

TUES  
1501  
A 945a  
1999  
Ej. 2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA  
INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACION DE DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN  
EDIFICIOS DE ACERO DE 5, 10 Y 15 NIVELES,  
DISEÑADOS APLICANDO LAS NORMATIVAS  
SALVADOREÑAS VIGENTES**

PRESENTADO POR:

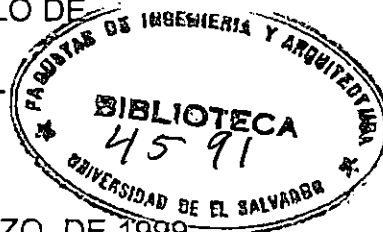
ABRAHAM ABEL AVALOS RECINOS  
HECTOR DAVID CAMPOS VALLE

15101735

15101735

PARA OPTAR AL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL



CUIDAD UNIVERSITARIA, MARZO DE 1999.

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR**

RECTOR :

Dr. José Benjamin López Guillen

SECRETARIO GENERAL :

Lic. Ennio Arturo Luna

**FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA**

DECANO :

Ing. Joaquin Alberto Vanegas Aguilar

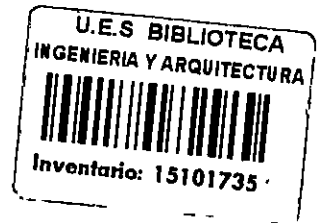
SECRETARIO a.i. :

Ing. Oscar Eduardo Marroquín Hernández

**ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

DIRECTOR :

Ing. Luis Rodolfo Nosiglia Durán



**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:

**INGENIERO CIVIL**

**EVALUACION DE DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN EDIFICIOS DE ACERO DE  
5,10 Y 15 NIVELES, DISEÑADOS APLICANDO LAS NORMATIVAS  
SALVADORENAS VIGENTES**

Presentado por:

**ABRAHAM ABEL AVALOS RECINOS  
HECTOR DAVID CAMPOS VALLE**

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador :

Dr. Ing. Edwin Portillo García

Asesor :

MSc. Ing. Mario Alfredo Velásquez

Asesor :

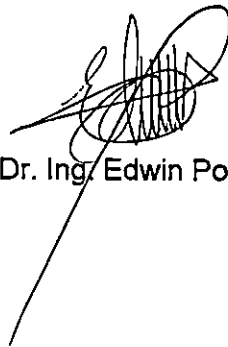
Msc. Ing. Manuel Alfredo López Menjivar

San Salvador, Marzo de 1999.-

100

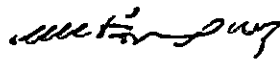
Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador :



Dr. Ing. Edwin Portillo García

Asesor :



MSc. Ing. Mario Alfredo Velásquez

Asesor :



Msc. Ing. Manuel Alfredo López



## **AGRADECIMIENTOS**

Deseamos expresar nuestros más sinceros agradecimientos a todas las personas e instituciones que de manera solidaria y desinteresada nos ayudaron a poder alcanzar una de nuestras más ansiadas metas, incentivándonos de una u otra forma para no perder la fe y la esperanza en el largo camino que hemos recorrido, y que nos ha permitido llegar a coronar nuestra formación académica y en un futuro nuestro quehacer profesional. Agradecemos en especial a :

### **UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR :**

Nuestra querida Alma Mater y máximo centro de estudios del país, por habernos formado como profesionales capaces al servicio de nuestra patria y de quienes más lo necesitan.

**Dr. Ing. Edwin Portillo García**

**Msc. Ing. Manuel Alfredo López Menjivar**

**Ing. Mario Alfredo Velasquez**

Nuestro coordinador y asesores del trabajo de graduación, por su valiosa colaboración y oportuna orientación que nos permitiera culminar satisfactoriamente el desarrollo de nuestra investigación.

A todos los maestros que a lo largo de nuestra formación académica nos inculcaron los valores y enseñanzas que hoy en día nos permiten dar uno de los pasos más importantes de nuestra vida con la firme convicción de multiplicar y consolidar cada día más los frutos que hasta ahora hemos cosechado.

## **DEDICATORIA**

**A DIOS TODOPODEROSO** : por permitirme llegar hasta éste momento, por iluminarme y darme siempre esa fe, fuerza y optimismo para enfrentar de la mejor forma los problemas y obstáculos que se me han presentado durante toda mi vida.

**A MI FAMILIA** : a mis padres Abraham Abel y María Esperanza, a mis hermanos Claudia María y Julio César, por toda la comprensión, cariño y fortaleza que me han brindado durante toda mi vida, constituyéndose en esa base sólida que me permite luchar con seguridad y confianza por alcanzar las metas que siempre me he propuesto y que hoy en día hacen posible la obtención de éste triunfo tan anhelado.

**A MI NOVIA** : Rebeca , por el amor, cariño y apoyo incondicional que siempre me ha brindado en todos los aspectos de mi vida, y en especial durante el desarrollo de éste trabajo de graduación, convirtiendo los instantes tristes y duros en momentos de felicidad , sin los cuales seguramente hubiera sido imposible alcanzar el triunfo y la dicha que ahora siento.

**A MIS MAESTROS, AMIGOS , Y DEMAS FAMILIARES QUE DE ALGUNA FORMA CONTRIBUYERON A DARME FUERZAS PARA ENFRENTAR EL CAMINO QUE HASTA AHORA HE RECORRIDO.**

**ABRAHAM**

## DEDICATORIA

**A DIOS TODOPODEROSO:** Por iluminar mi camino y fortalecer mas mi fe en él manteniendo firme mi convicción por lograr esta meta.

**A MIS PADRES :** Abelardo y Delmy por que a pesar de todos los problemas nunca dejaron de darme su apoyo, cariño y comprensión.

**A MIS HERMANOS :** Abelardo y Lisette por brindarme su apoyo y darme la fuerza necesaria para poder seguir adelante.

DESEO DAR MI AGRADECIMIENTO A TODOS MIS FAMILIARES Y A TODAS AQUELLAS PERSONAS QUE DE UNA MANERA DESINTERESADA SIEMPRE ME BRINDARON SU APOYO Y CARIÑO PARA PODER ALCANZAR ESTA META.

DAVID



## INDICE

INTRODUCCION

CAPITULO 1 : ANTEPROYECTO .....	1
1.1 Antecedentes	
1.2 Planteamiento del problema	
1.3 Objetivos	
1.4 Alcances y Limitaciones	
1.5 Justificaciones	
1.6 Metodología de la investigación	
1.7 Recursos a utilizar	
CAPITULO 2: ESTUDIO DE LAS NORMAS SALVADOREÑAS .....	21
2.1 Definiciones	
2.2 Norma Técnica para Diseño por Sismo	
2.3 Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero	
CAPITULO 3: ESTUDIO DE LA APLICACIÓN DE LAS PARTICULARIDADES DEL DISEÑO SISMICO TENIENDO COMO EJEMPLO UN MODELO DE CALIBRACION.....	59

CAPITULO 4 : ESTUDIO Y EJEMPLO DE APLICACIÓN DE HERRAMIENTAS....	83
INFORMATICAS.	

CAPITULO 5: MARCO TEORICO .....	131
---------------------------------	-----

5.1 Estado del arte de la resistencia y la ductilidad a nivel mundial

5.1.1 Filosofía de los estados límites

5.1.2 Perspectivas históricas acerca de los factores  
de reducción de fuerzas sísmicas.

5.1.3 Procedimientos de diseño sísmico en  
Códigos modernos

5.1.4 Comparación entre los factores de reducción  
de fuerza sísmica

5.1.5 Comparación entre los requerimientos de  
Estado límite de servicio

5.1.6 Perspectivas futuras

5.1.7 Relación de los códigos internacionales  
con la norma salvadoreña.

5.1.8 Análisis de los terremotos de Kobe y Northridge

5.1.9 Breve Reseña histórica acerca del sismo  
de San Fernando

CAPITULO 6: DISEÑO Y ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS DE 5,10,Y 15 NIVELES	
---	--

6.1 Diseño de estructuras .....	163
6.2 Análisis de Colapso .....	198

6.3 Análisis paso a paso .....	228
--------------------------------	-----

## CAPITULO 7: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 Conclusiones .....	253
------------------------	-----

7.2 Recomendaciones .....	269
---------------------------	-----

REFERENCIAS UTILIZADAS EN TODO EL DOCUMENTO.....	278
--	-----

BIBLIOGRAFIA .....	280
--------------------	-----

## INDICE DE TABLAS

### Capítulo 2

Tabla 1 : Categorías de uso de los edificios .....	24
Tabla 2 : Factores de importancia .....	24
Tabla 3 : Tipos de sistemas estructurales .....	26
Tabla 4 : Tipos de irregularidades estructurales .....	27
Tabla 5 : Factores de zonificación sísmica .....	28
Tabla 6 : Coeficientes de sitio .....	28
Tabla 7 : Límites de deriva de entrepiso .....	32
Tabla 8 : Grupos de exposición al riesgo sísmico .....	39
Tabla 9 : Categorías de comportamiento sísmico .....	40
Tabla 10 : Factores de resistencias características .....	44
Tabla 11 : Límites de desplazamientos de entrepiso (LRFD) .....	45

### Capítulo 3

Tabla 1 : Fuerzas sísmicas para cada eje .....	64
--	----

### Capítulo 4

Tabla 1 : Resultados para condición de gravedad .....	109
Tabla 2 : Resultados para condición gravedad + sismo .....	110
Tabla 3 : Desplazamientos .....	111
Tabla 4 : Balance de Ductilidad marco eje 3 y-y .....	130

### Capítulo 5

Tabla 1 : Factores R,Cd,y Rw especificados por NEHRP y UBC .....	143
Tabla 2 : Valores Típicos de R especificados NBCC .....	145

### Capítulo 6

#### 6.1 Diseño de estructuras

Tabla 1 : Planta 1 propuesta 1 .....	169
Tabla 2 : Planta 1 propuesta 2 .....	171
Tabla 3 : Planta 1 propuesta 3 .....	173
Tabla 4 : Planta 2 propuesta 1 .....	178
Tabla 5 : Planta 2 propuesta 2 .....	180
Tabla 6 : Planta 2 propuesta 3 .....	182
Tabla 7 : Planta 3 propuesta 1 .....	186
Tabla 8 : Planta 3 propuesta 2 .....	188
Tabla 9 : Planta 3 propuesta 3 .....	190

Tabla 10 : Valor del coeficiente de estabilidad para límite de deriva de entrepiso de $0.015 \cdot H_{sx}$ . . . . .	192
<b>6.2 Análisis de Colapso</b>	
Tabla 11 : Porcentaje de fuerza lateral por marco . . . . .	198
Tabla 12: Valores de ductilidad y resistencia para el estado límite de servicio . . . . .	199
Tabla 13: Valores de ductilidad y resistencia para el estado límite de falla . . . . .	202
<b>6.3 Análisis paso a paso</b>	
Tabla 14: Valores de índice de ductilidad demandada para sismo aplicado con intensidad normal . . . . .	229
Tabla 15: Valores de resistencia a cortante para edificios de planta 1 cuando se aplica el sismo amplificado . . . . .	235
Tabla 16 : Valores de amplificación de sismo en todos los edificios . . . . .	235
Tabla 17: Valores de índice de ductilidad demandada al aplicar el registro del IGN para el sismo del 10/10/86 en San Salvador, con intensidad normal e intensidad amplificada. . . . .	235
Tabla 18: Valores de índice de ductilidad demandada obtenidos . . . . . para los edificios de 15 niveles de la planta 2 al aplicar sismos internacionales. . . . .	238

## Capítulo 7

### 7.1 Conclusiones

Tabla 1 : Valores de IDD al aplicar componente horizontal de Sismo de forma aislada y componente horizontal Junto a componente vertical.	..... 265
--	-----------

Tabla 2 : Comparación de desplazamientos máximos de edificios	..... 266
---	-----------

### 7.2 Recomendaciones

Tabla 3 : Máximas rotaciones plásticas en vigas	..... 273
---	-----------

Tabla 4 : Comparación de valores de resistencia y ductilidad global Tomando límites de deriva de entrepiso de $0.015 \cdot H_{sx}$ y $0.03 \cdot H_{sx}$ , respectivamente.	..... 274
---	-----------

Tabla 5 : Coeficiente de estabilidad cuando se utiliza límite de deriva de entrepiso de $0.03 \cdot H_{sx}$ .	..... 275
---	-----------

## INDICE DE FIGURAS

### Capítulo 3

Fig. 3.1: Planta del edificio de calibración	..... 61
Fig. 3.2 : Marco eje 3 dirección y-y	..... 66
Fig. 3.3: Marco eje 2 dirección x-x	..... 67
Fig. 3.4: Elementos resultantes del diseño	..... 73

## Capítulo 4

Fig. 4.1: Resultados del diseño con ETABS marco 3y	..... 106
Fig. 4.2: Resultados del diseño con ETABS marco 2x	..... 107
Fig. 4.3: Comparación entre ETABS y diseño manual (desplazamientos)	..... 111
Fig. 4.4: Comparación entre ETABS y diseño manual (secciones de vigas y columnas)	..... 112
Fig. 4.5: Mapa de articulaciones plásticas Marco 2x	..... 124
Fig. 4.6: Mapa de articulaciones plásticas Marco 3y	..... 125

## Capítulo 6

Fig. 6.1 : Planta 1 Propuesta1	..... 168
Fig. 6.2 : Planta 1 Propuesta2	..... 170
Fig. 6.3 : Planta 1 Propuesta3	..... 172
Fig. 6.4 : Planta 2 Propuesta1	..... 177
Fig. 6.5 : Planta 2 Propuesta2	..... 179
Fig. 6.6 : Planta 2 Propuesta3	..... 181
Fig. 6.7 : Planta 3 Propuesta1	..... 185
Fig. 6.8 : Planta 3 Propuesta2	..... 187
Fig. 6.9 : Planta 3 Propuesta3	..... 189
Fig. 6.10 : Ductilidad y Resistencia en el estado limite de servicio para edificios de planta 1.	..... 206
Fig. 6.11 : Ductilidad y Resistencia en el estado limite de servicio para edificios de planta 2.	..... 207

Fig. 6.12 : Ductilidad y Resistencia en el estado limite de servicio para edificios de planta 3.	..... 208
Fig .6.13 : Ductilidad y Resistencia en el estado limite de servicio para edificios de 5 niveles.	..... 209
Fig. 6.14 : Ductilidad y Resistencia en el estado limite de servicio para edificios de 10 niveles.	..... 210
Fig. 6.15 : Ductilidad y Resistencia en el estado limite de servicio para edificios de 15 niveles.	..... 211
Fig.6.16 : Ductilidad y Resistencia en el estado limite de falla para edificios de planta 1.	..... 212
Fig. 6.17 : Ductilidad y Resistencia en el estado limite de falla para edificios de planta 2.	..... 213
Fig. 6.18 : Ductilidad y Resistencia en el estado limite de falla para edificios de planta 3.	..... 214
Fig.6.19 : Ductilidad y Resistencia en el estado limite de falla para edificios de 5 niveles.	..... 215
Fig. 6.20 : Ductilidad y Resistencia en el estado limite de falla para edificios de 10 niveles.	..... 216
Fig. 6.21 : Ductilidad y Resistencia en el estado limite de falla para edificios de 15 niveles.	..... 217
Fig. 6.22-6.30 : Mapas de articulaciones plásticas	..... 219
Fig. 6.31 : Indice de Ductilidad Demandada por registro para edificios de 5 Niveles.	..... 239



Fig. 6.32: Valores de amplificación de sismo tomando como base el registro del IGN 10/10/86.	..... 240
Fig. 6.33 : Índice de Ductilidad Demandada con sismo aplicado con intensidad Normal.	..... 241
Fig. 6.34: Índice de Ductilidad Demandada para sismos Internacionales en edificios de 15 niveles de la planta 2.	..... 242
Fig. 6.35-6.43 : Mapas de Balances de Ductilidad Negativos	..... 244

## Capítulo 7

Fig. 7.1 : Ductilidad en edificios de planta 2	..... 258
Fig. 7.2 : Ductilidad en el estado límite de falla	..... 259
Fig. 7.3 : Ductilidad y resistencia en edificios de planta 2	..... 260
Fig. 7.4 : Índice de Ductilidad Demandada por registro	..... 261
Fig. 7.5 : Valores de amplificación de sismo por planta	..... 263
Fig. 7.6 : Índice de Ductilidad demandada por tipo de altura de edificios	..... 264

## INTRODUCCION

Generalmente se habla que los parámetros que ocupan la mayoría de códigos de diseño alrededor del mundo para medir el comportamiento de las diferentes estructuras ante cargas laterales sísmicas son la Ductilidad y Resistencia. Nuestro país no es la excepción a ésta corriente, y con el Nuevo Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones pretende tomar en cuenta los métodos de diseño que actualmente se utilizan en otros países para aplicarlos a nuestras condiciones y así evitar el tener que lamentar cuantiosas pérdidas sociales y económicas, como las ocasionadas por el terremoto del 10 de octubre de 1986.

Teniendo presente lo anterior en éste trabajo se pretende realizar una investigación acerca del comportamiento de edificios diseñados siguiendo al pie de la letra los requisitos planteados en la Normas Técnicas de Diseño por Sismo y la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero, contemplados en el actual Reglamento, cuando actúan fuerzas sísmicas reales como lo son los registros que se tienen del sismo del 10 de octubre de 1986, y de otros sismos complementarios.

Son 3 los parámetros que se tomaron como base para evaluar el comportamiento de dichos edificios: resistencia, ductilidad global, y ductilidad local; y sobre los cuales al final se intentó concluir acerca de varios aspectos relacionados con los factores de seguridad que presentan los diseños realizados bajo las normativas salvadoreñas.

# CAPITULO 1

## ANTEPROYECTO

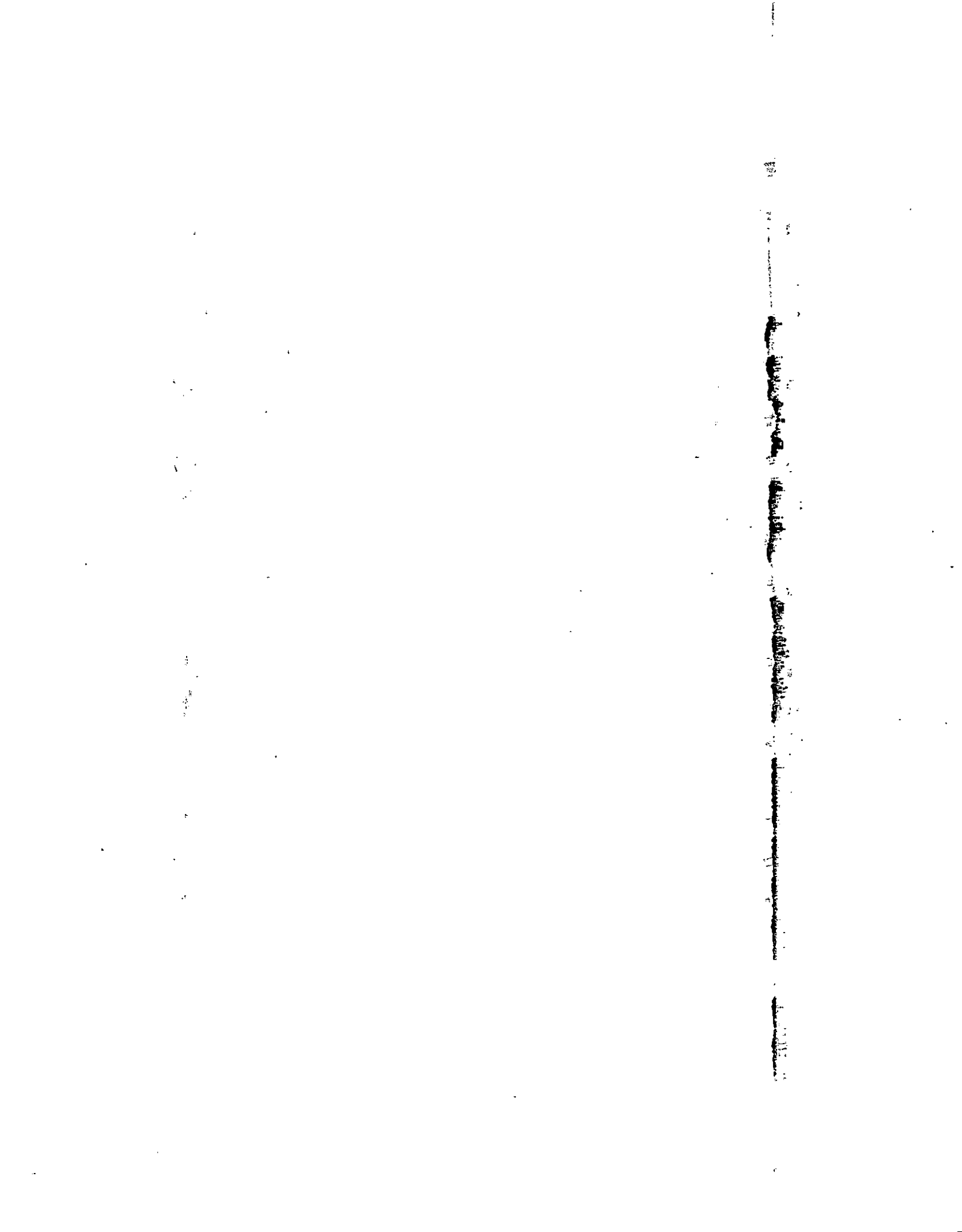
### 1.1 Antecedentes

En el año de 1946, El Salvador estaba por adoptar un reglamento sísmico, pero este no se llegó a aplicar legalmente; ya que en esa fecha cada Ingeniero estructurista aplicaba su propio criterio, años después se utilizó el reglamento de San Francisco de 1956, el Uniform Building Code (UBC) de 1958 ó simplemente se le hacían algunas variantes a estos. En lo referente al diseño estructural de acero y de concreto se aplicaban también indistintamente las normas Alemanas (DIN) ó las Americanas (ACI 1956) [1].

