10.025	-3.312	-3.312
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-0.029	0.136	-61.086	-61.086	0.035	0.035
5	-0.0000188	-0.0001552	-0.0001157	5	-0.001	-0.296	-41.091	-41.091	-0.062	-0.062
6	-0.0000128	-0.0010367	-0.0000105	6	-0.153	0.477	-21.272	-21.272	0.139	0.139
7	-0.0000068	-0.0003194	0.0000060	7	0.029	-0.136	-61.086	-61.086	-0.035	-0.035
8	-0.0000021	-0.0008848	-0.0002383	8	0.001	0.296	-41.091	-41.091	0.062	0.062
9	-0.0000000	-0.0010102	-0.0000000	9	0.153	-0.477	-21.272	-21.272	-0.139	-0.139
10	0.0000019	-0.0009076	0.0002188	10	-2.292	4.367	-29.686	-29.686	1.432	1.432
11	0.0000068	-0.0003194	-0.0000060	11	-5.440	4.676	-19.944	-19.944	2.130	2.130
12	0.0000128	-0.0010367	0.0000105	12	-5.892	9.175	-10.025	-10.025	3.312	3.312

13	0.0000188	-0.0001552	0.0001157	13	-9.807	5.748	0.697	0.697	0.697	9.742	-0.170		
					-2.898	1.998	4.880	0.697	0.697	0.697	7.264	4.786	2.308
14	-0.0000287	-0.0002617	-0.0000722	14	5.748	-10.913	0.697	0.697	0.697	-0.170	-10.083		
					4.603	1.445	-3.727	0.697	0.697	0.697	-2.648	-5.126	-7.605
15	-0.0000185	-0.0011506	-0.0000432	15	-10.776	3.807	0.795	0.795	0.795	9.912	3.050		
					-5.683	-1.554	1.609	0.795	0.795	8.197	6.481	4.766	
16	-0.0000084	-0.0005388	-0.0000109	16	3.807	5.332	0.795	0.795	0.795	3.050	-0.000		
					4.474	4.951	5.237	0.795	0.795	2.287	1.525	0.762	
17	-0.0000026	-0.0011291	-0.0002435	17	5.332	4.097	0.795	0.795	0.795	0.000	-2.745		
					5.255	5.023	4.637	0.795	0.795	0.795	-0.686	-1.372	-2.059
18	-0.0000000	-0.0012571	-0.0000000	18	4.097	-10.776	0.795	0.795	0.795	-2.745	-9.912		
					1.958	-1.234	-5.479	0.795	0.795	0.795	-4.537	-6.329	-8.121
19	0.0000023	-0.0011524	0.0002235	19	-10.913	5.748	0.697	0.697	0.697	10.083	0.170		
					-3.727	1.445	4.603	0.697	0.697	0.697	7.605	5.126	2.648
20	0.0000084	-0.0005388	0.0000109	20	5.748	-9.807	0.697	0.697	0.697	0.170	-9.742		
					4.880	1.998	-2.898	0.697	0.697	0.697	-2.308	-4.786	-7.264
21	0.0000185	-0.0011506	0.0000432	21	-10.568	5.560	1.182	1.182	1.182	9.919	0.006		
					-3.516	1.523	4.548	1.182	1.182	7.441	4.962	2.484	
22	0.0000287	-0.0002617	0.0000722	22	5.560	-10.528	1.182	1.182	1.182	0.006	-9.906		
					4.558	1.543	-3.486	1.182	1.182	-2.472	-4.950	-7.428	
23	0.0000839	-0.0003130	-0.0002513	23	-10.671	3.912	0.981	0.981	0.981	9.912	3.050		
					-5.577	-1.449	1.714	0.981	0.981	0.981	8.197	6.481	4.766
24	0.0000555	-0.0014273	-0.0000161	24	3.912	5.437	0.981	0.981	0.981	3.050	-0.000		
					4.579	5.056	5.342	0.981	0.981	0.981	2.287	1.525	0.762
25	0.0000272	-0.0006477	0.0000068	25	5.437	4.202	0.981	0.981	0.981	0.000	-2.745		
					5.360	5.128	4.742	0.981	0.981	0.981	-0.686	-1.372	-2.059
26	-0.0000000	-0.0013740	-0.0000000	26	4.202	-10.671	0.981	0.981	0.981	-2.745	-9.912		
					2.063	-1.129	-5.373	0.981	0.981	0.981	-4.537	-6.329	-8.121
27	-0.0000272	-0.0006477	-0.0000068	27	-10.528	5.560	1.182	1.182	1.182	9.906	-0.006		
					-3.486	1.543	4.558	1.182	1.182	7.428	4.950	2.472	
28	-0.0000555	-0.0014273	0.0000161	28	5.560	-10.568	1.182	1.182	1.182	-0.006	-9.919		
					4.548	1.523	-3.516	1.182	1.182	-2.484	-4.962	-7.441	
29	-0.0000839	-0.0003130	0.0002513	29	-9.175	6.455	-3.312	-3.312	-3.312	10.025	-0.407		
					-2.089	2.878	5.726	-3.312	-3.312	-3.312	7.417	4.809	2.201
				30	6.455	-11.821	-3.312	-3.312	-3.312	-0.407	-10.840		
					5.064	1.555	-4.074	-3.312	-3.312	-3.312	-3.015	-5.623	-8.231
				31	-11.344	5.609	-3.173	-3.173	-3.173	10.432	-0.000		
					-3.927	1.371	4.549	-3.173	-3.173	-3.173	7.824	5.216	2.608
				32	5.609	-11.344	-3.173	-3.173	-3.173	0.000	-10.432		
					4.549	1.371	-3.927	-3.173	-3.173	-2.608	-5.216	-7.824	
				33	-11.821	6.455	-3.312	-3.312	-3.312	10.840	0.407		
					-4.074	1.555	5.064	-3.312	-3.312	-3.312	8.231	5.623	3.015
				34	6.455	-9.175	-3.312	-3.312	-3.312	0.407	-10.025		
					5.726	2.878	-2.089	-3.312	-3.312	-3.312	-2.201	-4.809	-7.417

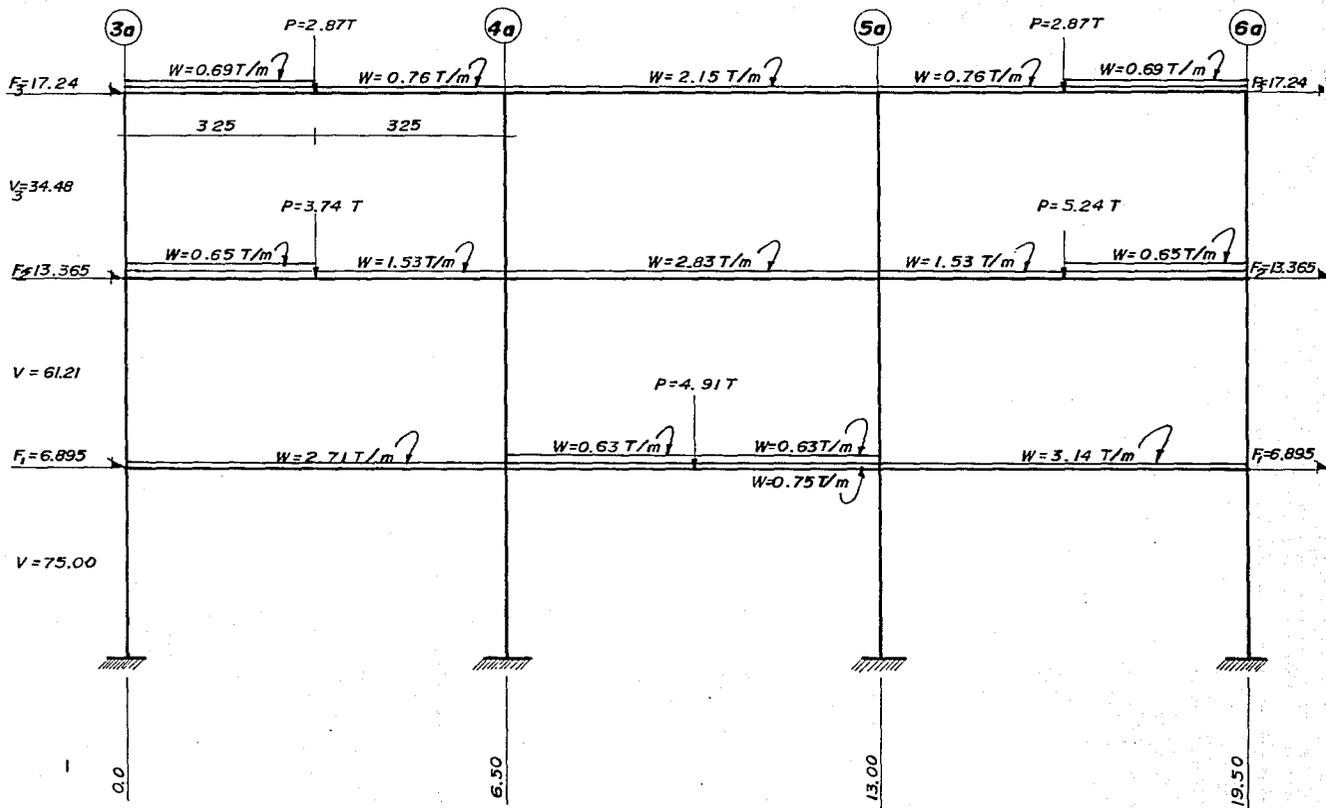


FIG. 3.30 ACCIONES SOBRE EL MARCO EJE I (CARGA VERTICAL Y SISMO)

 ING. MARTIN SANCHEZ SANCHEZ

FECHA : 25-10-92
 PROYECTO: OFICINAS COMERCIALES
 MARCO : MARCO EJE 1
 NUMERO DE NUDOS = 29
 NUMERO DE BARRAS = 34
 NUMERO DE SECCIONES DE BARRAS = 2
 ANCHO DE SEMI-BANDA = 30
 NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA = 2

D A T O S :

o	GEOMETRIA		o	CODIFICACION DE BARRAS			o	PROPIEDADES DE SECCIONES	
	X(m)	Y(m)		BARRA	NUDO INICIAL	NUDO FINAL		SECCION	SECCION No.
1	0.00	0.00	1	1	5	1	1	0.02637	0.56250
2	6.50	0.00	2	5	14	1	2	0.01280	0.24000
3	13.00	0.00	3	14	23	1	E = 1581139t/m ²		
4	19.50	0.00	4	2	7	1			
5	0.00	4.65	5	7	16	1			
6	3.25	4.65	6	16	25	1			
7	6.50	4.65	7	3	11	1			
8	8.75	4.65	8	11	20	1			
9	9.75	4.65	9	20	27	1			
10	10.65	4.65	10	4	13	1			
11	13.00	4.65	11	13	22	1			
12	16.25	4.65	12	22	29	1			
13	19.50	4.65	13	5	6	2			
14	0.00	9.40	14	6	7	2			
15	3.25	9.40	15	7	8	2			
16	6.50	9.40	16	8	9	2			
17	8.75	9.40	17	9	10	2			
18	9.75	9.40	18	10	11	2			
19	10.65	9.40	19	11	12	2			
20	13.00	9.40	20	12	13	2			
21	16.25	9.40	21	14	15	2			
22	19.50	9.40	22	15	16	2			
23	0.00	13.95	23	16	17	2			
24	3.25	13.95	24	17	18	2			
25	6.50	13.95	25	18	19	2			
26	9.75	13.95	26	19	20	2			
27	13.00	13.95	27	20	21	2			
28	16.25	13.95	28	21	22	2			
29	19.50	13.95	29	23	24	2			
			30	24	25	2			
			31	25	26	2			
			32	26	27	2			
			33	27	28	2			
			34	28	29	2			

RESTRICCIONES:

DESPLAZAMIENTOS RESTRINGIDOS: 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12,

APOYOS DE RESORTE:

VALORES DE RESORTES (t/m o t-m/rad):

CONDICION DE CARGA: CARGA POR SISMO

CARGA	NUDO 5	NUDO 13	NUDO 14	NUDO 22	NUDO 23	NUDO 29
Px (t)	6.895	6.895	13.365	13.365	17.240	17.240
Py (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA

Wux(t/m)
Wtx(t/m)
Wuy(t/m)
Wty(t/m)

CONDICION DE CARGA: CARGA VERTICAL

CARGA	NUDO 9	NUDO 15	NUDO 21	NUDO 24	NUDO 28
Px (t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Py (t)	-4.910	-3.740	-5.240	-2.870	-2.870
Mz(t-m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA

CARGA	BARRA 13	BARRA 14	BARRA 15	BARRA 16	BARRA 17	BARRA 18	BARRA 19	BARRA 20	BARRA 21
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-2.710	-2.710	-1.380	-1.380	-1.380	-1.380	-3.140	-3.140	-2.180
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA

CARGA	BARRA 22	BARRA 23	BARRA 24	BARRA 25	BARRA 26	BARRA 27	BARRA 28	BARRA 29	BARRA 30
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-1.530	-2.830	-2.830	-2.830	-2.830	-1.530	-2.180	-1.450	-0.760
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

CARGA

CARGA	BARRA 31	BARRA 32	BARRA 33	BARRA 34
Wux(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000
Wtx(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000
Wuy(t/m)	-2.150	-2.150	-0.760	-1.450
Wty(t/m)	0.000	0.000	0.000	0.000

RESULTADOS:

CONDICION DE CARGA: CARGA POR SISMO

o	DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS			o	FUERZAS INTERNAS					
NUDO	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)	BARRA	M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	-59.351	16.779	28.649	28.649	16.372	16.372

2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	-24.449	30.647	16.372	16.372	11.599	11.599
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	-4.647	19.711	5.778	5.778	5.353	5.353
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-66.582	31.663	-2.175	-2.175	21.128	21.128
5	0.0088093	0.0001498	-0.0023739	5	-43.351	46.927	-1.112	-1.112	19.006	19.006
6	0.0087912	-0.0002775	0.0010431	6	-19.311	34.773	-0.570	-0.570	11.887	11.887
7	0.0087730	-0.0000114	-0.0019472	7	-66.582	31.663	2.175	2.175	21.128	21.128
8	0.0087730	-0.0008865	0.0007018	8	-43.351	46.927	1.112	1.112	19.006	19.006
9	0.0087730	0.0000000	0.0009788	9	-19.311	34.773	0.570	0.570	11.887	11.887
10	0.0087730	0.0008136	0.0007545	10	-59.351	16.779	-28.649	-28.649	16.372	16.372
11	0.0087730	0.0000114	-0.0019472	11	-24.449	30.647	-16.372	-16.372	11.599	11.599
12	0.0087912	0.0002775	0.0010431	12	-4.647	19.711	-5.778	-5.778	5.353	5.353
13	0.0088093	-0.0001498	-0.0023739	13	41.228	1.329	-2.122	-2.122	-12.277	-12.277
14	0.0217314	0.0002372	-0.0020208	14	1.329	-38.571	-2.122	-2.122	-12.277	-12.277
15	0.0216704	-0.0001154	0.0008823	15	36.443	11.213	-0.000	-0.000	-11.213	-11.213
16	0.0216094	-0.0000173	-0.0017435	16	11.213	-0.000	0.000	0.000	-11.213	-11.213
17	0.0216094	-0.0007969	0.0006314	17	0.000	-10.092	0.000	0.000	-11.213	-11.213
18	0.0216094	0.0000000	0.0008797	18	-10.092	-36.443	0.000	0.000	-11.213	-11.213
19	0.0216094	0.0007314	0.0006786	19	38.571	-1.329	2.122	2.122	-12.277	-12.277
20	0.0216094	0.0000173	-0.0017435	20	-1.329	41.228	2.122	2.122	-12.277	-12.277
21	0.0216704	0.0001154	0.0008823	21	35.294	0.864	-7.119	-7.119	-10.594	-10.594
22	0.0217314	-0.0002372	-0.0020208	22	0.864	-33.567	-7.119	-7.119	-10.594	-10.594
23	0.0300643	0.0002668	-0.0011990	23	32.671	10.053	-0.000	-0.000	-10.053	-10.053
24	0.0299625	-0.0001198	0.0004584	24	10.053	-0.000	-0.000	-0.000	-10.053	-10.053
25	0.0298607	-0.0000202	-0.0008998	25	0.000	-9.047	0.000	0.000	-10.053	-10.053
26	0.0298607	0.0000000	0.0004592	26	-9.047	-32.671	-0.000	-0.000	-10.053	-10.053
27	0.0298607	0.0000202	-0.0008998	27	33.567	-0.864	7.119	7.119	-10.594	-10.594
28	0.0299625	0.0001198	0.0004584	28	-0.864	-35.294	7.119	7.119	-10.594	-10.594
29	0.0300643	-0.0002668	-0.0011990	29	19.711	0.932	-11.887	-11.887	-5.778	-5.778
				30	0.932	-17.848	-11.887	-11.887	-5.778	-5.778
				31	16.926	-0.000	0.000	0.000	-5.208	-5.208
				32	-0.000	-16.926	0.000	0.000	-5.208	-5.208
				33	17.848	-0.932	11.887	11.887	-5.778	-5.778
				34	-0.932	-19.711	11.887	11.887	-5.778	-5.778

- 173 -

CONDICION DE CARGA: CARGA VERTICAL
DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS

NUDO	DESPLAZAMIENTOS EXTERNOS			BARRA	FUERZAS INTERNAS							
	DESP. X(m)	DESP. Y(m)	GIRO Z(rad)		M FLEX I(t-m)	M FLEX F(t-m)	F NORM I(t)	F NORM F(t)	F CORT I(t)	F CORT F(t)		
1	0.0000000	0.0000000	0.0000000	1	2.046	-3.816	-22.571	-22.571	-1.261	-1.261		
2	0.0000000	0.0000000	0.0000000	2	4.912	-4.701	-13.905	-13.905	-2.024	-2.024		
3	0.0000000	0.0000000	0.0000000	3	4.707	-5.488	-5.453	-5.453	-2.241	-2.241		
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	4	-0.141	0.408	-43.995	-43.995	0.118	0.118		
5	-0.0000239	-0.0001180	-0.0000987	5	-0.348	-0.058	-28.133	-28.133	0.061	0.061		
6	-0.0000174	-0.0008887	-0.0000049	6	0.590	-1.057	-11.608	-11.608	-0.362	-0.362		
7	-0.0000109	-0.0002300	0.0000149	7	0.462	-0.962	-46.207	-46.207	-0.306	-0.306		
8	-0.0000060	-0.0007332	-0.0002387	8	1.086	-0.641	-28.877	-28.877	-0.364	-0.364		
9	-0.0000038	-0.0008651	0.0000006	9	-0.227	0.934	-11.557	-11.557	0.255	0.255		
10	-0.0000019	-0.0007555	0.0002221	10	-2.316	4.421	-24.702	-24.702	1.449	1.449		
11	0.0000032	-0.0002416	-0.0000278	11	-5.669	5.381	-14.655	-14.655	2.326	2.326		
12	0.0000107	-0.0010246	0.0000036	12	-5.135	5.547	-5.463	-5.463	2.348	2.348		

13	0.0000182	-0.0001292	0.0001174	13	-8.727	5.124	0.763	0.763	0.763	8.666	-0.142		
					-2.581	1.777	4.345	0.763	0.763	0.763	6.464	4.262	2.060
14	-0.0000173	-0.0001923	-0.0000867	14		5.124	-9.649	0.763	0.763	0.763	-0.142	-8.949	
					4.115	1.316	-3.272	0.763	0.763	0.763	-2.344	-4.546	-6.747
15	-0.0000154	-0.0010404	-0.0000082	15		-8.893	3.168	0.820	0.820	0.820	6.913	3.808	
					-5.223	-1.989	0.808	0.820	0.820	0.820	6.137	5.360	4.584
16	-0.0000136	-0.0003803	-0.0000082	16		3.168	6.286	0.820	0.820	0.820	3.808	2.428	
					4.077	4.899	5.636	0.820	0.820	0.820	3.463	3.118	2.773
17	-0.0000098	-0.0009240	-0.0002251	17		6.286	3.493	0.820	0.820	0.820	-2.482	-3.724	
					5.692	5.029	4.296	0.820	0.820	0.820	-2.793	-3.103	-3.414
18	-0.0000081	-0.0010427	-0.0000009	18		3.493	-9.069	0.820	0.820	0.820	-3.724	-6.967	
					1.067	-1.835	-5.214	0.820	0.820	0.820	-4.535	-5.346	-6.156
19	-0.0000066	-0.0009474	0.0002041	19		-11.117	5.980	0.878	0.878	0.878	10.363	0.158	
					-3.733	1.577	4.815	0.878	0.878	0.878	7.812	5.260	2.709
20	-0.0000026	-0.0003958	-0.0000025	20		5.980	-10.090	0.878	0.878	0.878	0.158	-10.047	
					5.072	2.091	-2.963	0.878	0.878	0.878	-2.393	-4.945	-7.496
21	-0.0000024	-0.0011822	0.0000074	21		-9.409	6.549	0.217	0.217	0.217	8.452	1.367	
					-3.261	1.448	4.718	0.217	0.217	0.217	6.681	4.910	3.139
22	-0.0000022	-0.0002074	0.0001010	22		6.549	-9.243	0.217	0.217	0.217	-2.373	-7.345	
					4.116	0.673	-3.780	0.217	0.217	0.217	-3.616	-4.859	-6.102
23	0.0000521	-0.0002202	-0.0001293	23		-9.890	3.602	0.640	0.640	0.640	9.180	2.813	
					-5.174	-1.353	1.572	0.640	0.640	0.640	7.588	5.997	4.405
24	0.0000330	-0.0008642	0.0000023	24		3.602	5.000	0.640	0.640	0.640	2.813	-0.017	
					4.217	4.655	4.916	0.640	0.640	0.640	2.105	1.398	0.690
25	0.0000138	-0.0004397	-0.0000337	25		5.000	3.838	0.640	0.640	0.640	-0.017	-2.564	
					4.924	4.706	4.344	0.640	0.640	0.640	-0.654	-1.291	-1.927
26	-0.0000085	-0.0009978	-0.0000041	26		3.838	-10.002	0.640	0.640	0.640	-2.564	-9.215	
					1.843	-1.128	-5.077	0.640	0.640	0.640	-4.227	-5.889	-7.552
27	-0.0000308	-0.0004549	0.0000360	27		-10.416	7.845	0.021	0.021	0.021	8.105	3.133	
					-4.336	0.735	4.795	0.021	0.021	0.021	6.862	5.619	4.376
28	-0.0000509	-0.0008728	-0.0000014	28		7.845	-10.517	0.021	0.021	0.021	-2.107	-9.192	
					5.414	1.543	-3.767	0.021	0.021	0.021	-3.879	-5.650	-7.421
29	-0.0000710	-0.0002354	0.0001235	29		-5.488	4.575	-2.241	-2.241	-2.241	5.453	0.740	
					-1.537	1.458	3.495	-2.241	-2.241	-2.241	4.274	3.096	1.918
30				30		4.575	-6.361	-2.241	-2.241	-2.241	-2.130	-4.600	
					2.593	0.110	-2.875	-2.241	-2.241	-2.241	-2.747	-3.365	-3.982
31				31		-7.418	4.002	-2.603	-2.603	-2.603	7.008	0.020	
					-2.434	1.131	3.276	-2.603	-2.603	-2.603	5.261	3.514	1.767
32				32		4.002	-7.287	-2.603	-2.603	-2.603	0.020	-6.967	
					3.309	1.196	-2.336	-2.603	-2.603	-2.603	-1.727	-3.474	-5.220
33				33		-6.354	4.549	-2.348	-2.348	-2.348	4.590	2.120	
					-2.875	0.101	2.576	-2.348	-2.348	-2.348	3.972	3.355	2.737
34				34		4.549	-5.547	-2.348	-2.348	-2.348	-0.750	-5.463	
					3.461	1.416	-1.587	-2.348	-2.348	-2.348	-1.928	-3.106	-4.285

174

CAPITULO 4 DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.1 GENERALIDADES.

Una vez realizado el análisis de la estructura bajo las diferentes acciones a las que estará sometida, la siguiente actividad a realizar es el dimensionamiento de los elementos estructurales, (losas, columnas y -trabes)

Entenderemos por dimensionamiento, la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales y de la cantidad de posición del acero de refuerzo.

Para una mejor comprensión de las actividades que comprende el dimensionamiento de los elementos estructurales, a continuación haremos una explicación más detallada de éstas.

4.1.1 DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Como ya se mencionó, el dimensionamiento es la determinación de las propiedades geométricas de los elementos estructurales y de la - cantidad y posición del acero de refuerzo.

El procedimiento de dimensionamiento tradicional, basado en -- esfuerzos de trabajo, consiste en determinar los esfuerzos correspondientes a acciones interiores obtenidas de un análisis elástico de la estructura bajo sus supuestas acciones de servicio (actividades realizadas en el - Capítulo 3). Estos esfuerzos se compararán con esfuerzos permisibles, -- especificados como una fracción de las resistencias del concreto y del acero. Se supone que así se logra a la par, un comportamiento ---- satisfactorio en condiciones de servicio y un margen razonable de -- seguridad.

El factor de seguridad de los elementos de una estructura --- dimensionados por el método de esfuerzos de trabajo no es uniforme, ya que no puede medirse en todos los casos el factor de seguridad por la relación entre las resistencias de los materiales y los esfuerzos permisibles.

En otras palabras, la relación entre la resistencia del material y los - esfuerzos de trabajo no es siempre igual a la relación entre la resistencia de elemento y su sollicitación de servicio.

El procedimiento más comunmente utilizado en la actualidad --- (y que será el que utilizaremos en este trabajo), es el denominado "Método Plástico" de resistencia o de "Resistencia Última, según el cual los elementos o secciones se dimensionan para que tengan una resistencia determinada.

El procedimiento consiste en definir las acciones interiores, - correspondiente a las condiciones de servicio, mediante un análisis elástico y multiplicarlas por un efecto de carga, que puede ser constante o variable según los distintos elementos, para así obtener las resistencias de - dimensionamiento.

El procedimiento de dimensionamiento plástico puede también - aplicarse a los resultados de un análisis límite, del cual se obtienen directamente las acciones interiores correspondientes a la carga de falla que convierte a la estructura en un mecanismo. El dimensionamiento a partir de un análisis límite no es todavía de aplicación práctica, debido a las incertidumbres que se tienen sobre mecanismos de colapso, la inestabilidad general de la estructura y la capacidad de rotación de los elementos de la misma.

El análisis límite no debe confundirse con el criterio general de dimensionamiento, denominado de "Estado Límite", en el que están basadas las recomendaciones del Comité Europeo del Concreto y los reglamentos Soviético e Inglés. El enfoque de los estados límite no es sino un formato en el que se consideran todos los aspectos de diseño en forma ordenada y racional y que permite la fácil incorporación de criterios probabilistas. De hecho, se trata de lograr que las características acción-respuesta de un elemento estructural o de una estructura estén dentro de límites que se consideran aceptables. Según este método, una estructura o un elemento estructural deja de ser útil cuando alcanza un estado llamado estado límite, en el que deja de realizar la función para la cual fue diseñado.

La mayoría de los reglamentos de construcción actuales, como el del Distrito Federal, el del Comité Europeo del Concreto, el de Inglaterra y el de Canada, establecen disposiciones para el diseño de estructuras basadas en el concepto de estados límite. A continuación mencionaremos en forma resumida las disposiciones al respecto del reglamento de construcción para el Distrito Federal.

4.1.2 REGLAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL

El Reglamento de Construcción del Distrito Federal, considera dos categorías de estados límite: los de falla y los de servicio, los de falla corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus miembros o al hecho de que la estructura

sin agotar su capacidad de carga sufrirá daños irreversibles que afecten su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga. Los Estados Límite de Servicio tiene lugar cuando la estructura llega a estados de deformaciones, agrietamientos, vibraciones, o daños que afecten su correcto funcionamiento pero no su capacidad para soportar cargas. Para revisar los estados límites de falla, o sea, la seguridad de una estructura se debe verificar que la resistencia de cada elementos estructural y de la estructura en su conjunto sea mayor que las acciones que actúan sobre los elementos o sobre la estructura. Esta verificación se logra siguiendo el procedimiento que se expone a continuación.

- a) Primero se determinan las acciones que obran sobre la estructura las cuales se clasifican en; permanentes (carga muerta), variables (carga viva) y accidentales (viento y sismo).
- b) Se calculan mediante un análisis estructural, los efectos de las acciones sobre la estructura, o sea, los valores de las fuerzas axiales, cortantes, momentos flexionantes y torsionantes que actúan en las distintas secciones de la estructura.
- c) Las fuerzas internas se multiplican por factores de carga, FC, para obtener las llamadas fuerzas internas de diseño. Cuando se usan métodos lineales de análisis estructural, se obtiene el mismo resultado multiplicando las acciones por los factores de carga recomendados en el Reglamento del Distrito Federal.
- d) Se calculan las resistencias nominales de cada elementos de la estructura, y se multiplican por factores reductivos, FR, para obtener las llamadas resistencias de diseño.
- e) Se verifica que las resistencias de diseño, sean iguales o mayores que las fuerzas internas de diseño. Esta verificación constituye el criterio básico de comprobación de la seguridad de una estructura, según el Reglamento del Distrito Federal.

Los incisos a y b fueron tratados en los Capítulos 2 y 3 respectivamente, las etapas que comprenden los incisos c, d y e, son aspectos propios de éste Capítulo y a continuación los explicaremos con mayor detalle.

FACTORES DE CARGA: Anteriormente se mencionó que las cargas nominales se multiplican por factores de carga antes de hacer el análisis estructural. Estos factores son números con los que se incrementan las cargas nominales máximas o sea reducen las mínimas, de tal manera que con ello se aumente o disminuya respectivamente, la probabilidad de que las cargas sean excedidas o sean alcanzadas. Los factores de carga toman en cuenta la posibilidad de que se presenten sobrecargas y las impresiones

en los métodos de análisis estructural. Para considerar que la probabilidad de que varias acciones existan simultáneamente con su máxima intensidad es pequeña, generalmente se especifican factores de carga menor para acciones combinadas. Así, el Reglamento del Distrito Federal establece los siguientes Factores de Carga.

- a) Para combinaciones que incluyan exclusivamente acciones permanentes y variables, el factor, FC, será de 1.4, excepto de estructuras que soporten pisos en los que pueda haber normalmente aglomeraciones de personas, o en construcciones que contengan equipo sumamente valioso en el cual el factor de carga será de 1.5.
- b) Para combinaciones de acciones que incluyan una accidental, como; viento o sismo, además de las acciones permanentes y variables, el factor de carga, FC, será de 1.1, excepto en estados límite de falla frágil y de volteo por acción del viento en el que será de 1.4.
- c) Para acciones cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, se tomará un factor de carga, FC, de 0.9. En estos casos como ya se explicó anteriormente se utiliza la carga nominal mínima.

RESISTENCIA: Entenderemos por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla en un elemento estructural o de una estructura, por ejemplo, la resistencia a flexión de una viga es la magnitud del momento flexionante que provocaría su falla en flexión; su resistencia al cortante es la magnitud de la fuerza cortante que provocaría una falla de este tipo al elemento; la resistencia a flexocompresión de una columna es la magnitud del momento flexionante y de la carga axial que, combinadas, producen la falla del elemento.

La resistencia es también una variable probabilista. Para estimar la resistencia de muchos elementos estructurales, existen métodos probados experimentalmente o que han demostrado su validez através de la experiencia. El valor calculado con estos métodos se denomina, en el Reglamento del Distrito Federal, "Resistencia Nominal".

Las resistencias nominales deben multiplicarse por factores reductivos de resistencia, FR, para tomar en cuenta la naturaleza, aproximada de las fórmulas utilizadas para calcular las resistencias, errores en las dimensiones de los elementos, efectos adversos debidos a procedimientos inadecuados de colocación y curado del concreto e importancia relativa de distintos tipos de miembros estructurales. El valor de estos factores depende, del tipo de falla; la reducción es mayor para elementos de falla -----

frágil que para elementos de falla dúctil. En el desarrollo de este --- Capítulo se indicarán los factores de resistencia que especifica el Reglamento del Distrito Federal para los distintos tipos de acciones.

REVISION DE LA SEGURIDAD: La última etapa del procedimiento consiste en verificar que para todo el estado límite de falla, la resistencia de diseño excede a la fuerza interna actualmente de diseño. Por ejemplo la resistencia de diseño a flexión de una viga debe ser mayor que el momento flexionante de diseño.

Por lo que respecta a los estados límite de servicio, el Reglamento del Distrito Federal, especifica calcular la magnitud de las respuestas, tales como deflexiones y vibraciones bajo la acción de las cargas nominales, sin incrementar o disminuirlas con factores de carga y comparar estas magnitudes con valores especificados en el mismo Reglamento. Al igual que en los factores de resistencia, en el desarrollo de este Capítulo se presentan métodos para calcular las deflexiones y los agrietamientos de elementos estructurales de concreto reforzado. Estas respuestas son las más --- importantes para elementos de este material.

Los elementos estructurales que tenemos en este Proyecto son: losas, trabes y columnas. A continuación trataremos los aspectos relacionados con las losas del proyecto.

4.2 LOSAS

Las losas son elementos estructurales, cuyas dimensiones en planta son relativamente grandes en comparación con su peralte. Las acciones principales sobre las losas son cargas normales a su plano, ya que se usan para disponer de superficies útiles horizontales como los pisos de edificios. En ocasiones, además de las cargas normales actúan cargas contenidas en su plano, como en el caso de losas inclinadas, en las que la carga vertical tiene una componente paralela a la losa, o cuando la losa actúa como -- un diafragma horizontal que une marcos verticales de distinta rigidez o sujetos a fuerzas horizontales diferentes.