Producto del sismo del 3 de Mayo de 1965, en El Salvador se emitió el primer reglamento sísmoresistente publicado en el año de 1966, el cual estaba basado en las normas para diseño de construcciones de Acapulco México y por tanto no fue producto de investigaciones propias de nuestro país.

El segundo código sísmoresistente, fue elaborado por un comité técnico propuesto por la Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA), esto en respuesta al sismo ocurrido el 10 de Octubre de 1986; dicho código fue publicado en 1989, bajo el título de Reglamento de Emergencia de Diseño Sísmico de El Salvador (REDSES), el cual se pretendía que fuera una medida transitoria mientras se creaba un código definitivo.

En el año de 1994 el Ministerio de Obras Publicas, recibió un nuevo reglamento, el cual fue titulado "Reglamento para la Seguridad Estructural de las



Construcciones” elaborado por un comité técnico formado por profesionales de diferentes entidades nacionales tales como: ASIA (Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos), UES (Universidad de El Salvador), UCA (Universidad centroamericana José Simeón Cañas), CASALCO (Cámara Salvadoreña de la Industria de la Construcción), UAE (Universidad Albert Einstein), CADES (Colegio de Arquitectos de El Salvador) y un grupo de asesores nacionales e internacionales [2].

Al igual que los códigos anteriores, estas normas fueron basadas en reglamentos internacionales como el UBC; por lo que es necesario realizar estudios profundos sobre los factores que intervienen en el análisis y diseño sísmico y así poder tener un buen marco de referencia para la calibración de nuestras normas.

A nivel mundial el desarrollo de los edificios considerados altos empezó hace más de un siglo, pues el primer edificio alto y construido utilizando estructuras de acero fue el Home Insurance Building hecho en Chicago en el año de 1883 [3]; el cuál tenía 10 pisos de altura inicialmente y dos años después se le adicionaron dos pisos más. Este edificio estimuló el desarrollo de la construcción en altura, tanto así que para la exposición de París del año de 1889 se construyo la “Eiffel Tower” de 984 pies de altura la cual fue equipada después con una antena dándole una altura total de 1056 pies de altura. En las cuatro décadas siguientes hubo un gran desarrollo de los edificios altos en todos los países del llamado primer mundo.

El concepto de edificios altos de marcos de acero se origino en Chicago, ciudad que por varios años fue conocida como “ construcción Chicago ”, seguidamente Nueva York llegó a convertirse en la ciudad que más desarrolló la edificación en altura.

Tomando en orden cronológico los edificios altos más relevantes que se han registrados podemos mencionar:

En 1902 el Flatiron Building de 286 pies. (87m)

En 1904 el Times Square Building de 375 pies. (114m)

En 1908 la Metropolitan Tower de 657 pies. (200m)

En 1912 el Woolwork Building de 768 pies. (234m)

En 1929 el chrysler Building de 1046 pies. (319m)

En 1931 el Empire State Building de 1250 pies. (381m) [3] .

En la actualidad el edificio más alto construido con marcos de acero es el Sears Tower de 1453 pies. (443m) que se encuentra en la ciudad de Chicago (E.E.U.U.).

Refiriéndonos a nuestro país, tradicionalmente para el diseño de edificios se utilizan sistemas estructurales de marcos de concreto reforzado resistentes a momentos, con una distribución similar de columnas en todos los ejes resistentes a cargas laterales orientados en una misma dirección; sin embargo, actualmente se han utilizado los marcos de acero estructural como una variante, siguiendo el mismo criterio de obtener una distribución de columnas en todos los ejes resistentes. Este sistema estructural tiene el inconveniente de ser muy flexible en una dirección, lo cual lleva a que el alto nivel de ductilidad que se espera de este tipo de estructura, se refleje en desplazamientos muy grandes, generando de esta manera daños en elementos no estructurales.

Actualmente una forma optima de lograr un mejor diseño estructural es incrementando la resistencia y rigidez perimetral del edificio, ya sea a través de marcos resistentes a momentos con mayor rigidez lateral que los marcos internos, lo cual puede lograrse utilizando espaciamientos menores en las columnas perimetrales y orientándolas en la dirección de su eje fuerte, o también por medio de otras

estructuraciones como marcos arriostrados de acero estructural o paredes cortantes de concreto reforzado.

El arriostramiento de los marcos de acero estructural puede utilizarse en forma concéntrica o en forma excéntrica. En el primero de los casos su comportamiento bajo cargas laterales es el de una armadura vertical y provee un alto nivel de rigidez lateral pero una ductilidad muy limitada.

El arriostramiento excéntrico por el contrario provee rigidez lateral intermedia, entre la proporcionada por un marco resistente a momento, y un marco con arriostramiento concéntrico con un alto grado de ductilidad especialmente cuando las vigas de enlace son cortas. Estas características convierten al marco arriostrado excéntricamente en una excelente solución estructural en zonas de alta intensidad sísmicas.

Las estructuras de acero tienen muchas propiedades físicas que toman en consideración al momento de diseñar estructuras para resistir movimientos sísmicos. Algunas de estas son:

**ISOTROPO:** el acero es igualmente esforzado en tensión como en compresión. Estas propiedades son consideradas muy buenas por lo del ciclo natural de las fuerzas sísmicas.

**DUCTILIDAD:** el acero tiene la habilidad para soportar largas deformaciones, siguiendo los límites de fluencia inicial. Sin capacidad de degradación de carga. Esta propiedad reconoce al acero estructural. Si son diseñados elásticamente para las fuerzas de los códigos, para absorber energía con deformaciones inelásticas y evitar el

colapso por movimientos del suelo que son mucho más severos que las fuerzas que presentan los códigos.

En El Salvador, entre los edificios más antiguos construidos utilizando acero como material estructural están el Hospital Rosales y el edificio de El Banco Hipotecario; éste último con de dos pisos de altura. En los últimos años se han incrementado el número de edificios de éste tipo, entre los cuales tenemos los siguientes:

Torre del Mediterráneo ( 10 niveles de altura)

Torre Santa Fe (6 niveles de altura)

Villavicencio Plaza (5 niveles)

Edificio Televip (3 niveles)

Plaza Merliot (3 niveles)

Etc.

Y el más alto en la actualidad es La Torre Maquilishuat la cuál consta de 14 niveles, es decir, una altura de aproximadamente 42 metros.

En nuestro país hasta hace cinco años el uso del acero como material estructural fue escaso, esto debido a varias causas entre las cuales podemos mencionar las siguientes:

- El alto costo de la importación de perfiles laminados
- La falta de mano de obra calificada
- La existencia de poca o escasa maquinaria a utilizar en el proceso de ensamblajes de los elementos estructurales.
- Desconocimiento o falta de información de las grandes ventajas que ofrece la utilización de perfiles laminados en la construcción de edificios.



Actualmente, se observa un alto crecimiento de la industria del acero ya que se observan construcciones de edificios modernos, construidos utilizando un sistema de acero estructural, lo cuál se debe a las siguientes causas:

- La disminución en el costo de importación de los perfiles laminados.
- Mejor conocimiento de los procesos constructivos para los ensamblajes de la estructura.
- La adquisición de modernas maquinarias para el proceso de fabricación y manejo de los perfiles de acero, por parte de las empresas dedicadas a dichas operaciones.
- Mayor conocimiento de las ventajas que presenta los perfiles de acero en la construcción de edificios, dentro de las cuales están:
  1. Gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conectores como lo son la soldadura y los pernos.
  2. Posibilidad de prefabricar los miembros.
  3. Rapidez en el montaje.
  4. Gran capacidad para laminar una gran cantidad de tamaños y formas.
  5. Rehusos posibles después de desmontar una estructura.
  6. Resistencia a la fatiga.
  7. Características dúctiles implícitas en el acero estructural.
  8. Menor peso y por lo tanto menor carga sísmica.

Debido a las causas antes mencionadas y al crecimiento poblacional, industrial y comercial se espera que en un futuro, la construcción de edificios altos utilizando el acero estructural como material primario tenga un mayor desarrollo.

## 1.2 Planteamiento del problema

En la actualidad los factores y coeficientes que proponen las Normas Técnicas de Diseño por Sismo en El Salvador no han sido analizados a fondo, ya que no se dispone de estudios que muestren que los valores que se aplican han sido verificados tomando en cuenta todas las características de sismos violentos registrados en El Salvador, por lo que no se sabe cuál es el nivel de seguridad y confiabilidad real que presentan las estructuras diseñadas con las Normas Técnicas de Diseño por Sismo [4]. Por tal motivo, en este trabajo de investigación se hizo uso de los factores de ductilidad y resistencia calculados de forma explícita numéricamente para verificar que tan seguros son los diseños de estructuras de acero de 5,10 y 15 niveles basados en la norma, cuando son sometidos a la acción de cargas sísmicas obtenidas mediante acelerogramas registrados en El Salvador.

El estudio se inició con la modelación de nueve edificios de forma tridimensional, tres por cada tipo de altura y tipo de planta arquitectónica a analizar.

Se utilizó el análisis sísmico tradicional como lo es el Método Estático para el diseño de los edificios a estudiar, y luego obtener los factores de ductilidad y resistencia utilizando métodos de análisis matricial que toman en cuenta el comportamiento no lineal de los elementos, como es el caso del método estático "Push-Over" y el método dinámico no lineal paso a paso.

Con los datos obtenidos del análisis se establecieron conclusiones y recomendaciones referente a los factores establecidos por la norma en lo que al diseño sísmico respecta, así como también se determinó que tipo de carga sísmica

ocasionaría mayores daños a los edificios de estructuras de acero de 5,10,y 15 niveles construidas en nuestro país.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo general**

Evaluar la confiabilidad de los diseños en edificios de acero estructural de 5, 10 y 15 niveles aplicando las Normativas Salvadoreñas vigentes, basándose en el análisis de factores de ductilidad y resistencia calculados de forma explícita numéricamente.

### **1.3.2 Objetivos específicos.**

- Establecer el estado actual de las técnicas y procedimientos empleados en nuestro país para la evaluación de ductilidad y resistencia en edificios de acero para las alturas de 5, 10 y 15 niveles en zonas sísmicas.
- Conocer en detalle los niveles de resistencia y ductilidad de estructuras en edificios de acero de 5, 10 y 15 niveles, centrándose en particular en el estudio de marcos no arriostrados, sometidos a cargas dinámicas sísmicas.

#### 1.4 Alcances y delimitaciones.

El trabajo se encaminó a estudiar el comportamiento de edificios de acero (5, 10 y 15 niveles), principalmente en los parámetros de ductilidad y resistencia; los cuales se tomaron como índices representativos del nivel de confiabilidad de los diseños estructurales de los edificios sometidos a cargas sísmicas.

Los criterios que se tomaron para el análisis y diseño son los establecidos por el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones [5], sus Normas Técnicas y comentarios.

Siguiendo los pasos que propone la Norma Técnica para Diseño por Sismo, se definieron los edificios a modelar, de acuerdo a las características siguientes:

1) Zonificación sísmica :

De acuerdo al mapa de zonificación sísmica de El Salvador, los edificios se ubicaron en la zona 1, específicamente en el Area Metropolitana de San Salvador, utilizándose para ello un factor  $A=0.40$ .

2) Características del Sitio:

El tipo de suelo a utilizado corresponde a un perfil S2, para el cual  $C_0=2.75$  y  $T_0=0.5$ .

3) Categorías de Ocupación:

Se ha definido un tipo de uso para los edificios a modelar: Oficinas ( $I = 1.20$ ).

4) Configuración Estructural:

Se analizaron nueve edificios completamente regulares, siendo tres en total para cada altura de edificios especificada.

#### 5) Sistema Estructural:

El estudio se limitó a los marcos resistentes a momento, clasificados como sistema A dentro de la Norma Técnica; específicamente al inciso A.1, referente a los marcos de acero con detallado especial (sin arriostramiento).

#### 6) Altura:

Los edificios a modelados tienen una elevación de 5, 10 y 15 niveles, tomando una altura de entrepiso promedio de 3.50 metros.

#### 7) Tipo de Estructura de Acero:

De acuerdo a la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero, se tomaron las estructuras tipo 1, caracterizadas por que los miembros que la componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas.

Los registros de acelerogramas a utilizados en el análisis fueron los del sismo del 10 de Octubre de 1986.

Los diseños estructurales de vigas, columnas se realizaron de acuerdo con lo establecido en la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero, Capítulo 3 sección 3.1, basado en el método de resistencias (LRFD) [6]. Así mismo existen algunos aspectos que no se profundizaron en el análisis de los edificios en estudio, basándose en las siguientes consideraciones:

- No se profundizó en el análisis de la zona del panel del nudo, ya que para nuestro diseño se siguió la estrategia de columna fuerte-viga débil, por lo cual los extremos de vigas y columnas fueron los puntos claves a analizar, tomando en cuenta que ahí se presentó la mayor concentración de esfuerzos, y por lo tanto son los puntos más susceptibles a la aparición de articulaciones plásticas.

Teniendo en cuenta lo anterior, se asumió que la zona del panel del nudo estaba perfectamente detallada de acuerdo a los requisitos que para tal efecto propone la Norma Técnica para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

- No se profundizó en el diseño de las conexiones viga-columna, ya que se tomaron conexiones rígidas para nuestro análisis, centrandó el interés en la influencia que tiene ese tipo de conexión en los extremos de los elementos y en las cargas que se transmiten a través de ella, y no en la forma como se diseñe y detalle para tal efecto. Por lo tanto, el análisis de las estructuras se realizó asumiendo que las conexiones entre sus elementos habían sido diseñadas de acuerdo a las provisiones que especifica la Norma Técnica para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero, de modo que estaban detalladas adecuadamente para permitir el desarrollo de deformaciones cíclicas inelásticas muy grandes durante la ocurrencia de un sismo sin pérdidas significativas de su resistencia.
- El diseño de las fundaciones queda fuera del alcance de nuestra investigación, ya que para efectos de análisis sísmico, el edificio se tomó como perfectamente empotrado, centrandó la investigación en el comportamiento de la superestructura.
- Estructuras secundarias como vanos para ascensores y gradas quedan fuera de nuestro análisis, ya que podrían ocasionar variaciones en la masa del edificio, discontinuidades de diafragma, y otro tipo de irregularidades en planta que no son el objetivo de nuestro estudio.

## 1.5 Justificaciones

Las disposiciones plasmadas en el Nuevo Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones en cuanto al análisis sísmico se refiere, intentan prevenir y evitar las graves pérdidas sociales y económicas producidas por sismos de gran intensidad, por lo cual se busca diseñar estructuras más seguras, que puedan disipar de forma efectiva la mayor cantidad de energía sísmica que se concentra en sus zonas críticas. Es aquí donde el comportamiento dúctil del acero representa un mecanismo útil, que acompañado con una resistencia adecuada de la estructura, podrían proporcionar buenos resultados en la búsqueda de tal objetivo. Aún así, el Reglamento no propone procedimientos claros para determinar con certeza la demanda de ductilidad, por lo cual queda un vacío para confirmar la seguridad estructural de los edificios de éste tipo hasta ahora diseñados y construidos; y de inmediato se hace necesario un análisis a profundidad y una evaluación numérica que refleje con exactitud si los factores de seguridad que se están utilizando en los diseños son efectivos ante la posible ocurrencia de sismos de mayor intensidad a los ya registrados en el país, o mucho mayores a los usados de base en el diseño.

Dicho análisis se aplicó a edificios de estructuras de acero de 5, 10, y 15 niveles, tomando en cuenta que, debido al acelerado desarrollo urbano de nuestro país, la opción de la construcción vertical en edificios de gran altura se presenta bastante viable en los próximos años, por lo cual se vuelve importante determinar, como dos parámetros fundamentales usados implícitamente en la Norma, como son la ductilidad y resistencia varían en la medida que aumenta la altura de las estructuras a realizar en función de los coeficientes sísmicos propuestos por la Norma. Así mismo, el



estudio se centró en sistemas de marcos resistentes a momento no arriostrados, por ser éstos los de mayor aplicación en el país.

Para poder obtener índices con alto nivel de exactitud fue necesario utilizar métodos de análisis sísmicos no lineales, que a diferencia de los métodos hasta ahora utilizados en el país, permiten identificar de una mejor forma la secuencia, ubicación, y magnitud de los daños en los elementos ; por lo cual se presentan como métodos ideales para verificar si el diseño con la nueva Norma Técnica para Diseño por Sismo y la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero, es capaz de evitar el colapso de las estructuras.

## **1.6 Metodología de la investigación.**

El desarrollo de la investigación pretende realizarse en cuatro etapas fundamentales, las cuales contienen las actividades que a continuación se detallan:

### **Fase A: Estudio de herramientas de apoyo**

Comprende el estudio de las herramientas informáticas, como son los software especializados para tal caso. Fundamentalmente se utilizaron dos, el ETABS [7] y el DRAIN - 2DX [8], para los cuales se estudiaron a fondo los respectivos manuales de aplicación, tratando de comprender exactamente los pasos necesarios para la modelación de estructuras con distintos grados de complejidad, delimitando los campos de aplicación de cada software, los criterios de diseño y análisis sísmico utilizados, así como su calibración mediante la realización de ejemplos sencillos que faciliten su posterior utilización. Como resultado de dicha calibración se realizó un manual práctico y sencillo que facilita el uso de éstos programas a futuros investigadores.

### **Fase B: Revisión de literatura**

Comprende la revisión de literatura estrechamente relacionada con el tema, como es el caso del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, poniendo especial énfasis en la Norma Técnica para Diseño Sísmico y en la Norma Técnica para Diseño de Estructuras de Acero. Así mismo el análisis de las normas se desglosa en el estudio paso a paso del Método de diseño de estructuras de acero, como es el Método de resistencias (LRFD) , para el cual se analizaron los criterios de

diseño propuestos, así como las provisiones para diseño sísmico que éste plantea, dejando bien claro los diferentes alcances del método; para así poder hacer una mejor aplicación de él. De igual forma, se estudiaron los métodos de análisis sísmico planteados en la norma, como son el Método de las Fuerzas Laterales Estáticas y los Métodos Dinámicos lineales y no lineales.

Como parte de la literatura revisada se encuentra también el estudio de la evolución de aspectos importantes de la Ingeniería Sísmica, parámetros que dentro de éste campo contemplan los códigos internacionales modernos, perspectivas futuras, así como el análisis de la repercusión de sismos importantes como el de Northridge y Kobe en cuanto a materia de seguridad estructural respecta.

### **Fase C: Obtención de datos**

Teniendo un marco amplio de referencia ya definido y estudiado, se procedió en ésta fase al diseño y análisis de los diferentes casos de estudio, los cuales como ya se dijo antes, eran edificios de estructuras de acero de 5, 10, y 15 niveles, utilizando marcos. Un primer paso en éste camino fue la identificación de la estructura que se pretendía diseñar, el tipo de estructura, su ubicación, altura, configuración, y de otros parámetros que permitieran tener una idea clara del edificio que se pretendía estudiar. El diseño se apoyó en la utilización de los software anteriormente estudiados, y en él se siguieron los diferentes pasos establecidos por el método LRFD, tratando de definir claramente los diferentes elementos estructurales. El paso siguiente consistió en la aplicación del método de análisis sísmico propuesto por la norma, como es el Método Estático, y así poder tener la estructura completa diseñada mediante los criterios propuestos por la norma. Para lograr éste objetivo se apoyó el diseño con el uso de

ETABS. Luego, se aplicó el Método Estático "Push-Over", con el objetivo de encontrar valores de ductilidad y resistencia globales de cada edificio analizado, utilizando el programa DRAIN-2DX como herramienta de apoyo. Seguido a esto se aplicó el Método de análisis dinámico no lineal paso a paso, utilizando DRAIN-2DX, para lo cual se definieron primero las cargas dinámicas a utilizar, tomando como base los diferentes registros de acelerogramas obtenidos del sismo de 1986. Una vez revisada la estructura por éste método, se procedió a determinar los valores de ductilidad local demandada por cada elemento de la estructura (vigas y columnas). Como un paso complementario, se obtuvieron los valores de ductilidad ofrecida por cada elemento, y luego el balance de ductilidad, el cual se convirtió en el parámetro indicador de daños a utilizar.

#### **Fase D: Análisis de resultados**

Esta fase supone el establecimiento de conclusiones sobre la base de la aplicación de los métodos de análisis sísmico anteriormente mencionados:

- Determinar si la estructura diseñada de acuerdo a la Norma es capaz de resistir la acción del sismo de 1986, basándose en la identificación de las posibles daños que se presentan, a través de la comparación de la ductilidad local demandada y ductilidad ofrecida para cada elemento de la estructura.
- Establecer comparaciones entre los factores de ductilidad global y resistencia obtenidos de la aplicación del método estático Push-Over para sistemas de marcos no arriostrados, para las diferentes alturas de edificios estudiados.

- Teniendo en cuenta los diferentes registros de acelerogramas del sismo de 1986, y los índices de ductilidad y resistencias obtenidos, se podrá deducir que tipo de cargas son las más desfavorables para el tipo de estructura diseñada.

Sobre la base de los resultados obtenidos se realizaron recomendaciones relacionadas con el Reglamento en términos de factores de diseño sísmico.

## 1.7 Recursos a utilizar

Debido a que el desarrollo de la investigación basa sus objetivos en el análisis sísmico de estructuras, los principales elementos utilizados fueron software de computadora especializados para tal caso, como son ETABS y DRAIN-2DX. Dichos programas fueron utilizados en las etapas de diseño y análisis respectivamente, con el fin de obtener los datos necesarios para poder efectuar las comparaciones deseadas, con el fin de obtener conclusiones específicas acerca del tema.

Así mismo a manera de ejemplificación se realizó el diseño y análisis sísmico de un edificio, para lo cual se utilizó como apoyo el software de análisis estructural como es el RISA2D [9], el cual es básico para facilitar los cálculos que al respecto tengan que realizarse.

En cuanto al material bibliográfico, se hizo uso de publicaciones científicas actualizadas que tengan que ver con el diseño y análisis de estructuras de acero, como son revistas especializadas, artículos, extractos de conferencias, consultas a profesionales, y libros que circulen en el medio, hasta llegar, cuando así lo ameritó el caso, a hacer uso de la información disponible en INTERNET. Dentro de éste marco cabe señalar la utilización de las publicaciones de AISC, referente al método de diseño de estructuras de acero, LRFD; Así como también, la utilización del Reglamento de diseño de nuestro país con su correspondiente Normativa Técnica, y otros, como el UBC, que podría ser utilizado para efectos de comparación en el análisis de resultados a realizar.

De acuerdo a lo anterior y tomando en cuenta el uso de materiales básico de papelería, computadoras personales, y otros complementarios, se pretendió realizar un

trabajo de investigación que cumpliera a cabalidad con los objetivos que se han planteado.

## CAPITULO 2

### ESTUDIO DE LAS NORMATIVAS SALVADOREÑAS VIGENTES

#### 2.1 Definiciones

Antes de iniciar un estudio detallado de los parámetros más importantes que las normas salvadoreñas, es necesario dejar bien claro algunos términos que son muy utilizados en el diseño estructural, y conocer así la forma en que están planteados en la norma. Los conceptos que a continuación se definen fueron tomados de la Norma Técnica para Diseño por Sismo y de la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero.

- **Estado límite de servicio:** se considera como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, y vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.
- **Estado límite de falla:** cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.
- **Resistencia :** magnitud de una acción o de una combinación de acciones, que origine la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualesquiera de sus componentes.
- **Sobrerresistencia:** capacidad del sistema estructural de poseer una resistencia adicional posterior a la primera fluencia significativa.



- **Deriva de entrepiso:** es el máximo desplazamiento lateral de un entrepiso, es decir, el máximo desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso inferior.
- **Factor de modificación de respuesta (R):** para un sistema estructural dado, el valor de R es una medida de la habilidad del sistema para soportar deformaciones inelásticas cíclicas sin llegar al colapso.
- **Factor de amplificación de desplazamientos (Cd):** factor por medio del cual se obtiene el desplazamiento lateral máximo de un nivel o piso, al multiplicar dicho factor por el desplazamiento lateral elástico obtenido del análisis de la estructura.
- **Inestabilidad:** condición a la que se llega al cargar un elemento o estructura en que deformaciones sucesivas conducen a una disminución en la capacidad para resistir cargas.
- **Rigidez :** resistencia a la deformación de un miembro o estructura, medida por la relación entre la carga aplicada al desplazamiento correspondiente.
- **Ductilidad :**

Si partimos de que la ductilidad se define dentro del campo estructural como “.. la capacidad que poseen miembros o sistemas estructurales para disipar, mediante deformaciones en el rango post-elástico, cantidades considerables de energía sin pérdida sustancial de resistencia” [10]. observamos que dicho concepto aunque no se refleja explícitamente dentro de la norma, trata de reflejarse en el factor de modificación de respuesta (R) y en el factor de amplificación de desplazamientos (Cd), tal como se puede leer en extractos de la Norma Técnica para Diseño por Sismo dentro de la sección de comentarios C4.2 : “ ..... Estructuras extremadamente frágiles requieren valores bajos de R , mientras que sistemas

dúctiles pueden tener valores razonablemente altos de  $R$ . Por lo tanto , a mayor capacidad de la estructura para deformarse y disipar energía inelástica, corresponde un mayor valor de  $R$ ” . “..... a mayor comportamiento dúctil del sistema, mayor es su capacidad de deformación inelástica y menor el nivel de fuerzas que se generan. Estas relaciones no son fáciles de representar; sin embargo pueden expresarse en términos de los parámetros  $R$  y  $C_d$ ”.

## **2.2 NORMA TÉCNICA DE DISEÑO POR SISMO**

La norma técnica para diseño por sismo establece los requisitos para el diseño sísmico de las estructuras, por estar nuestro país en una zona de alto riesgo sísmico. Según nuestra norma, toda estructura y cada parte de ella deberá ser diseñada y construida para resistir los movimientos sísmicos del terreno. Se establece en dicha norma que cuando se produzca mayores efectos por viento que por sismo, deberá prevalecer el diseño por viento, lo cual es bastante raro en nuestro país, por lo que siempre se ha diseñado para fuerzas sísmicas.

### **2.2.1 Clasificación de los edificios:**

La norma técnica salvadoreña, clasifica los edificios de acuerdo al uso para el que son construidos, sistema estructural y configuración estructural.

### 2.2.1.1 Uso de la estructura:

La norma salvadoreña clasifica los edificios en tres categorías principales, basados en su importancia y necesidad, durante y después de un sismo. La siguiente tabla muestra una descripción general de las características más importantes de estas estructuras:

CATEGORIA	DESCRIPCION
I	Comprende aquellas edificaciones que son indispensables después de un sismo para atender la emergencia y preservar la salud y seguridad de las personas. Incluye hospitales, centros de salud, estaciones de bomberos, centrales telefónicas y de telecomunicaciones, instalaciones escolares y militares y cualquier otra edificación de servicio público.
II	Cualquier edificación que tenga niveles altos de ocupación o edificaciones que requieran su operación en el periodo inmediatamente después del sismo. Incluye edificios gubernamentales, universidades, guarderías, mercados y centros comerciales.
III	Construcciones que tengan niveles bajos de ocupación. Incluye aquellas construcciones comunes destinadas a viviendas, oficinas, locales comerciales, hoteles, edificaciones industriales y todas aquellas no incluidas en las categorías I y II.

**Tabla 1**

Se detalla además el valor numérico del factor de importancia, para cada una de las categorías descritas anteriormente:

CATEGORIA	FACTOR I
I	1.50
II	1.20
III	1.00

**Tabla 2**

De acuerdo al estudio que se está realizando se tomó la categoría II, tomando para el diseño el valor de 1.20 para el factor de importancia.

#### **2.2.1.2 Sistemas Estructurales:**

Esta norma técnica proporciona una clasificación de los edificios de acuerdo al sistema estructural que se utilice para el diseño, de la manera siguiente:

**SISTEMA A:** Estructura formada por marcos no arriostrados, los cuales resisten primordialmente por acción flexionante de sus miembros, la totalidad de las cargas gravitacionales y laterales.

**SISTEMA B:** Estructura formada por marcos no arriostrados que soportan esencialmente las cargas gravitacionales y por paredes enmarcadas o marcos arriostrados que resisten la totalidad de las cargas laterales.

**SISTEMA C:** Estructura formada por marcos no arriostrados y por paredes enmarcadas o marcos arriostrados, todos los componentes de la estructura resisten la totalidad de las cargas verticales y horizontales.

**SISTEMA D:** Estructura en la cual la resistencia a cargas de gravedad es proporcionada esencialmente por paredes o marcos arriostrados que resisten también la totalidad de las cargas laterales.

**SISTEMA E:** Estructura cuyos elementos resistentes a cargas laterales en la dirección de análisis, son aislados.

Además se proporciona una tabla en la cual se muestra los valores numéricos para el factor de modificación de respuesta( $R$ ), el factor de amplificación de desplazamientos( $C_d$ ), así como la altura límite de los edificios, para los cuales ciertos sistemas pueden ser utilizados:

SISTEMA BASICO ESTRUCTURAL	SISTEMA RESISTENTE A FUERZA LATERAL	Cd	R	H
SISTEMA A	1. Marco de acero o concreto con detallado especial	8	12	S.L.
	2. Marco de concreto con detallado intermedio	5	5	15
	3. Marcos de acero con detallado intermedio.	6	7	30
SISTEMA B	1. Paredes de:			
	a. Concreto	7	8	50
	b. Mampostería	6	7	35
	2. Marcos de acero arriostrados:			
a. Excéntricamente	6	10	50	
b. Concéntricamente	7	8	50	
SISTEMA C	1. Paredes de concreto combinadas con:			
	a. Marcos de acero o concreto con detallado especial	9	12	S.L.
	b. Marcos de concreto con detallado intermedio o de acero con detallado ordinario	7	8	S.L.
	2. Paredes de mampostería combinadas con:			
	a. Marcos de concreto o acero con detallado especial.	6	7	50
	b. Marcos de concreto con detallado intermedio o de acero con detallado ordinario.	5	6	30
	3. Marcos de acero arriostrados combinados con marcos de concreto o acero con detallado especial:			
	a. Arriostamiento excéntrico	6	12	S.L.
b. Arriostamiento concéntrico	7	10	S.L.	
SISTEMA D	1. Paredes de:			
	a. Concreto	6	7	35
	b. Mampostería	5	6	25
	2. Marcos de acero arriostrados	5	6	50
SISTEMA E	1. Sistemas con masa esencialmente concentrada en el extremo superior(péndulo invertido)	3	3	—
	2. Sistemas con masa esencialmente distribuida en su altura.	4	4	—

Tabla 3

### 2.2.1.3 Configuración Estructural:

La norma para diseño por sismo, clasifica los edificios en regulares e irregulares y por medio de estos se presentan los diferentes tipos de irregularidad, tanto verticales como en planta, las cuales son detalladas a continuación:

**Tabla 4**

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES VERTICALES	
Definición y tipo de la irregularidad	
A.	<b>Irregularidad en la rigidez-Entrepiso flexible:</b> El cual es aquel cuya rigidez lateral es menor que el 70% de la del entrepiso inmediato superior o menor que el 80% del promedio de las rigideces de los tres entrepisos superiores.
B.	<b>Irregularidad en la Masa:</b> Se da cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor que el 150% de la masa efectiva de un piso consecutivo. No se considera cuando el techo sea más liviano que el piso inferior.
C.	<b>Irregularidad Geométrica Vertical:</b> Se considera que existe cuando la dimensión horizontal del sistema resistente a cargas laterales en cualquier entrepiso es mayor que el 130% de la de un entrepiso consecutivo.
D.	<b>Discontinuidad en el plano de los elementos verticales resistentes a cargas laterales:</b> Se considera que existe cuando los elementos resistentes a cargas laterales están desplazados dentro de su plano, una cantidad mayor que la longitud de tales elementos.
E.	<b>Discontinuidad en la capacidad-Entrepiso débil:</b> Se considera así cuando su resistencia es menor que el 80% de la del entrepiso superior.
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	
Definición y tipo de la Irregularidad	
A.	<b>Irregularidad Torsional:</b> Si los diafragmas no son flexibles, se considera que existe cuando la máxima deriva de entrepiso, incluyendo la torsión accidental, calculada en un extremo de la estructura transversal a un eje, es mayor que 1.20 veces la deriva de entrepiso promedio de los dos extremos de la estructura.
B.	<b>Esquinas entrantes:</b> Se da cuando ambas proyecciones de la estructura mas allá de una esquina entrante sean mayores que el 15% de la dimensión en planta de la estructura.
C.	<b>Discontinuidad del Diafragma:</b> Son los cambios abruptos o variaciones en la rigidez, como recortes o aberturas mayores que el 50% del área bruta de la planta del edificio.
D.	<b>Desalineamiento fuera del plano:</b> Discontinuidades en la trayectoria de una fuerza lateral, tal como elementos verticales fuera del plano.
E.	<b>Sistemas no paralelos:</b> Los elementos verticales resistentes a cargas laterales no son paralelos o no son simétricos con respecto a los ejes principales ortogonales del sistema resistente a fuerzas laterales.

Las condiciones sísmicas en las diferentes regiones de nuestro país hacen ver la necesidad de tener a disposición un mapa de zonificación sísmica, en donde se muestre las zonas con mayor incidencia, por lo tanto los factores a usar para el diseño se muestran en la tabla siguiente:

FACTOR DE ZONIFICACION SISMICA	
ZONA	FACTOR
1	0.40
2	0.30

**Tabla 5**

Además se establece los valores de coeficientes de sitio para los distintos perfiles de suelo existentes lo cual hace aun más puntual el diseño, es decir dirigido claramente a la zona donde se ubicara la estructura; estos valores se muestran por medio de la siguiente tabla:

**Tabla 6**

COEFICIENTES DE SITIO $C_o$ Y $T_o$			
TIPO	DESCRIPCION	$C_o$	$T_o$
S1	a. Materiales de apariencia rocosa caracterizados por velocidades de onda de corte mayores de 500 m/seg. b. Suelo con condiciones rígidas o muy densas, cuyo espesor sea menor de 30 m. Sobre el manto rocoso.	2.50	0.30
S2	a. Suelo con condiciones rígidas o muy densas cuyo espesor sea de 30 m o más sobre el manto rocoso. b. Suelo con condiciones compactas o medianamente denso con espesor menor de 30m.	2.75	0.50
S3	Perfil de suelo que contiene un espesor acumulado de 4 a 12 mts de suelos cohesivos, blandos o medianamente compactos o suelos no cohesivos sueltos.	3.00	0.60
S4	Perfil de suelo que contiene mas de 12 mts de suelo cohesivo blando o suelo no cohesivo suelto.	3.00	0.90

## 2.2.2 Métodos de Análisis Sísmico

### 2.2.2.1 Método de análisis por Fuerzas Laterales Estáticas

#### 2.2.2.1.1 Coeficiente Sísmico

La norma técnica para diseño por sismo define el coeficiente sísmico ( $C_s$ ), por medio de:

$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left( \frac{T_o}{T} \right)^{2/3}$$

En donde T no debe tomarse menor que  $T_o$  ni mayor que  $6T_o$ .

Además:

A: Factor de zonificación sísmica.

I: Factor de importancia.

$C_o$  y  $T_o$ : Coeficientes de sitio.

R: Factor de modificación de respuesta.

T: Periodo fundamental de vibración.

El valor de "T" deberá determinarse por uno de los dos métodos siguientes:

1. METODO A: Para todos los edificios y por medio de aproximación a través de la formula:

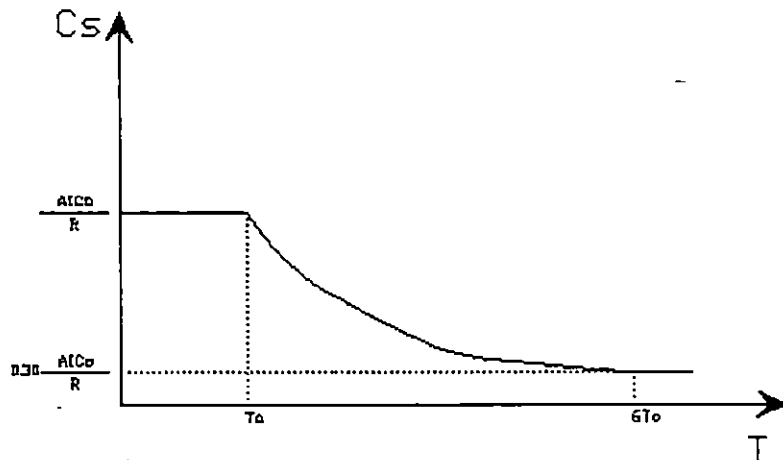
$$T = C_t(hn)^{3/4}$$

Para marcos de acero:  $C_t = 0.085$



2. METODO B: El periodo fundamental puede ser calculado por medio de las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos. Los valores de fuerzas representan cualquier distribución aproximada de las fuerzas laterales.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^2}{g \sum f_i \delta_i}}$$



#### 2.2.2.1.2 Cortante basal

El cortante basal, en la dirección en consideración, esta determinado por:

$$V = C_s W$$

Donde:

W: Peso total de la estructura.

Cs: Coeficiente sísmico.

V: Cortante basal.

### 2.2.2.1.3 Distribución vertical del cortante basal

La fuerza total debe distribuirse en altura por medio de:

$$V = ft + \sum_{i=1}^n ft$$

Donde la fuerza en el ultimo piso  $f_n$ , la cual se adiciona a  $f_n$ , debe determinarse por:

$$f_n = 0.07 T V > 0.25 V ; \text{ si } T > 0.70 \text{ seg.}$$

$$f_n = 0 ; \text{ si } T \leq 0.70 \text{ seg.}$$

En donde T es el periodo que corresponde al cortante basal de diseño. La porción restante del cortante basal debe distribuirse en altura, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$F_x = \frac{(V - f_n) W_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i}$$

### 2.2.2.1.4 Distribución Horizontal del Cortante Basal

El cortante de diseño en cualquier entrepiso, es la suma de las fuerzas  $f_x$  y  $f_t$  arriba de ese entrepiso;  $V_x$  deberá distribuirse en los diversos elementos del sistema vertical resistente a fuerzas laterales en proporción a sus rigideces.

El momento de torsión de diseño utilizado para un entrepiso, es el que resulta de las excentricidades entre las fuerzas de diseño aplicadas en los pisos superiores a ese entrepiso y los elementos resistentes verticales en ese entrepiso, incrementado por un momento torsionante accidental.

#### 2.2.2.1.5 Determinación y límites de la deriva de entrepiso

La deriva de entrepiso debe ser calculada como la diferencia de los desplazamientos totales de los pisos superior e inferior del entrepiso considerado. La deriva de entrepiso para un cierto nivel debe ser multiplicado por un factor de amplificación  $C_d$ , el cual no debe de sobrepasar los valores dados en la tabla siguiente:

**Tabla 7**

TIPO DE EDIFICIO	CATEGORIA DE OCUPACION		
	I	II	III
Edificio de un piso en acero estructural sin ningún equipo ligado a la estructura y sin acabados frágiles.	0.015 hsx	0.020 hsx	S.L.
Edificios de 4 pisos o menos y sin acabados frágiles.	0.010 hsx	0.015 hsx	0.020 hsx
Todos los otros edificios.	0.010 hsx	0.015 hsx	0.015 hsx

La Norma plantea varias razones para establecer valores límites de deriva de entrepiso; entre las cuales están:

- Control de nivel de deformación inelástica en los miembros.

- Garantizar la estabilidad de la estructura al minimizar los momentos de segundo orden ( $p-\Delta$ ).
- Minimizar daños en elementos no estructurales.
- Límites más restrictivos de la deriva de entrepiso pueden ser utilizados en base a la relación:

$$(\text{Costo de reparaciones futuras}) / (\text{Costo adicional de la estructura})$$

#### 2.2.2.1.6 Efecto P-Delta

Este efecto sobre cortantes, momentos y derivas de un entrepiso  $x$ , no necesita ser considerado cuando el coeficiente de estabilidad, calculado por medio de la siguiente expresión, es menor que 0.1.

$$\theta = \frac{Px\Delta}{VxhsxCd}$$

El valor del coeficiente, no debe exceder al máximo valor el cual se ha determinado como 0.25

$$\theta_{max} = \frac{0.7}{\beta Cd} \leq 0.25$$

Con  $B$  igual a la relación entre fuerza cortante demandada y la proporcionada del entrepiso comprendido entre el piso " $x$ " y el " $x-1$ " y puede tomarse conservadoramente como 1.0.