Para nuestro Proyecto consideraremos que las losas únicamente estarán bajo la acción de cargas normales a su plano. Aunque se utilizarán como diafragmas para transmitir las fuerzas horizontales a los marcos resistentes.

Las losas que se nos presentan en el Proyecto son apoyadas -- perimetralmente, es decir se apoyan sobre vigas en sus cuatro lados, y por lo tanto trabajan en dos direcciones.

Una característica estructural importante de los apoyos de estas losas es que su rigidez a flexión es mucho mayor que la rigidez a flexión de la propia losa. En algunas ocasiones las losas se apoyan sobre vigas de poco peralte que tienen una rigidez flexionante relativamente pequeña, en estos casos las losas se consideran planas.

En la realidad las losas del proyecto forman parte del sistema estructural, integrado por las columnas, trabes y losas. El comportamiento de estas no pueden estudiarse rigurosamente en forma aislada sino que debe analizarse todo el sistema, ya que las características de cada uno de los elementos influyen en el comportamiento de los otros. Sin embargo, en este Capítulo, por simplicidad y conveniencia en el estudio, se considerarán las losas en forma aislada.

4.2.1 ANALISIS DE LOSAS

Se entiende por análisis de losas la determinación de las acciones internas en una losa dada cuando se conoce la carga aplicada. Esta determinación es más difícil que en el caso de vigas, debido a que las losas son elementos altamente hiperestáticos.

El método de análisis de losas más empleado en la práctica consiste en el uso de tablas de coeficiente de momentos, obtenidos mediante algunos métodos de análisis altamente refinados como son: el método de diferencias finitas y el método de elementos finitos. El primero es un método de integración numérica y el segundo de discretización de la estructura por medio de su sustitución por otra formada por elementos de forma cuadrada o triangular. Estos métodos, requieren el uso de computadoras para resolver los sistemas de ecuaciones resultantes, permitiendo el análisis de losas de forma irregular, con cualquier tipo de carga y con discontinuidad de carga o geometría.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en el Capítulo 4.3 que es el referente a losas marca: "Además de los métodos semiempíricos de análisis propuestos a continuación para distintos casos particulares, puede utilizarse cualquier otro procedimiento reconocido. Es admisible aplicar la Teoría de Líneas de Fluencia, o cualquier otra teoría basada en el análisis al límite, siempre que el comportamiento bajo condiciones de servicio resulte adecuado en cuanto a deflexión y agrietamiento".

Por esta razón el análisis de las losas lo realizaremos, con un método aproximado, denominado; Método de Marcus o Método de las Rigideces relativas que permite visualizar el comportamiento de losas apoyadas --- perimetralmente.

Este método permite obtener coeficientes para distintas relaciones entre la longitud del claro corto y la longitud del claro largo y permite también, analizar losas con distintas condiciones de apoyo. Dichos coeficientes permiten obtener las cargas con las que se diseñarán franjas de losa en los claros corto y largo, analizándolas como si fueran vigas aisladas.

Para utilizar este método nos auxiliaremos de la Figura 4.1 en la cual mostramos las fórmulas para obtener los coeficientes de carga para una losa en cada una de sus direcciones, para las diferentes condiciones de apoyo.

A continuación realizaremos el análisis y diseño de la losa del nivel azotea, en el cual utilizaremos el método de Marcus y se irá describiendo paso a paso.

4.2.2 ANALISIS Y DISEÑO DE LA LOSA DEL TERCER NIVEL AZOTEA

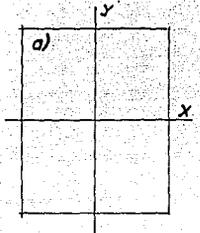
Como ya dijimos el análisis de las losas del proyecto lo realizaremos con el método de Marcus, el cual es muy sencillo, pues convierte el pesado análisis de un elemento altamente hiperestático en un sencillo análisis de una viga continua. Utilizando para esto un coeficiente o factor de losa, el cual nos distribuirá la carga que actúa en toda la losa, en las dos direcciones de esta, tomando en cuenta las condiciones de apoyo en cada uno de los tableros de dicha losa.

Así tenemos por ejemplo; para el caso de la losa de azotea, la cual mostraremos en la Figura 4.2.

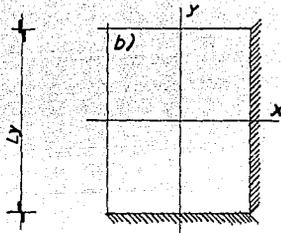
Si analizamos la franja de losa central "A" ubicada entre los Ejes 4a y 5a, dicha franja la idealizaremos como una viga continua de un ancho de un metro y peralte igual al espesor de la losa, la cual se apoya sobre las trabes principales y secundarias, el modelo geométrico de dicha viga quedaría de la siguiente forma.

FIG. 4.1 FACTORES DE DISTRIBUCION DE LOSAS (Xx)

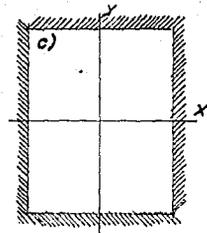
$$W = Xx \text{ o } Yy \text{ (L) } (\omega) \text{ (1.0)}$$



APOYO LIBRE EN TODO EL CONTORNO

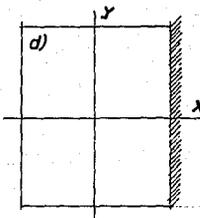


DOS LADOS ADYACENTES EMPOTRADOS

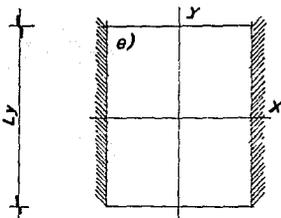


EMPOTRADO EN TODO EL CONTORNO

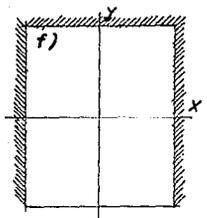
EJE Y LADO MAYOR



UN BORDE EMPOTRADO



DOS BORDES OPUESTOS EMPOTRADOS



EMPOTRADO EN TRES LADOS

EJE Y PARALELO A EMPOTRAMIENTO O EMR

$$a, b, c ; \quad Xx = \frac{Ly^4}{Lx^4 + Ly^4}$$

$$d ; \quad Xx = \frac{5Ly^4}{2Lx^4 + 5Ly^4}$$

$$e ; \quad Xx = \frac{5Ly^4}{Lx^4 + 5Ly^4}$$

$$f ; \quad Xx = \frac{2Ly^4}{Lx^4 + 2Ly^4}$$

$$Xx = \frac{qx}{9}$$

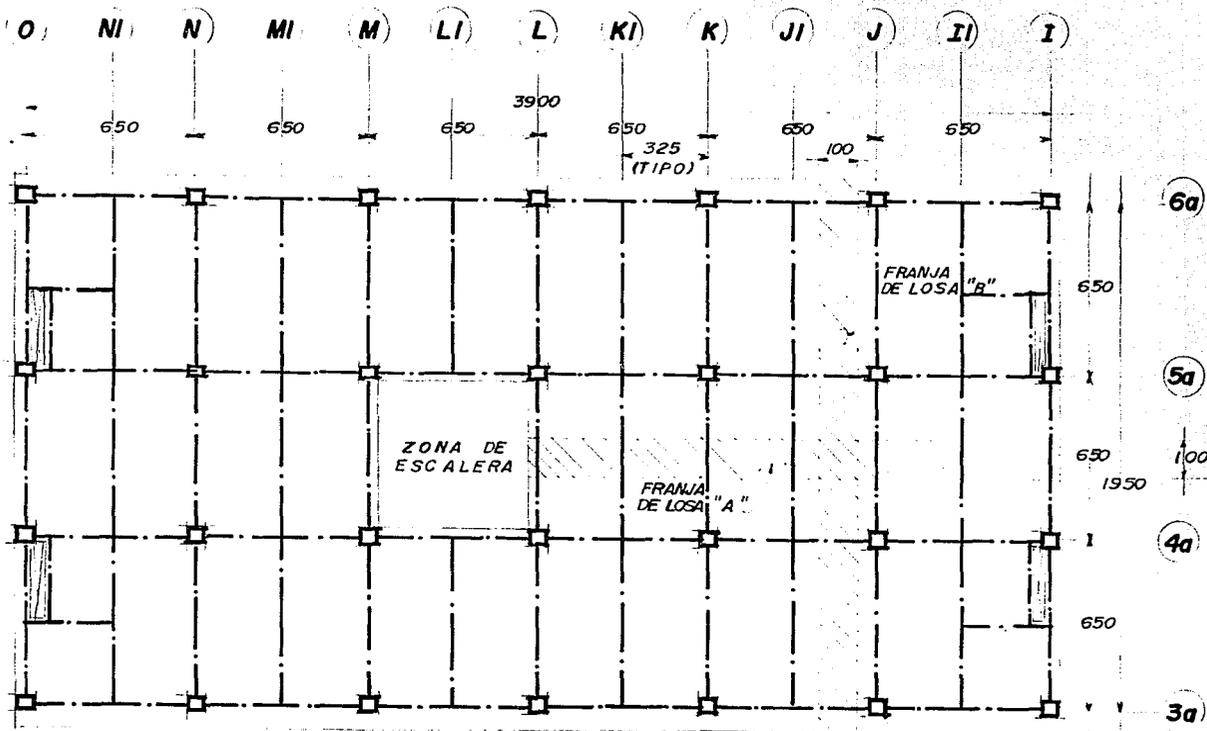
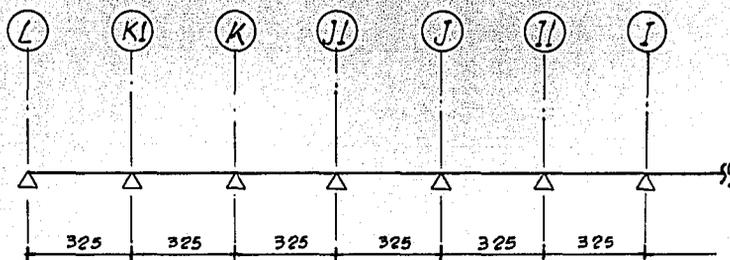


FIG. 4.2 LOSA DE AZOTEA

MODELO GEOMETRICO PARA EL ANALISIS DE LA FRANJA "A"



Como vemos el problema se resume en el análisis de la viga mostrada, sobre la cual gravita una cierta magnitud de carga perpendicular al plano de la misma.

El análisis de esta viga en si no resulta de gran problema pues se puede resolver con el método de Cross, el cual ya explicamos y utilizamos anteriormente.

Ahora bien, por lo que respecta a la carga que gravita sobre dicha losa, en el Capítulo 2, Pag. 16, definimos que la magnitud de carga vertical que gravita sobre la losa de azotea es de 0.85 T/m , dicha carga incluye carga muerta, más carga viva máxima, siendo esta combinación la más desfavorable para estos elementos, por esta razón, en general utilizaremos dicha magnitud para el análisis y diseño de las losas. Cabe hacer la aclaración que para el caso de la losa de azotea, la magnitud de 0.85 T/m^2 es para toda el área de azotea, pero esto no es general para todos los niveles de losa, pues en algunos casos se tienen diferentes áreas y diferentes magnitudes de carga.

El problema consiste en determinar la magnitud de la carga que debemos considerar en el análisis de la franja de losa "A", pues vemos que si analizamos la franja de losa unitaria "B" ubicada entre los ejes J y J1 (ver Fig. 4.2), existe una zona de intersección de ambas franjas, en la cual vemos que la carga que gravita sobre la losa es repartida en dos direcciones y sería un error considerar la magnitud total de carga en el análisis de la losa en cada una de las direcciones.

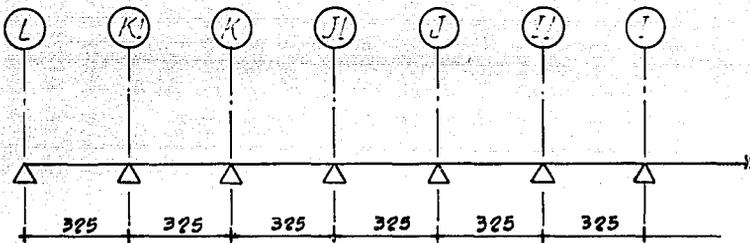
La forma en como se distribuye la carga en cada una de las direcciones depende de la longitud de los claros y la continuidad de los tableros existentes, como ya indicamos anteriormente en esta actividad nos auxilia-

remos de los dibujos y fórmulas presentados en la Figura 4.1. A continuación haremos una descripción del procedimiento para el análisis y diseño de la losa de azotea.

- Primeramente determinamos la magnitud de la carga que gravitará sobre toda la losa, cuestión definida anteriormente, la cual es $w=0.8 \text{ T/m}^2$.

- En seguida definimos el modelo de la viga para el análisis de la losa, el cual queda de la siguiente manera.

FRANJA "A" CON ANCHO UNITARIO IGUAL A UN METRO



- Una vez definidos estos dos aspectos, con la ayuda de la Figura 4.1 determinaremos el porcentaje de la carga para cada una de las direcciones de la losa.

a) Para el Tablero de Losa ubicado entre los ejes L y K1, vemos en la Fig. 4.2 que se trata del caso "f" de tableros, presentado en la Fig. 4.1, es decir dicho tablero se encuentra empotrado en tres de sus lados, lo que significa que en estos existe continuidad y la expresión para calcular el factor de distribución de la losa es:

$$X_x = \frac{2Ly^4}{Lx^4 + 2Ly^4}$$

DONDE:

X_x = FACTOR DE DISTRIBUCION DE LOSA EN LA DIRECCION "X", EL SENTIDO DE LA LOSA EN "X" Y "Y" ES ESPECIFICADO EN LA MISMA FIGURA 4.1

Lx = LONGITUD DE LA LOSA EN LA DIRECCION "X", QUE PARA ESTE CASO ES IGUAL A 6.50 m.

Ly = LONGITUD DE LA LOSA EN LA DIRECCION "Y", QUE PARA ESTE CASO ES IGUAL A 3.25 m.

ASI TENEMOS QUE:

$$Xx = \frac{2(3.25)^4}{6.50^4 + 2(3.25)^4} = 0.0$$

Como vemos para el caso "F", el eje "Y" es paralelo a los 2 lados empotrados o continuos, es decir la longitud de este eje es 3.25 m., la cual corresponde al sentido corto de la losa y asi tenemos para el eje "X", el cual es paralelo al lado discontinuo, le corresponde de el sentido largo de la losa, con una longitud de 6.5 m.

Las fórmulas de la Fig. 4.2 nos proporcionaran unicamente el factor de losa en la dirección del eje "X", para el caso en el que la dirección analizada corresponda al eje "Y", el factor de losa en esta dirección, será la diferencia entre la unidad y el factor de losa en la dirección "X".

En éste Tablero analizado vemos que el factor de losa en la dirección "X", la cual corresponde al sentido largo es igual a cero, y el complemento de este, es decir la diferencia con respecto a la unidad, es practicamente la unidad.

$$Yy = 1.0 - Xx = 1.0 - 0.0 = 1.0$$

Lo cual quiere decir que el factor de losa en la dirección "Y" es igual a uno.

De esta manera se podría justificar la consideración que hicimos en el Capítulo 2, Pag. 25, en la cual se dice que si la relación:

$$\frac{LM = \text{LADO MAYOR}}{Lm = \text{LADO MENOR}} > 2.0$$

Consideramos que la losa trabaja en una dirección, la cual es en el lado corto.

- b) Para el Tablero ubicado entre los ejes K1 y K, tenemos que se trata del caso "C" de la Fig. 4.1, el cual corresponde a un tablero con cuatro lados continuos, y la fórmula para determinar el factor de distribución en la dirección "x" es:

$$X_x = \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

DONDE:

$$L_x = 3.25$$

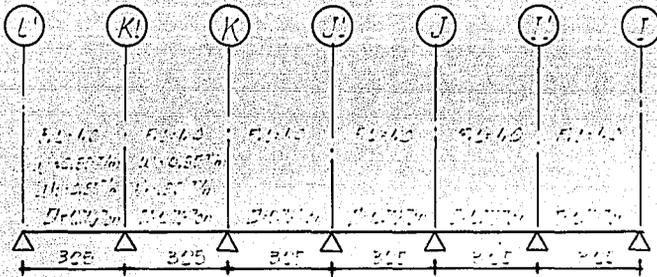
$$L_y = 6.50$$

$$X_x = \frac{6.50^4}{(3.25)^4 + (6.5)^4} = 0.94 \approx 1.0$$

$$Y_y = 1.0 - 0.94 = 0.06 \approx 0.0$$

Como vemos, para este tablero, al igual que en el caso anterior, la losa trabaja en la dirección corta, y lo mismo sucederá para los demás tableros y en general para todos los tableros de los demás niveles. Por ésta razón, de aquí en adelante, al realizar el análisis y diseño de las losas de los otros niveles, ya no determinaremos el factor de distribución de losa, el cual consideraremos igual a uno en la dirección corta.

Así tenemos que el modelo para el análisis de la franja de losa "A" queda de la siguiente forma:



	F.L.						
F.D	1.0	0.43	0.57	0.5	0.5	0.5	0.5
M _a	3.3	2.7	2.7	2.75	2.75	2.75	2.75
M _d	3.3	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
ZM = M _d	3.3	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33
M _i	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12	1.12
M(%)	0.64	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.64

En la figura mostrada anteriormente presentamos el análisis de la franja de losa "A", en la cual ya se tomó en cuenta el factor de distribución de losa. En la parte superior del modelo se presentan las siguiente simbología:

- F.L. = Factor de distribución de la losa, que como determinamos anteriormente, para los tableros de este proyecto es igual a uno en el sentido corto.
- w = Carga total que actúa sobre la losa = 0.85 Ton/m², pero como se analiza una franja de un ancho unitario, dicha magnitud es de 0.85 Ton/m.
- w_d = Carga de diseño, la cual se obtiene de multiplicar la carga total de 0.85 T/m por su factor de losa, para este caso la carga de diseño w_d resulta igual a la carga total, debido a que le factor de losa es igual a la unidad.
- = Este signo nos ejemplifica la carga total de diseño que gravita sobre el claro de la losa analizada, la cual se obtiene de multiplicar la carga de diseño (w_d) por la longitud

del claro (3.25 m)

$$W = w_d \times L = 0.85 \text{ Ton/m} \times 3.25 \text{ m} = 2.56 \text{ Ton.}$$

Dicha magnitud es la misma para todos los claros debido a que $w=0.85$, es la misma en toda el área de la losa.

De ésta manera se determinó la magnitud de la carga que gravita sobre la losa en este sentido. Para este caso la determinación de dicha carga se facilitó, debido a que para todos los casos, la carga w y el factor de losa $F.L.$ es el mismo en todos los tableros.

Este procedimiento resulta un poco más complejo cuando la geometría de los tableros es diferente, así como la magnitud de las cargas que gravitan sobre la losa, pero en general el procedimiento y el concepto es el mismo para todos los casos.

En la parte inferior del modelo tenemos lo que es propiamente el Análisis de la Viga, dicho análisis se realizó por medio del Método de Cross, para lo cual, a continuación mostramos el significado y la forma de obtener cada término empleado.

T.D., T.I. = Nos indica Trabe Derecha y Trabe Izquierda, las cuales son los extremos de la Viga.

F_d = Factor de Distribución, el cual, es igual a la rigidez del elemento, dividida por la suma de las rigideces de todos los elementos que concurren al nudo, esta se determina con la siguiente fórmula:

$$F_d = \frac{K_i}{\sum K_i}$$

Donde para determinar la rigidez (K_i) del elemento en cuestión se utilizan las fórmulas mostradas en el Capítulo 3, hoja No. 112, y el cual depende de la condición de continuidad del elemento que se analice.

Así tenemos que para el caso del nudo ubicado sobre el Eje K_1 , la rigidez de la trabe izquierda (T.I.) es:

$$K = \frac{3 E.I.}{L}$$

DONDE:

E = MODULO DE ELASTICIDAD = CTE.

I= MOMENTO DE INERCIA DE LA SECCION ANALIZADA, Y PARA ESTE CASO POR SER UNA FRANJA DE LOSA UNITARIA CUYO ESPESOR ES EL MISMO; DICHO VALOR ES CTE.

L= LONGITUD DEL CLARO = 3.25 m.

$$K = \frac{3}{3.25} = 0.92$$

Para la rigidez de la trabe derecha es la siguiente:

$$K = \frac{4 EI}{L}$$

$$EI = \text{CTE}$$
$$L = 3.25$$

$$K = \frac{4}{3.25} = 1.23$$

De este modo tenemos que el factor de distribución de la trabe izquierda ubicada sobre el nudo del Eje K1, es:

$$F_d = \frac{0.92}{0.92 + 1.23} = 0.43$$

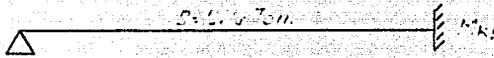
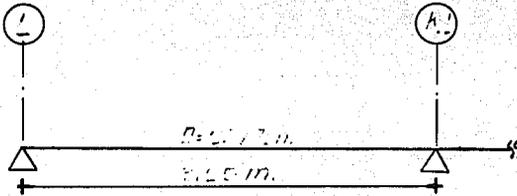
Y para la trabe derecha tenemos:

$$F_d = \frac{1.23}{0.92 + 1.23} = 0.57$$

Siguiendo este mismo procedimiento se determinaron los F.d. de los elementos ubicados en los otros nudos.

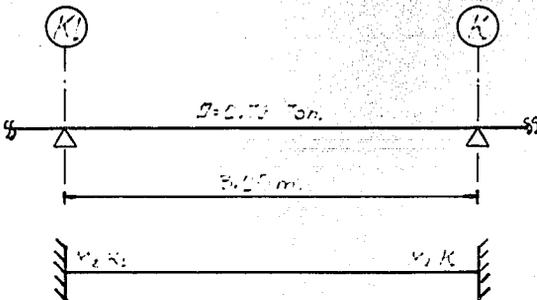
Me = NOS REPRESENTA EL MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO, EL CUAL SE ORIGINA EN LOS EXTREMOS DE LAS VIGAS POR LA ACCION DE LA CARGA QUE GRAVITA SOBRE ESTA, EL CUAL SE CALCULO DE LA SIGUIENTE FORMA:

- Para el caso de la viga ubicada entre los ejes L y K1, se nos presenta el siguiente caso.



$$M_{K1} = \frac{W L^2}{8} = \frac{0.76 \times 3.25^2}{8} = 1.02 \text{ T}\cdot\text{m}$$

- Para el caso de la viga ubicada entre los ejes K1 y K, se nos presenta el siguiente caso.

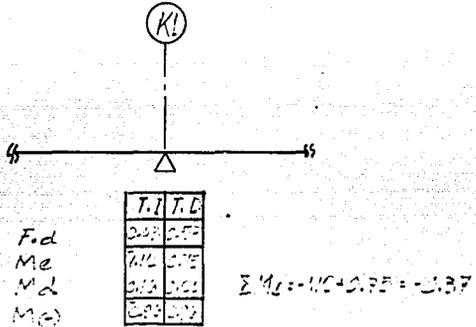


$$M_{2K1} = M_{2K} = \frac{W L^2}{12} = \frac{0.76 \times 3.25^2}{12} = 0.75 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Siguiendo el mismo procedimiento se determinaron los momentos de empotramiento en los otros nudos.

M.d.: NOS INDICA EL MOMENTO DE DESEQUILIBRIO, EL CUAL SE DETERMINA DE LA SIGUIENTE MANERA, TOMAREMOS COMO EJEMPLO EL CASO DEL EJE K1.

a) Primero realizamos una suma algebraica de los momentos de empotramiento pertenecientes a los elementos que concurren al nudo.



b) El resultado de la suma algebraica, se multiplica por el factor de distribución de cada uno de los elementos que concurren al nudo, el cual se obtiene con la siguiente fórmula:

$$M.D. = -F.d. \cdot \Sigma M_e$$

- Asi tenemos para la trabe izquierda, el momento de desequilibrio es:

$$M.D. = -0.43 \times -0.37 = 0.16 \text{ T-m}$$

- Para el caso de la trabe derecha tenemos:

$$M.D. = -0.57 \times -0.37 = 0.21 \text{ T-m}$$

De este mismo modo se determinaron los momentos de desequilibrio en los otros nudos.

$\Sigma M=M(-)$: NOS REPRESENTA EL MOMENTO NEGATIVO QUE SE GENERA EN EL NUDO, DICHO MOMENTO SE OBTIENE DE LA SUMA ALGEBRAICA, DEL MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO (M_e), MAS EL MOMENTO DE DESEQUILIBRIO.

$$M(-)=M_e+M_D$$

Para el nudo del Eje K1, tenemos:

- Para la Trabe Izquierda:

$$M(-)=-1.12+0.16=0.96 \text{ T-m}$$

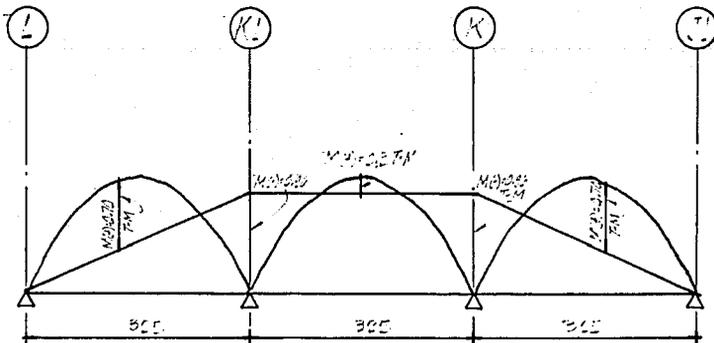
- Para la Trabe derecha:

$$M(-)=0.75+0.21=0.96 \text{ T-m}$$

Al final del análisis tenemos el momento positivo ($M+$) el cual se genera al centro del claro. El cual se determina de la diferencia del momento isostático menos el momento negativo $M(-)$, esto es:

$$M(+)=M_i-M(-)$$

Graficamente tenemos lo siguiente:



El momento isostático lo calculamos considerando la viga simplemente apoyada en todos los claros, utilizando la siguiente fórmula:

$$M_i = \frac{wL}{8} = \frac{2.76 \times 3.25}{8} = 1.12 \text{ Ton-m}$$

Dicho momento es lo que se tiene al centro del claro y los momentos negativos indicados en los nudos, son los correctivos, y los momentos positivos serán la diferencia entre ambos, como se indica en la figura.

En la figura mostrada anteriormente, se muestran las magnitudes de los $M(+)$, los cuales son medidos gráficamente, en los diagramas. Dichos diagramas fueron hechos a escala, aunque la magnitud del $M(+)$ puede calcularse analíticamente.

Con esto termina lo que respecta al análisis, a continuación, realizaremos el dimensionamiento de la franja de losa analizada.

Las normas para el diseño de estructuras de concreto, marca en su Capítulo 4, Sección 4.3.2, "En el diseño de losas que trabajan en una dirección, son aplicables las disposiciones para vigas de 4.1.1., donde se marca los siguientes conceptos generales:

- El claro se contará a partir del centro del apoyo siempre que el ancho de éste no sea mayor que el peralte efectivo de la viga. En caso contrario el claro se contará a partir de la sección que se halla a medio peralte efectivo del paño interior del apoyo.

- En el dimensionamiento de vigas continuas monolíticas con sus apoyos puede usarse el momento en el paño del apoyo.

- Para calcular momentos flexionantes en vigas que soporten losas de tableros rectangulares, se puede tomar la carga tributaria de la losa como si estuviera uniformemente repartida a lo largo de la viga.

De hecho el dimensionamiento de la losa lo haremos como si se tratara de una viga.

Los constantes de dimensionamiento son las siguientes:

$$f'_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$f^*_c = 0.8 f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^{**}_c = 0.85 f^*_c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

ESPESOR DE LA LOSA = 12 cm.

$$\text{PERALTE EFECTIVO } d = 12 - 2 = 10 \text{ cm (para } M(+))$$

$$d = 12 - 2 - 2 = 8 \text{ cm (para } M(-))$$

$$M \text{ máx. (+)} = 0.64 \text{ T-m} \quad M(+)\text{u} = 1.4 \times 0.64 = 0.89 \text{ T-m}$$

$$M \text{ máx. (-)} = 0.96 \text{ T-m} \quad M(-)\text{u} = 1.4 \times 0.96 = 1.34 \text{ T-m}$$

$$P \text{ máx.} = P_b = \frac{f''c}{f_y} * \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{170}{4200} * \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0190$$

- Revisión por flexión del peralte.
Se debe cumplir que $P < P \text{ máx.}$

Para esta revisión se tomará el mayor momento que se nos presenta en la viga, el cual es el $M(-)$, en el apoyo del eje K1 e I1.

$$M(-)\text{u} = 1.34 \text{ Ton-m}$$

Para realizar esta revisión se debe cumplir que:

$$P < P \text{ máx.}$$

$$P = 0.04048 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{Mu \times 10^5}{7650 d^2}} \right] = 0.04048 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{1.34 \times 10^5}{7650 \times 8^2}} \right] = 0.00598$$

$$P = 0.00598 < P \text{ máx.} = 0.0190 \checkmark \text{ BIEN}$$

EL PERALTE SE ACEPTA POR FLEXION.

- Revisión por fuerza cortante del peralte.

$$Vu = \frac{2.76 \times 1.4}{2} = 1.93 \text{ Ton.}$$

RESISTENCIA DEL CONCRETO

$$VCR = 0.5 FR bd \quad f''c = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 8 \times 200 = 4.53 \text{ Ton.}$$

$$VCR = 4.53 \text{ Ton} > Vu = 1.93 \text{ Ton.}$$

EL PERALTE SE ACEPTA POR FUERZA CORTANTE.

- Dimensionamiento para el momento negativo $M(-) = 1.34 \text{ T-m}$

a) Cálculo del momento resistente negativo $M(-)$

$$MR = FRbd^2 f''c q (1-0.5 q)$$

$$P = 0.00598$$

$$q = \frac{P f_y}{f''c} = \frac{0.00598 \times 4200}{170} = 0.1477$$

$$MR = 0.9 \times 100 \times 8^2 \times 170 \times q (1-0.5 q) = 134,011.60 \text{ Kg-cm}$$

$$MR = 1.34 \text{ Ton-m}$$

$$MR = Mu (-)$$

b) Cálculo del Area de Acero.

$$As (-) = Pbd = 0.00598 \times 100 \times 8 = 4.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armado con varillas No. 3 } As = 0.71 \text{ cm}^2$$

c) Cálculo de la separación del acero: Si armamos con varillas No. 3 $As = 0.71 \text{ cm}^2$

$$\text{No. Varillas} = \frac{4.78}{0.71} = 6.73$$

$$\text{Sep} = \frac{100}{6.73} = 14.85 \approx 15 \text{ cm.}$$

Dejaremos varillas No. 3, \emptyset 15, en el lecho superior de los apoyos, para tomar el M(-).

- Dimensionamiento para el momento positivo M(+) = 0.89 T-m

a) Cálculo de la cuantía de acero.

$$P = 0.04048 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{0.89 \times 10^5}{7650 \times 10^2}} \right] = 0.002428$$

Las Normas Técnicas complementarias para el diseño y construcción marcaa en su Capítulo 2, (El cual trata sobre la revisión de los estados límite), en su sección 2.1.2 Inciso "a": "Que el área mínima de refuerzo de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse con la siguiente expresión aproximada":

$$As \text{ min} = \frac{0.7}{F_y} F'_c \quad bd$$

DONDE:

$$\frac{0.7}{F_y} F'_c = P \text{ (Porcentaje de acero mínimo)}$$

b = ANCHO DE LA SECCION

d = PERALTE EFECTIVO DE LA SECCION

Para este caso tenemos:

$$P_{\min} = \frac{0.7 \cdot 250}{4200} = 0.002635$$

$$P_{\min} > P = 0.002428$$

Normas. Dimensionaremos con el porcentaje mínimo marcado por las

b) Cálculo del momento resistente positivo.

$$P = 0.002635$$

$$q = \frac{0.002635 \times 4200}{170} = 0.065106$$

$$MR = 0.9 \times 100 \times 10^2 \times 170 \times q (1-0.5q) = 96369.09 \text{ Kg/cm}$$
$$MR = 0.96 \text{ Ton/m}$$

$$MR > Mu = 0.89 \text{ T/m}$$

c) Cálculo del área de acero

$$As = Pbd = 0.002635 \times 100 \times 10 = 2.63 \text{ cm.}$$

d) Cálculo de la separación: $As = 0.71$ Varillas No. 3

$$\text{No. Vars.} = \frac{2.63}{0.71} = 3.71$$

$$SEP = \frac{100}{3.71} = 26.9 \text{ cm}$$
$$= 25.0 \text{ cm}$$

Colocaremos varillas No. 3 @ 25 cm.

Hasta aquí comprende lo relacionado al análisis y diseño de la franja de losa "A" del nivel 3 y en rigor el mismo procedimiento se debería de realizar para dimensionar la franja de losa "B", (ambas figuras se muestran en la fig. 4.2). Pero como vimos anteriormente, por la geometría de los tableros, la carga únicamente se distribuye en la dirección corta de

la losa, la cual corresponde a la franja de losa "A" y para el caso de la franja "B", el porcentaje de carga en esa dirección es mínima por lo tanto puede considerarse igual a cero.

Pero por otro lado, aunque la carga y por lo tanto la flexión para la franja de losa "B" sea mínima, como se mostró en el dimensionamiento realizado anteriormente, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (en adelante al referirnos a estas lo haremos como NTC-86), marca que se debe de colocar una área de acero mínimo por flexión.