Si  $0.10 < \theta < \theta_{max}$ , el incremento de deriva de entrepiso, fuerzas cortantes y momentos puede estimarse, multiplicando dichos valores por el factor  $1/(1-\theta)$ . La

inestabilidad en la estructura se contempla cuando  $\theta > \theta_{\max}$ , por lo cual debe ser rediseñada.

### 2.2.2.2 Métodos de Análisis Dinámico

Se deberá establecer un movimiento del terreno, se hará por medio de un espectro de diseño, tal como se define a continuación:

a) Si:  $T_m < T_o/3$

$$C_{sm} = \frac{IA}{R} \left[ 1 + \frac{3(C_o - 1)T_m}{T_o} \right]$$

b) Si:  $T_o/3 \leq T_m \leq T_o$

$$C_{sm} = \frac{IAC_o}{R}$$

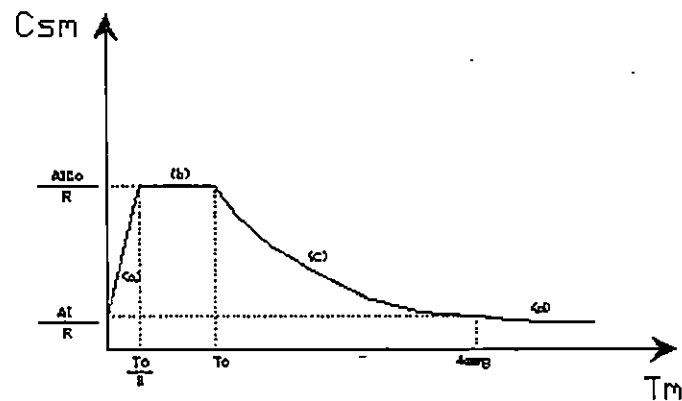
c) Si:  $T_o < T_m \leq 4.0 \text{ seg.}$

$$C_{sm} = \frac{IAC_o}{R} \left( \frac{T_o}{T_m} \right)^{2/3}$$

d) Si:  $T_m > 4.0 \text{ seg.}$

$$C_{sm} = \frac{2.5IAC_oT_o^{2/3}}{RT_m^{4/3}}$$

### Gráfico de Espectro de Diseño



Podrá ser utilizada cualquier otra representación del movimiento del terreno siempre que tenga cuando menos una probabilidad de excedencia de un 10%, en un período de retorno de 50 años, por medio de la manera siguiente:

- a. Un espectro de diseño específico del sitio, el cual debe estar basado en las características geológicas, tectónicas, sismológicas y del subsuelo.
- b. Acelerogramas específicos del sitio, los cuales deben ser representativos de los movimientos sísmicos esperados y elaborados en base a las características geológicas, tectónicas, sismológicas y del subsuelo.

□ **PROCEDIMIENTO DE ANALISIS.**

- **Análisis por Espectro de Respuesta:** Es un análisis dinámico elástico de la estructura, que utiliza la respuesta dinámica pico de todos los modos que tengan una contribución significativa en la respuesta estructural total.

Antes de realizar éste análisis es recomendable realizar un análisis estático previo.

Algunos aspectos importantes a chequear a la hora de realizar el análisis son:

- Al establecer el número de modos que se van a tomar en cuenta, hay que garantizar cuando menos la participación del 90% de la masa del edificio.
- Las combinaciones de modos se pueden realizar ya sea por el método de la Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados RCSC (SRSS) ; o por la Combinación Cuadrática Completa CCC (CQC).
- Se deben de tomar en cuenta combinaciones de movimientos horizontales , de la misma forma que en el análisis estático.
- En la evaluación de resultados , el cortante basal determinado no debe ser menor que:
  - a) 100% del cortante basal estático para estructuras irregulares.
  - b) 90% del cortante basal estático para estructuras regulares y no menor del 80% del determinado según el método A del análisis estático.

- **Análisis paso a paso:** Es un análisis dinámico elástico o inelástico, en el cual un modelo matemático de la estructura es sometido a una historia de movimientos específicos del terreno (acelerograma). La confiabilidad del análisis dependerá del número e idoneidad de los movimientos del terreno, incertidumbre en el establecimiento del modelo estructural, y del tipo de comportamiento de histéresis. Así mismo el cortante basal obtenido debe cumplir con las restricciones expuestas para dicho parámetro en el análisis por Espectro de Respuestas.

Todo lo dicho anteriormente fue aplicado en nuestro análisis, utilizando específicamente ciertos valores para el cálculo, ya que el tipo de estructura así lo requería. Se adiciona tablas de irregularidades verticales y en planta con el objetivo de hacer ver que en la norma se toma en cuenta, aunque no las utilizamos ya que nuestro estudio está dirigido únicamente a estructuras regulares.

### **2.3 Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero**

La norma establece dos tipos de estructuras básicas a analizar, las cuales están asociadas directamente al diseño, y que se presentan a continuación:

- Estructura Tipo I : La unión entre los miembros que la componen es por medio de conexiones rígidas, capaces de impedir las rotaciones relativas entre los extremos de los miembros que concurren en cada nudo.



- Estructura Tipo II : Los extremos de las vigas están conectados de tal forma que tienen libertad de rotación y son capaces de transmitir únicamente fuerzas cortantes.

En cuanto al diseño de éste tipo de estructuras, la norma es clara en adoptar como criterio base de diseño el método de Esfuerzos Permisibles (ASD-AISC), basándose en el comportamiento lineal elástico de los elementos. Aún así, deja abierta la posibilidad de utilizar de una forma alternativa el Método de Resistencias (LRFD-AISC), siempre que se apliquen al pie de la letra las disposiciones que dicho método implica,, y se cumpla con los requisitos establecidos en la "Norma Técnica para Control de Calidad de los Materiales Estructurales"

**Debido a que en éste trabajo de investigación se decidió utilizar como método de diseño el LRFD-AISC, se centró el estudio en la aplicación de éste método, por lo cual a continuación se expone una breve explicación de algunos requerimientos que dicho método contempla.**

### **2.3.1 Método LRFD**

#### **Alcance:**

El diseño por factores de carga y Resistencia LRFD, es una forma mejorada del diseño de acero para edificios. El método contiene consideraciones explícitas de

los estados límites, múltiples factores de carga y resistencia, y una determinación probabilística implícita de la confiabilidad.

El método LRFD, fue concebido para ofrecer al diseñador, mayor flexibilidad, mayor racionalidad, y posiblemente, economía en general.

Cuando se publicó la primera edición de la especificación LRFD, en 1986, no contenía los requerimientos especiales necesarios para el diseño y construcción de edificios de acero, que deban estar sometidos a deformaciones en el rango no lineal, debido a sismos de alta intensidad.

Las provisiones de Diseño Sísmico deberán ser usadas conjuntamente con la especificación LRFD del AISC, para el diseño de edificios ubicados en áreas de moderada y alta sismicidad.

### 2.3.1.2 Categorías de comportamiento sísmico

Los edificios son clasificados en tres tipos, dependiendo de la ocupación y uso, a la luz de los riesgos especiales que resultan de un ambiente sísmico. Los grupos de exposición al Riesgo Sísmico, se detallan en la siguiente tabla:

**Tabla 8 : Grupos de Exposición al Riesgo Sísmico**

GRUPO III	Edificios que prestan servicios esenciales, y que son necesarios para una recuperación posterior al sismo, y que tengan requerimientos especiales de accesibilidad y funcionalidad.
GRUPO II	Edificios que constituyen un riesgo público sustancial por su ocupación o uso.
GRUPO I	Todos los edificios no clasificados en los grupos II y III.

Las categorías de comportamiento Sísmico a ser utilizada en el diseño de un edificio específico esta definida por el coeficiente sísmico que representa la Aceleración Pico Relacionada con la velocidad, AV, del lugar donde se encuentra el edificio, y del grupo de Exposición al Riesgo Sísmico, relacionado con la ocupación y uso del edificio.

Se establecen cinco categorías, que especifican requerimientos de diseño y detallado para el diseño sísmico del edificio.

Valores de Av.	Grupo de Exposición al Riesgo Sísmico		
	I	II	III
$0.20 \leq Av$	D	D	E
$0.15 \leq Av < 0.20$	C	D	D
$0.10 \leq Av < 0.15$	C	C	C
$0.05 \leq Av < 0.10$	B	B	C
$Av < 0.05$	A	A	A

**Tabla 9**

Los edificios asignados en las categorías A, B y C, exceptuando la categoría C, del grupo III, donde AV es mayor o igual que 0.10, deben ser diseñados acorde solamente a la especificación LRFD, o bien acorde a dicha especificación y al uso de sistemas K de arriostramiento, como parte del sistema de resistencia sísmica, exceptuando en edificios bajos (no mayores de dos pisos de altura).

### 2.3.1.3 Cargas, Combinaciones de cargas y Resistencias Nominales

#### 2.3.1.3.1 Cargas y Combinaciones de cargas

Los factores de carga y combinaciones de carga reflejan el hecho que cuando varias cargas actúan en combinación con la carga muerta, por ejemplo, carga muerta más carga viva, más carga de sismo, solamente una de ellas toma su valor máximo, mientras que las otras toman un valor que puede ser esperado en cualquier momento actuando en la estructura.

La resistencia requerida de la estructura y de sus elementos debe ser determinada a partir de la combinación crítica apropiada de cargas factoradas.

Las siguientes combinaciones de carga y sus correspondientes factores de carga, deben ser investigadas. En estas fórmulas se usan las abreviaturas D para cargas muertas, L para cargas vivas, L<sub>r</sub> para cargas vivas en techos, S para cargas de nieve y R' para carga inicial de agua lluvia o hielo, sin incluir el empozamiento (para las cargas nominales es necesario tomar en cuenta los valores del código local que sea aplicable). La letra U representa la carga última.

$$U = 1.4 D \quad (\text{Fórmula 2-1})$$

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5(L_r \text{ ó } S \text{ ó } R') \quad (\text{Fórmula 2-2})$$

Cuando se incluyen las fuerzas de viento (W) o sismo (E), es necesario considerara las siguientes combinaciones. La componente horizontal del sismo se calcula a partir de la fórmula para cortante en la base,  $V = C_s W_g$ , donde  $C_s$  es el

coeficiente sísmico de diseño, y  $W_g$  es el peso total del edificio (de acuerdo al código local que sea aplicable).

$$U = 1.2 D + 1.6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R') + (0.5 L \text{ ó } 0.8 W) \quad (\text{Fórmula 2-3})$$

$$U = 1.2 D + 1.3 W + 0.5 L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R') \quad (\text{Fórmula 2-4})$$

$$U = 1.2 D \pm 1.0 E + 0.5 L + 0.2 S \quad (\text{Fórmula 2-5})$$

Es necesario considerar la carga de impacto ( a través de un incremento en la carga viva) sólo en las combinaciones 2-2 y 2-3.

Debe hacerse un cambio en el valor del factor de carga para L en las combinaciones 2-3, 2-4 y 2-5 cuando se trata de garajes, áreas de reuniones públicas y en todas las áreas donde la carga viva exceda de 100lb/pie<sup>2</sup>. Para tales casos debe usarse el valor 1.0.

En las especificaciones LRFD se da otra combinación de cargas para tomar en cuenta la posibilidad del levantamiento. Esta condición se incluye para cubrir los casos donde se desarrollan fuerzas de tensión debidas a momentos de volteo; regirá sólo en edificios altos donde se presentan fuertes cargas laterales. En esta combinación las cargas muertas se reducen en un 10% para tomar en cuenta situaciones en las que se hayan sobrestimado.

$$U = 0.9 D \pm (1.3 W \text{ ó } 1.0 E) \quad (\text{Fórmula 2-6})$$

Los efectos ortogonales del sismo deben ser incluidos en el análisis, a menos que específicamente sea indicado lo contrario, en el código local que sea aplicable.

Cuando sea requerido por las provisiones de diseño sísmico, una carga horizontal amplificada de sismo igual a  $0.4RxE$  (donde el término  $0.4R$  es mayor o igual que 1.0) debe ser aplicada en sustitución de la componente horizontal de la carga de sismo  $E$ , en las combinaciones de cargas precedentes.

El término  $R$  es el coeficiente de modificación de la respuesta sísmica, contenida en el código local que sea aplicable. Las combinaciones de carga adicionales son las siguientes:

$$U = 1.2 D \pm 0.4RxE + 0.5 L + 0.2 S \quad (\text{Fórmula 2-7})$$

$$U = 0.9 D \pm 0.4RxE \quad (\text{Fórmula 2-8})$$

Debe hacerse un cambio en el valor del factor de carga para  $L$  en la combinación 2-7, cuando se trata de garajes, áreas de reuniones públicas y en todas las áreas donde la carga viva exceda de  $100\text{lb}/\text{pie}^2$ . Para tales casos debe usarse el valor 1.0.

Cuando la carga horizontal amplificada sea requerida, la inclusión de los efectos ortogonales del sismo en el análisis, no es requerida.

### 2.3.1.3.2 Resistencias Nominales

Con el factor de resistencia, el proyectista reconoce implícitamente que la resistencia de un miembro no puede calcularse exactamente, debido a imperfecciones en las teorías de análisis (recuérdense por ejemplo, las hipótesis hechas al analizar una armadura), a variaciones en las propiedades de los materiales y a las imperfecciones en las dimensiones de los elementos estructurales.

Para hacer esta estimación, se multiplica la resistencia última teoría (llamada aquí resistencia nominal) de cada elemento por un factor  $\phi$ , de resistencia, que es casi siempre menor que 1.0. Estos factores tienen los siguientes valores: 0.85 para columnas, 0.75 ó 0.90 para elementos a tensión, 0.90 para flexión o el corte en vigas, etc.

En la tabla siguiente, tomada las especificaciones LRFD, se dan algunos valores de los factores de resistencia. Las magnitudes de los factores de resistencia dados en las especificaciones LRFD se basan en investigaciones realizadas en la Universidad Washington en San Luis, Missouri.

Factores de Resistencia característicos	
Factor de Resistencia	Aplicaciones
0.90	Vigas sometidas a flexión y corte, placas base
0.85	Columnas
0.80	Soldaduras de penetración parcial
0.75	Tornillos a tensión, fractura en la sección neta de miembros a tensión
0.60	Aplastamiento en tornillos A307

**Tabla 10**

### 2.3.1.4 Desplazamientos

Los desplazamientos de entrepiso deberán ser calculados usando los efectos de carga apropiados, consistentes con el sistema estructural y el método de análisis. Los límites de estos desplazamientos deben estar de acuerdo a lo señalado por el código que sea aplicable, y no deberán menoscabar la estabilidad de la estructura.

En la Tabla siguiente, tomada de los comentarios a las provisiones de diseño sísmico, se presentan límites tentativos a estos desplazamientos.

**Tabla 11 : Límites Tentativos de los Desplazamientos de Entrepiso**

Edificio	Grupo de Exposición al Riesgo Sísmico		
	I	II	III
Edificios de un solo piso sin equipo ligado al Sistema estructural, y con paredes y divisiones interiores, cielos, y paredes exteriores que han sido diseñadas para acomodarse a los desplazamientos.	Sin límite	0.020h <sub>sx</sub>	0.015h <sub>sx</sub>
Edificios de cuatro pisos o menos, con paredes y divisiones interiores, cielo, y paredes exteriores que han sido diseñadas para acomodarse a los desplazamientos.	0.025h <sub>sx</sub>	0.020h <sub>sx</sub>	0.015h <sub>sx</sub>
Todos los demás edificios	0.020h <sub>sx</sub>	0.015h <sub>sx</sub>	0.010h <sub>sx</sub>

En donde h<sub>sx</sub> es la altura de entrepiso.

### 2.3.1.5 Especificaciones de los materiales

Para edificios de más de un piso de altura, el acero utilizado en sistemas resistentes a sismos, debe limitarse a las siguientes especificaciones ASTM:



- A36
- A500 (grados B y C)
- A501, A572 (grados 42 y 50)
- A588
- El acero utilizado para placas de base debe satisfacer cualquiera de las especificaciones anteriores, o la especificación ASTM A283, grado D.

La lista anterior ha sido escogida, tomando en consideración las propiedades inelásticas de los aceros y su soldabilidad.

### **2.3.1.6 Requerimientos para Columnas**

#### **2.3.1.6.1 Resistencia de la columna**

Durante el máximo sismo probable en cualquier lugar, las fuerzas axiales calculadas utilizando las fuerzas especificadas de diseño, pueden ser excedidas. Esto se da como resultado, entre otras cosas, por la subestimación de las fuerzas de volteo en el análisis de un modelo elástico de la estructura, y por las aceleraciones verticales concurrentes que no son explícitamente especificadas como cargas de diseño requeridas. Las dos combinaciones de carga especiales siguientes, toman en cuenta dichos efectos.

- Para cargas de compresión:

$$1.2 PD+0.5PL+0.2PS+0.4R \times PE \leq \phi_c P_n \quad (2-9)$$

Cuando la relación  $P_u / \phi P_n$  es mayor que 0.5, las columnas que forman parte de marcos resistentes a sismo deben, además de cumplir con la especificación LRFD, estar limitadas por los siguientes requerimientos:

Debe hacerse un cambio en el valor del factor de carga para  $P_L$ , cuando se trata de garajes, áreas de reuniones públicas y en todas las áreas donde la carga viva exceda de 100lb/pie<sup>2</sup>. Para tales casos debe usarse el valor 1.0

- Para el caso de cargas de tensión:

$$0.9 P_D - 0.4 R + P_E \leq \phi_t P_n \quad (2-10)$$

El valor de 0.4R debe ser igual o mayor que 1.0.

Las dos combinaciones anteriores deben ser aplicadas sin tomar en cuenta ninguna flexión en las columnas. Además, no se requiere que los valores obtenidos de dichas combinaciones, excedan los valores de carga máxima incrementados en un 25%, que son transferidos a la columna por las vigas o elementos de arriostamiento de la estructura; tampoco se requiere que excedan la capacidad de la cimentación para resistir el volteo.

#### **2.3.1.6.2 Empalmes de columnas**

Se requiere que los empalmes tengan resistencias de diseño adecuados para unir elementos de columna, no sólo para resistir la fuerza axial, la flexión y fuerzas de

cortante requeridas en el punto donde se da el empalme, tomando en cuenta las combinaciones de carga 2-1 al 2-6, sino también las combinaciones 2-9 y 2-10.

Cuando se usan soldaduras de penetración total o parcial y se dan cambios de espesor y ancho en la alma y en los patines, no es requerido utilizar transiciones biseladas.

Además, los empalmes en los que se utilice soldaduras de penetración parcial, no deben estar una a distancia menor de 3 pies de la conexión viga-columna.

Los empalmes sometidos a una fuerza neta de tensión, deben cumplir con la más crítica de las siguientes condiciones:

- La resistencia de diseño de juntas soldadas de penetración parcial, debe ser al menos un 50% mayor que la resistencia requerida.
- La resistencia de las soldadas no debe ser menor que el producto de  $0.5 F_{yc} A_f$ , donde  $F_{yc}$  es el esfuerzo de fluencia de la columna, y  $A_f$  es el área del patín de la columna de menor tamaño conectada.

### **2.3.1.7 MARCOS DE MOMENTO ORDINARIOS**

Los marcos de momento son aquellos marcos que resisten las fuerzas sísmicas por medio de cortante y momentos flectores en los nudos y miembros del marco.

Los marcos de momento ordinarios (OMF) son aquellos que no están ubicados en zonas de mayor sismicidad, por lo que no cumplen con los requisitos especiales de diseño y detallado contenidos en la sección 8 de las provisiones de diseño sísmico. Estos marcos deben tener una resistencia de diseño, tal que resista las combinaciones de carga 2-1 al 2-6, además de cumplir uno de los siguientes requisitos:

- Para conexiones totalmente restringidas (FR) se requiere que cumplan con la sección 8.2, exceptuando lo establecido en la sección 7.2.a, de las provisiones de diseño sísmico.
  
- Para conexiones totalmente restringidas (FR), se requiere que resistan las combinaciones de carga 2-7 y 2-8, además de las combinaciones 2-1 al 2-6.
  
- Para conexiones totalmente restringidas (FR) o parcialmente restringidas (PR) se requiere que cumplan con lo siguiente:
  - Deberán resistir las combinaciones de carga 2-1 al 2-6.
  - Deberá ser demostrado que tienen capacidad adecuada de rotación, para un desplazamiento de entrepiso calculado con una carga horizontal de  $0.4R \times E$  (donde el término  $0.4R$  es igual o mayor que 1.0)

- El desplazamiento adicional debido a las conexiones parcialmente restringidas deberá ser considerado en el diseño.

### **2.3.1.8 MARCOS DE MOMENTO ESPECIALES (SMF)**

Los requerimientos de esta sección son para aquellos edificios que tienen marcos de momento, y que están ubicados en zonas de mayor sismicidad. Las provisiones de diseño sísmico, proveen los marcos de momento especiales con sistemas dúctiles confiables, tales que pueda darse una respuesta no lineal ante sismos de gran intensidad.

Estos marcos deben tener una resistencia de diseño, tal que resista las combinaciones de carga 2-1 al 2-6, además de cumplir los siguientes requisitos:

#### **2.3.1.8.1 Juntas viga-columna**

Las limitaciones especiales para estas juntas tienen como intención, que de darse la formación de articulaciones inelásticas durante la respuesta ante un sismo de gran intensidad, estén ubicadas en la viga o en la zona del panel (La zona del panel se define como el área de la conexión viga-columna delineada por los patines de vigas y columnas).

Las conexiones viga-columna no solo deben ser diseñadas para satisfacer las cargas dadas por las combinaciones de carga 2-1 al 2-6, sino también para satisfacer los requerimientos basados en las resistencias nominales de los miembros.

La resistencia a la flexión requerida,  $M_u$ , cada junta viga-columna deberá ser igual al menor de los dos valores siguientes:

- El momento plástico,  $M_p$ , de la viga.
- El momento calculado a partir de la resistencia nominal a cortante de la zona del panel.

Sin embargo, cuando la junta viga-columna no sea diseñada para formar parte del sistema de resistencia a cargas laterales, no se requerirá que alcance la resistencia antes mencionada, pero deberá demostrarse que tiene capacidad de soportar grandes deformaciones, que puedan ser incluidas al tener el marco un desplazamiento amplificado producido por las combinaciones de carga 2-7 y 2-8.

La resistencia a cortante requerida,  $V_u$ , de la junta viga-columna, debe ser determinada utilizando la combinación de carga 1.2 D+0.5 L+0.2 S, más el cortante asociado con el valor de  $M_u$  anterior, en cada extremo de la viga.

Alternativamente,  $V_u$  puede ser calculado por un análisis racional. El método fácil es asumir que el momento plástico ocurre en cada extremo de la viga. La resistencia a cortante requerida, no deberá exceder a la requerida por la condición de carga 2-7.

Cuando la resistencia a flexión de la junta viga-columna,  $M_u$ , es igual al momento plástico de la viga, el tipo de junta puede ser uno de los tres tipos siguientes:

- El primer tipo de juntas se da cuando ambos patines y el alma son completamente soldados a la columna, utilizando soldadura de penetración completa.
- El segundo tipo de juntas se da cuando se tienen vigas con una relación de la resistencia nominal a la flexión considerando sólo los patines y la resistencia nominal de la sección transversal completa, mayor o igual a 0.70. Para este tipo de conexión, los patines son unidos con soldadura de penetración total, mientras que el alma es diseñada para transmitir el cortante requerido por medio de soldadura o por medio de una junta empernada, con pernos de alta resistencia y con resistencia a deslizamiento.
- El tercer tipo de juntas se da cuando la relación establecida anteriormente es menor de 0.70. Este tipo sería similar a la segunda, excepto que se requiere que el alma de la viga sea soldada directamente o por medio de placas de corte, a pesar de que el alma es empernada a la placa de corte.

Se requiere, además, que las soldaduras tengan una resistencia nominal a la flexión, de por lo menos 20% de la resistencia nominal a la flexión del alma de la viga.

Otros tipos de juntas son permitidas, pero su eficacia debe ser demostrada, ya sea por medio de cálculos o por medio de pruebas. Cuando la eficacia sea demostrada por medio de cálculos, se requiere tenga capacidad de desarrollar al menos un 125% de la capacidad nominal a flexión y cortante, de la viga.

### 2.3.1.8.2 Zona del panel de la conexión viga-columna

La resistencia a cortante requerida,  $V_u$ , de la zona del panel debe estar basada en los momentos flexionantes determinados a partir de las combinaciones de carga 2-1 al 2-6. Sin embargo, el valor de  $V_u$  no es necesario que sea mayor que el cortante determinado a partir del  $0.9 \sum \phi M_p$ , de las vigas que forma parte de la conexión.

La resistencia de diseño del panel, debe ser calculada a partir de la siguiente expresión, en la cual se refleja la resistencia muy significativa dada por patines de columna grueso:

$$\phi_v V_n = 0.60 \phi_v F_y d_c t_p [1 + (3 b_c f_c^2) / (d_b d_c t_p)] \quad (2-11)$$

en donde:

$$\phi_v = 0.75$$

$t_p$  = Espesor total de la zona del panel, incluyendo placas dobles, pul.

$d_c$  = Peralte total de la columna, pul.



$b_{cf}$  = Ancho del patín de la columna, pul.

$t_{cf}$  = Espesor del patín de la columna, pul.

$d_b$  = Peralte total de la viga, pul.

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero, Ksi.

Con el objeto de minimizar las posibilidades de pandeo por cortante, durante las deformaciones inelásticas de la zona del panel, su espesor debe ser mayor o igual que  $1/90$  de la suma de su peralte (distancia entre placas de continuidad) y ancho (distancia entre los patines de la columna).

Cuando sean utilizadas placas dobles, para incrementar la resistencia del panel, o para cumplir el espesor mínimo o reducir las deformaciones, deben cumplir con los siguientes requisitos:

- Deben estar conectadas al alma de la columna por medio de soldadura de tapón adecuada para prevenir el pandeo local de la placa.
- Deberán tener soldaduras de filete mínimo a lo largo de los bordes superior e inferior (cuando se extiendan más allá de las placas de continuidad, la soldadura debe ser calculada para transferir todas las cargas).

- En su emisión con los patines de la columna deberán tener soldadura de filete, tal que le permita desarrollar el esfuerzo cortante de diseño de la placa.

El uso de rigidizadores diagonales para aumentar la resistencia de la zona del panel o para aumentar su rigidez, no ha sido todavía probado adecuadamente para el rango inelástico, por lo que no se dan recomendaciones específicas para su uso, en las provisiones de diseño sísmico.

#### **2.3.1.8.3 Limitaciones para Vigas y Columnas**

No deberá haber cambios bruscos en las áreas de los patines, en las regiones donde se localicen articulaciones plásticas.

#### **2.3.1.8.4 Placas de continuidad**

Las placas de continuidad deben ser provistas, según la especificación LRFD, sección K1. Además deberán ser provistas si la resistencia nominal a la flexión local del patín de la columna,  $R_n$ , es menor que el valor dado por la expresión 1.8  $F_y b_f t_f$

Donde:

$$R_n = 6.25 t_c^2 F_y$$

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del patín de la columna, Ksi.

$F_{yb}$  = Esfuerzo de fluencia de la viga, Ksi.

$b_f$  = Ancho del patín de la viga, pul.

$t_{bf}$  = Espesor del patín de la viga, pul.

$t_{cf}$  = Espesor del patín de la columna, pul.

Las placas de continuidad deben ser soldadas a los patines de la columna y ya sea al alma de la columna o a las placas dobles.

#### 2.3.1.8.5 Relación de momento viga-columna

Se establecen limitaciones a la relación de momentos, dadas por las fórmulas 2-12 y 2-13. Estas fórmulas requieren que la fluencia de una conexión viga-columna esté potencialmente en la viga o la zona del panel, antes que en la columna.

Ecuación 2-12

$$\frac{\sum Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)}{\sum Z_b F_{yb}} \geq 1.0$$

Ecuación 2-13

$$\frac{\sum Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)}{V_{ndb} \frac{H}{(H - db)}} \geq 1.0$$

Se plantean excepciones a la conexión "columna fuerte-viga débil", siempre y cuando la columna sea una sección compacta, y que se dé una de las siguientes características:

- Debe haber una baja resistencia requerida a compresión axial,  $P_u < 0.30 F_y A_g$ .
- Deberá ser el caso de una columna de un piso en el cual se tenga una relación de la resistencia por cortante a fuerza de diseño, 50% mayor que la del piso superior.
- Cualquier columna no incluida en el diseño para resistir los cortantes sísmicos, pero incluida en el diseño para resistir fuerzas axiales de volteo.

#### **2.3.1.8.6 Restricciones de la conexión viga-columna**

Con el objeto de que funcione adecuadamente, particularmente si ocurre un comportamiento inelástico durante un sismo de gran intensidad, la columna debe ser restringida para prevenir rotaciones fuera del plano del marco. Este soporte es usualmente proporcionado por el piso. En este caso, el soporte lateral es requerido a la altura de los patines superiores de la viga. Cuando no se puede dar la restricción necesaria, se debe tener cuidado de minimizar la posibilidad de rotaciones fuera del plano.

### 2.2.1.8.7 Soporte lateral de vigas

Ambos patines de las vigas deben ser soportados, directa o indirectamente. La distancia no soportada debe exceder del valor dado por la expresión  $\left(2500 * \frac{r_y}{F_y}\right)$ .

Además, se debe dar soporte lateral en los puntos de aplicación de cargas concentradas, siempre que el análisis indique que una articulación plástica se formará durante las deformaciones inelásticas del marco.

## CAPITULO 3

### **ESTUDIO DE LA APLICACIÓN DE LAS PARTICULARIDADES DEL DISEÑO SISMICO TENIENDO COMO EJEMPLO UN MODELO DE CALIBRACION**

En ésta parte se expone el diseño sísmico de edificios, tal y como lo plantea la Norma Técnica para Diseño por Sismo en el Método de las Fuerzas Laterales Estáticas. Dicho método es ampliamente aceptado en nuestro país, y ha sido durante bastantes años el método de diseño sísmico de preferencia de la mayoría de empresas; por lo cual se consideró importante el presentar de una forma concisa la forma como se realiza éste procedimiento para el ejemplo que a continuación se detalla.

#### **Descripción de la estructura**

La estructura a diseñar es un edificio regular de 3 niveles, estructurado a partir de marcos en ambas direcciones resistentes a momentos, con claros que varían entre 4.6 m y 6.1 m; con alturas de entrepiso de 3.05 m. Las dimensiones en planta para cada entrepiso serán de 18.4 x 12.2 m, para un total de área techada de 224.48 m<sup>2</sup>.

Para el sistema de losas se ha utilizado un sistema compuesto por Steel Deck con su respectivo refuerzo en la dirección débil del mismo y concreto normal unido a la estructura por medio de conectores de cortante. El sistema de losa se ha considerado en el análisis como un diafragma indeformable en su plano, capaz de distribuir fuerzas

inerciales horizontales (sísmicas) hacia los marcos en función de las rigideces de cada uno de ellos.

El tipo de conexiones a utilizar serán resistentes a momento "Fully Restrained (FR) Moment Connections" Los empalmes de vigas y columnas, conexión de columna y placa de base, serán diseñado mediante soldadura a tope en patines y alma, para garantizar la continuidad en las piezas y brindar el 100% de efectividad en la transmisión de los esfuerzos.

El sistema de paredes, tanto perimetrales como interiores, se considerará básicamente para cumplir con funciones de relleno, por tanto se modelarán completamente desligadas del sistema de marcos. El peso de las paredes varía desde 73.35 Kg./m<sup>2</sup> (15 Lb/pie<sup>2</sup>) a 44 Kg./m<sup>2</sup> (9.0 Lb/pie<sup>2</sup>), para las paredes exteriores e interiores respectivamente ya que están hechas con Termoflex y Tablaroca.

Para el análisis y diseño del edificio se tomaron los siguientes criterios:

Zona sísmica tipo 1, entonces  $A = 0.4$

perfil de suelo S2, entonces  $C_o = 2.75$  y  $T_o = 0.5$

Ocupación tipo 3, entonces la importancia  $I = 1.0$

Sistema estructural es el sistema A numeral 3, entonces  $C_d = 8.0, R = 12.0$

Y por ultimo la deriva de entrepiso será:  $\Delta n = 0.015$  hsx.

# PLANTA DEL EDIFICIO DE CALIBRACION

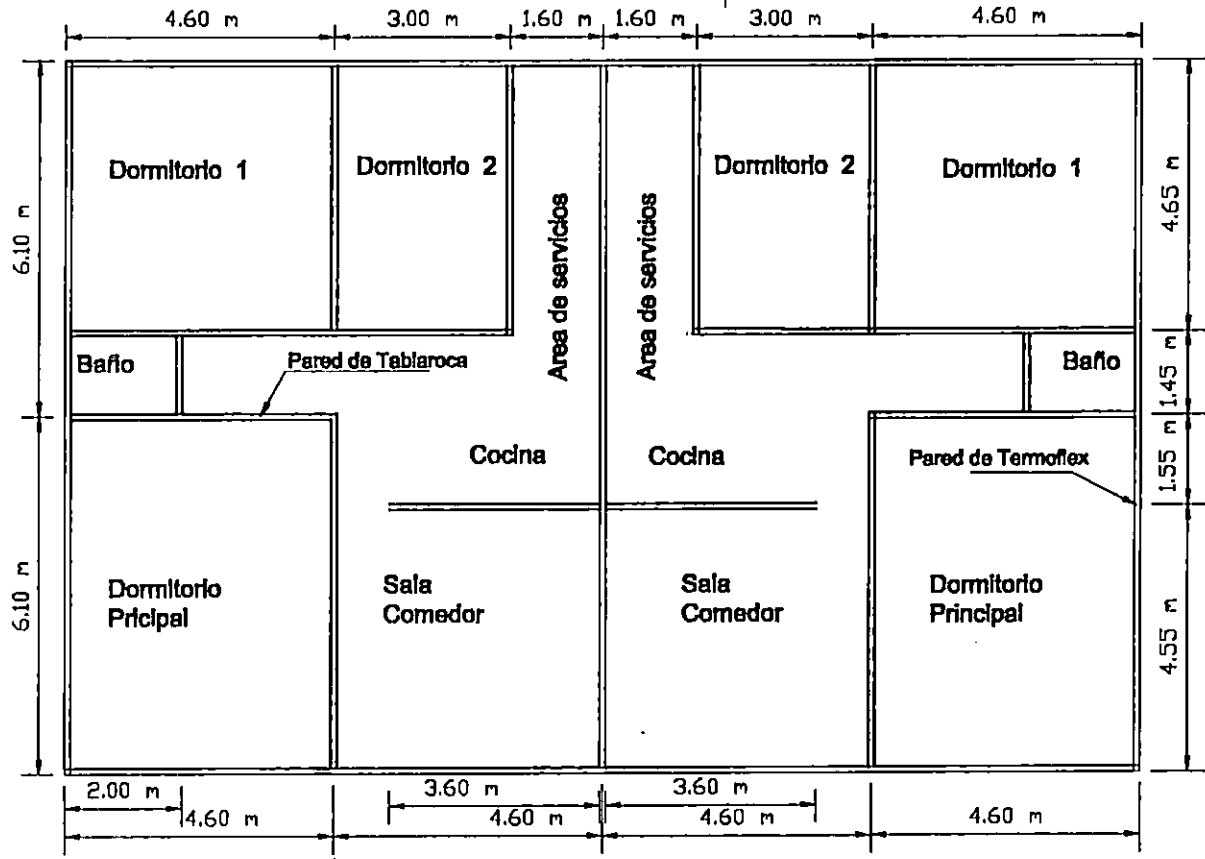


Fig. 3.1



### Procedimiento de diseño:

El diseño del edificio se realizó de acuerdo a los siguientes pasos:

#### 1) Predimensionamiento y bajado de cargas:

El análisis se comenzó estableciendo secciones tentativas utilizando ecuaciones empíricas que son muy comunes en el ámbito del diseño estructural en nuestro país, como son:

Para vigas ..... peralte = (claro/18)

Para columnas ..... Inercia de columna =  $1.5 \cdot (\text{Inercia de viga})$

Es así como se asignó una W16x50 para las vigas y W14x82 para las columnas. Luego se procedió a escoger dos marcos representativos para el diseño, como son el marco 2X y marco 3Y.

Una vez determinados los marcos, se inició el bajado de cargas gravitacionales hacia las vigas correspondientes. Los tipos de cargas a tomar en cuenta en la estructura son las siguientes;

#### 1. Cargas muertas:

- Losa aligerada (sistema Galvadeck)..... 240 Kg/m<sup>2</sup>
- Cielo falso + Inst. elect. .... 30 Kg/m<sup>2</sup>
- Imperfecciones .....20 Kg/m<sup>2</sup>
- Enladrillado .....120 Kg/m<sup>2</sup>
- Paredes exteriores (termoflex) .....73.35 Kg/m<sup>2</sup>
- Paredes interiores (tablaroca) .....44 Kg/m<sup>2</sup>
- Topping de concreto sobre losa  $e = 7.5$  cms .....142 Kg/m<sup>2</sup>

## 2. Cargas vivas:

- Para pisos intermedios :  $C_{vmax} = 250 \text{ Kg/m}^2$   
 $C_{vinst} = 180 \text{ Kg/m}^2$
- Para cubierta :  $C_{vmax} = 100 \text{ Kg/m}^2$   
 $C_{vinst} = 50 \text{ Kg/m}^2$

## 2) Análisis Sísmico:

Para éste caso se utilizó la Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS), establecida dentro del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones. En lo que respecta a la NTDS, para el análisis sísmico se utilizó el Método de las Fuerzas Laterales Estáticas de Diseño, explicado a profundidad en el capítulo 4 de dicha norma. El cortante basal de diseño se determinó según la fórmula (4.1), y para la obtención del coeficiente sísmico se tomaron los siguientes parámetros:

Zona sísmica tipo 1;  $A = 0.4$

Perfil de suelo S2;  $C_0 = 2.75$ ,  $T_0 = 0.5$

Ocupación tipo 3; factor de importancia  $I = 1.0$

Sistema estructural de marcos de acero con detallado especial y no arriostrados;

$C_d = 8$ ;  $R = 12$

El período de la estructura fue determinado según el método B. La fuerza de látigo fue despreciada al obtenerse un período menor a 0.7 segundos. Posteriormente se procedió a la Distribución vertical y horizontal del cortante basal en el edificio. Las

rigideces en las dos direcciones fueron calculadas por medio de las fórmulas de Willbour. El límite de la deriva de entrepiso se tomó como:

$0.015 \cdot h_{sx} = 0.015 \cdot (305 \text{ cms}) = 4.575 \text{ cms}$ . Es así como se obtuvieron los cortantes y fuerzas sísmicas correspondientes para los marcos en ambas direcciones, tal como se muestra en los gráficos siguientes.

**Tabla 1 : Fuerzas sísmicas para cada eje**

Nivel	Ejes Y	Ejes X	Cortante Y	Cortante X	Fuerza Y	Fuerza X	
1	1Y		8,496.57		1,941.10		
	2Y		8,060.67		1,760.11		
	3Y		7,624.77		1,579.11		
	4Y		8,482.26		1,604.55		
	5Y		9,339.75		1,629.99		
			1X		11,469.82		2,427.00
			2X		10,716.02		2,219.32
			3X		11,541.74		2,452.03
	2	1Y		6,555.47		3,612.92	
2Y			6,300.56		3,358.01		
3Y			6,045.66		3,103.11		
4Y			6,877.71		3,274.03		
5Y			7,709.76		3,444.96		
			1X		9,042.82		4,508.66
			2X		8,496.70		4,361.17
			3X		9,089.71		4,534.39
3		1Y		2,942.55		2,942.55	
	2Y		2,942.55		2,942.55		
	3Y		2,942.55		2,942.55		
	4Y		3,603.68		3,603.68		
	5Y		4,264.80		4,264.80		
			1X		4,534.16		4,534.16
			2X		4,135.53		4,135.53
			3X		4,555.32		4,555.32

### 3) Modelaje y Análisis de marco:

El modelaje de los dos marcos se realizó utilizando el programa de análisis de marco plano RISA 2D.

Teniendo en cuenta que para el diseño de los elementos estructurales principales se utilizaría el método LRFD-AISC, se establecieron los casos de carga que en dicho método se proponen, para luego analizar con ellos los marcos y obtener así las acciones correspondientes a cada miembro de la estructura.

Los casos de carga utilizados fueron:

1.4D

1.2D+1.6LL

1.2D+0.5LL+1E

D: carga muerta

1.2D+0.5LL-1E

LL: carga viva

0.9D+1E

E: carga sísmica

0.9D-1E

Una vez corridos los marcos con los diferentes tipos de carga, se obtuvieron las acciones internas, escogiéndose las más desfavorables, y diseñando para ellas mediante las disposiciones que presenta el Método LRFD-AISC.