Debido a esto para la franja de losa "B" la armaremos con el área de acero mínimo, tanto para el refuerzo en los apoyos M(-), como para el refuerzo en el centro del claro M(+). La indicación de dicho armado se muestra en la fig. 4.3

Cabe hacer la aclaración que en las mismas normas citadas anteriormente (NTC-86), en el Capítulo correspondiente a "Requisitos Complementarios" Capítulo 3, Sección 3.10, concerniente al refuerzo por cambios volumétricos, indica lo siguiente:

En toda dirección en que la dimensión de un elemento estructural sea mayor que 1.5 m., el área de refuerzo que se suministrará no será menor que:

$$A_s = \frac{660 \times 1}{f_y(X_1 + 100)}$$

DONDE:

A_s = Área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza (cm^2/cm).
El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y a X_1

X_1 = Dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (CM).

Si X_1 no excede de 15 cm., el refuerzo puede colocarse en una sola capa. Si X_1 es mayor de 15 cm., el refuerzo se colocará en dos capas próximas a las caras del elemento.

En elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie o en contacto con el terreno, el refuerzo no será menor de 1.5 a_s .

Por sencillez, en vez de emplear la fórmula anterior puede suminis-

trarse un refuerzo mínimo de 0.2 por ciento en elementos estructurales protegidos de la intemperie y 0.3 por ciento en los expuestos a ella, o que estén en contacto con el terreno.

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no exceda de 50 cm. ni de 3.5 X. .

Para nuestro caso y tomando en cuenta la segunda consideración marcada en este inciso, el porcentaje de acero por cambios volumétricos es $P=0.002$, el cual es menor que el porcentaje mínimo por flexión ---
 $P_{\min} = 0.002635$.

En el dimensionamiento hecho anteriormente, tomamos como válido el porcentaje mínimo, porque es conservador hacerlo y porque las Normas, así lo marcan. En general se debe de hacer una comparación entre los tres porcentajes mencionados (porcentaje requerido por el μ , porcentaje mínimo por flexión y porcentaje por cambios volumétricos) anteriormente, y determinar el área de acero requerido con el mayor de los tres porcentajes.

Este ejemplo lo terminamos, indicando el armado de la losa de tercer nivel (azotea), el cual se muestra en la fig. 4.3. La simbología utilizada en dicha figura se explica en el plano EC-06, el cual corresponde a la representación simbólica de los cálculos realizados para el dimensionamiento.

En el mismo planos, se muestran cortes y detalles referentes a la aclaración de la colocación del armado de la losa y de los elementos de concreto diversos como son; pretilas y faldones.

4.2.3 ANALISIS Y DISEÑO DE LOSA DE SEGUNDO NIVEL.

Siguiendo el mismo procedimiento dimensionaremos la losa del -segundo nivel. En la fig. 4.4 mostramos la estructuración de dicho nivel, en la misma fig., también mostramos las franjas que analizaremos tomándolas como representativas de todas las condiciones de apoyo que se nos presenta en dicho nivel.

En este caso las franjas que analizaremos las representaremos en la figura 4.4, como cortes en la losa, distinguiéndolas con letras.

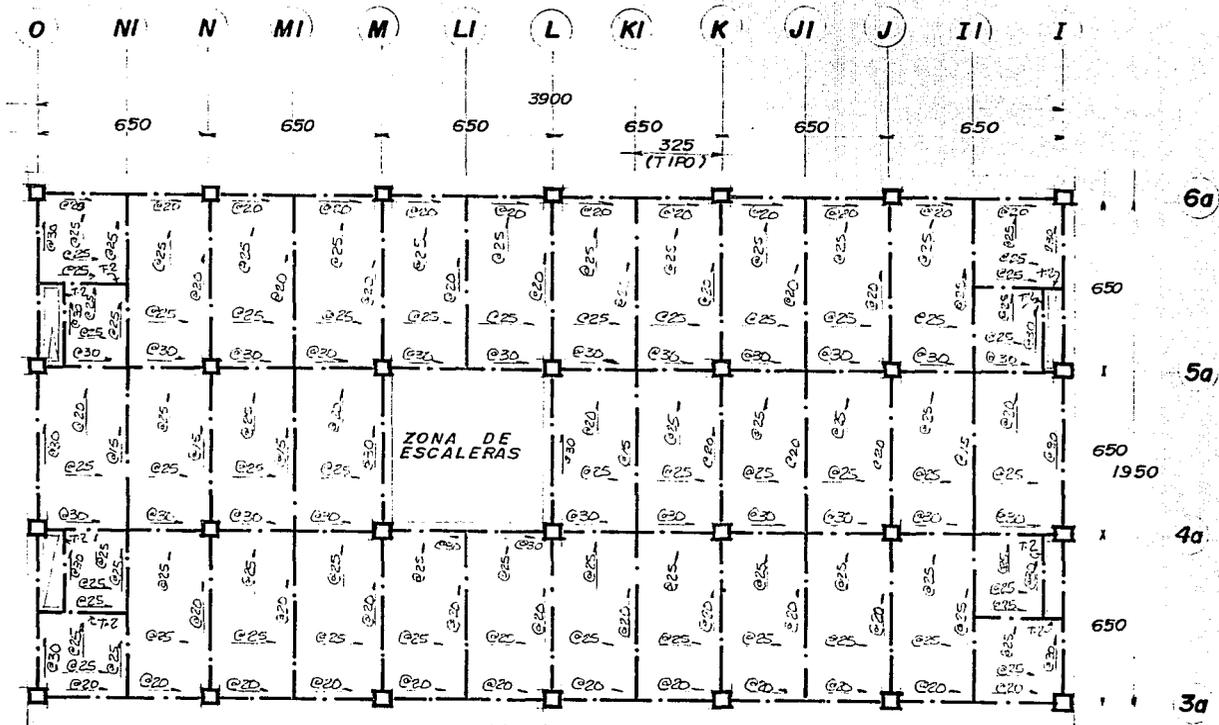


FIG. 4.3 ARMADO PLANTA AZOTEA

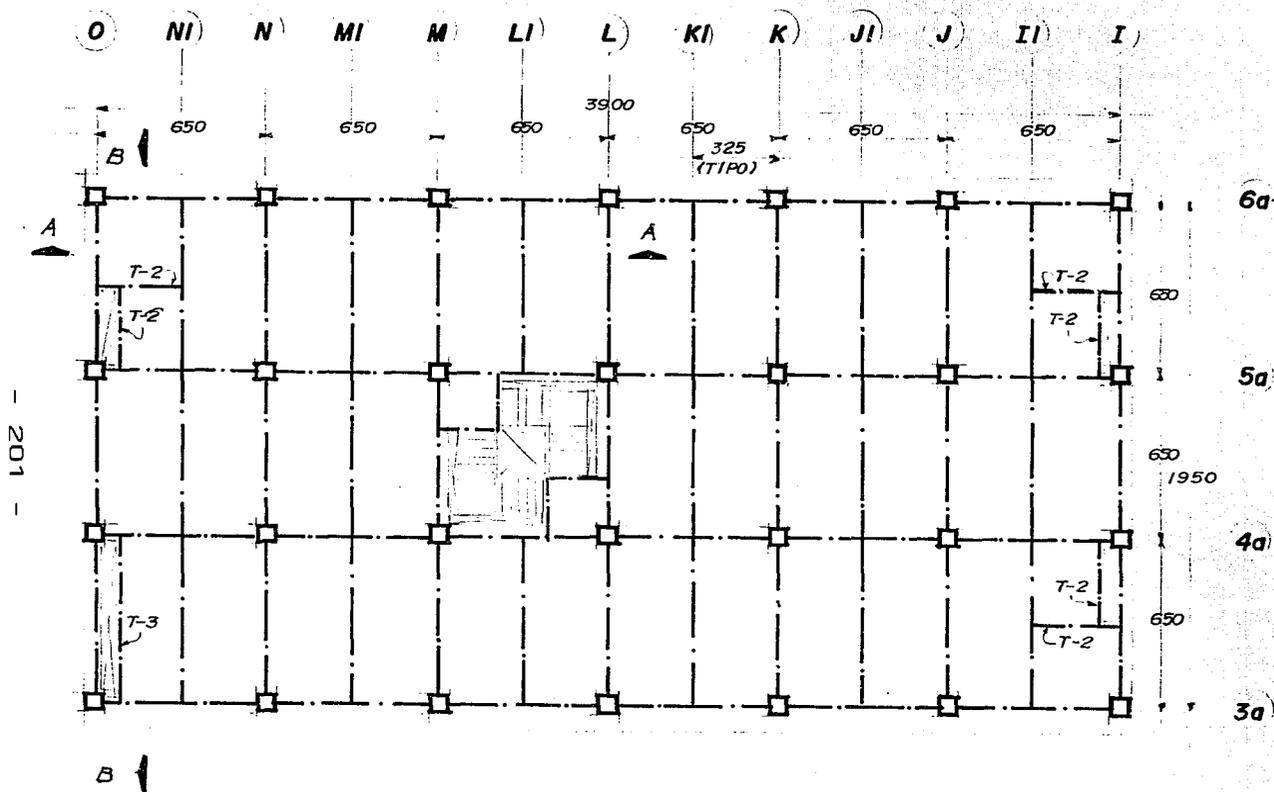
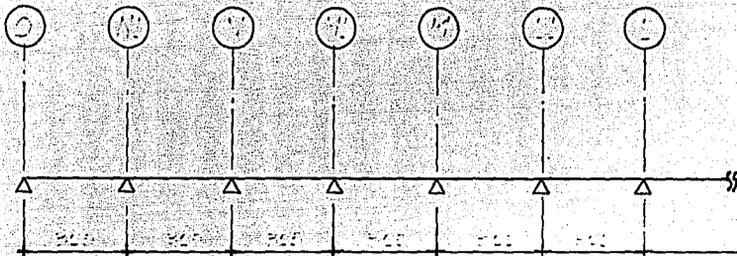


FIG. 4.4 LOSA DEL NIVEL 2

ANALISIS DE LA FRANJA DE LOSA A-A. losa 2^a NIVEL



Determinación del factor de distribución de losa del tablero ubicado entre los ejes O y N1. Dicho tablero cae dentro del caso b, el cual corresponde a un tablero con dos lados adyacentes empotrados o continuos.

$$X_x = \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{325^4}{325^4 + 325^4} = 0.50$$

$$L_y = 325$$

$$L_x = 325$$

Determinación del factor de distribución de losa del tablero ubicado entre los ejes N1 y N, dicho tablero cae dentro del caso "f", y corresponde a un tablero empotrado en tres lados.

$$X_x = \frac{2L_y^4}{L_x^4 + 2L_y^4} = \frac{2(650)^4}{(325)^4 + 2 \cdot (650)^4} = 0.97 = 1.0$$

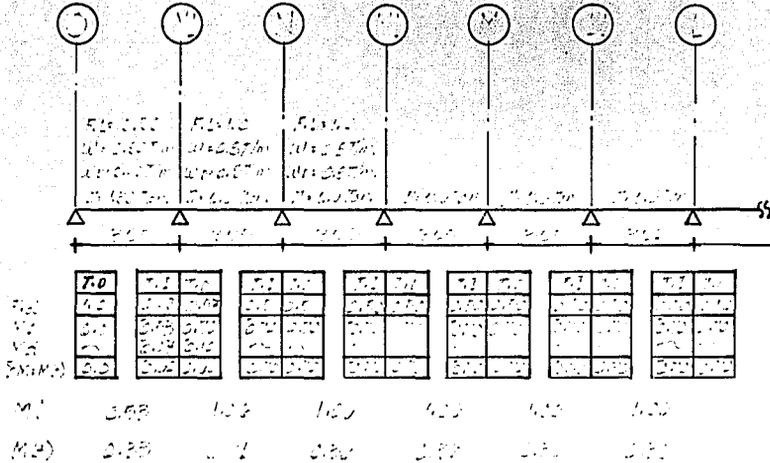
$$L_y = 650$$

$$L_x = 325$$

Podemos observar que el caso del tablero ubicado entre los ejes N1 y N, es el mismo para los tableros restantes de la franja de losa analizada, por lo tanto deducimos que el factor de distribución de losa es el mismo.

La magnitud de carga muerta + carga viva máxima que gravita sobre la losa del segundo nivel es $w=0.80 \text{ Ton/m}^2$

De esta manera el análisis de la franja de losa A-A queda de la siguiente manera:



En este ejemplo los momentos positivos fueron determinados de una manera analítica, de la siguiente manera:

$M(+)$, entre los ejes O y N1, para este caso suponemos que el mayor $M(+)$, se presenta a un tercio del claro.

$$M(+)=M_i - \frac{M(-)}{3} = 0.53 - \frac{0.60}{3} = 0.33 \text{ T-m}$$

$M(+)$, entre los ejes N1 y N, es este caso suponemos que el mayor $M(+)$, se presenta en el centro del claro.

$$M(+)=M_i - \frac{M(-)}{2} = 1.06 - \frac{0.6+0.7}{2} = 0.41 \text{ T-m}$$

M(+), entre los ejes N y M1, también para este caso el mayor - M(+), se presenta en el centro del claro.

$$M(+)= M_1-M(-)= 1.06 - 0.70 = 0.36 \text{ T-m}$$

De este modo tenemos que el M(-) máximo es igual a 0.70 T-m, el momento positivo máximo es igual a 0.41 T-m y los momentos últimos son los siguiente:

$$M_u(-)= 1.4 M(-) = 1.4 (0.70) = 0.98 \text{ T-m}$$

$$M_u(+)= 1.4 M(+)= 1.4 (0.41) = 0.57 \text{ T-m}$$

Utilizamos un factor de carga igual a 1.4, debido a que la combinación de carga que utilizamos es carga muerta + carga viva máxima.

A continuación dimensionaremos la franja de losa para el momento negativo, es decir determinaremos el acero requerido en el lecho superior de la losa en los apoyos.

$$M_u(-)= 0.98 \text{ T m}$$

$$P = \frac{f'c}{fy} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{FRbd^2 f'c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.98 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 8^2 \times 170}} \right] = 0.004277$$

P = 0.004277 (Porcentaje requerido por el momento flexionante que se presenta).

$$P \text{ mín. } \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} = 0.002635$$

Porcentaje por cambios volumétricos P= 0.002

Rige el porcentaje por el momento flexionante, el área de acero requerido es:

$$A_s = Pbd = 0.004277 \times 100 \times 8 = 3.42 \text{ cm}^2$$

Armando con varillas $\phi^{3/8}$ " $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$

$$\text{No. varillas} = \frac{3.42}{0.71} = 4.81 \text{ Vars.}$$

$$SEP = \frac{100}{4.81} 20.75 \leq e \quad 20 \text{ cm.}$$

Para el M(+) Tenemos:

$$Mu(+) = 0.57 \text{ T-m}$$

$$P = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.57 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 10^3 \times 170}} \right]$$

$$P = 0.001537$$

$$P \text{ mín} = 0.002635$$

Porcentaje por cambios volumétricos: 0.002

$$\text{Rige } P \text{ mín} = 0.002635$$

$$As = Pbd = 0.002635 \times 100 \times 10 = 2.63 \text{ cm}^2$$

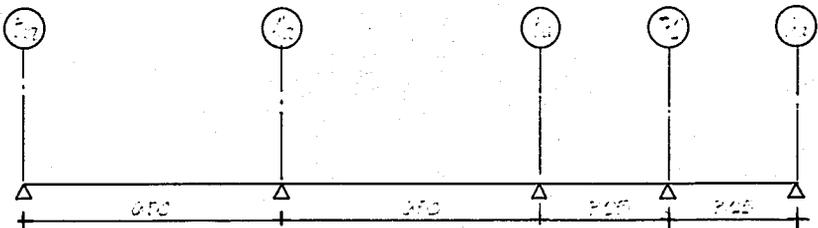
$$\text{Armando con Vars. No. 3. } As = 0.71 \text{ cm}^2$$

$$Sep = 26.9 \text{ cm.}$$

Colocaremos varillas No. 3 @ 25 cm.

De esta manera determinamos el área de acero requerida para la franja de losa A-A.

ANÁLISIS DE LA FRANJA DE LOSA B-B. 2º NIVEL.



DETERMINACION DEL FACTOR DE DISTRIBUCION DE LOSA DEL TABLERO UBICADO ENTRE LOS EJES T-2 Y 6a. CASO "b". Figura 4.1

$$Xx = \frac{Ly^4}{Lx^4 + Ly^4} = 0.5$$

$$Lx = 325$$

$$Ly = 325$$

Determinación del factor de distribución de losa del tablero ubicado entre los ejes 5a y T-2. Caso "F" Figura 4.1

$$Ly = 250$$

$$Lx = 350$$

$$Xx = \frac{2Ly^4}{Lx^4 + 2Ly^4} = \frac{2(250)^4}{(350)^4 + 2(250)^4} = 0.34$$

$$Yy = 1.0 - 0.34 = 0.66$$

Determinación del factor de distribución de losa del tablero ubicado entre los ejes 4a y 5a. Caso "f". Figura 4.1

$$Ly = 325$$

$$Lx = 650$$

$$Xx = \frac{2Ly^4}{Lx^4 + 2Ly^4} = \frac{2 \times 325^4}{650^4 + (2 \times 325^4)} = 0.11$$

$$Yy = 1.0 - 0.11 = 0.89$$

Determinación del factor de distribución de losa del Tablero -- ubicado entre los ejes 3a y 4a. Caso "b". Figura 4.1

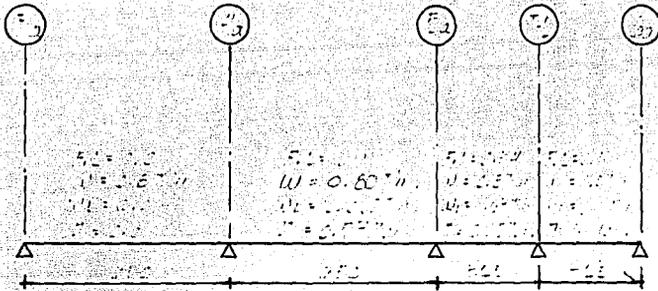
$$Ly = 650$$

$$Lx = 250$$

$$Xx = \frac{Ly^4}{Lx^4 + Ly^4} = \frac{650^4}{250^4 + 650^4} = 0.97 \approx 1.0$$

$$Yy = 1.0 - 0.97 \approx 0.0$$

De este modo el análisis de la franja de losa B-B queda de la siguiente forma:



F_1	F_2
1.5	1.5
0.9	0.9
0.9	0.9
0.9	0.9

F_1	F_2
0.9	0.9
0.9	0.9
0.9	0.9
0.9	0.9

F_1	F_2
0.9	0.9
0.9	0.9
0.9	0.9
0.9	0.9

F_1	F_2
0.9	0.9
0.9	0.9
0.9	0.9
0.9	0.9

F_1	F_2
0.9	0.9
0.9	0.9
0.9	0.9
0.9	0.9

$$M_1 = 0.0$$

$$0.43$$

$$0.43$$

$$0.43$$

$$M_2 = 0.0$$

$$0.43$$

$$0.43$$

$$0.43$$

Así tenemos que el $M(-)$ máximo es igual a 0.41 T-m y el $M(+)$ máximo es igual a 0.39 T-m, los momentos últimos serán:

$$M(-)u = 1.4 M(-) = 1.4 (0.41) = 0.57 \text{ T-m}$$

$$M(+)u = 1.4 M(+) = 1.4 (0.39) = 0.43 \text{ T-m}$$

Dimensionamiento de la franja de losa "B" para el momento negativo:

$$M(-)u = 0.57 \text{ T-m}$$

$$P = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.57 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 8^2 \times 170}} \right] = 0.002429$$

$$P \text{ min} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} = 0.0026$$

Porcentaje por cambios volumétricos = 0.002

Como vemos rige el porcentaje mínimo = 0.0026

$As = Pbd = 0.0026 \times 100 \times 8 = 2.108 \text{ cm}^2$
Armado con varillas No. 3. $As = 0.71 \text{ cm}^2$

No. vars. = $\frac{2.11}{0.71} = 2.97$

SEP = $\frac{100}{2.97} = 33.67 \text{ cm} \approx e = 25 \text{ cm.}$

En las losas de concreto macizas se recomienda colocar armados con separaciones no mayores de 25 cm., espesores de losa no menores de 10 cm. y armar con varillas del No. 3 como mínimo.

Para el M(+) tenemos

$M(+)_u = 0.43$

Este momento es menor que el M(-)_u, siguiendo el mismo procedimiento deducimos que el porcentaje de acero que rige es el mínimo, y aplicando la recomendación citada anteriormente la separación que dejaremos serán varillas No.3, a cada 25 cm.

Procediendo de este mismo modo se pueden analizar y dimensionar todas las condiciones de apoyo que tengamos o se nos presenten en una losa.

El armado final de la losa del nivel 2, lo presentamos en la figura 4.5, en la cual la nomenclatura utilizada es la siguiente:

a) Las separaciones indicadas sobre los ejes (muro o trabe) corresponden a varillas que se colocaran en el lecho superior, a una longitud igual a $L/4$ del claro a cada lado de los ejes.

b) Las separaciones indicadas en los centros de los tableros - corresponden a varillas que se colocaran a lo largo y ancho del lecho inferior, como se muestra a continuación:

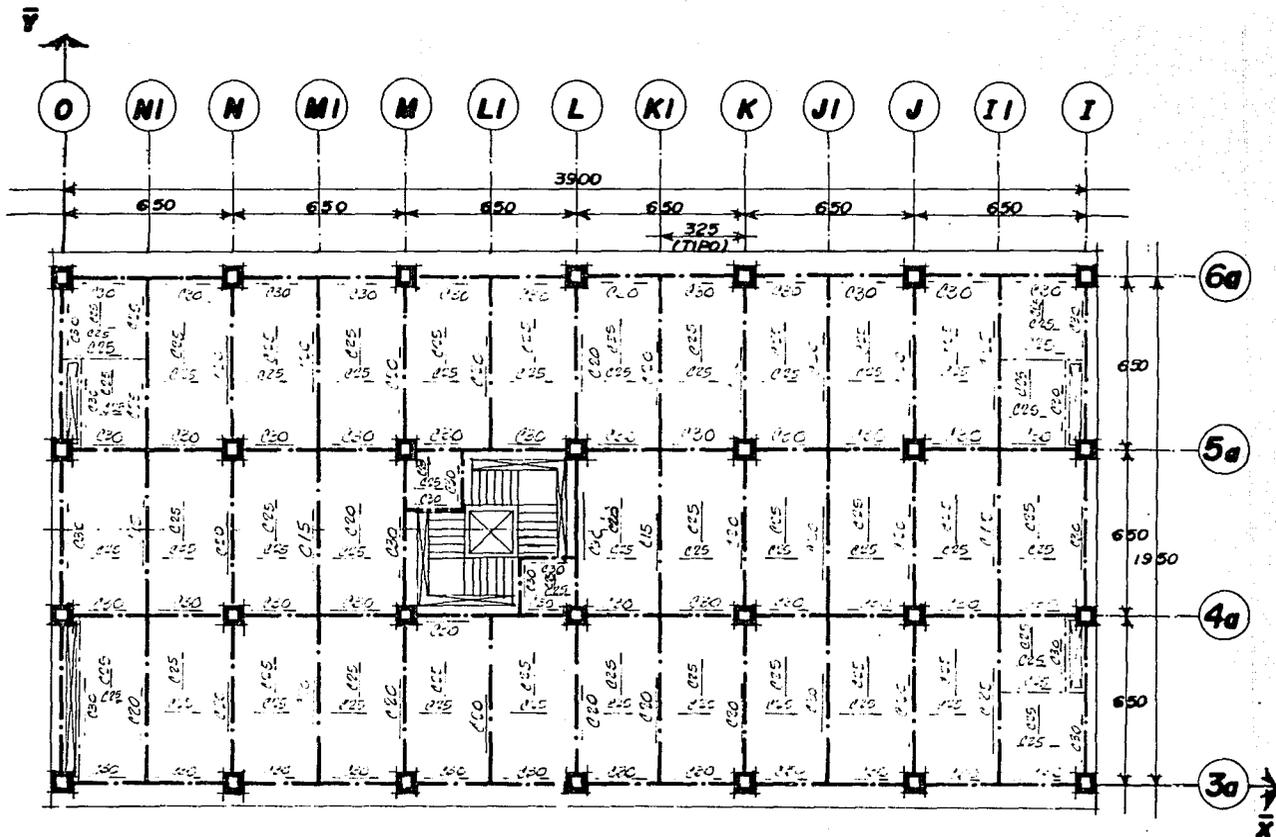
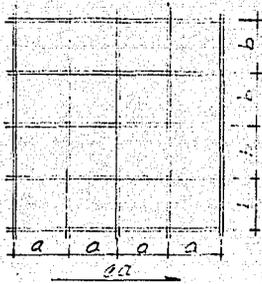


FIG. 4.5 ARMADO DE LOSA DE ENTREPISO NIV. 2



4.2.4 ANALISIS Y DISEÑO DE LOSA DE SEGUNDO NIVEL

Una variante que se nos presenta en esta losa de entepiso consiste en la existencia de áreas con diferentes cargas gravitacionales.

En la figura 4.6 mostramos la localización de las diferentes áreas existentes en el Niv. 1. Así mismo en la Hoja 36 del Capítulo 2.0 se indica las magnitudes de la carga muerta + carga viva máxima, correspondiente a cada una de las áreas existentes en el Nivel 1, dichas magnitudes son las siguientes:

- Zona de Archivo = 840 Kg/m²
- Zona de Boveda = 990 Kg/m²
- Resto de la Planta = 800 Kg/m²

La forma de analizar y diseñar la losa es la misma descrita en los casos anteriores, la única variante, como ya se mencionó, es la diferencia en magnitudes de la carga en cada zona del nivel 1, lo cual se mostrará en los siguientes ejemplos, para tal caso, analizaremos franjas de losas, en las cuales tengamos zonas con diferentes magnitudes de carga.

Las franjas que analizaremos en este nivel se muestran en la misma figura 4.6. El desarrollo de estos ejemplos lo presentamos a ----0- continuación:

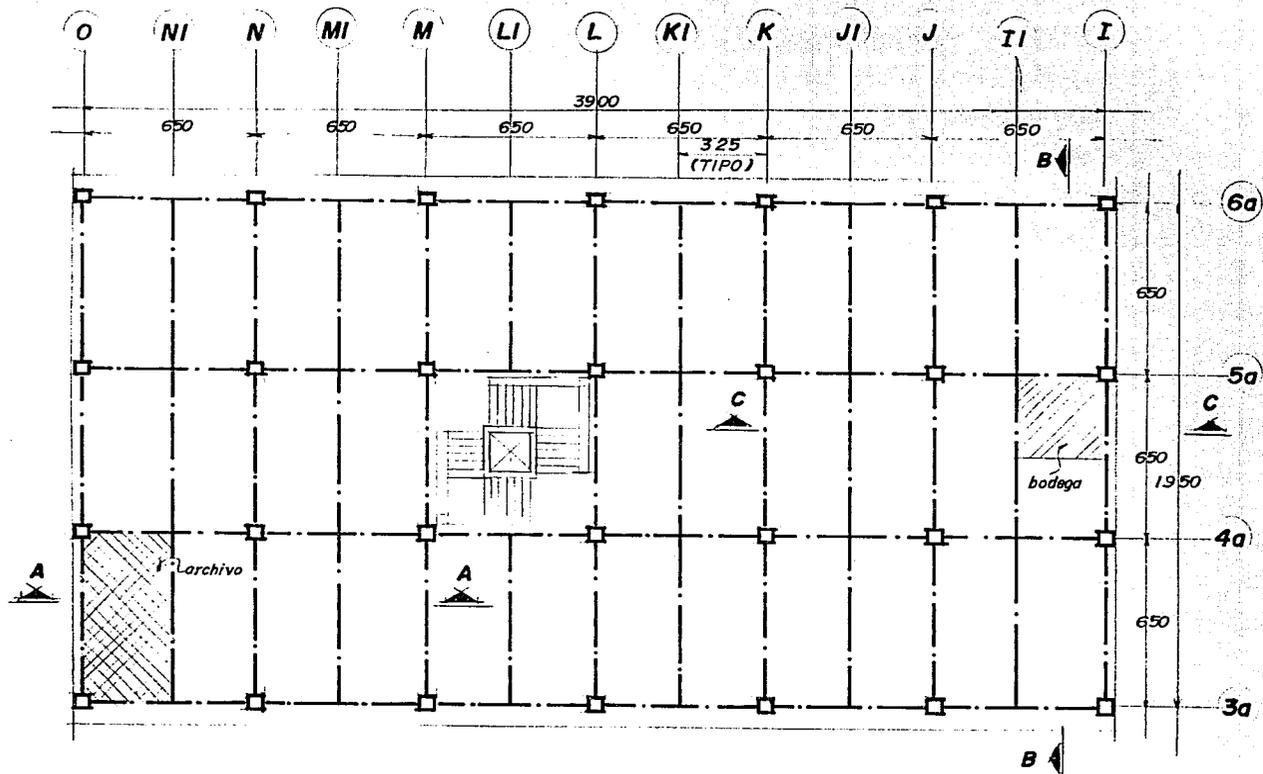
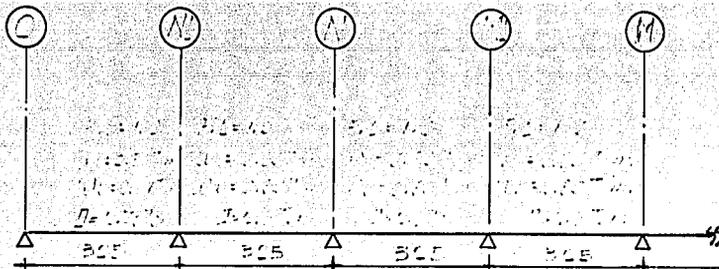


FIG. 4.6 LOCALIZACION DE AREAS EN NIVEL I

ANÁLISIS DE LA FRANJA DE LOSA A-A (NIV. 1)



	T_0	T_1	T_2	T_3	T_4
F_d	1.0	0.9	0.9	0.9	0.9
M_e	0.0	1.0	0.9	0.9	0.9
M_d	-1.0	0.9	0.9	0.9	0.9
$\Sigma M = M(-)$	0.0	0.9	0.9	0.9	0.9
M_i	1.1	1.0	0.9	0.9	0.9
$M(4)$	0.0	0.9	0.9	0.9	0.9

En el ejemplo anterior se observa que la metodología para analizar la franja de la losa es la misma aún cuando la carga que gravita sobre la losa de uno de los tableros sea diferente del resto. El desarrollo del análisis y de la forma de obtener los factores de losa se describieron en los ejemplos anteriores.

DIMENSIONAMIENTO DE LA FRANJA DE LOSA "A" PARA EL M(-)

Como vemos en el modelo analizado en M(-) Máximo es igual a -- 0.93 T-m.

$$M(-)_u = 1.4 \times 0.93 = 1.30 \text{ T-m}$$

El porcentaje de acero requerido es:

$$P = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.30 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 8^2 \times 170}} \right] = 0.005787$$

$$P = 0.005787 > P_{\min} = 0.0026$$

$$A_s = 0.05787 \times 100 \times 8 = 4.63 \text{ cm}^2$$

Armado con varillas #3 $a_s = 0.71$

$$\text{No. varillas} = \frac{4.63}{0.71} = 6.5 \text{ varillas}$$

$$\text{Sep} = \frac{100}{6.5} = 15.3 \approx @ 15 \text{ cm.}$$

En el momento máximo negativo para el cual dimensionaremos, se presenta en el Eje N1 y en los otros ejes se tiene un $M(-)$ igual a 0.7 T-m. A continuación determinaremos el acero requerido para dicho momento.

$$M(-)_u = 1.4 (0.7) = 0.98$$

$$P = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.98 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 8^2 \times 170}} \right] = 0.004277 > P \text{ mín.} = 0.0026$$

$$A_s = 0.004277 \times 100 \times 8 = 3.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. varillas} = \frac{3.42 \text{ cm}^2}{0.71 \text{ cm}^2} = 4.81$$

$$\text{Sep} = \frac{100}{4.82} = 20.75 \approx 20 \text{ cm.}$$

DIMENSIONAMIENTO PARA EL $M(+)$ MÁXIMO IGUAL A 0.80 T-m.

$$M(+)_u = 1.4 \times 0.80 = 1.12 \text{ T-m.}$$

$$P = 0.0030 > P \text{ mín.} = 0.0026$$

$$A_s = P_b d = 0.0030 \times 100 \times 10 = 3.08 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. varillas} = \frac{3.08}{0.71} = 4.33 \text{ varillas}$$

$$\text{Sep} = \frac{100}{4.33} = 23 \approx @ 20 \text{ cm.}$$

Al igual que en el caso del $M(-)$, para el $M(+)$, se presentan dos magnitudes de dicho momento, el $M(+)$ máx., para el cual se dimensionó anteriormente. La otra magnitud del $M(+)$ es igual a 0.36 T-m, a continuación

determinaremos el área de acero requerida para dicho momento.

$$M(+)\ u = -1.4 (0.36) = 0.5040$$

$$P = 0.0013 < P\ \text{mín.} = 0.0026$$

Dimensionaremos con el P mín. = 0.0026

$$A_s = 0.0026 \times 100 \times 10 = 2.63\ \text{cm}^2$$

$$\text{No. varillas} = \frac{2.63}{0.71} = 3.71$$

$$\text{Sep} = \frac{100}{3.71} = 26.94 \approx @\ 25$$

En la figura 4.7 mostramos el armado de la losa del nivel 1, los cuales se determinaron de la forma descrita en los ejemplos anteriores, analizando los diferentes casos que se nos presenten.

En la figura 4.6 mostramos varias franjas de las diferentes condiciones en la losa y solamente tratamos el caso de la franja de losa A-A, la razón de esto es que para el caso de las franjas de losa B-B y --- C-C se sigue el mismo desarrollo y no tiene caso incluir en éste trabajo cálculos repetitivos, además de que consideramos que con los ejemplos descritos se deja en claro la forma de dimensionar las losas.