### 4) Diseño de vigas y columnas:

El método de diseño utilizado fue el LRFD-AISC, tal como se muestra a continuación:

## MARCO EJE 3 DIRECCION Y-Y

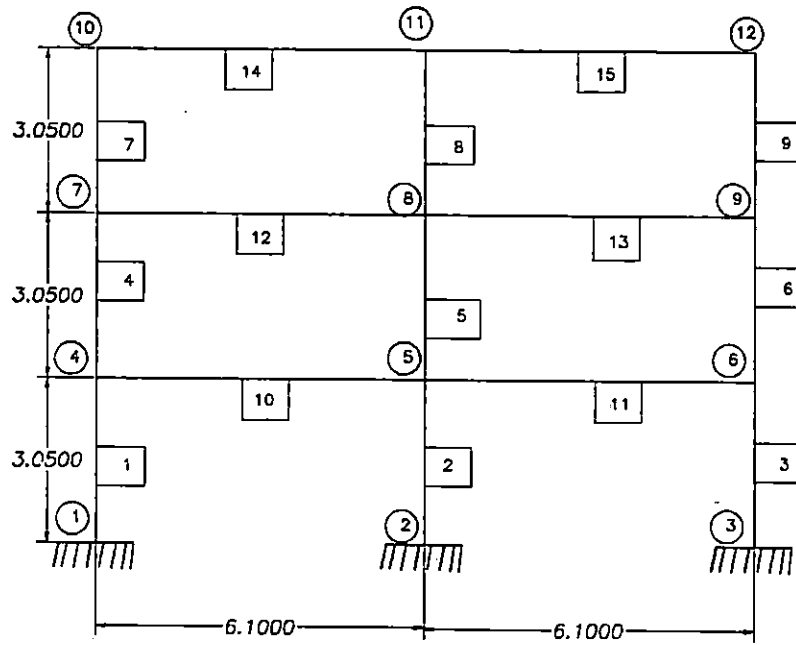
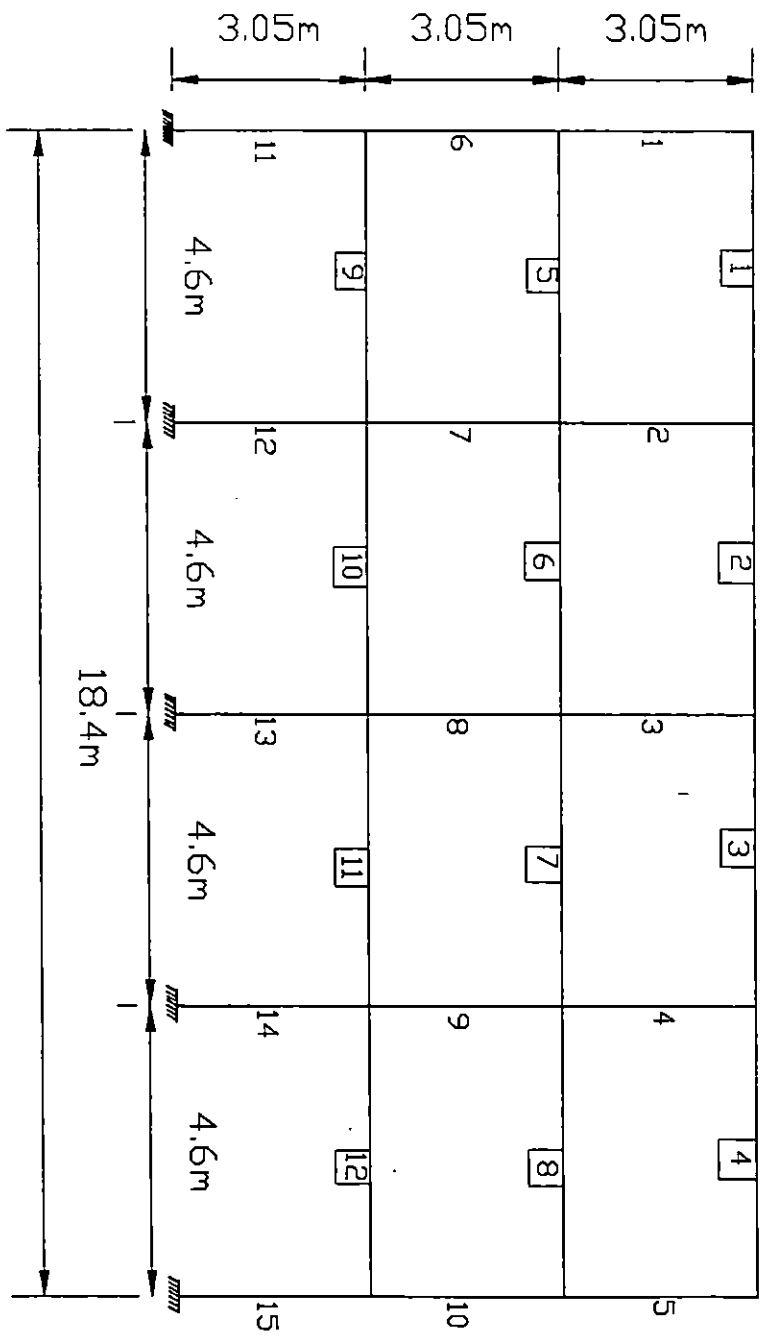


Fig. 3.2



MARCO 2X

Fig. 3.3

- Para efectos de ejemplificación del cálculo se diseñara las vigas y columnas en la dirección Y-Y, del marco de calibración:

### VIGAS.

Para el diseño de vigas se tomaron las mayores acciones obtenidas en dichos elementos, de modo de formar una envolvente:

\*Cargas actuantes:  $M_u = 854.06$  Kips.in

$$V_u = 18.986 \text{ Kips}$$

- Datos adicionales: Acero A36

$$L_b = 6.10 \text{ mts} = 240'' = 20'$$

- $Z_x$  requerida =  $M_u / (0.9 * F_y) = 854.06 / (0.9 * 36) = 26.35 \text{ in}^3$
- Proponemos una W16X26 .....  $Z_x = 44 \text{ in}^3$

$$L_p = 4.7'$$

$$L_r = 13.3'$$

- Verificando si la sección es compacta:

$$b_f / (2t_f) \leq 65 / (f_y)^{0.5} \dots 7.97 < 10.83 \dots \text{OK!!}$$

$$h / t_w \leq 640 / (f_y)^{0.5} \dots 60.8 < 106.67 \dots \text{OK!!} \quad \text{SECCION}$$

COMPACTA

- Asumiendo  $C_b = 1.0$ , y teniendo en cuenta que  $L_b > L_r$ , encontramos el momento último de la W16X26, para compararlo con la carga actuante:

$$Mu = 0.9 \left( \frac{S_x X_1 \sqrt{2}}{\frac{L_b}{r_y}} \right) \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{\left( \frac{L_b}{r_y} \right)^2}}$$

Para W16x26:  $S_x = 38.4 \text{ in}^3$

$L_b = 240''$

$X_1, X_2, r_y$ , de tablas

$Mu = 469.67 \text{ Kips.in} < 854.06 \text{ Kips.in}$  NO CUMPLE!!!

- Proponemos luego una W16x36.....  $Z_x = 64 \text{ in}^3$

$L_p = 6.3'$  ,  $L_r = 18.3'$

□ Verificando si la sección es compacta:

$B_f / (2t_f) < 65 / (f_y^{0.5}) \dots\dots\dots 8.1 < 10.83 \text{ OK!!}$

$H / t_w < 640 / (f_y^{0.5}) \dots\dots\dots 48.1 < 106.67 \text{ OK!!}$

SECCION COMPACTA

- Asumiendo nuevamente  $C_b = 1.0$ , y verificando que  $L_b < L_r$ , encontramos el momento último de la Sección de la mismo forma que lo hicimos para W16X26 :

$Mu = 1151.36 \text{ Kips.in} > 854.06 \text{ Kips.in}$  Ok!!

- Revisando la sección por cortante :

Cortante actuante = 18.986 Kips

$V_u = 0.9 * 0.6 * F_y w * A_w = 0.9 * 0.6 * 36 * 0.295 * 15 = 86.022 \text{ Kips}$

$V_u > V_{actuante}$  Ok!!!!

**LA SECCION W16X36 ES ADECUADA**



**COLUMNAS**

Datos:

\* Marco 2x:

$$P_u = 70.93 \text{ Ton} = 156.046 \text{ Kips}$$

$$M_{gx} = 1.30 \text{ Ton.mt} = 111.54 \text{ Kips.plg} = 9.295 \text{ Kips.pie}$$

$$M_{ltx} = 3.65 \text{ Ton.mt} = 313.17 \text{ Kips.plg} = 26.09 \text{ Kips.pie}$$

$$M_{ux} = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \text{ (asumiendo } B_1 = 1.0, B_2 = 1.0 \text{)}$$

$$M_{ux} = 1.0(9.695) + 1.0(26.09) = 35.39 \text{ Kips.pie}$$

\* Marco 3Y :

$$P_u = 68.76 \text{ Ton} = 151.272 \text{ Kips}$$

$$M_{gy} = -4.90 \text{ Ton.mt} = -420.42 \text{ Kips.plg} = -35.035 \text{ Kips.pie}$$

$$M_{lty} = 5.52 \text{ Ton.mt} = 473.616 \text{ Kips.plg} = 39.468 \text{ Kips.pie}$$

**PARA W14: ( A36 )**

$$KL = 1.0 \cdot 10 = 10.0 \text{ pie, con } U = 2.0; m = 2.0$$

$$P_{ueff} = P_u + M_{gy} \cdot m + M_{gx} \cdot m \cdot U; \text{ con } P_u = P_{ux} + P_{uy}$$

$$P_{ueff} = 307.318 + 35.39(2.0) + 4.433(2.0)(2.0)$$

$$P_{ueff} = 395.83 \text{ Kips}$$

**Probando W14 x 53 ( U= 3.20 , m = 1.50 )**

$$P_{ueff} = 381.68 \text{ Kips}; Ag = 15.60 \text{ plg}^2$$

$$KL_y/r_y = 1.0 \cdot 10 \cdot 12 / 1.92 = 62.50; P_{ey}/Ag = 73.29; P_{ey} = 1143.246 \text{ Kips}$$

$$KL_x/r_x = 1.0 \cdot 10 \cdot 12 / 5.894 = 20.36; P_{ex}/Ag = \frac{PI^2 \cdot 29000}{(20.36)^2} = 690.46$$

$$P_{ex} = 10771.27 \text{ Kips}$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - P_u/P_{ex}} = \frac{0.85}{1 - 156.046/10771.27} = 0.8624 < 1.0; \text{ Usar } 1.0$$

$$B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - P_u/P_{ey}} = \frac{0.85}{1 - 151.272/1143.25} = 0.98 < 1.0; \text{ Usar } 1.0$$

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - P_{ux}/P_e} = \frac{1}{1 - 7.458/10771.27} = 1.0$$

$$P_{ux} = 7.458 \text{ Kips}$$

$$P_{uy} = 6.138 \text{ Kips}$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - 6.138/1143.29} = 1.0$$

$$M_{ux} = B_{1x}M_{ntx} + B_{2x}M_{ltx} = 35.39 \text{ Kips.pie}$$

$$M_{uy} = B_{1y}M_{nty} + B_{2y}M_{lty} = 4.43 \text{ Kips.pie}$$

$$Z_x = 22.0 \text{ plg}^3 ; b_{Mnx} = 0.9(22.0)(36)/12 = 59.40 \text{ Kips.pie}$$

$$Z_y = 87.1 \text{ plg}^3 ; b_{Mny} = 0.9(87.1)(36)/12 = 235.17 \text{ Kips.pie}$$

$$P_u / cP_n = 307.318 / 389 = 0.79 > 0.2 ; \text{ Usar } H1-1^a$$

$$P_u / cP_n + 8/9 ( M_{ux} / b_{Mnx} + M_{uy} / b_{Mny} ) < 1.0$$

$$307.318/389 + 8/9( 35.39/59.40 + 4.43/235.17 )$$

$$1.336 > 1.0 \text{ NO CUMPLE}$$

**Probando W14 x 61** :  $A_g = 17.90 \text{ plg}^2$

$$K_L/r_x = 20.0736 ; P_{ex}/A_g = 710.28 ; P_{ex} = 12714.02 \text{ Kips}$$

$$K_L/r_y = 48.98 ; P_{ey}/A_g = 119.21 ; P_{ey} = 2133.86 \text{ Kips}$$

$$M_{ux} = 35.39 \text{ Kips.pie}$$

$$M_{uy} = 4.43 \text{ Kips.pie}$$

$$\phi bM_{nx} = 0.9 \cdot 32.8 \cdot 36 / 12 = 88.56 \text{ Kips.pie}$$

$$\phi bM_{ny} = 0.9 \cdot 102 \cdot 36 / 12 = 275.40 \text{ Kips.pie}$$

$$P_u / \phi c P_n = 307.318 / 483 = 0.636 > 0.2 ; H1-1^a$$

Entonces :

$$( 307.318 / 483 ) + 8/9 ( 35.39 / 88.56 + 4.43 / 275.40 ) = 1.005$$

OK

**Utilizar W14X61**

Se establecieron entonces secciones tentativas para revisar luego si se cumplía con las restricciones de desplazamiento permisible, para lo cual se evaluó si se sobrepasaba la deriva de entrepiso.

Las secciones tentativas obtenidas del diseño fueron las siguientes:

Vigas : W16X36 en las dos direcciones

Columnas : W14x61

MARCO 3Y

	W14x82	W14x82	W14x82
W16x45	W16x50	W16x50	W16x45
	W14x82	W14x82	W14x82
W16x45	W16x50	W16x50	W16x45
	W14x82	W14x82	W14x82

MARCO 2X

	W14x82	W14x82	W14x82
W16x45	W16x50	W16x50	W16x45
	W14x82	W14x82	W14x82
W16x45	W16x50	W16x50	W16x45
	W14x82	W14x82	W14x82
W16x45	W16x50	W16x50	W16x45
	W14x82	W14x82	W14x82

Fig. 3.4

Con ellas se revisó la rigidez del edificio, utilizando como parámetro el límite de servicio cuando se sobrepasa la deriva de entrepiso. Luego de varias iteraciones se llegó a secciones que proporcionaban una adecuada rigidez al edificio sin permitir que sobrepasara los límites de desplazamientos establecidos. Los resultados se muestran a continuación:

### 5) Diseño de conexiones y aplicación de provisiones de diseño sísmico:

El diseño de conexiones se realizó de acuerdo a los pasos planteados por el LRFD-AISC, tomando en cuenta para ello las Provisiones de diseño sísmico que contempla el método.

#### Diseño de Conexión

Para ejemplificar el diseño de conexiones, se expone a continuación el cálculo realizado para la conexión viga - columna en la dirección Y-Y:

#### 1. Verificar la resistencia de diseño a flexión de la viga W16X45

$$M = 9.86 \text{ Ton.mt} = 846.30 \text{ Kips.plg}$$

$$Z_{req} = \frac{M_{act.}}{0.9F_y} = \frac{846.30}{0.9(36)} = 26.1 \text{ plg}^3: \text{ se podría utilizar W12x22}$$

$$26.12 \ll 82.3 \text{ plg}^3: \text{ W16x45 OK}$$

## 2. Diseño de placa a tensión.

Según las Provisiones de Diseño Sísmico del LRFD, la conexión viga-columna debe diseñarse para satisfacer las cargas resultantes de las combinaciones de carga, así como de la resistencia a flexión de los miembros conectados. La resistencia a flexión requerida de la junta viga columna debe ser igual al menor de los dos valores siguientes:

a) Momento plástico de la viga: para W16x50  $M_p = Z_x * F_y = 92(36) = 3312 \text{ kips.plg}$

b) El momento calculado a partir de la resistencia nominal a cortante de la zona del panel

$$V_u = 0.60(0.75)(36)(14.31)(0.5)(1 + ((3 * 10.13 * 0.855^2) / (16.26 * 14.31 * 0.5)))$$

$$= 138 \text{ kips}$$

$$M = 138 * 16.26 = 2243.88 \text{ kips.plg} \quad (\text{RIGE})$$

$$T = \frac{M_u}{D} = \frac{2243.88}{16.26} = 138 \text{ Kips}$$

Tamaño de repisa:  $a = 9/16 \text{ plg.}$

Ancho de placa.

$$7.07 - 2 ( 9/16" ) = 6"$$

Probando : Placa 6"x 3/4" plg

Fluencia a tensión:

$$R_n = F_y * A_g = 0.9 ( 36 ) ( 6 \times 3/4 ) = 145.8 \text{ Kips}$$

$$145.8 > 138 \quad \text{OK}$$

Probando soldadura:

$$T = 5/16 \text{ plg} \quad \text{de tabla J.2.4}$$

$$L_{min.} = \frac{P_{uf}}{(1.392)(5)} = \frac{138}{(1.392)(5)} = 19.83 \text{ plg}$$

Utilizar PL 6"x3/4"x8 1/2", con soldadura de 5/16"

### 3. Placa a compresión

- Area a compresión = Area a tensión
- Ancho propuesto: 10 plg
- Espesor :  $\frac{4.5}{10} = 0.45 \text{ plg} = 1/2 \text{ plg}$
- Chequeo asumiendo:  $K = 0.65$ ;  $L = 1.5 "$

$$\frac{KL}{R} = \frac{0.65 ( 1.5 )}{\frac{((10(1/2^3)/12))^{0.5}}{(10 \times 1/2)^{0.5}}} = 6.75 \quad ; \quad \phi_c F_{cr} = 30.52$$

$$R_n = : \phi_c F_{cr} * A_g = 0.9 \times 30.52 \times (10 \times 1/2) = 137.5 \approx 138 \quad \text{OK}$$

- Longitud de soldadura necesaria

Utilizando el mismo tamaño de filete que para la placa a tensión :  $t = 5/16 \text{ plg}$  ( tabla J.2.4)

$$L_s = \frac{138.0}{2 \cdot 1.392 \cdot 5} = 9.91 \text{ plg} = 10 \text{ plg}; \quad 5" \text{ a cada lado de placa}$$

Utilizar PL 10" x ½" x 8 ½" plg

### 3. Placa de conexión del alma.

Según LRFD  $R_u$ , cortante de combinación:  $1.20D + 0.40 R_x E + 0.5L$

$$- R_u = R_{npl}; \quad R_u = 10.87 \text{ Ton} = 23.914 \text{ Kips}$$

- Probando una placa; 8 x ¼ plg

- Verificando fluencia a cortante de la placa:

$$\phi R_n = 0.9(0.6)(F_y)(A_g) = 0.9(0.6)(36)(8 \times \frac{1}{4}) = 38.88 \text{ Kips}$$

$$38.88 \gg 23.914 \text{ OK}$$

- Probando Placa 8 x 3/16 plg

- Verificando fluencia a cortante de la placa:

$$R_n = 0.9(0.6)(36)(8 \cdot \frac{3}{16}) = 29.16 \text{ Kips} > 23.914 \text{ OK}$$

- Verificando ruptura a cortante de la placa.

$$R_n = 0.75(0.6)(F_u)(A_n) = 0.75(0.6)(58)(8 \times \frac{3}{16}) = 39.15$$

$$39.15 \gg 23.914 \text{ OK}$$



- Soldadura requerida.

$$D_{min} = \frac{R_u}{2(1.392L)} = \frac{23.914}{2(1.392)(8)} = 1.073 = 2/16 \text{ plg} : 1/8 \text{ plg}$$

Pero según la tabla J2.4, utilizar  $t = 5/16$  plg en unión de la placa a patín de columna; y  $t = 1/4$  plg, en unión de placa al alma de la viga.

\* La soldadura de las placas a tensión y compresión al patín de la columna será soldadura precalificada de penetración total.

#### Diseño de atiesadores transversales concéntricos :

1. Verificando resistencia de diseño para el estado límite de flexión del patín y fluencia del alma

Para W14 X 82:  $P_{wo} = 149$  Kips

$P_{wi} = 18.4$  Kips/in

$P_{fb} = 148$  Kips

Flexión local del patín:  $R_n = P_{fb} = 148$  Kips RIGE

Fluencia local del alma:  $R_n = P_{wi} \cdot t_b + P_{wo}$

$$R_n = 18.4 \left( \frac{1}{4} \right) + 149 = 155.90 \text{ Kips}$$

2. Verificando la necesidad de atiesadores:

$$R_{ust} = P_{uf} - R_{min}$$

$$R_{ust} = 52.46 - 148$$

$$R_{ust} = -95.54 \text{ Kips} \quad \text{NO SE NECESITAN}$$

Según LRFD  $P_{fb} < P_b = 1.8 * F_{yb} * b_f * t_{bf}$  ..... Colocar atiesadores

$$R_n = P_{fb} = 148 \text{ Kips} : \quad P = 1.8 * F_{yb} * b_f * t_{bf} = 1.8 * 36 * 10 * 1/2 = 324$$

Kips

$$R_{ust} = 324 - 148 = 176 \text{ Kips}$$

$$A_{st} = \frac{176}{0.9 * 36} = 5.432 \text{ plg}^2$$

Tamaño mínimo del atiesador:

$$b_{smin} = \frac{W_{min} - t_w}{2}$$

$$W_{min} = \frac{2b_f}{3} = \frac{2 * 10}{3} = 6.66 \text{ plg}$$

$$t_w = 1/2$$

$$b_{smin} = \frac{6.66 - 0.5}{2} = 3.083 \text{ plg}$$

Espesor mínimo de acuerdo a sección K1.9:

$$t_{smin} = \frac{t_{fb}}{2} \geq \frac{b_{smin} * F_y^{0.5}}{95}$$

$$\frac{1/2}{2} \geq \frac{3.083 * 36^{0.5}}{95}$$

$$0.25 \geq 0.1947 \quad \text{OK, ENTONCES: } t_s = 5/16 \text{ plg}$$

Longitud mínima del atiesador:

$$L_{min} = d/2 - K = 14.31/2 - 15/8 = 5.53 \text{ plg}$$

Colocando atiesadores:

$$31/4 \times 7/8 \text{ plg}; A_t = 2 ( 31/4 * 7/8 ) = 5.687 \text{ plg}^2$$

Soldadura entre atiesador y patín de columna:

$$D_{min} = \frac{0.9 * F_y * t_s}{2 * 1.392 * 1.5} = \frac{0.9 * 36 * 7/8}{2 * 1.392 * 1.5} = 6.79 = 7/16 \text{ plg}$$

Donde :

1.392 : Factor de resistencia, E70

1.50 : Factor según J2.4 del LRFD

Soldadura entre el atiesador y el alma de la columna:

De tabla J2.4, tamaño de filete mínimo: 5/16 plg

$$L_{min} = \frac{R_{ust}}{4 * 1.392 * D} + \text{Long. del recorte}$$

$$L_{min} = \frac{138}{4 * 1.392 * 5} + (15/8 - 7/8)$$

$$L_{min} = 5.706 = 6.0 \text{ plg}$$

Verificando  $L_{min} \geq d/2 - K$

$$6 \geq 5.53 \text{ plg} \quad \text{OK}$$

UTILIZAR : L = 6.0 plg y t = 5/16 plg

Utilizar atiesadores de peralte total de  $31/4 \times 13/8$  plg, con recortes de esquina de  $3/4$  plg

Así mismo, se hicieron las revisiones de la zona del panel y de la relación viga-columna, que se establecen en las Provisiones de diseño sísmico, tal como se presenta a continuación:

### PROVISIONES DE DISEÑO SISMICO

#### Revisión de zona del panel :

$$\text{Espesor mínimo: } \frac{16.26 + 14.31}{90} = 0.33 = 3/8 \text{ plg}$$

$$t_w = 1/2 \text{ plg} > 3/8 \text{ plg} \quad \text{OK}$$

Resistencia a cortante :

$$\phi_v V_n = 0.60 \quad v * F_y * d_c * t_p * \left( 1 + \frac{3 * b_c f * t_c f^2}{D_b * d_c * t_p} \right)$$

$$\phi_v V_n = 0.60 * 0.75 * 36 * 14.31 * 1/2 * \left( 1 + \frac{3 * 10.13 * 0.855^2}{14.31 * 16.26 * 1/2} \right)$$

$$\phi_v V_n = 138.04 \text{ Kips}$$

Cortante actuante :  $M1 = M2 = 9.86 \text{ Ton.mt} = 846.30 \text{ Kips. Plg}$

$$V_c = \frac{4.04+4.04}{2} = 4.04 \text{ Ton} = 8.88 \text{ Kips}$$

$$V_w = \frac{M1}{0.95db1} + \frac{M2}{0.95db2} - V_c$$

$$V_w = \frac{846.30}{0.95(16.26)} + \frac{846.30}{0.95(16.26)} - 8.88 = 100.69 \text{ Kips}$$

### RELACION DE MOMENTO COLUMNA-VIGA.

\*Ecuación 8-3

$$\frac{Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g)}{Z_b * F_{yb}} \geq 1.0$$

$$Z_c = 139 * 2 = 278 \text{ in}^3$$

$$F_{yc} = 36 \text{ Ksi}$$

$$KL = 1.75 * 10'' = 17.50; \quad P_{uc} = 505.75 \text{ Kips}$$

$$A_g = 24.10 \text{ in}^2$$

$$Z_b = 82.3 (2) = 164.60 \text{ in}^3$$

$$F_{yb} = 36 \text{ KSI}$$

Entonces de Ec. 8-3 :

$$0.704 < 1.0 \quad \text{NO CUMPLE!!!}$$

\* Ecuación 8-4

$$\frac{Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g)}{V_n * dbh / (H - db)} \geq 1.0$$

$$V_n = 139.26$$

$$db = 16.26$$

$$1.5938 > 1.0 \quad \text{OK!!!!!!}$$

$$H = 120 \text{ plg}$$

**LOS MIEMBROS SON ACEPTABLES**

## CAPITULO 4

### ESTUDIO Y APLICACION DE LAS HERRAMIENTAS INFORMATICAS

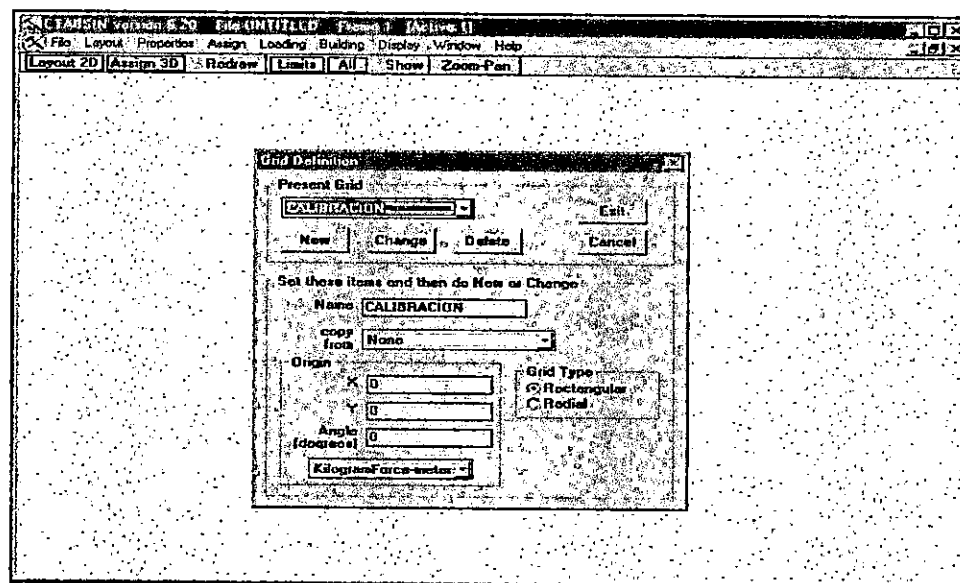
#### 4.1 Manual del Programa ETABS

Una secuencia lógica a seguir para el uso del programa ETABS es la siguiente:

##### PASO 1: Modelación de la estructura

##### a. Definición de Grid

1. Seleccionar comando Layout
2. Colocar el nombre, el tipo y origen de la grid o malla de trabajo



3. Oprimir Exit

### 4. GILIHAN

#### 5. ASPEK-ASPEK LAINNYA YANG PERLU DIPERHATIKAN

1. Aspek-aspek yang perlu diperhatikan adalah

a. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

b. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

c. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

d. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

e. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

2. Aspek-aspek yang perlu diperhatikan adalah

a. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

b. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

c. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

d. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

e. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

f. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

3. Aspek-aspek yang perlu diperhatikan adalah

a. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

b. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

c. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

d. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

e. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

f. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

4. Aspek-aspek yang perlu diperhatikan adalah

a. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

b. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

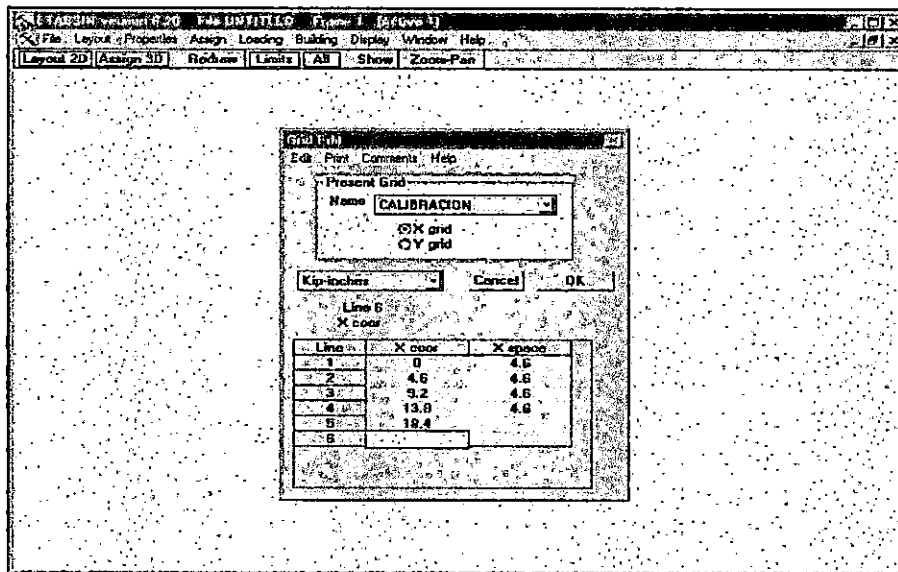
c. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

d. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

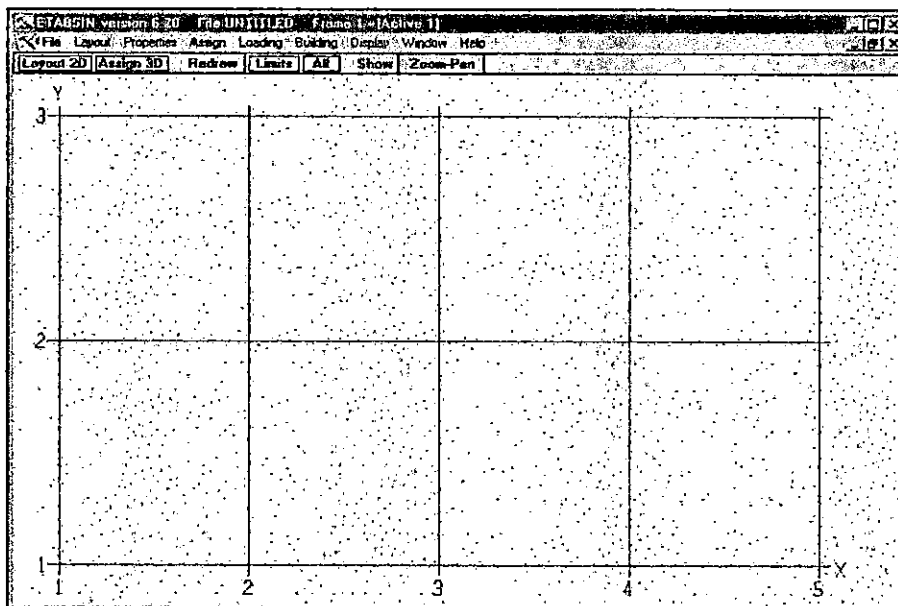
e. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

f. Aspek-aspek yang berkaitan dengan aspek-aspek yang akan dibahas

4. Seleccionar Grid Edit y definir las coordenadas en la dirección X y Y respectivamente

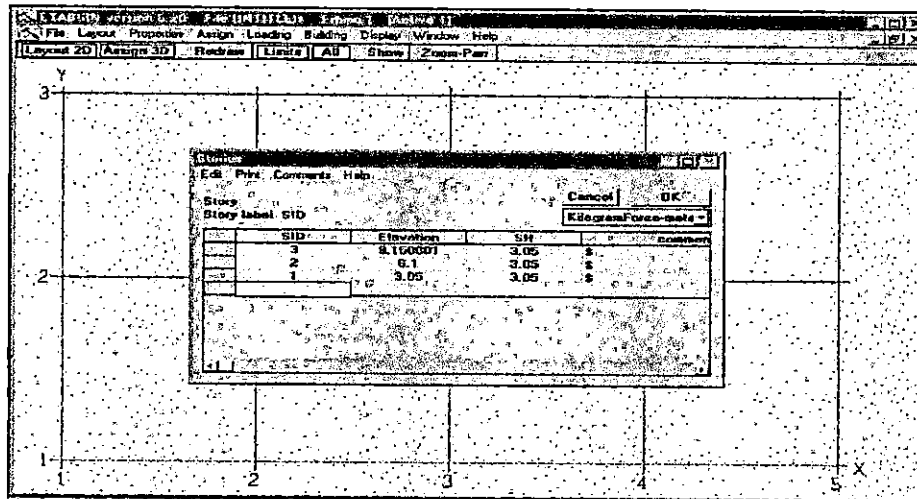


Para asegurar que la grid o malla es correcta oprimir O.K

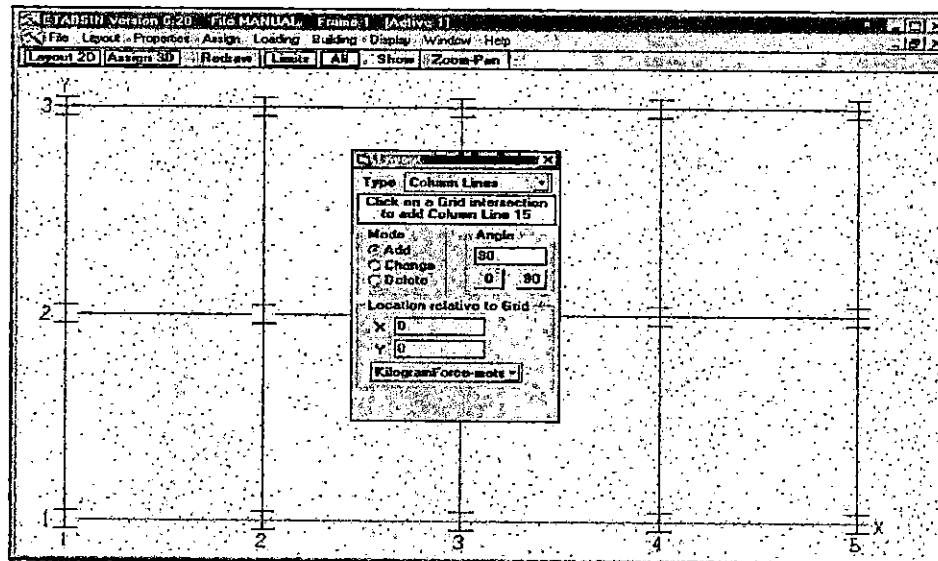




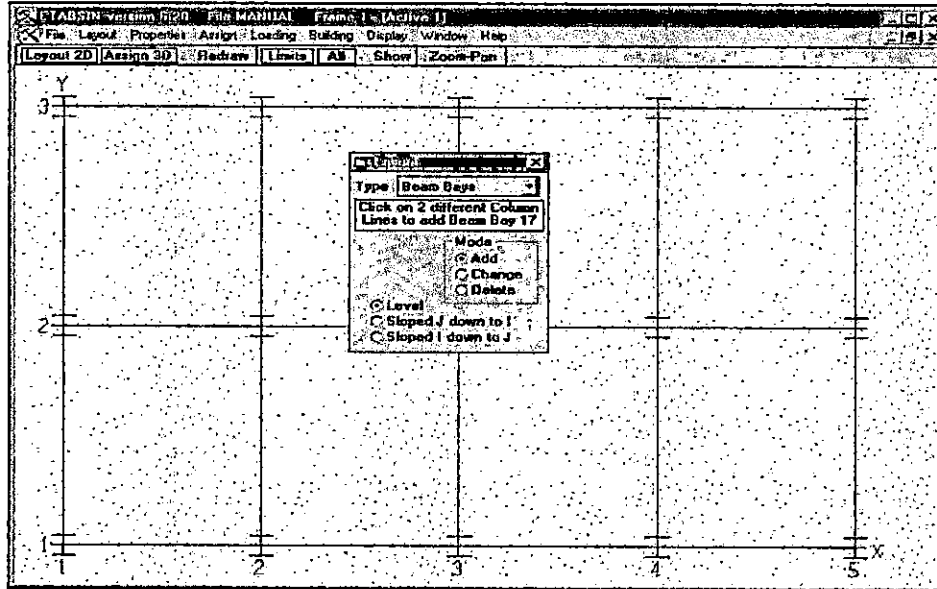
5. Seguidamente siempre desde el comando Layout seleccionar Stories y definir en ID el nombre (3,2 y 1) y en SH la altura de entrespiso de cada nivel.



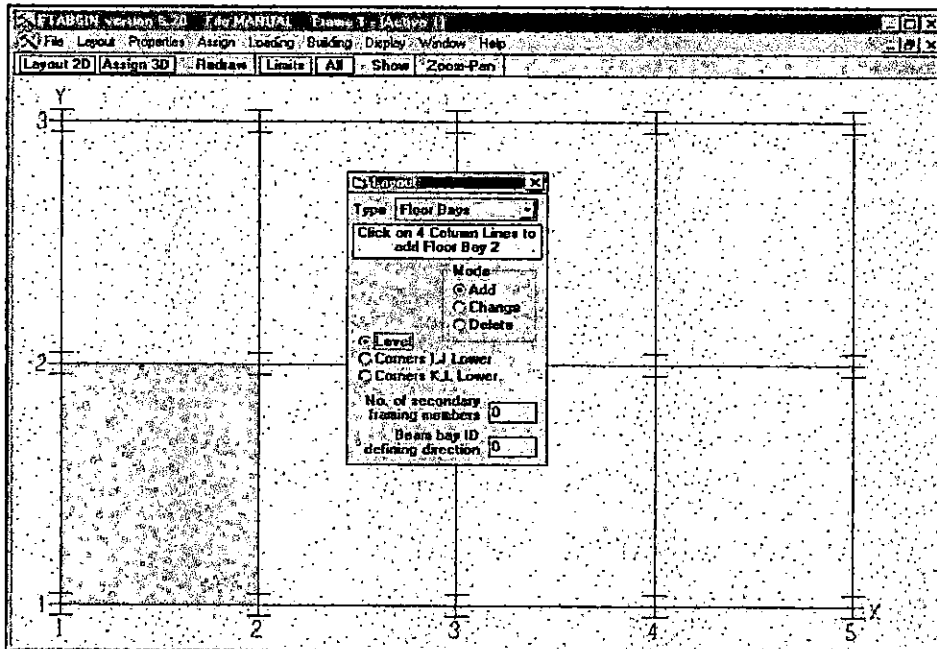
6. Seleccionar Layout-2D y establecer las líneas que se considera serán columnas.



## 7. Establecer las líneas de vigas

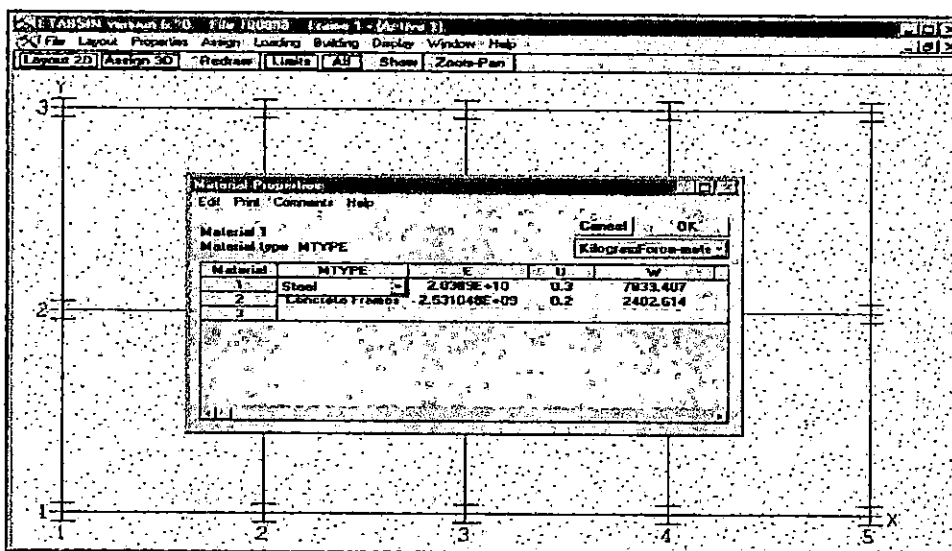


## 8. Definir los campos o losas



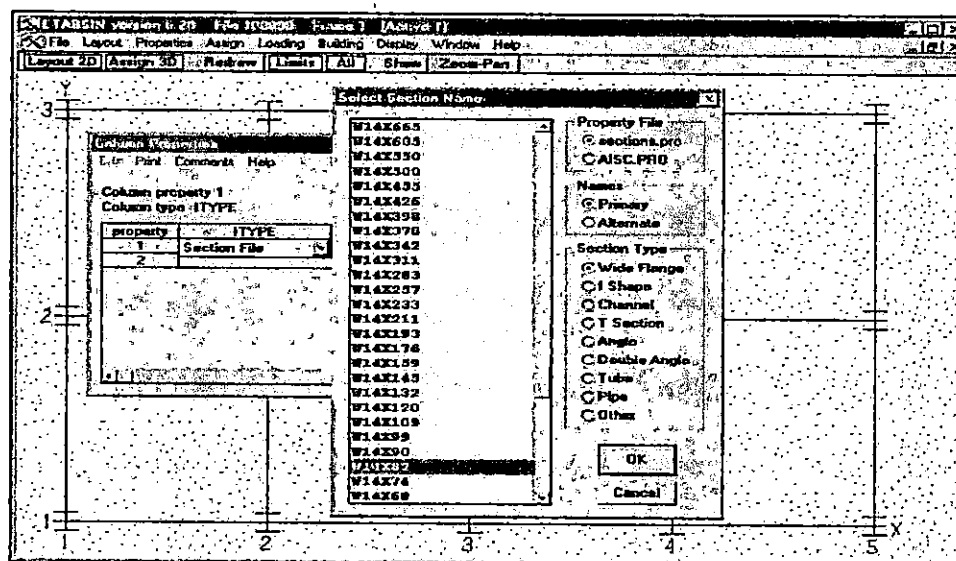
## b. Definición de las propiedades de los materiales a utilizar

- Desde el comando Properties Seleccionar Material y establecer de entre las diferentes opciones el tipo de material que se utilizará.