A continuación presentamos los planos estructurales EC-03, --- EC-04 y EC-05, cuyos Títulos son: ARMADO DE LOSA Y CORTES NIV 1, 2 y 3, Respectivamente.

En dichos planos, presentamos tanto las plantas de cada nivel indicando sus armados, como cortes y detalles aclarativos de dichos arreglos del armado, así como notas aclaratorias del proyecto.

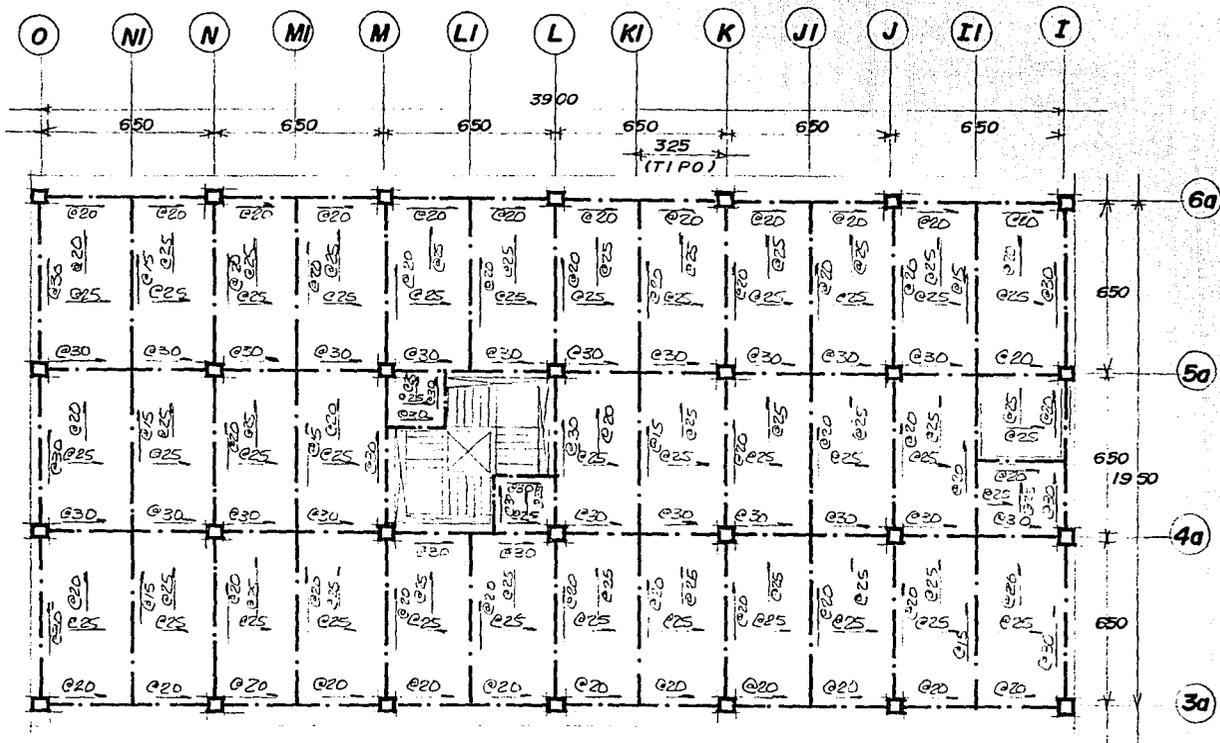
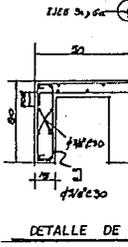
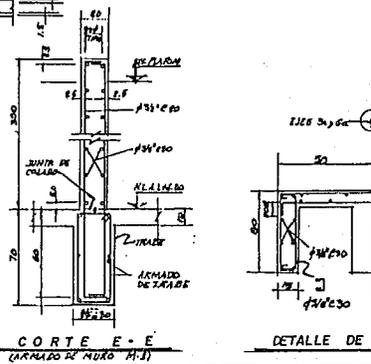
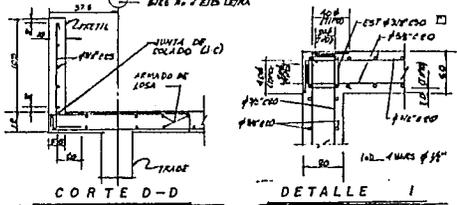
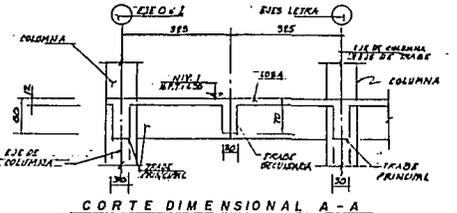
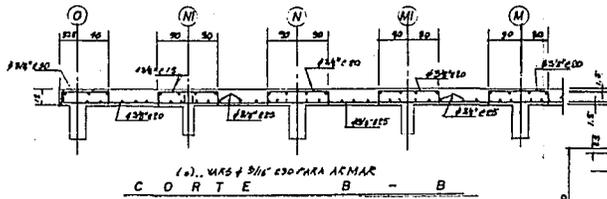
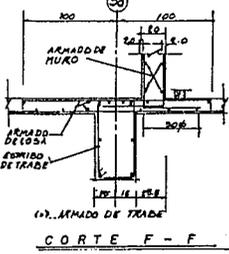
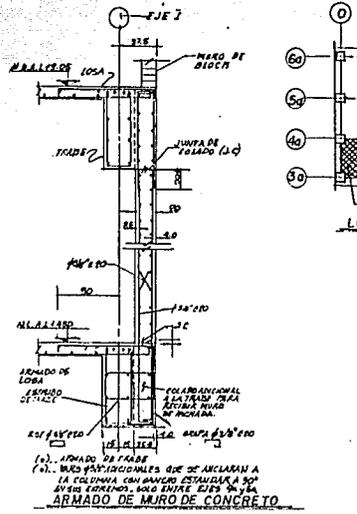
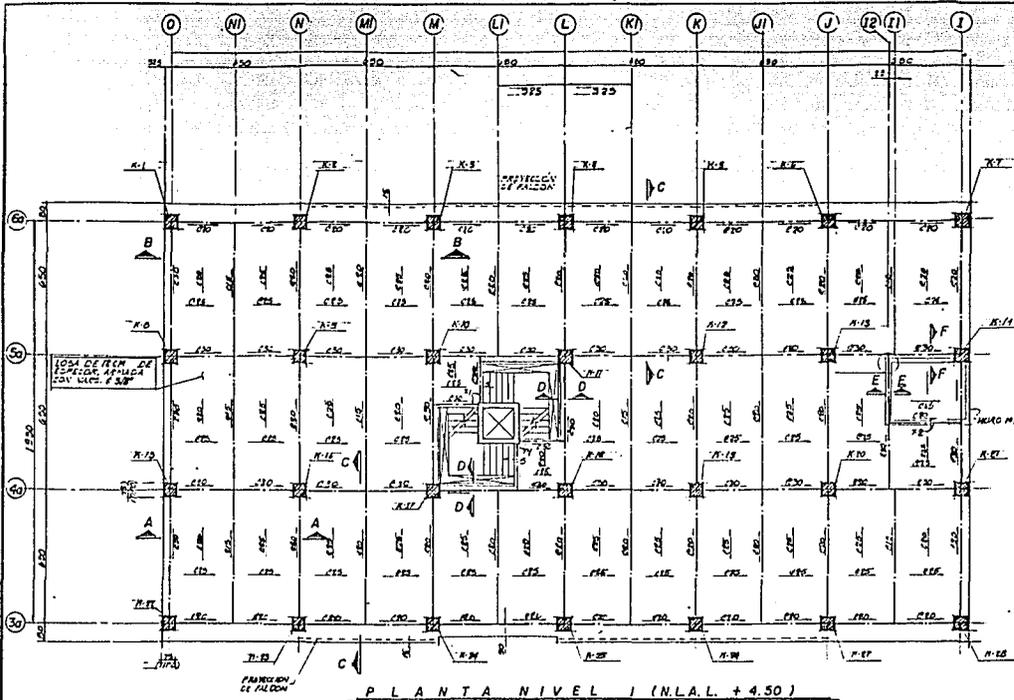
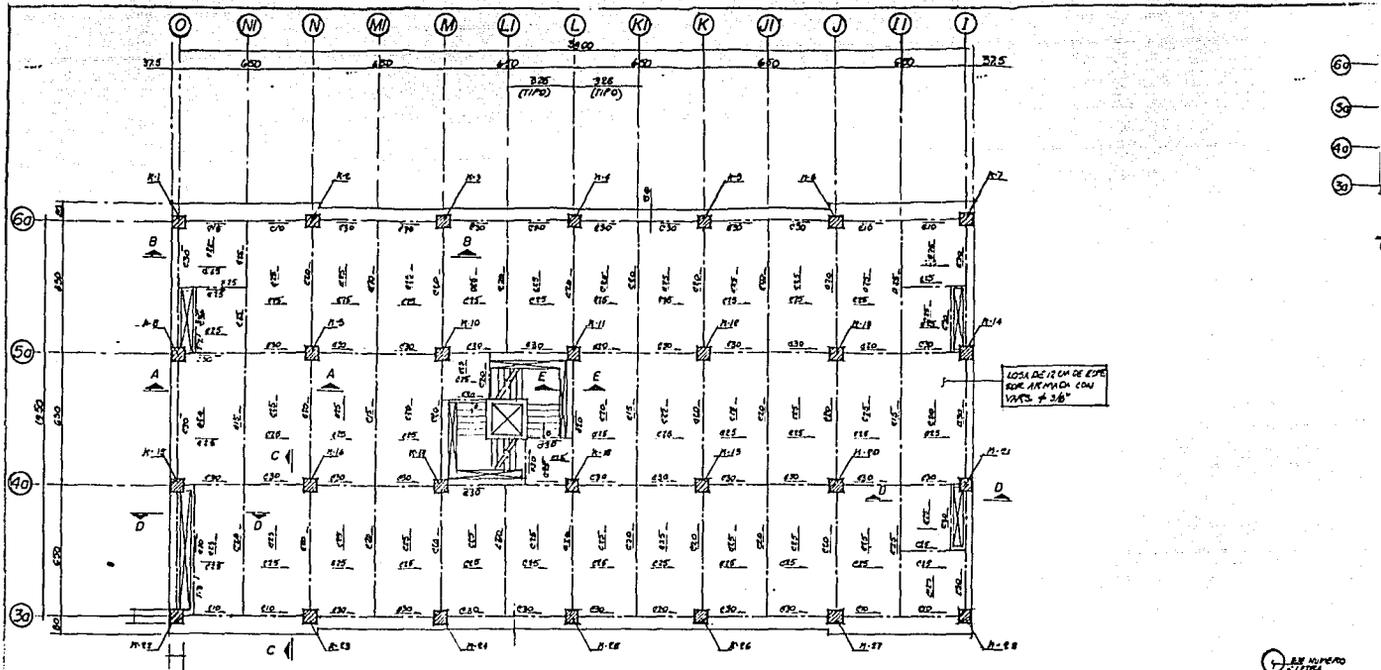
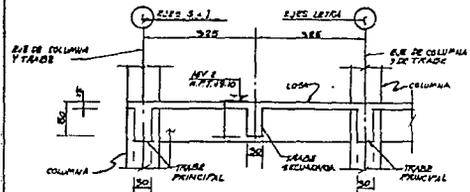


FIG. 4.7 ARMADO DE LA LOSA DE ENTREPISO NIVEL I

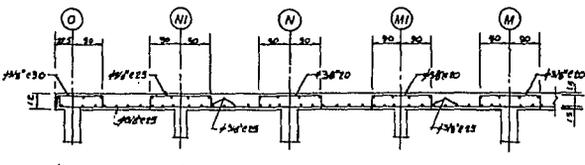




PLANTA NIVEL 2 (NLAL + 9.05)

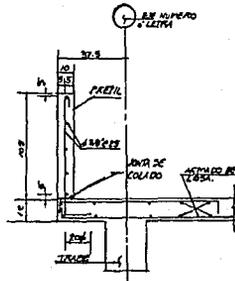


CORTE DIMENSIONAL A - A

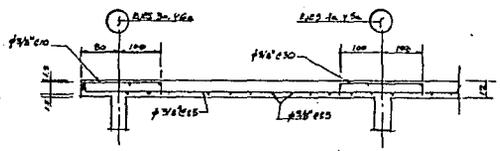


(1)... VANTO # 3/8" Ø 30 PARA ARMAR

CORTE B - B

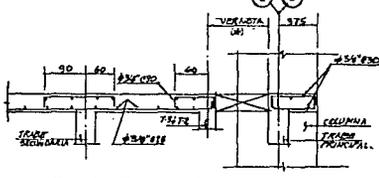


CORTE E - E



(1)... VANTO # 3/8" Ø 30 PARA ARMAR

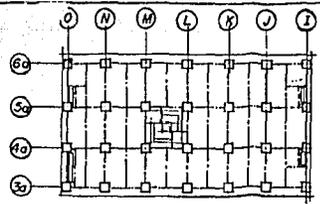
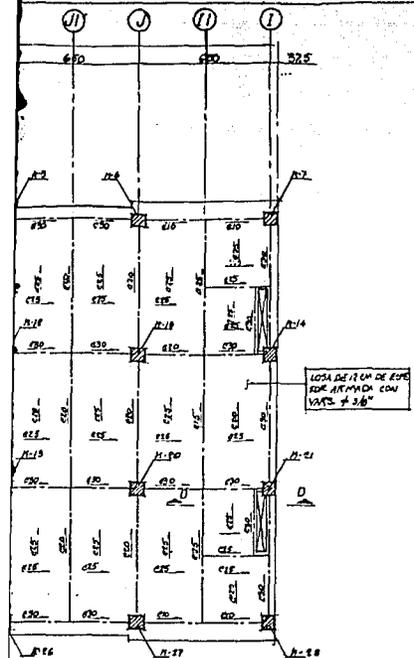
CORTE C - C



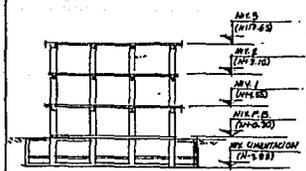
(1)... VANTO # 3/8" Ø 30 PARA ARMAR

CORTE D - D

NOTA (2).
 LAS ARMADURAS DE LOS NUDOS PARA DECIRSE DE AMBOS SENTIDOS A CADA LADO DEBEN SER IDENTICA PERO EN SENTIDO DE DIFERENCIA CON LAS ARMADURAS PRINCIPALES DEBEN DE LA POSICION PARA PODER COMBINAR

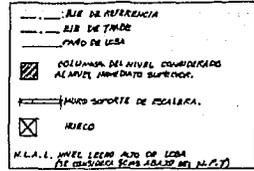


LOCALIZACION DE CARGAS VIVAS
(CARGA VIVA CONSIDERADA 300 KG/M²)



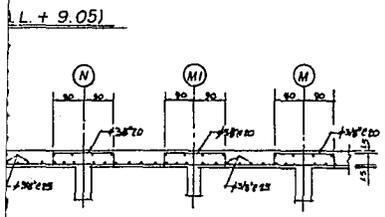
CORTE ESQUEMATICO

SIMBOLOGIA

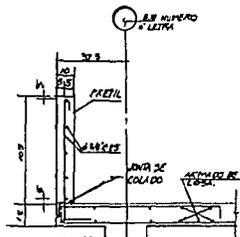


NOTAS GENERALES

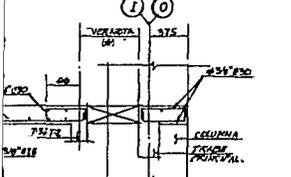
1. VERIFICAR LAS DIMENSIONES CONSTRUCTIVAS DE TUBERIAS, BORNES DE COMPLEMENTOS EN LOS CORRESPONDIENTES AL REAJUSTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL R.F.P.
2. CONCRETO FLETRADO 150/200 CUBIC Y 1500 POND VOLUMETRICOS EN FORMA DEBIDA ENTRE DE 1.5 TON/M³
3. ACERO DE REFUERZO 19 METRO KILGON (UNA RESISTENCIA) SECCION N. O. M. 04-1978.
4. ANTES DE PROCEDER A EJECUTAR ESTE PLANO SE DEBERA VERIFICAR LA COINCIDENCIA DE LAS COTAS Y NIVELES DE ESTE PLANO CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS CORRESPONDIENTES.
5. ESTE PLANO SE COMPLEMENTA CON LOS PLANOS DE EJECUCION.
6. A TODAS LAS LAMAS Y TRAZOS CUYO CLASE SEA DE 40MT O MAYOR SE LES DARA UNA CONTRAFLAJA DE 1/400 DEL CLASE AL CENTRO DEL HENDIDO.
7. COTAS EN CENTIMETROS, ANCHOS EN METROS.



CORTE B - B



CORTE E - E



CORTE D - D

NOTA (R):
LAS DIMENSIONES DE LOS REDES PARA DENTRO DE AMBOS NIVELES DE CIMENTACION SEAN SE PUEDE HACER EN GENERAL DE 100 CM CON LAS PRIMAS DIMENSIONES POSIBLES LA POSICION DE DENTRO PUEDE CAMBIAR



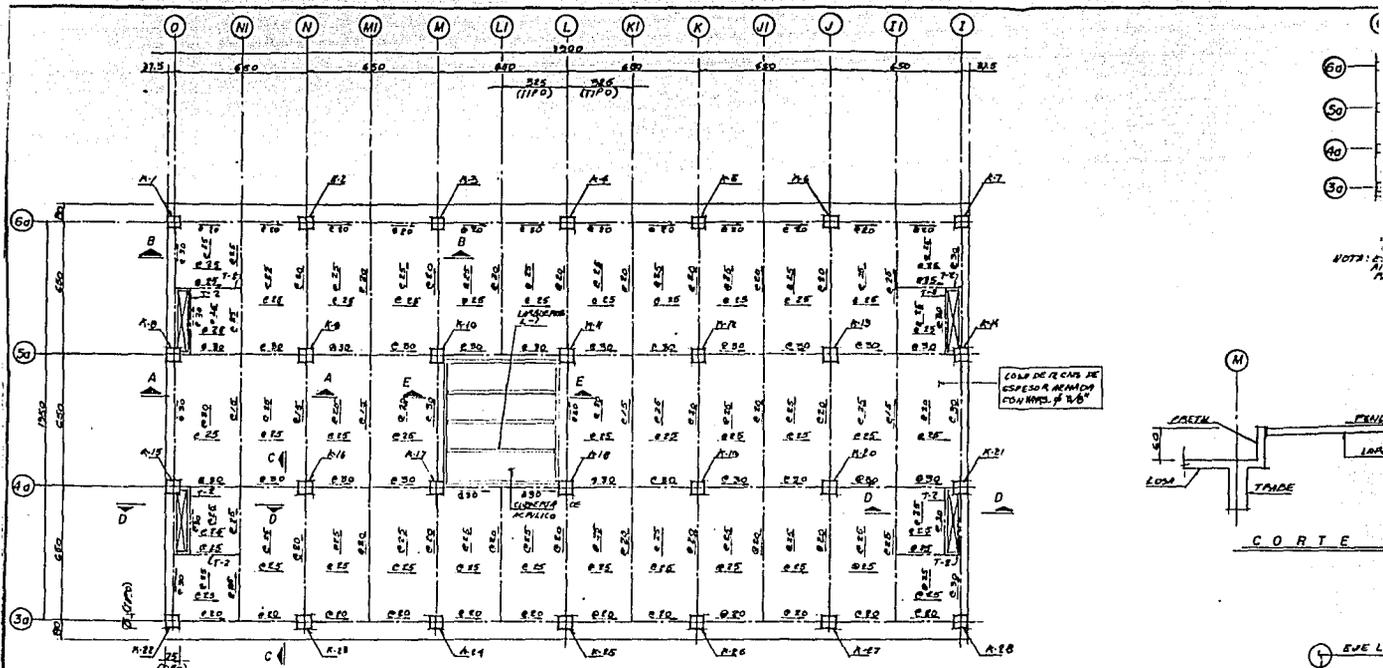
U.N.A.M.



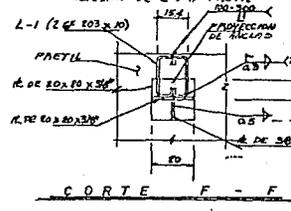
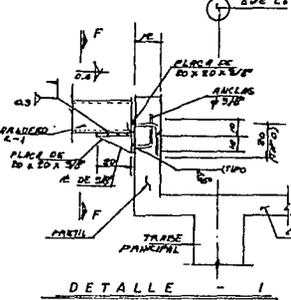
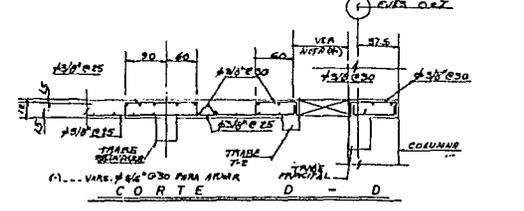
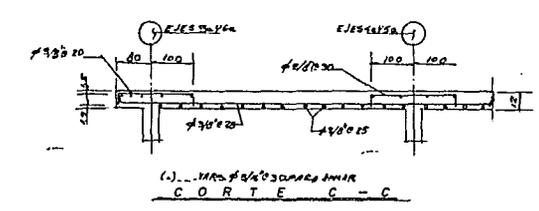
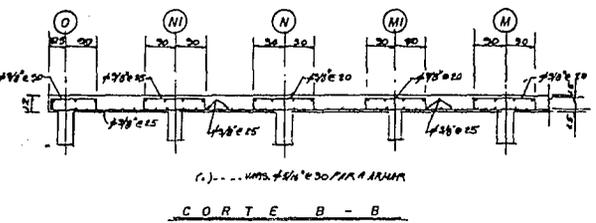
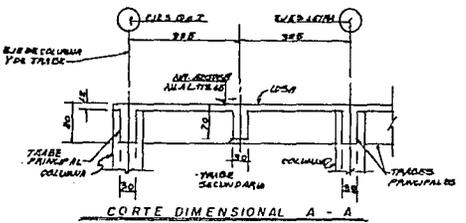
E.N.E.P. ARAGON

INGENIERIA
CIVIL

TITULO PROFESIONAL MARTIN SANCHEZ SANCHEZ	
TITULO OFICINAS COMERCIALES	
UBICACION CALLEJADA MARADO SANCHEZ No 612	MONTEPULCAN
ESPECIFICACION DE PLANO	
PLANTA NIVEL	2
TITULO D/E	CLAVE EC-05
FECHA	HECHO
DEL INGENIERO, PLANTEAMIENTO QUINTE	



PLANTA AZOTEA (N.L.A.L. + 13.65)



4.3 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

4.3.1 OBSERVACIONES GENERALES SOBRE DIMENSIONAMIENTO

Dada la cantidad de variables que intervienen, no es posible establecer un conjunto de reglas rígidas para dimensionar. Sin embargo existen unos cuantos principios generales que conviene respetar.

Fundamentalmente, debe buscarse la sencillez constructiva y la uniformidad y deben evitarse las discontinuidades tanto en las dimensiones del concreto como en la distribución del refuerzo. Los cambios bruscos de sección no suelen ser convenientes. El refuerzo debe detallarse considerando la posibilidad de condiciones de carga no previstas específicamente en el cálculo y los efectos de las redistribuciones de momentos.

Dentro de las limitaciones que imponen los requisitos de resistencia y de condiciones de servicio, se debe buscar, obtener soluciones económicas en cuanto a consumo de materiales. Pero no debe olvidarse que en el costo total de una estructura influyen otros factores, tales como las cimbras y obras falsas, la mano de obra, la duración de la construcción y el procedimiento constructivo adoptado, además de la interacción con los otros subsistemas de la obra. Por lo tanto no debemos obcecarnos con la idea de lograr un pequeño ahorro de acero o de concreto cayendo en soluciones rebuscadas de difícil ejecución con el consiguiente aumento de costo. Es natural esta tendencia, ya que las economías logradas reduciendo materiales son evidentes y fáciles de cuantificar. Sin embargo, un análisis completo y cuidadoso de los costos totales de construcción lleva con frecuencia a que la sencillez constructiva disminuye dichos costos totales, aun cuando el logro de la sencillez implique mayor consumo de materiales. La sencillez constructiva conduce a tiempos de ejecución menores y costos de mano de obra inferiores.

Para lograr sencillez y rapidez constructiva, es conveniente estandarizar secciones en el mayor grado posible. La estandarización de secciones trae consigo la simplificación de la mano de obra y la posibilidad de lograr una planeación eficiente del uso de cimbras. Como es natural, conviene también que los elementos estructurales tengan formas geométricas sencillas.

También se debe estandarizar los detalles de refuerzo, de manera que pueda reducirse al mínimo el número de barras de características distintas. La estandarización del refuerzo facilitará las labores de habilitado y colocación, al mismo tiempo que simplifica la supervisión y el control de costos.

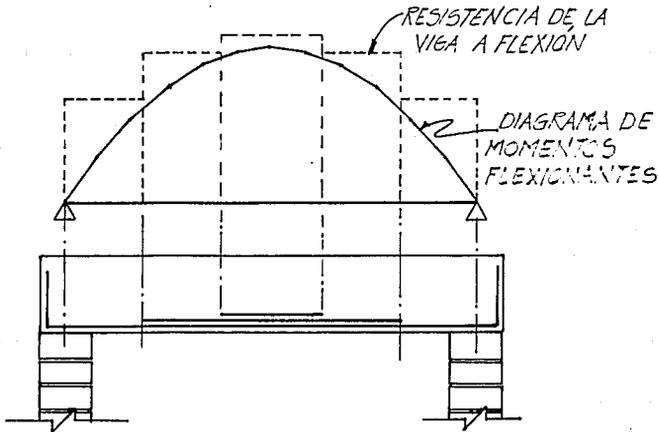
Una de las decisiones más importantes es la elección de la combinación de calidad de acero y concreto más conveniente. La tendencia actual es usar aceros y concretos de resistencias cada vez mayores, lo que permite diseñar elementos ligeros y esbeltos. Sin embargo, puede resultar más económico trabajar con calidades inferiores cuando la esbeltez y la ligereza no son factores importantes, como sucede muchas veces.

Una observación semejante puede hacerse también en lo que se refiere al porcentaje de acero conveniente. Se tiende a porcentajes altos cuando es importante disminuir pesos y lograr elementos esbeltos, y a porcentajes bajos en caso contrario. En las condiciones de costo que rigen actualmente, suelen resultar más económicos los porcentajes bajos.

Al detallar el refuerzo debe buscarse siempre que los elementos resulten de comportamiento dúctil.

4.3.1.1 DETALLADO DEL REFUERZO

Una de las ventajas del concreto reforzado como material estructural radica en la facilidad con que puede variarse la resistencia de los elementos a lo largo de sus ejes longitudinales, con el fin de ajustar dicha resistencia a la magnitud de las acciones internas. Por ejemplo, en una viga libremente apoyada, sujeta a carga uniformemente distribuida, el momento flexionante es máximo en el centro del claro y muy pequeño en los apoyos. Por lo tanto se requiere mayor resistencia a flexión en el centro del claro que en otras secciones de la viga. Esto puede lograrse disminuyendo el número de barras del refuerzo de flexión cerca de los apoyos como se muestra esquemáticamente en la siguiente figura.



Al cortar las barras longitudinales, se disminuye el peso total del acero de refuerzo, lo cual redundaría en la economía de material.

El corte de barras y, en general, todas las recomendaciones relativas a la colocación de barras, formación de ganchos en los extremos, formación y colocación de estribos y hélices y otros aspectos similares, pueden denominarse detallado de refuerzo. El detallado de refuerzo tiene importancia no únicamente para lograr economía en la cantidad de refuerzo, sino también para conseguir estructuras de comportamiento adecuado.

Existen ciertos criterios para establecer normas generales sobre detallado de refuerzo. Con base en estos criterios, se han desarrollado recomendaciones específicas que se incluyen en las Normas Técnicas para Estructuras de Concreto. (NTC-86). Más importante que el conocimiento completo de todas las recomendaciones de las NTC, es tener en cuenta los criterios generales para lograr estructuras de comportamiento adecuado. Algunos de estos criterios son los siguientes:

a) LOS ARMADOS DEBEN SER SENCILLOS.

Se ha señalado anteriormente, que una economía pequeña en la cantidad de acero lograda a base de detalles complicados puede resultar contraproducente por el incremento del costo en mano de obra y supervisión.

b) NO DEBE DE HABER CONGESTIONAMIENTOS DEL REFUERZO.

Si la cantidad de acero es excesiva y no se dejan separaciones suficientes entre las barras, se dificulta el colado del concreto. La estructura puede debilitarse debido a la formación de huecos o zonas en la que el concreto se haya segregado.

c) EL REFUERZO DEBE TENER RECUBRIMIENTOS ADECUADOS.

El recubrimiento protege al acero de dos agentes: la corrosión y el fuego. La magnitud del recubrimiento debe fijarse, por lo tanto, según la importancia de estos agentes agresivos. Debe preverse siempre un recubrimiento suficientemente grande, a pesar de que el ancho de grietas es mayor mientras mayor sea el recubrimiento.

Referente a éste aspecto, las NTC-87, en su Capítulo 3.0 concerniente a requisitos complementarios, Sección 3.4., marca lo siguiente:

"En elementos no expuestos a la intemperie, el recubrimiento libre de toda barra de refuerzo o tendón de refuerzo no será menor que su diámetro, ni menor que lo señalado a continuación:

En columnas y trabes, 2.0 cm. en losas 1.5 cm. y en cascarones 1.0 cm.

Si las barras forman paquetes, el recubrimiento libre, además, no será menor que 1.5 veces el diámetro de la barra más gruesa del paquete.

En elementos estructurales colocados contra el suelo, el recubrimiento libre mínimo, además de cumplir con los requisitos anteriores, será de 5 cm., si no se usa plantilla, y de 3.0 cm., si se usa plantilla.

d) LAS BARRAS DEBEN ESTAR ANCLADAS.

Las barras deben, desarrollar su esfuerzo de fluencia entre las secciones de momento máximo y sus extremos. Por lo tanto, se debe vigilar que siempre existan longitudes de anclajes suficientes para desarrollar el esfuerzo de fluencia, para esto las NTC-87 en su Sección 3.1, marca:

d.1) La fuerza de tensión o compresión que actúa en el acero de refuerzo en toda sección debe desarrollarse a cada lado de la sección considerada por medio de adherencia en una longitud suficiente de barra o de algún dispositivo mecánico de anclaje. La fuerza de tensión se valorará con el máximo momento flexionante de diseño que obra en la zona comprendida a un peralte efectivo a cada lado de la sección.

d.2) El requisito del párrafo anterior se cumple, en la mayoría de los casos, para el acero de tensión de miembros sujetos a flexión si:

I.- Las barras que dejan de ser necesarias por flexión se cortan o se doblan a una distancia no menor que un peralte efectivo más allá del punto teórico donde de acuerdo con el diagrama de momentos ya no se requieren.

II.- A cada lado de toda sección de momento máximo la longitud de cada barra es mayor o igual que la longitud de desarrollo, L_d , que se define en d.3).

d.3) La longitud de desarrollo, L_d , en la cual se considera que una barra de tensión se ancla de modo que desarrolle su esfuerzo de fluencia, se obtendrá multiplicando la longitud básica, L_{db} , dada por la siguiente ecuación.

$$L_{db} = 0.06 \frac{as f_y}{\sqrt{f'c}} \gg 0.006 dbf_y$$

DONDE:

db : Es el diámetro de la barra en cm.
as : Su área transversal en cm^2 .
fy y $f'c$: En Kg/cm^2

Por el factor o los factores indicados en la siguiente Tabla las disposiciones de esta sección son aplicables a barras de diámetro no mayor de 38.1 mm. (No. 12)

CONDICION DEL REFUERZO	FACTOR
BARRAS HORIZONTALES O INCLINADAS COLOCADAS DE MANERA QUE BAJO EllAS SE CUELEN MAS DE 30 CM. DE CONCRETO.	1.4
EN CONCRETO LIGERO	1.33
BARRAS CON f_y MAYOR DE 4200 Kg/cm ² f_y EN Kg/cm ²	2- $\left[\frac{4200}{f_y} \right]$
BARRAS TORCIDAS EN FRIO DE DIAMETRO IGUAL O MAYOR QUE 19.1 mm. (No. 6)	1.2
TODOS LOS OTROS CASOS	1.0

En ningún caso L_d será menor de 30 cm.

e) LA ESTRUCTURA DEBE TENER UN COMPORTAMIENTO DUCTIL.

Esto se logra limitando los porcentajes de refuerzo de flexión y cuidando los detalles de anclaje de las barras longitudinales y del refuerzo transversal por cortante. El detallado del refuerzo con logitudes de anclaje y traslapes amplios, sin cortes o dobleces excesivos en las barras y, con estribos a separaciones adecuadas, permite obtener estructuras dúctiles, con un aumento pequeño en la cantidad de acero de refuerzo.

4.3.1.2 RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS.

1.- ACERO DE FLEXION MINIMO.

El porcentaje mínimo del refuerzo de tensión debe ser tal que la resistencia de la viga calculada con la hipótesis usual sea aproximadamente 1.5 veces mayor que el momento que provoca el agrietamiento, calculado con el módulo de rotura del concreto y suponiendo la sección de la viga

sin agrietar. Las NTC-87, especifican que el acero mínimo sea el dado por la siguiente ecuación:

$$A_s \text{ m\u00edn.} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad bd$$

Esta f\u00f3rmula ya la utilizamos en el Subcap\u00edtulo anterior al dimensionar las losas.

Pueden construirse vigas sin refuerzo de compresi\u00f3n, pero es frecuente colocar por lo menos dos barras en las esquinas, para poder armar los estribos que se utilizan como recuerzo por cortante.

2.- ACERO DE FLEXION MAXIMO.

Como se indic\u00f3 anteriormente, con el fin de asegurar un comportamiento d\u00facil las NTC-86, limita la cuant\u00eda de refuerzo a valores que var\u00edan del correspondiente a la condici\u00f3n balanceada, seg\u00fan lo marca el siguiente p\u00e1rrafo:

El \u00e1rea m\u00e1xima de acero de tensi\u00f3n en secciones de concreto reforzado que no deban resistir fuerzas s\u00edsmicas ser\u00e1 la que corresponde a la falla balanceada de la secci\u00f3n considerada. La falla balanceada ocurre cuando simult\u00e1neamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformaci\u00f3n m\u00e1xima de 0.003 en compresi\u00f3n. Este criterio es general y se aplica a secciones de cualquier forma sin acero de compresi\u00f3n o con \u00e9l. En elementos a flexi\u00f3n que formen parte de sistemas que deban resistir fuerzas s\u00edsmicas, el \u00e1rea m\u00e1xima de acero de tensi\u00f3n ser\u00e1 75 por ciento de la correspondiente a falla balanceada. Este \u00faltimo l\u00edmite rige tambi\u00e9n en zonas afectadas por articulaciones pl\u00e1sticas.

Las secciones rectangulares sin acero de compresi\u00f3n tienen falla balanceada cuando su porcentaje de acero es igual a:

$$P = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000}$$

DONDE:

$$f''_c = \begin{cases} 0.85 f^*_c & \text{Si } f^*_c \leq 250 \text{ Kg/cm}^2 \\ \left[1.05 - \frac{f^*_c}{1250} \right] f^*_c & \text{Si } f^*_c > 250 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$f^*_c = 0.80 f'_c$$

3.- CORTE DE BARRAS.

El corte de barras debe hacerse de tal manera que la resistencia de la viga sea siempre ligeramente mayor que el momento flexionante producido por las acciones exteriores. Por otra parte, como el diagrama de momentos puede modificarse respecto al Teórico por variaciones en la distribución o en la magnitud de las cargas, y debido a que las barras deben anclarse en sus extremos, se recomienda que estas se prolongen cierta distancia, con respecto a este punto, en el inciso d), del Subcapítulo anterior ya se hicieron los comentarios aclaratorios.

4.- DOBLADO DE BARRAS.

Algunas veces, las barras se doblan hasta la cara opuesta del elemento en vez de cortarlas. Esta práctica tiene la ventaja de que la barra queda anclada en una zona de compresión y de que se disminuyen las concentraciones de esfuerzos que se originan en las secciones de corte en zonas de tensión. Por otra parte, el procedimiento de construcción es muy complicado. La recomendación general, sobre este aspecto es que; en el caso de barras que se tengan que cortar, únicamente dándoles su longitud de anclaje es suficiente, y no se requiere doblarlas.

5.- SEPARACION ENTRE BARRAS.

La separación libre entre barras paralelas (excepto en columnas y entre capas de barras en vigas), no será menor que el diámetro nominal de la barra ni que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado.

Cuando el refuerzo de vigas este colocado en dos o más capas la distancia vertical libre entre las capas no será menor que el diámetro de las barras, ni que 2 cm. Las barras de las capas superiores se colocarán de modo que no se menoscabe la eficiencia del colado.

En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales, no será menor 1.5 veces el diámetro de la barra, 1.5 veces el tamaño máximo del agregado ni que 4.0 cm.

6.- TRANSLAPES Y EMPALMES.

En lo posible, deben evitarse las uniones en secciones de máximo esfuerzo de tensión, se procurará, así mismo, que en una cierta sección cuando más se unan barras alternadas.

Cuando se une por traslape más de la mitad de las barras en un tramo de 40 diámetros, o cuando las uniones se hacen en secciones de refuerzo máximo, deben de tomarse precauciones especiales, consistentes, por ejemplo, en aumentar la longitud de traslape o en utilizar hélices o estribos muy próximos en el tramo donde se efectúa la unión.

La longitud de un traslape no será menor de 1.33 veces la longitud de desarrollo (l_d), ni menor que $(0.01 f_y - 6)$ veces el diámetro de la barra (f_y en Kg/cm^2).

En una misma sección transversal no deben unirse con soldadura o dispositivos mecánicos más del 33% del refuerzo. Las secciones de unión distarán entre sí no menos de 20 diámetros. Sin embargo, cuando por motivos del procedimiento de construcción sea necesario unir mas del señalado, se admitirá hacerlo, con tal que se garantice una supervisión estricta en la ejecución de las uniones.

Las barras de refuerzo pueden unirse mediante traslapes o estableciendo continuidad por medio de soldadura o dispositivos mecánicos - (empalmes). Las especificaciones y detalles dimensionales de las uniones deben mostrarse en los planos.

7.- INDICACIONES GENERALES SOBRE EL DETALLADO DE REFUERZO PRINCIPAL.

Es conveniente procurar que el refuerzo en todas las secciones de la viga sea simétrico, usar un máximo de dos diámetros de barra diferentes en una sección dada y evitar combinar barras cuyo diámetro difiere más de 6mm. Siempre que sea posible debe tenderse a colocar las barras en un solo lecho. Cuando se emplean barras de diámetro diferente en varios lechos, las de mayor diámetro deben colocarse en el lecho más próximo a la cara inferior de la viga.

8) ESTRIBOS.

Los estribos cerrados son los más convenientes, ya que con ellos es más fácil cumplir con los requisitos de anclaje comentados anteriormente, según lo cual la longitud de desarrollo a partir del medio peralte de la sección debe ser suficiente para lograr la fluencia del acero en dicho punto. Por otra parte, la acción confinante que proporcionan los estribos cerrados es superior a la de los estribos abiertos, lo que es conveniente en las porciones de vigas de marcos expuestos a sismos donde existe la posibilidad de fluencia del acero.

El refuerzo en el alma deben llegar tan cerca de las caras de compresión y tensión como lo permitan los requisitos de recubrimiento y la proximidad de otro refuerzo.

Los estribos deben rematar en una esquina con dobleces de 135°, seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo, en cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal.

9) ACERO EN LAS CARAS LATERALES.

En vigas de peralte grande, aproximadamente más de 75 cm. es necesario colocar algunas barras de refuerzo distribuidas en las caras laterales, para evitar que se formen grietas por contracción en dichas caras, el porcentaje de este refuerzo adicional debe ser del orden de 0.2 a 0.4 por ciento.

4.3.1.3 REQUISITOS PARA MARCOS DUCTILES.

Las NTC-86 en su Capítulo 5.0, marca lo siguiente:

Los requisitos de éste Capítulo se aplican a marcos de estructuras coladas en el lugar, diseñadas por sismo con un factor $Q=3.0$ y formadas por marcos y muros o contravientos, en los que las fuerzas cortantes resistidas por los marcos sea menor del 50% de la total. En lo referente a los valores de Q , debe cumplirse, además, con el Capítulo 5.0 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Sea que la estructura esté formada sólo de marcos o de marcos y muros o contravientos, ningún marco se diseñará para resistir una fuerza cortante horizontal menor que el 25% de la que le corresponderá si trabajará aislado del resto de la estructura.

Miembros a flexión: Los requisitos de esta sección se aplican a miembros principales que trabajan esencialmente a flexión. Se incluyen vigas y aquellas columnas con cargas axiales pequeñas.

$$P_u \leq \frac{A_g f'_c}{10}$$

a) REQUISITOS GEOMETRICOS.

- El claro libre no debe ser menor que cuatro veces el peralte efectivo.

- En sistemas de vigas y losa monolíticas, la relación entre la reparación de apoyos que eviten el pandeo lateral y el ancho de la viga no debe exceder de 30.

- El eje de la viga no debe separarse horizontalmente del eje de la columna más de un décimo de la dimensión transversal de la columna normal a la viga.

- El ancho de la viga no será menor de 25 cm. ni excederá al ancho de las columnas a las que llega.

b) REFUERZO LONGITUDINAL.

En toda sección se dispondrá de refuerzo tanto en el lecho inferior como en el superior, en cada lecho el área de refuerzo no será

menor que:

$$\frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} bd$$

Y constará de por lo menos dos barras corridas de 12.7 mm. de diámetro (No. 4). El área de acero a tensión no excederá del 75% de la correspondiente a la falla balanceada de la sección.

El momento resistente positivo en la unión con un nudo no será menor que la mitad del momento resistente negativo que se suministre en esa sección. En ninguna sección a lo largo del miembro el momento resistente, ni el resistente positivo, serán menores que la cuarta parte del -- máximo momento resistente que se tenga en los extremos.

En las barras para flexión se permiten traslapes sólo si en la longitud del traslape se suministra refuerzo transversal de confinamiento (refuerzo helicoidal o estribos cerrados), el paso o la separación de este refuerzo no será mayor que 0.25 d, ni que 10 cm. Las uniones por traslape no se permitirán en los casos siguientes.

- Dentro de los nudos.
- En una distancia de dos veces el peralte del miembro medida desde el paño del nudo.
- En aquellas zonas donde el análisis indique que se formarán articulaciones plásticas.

Con el refuerzo longitudinal, pueden formarse paquetes de dos barras cada uno.

Se permiten uniones soldadas o con dispositivos mecánicos, a condición de que en toda sección de unión cuando mucho se unan barras alternadas y que la uniones de barras adyacentes no disten entre sí menos de 60 cm. en la dirección longitudinal del miembro.

c) REFUERZO TRANSVERSAL PARA CONFINAMIENTO.

Se suministrarán estribos cerrados de al menos 7.9 mm. de diámetro (No. 2.5) que cumplan con los requisitos de los párrafos que siguen en las zonas siguientes:

- En cada extremo del miembro sobre una distancia de dos peraltes medida a partir del paño del nudo.

- En la porción del elementos que se halle a una distancia igual a dos peraltes (2h) de toda sección donde se suponga, o el análisis indique que se va a formar una articulación plástica (Si la articulación se forma

en una sección intermedia, los dos peraltes se tomarán a cada lado de la sección.

El primer estribo se colocará a no más de 5 cm. de la cara del miembro de apoyo. La separación de los estribos no excederá ninguno de los valores siguientes:

- 0.25 d
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal más delgada
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo
- 30 cm.

Los estribos a que se refiere esta sección deben ser cerrados, de una pieza, y deben rematar en una esquina con dobleces de 135° , seguidos de tramos rectos de no menos de 10 diámetros de largo. En cada esquina del estribo debe quedar por lo menos una barra longitudinal. La localización del remate del estribo debe alternarse de uno a otro.

Fuera de la zonas definidas en el primer párrafo de esta sección la separación de los estribos no será mayor que 0.5 d a todo lo largo. En toda la viga la separación de estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante.

d) REQUISITOS PARA FUERZA CORTANTE.

Los elementos que trabajan principalmente a flexión se dimensionarán de manera que no se presente falla por cortante antes que puedan formarse las articulaciones plásticas en sus extremos. Para ello, la fuerza cortante de diseño se obtendrá del equilibrio del miembro entre caras de apoyos, se supondrá que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades del elemento de esas secciones, sin factores de reducción, y con el esfuerzo en el acero de tensión al menos igual a 1.25 fy. A lo largo del miembro actuarán las cargas correspondientes -- multiplicadas por el factor de carga.

Como opción, puede dimensionarse con base en la fuerza cortante de diseño obtenida del análisis, si al factor de resistencia, Fr, se le asigna un valor de 0.6, en lugar de 0.8.

En las zonas donde la fuerza cortante de diseño causada por el sismo es igual o mayor que la mitad de la fuerza cortante de diseño calculada según los párrafos anteriores, se despreciará la contribución del concreto en la resistencia a fuerza cortante al calcular el refuerzo transversal por este concepto. En el refuerzo para fuerza cortante puede incluirse el refuerzo de confinamiento prescrito en el inciso c).

Los requisitos para marcos dúctiles mencionados anteriormente son cumplidos según lo estipula las NTC-86. Algunas de estas son consideradas en el dimensionamiento de las trabes y en otras son notas aclaratorias incluidas en los planos estructurales. A continuación realizaremos el dimensionamiento de las trabes del proyecto.

4.3.2 DIMENSIONAMIENTO DE TRABES DE NIVEL 3 AZOTEA.

Una vez hechos los comentarios necesarios para el dimensionamiento de vigas, procederemos a el dimensionamiento de estas siguiendo las consideraciones mencionadas.

Para tales actividades realizaremos una distinción entre vigas principales y vigas secundarias, las primeras son aquellas que forman parte de los marcos de la estructura y las segundas unicamente, forman parte del sistema de piso y sirven para transmitir las cargas gravitacionales a las vigas principales. La principal diferencia entre estas dos clases de vigas consiste en que debido a que las vigas principales forman parte de los marcos, dichos elementos estarán bajo la acción de carga muerta + carga viva + sismo. Mientras que para las vigas secundarias por formar unicamente parte del sistema de piso, estará sometido a las acciones de carga muerta + carga viva.

Dicha diferencia también se tiene en el dimensionamiento de estos elementos, la cual se pondrá de manifiesto al realizar dichas actividades.

4.3.2.1 DIMENSIONAMIENTO DE VIGAS SECUNDARIAS NIVEL 3.

En este nivel unicamente tenemos dos tipos de trabes secundarias la correspondiente a los ejes N1 e I1 y el otro tipo corresponde a los ejes M1, K1 y J1.

En la hoja 111, tenemos el análisis de la trabe secundaria N1 e I1, en la figura presentada en dicha hoja, observamos las magnitudes de las acciones que gravitan sobre dicho elemento, las cuales nos servirán para determinar los momentos flexionantes, tanto positivos como negativos, así como la magnitud de la fuerza cortante, a los que estará sometida la trabe.

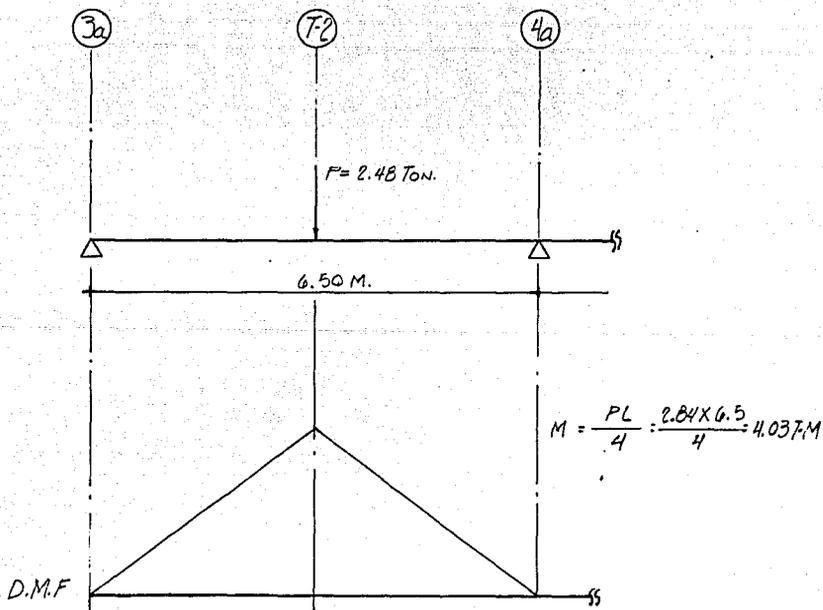
Al igual que en el caso de las losas, una actividad de suma importancia es determinar la magnitud de los elementos mecánicos, dicha actividad se realizará en forma gráfica, es decir graficaremos a escala, tanto la logitud de la trabe, como la magnitud de momentos y cortantes, para así, poder determinar la magnitud de dichos elementos en cualquier sección de dicho elemento.

En el caso de las losas y algunas de las trabes, ésta tarea es un tanto sencilla, debido a que las acciones que gravitan sobre ellas se resume a una carga uniformemente distribuída y el diagrama de esta carga es solamente una parábola. Pero para el caso de una trabe con diferentes acciones, ésta taréa se complica.

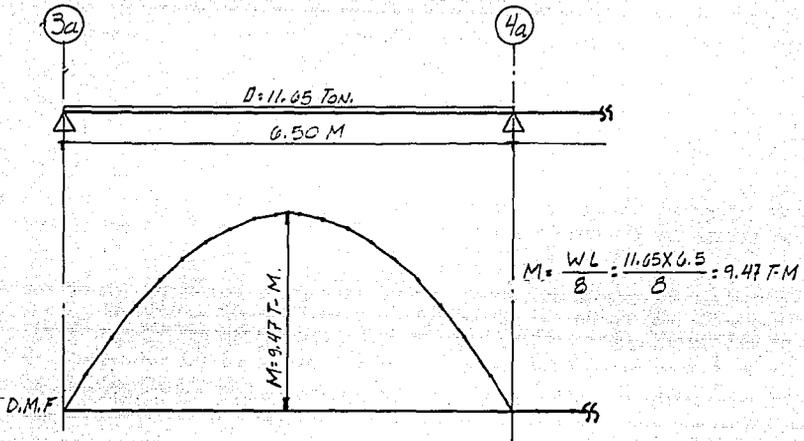
Tal es el caso de la trabe de los Ejes N1 e I1 (Pág. 111), donde para el segmento comprendido entre los ejes 3a y 4a, se nos presentan cuatro acciones diferentes, tres de ellas son debidas a cargas uniformemente distribuidas y la otra, corresponde a la descarga que transmite la trabe secundaria T-2. Dicha reacción la idealizamos como una carga puntual al centro de dicho claro, estas acciones nos originan un diagrama de momentos y cortante de forma irregular, lo cual complica esta actividad.

Para determinar estos diagramas podemos utilizar el principio de superposición de acciones, es decir, podemos determinar los diagramas de cada una de las acciones y obtener una envolvente resultante de las diferentes acciones por ejemplo para el segmento de la trabe mencionada, los diagramas de momento que tendremos debido a las diferentes acciones son los siguientes:

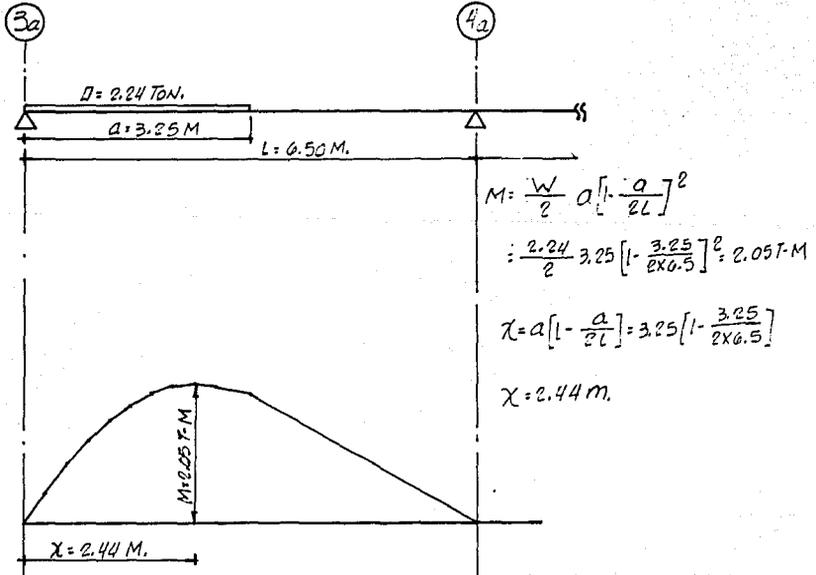
a) DIAGRAMA DEBIDO A LA CARGA PUNTUAL.



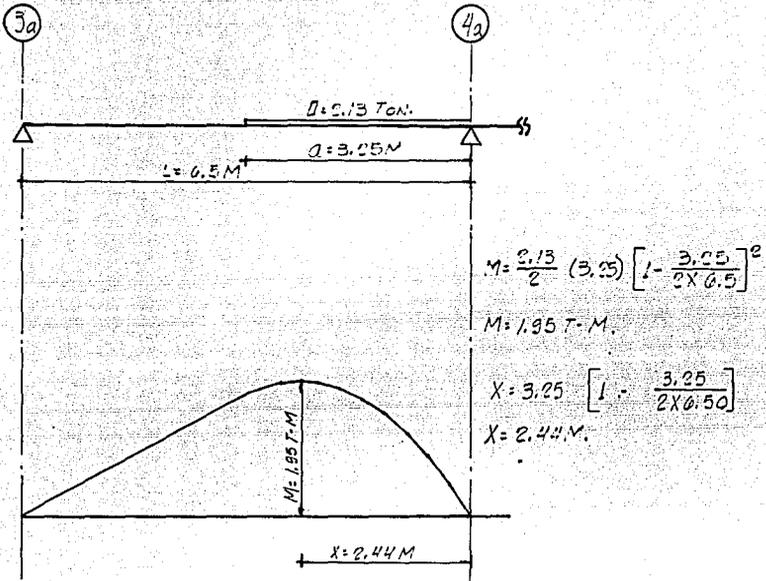
b) DIAGRAMA DEBIDO A LA CARGA UNIFORME EN TODA LA VIGA.



c) DIAGRAMA DEBIDO A LA CARGA UNIFORME A LA IZQUIERDA DE T-2.



d) DIAGRAMA DEBIDO A LA CARGA UNIFORME A LA DERECHA DE T-2



En la figura 4.8 mostramos los diagramas de momento y cortante de toda la trabe, en la cual mostramos también el armado final de dicho elemento, la forma de obtener dicho armado es el siguiente:

Se nos presentan dos magnitudes de momento, el $M(-)$ que se tiene en los apoyos de los ejes 4a y 5a, los cuales son de la misma magnitud y el $M(+)$ que se tiene en los centros del claro, cuyas magnitudes son diferentes y para las cuales se tendrá que determinar el acero requerido.

DATOS:

$$M(-) = 13.90 \text{ T-m}$$

$$M(+) = \begin{cases} 10 & \text{T-m} \\ 2.9 & \text{T-m} \end{cases}$$

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

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

SECCION 30 X 70

$$P \text{ máx.} = 0.75 \text{ pb}$$

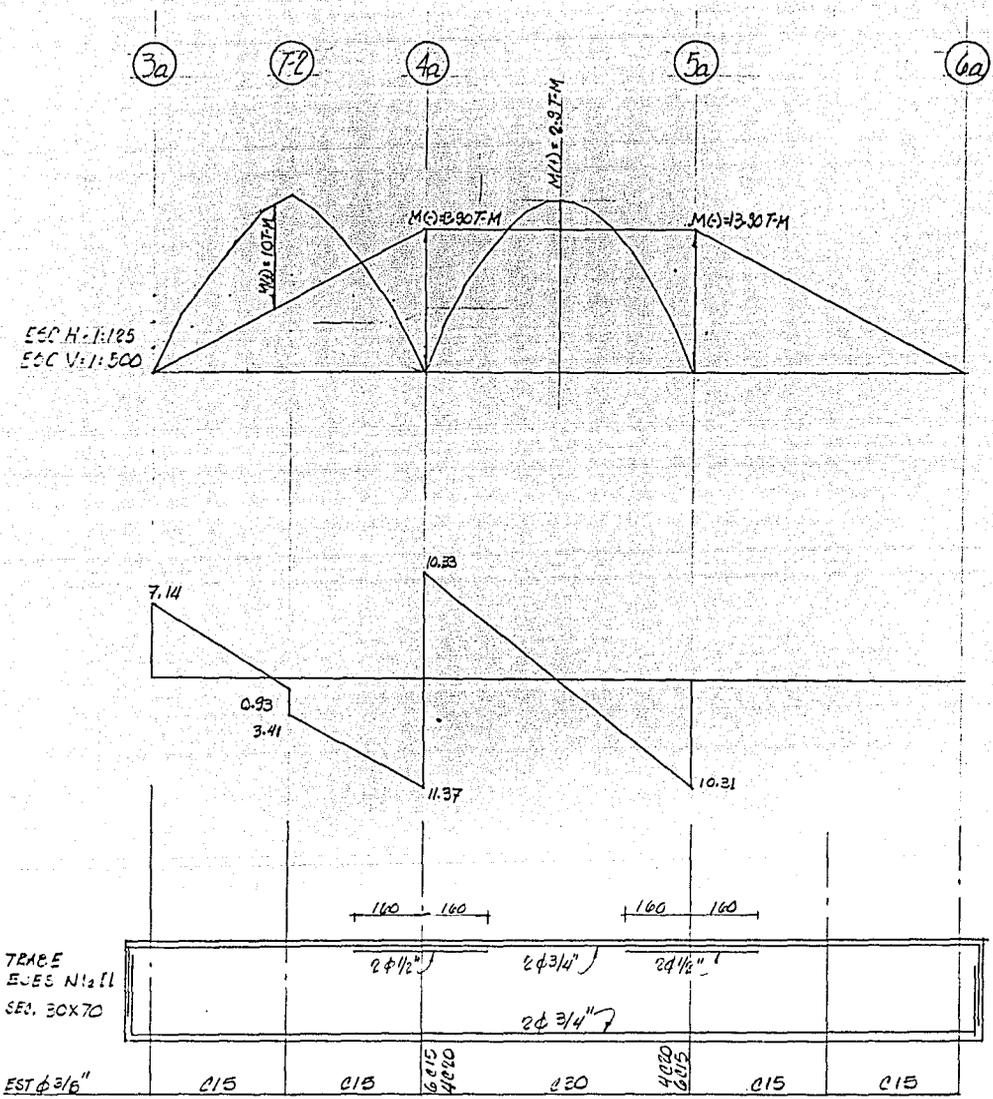


FIG. 4.8 DISEÑO DE TRABE EJES N1 y N2 NIV. AZOTEA

CONSTANTES DE DIMENSIONAMIENTO

$$F^*c = 0.8 f^*c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F^*c = 0.85 f^*c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ Kg/cm}^2, \text{ POR SER } f^*c < 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$pb = \frac{f^*c}{f_y} \times \frac{4800}{f_y + 6000} = \frac{170}{4200} \times \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.019048$$

$$P_{\text{máx.}} = 0.75 \times 0.019048 = 0.014286$$

$$M(-) u = 1.4 \times 13.90 = 19.46 \text{ T-m. PORQUE LA COMBINACION DE ACCIONES ES:}$$

C.M. + C.V.

$$M(+) u = \begin{cases} 1.4 (10) = 14.0 \text{ T-m} \\ 1.4 (2.9) = 4.06 \text{ T-m} \end{cases}$$

- CALCULO DEL ACERO MINIMO POR FLEXION (b=67.5)

$$A_s \text{ mín.} = \frac{0.7 \sqrt{2500}}{4200} \times 30 \times 67.5 = 5.34 \text{ cm}^2$$

Colocaremos dos varillas No. 6 a todo lo largo de la trabe cuya área de acero es igual a 5.70 cm²

- DETERMINACION DEL ACERO PARA EL M(-)u = 19.46 T-m

$$P \text{ req.} = \frac{f^*c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M u}{F R b d^2 f^*c}} \right] = \frac{170}{4200} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.46 \times 10^5}{0.9 \times 30 \times 67.5^2 \times 170}} \right] = 0.00396$$

$$P \text{ req.} = 0.00396 < P \text{ máx.} = 0.014286$$

$$A_s = P b d = 0.00396 \times 30 \times 67.5 = 8.02 \text{ cm}^2$$

Como vemos requerimos 8.02 cm² de acero para tomar en M(-), con el acero mínimo tenemos 5.70 cm² y nos faltarían 2.32 cm², por cubrir, por lo tanto colocaremos dos bastones del No. 4, los cuales nos dan un área de acero de 2.54 cm², que aunados a el área de acero mínimo tenemos:

$$2 \text{ Varillas No. 6} + 2 \text{ Varillas No. 4} = 8.24 \text{ cm}^2$$

Con lo cual cubrimos el área de acero requerido.

La forma de determinar la longitud requerida de los bastones ya se comentó en las observaciones generales hechas al principio de este -- Subcapítulo.

- DETERMINACION DEL ACERO PARA EL M(+) $\mu = 14.0$ T-m

$$P \text{ req.} = \frac{170}{420} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 14.0 \times 10^5}{0.9 \times 30 \times 67.5^2 \times 170}} \right] = 0.0028 < P \text{ máx.}$$

$$A_s = 0.0028 \times 30 \times 67.5 = 5.68 \text{ cm}^2$$

El área de acero requerida para el M(+) la cubrimos con el acero mínimo.

- CALCULO DEL REFUERZO POR TENSION DIAGONAL: Para éste concepto además de las especificaciones mencionadas anteriormente, también tomaremos en cuenta las indicaciones que a continuación presentamos:

- a) Fuerza cortante que toma el concreto VCR; las expresiones de VCR, que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h, del elemento, paralelo a la fuerza cortante no es mayor que 70 cm. y además, la relación h/b no exceda de 6. Por cada una de las dos condiciones anteriores que no se cumplan se reducirá VCR, dada por las siguientes expresiones en 30%.

En vigas con relación, L/h no menor que 5, la fuerza cortante que toma el concreto VCR, se calculará con el criterio siguiente:

$$\begin{aligned} \text{Si } P < 0.01 \quad VCR &= FRbd (0.2 + 30 \frac{P}{f^*c}) \sqrt{f^*c} \\ \text{Si } P \geq 0.01 \quad VCR &= 0.5 FRbd \sqrt{f^*c} \end{aligned}$$

- b) En vigas debe suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando la fuerza cortante de diseño, V_u , sea menor que VCR. Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 6.3 mm., espaciados a cada medio peralte efectivo y se colocará a partir de toda unión de viga con columna o muros hasta un cuarto del claro ----- correspondiente.

Cuando sea aplicable el requisito de refuerzo mínimo del párrafo anterior así como cuando V_u sea mayor que VCR, se requerirá refuerzo por tensión diagonal. En el segundo caso, la separación, S, se determinará con la expresión y limitaciones siguientes:

$$S = \frac{FR Av Fy d (\text{Sen } \theta + \text{Cos } \theta)}{Vu - VCR} \leq \frac{FR Av Fy}{3.5 b}$$

Av : Es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia S, y θ es el ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza. En la Ec. anterior, Av. debe estar en cm², fy en Kg/cm², Vu y VCR en Kg., by d en cm. La separación resulta en cm. para secciones circulares se sustituirá d por el diámetro de la sección la separación, S, no debe ser menor de 5.0 cm.

Si Vu es mayor que VCR, pero menor o igual que:

$$1.5 FRbd \sqrt{F^*c}$$

La separación de estribos verticales no deberá ser mayor que 0.5 d.

Si Vu es mayor que:

$$1.5 FRbd \sqrt{F^*c}$$

La separación de estribos verticales no deberá ser mayor que 0.25 d.

En ningún caso se permitirá que Vu sea superior a:

$$2 FRbd \sqrt{f^*c}$$

Aclarado esto, se han mencionado las consideraciones necesarias para determinar el refuerzo por tensión diagonal.

De la figura 4.8 observamos que el mayor cortante que se nos presenta en la trabe se ubica a la izquierda del Eje 4a, cuya magnitud es 11.37 Ton.

$$V \text{ máx.} = 11.37 \text{ Ton}$$

$$Vu = 1.4 \times 11.37 = 15.92 \text{ Ton}$$

Para formar los estribos cerrados utilizaremos barras del No. 3 cuya área transversal es igual a 0.71 cm².

El porcentaje de acero que se nos presenta en este apoyo es:

$$P = \frac{As}{bd}$$

$$A_s = 2 \text{ No. } 4 + 2 \text{ No. } 6 = 8.24$$

$$b = 30 \text{ cm.}$$

$$d = 67.5 \text{ cm.}$$

$$P = \frac{8.24 \text{ cm}^2}{30 \times 67.5} = 0.004069 < 0.01$$

$$VCR = FRbd (0.2 + 30 P) \sqrt{f^*c}$$

$$= 0.6 \times 30 \times 67.5 \times (0.2 + (30 \times 0.004069)) \sqrt{200}$$

$$VCR = 5534.10 \text{ Kg} = 5.53 \text{ Ton.}$$

$$VCR < V_u$$

∴ Requerimos refuerzo por tensión diagonal.

$$S = \frac{FR A_v F_y d}{V_u - VCR} < \frac{FR A_v F_y}{3.5 b}$$

$$FR = 0.6$$

$$A_v = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

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

$$b = 30 \text{ cm.}$$

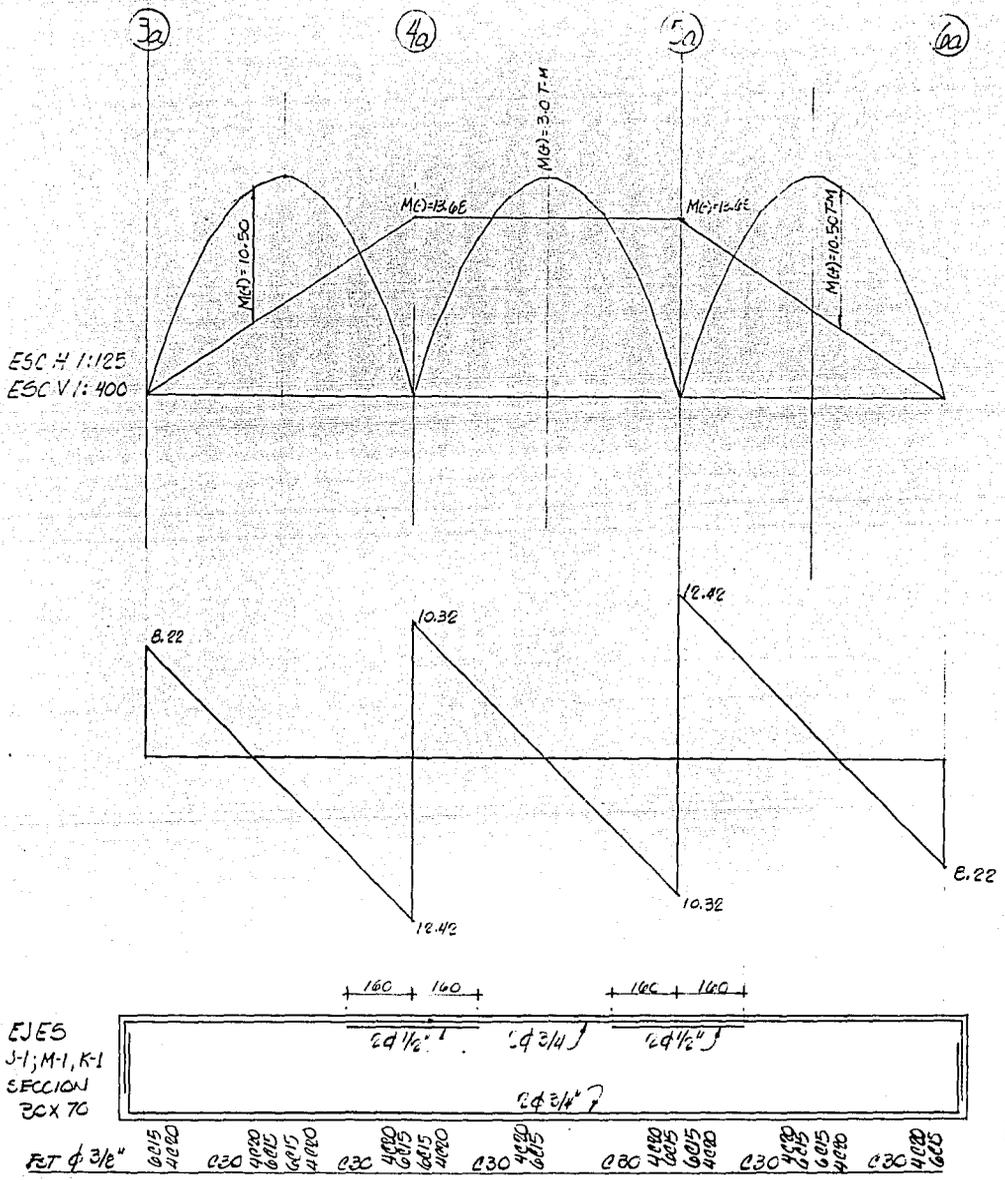
$$d = 67.5 \text{ cm.}$$

$$S = \frac{0.6 \times 1.42 \times 4200 \times 67.5}{15920 - 5534} = 23.2 \text{ cm} < \frac{0.6 \times 1.42 \times 4200}{3.5 (30)} = 34.0 \text{ cm.}$$

$$1.5 FR bd \sqrt{f^*c} = 1.5 \times 0.6 \times 30 \times 67.5 \times \sqrt{200} = 364500 \text{ Kg} > V_u$$

Como determinamos, requerimos colocar Est. No. 3 @ 23 cm., en primer lugar la separación calculada de 23 cm., la redondearemos a un múltiplo de 5, con lo cual dicha separación será de 20 cm., en ----- segundo lugar debemos de dar un refuerzo especial a los nudos de la estructura, donde como ya sabemos, es una zona muy susceptible a fallas, dicho refuerzo lo lograremos colocando 6 estribos No. 3 @ 15 y posterior a estos colocaremos 4 est. No. 3 @ 20 y en el centro de la trabe colocaremos est. No. 3 @ 30, el resultado final del dimensionamiento lo mostramos en la Fig. 4.8.

A continuación mostramos el dimensionamiento de la trabe secundaria que corresponde a los Ejes M1, K1 y J1. Para esto, nos basamos en el análisis realizado en la Pag. 113 y que corresponde a dicho elemento, para esta trabe unicamente presentamos el dimensionamiento y diagramas finales, la forma en como obtuvimos esto, es similar a la ya descrita.



DISEÑO DE TRABE EJES J-I; K-I y M-I. NIV. AZOTEA.

4.3.2.2 DIMENSIONAMIENTO DE TRABES PRINCIPALES.

Como mencionamos la principal diferencia entre las traves principales y secundarias consiste en que las primeras, además de estar sometidas a las acciones de carga muerta + carga viva, también estarán bajo la acción de cargas eventuales, que para este caso son fuerzas horizontales debidas a sismo.

En los ejemplos anteriores dimensionaremos las traves secundarias, y como observamos, la tarea más pesada consiste en la elaboración de los diagramas de los elementos mecánicos. Dicha actividad se complica cuánto más variadas son las condiciones de carga que actúan a lo largo de una trabe. Por ejemplo en la trabe dimensionada anteriormente, correspondiente a los ejes J-1, K-1 Y M-1, en la cual únicamente tenemos una carga uniforme a lo largo de ella, el obtener los diagramas de momento y de cortante fué relativamente más fácil en comparación de el primer ejemplo tratado y que corresponde a la trabe de los ejes N-1 e I-1, que como vemos a lo largo de ella actúan cargas uniformes de diferentes magnitudes, así como una carga puntual al centro del claro.

Para el caso de las traves principales, además de graficar dichas acciones, también se requiere graficar los efectos debidos a las fuerzas horizontales producto del movimiento sísmico. Esto se realiza con el fin de poder hacer una comparación entre las diferentes combinaciones de carga, y así determinar cual de ellas regirá para el diseño, como lo marca el RCDF en su Artículo 188.

En los ejemplos anteriores mostramos la forma de obtener los diagramas de momento debidos a la combinación de carga muerta + carga viva máxima, dicho procedimiento es el mismo para el caso de traves principales y en éste Subcapítulo mostraremos la forma de obtener o superponer las magnitudes debidas a sismo.

Para tal efecto utilizaremos los resultados del análisis realizado por medio de computadora a los diferentes modelos de los marcos que forman la estructura cuyos resultados se muestran en el capítulo 3.0 de la pág. 117 a la pág. 174.

En la figura 4.9, mostramos los diagramas de momento y cortante, así como el resultado del dimensionamiento de la trabe del Eje O. La forma de obtener dichos diagramas y el dimensionamiento, lo describimos a continuación.

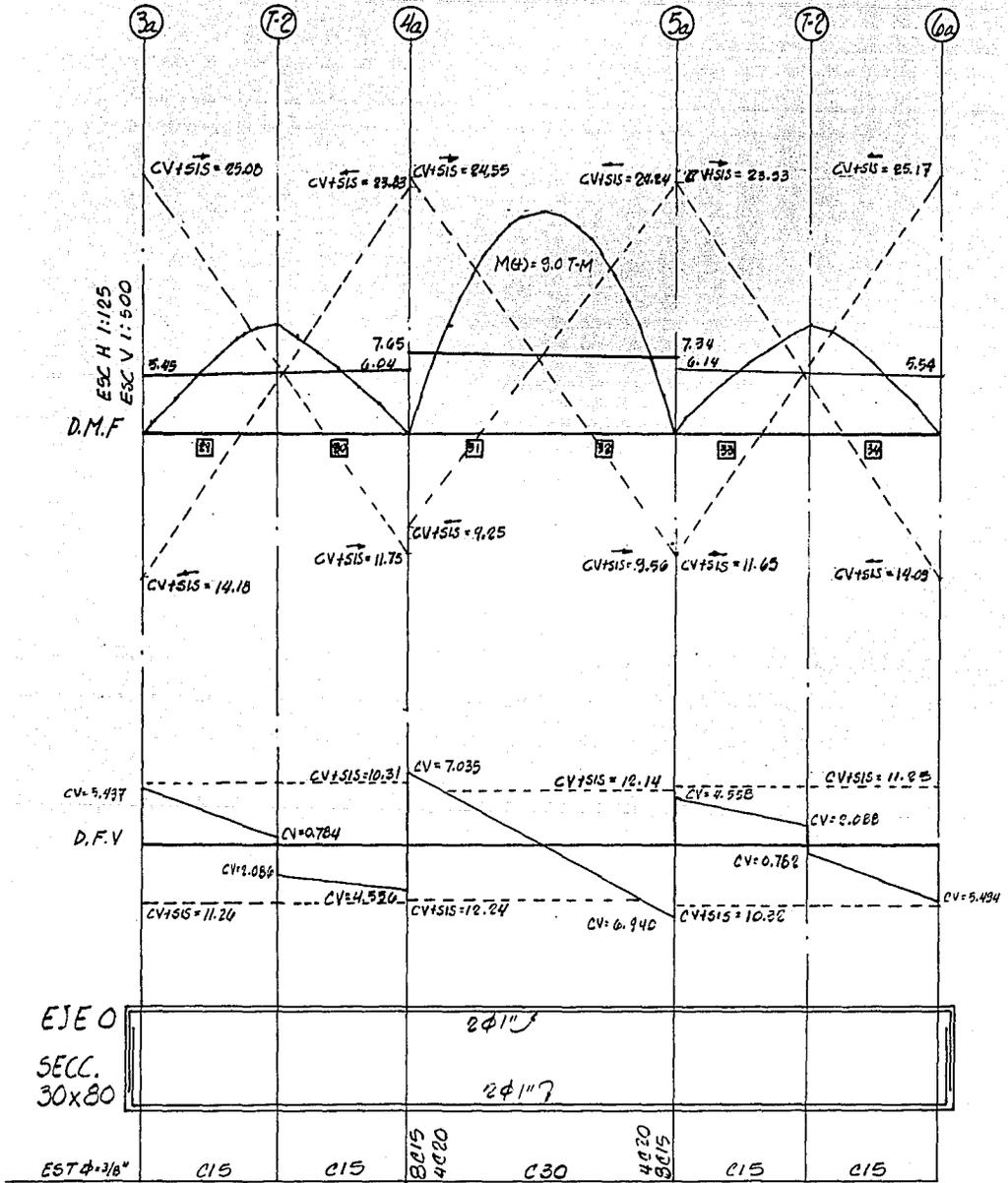


FIG.4.9 DIMENSIONAMIENTO DE TRABE EJE 0 NIV. AZOTEA.

En la figura mencionada, hemos colocado el número de barra que le corresponde a la trabe del eje O, correspondiente al nivel de Azotea, según como lo indicamos en la Fig. 3.24 (Pág. 142). Esto lo hacemos con el fin de una rápida localización de los datos proporcionados por el Análisis de Computadora cuyos datos los presentamos en el Capítulo 3.0.

Como vemos, los números de barra correspondientes a la trabe del Eje O, Nivel Azotea son: 29, 30, 31, 32, 33 y 34. En la figura 3.25 del Capítulo 3.0 (Pág. 143), se observan las acciones de carga vertical bajo las que esta sometida la trabe en cuestión, dichas acciones son cargas uniformes y cargas puntuales, y en base a ellas elaboramos los diagramas de momentos isostáticos cuyas curvas parabólicas se graficaron al centro de los claros de la trabe en la Fig. 4.9. La forma de elaborar estos diagramas ya lo ejemplificamos en el caso de trabes secundarias.

Los momentos correctivos o hiperestáticos que se nos presentan en los nudos los obtenemos de los resultados del análisis por computadora del Capítulo 3.0. Hacemos la aclaración que estos datos corresponden a la condición de carga vertical.

Así tenemos, por ejemplo, en el Eje 3a, presentamos un valor de momento hiperestático debido a la carga vertical igual a 5.45 Ton-m, y como podemos ver este tramo de trabe corresponde al inicio de la barra número 29, cuyo resultado del análisis se muestra en la Pág. 148, y como ya aclaramos esta condición corresponde a carga vertical.

sobre este mismo eje y en la parte superior e inferior se muestran otros dos valores de momento, los cuales corresponde a la segunda combinación de carga, carga vertical + sismo, la acción del sismo la consideramos actuando en uno y otro sentido. El valor del momento mostrado en la parte superior corresponde a la combinación de carga vertical más la acción del sismo actuando de izquierda a derecha, en la simbología utilizada, el sentido de la acción del sismo lo indicamos con una flecha. El valor - correspondiente a la combinación de C.VER.+SIS. , lo obtenemos de la siguiente forma; la magnitud de la carga vertical = 5.45 Ton-m, ya aclaramos la forma de obtenerlo, la magnitud del momento debido al sismo lo obtenemos de los datos de las corridas. En la Pág. 147 tenemos los resultados de la condición de carga debida a sismo, y en esta página se observa que para el inicio de la barra No. 29, la magnitud del momento es de 19.633 Ton-m, por lo tanto para la combinación de carga que describimos tenemos:

$$C. VER. + \overrightarrow{SISMO} = 5.45 + 19.633 = 25.08 \text{ TON-M.}$$

Sumamos las dos magnitudes de momento, debido a que ambas acciones producen tensiones en la parte superior del elemento. Para el momento mostrado en la parte inferior, la combinación de cargas es la misma, pero ahora la acción del sismo lo consideramos actuando de izquierda a derecha y el valor mostrado lo obtenemos de la siguiente forma:

$$C. VER. + \overleftarrow{SISMO} = 5.45 - 19.633 = 14.18 \text{ TON-M.}$$

En ésta combinación de efectos, realizamos una diferencia de -ambos, debido a que la carga vertical nos produce tensiones en la parte superior de la trabe y el efecto del sismo actuando de izquierda a derecha nos produce tensiones en la parte inferior de la trabe, y estos dos efectos se contraponen.

Para el caso del Eje 4a, seguimos el mismo procedimiento para obtener las magnitudes de los momentos. En este Eje presentamos tanto valores a la derecha e izquierda del mismo, para los valores mostrados a la izquierda del Eje corresponden a los resultados del final de la barra No. 30, presentados en las Páginas 147 y 148. Para los valores mostrados a la derecha del Eje, corresponden los resultados del inicio de la barra No. 31, los cuales se tienen en las mismas páginas antes mencionadas.

La forma de obtener los diagramas de fuerza cortante, se basa en el mismo criterio utilizado en la elaboración de los diagramas de momento.

Una vez obtenidas las magnitudes de los elementos mecánicos nos resta determinar el Area de Acero de Refuerzo, requerido tanto para el momento flexionante como para fuerza cortante. Debido a que en el caso de trabes principales tenemos dos condiciones de carga, debemos determinar primero cuál de las dos condiciones rige para el dimensionamiento. Así tenemos que para el M(-) que tenemos a la derecha del Eje 4a son:

$$\begin{aligned} \text{CARGA VERTICAL} &= 7.65 \text{ TON-M} ; M(u) = 1.4 (7.65) = 10.71 \text{ TON-M.} \\ \text{C.V. + SISMO} &= 24.55 \text{ TON-M} ; M(u) = 1.1 (24.55) = 27.00 \text{ TON-M. (RIGE)} \end{aligned}$$

Para la fuerza cortante tenemos:

$$\begin{aligned} \text{CARGA VERTICAL} &= 2035 \text{ TON} ; V_u = 1.4 (7.035) = 9.849 \text{ TON.} \\ \text{C.V. + SISMO} &= 12.240 \text{ TON} ; V_u = 1.1 (12.240) = 13.464 \text{ TON.} \end{aligned}$$

Como vemos la combinación de carga que rige es la debida a carga vertical más sismo. En rigor, ésta comparación de los elementos mecánicos debidos a las dos condiciones de carga que se nos presentan se deben de hacer en cada sección de la viga que vayamos a dimensionar. A simple vista observamos que para el caso de los apoyos la combinación que rige es la debida a CARGA VERTICAL + SISMO. El dimensionamiento de la trabe

queda de la siguiente forma:

- CONSTANTES DE DIMENSIONAMIENTO.

$$f^*c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^nc = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P \text{ máx.} = 0.014286$$

- ACERO MINIMO POR FLEXION.

Sección 30 X 80, consideramos un recubrimiento igual a 2.5 cm.

$$As \text{ mín.} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} \times 30 \times 77.5 = 6.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Colocaremos 2 varillas No. 8} = 10.13 \text{ cm}^2 > 6.13 \text{ cm}^2$$

- DETERMINACION DEL ACERO DE REFUERZO REQUERIDO PARA EL M(-), EN EL EJE 4a.

$$M(-)u = 1.1(24.55) = 27.01 \text{ TON-M (DIMENSIONAREMOS PARA EL CASO MAS DESFAVORABLE)}$$

$$P \text{ req.} = 0.00418 < P \text{ máx.} = 0.014286$$

$$As = Pbd = 0.00418 \times 30 \times 77.5 = 9.72 \text{ cm}^2$$

En la Fig. 4.9 podemos observar que el $M(-)u = 27.01$, es el máximo momento que se nos presenta a lo largo de toda la trabe, por lo tanto deducimos que con el acero mínimo propuesto tomamos el momento flexionante que se nos presente en cualquier tramo de la trabe.

- REFUERZO POR TENSION DIAGONAL.

$$P = \frac{As}{bd} = \frac{10.13}{30 \times 77.5} = 0.00436 < 0.01$$

$$VCR = FRbd (0.2+30p) \sqrt{f^*c} = 0.6 \times 30 \times 77.5 (0.2+30p) \sqrt{200} = 6524.3 \text{ Kg.}$$
$$VCR = 6.5 \text{ TON} < Vu = 13.464 \text{ TON. REQUERIMOS REFUERZO POR TENSION DIAGONAL, COLOCAREMOS EST. No. 3}$$

$$S = \frac{0.6 \times 1.42 \times 4200 \times 77.5}{13,464 - 6,500} = 39.82 \text{ cm.}$$

Requerimos colocar Est. No. 3 @ 40 cm. pero siguiendo el mismo criterio que en las vigas secundarias, colocaremos 8 Est. No. 3 @ 15, posteriormente 4 Est. No. 3 @ 20 y al centro del claro la separación será @ 30cm.

- REVISION DE LA DEFLEXION PERMISIBLE.

Para finalizar el ejemplo de dimensionamiento de trabes revisaremos los estados límite de servicio, lo cuales son: deflexiones y agrietamiento. Con relación a las deflexiones las NTC-86, marca lo siguiente:

Las dimensiones de elementos de concreto presforzado deben de ser tales que las deflexiones que puedan sufrir bajo condiciones de servicio o trabajo se mantengan dentro de los límites prescritos a continuación:

En las construcciones comunes, la revisión de los estados límite de deformaciones se considerará cumplida sí se comprueba que no se excede los valores siguientes:

I.- Una flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo, igual al claro entre doscientos cuarenta, más 0.5 cm. Además para miembros cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables, se considerará como estado límite una flecha medida después de la colocación de los elementos no estructurales, igual al claro entre cuatrocientos ochenta, más 0.3 cm. para elementos en voladizo los límites anteriores se multiplicarán por dos.

II.- Una deflexión horizontal entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura de entrepiso entre quinientos para estructuras que tengan ligados elementos no estructurales que pueden dañarse con pequeñas deformaciones e igual a la altura de entrepiso entre --- doscientos cincuenta para otros casos, para diseño sísmico se observará lo dispuesto en los artículos 209 a 211 del R.C.D.F.

Para el inciso II, estas deflexiones fueron revisadas en el Capítulo 3.0, como desplazamientos horizontales debidas a la fuerza sísmica.

Por lo que toca al inciso I, las NTC-86, señala que las deflexiones que ocurran inmediatamente después de aplicar la carga se calcularán con los métodos o fórmulas usuales para determinar deflexiones elásticas.

En el caso de las trabes principales, los resultados obtenidos del análisis de marcos nos proporciona la deflexión vertical de las trabes para las dos combinaciones de carga.

La deflexión máxima en una trabe se presenta en el punto donde se ubica el mayor momento flexionante. En la figura 4.9 vemos que para tres claros de este elemento el momento máximo se presenta al centro de éste. En la página 148 observamos que el nudo No. 24 (ver figura 3.24 CODIFICACION DE MODELO GEOMETRICO), el cual corresponde al centro de la trabe ubicada entre los Ejes 3a y 4a, se presenta la mayor deflexión vertical, cuyo valor es:

$$\text{DEF. MAX.} = 0.0001159 \text{ m.} = 0.01159 \text{ cm.}$$

Este valor corresponde a la deflexión inmediata, y en los resultados del análisis lo localizamos en la columna de datos referente al desplazamiento de los nudos en la dirección "Y".

Por lo que toca a la deflexión, diferida las NTC-86, marca que a no ser que se utilice un análisis más preciso, la deflexión adicional que ocurra a largo plazo en miembros de concreto normal clase I, sujetos a flexión. Se obtendrá multiplicando la flecha inmediata por el siguiente factor.

$$\frac{2}{1 + 50 P'}$$

DONDE:

P' : Es la cuantía de acero a compresión (A_s'/bd)

Para elementos de concreto normal Clase 2, el numerador de la expresión anterior será igual a 4.

La deflexión total será la suma de la deflexión inmediata más la diferida.

Para nuestro ejemplo tenemos:

$$P' = \frac{10.13}{30 \times 77.5} = 0.00436$$

$$\frac{2}{1 + 50 (0.00436)} = 1.64$$

$$\text{DEF. DIFERIDA} = 1.64 \text{ DEF. MAX.} = 1.64 \times 0.01159 = 0.01903$$

$$\text{DEF. TOTAL} = \text{DEF. DIF.} + \text{DEF. MAX.} = 0.01903 + 0.01159 = 0.03062 \text{ cm.}$$

La deflexión permisible para el caso en el que se tengan muros de mampostería que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables (caso más desfavorable) es:

$$\text{DEF. PERM. } \frac{\text{LONG. CLARO}}{480} + 0.3 = \frac{650}{480} + 0.3 = 1.65 \text{ cm}$$

DEF. PERM. > DEF. TOT. NO SE TIENEN PROBLEMAS POR DEFLEXION.

- REVISIÓN DEL AGRIETAMIENTO. Para la revisión de éste estado límite, las NTC-86 mencionan lo siguiente:

El criterio siguiente se aplica a elementos no expuestos a un ambiente no muy agresivo, y que no deban ser impermeables. En caso contrario, deben tomarse precauciones especiales.

Cuando en el diseño se use un esfuerzo de fluencia mayor de 3000 Kg/cm², para el refuerzo de tensión, la sección de máximo momento positivo y negativo se dimensionarán de modo que la cantidad.

$$F_s \leq \sqrt{dc A}$$

No exceda de 40,000 Kg/cm. En la expresión anterior:

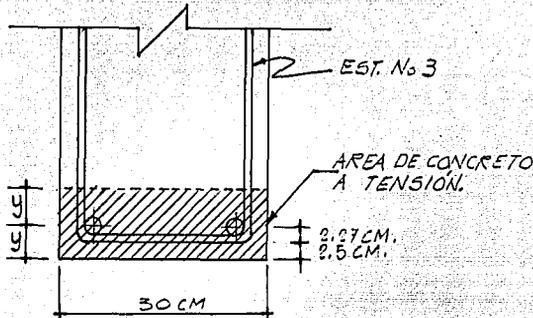
fs = Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio en Kg/cm²

dc = Recubrimiento de concreto medido desde la fibra externa en tensión al centro de la barra más próxima a ella en cm.

A = Área de concreto a tensión, en cm², que rodea al refuerzo principal de tensión y cuyo centroíde coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cuando el refuerzo principal conste de barras de varios diámetros, el número de barras equivalente, se calculará dividiendo el área total de acero entre el área de la barra de mayor diámetro.)

El esfuerzo fs puede estimarse con la expresión M/0.9 d As, o bien suponerse igual a 0.6 fy.

En el caso de la trabe que hemos utilizado como ejemplo el arreglo del armado, tanto positivo como negativo es de la siguiente forma:



(\oplus) -- VARS. No 8.

$$Y = 2.5 + 1.0 + (2.54 \div 2) = 4.77 \text{ cm.}$$

$$A = \frac{2 \times 4.77 \times 30}{2} = 143.10 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 0.6 f_y = 0.6 (4200) = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

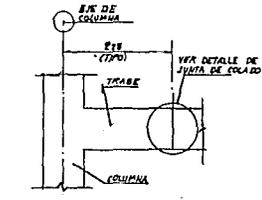
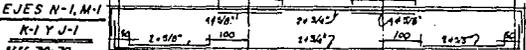
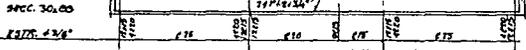
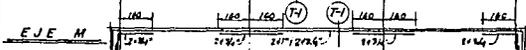
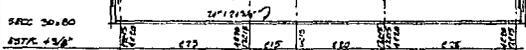
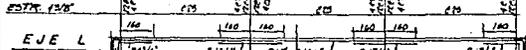
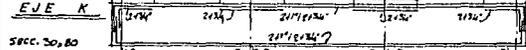
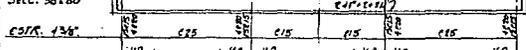
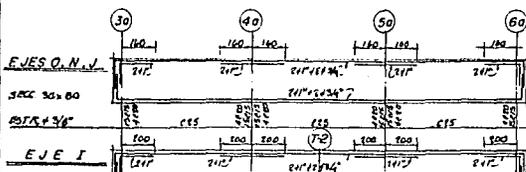
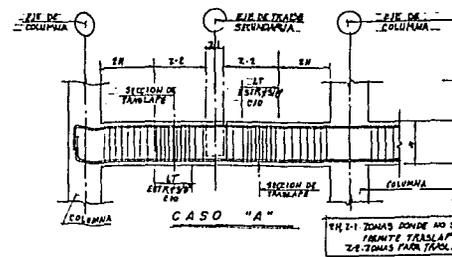
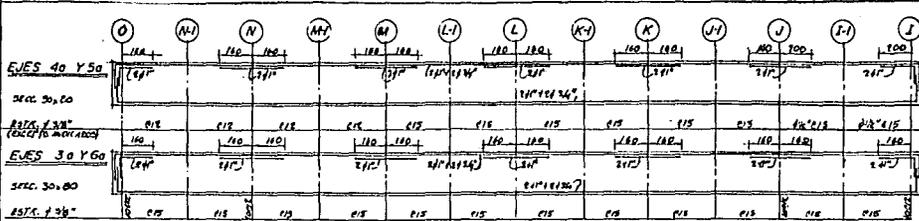
$$\text{PARA ESTE CASO } d_c = Y = 4.77$$

$$Z = 2520^3 \sqrt{4.77 \times 143.10} = 22188.09 \text{ Kg/cm} < 40,000 \text{ Kg/cm}$$

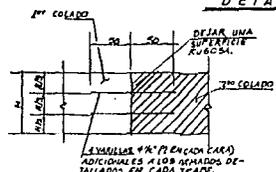
∴ EL REFUERZO ES ACEPTABLE.

Con esto finalizamos el ejemplo de dimensionamiento de trabes principales, debido a lo laborioso que resulta esta tarea, este será el único ejemplo que trataremos en este trabajo, esperando que dicho ejemplo sea suficiente para la comprensión de esta actividad. A continuación mostramos los planos concernientes a el armado de trabes, tanto principales como secundarias de los Niveles 3, 2 y 1. La forma de obtener estos Armados es similar a la descrita en los ejemplos tratados anteriormente. Únicamente cambiando los datos particulares de cada caso.

En los planos mostrados, además de presentar los armados de --
trabes, se incluyen notas generales con el fin de mostrar las disposiciones
marcadas en las NTC-86, y así realizar un proceso constructivo adecuado
de la estructura.

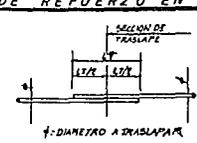


LOCALIZACION DE JUNTA DE COLADO EN TRABES



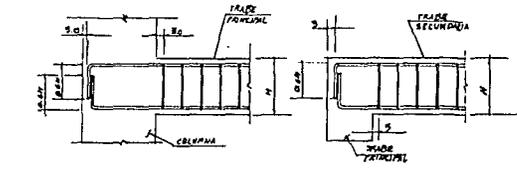
DETALLE DE JUNTA DE COLADO

NOTA: ANTES DE EMPEZAR EL 2º COLADO SE DEBERA LIMPIAR PERIFERICAMENTE FORMANDO DICES DOS HORAS ANTES DE LA SUPERFICIE DE LA JUNTA DE COLADO. ADEMÁS SE DEBERAN TOMAR LAS PRECAUCIONES EN EL ARMADO PARA NO HACER TRASPASES EN LAS ZONAS INDICADAS SEGUN LOS CASOS AYB DE ESTE PLANO.

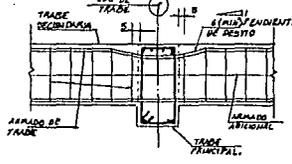


DETALLE DE TRABAJE

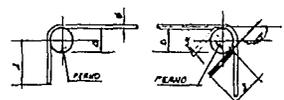
- NOTAS PARA TR
- 1º SOLO SE PODRA TRASPASAR TRANSVERSAL LAS SECCION
 - 2º CUANDO SE TRATE DE UNA DISTANCIA POR LO MENOS
 - 3º EN TRABES TRANSVERSALES NO COLUMNA QUE TENGA UNA LO MAS DE LO MAS DE LA COLUMNA.
 - 4º EN LOS DISTANCIAS DE TRABA



ANCLAJE DEL REFUERZO DE TRABES

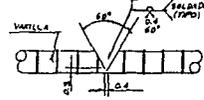


CRUCE DE ARMADO EN TRABES

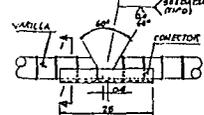


GANCHOS ESTANDAR

NOTA: LOS DOBLICES (GANCHOS) DE LAS VARILLAS SE HACERAN EN PED ESTIBOS LOS CASOS ALREDEDOR DE UN PIANO DON EL DIAMETRO INDICADO EN LA TABLA 1; Y CON REQUISO ESPECIAL, NO SE PERMITIRA NINGUN DOBLICE DE ALGUNA VARILLA PARCIALMENTE EMBENDIDA.



CUANDO EXISTA ACCESO ALREDEDOR



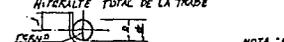
CUANDO NO EXISTA ACCESO ALREDEDOR

DETALLES PARA SOLDADURA DE VARILLAS

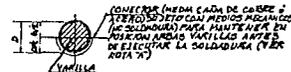
NOTAS PARA SOLDADURA ENTRE VARILLAS

- 1º USAR LAS ESPECIFICACIONES PARA SOLDADURA EN VARILLAS DE REFUERZO DE CEMENTO (ACORDAR CON EL INGENIERO)
- 2º SE USARAN ELECTRODOS TPO 2-30KX
- 3º ANTES DE LAS PRUEBAS RADIOGRAFICAS, SE DEBE REPARAR TODAS LAS DEFECTOS DE TONOS Y FOLGOS, SEGUN LA A. N. S.
- 4º EN UNA MISMA SECCION TRANSVERSAL NO DEBE UNIRSE CON SOLDADURA MAS DEL 30% DEL AREA DE LAS DISTANCIAS DE UNION INTERMEDIAS SI NO MENOS DE 60 CM

TABLA 1 -					
D	VARILLAS LONGITUDINALES		ESTRIBOS		LONGITUD
	D	I	D	I	
3/8"	6.0	0.4N	3.8	1.0	57 CM
1/2"	7.4	0.4N	4.1	1.0	7.6 CM
5/8"	7.5	0.4N	4.4	1.0	---
3/4"	11.4	0.4N	---	---	---
1"	15.2	0.4N	---	---	---

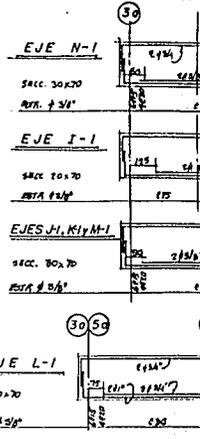
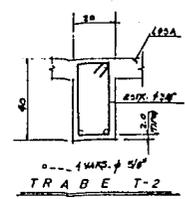
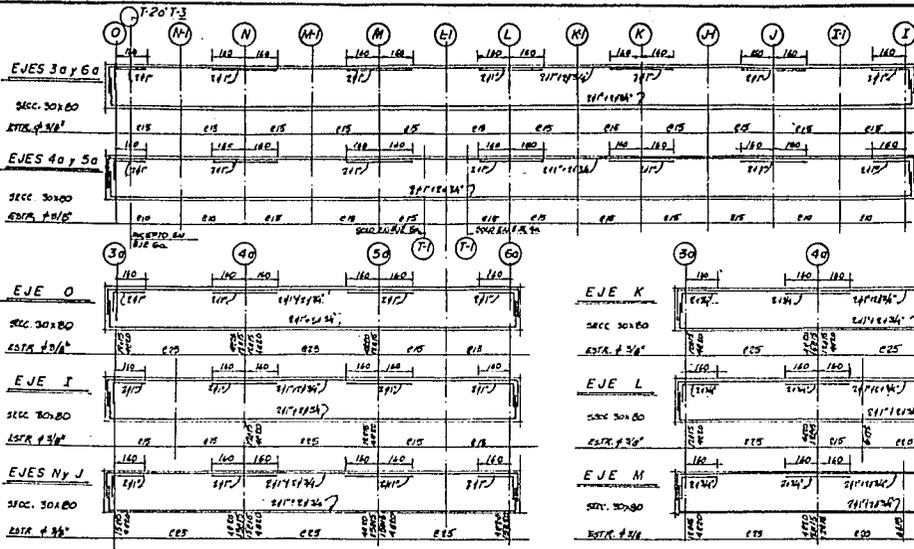


GANCHOS ESTANDAR PARA LOSAS

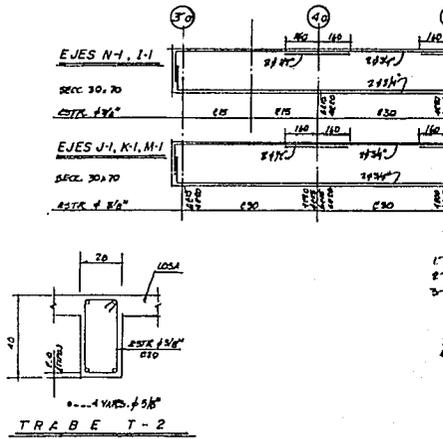
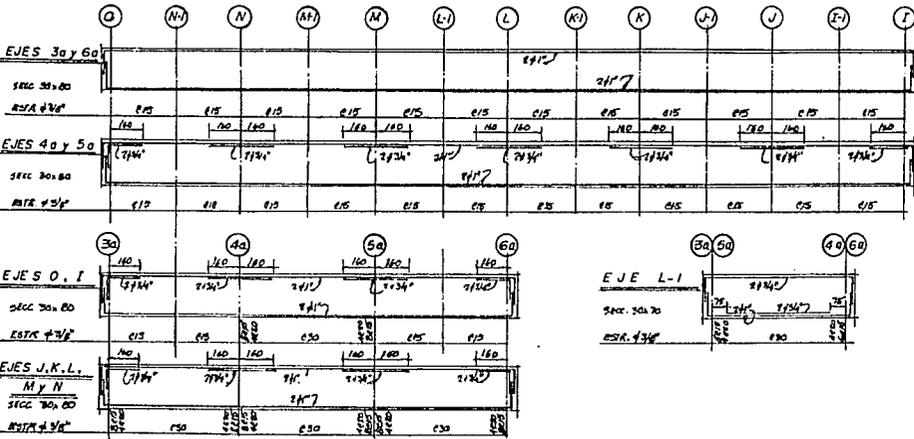


CORTE 1-1

NOTA: LA MEDIDA CADA PODRA QUITARSE TRABA UTILIZATE EN OTRA UNION SIEMPRE QUE SE UTILICE PROCEDIMIENTOS QUE NO OCASIONEN NINGUN DAÑO A LA MISMA.

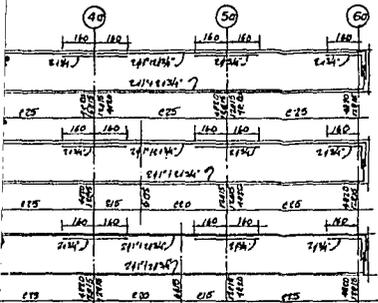
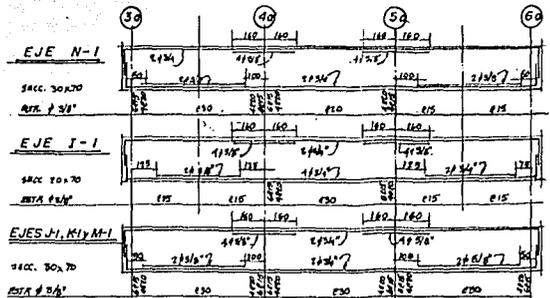
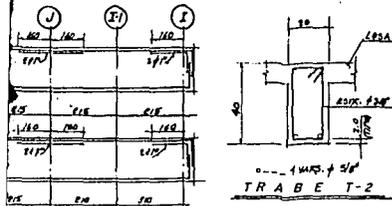


TRABES PRINCIPALES Y SECUNDARIAS DEL NIVEL - 2

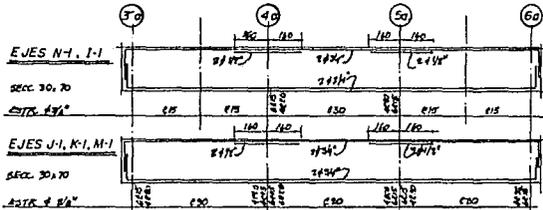
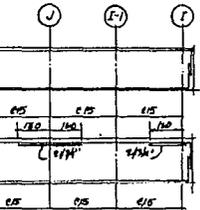


TRABES PRINCIPALES Y SECUNDARIAS DEL NIVEL -3 (AZOTEA)

(N.L.A.L + 13.65)

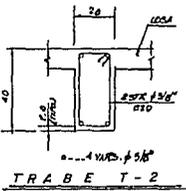
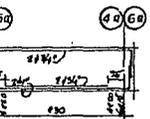


ES Y SECUNDARIAS DEL NIVEL - 2



NOTAS

1- VER NOTAS GENERALES EN PLANO EC-05
 2- VER DETALLES GENERALES Y TRABES T-1 EN PLANO, EC-06
 3- ESTE PLANO SE COMPLEMENTA CON LOS PLANOS, EC-08, EC-09, EC-10



SECUNDARIAS DEL NIVEL - 3 (AZOTEAS)
 (N.L.A.L. + 13.ES)



INGENIERIA
 CIVIL

UNAM. I.E.N.E.P. ARAGON

TITULO PROFESIONAL		W. MARTIN BANCHEZ BANCHEZ	
TIPO DE OFICINAS COMERCIALES			
UBICACION CALZADA IGNACIO ZARAZOZA No 816		PROFESIONARIO	
IDENTIFICACION DE PLANO			CLASE
TRABES DE NIVELES 2 Y 3			EC-08
ESCALA	FECHA	AUTOR ING. IGNACIO E. HERNANDEZ GUMIO	

4.4 DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Como se ha visto en los Subcapítulos anteriores concernientes al dimensionamiento de losas y trabes, se ha tratado con mayor detalle otros aspectos, como son: la obtención de elementos mecánicos, las disposiciones marcadas por las NTC-86 para diseñar estructuras de concreto o aspectos sobre el detallado del acero de refuerzo. Esto se debe a que en pocos libros de texto se tratan estos aspectos, y por el contrario, el tema de Dimensionamiento es ampliamente tratado.

Para el caso de columnas los aspectos que trataremos serán: los concernientes a las recomendaciones para el dimensionamiento de columnas, la revisión de esbeltez en columnas, la obtención de los elementos mecánicos y finalmente determinaremos el acero requerido.

4.4.1 RECOMENDACIONES PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

En los siguientes incisos se presentan las principales disposiciones marcadas por las NTC-86.

a) ACERO MINIMO Y MAXIMO: La relación entre el área de refuerzo vertical y el área total de la sección no será menor que:

$$\frac{20}{f_y} \quad (f_y = \text{Kg/cm}^2)$$

Ni mayor que 0.06. El número mínimo de barras será seis en columnas circulares y cuatro en rectangulares. Para cuestiones prácticas se recomienda un porcentaje mínimo de 0.01.

b) SEPARACION ENTRE BARRAS: En columnas, la distancia libre entre barras longitudinales no será menor que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado, ni que 4 cm., o que 1.5 veces el diámetro de la barra.

c) PAQUETES DE BARRAS: Las barras longitudinales pueden agruparse formando paquetes con un máximo de dos barras cada uno en columnas, los paquetes se usarán sólo cuando queden alojados en un ángulo de los estribos. Para determinar la separación mínima entre paquetes cada uno se tratará como una barra simple de igual área transversal que la del paquete. Los paquetes de barras deben amarrarse firmemente con alambre.

d) EXCENRICIDAD ACCIDENTAL: Las NTC-86 especifican que debe de considerarse siempre una excentricidad accidental igual a $0.05 h > 2$ cm., siendo h la dimensión de la columna en la dirección de la flexión.

e) REFUERZO TRANSVERSAL: El refuerzo transversal no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos mínimos de los párrafos siguientes:

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor de:

- $\frac{850}{f_y} \phi$ BARRA
- 48ϕ EST.
- $b/2$

DONDE:

f_y = Esfuerzo de fluencia de las barras longitudinales.
(Kg/cm²)

ϕ BARRA = Diámetro de la barra más delgada del paquete

ϕ EST. = Diámetro del estribo

b = Menor dimensión de la columna

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que:

- h
- $H/6$
- 60 cm.

h = Dimensión transversal máxima de la columna

H = Altura libre de la columna

Arriba y abajo de cada unión de columna con traveses o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección. En la parte inferior de columnas de planta baja este refuerzo debe llegar hasta media altura de la columna, y debe continuarse dentro de la cimentación al menos en una distancia igual a la longitud de desarrollo en compresión de la barra más gruesa.

En columnas de núcleo rectangular, la suma de las áreas de estribos y grapas, A_{sh} , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que:

$$0.3 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} S h_c, \text{ ni que } 0.12 \frac{f'_c}{f_y} S h_c$$

DONDE:

A_c = Area transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal

A_g = Area transversal de la columna

f_y = Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

h_c = Dimensión del núcleo, normal al refuerzo del área Ash

S = Separación del refuerzo transversal

La separación del refuerzo transversal, no puede exceder de la cuarta parte de la menor dimensión transversal del elemento.

Los estribos se dispondrán de manera que cada barra longitudinal de esquina y una de cada dos consecutivas de la periferia tengan un soporte lateral suministrado por el doblé de un estribo con un ángulo interno no mayor de 135°. Además, ninguna barra que no tenga soporte lateral debe distar más de 15 cm. de una barra soportada lateralmente.

Para dar restricción lateral a barras que no sean de esquina, pueden usarse grapas formadas por barras rectas cuyos extremos terminen en un doblé, a 135° alrededor de la barra o paquete restringido, seguido de un tramo recto con longitud no menor que 10 diámetros de la barra de la grapa.

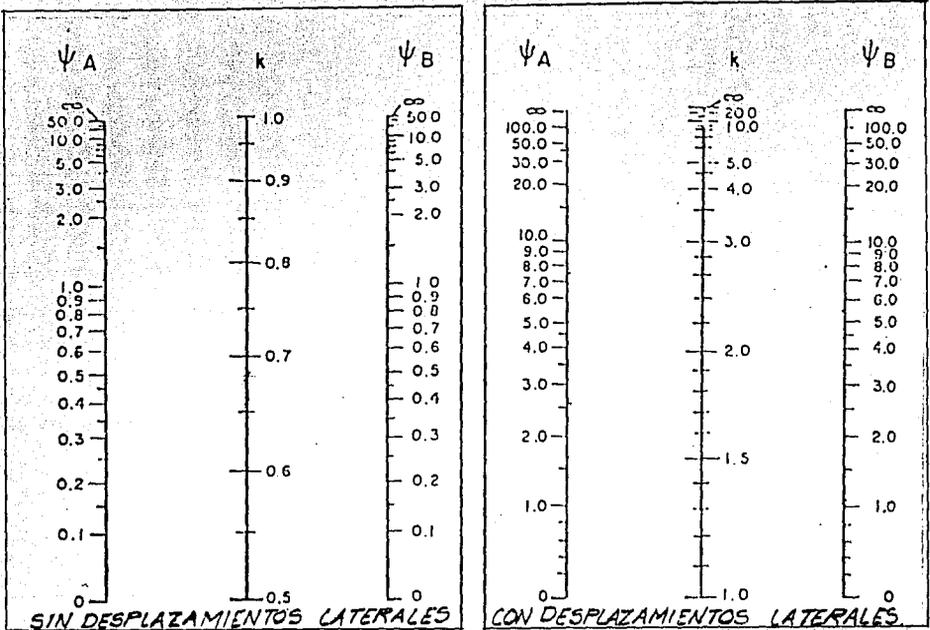
4.4.2 EFECTOS DE ESBELTEZ

Se entiende por efectos de esbeltez la reducción de resistencia de un elemento sujeto a compresión axial o flexo-compresión, debida a que la longitud del elemento es grande en comparación con la dimensiones de su sección transversal.

Para la revisión de los efectos de esbeltez se presentan dos casos; el primero es cuando la estructura puede sufrir desplazamientos laterales y el segundo, cuando la estructura no sufre desplazamientos laterales. Por lo tanto debemos de distinguir ambos tipos de estructuras. Los sistemas estructurales a base de marcos no contraventeados o sin muros de cortante que estén sujetos a cargas laterales de sismo o viento sí sufren

desplazamientos laterales. Cuando existen contravientos o muros de cortante suficientemente rígidos se reducen los desplazamientos laterales a valores muy pequeños y entonces pueden considerarse que no hay desplazamientos laterales.

Otro concepto que se debe definir es la longitud efectiva, denotada como H' . La longitud efectiva de miembros con extremos restringidos lateralmente puede determinarse con el nomograma de la figura 4.10a; la de miembros cuyos extremos no estén restringidos lateralmente, con el nomograma de la figura 4.10b.



(a) EXTREMOS RESTRINGIDOS
C.M + C.VIVA

(b) EXTREMOS NO RESTRINGIDOS
C.M + C.VIVA + SISMO

ψ = COEFICIENTE DE $\Sigma(I/L)$ DE COLUMNAS, ENTRE $\Sigma(I/L)$ DE LOS MIEMBROS DE FLEXION (TRABES) QUE LLEGAN A UN EXTREMO DE UNA COLUMNA, EN EL PLANO CONSIDERADO.

$H' = kH$

A y B SON LOS EXTREMOS DE LA COLUMNA.

FIG 4.10 NOMOGRAMAS PARA DETERMINAR LONGITUDES EFECTIVAS H' DE MIEMBROS A FLEXOCOMPRESION.

Las NTC-86, indican que; en miembros con extremos restringidos lateralmente, los efectos de esbeltez pueden despreciarse cuando:

$$\frac{H'}{r} < 34 - \frac{12M1}{M2}$$

DONDE:

H' = Longitud efectiva

r = Radio de giro de la sección en la dirección considerada

$M1$ = Menor de los momentos

$M2$ = Mayor de los momentos; $M1/M2$ es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura sencilla y negativo cuando lo hace en curvatura doble, si $M1=M2=0$, --- entonces $M1/M2 = 1.0$

Este criterio también se aplicará a miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales que no produzcan desplazamientos laterales apreciables.

En miembros con extremos no restringidos lateralmente en estructuras sujetas sólo a cargas verticales cuando estas causan desplazamientos apreciables los efectos de esbeltez pueden despreciarse si:

$$\frac{H'}{r} < 22$$

Cuando H'/r sea mayor que 100, deberá efectuarse un análisis de segundo orden.

Los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con los párrafos anteriores, no pueden despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño, P_u , obtenida de un análisis convencional y un momento amplificado, M_c , obtenido aproximadamente con el siguiente procedimiento:

$$M_c = F_{ab} M_{2b} + F_{as} M_{2s}$$

DONDE:

$$F_{ab} = \frac{c_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} > 1.0$$

$$c_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$$P_C = \frac{FR \pi^2 EI}{(H')^2}$$

$$EI = 0.4 \frac{E_c I_g}{1+u}$$

$$Fas = 1 + \frac{Wu/h}{(R/Q) - (1.2Wu/h)}$$

u = Relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total.

Wu = Suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (multiplicadas por el factor de carga correspondiente)

R = Rigidez de entrepiso, definida como la fuerza cortante eje entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que la limitan, provocado por la fuerza cortante (suma de rigideces de entrepiso de todos los marcos de la estructura en la dirección analizada)

Q = Cantidad adimensional definida por el tipo de estructura que se tenga, según las N.T. PARA DISEÑO POR SISMO. Cuando los desplazamientos laterales sean debidos a acciones distintas del sismo, se tomará Q=1.0.

h = Altura de entrepiso, entre ejes.

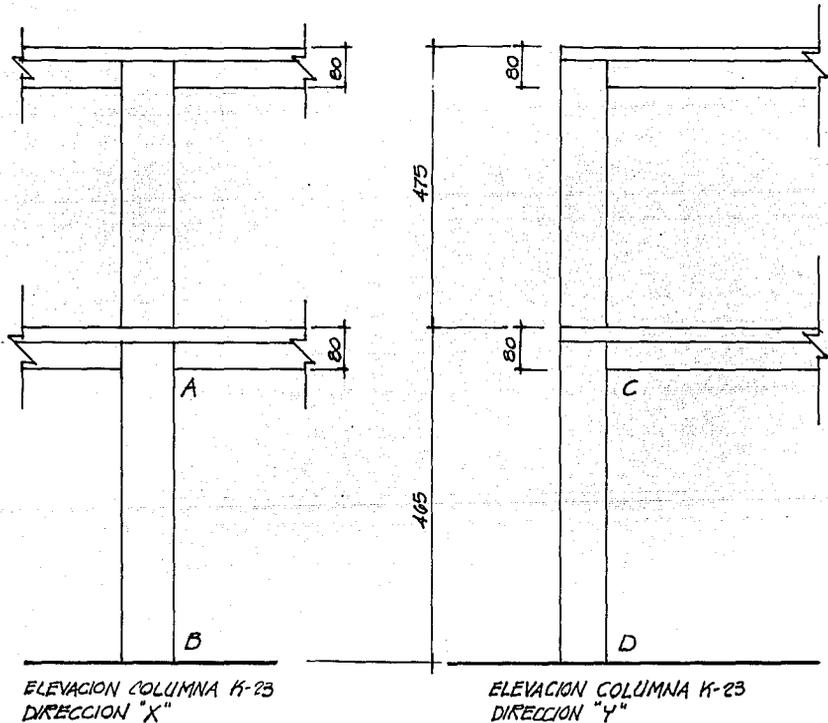
M2b = Es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro en valor absoluto, causado por aquellas cargas que no dan lugar a desplazamientos laterales apreciables, obtenido de un análisis convencional y está multiplicado por el factor de carga correspondiente.

M2s = Es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por aquellas cargas que dan lugar a desplazamientos laterales apreciables, obtenido de un análisis elástico convencional multiplicado por el factor de carga correspondiente.

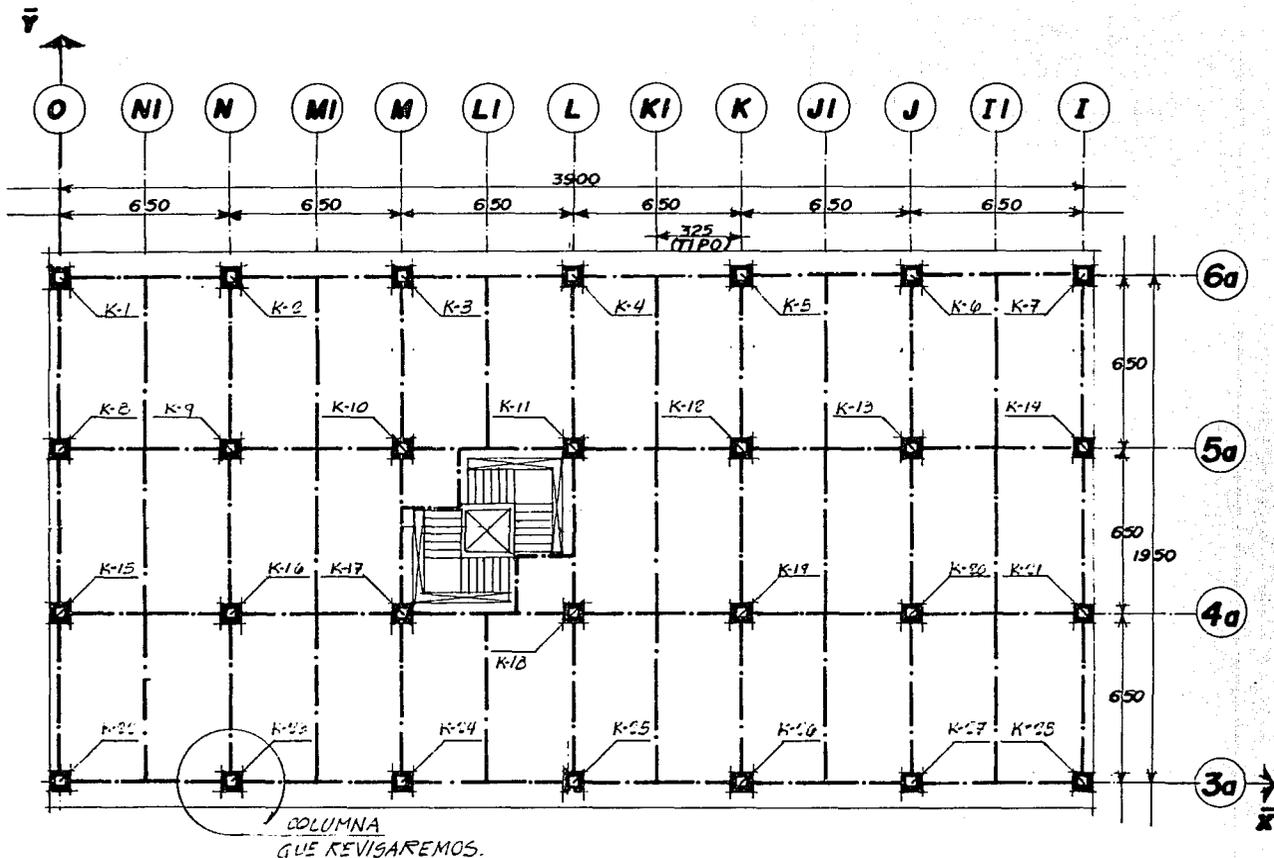
4.4.2.1 REVISIÓN DE LOS EFECTOS DE ESBELTEZ

Para realizar esta actividad, el primer paso consiste en determinar la longitud efectiva H' . Para esto utilizaremos la Fig. 4.10.

En la Fig. 4.11, mostramos una planta tipo de las columnas de proyecto, en la cual enumeramos cada una de estas. Para mostrar la forma de revisar los efectos de esbeltez, como caso representativo tomaremos la columna K-23 cuya elevación en ambos sentidos es el siguiente:



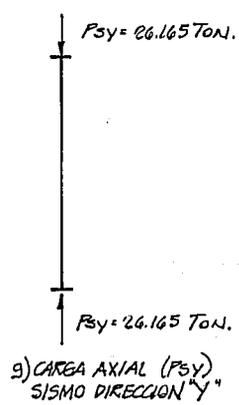
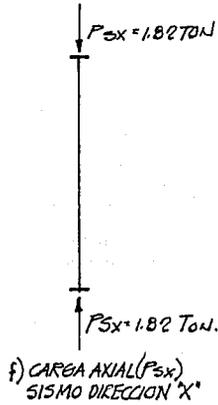
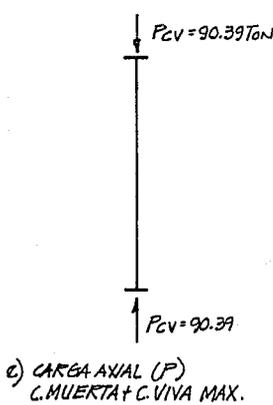
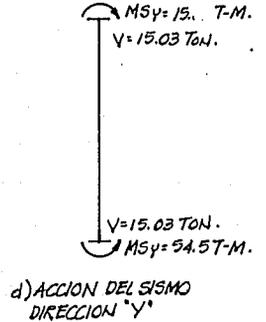
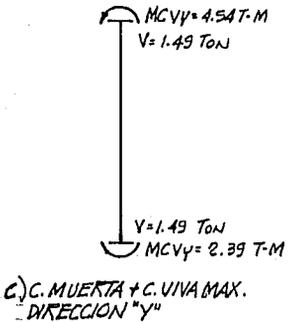
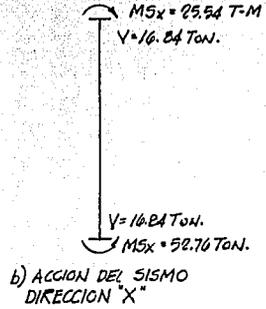
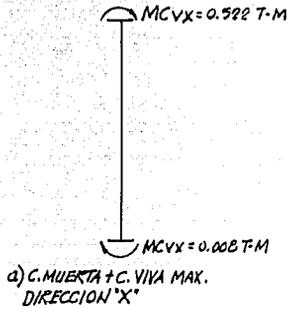
Revisaremos la relación de esbeltez en la planta baja por presentarse en este nivel el caso más desfavorable. Este criterio también lo aplicaremos para el diseño de las columnas.



COLUMNA
QUE REVISAREMOS.

FIG 4.11 COLUMNAS EN P.B

FIGURA 4.12 FUERZAS Y MOMENTOS INTERNOS CAUSADOS POR LAS ACCIONES GRAVITACIONALES Y COMPONENTES DEL SISMO.



FUERZAS CORTANTES TOTALES DEBIDAS A LOS COMPONENTES DEL SISMO Y DESPLAZAMIENTOS MEDIDOS DE ENTREPISO EN P.B.

	FUERZA CORTANTE (TON)	D E S P L A Z A M I E N T O S (M)	
		SISMO	C.M.+C.V. MAX
DIRECCION X	380.15	2.07	0.00
DIRECCION Y	380.15	2.43	0.00

La forma como se obtuvieron los datos antes citados es la siguiente:

En la figura 4.11 donde se muestra la ubicación de la columna utilizada como ejemplo vemos que para el caso de la dirección X, corresponde al marco eje 3a, y para el caso de la dirección Y, corresponde al marco eje N.

En la Pág. 117, del Capítulo 3.0 mostramos la numeración tanto de los nudos como de los miembros del modelo geométrico de los marcos paralelos al Eje X, que para cuestiones del ejemplo tratado nos interesa el marco eje 3a, cuyo miembro No. 4 corresponde a la columna No. 23 (ver fig. 4.11), en el sentido X, y dicho ejemplo va del nudo 2 (extremo inferior) al nudo 10 (extremo superior). En la Pág. 142 mostramos el modelo geométrico de los marcos paralelos al eje Y, cuyo miembro No. 1 corresponde a la columna No., 23 de este ejemplo y va del nudo No. 1 (extremo inferior) al nudo No. 5 (extremo superior) los datos indicados en la Fig. 4.12, la mayoría de ellos son resultados proporcionados por el análisis de los marcos ejes 3a y N, así tenemos que:

- Los datos de la Fig. 4.12 inciso a), que corresponden a la combinación de C.M.+C.V. MAX. para la dirección X, se obtienen de la corrida del marco eje 3a, para la condición de carga vertical, cuyos resultados se muestran en las páginas 123 y 124, así tenemos que, para el miembro No. 4 tenemos un momento flexionante en el inicio del miembro de 0.008 Ton-m, y en el final del mismo un momento igual a 0.522 Ton-m.

- Para los datos del inciso b), mostrados en la Fig. 4.12, se obtienen de las corridas del mismo eje 3a, pero para la condición de carga debida al sismo (pág. 122, Cap. 3.0) cuyos resultados para el mismo miembro No. 4 son: momento flexionante al inicio del miembro es igual a -52.76 Ton-m., y para el final del miembro, el momento flexionante es 25.536 Ton-m, la

fuerza cortante es de 16.838 Ton., para esta condición de carga. De esta misma corrida se obtienen los datos del inciso f) (fig. 4.12) que corresponde a la carga axial P debida al sismo actuando en la dirección "X", cuya magnitud, también se obtiene en la pág. 122 y es igual a 01.820 Ton. (A compresión pues el signo es positivo).

- Para los datos del inciso c), correspondiente a la combinación de C.M.+C.V. MAX. en la dirección "Y", los datos son resultados propios de la corrida del marco eje "N" para la condición de carga vertical y cuyos datos se muestran en las páginas 152 y 153. Así tenemos que el momento flexionante al inicio del miembro No. 1 es 2.393 Ton-m y al final de este es -4.537 Ton-m.

- Los datos del inciso d) también se obtienen de los resultados de las corridas de este marco pero para la condición de carga debida a sismo pág. 152 y el momento flexionante al inicio del miembro No. 1 es, -54.507 Ton-m., al final de este miembro se nos presenta un momento flexionante de 15.391 Ton-m., al igual que en el caso del marco eje 3a, también en esta condición de carga obtenemos los datos del inciso g) correspondiente a la carga axial debida a sismo actuando en la dirección "Y", cuya magnitud es 26.165 Ton.

- El dato del inciso e) correspondiente a la carga axial debida a la combinación de C.M.+C.V. MAX., lo obtenemos sumando los datos mostrados en las figuras 2.3, 2.8 y 2.12, que corresponden a las descargas a las columnas, debidas a la combinación de C.M.+C.V. MAXIMA, cuyo resultado es:

NIV. 3 = 28.23 Ton.
NIV. 2 = 30.88 Ton.
NIV. 1 = 31.28 Ton.

P TOTAL 90.39 Ton.

Este resultado no incluye el peso propio de las columnas el cual se incluirá en la secuela de cálculo para dimensionar la columna.

- La fuerza cortante la obtenemos en el análisis sísmico estático realizado en el Capítulo 3.0, este dato lo indicamos en las páginas 87 y 89.

- Los desplazamientos debidos a las diferentes combinaciones de carga, en ambos sentidos, también son datos proporcionados por las corridas del análisis. Así tenemos en la dirección "X", corresponde al marco 3a, la magnitud del desplazamiento es el correspondiente al del nudo No. 10 (extremo superior). Para la condición de C.M.+C.V.MAX. el desplazamiento es igual a 0.000047 m. Este dato se tiene en la pág.100, el cual lo podemos considerar igual a cero. Los desplazamientos debidos a la carga por sismo lo mostramos en la pág. 122 y dicha magnitud es igual a 0.006913 m., los desplazamientos debidos al sismo se deben multiplicar por el factor Q, según lo marca el - R.C.D.F., siendo Q=3.0, tenemos que el desplazamiento real es igual a 0.0207 metros = 2.07 cm. En la dirección "Y", el desplazamiento debido a la condi-

ción de C.M.+C.V. MAX. es de 0.000021 m., este dato lo mostramos en la pág. 152, al igual que en el caso anterior dicha magnitud la podemos considerar igual a cero, debido a que este valor es muy pequeño. El desplazamiento debido a la condición de carga por sismo, se muestra también en la pág. 152 y es igual a 0.008092 m., este valor afectado por el factor Q=3.0, nos da como resultado un desplazamiento real de 0.02427 m = 2.43 cm.

De esta forma se obtuvieron los datos necesarios para dimensionar las columnas. A continuación determinaremos si los efectos de esbeltez son de una magnitud considerable.

a) DIRECCION "X"

a.1) DEBIDOS A LA CARGA VERTICAL.- De acuerdo con los comentarios de las ayudas de diseño (pág. 5) el desplazamiento lateral que causa esta condición de carga se considera apreciable si es mayor que H/1500. En este caso el desplazamiento es nulo, por lo que puede aplicarse el criterio que se usa para columnas con extremos restringidos lateralmente, es decir los efectos de esbeltez pueden ignorarse sí:

$$\frac{H'}{r} < 34-12 \frac{M1}{M2}$$

Nudo B $\Psi = 0$ (Por ser un extremo empotrado)

Nudo A

$$\sum(1/L) \text{ COL} = (0.0264 \div 3.85) + (0.0264 \div 3.95) = 0.013541$$

$$\sum(1/L) \text{ TRABES} = 2 (0.0128 \div 5.25) = 0.004876$$

$$\Psi_A = \frac{0.013541}{0.004876} = 2.78$$

De la figura 4.10 a)

$$K = 0.66$$

$$H' = KH = 0.66 (4.65-0.8) = 2.64 \text{ m.}$$

H = Longitud libre de un miembro a compresión y es la distancia libre entre elementos capaces de darle al miembro apoyo lateral. En columnas que soporten sistemas de pisos formados por vigas y losas, H será la distancia libre entre piso y la carga inferior de la viga mas peraltada que llega a la columna en la dirección en la que se considera la flexión.

$$r = 0.3 H = 0.3 (0.75) = 0.23 \text{ m.}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{2.64}{0.23} = 11.73$$

$$34-12 \frac{M1}{M2} = 34-12 \left[\frac{-0.008}{0.522} \right] = 34.18 < 11.73$$

El valor de M1/M2 se considera negativo por flexionarse el elemento en curvatura doble. Este sucede cuando los momentos flexionantes son de signos iguales. Para esta condición de carga pueden despreciarse los efectos de esbeltez y $F_{bx}=1.0$.

a.2) DEBIDOS A FUERZAS LATERALES.- Al igual que en el caso anterior tomaremos en cuenta los comentarios de las Ayudas de Diseño página 6, donde menciona que los efectos de esbeltez pueden despreciarse si se cumple la condición siguiente:

$$\frac{\text{DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO}}{\text{DIFERENCIA DE ELEVACIONES}} < 0.8 \frac{\text{FUERZA CORTANTE DE ENTREPISO}}{\text{SUMA DE CARGAS MUERTAS Y VIVAS DE DISEÑO}}$$

$$\frac{\text{DESP. DE ENTREPISO}}{h} = \frac{2.07}{425} = 0.00487$$

$$0.08 \frac{V}{W_U} = 0.08 \frac{380.15}{120.14} = 0.25 > 0.00487$$

$$W_U 1.1 (90.39 + (0.75 \times 0.75 \times 13.95 \times 2.4)) = 120.14 \text{ Ton.}$$

Por lo tanto pueden despreciarse los efectos de esbeltez.
y $F_{sx} = 1.0$

b) DIRECCION "Y"

b) DEBIDOS A LAS CARGAS VERTICALES.- El desplazamiento, Δ , que causa esta condición de carga se considera apreciable si:

$$\Delta > H/1500$$

Al igual que en el caso de la Dirección X, el desplazamiento Δ es casi cero, por lo tanto puede aplicarse el criterio para columnas con extremos restringidos.

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

NUDO C

$$(I/L) \text{ CDL} = 0.013541$$

$$(I/L) \text{ TRABES} = 0.0128 \div 5.25 = 0.002438$$

$$\Psi_C = \frac{0.013541}{0.002438} = 5.55$$

NUDO D $\Psi = 0$ (EXTREMO EMPOTRADO)

DE LA FIGURA 4.10 a) ; $K=0.68$

$$H' = 0.68 (4.65 - 0.80) = 2.62 \text{ m.}$$

$$r = 0.3 (0.75) = 0.23$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{2.62}{0.23} = 11.64$$

$$34 - 12 \left(- \frac{2.39}{4.54} \right) = 40.32 > 11.64$$

Por lo tanto pueden desprejarse los efectos de esbeltez.
y $F_{aby} = 1.0$

b.2) DEBIDOS A FUERZAS LATERALES.

$$\frac{\text{DESP. ENTREPISO}}{h} = \frac{2.43}{425} = 0.005718$$

$$0.08 \frac{V}{W_u} = 0.08 \frac{380.15}{120.4} = 0.25 > 0.005718$$

Por lo tanto pueden desprejarse los efectos de esbeltez
y $F_{asy} = 1.0$

4.4.3 DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS DEL PROYECTO.

Continuaremos tomando los datos de la columna K-23, así mismo dimensionaremos en el extremo inferior por ser ahí mayores los momentos para la combinación de C.M.+C.V. INST.+SISMO.

Las acciones internas de diseño causadas por la gravedad y los componentes del sismo son:

a) Para la condición de C.M.+C.V. MAX.

$$P_u = 1.1 \times P_{cv} = 1.1 \times 90.39 = 99.43 \text{ Ton.}$$

Para la dirección "x"

$$MCV_{xu} = 1.1 \times MCV_x = 1.1 \times 0.008 = 0.01 \text{ Ton-m, este valor no debe ser menor que } P_u \cdot e \text{ mín.}$$

$$e \text{ mín.} = 0.05 h = 0.05 \times 75 = 3.75 \text{ cm} > 2.0 \text{ cm.}$$

$$P_u \cdot e \text{ mín.} = 126.55 \times 0.0375 = 4.75 \text{ Ton-m (RIGE)}$$

Para la dirección "y"

$$MCV_{yu} = 1.1 \times MCV_y = 1.1 \times 2.39 = 2.63 \text{ Ton-m, Pero no menor que } P_u \cdot e \text{ mín.}$$

$$e \text{ mín.} = 0.05 \times 75 = 3.75 \text{ cm} > 2.0$$

$$P_u \cdot e \text{ mín.} = 4.75 \text{ Ton-m (RIGE)}$$

b) EFECTOS DE LA COMPONENTE DEL SISMO EN "x"

$$PS_{xu} = 1.1 \times PS_x = 1.1 \times 1.82 = 2.0 \text{ Ton.}$$

$$MS_{xu} = 1.1 \times MS_x = 1.1 \times 52.76 = 58.04 \text{ Ton-m}$$

c) EFECTOS DE LA COMPONENTE DEL SISMO EN "y"

$$PS_{yu} = 1.1 \times PS_y = 1.1 \times 26.165 = 28.78 \text{ Ton-m}$$

$$MS_{yu} = 1.1 \times MS_y = 1.1 \times 54.5 = 59.95 \text{ Ton-m}$$

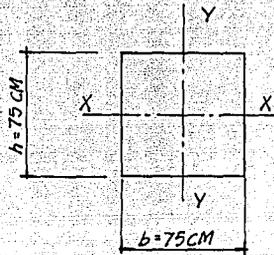
DIMENSIONAMIENTO CONSIDERANDO LA FLEXOCOMPRESION PRINCIPAL EN LA DIRECCION "x".

$$P_x = PCV_{xu} + PS_{xu} + 0.3PS_{yu} = 99.43 + 2.0 + (0.3 \times 28.78) = 110.06 \text{ Ton.}$$

$$MS_x = MCV_{xu} + MS_{xu} = 4.75 + 58.04 = 62.79 \text{ Ton-m}$$

$$MS_y = MCV_{yu} + 0.3 MS_{yu} = 4.75 + (0.3 \times 59.95) = 22.74 \text{ Ton-m}$$

SECCION DE COLUMNAS: Las columnas del proyecto son cuadradas de una sección de 75 X 75.



$$e_x = \frac{MS_x}{P_x} = \frac{62.79 \text{ Ton-m}}{110.06 \text{ Ton.}} = 0.57 \text{ m.}$$

$$e_y = \frac{MS_y}{P_x} = \frac{22.74 \text{ Ton-m}}{110.06 \text{ Ton.}} = 0.21 \text{ m.}$$

$$R_x = \frac{e_x}{b} = \frac{0.57}{0.75} = 0.76$$

$$R_y = \frac{e_y}{h} = \frac{0.21}{0.75} = 0.28$$

$$\begin{aligned} R_{\text{MENOR}} &= \frac{0.28}{0.37} \\ R_{\text{MAYOR}} &= 0.76 \end{aligned}$$

$$K = \frac{P_u}{FRb^2f'_c} = \frac{110.06 \times 1000}{0.6 \times 75 \times 75 \times 170} = 0.19$$

FR=0.6 DEBIDO A QUE DIMENSIONAMOS ELEMENTOS (TRABES Y COLUMNAS) DE MARCOS DUCTILES.

Considerando el recubrimiento $r=5$ cm.

$$d = H - r = 75 - 5 = 70 \text{ cm.}$$

$$\frac{d}{H} = \frac{70}{75} = 0.93 \approx 0.95$$

Auxiliandonos con las gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado obtenemos los valores de "q", las gráficas utilizadas para este caso las presentamos en las fig. 4.13 y 4.14, donde en la primera de ellas tenemos una relación $R_m/R_M = 0$, para la segunda relación corresponde a $R_m/R_M = 0.5$, esto se debe a que para el ejemplo en estudio la relación que tenemos es $R_m/R_M = 0.37$, cuyo valor se encuentra entre el intervalo de 0 a 0.5, de este modo obtendremos un valor de q, para la gráfica cuya relación $R_m/R_M = 0$, y otro valor de q para la gráfica de la relación $R_m/R_M = 0.5$ e interpolando linealmente entre estos dos valores obtendremos el correspondiente a 0.35. Con este valor de q determinaremos el área de acero requerido.

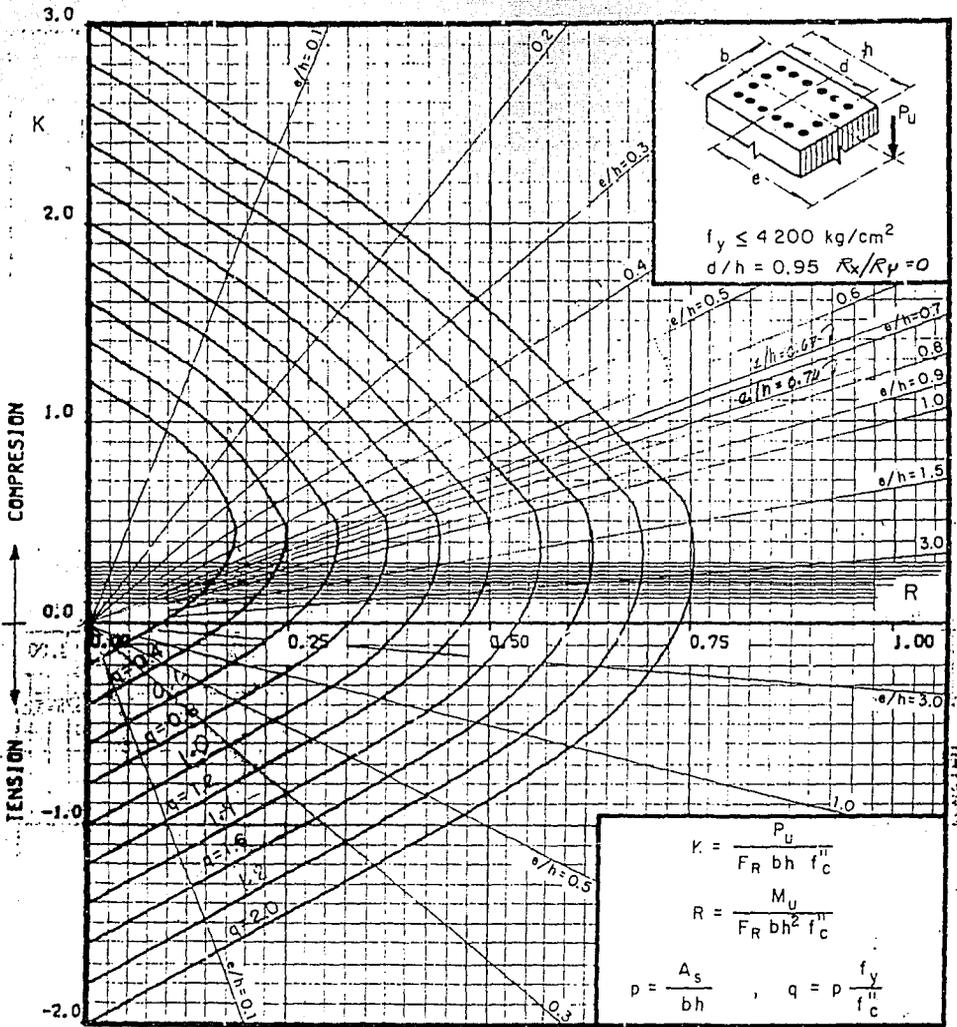
Debemos de hacer notar que en ambos casos utilizamos gráficas correspondientes a columnas rectangulares, con el acero de refuerzo distribuido uniformemente en sus cuatro caras el valor de f_y es menor que 4200 y que la relación $d/h = 0.95$. Esto se debe a que en el proyecto el acomodo del acero será como lo indicamos anteriormente, el valor de f_y es igual a 4200 y finalmente, aunque el valor de d/h calculado anteriormente es igual a 0.93, lo consideraremos igual a 0.95.

Con los valores de $e_x/b = 0.76$ y $K = 0.19$ * OBTENEMOS:

$$q(0.0) = 0.2 \text{ (Fig. 4.13)}$$

$$q(0.5) = 0.2 \text{ (Fig. 4.14)}$$

$$q(0.37) = 0.2$$



A_s = Area total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

F_R = Factor de reducción de resistencia

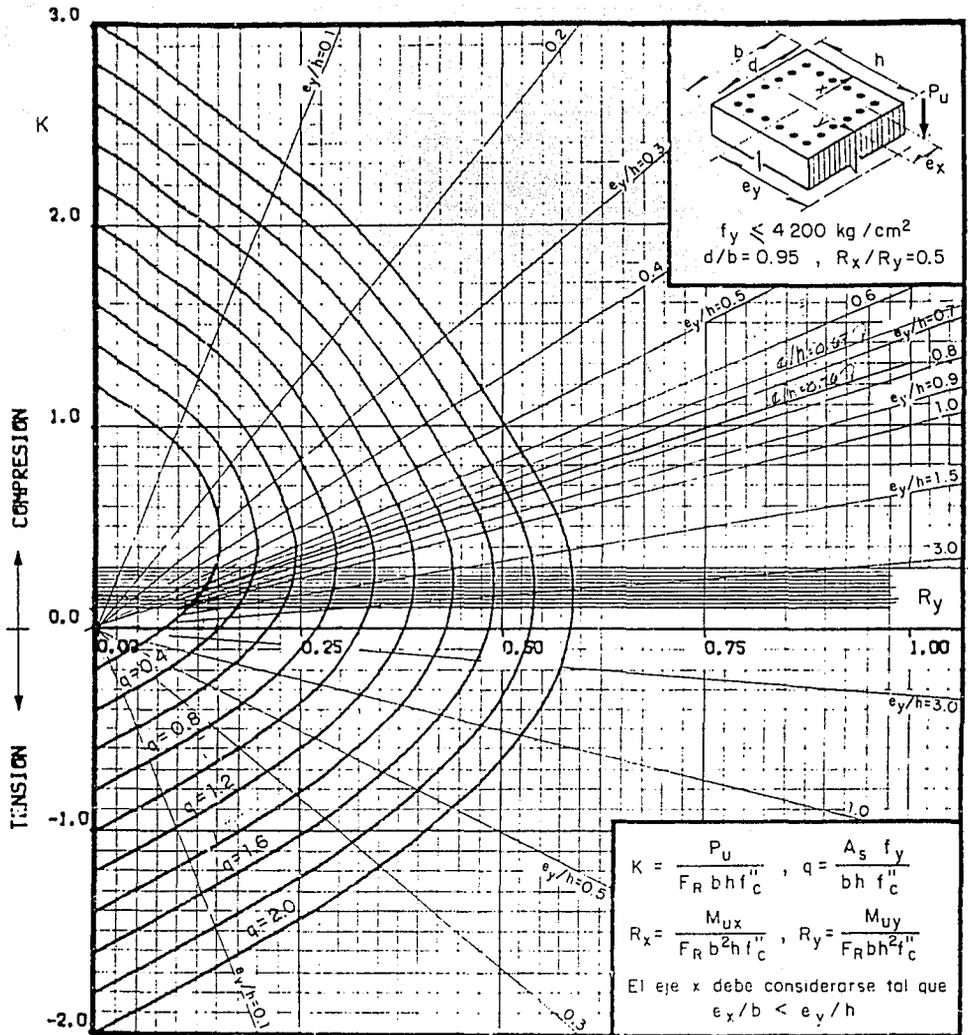
P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección $y = P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección $x = P_u \cdot e_x$

$$A_s = \frac{q b h f_c''}{r_u}$$

F/6, 4.13



A_s = Area total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c^*}{1250}) f_c^*$, si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$

F_R = Factor de reducción de resistencia

P_u = Carga axial última

M_{uy} = Momento flexionante último en dirección y = $P_u \cdot e_y$

M_{ux} = Momento flexionante último en dirección x = $P_u \cdot e_x$

FIG. 4.14

Para este caso, debido a que en ambas figuras, la intersección entre $K = 0.19$ y $e/b = 0.76$ no rebasan la curva correspondiente a $q=0.2$, consideramos ambos valores con un valor mínimo de $q = 0.2$ y por lo tanto el valor de q , para la relación $R_m/R_M = 0.37$, también le corresponde un valor de 0.2.

$$P = \frac{qf''c}{f_y} = \frac{0.2(170)}{4200} = 0.0084 < 0.01$$

$$\therefore P = 0.01$$

$$A_s = Pbh = 0.01 \times 75 \times 75 = 56.25 \text{ cm}^2$$

DIMENSIONAMIENTO CONSIDERANDO LA FLEXOCOMPRESION PRINCIPAL EN LA DIRECCION "y"

$$P_y = PCV_xu + 0.3PS_xu + PS_yu = 99.43 + (0.3 \times 2.0) + 28.78 = 128.81 \text{ Ton}$$

$$MS_x = MCV_xu + 0.3MS_xu = 4.75 + (0.3 \times 58.04) = 22.16 \text{ Ton-m}$$

$$MS_y = MCV_yu + MS_yu = 4.75 + 59.95 = 64.70 \text{ Ton-m}$$

$$e_x = \frac{MS_x}{P_y} = \frac{22.16}{128.81} = 0.17$$

$$e_y = \frac{MS_y}{P_y} = \frac{64.70}{128.81} = 0.50$$

$$R_x = \frac{e_x}{b} = \frac{0.17}{0.75} = 0.23$$

$$R_y = \frac{e_y}{h} = \frac{0.50}{0.75} = 0.67$$

$$\frac{R_{\text{MENOR}}}{R_{\text{MAJOR}}} = \frac{0.23}{0.67} = 0.34$$

$$K = \frac{128.81 \times 1000}{0.6 \times 75 \times 75 \times 170} = 0.22$$

CONSIDERAMOS $d/H \approx 0.95$

Utilizando las gráficas de las fig. 4.12 y 4.13 y tomando los datos de $e_y/h = 0.67$ y $K = 0.22$, obtenemos los valores de "q".

$$q (R_m/R_M=0) = 0.2$$

$$q (R_m/R_M=0.5) = 0.2$$

$$q (R_m/R_M=0.34) = 0.2$$

Como vemos para ambos casos el valor de q , no sobrepasa la curva de 0.2. Por lo tanto también para la dirección Y el porcentaje P será igual a 0.01.

$$P = \frac{0.2(170)}{4200} = 0.0081, \text{ ESE VALOR NO DEBE SER MENOR QUE } 0.01$$

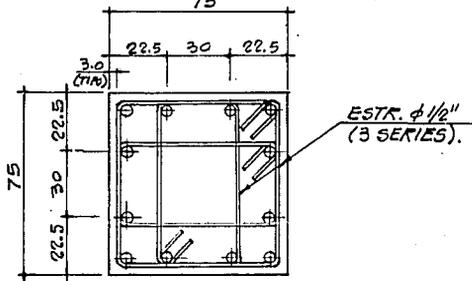
Por lo tanto $P=0.01$

$$A_s = Pbh = 0.01 \times 75 \times 75 = 56.25 \text{ cm}^2$$

Finalmente vemos que para ambas direcciones requerimos el porcentaje mínimo de acero para columnas y por lo tanto el acero requerido es el mismo, el armado de la columna quedará de la siguiente forma.

$$A_s = 56.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con 12 varillas No. 8} \quad A_s = 60.84 \text{ cm}^2 > 56.25$$



Los estribos utilizados, más que para tomar la fuerza cortante los utilizaremos para restringir contra el pandeo las varillas longitudinales, pues como mostramos en la fig. 4.12 los valores de dicha fuerza es mínima.

La separación entre las series de estribos será:

$$\frac{850}{\sqrt{f_y}} \phi \text{ BARRA} = \frac{850}{\sqrt{4200}} (2.54) = 33.3 \text{ cm. (RIGE)}$$

$$48 \phi \text{ EST.} = 48(1.3) = 62.4 \text{ cm.}$$

$$\frac{b}{2} = \frac{75}{2} = 35 \text{ cm.}$$

$$\text{SEP. MAX.} = 30 \text{ cm.}$$

Esta separación máxima se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que:

$$h = 75 \text{ cm. (RIGE)}$$

$$H/6 = 385/6 = 64 \text{ cm.}$$

$$\text{ó } 60 \text{ cm.}$$

Arriba y abajo de cada unión de columna con trabe o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección.

La suma de las áreas de estribos y grapas, A_{sh} , en cada dirección de la sección de la columna no será menor que:

$$0.3 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y} S_{hc}, \text{ ni que } 0.12 \frac{f'_c}{f_y} S_{hc}$$

El significado de cada uno de los términos ya se definieron anteriormente.

$A_{sh} = 4 \text{ (RAMAS)} \times 1.27 = 5.08 \text{ cm}^2$, ESTE VALOR ES EL MISMO EN AMBAS DIRECCIONES.

$$A_c = 69 \times 69 = 4761 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 75 \times 75 = 5625 \text{ cm}^2$$

$$h_c = 69 \text{ cm. (MISMO VALOR EN AMBAS DIRECCIONES)}$$

$$S = 15 \text{ cm (REVISAREMOS EN LOS NUDOS DE LAS COLUMNAS)}$$

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

$$f'_c = 250 \text{ "}$$

$$0.3 \left[\frac{5625}{4761} - 1 \right] \frac{250}{4200} \times 15 \times 69 = 3.35 \text{ cm}^2 < 5.08 \text{ cm}^2$$

$$0.12 \cdot \frac{250}{4200} \times 15 \times 69 = 7.39 > 5.08$$

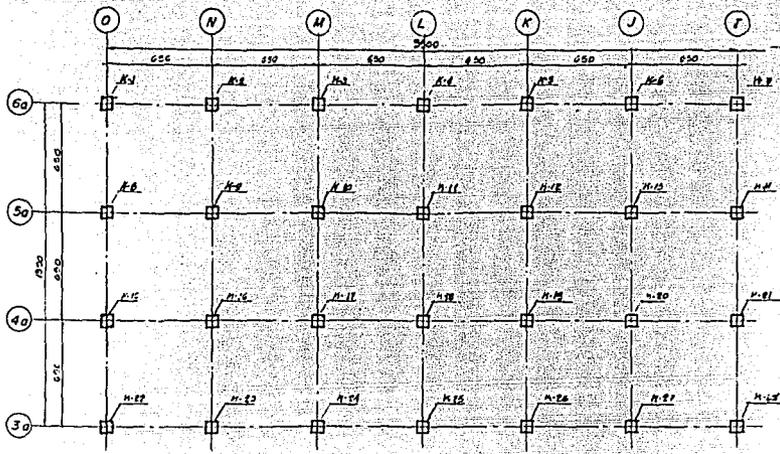
Por lo tanto reduciremos la separación de la serie de estribos a 20 cm. en el centro de la columna y a 10 cm. en los extremos de esta, así tenemos que:

$$0.12 \frac{250}{4200} \times 10 \times 69 = 4.92 \text{ cm} < \text{ASh} = 5.08 \text{ cm}^2$$

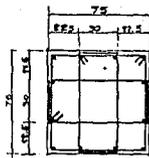
Con eso cumplimos con lo especificado en el Reglamento.

De este modo terminamos el ejemplo de dimensionamiento de columnas, en mismo procedimiento se debe seguir para el resto de ellas, aunque para fines de simplificar la tarea de diseño se suele agrupar las columnas que tienen los elementos mecánicos parecidos, y de esta manera de un grupo de 28 columnas que tenemos en el proyecto lo reducimos a dos tipos diferentes en donde abarcamos a todas ellas, como se muestra en el plano EC-01, donde mostramos las notas referentes a columnas, armados de estas, elevaciones, tipos de columnas y todo lo referente a dichos elementos.

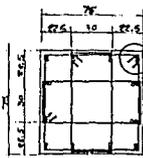
Se debe, hacer la aclaración, que así como esta serie de actividades se debe de realizar para cada una de las columnas, también es necesario en cada nivel del edificio, con el fin de poder reducir el armado y la sección de las columnas en los niveles superiores, donde los elementos mecánicos son de menor magnitud. Esto es conveniente, no así en edificios como el nuestro que tiene una altura no muy grande, debido a que el cambiar la sección y armado de columna implica una variación en el proceso constructivo que elevaría el costo de construcción muy por encima de los ahorros que se tendrían haciendo las variaciones indicadas.



PLANTA LOCALIZACION DE COLUMNAS

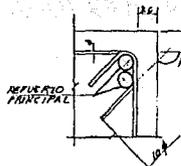


• 2 Ø 12
• 2 Ø 10
• 1 Ø 10



• 4 Ø 12
• 4 Ø 10
• 1 Ø 10

DETALLE 1

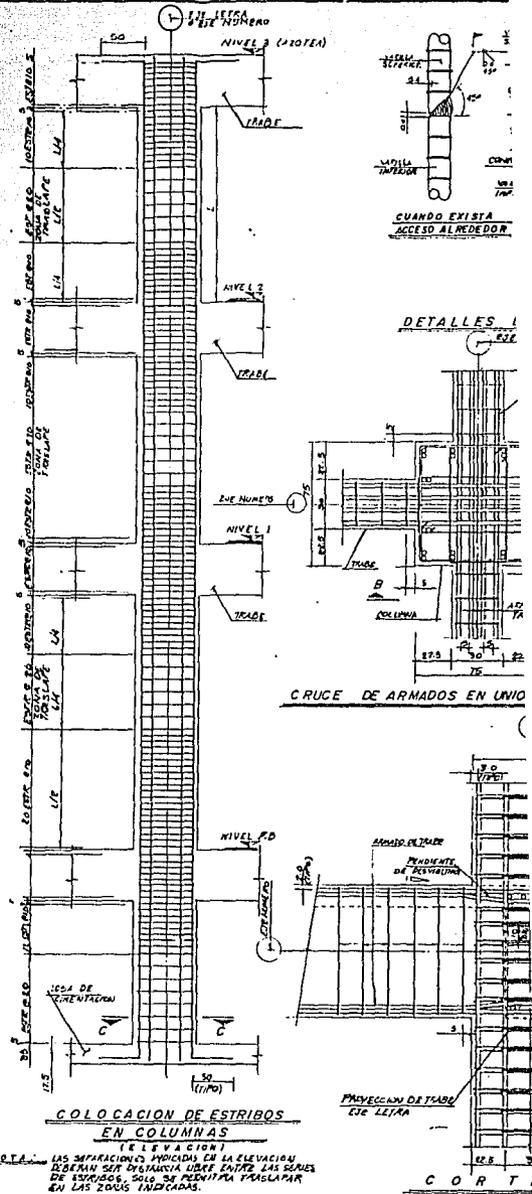


DETALLE - 1
RECUBRIMIENTO Y REMATE TIPO EN
ESTRIBOS

COLOCACION DE ARMADO EN COLUMNAS

TABLA DE ARMADO DE COLUMNAS			
DE CIMENTACION A NIVEL 3			
COLUMNAS	SECCION	Ø	VERTICAL (ESTRIBOS)
N-1, N-2, N-3, N-4, N-5, N-6, N-7, N-8, N-9, N-10, N-11, N-12, N-13, N-14, N-15, N-16, N-17, N-18, N-19, N-20, N-21, N-22, N-23, N-24, N-25, N-26, N-27, N-28, N-29, N-30, N-31, N-32, N-33, N-34, N-35, N-36, N-37, N-38, N-39, N-40, N-41, N-42, N-43, N-44, N-45, N-46, N-47, N-48, N-49, N-50, N-51, N-52, N-53, N-54, N-55, N-56, N-57, N-58, N-59, N-60, N-61, N-62, N-63, N-64, N-65, N-66, N-67, N-68, N-69, N-70, N-71, N-72, N-73, N-74, N-75, N-76, N-77, N-78, N-79, N-80, N-81, N-82, N-83, N-84, N-85, N-86, N-87, N-88, N-89, N-90, N-91, N-92, N-93, N-94, N-95, N-96, N-97, N-98, N-99, N-100	75x75	12 Ø 12	Ø 12 Ø 20 (5 SECCIONES)
N-1, N-2, N-3, N-4, N-5, N-6, N-7, N-8, N-9, N-10, N-11, N-12, N-13, N-14, N-15, N-16, N-17, N-18, N-19, N-20, N-21, N-22, N-23, N-24, N-25, N-26, N-27, N-28, N-29, N-30, N-31, N-32, N-33, N-34, N-35, N-36, N-37, N-38, N-39, N-40, N-41, N-42, N-43, N-44, N-45, N-46, N-47, N-48, N-49, N-50, N-51, N-52, N-53, N-54, N-55, N-56, N-57, N-58, N-59, N-60, N-61, N-62, N-63, N-64, N-65, N-66, N-67, N-68, N-69, N-70, N-71, N-72, N-73, N-74, N-75, N-76, N-77, N-78, N-79, N-80, N-81, N-82, N-83, N-84, N-85, N-86, N-87, N-88, N-89, N-90, N-91, N-92, N-93, N-94, N-95, N-96, N-97, N-98, N-99, N-100	75x75	12 Ø 12	Ø 12 Ø 20 (5 SECCIONES)

NOTA: LAS COLUMNAS N-1, N-2, N-3, N-4, N-5, N-6, N-7, N-8, N-9, N-10, N-11, N-12, N-13, N-14, N-15, N-16, N-17, N-18, N-19, N-20, N-21, N-22, N-23, N-24, N-25, N-26, N-27, N-28, N-29, N-30, N-31, N-32, N-33, N-34, N-35, N-36, N-37, N-38, N-39, N-40, N-41, N-42, N-43, N-44, N-45, N-46, N-47, N-48, N-49, N-50, N-51, N-52, N-53, N-54, N-55, N-56, N-57, N-58, N-59, N-60, N-61, N-62, N-63, N-64, N-65, N-66, N-67, N-68, N-69, N-70, N-71, N-72, N-73, N-74, N-75, N-76, N-77, N-78, N-79, N-80, N-81, N-82, N-83, N-84, N-85, N-86, N-87, N-88, N-89, N-90, N-91, N-92, N-93, N-94, N-95, N-96, N-97, N-98, N-99, N-100 DEBERAN SER REFORZADAS EN LA ESCALERA DE EMERGENCIA Y POR SU TAMAÑO ILLICITAN HASTA EL NIVEL DE CUBIERTA DE PROTECCION DE EMERGENCIA.



COLOCACION DE ESTRIBOS EN COLUMNAS (LEVANTACION)

NOTA: LAS SEPARACIONES INDICADAS EN LA ELEVACION DEBERAN SER DISTANCIAS LIBRES ENTRE LAS SECCIONES DE ESTRIBOS, SOLO SE PERMITIRA TRANSLAPAR EN LAS ZONAS INDICADAS.

CAPITULO 5 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como hemos visto en el desarrollo de este trabajo, la forma de solucionar el problema que nos presenta la estructura de un edificio -- cualquier, se resuelve mediante la idealización, tanto de las acciones bajo las que estará expuesto el edificio, como de la estructura que formará dicho inmueble.

En el Capítulo 4.0, mostramos la forma de idealizar las diferentes acciones que se nos presenten en determinado momento, así como su clasificación y magnitudes según el R.C.D.F.

En el Capítulo 5.0, mostramos la forma de determinar un modelo de la estructura, así como las consideraciones que se deben seguir en este proceso.

Para realizar esta idealización suponemos el comportamiento de la estructura y bajo estas hipótesis trabajamos para llegar a darle solución adecuada a esta misma.

La solución adecuada de una estructura esta en función a la idealización correcta de ella misma, es decir que mientras más se asemeje tanto la estructura como las acciones a la forma como estarán trabajando en la realidad el edificio, los datos obtenidos de un análisis serán más cercanos a la realidad y de esta forma se podrán dimensionar y detallar los elementos estructurales de una forma adecuada.

Debido a esto, dicha actividad es muy importante en el ámbito de las estructuras, y este trabajo debe ser realizado por Ingenieros con una cierta experiencia que en base a ella pueda darle la solución óptima a cualquier problema que se tenga.

En el trabajo aquí realizado la estructuración del edificio fue un tanto sencillo, debido a que como mencionamos en el principio se trató un edificio bastante regular y sencillo con el fin de mostrar la solución de la estructura de una forma práctica y clara.

Aunque en términos generales, podemos decir que los aspectos aquí tratados son los más relevantes para analizar y diseñar una estructura (en particular un edificio), debemos aclarar que el trabajo aquí presentado no es una fórmula a seguir en la solución de otras estructuras. Por ejemplo para un edificio de proceso o para una nave industrial, en los cuales el funcionamiento será diferente, las consideraciones que se tomarán para la solución de dichas estructuras serán diferentes a las aquí mostradas.

Por otra parte pensamos que en el desarrollo de este trabajo logramos el objetivo marcado al inicio del mismo y que consistía en mostrar la solución de la estructura, si se comprendieron cada uno de los conceptos tratados, más que su aplicación a nuestro edificio en particular, deducimos que esto nos proporcionan las bases para la solución de otras estructuras, unicamente atendiendo principalmente las características particulares de la misma.

Debido a esto, en el trabajo presentado, además de dar la solución de la estructura, también incluimos algunos conceptos teóricos, para mostrar las bases en las que se originan los criterios empleados.

Podemos decir que este trabajo se planteó un tanto ambicioso, debido a que se trataron todos los aspectos muy a fondo y como se puede ver el Capítulo de Análisis que abarca casi la mitad del trabajo, por si solo, podría constituir un trabajo de Tesis y lo mismo sucede con el Capítulo 4.0, correspondiente al dimensionamiento.

Por esta razón no se realizó una descripción detallada en la elaboración de los planos estructurales. Siendo este un aspecto muy importante, pues en ellos se tienen los resultados de toda la serie de cálculos realizados, además de que en base a estos se construirá la estructura. Desgraciadamente para la elaboración de los planos no se tiene Bibliografía o forma de impartir estos conocimientos, pues son elaborados en base a experiencias y proyectos ya realizados anteriormente siendo elaborados por personas de una cierta experiencia.

Así mismo en los planos estructurales mostramos varios elementos como son prétilos y faldones, que en realidad no tienen ninguna función estructural, pero debido a el proyecto arquitectónico estos elementos forman parte de la misma. Debido a esto en el desarrollo del trabajo no mostramos la forma de obtener el área de acero requerida, pues no existe ninguna acción considerable sobre ellos y con un porcentaje de acero mínimo o por temperatura, estos elementos se encontrarán dimensionados de una forma óptima.

Un aspecto muy importante realizado en este trabajo, radica en los comentarios hechos al RCDF y las NTC-86, debido a que estos son dos documentos legales muy importantes que rigen los criterios a seguir en el Diseño y Construcción de las estructuras en el D.F. y en base a estos, realizamos el dimensionamiento de los elementos estructurales.

Como mencionamos en el Capítulo 3.0, el RCDF, marca que las estructuras no deben de rebasar, ningún estado límite de servicio, entre los cuales podemos mencionar, deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción.

De entre estos se distingue por su importancia el concerniente a la diferencia entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, los cuales el RCDF restringe a un cierto valor en proporción a su altura, y que en nuestro proyecto se revisarán, encontrandonos dentro de las restricciones marcadas por el R.C.D.F.

Finalmente podemos decir que la estructura del Proyecto cumple tanto con los requerimientos marcados por el Reglamento de construcción para el Distrito Federal, como con los criterios y estado límite mencionados en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de estructuras de concreto.

Así mismo hacemos incapié que el trabajo del estructurista no acaba aquí, debido a que se debe de realizar una supervisión estricta de los trabajos de construcción en campo, con el fin de tener una certeza de que los armados, secciones y arreglos se efectúen conforme los marcados en el Proyecto, así como que se cumplan las notas y especificaciones de construcción de Proyecto. De esta manera tendrá la certeza de que los trabajos realizados estarán de acuerdo con la idea que se pretendió plasmar en los planos.

B I B L I O G R A F I A

- "ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO"
OSCAR M. GONZALEZ CUEVAS
FRANCISCO ROBLES F.-V.
EDIT. LIMUSA

- "COMENTARIOS, AYUDAS DE DISEÑO Y EJEMPLOS DE
LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO"
D.D.F. SERIES DEL INSTITUTO DE INGENIERIA
No. ES-2 (1991)

- "COMETARIOS A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA DISEÑO POR SISMO"
EMILIO ROSENBLUETH
ROBERTO GOMEZ
SERIES DEL INSTITUTO DE INGENIERIA

- "COMPENDIO DEL MANUAL AHMSA"
ALTOS HORNOS DE MEXICO, S.A. DE C.V.

- "DISEÑO ESTRUCTURAL"
ROBERTO MELI
EDIT. LIMUSA

- "GRAFICAS PARA DISEÑAR COLUMNAS
DE CONCRETO REFORZADO"
ROBERTO MELI
MARIO RODRIGUEZ
SERIES DEL INSTITUTO DE INGENIERIA No. 428

- "MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS"
ENRIQUE BAZAN ZURITA
ROBERTO MELI PIRALLA
EDIT. LIMUSA

- "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS
DE CONCRETO" D.D.F.

- "NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
PARA DISEÑO POR SISMO
DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL.

- "REGLAMENTO DE CONSTRUCCION PARA EL D.F."
EDIT. PORRUA