## Propiedades de columnas

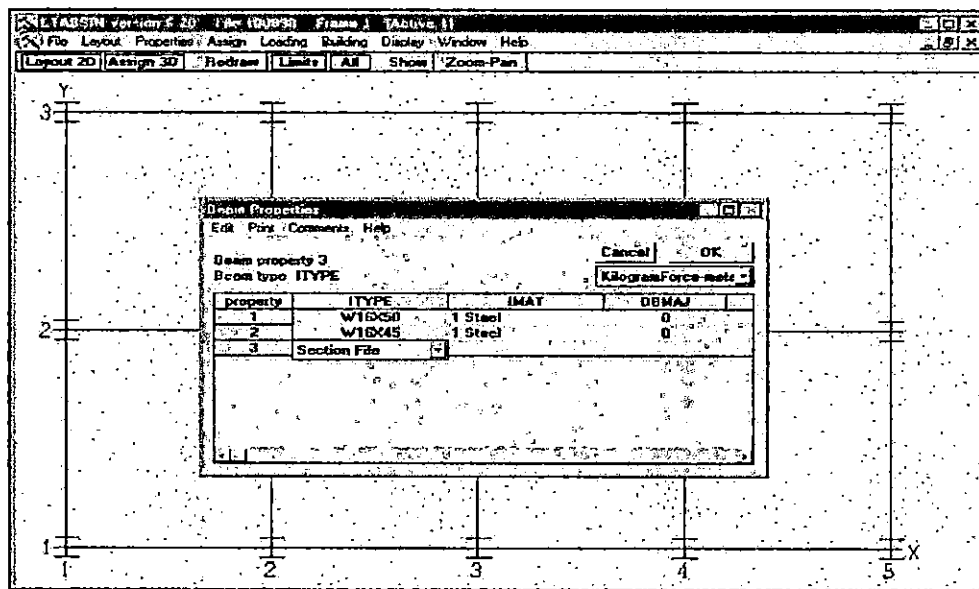
De entre todas las secciones que se proponen seleccionar los diferentes tipo que se



utilizarán para las columnas.

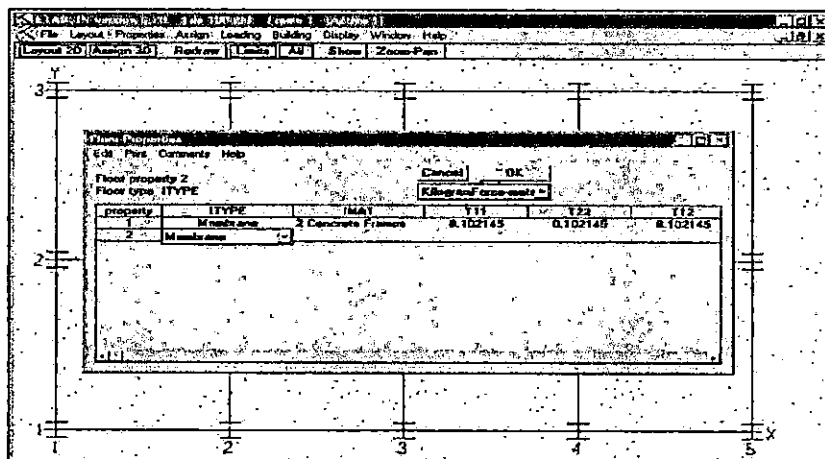
### Propiedades de vigas

De entre todas las secciones que se proponen seleccionar los diferentes tipo que se utilizaran para las vigas.



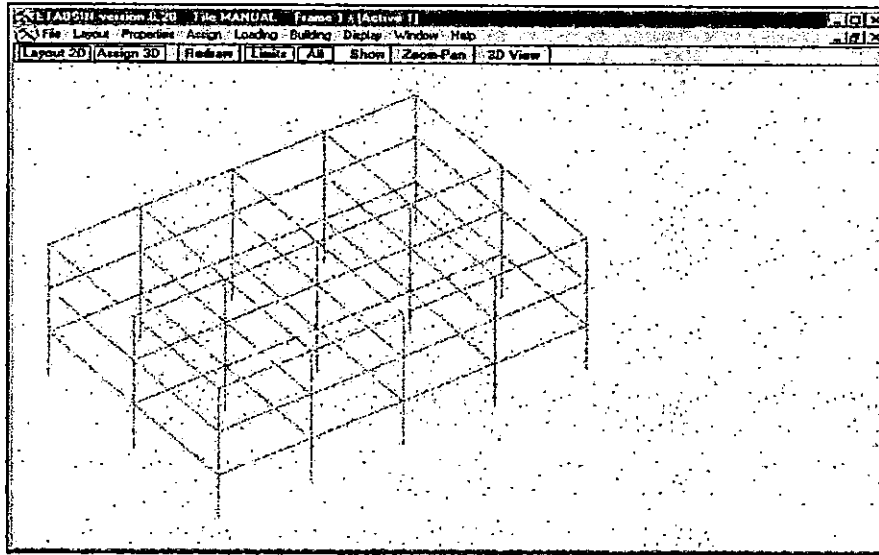
### Propiedades de Losas

De entre todas las secciones que se proponen seleccionar los diferentes tipo que se

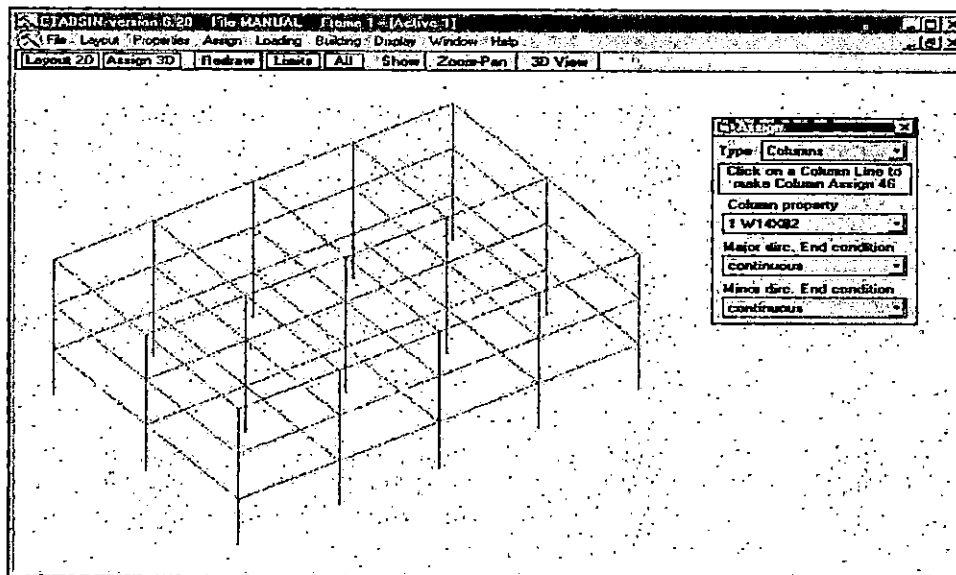


utilizarán para las losas.

### Asignación de propiedades a columnas



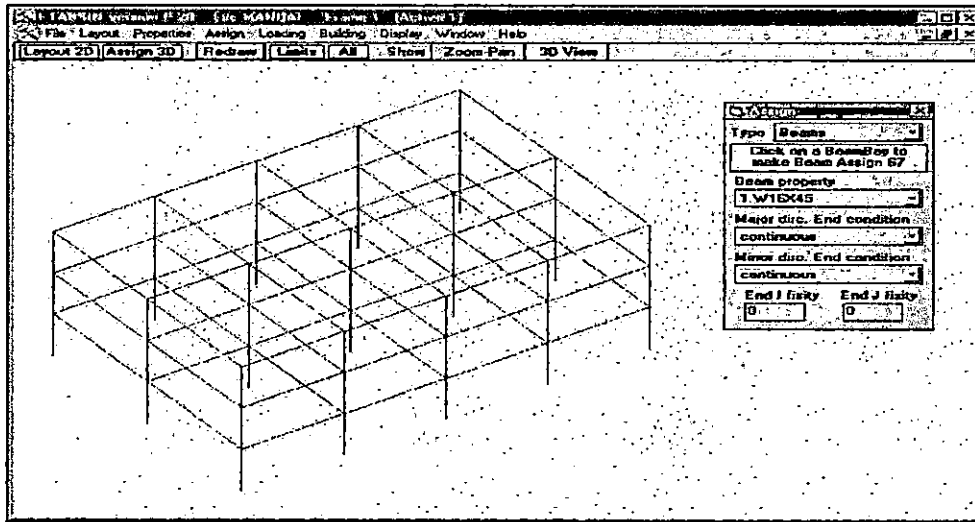
1. Oprimir Assign 3D
2. Asignar a cada línea de columna la propiedad que se desea esto se puede realizar desde la pantalla o desde una hoja de calculo.



### Asignación de propiedades a vigas

Al igual que las columnas las vigas pueden ser asignadas de dos maneras una es de manera gráfica y la otra desde una hoja de calculo.

De manera gráfica

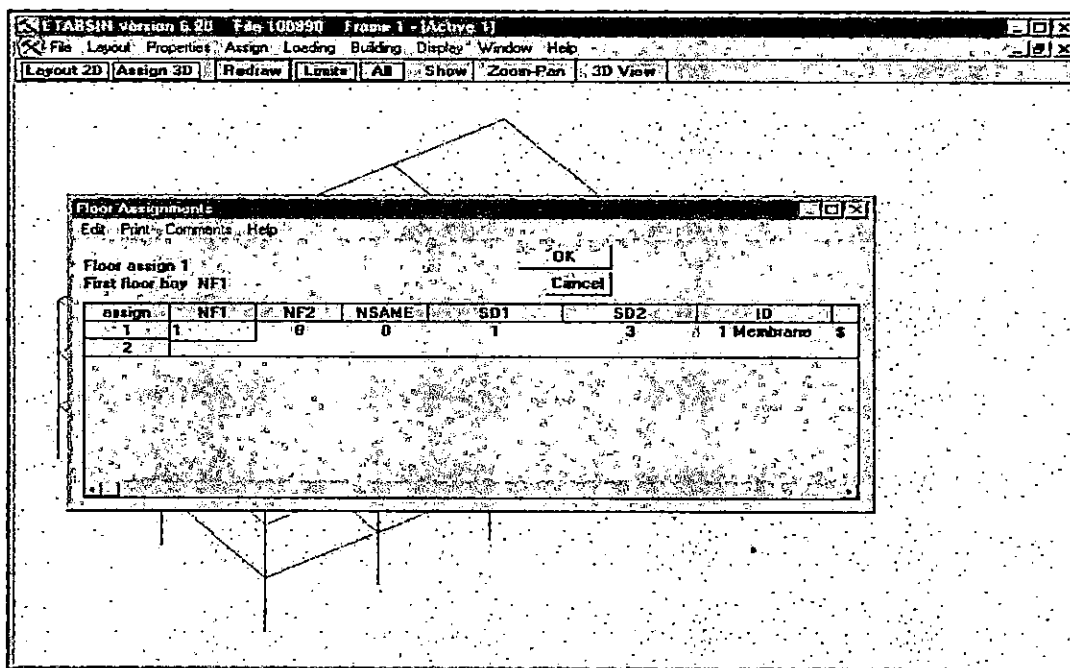


### Asignación de propiedades a losas

De igual manera que las columnas y vigas las losas pueden ser asignadas de dos maneras aunque siempre resulta mejor asignar desde la hoja de calculo así:

En NF1 y NF2 indicar a que numero de losa se desea asignar una propiedad determinada

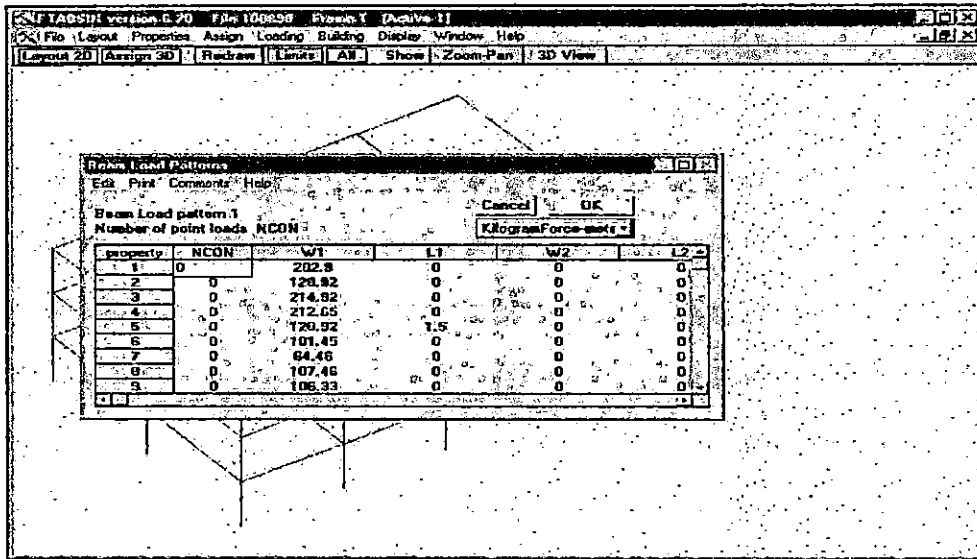
En SD1 y SD2 indicar en que nivel se desea asignar la losa y en ID indicar el tipo de losa que se esta asignando.



### c. Cargas

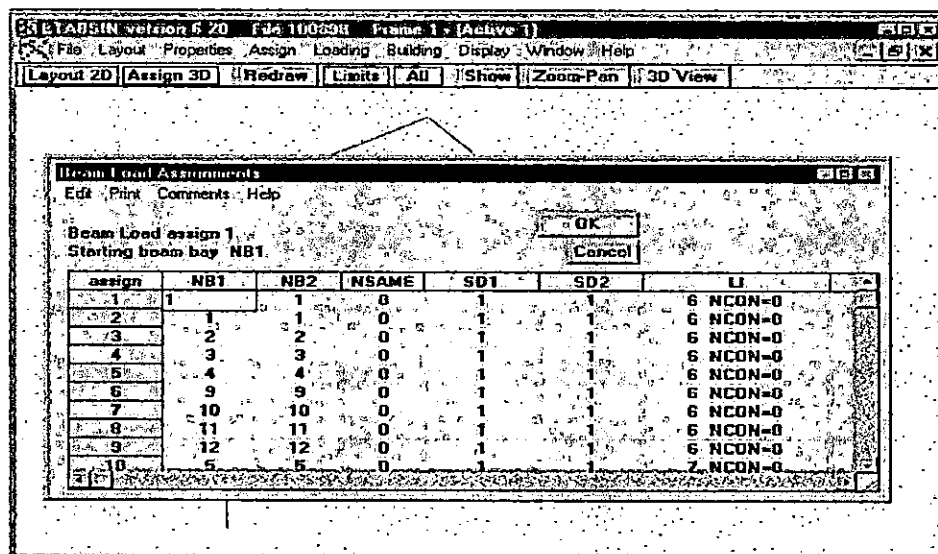
Desde el comando Loading se debe asignar

1. El peso propio de todos los elementos, se debe especificar en que condición se desea incluir. En este edificio se incluirá en la condición vertical XI
2. Desde el comando PATTERNS se debe establecer el set de cargas que se utilizaran para cargar el edificio, las cargas deben ser asignadas en una hoja de calculo como la mostrada a continuación.



En NCON se define el numero de cargas concentradas, en W1 la magnitud de la carga distribuida, en L la magnitud de la carga concentrada; dependiendo de las variaciones que existan en las cargas así será necesario llenar las casillas de W2, L2, W3 y L3

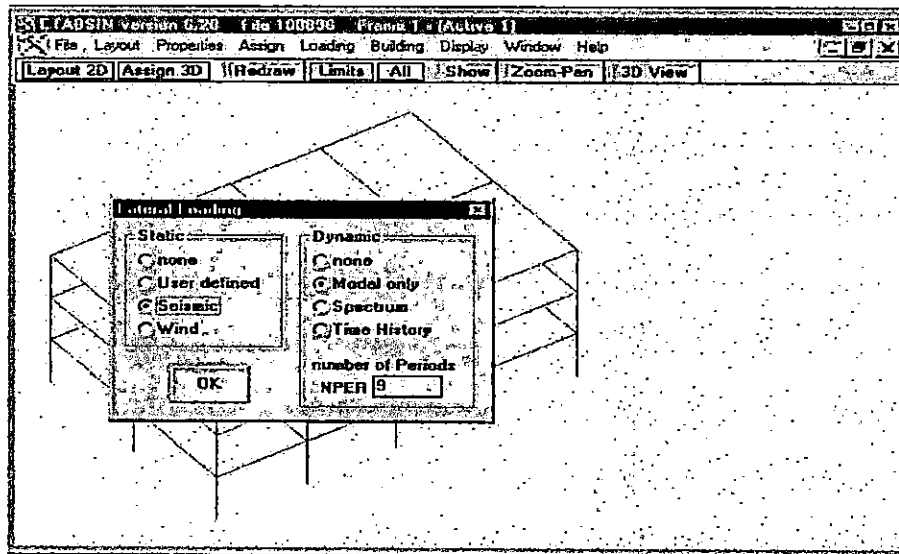
- Las cargas establecidas deben ser asignadas a cada una de las juntas, vigas o losas según sea el caso, esta asignación se puede hacer de forma gráfica o desde una hoja de calculo tal como se muestra a continuación.





## Asignación de cargas laterales

Dependiendo del tipo de análisis que se desee realizar así será la opción que se elija en la pantalla de Lateral.



Al elegir la opción de análisis Sísmico (Seismic) existen diferentes opciones de códigos en este trabajo se escogerá la opción del UBC ya que es el que mas se asemeja a nuestra norma. Para ajustar el valor del coeficiente sísmico "Cs" se hará una conversión del coeficiente del UBC al coeficiente de las NTDS.

El procedimiento será el siguiente:

Se hará una igualdad de las dos ecuaciones de coeficientes sísmicos y se eliminarán los factores que resulten comunes. En la casilla del factor de sitio o "S" se introducirá el valor que servirá como conversión.



#### d. Parámetros adicionales

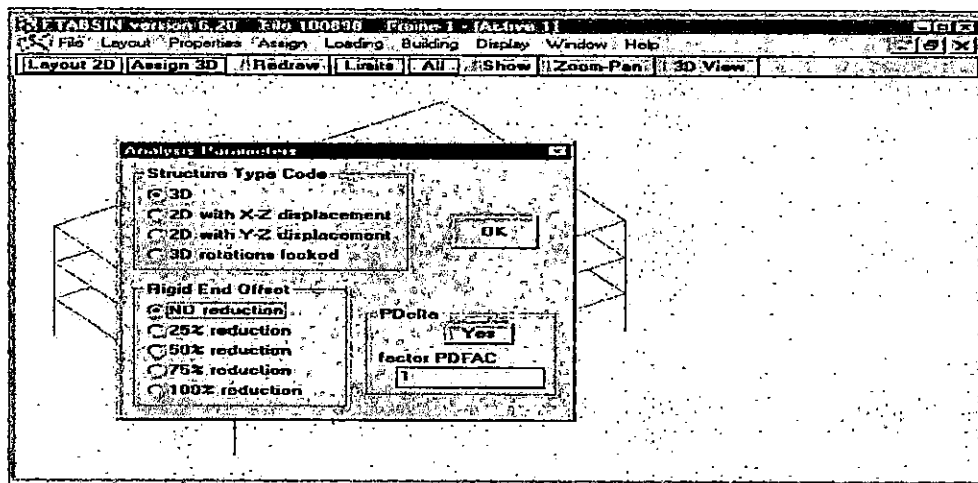
### BUILDING

Desde el comando Building se establecen los parámetros de análisis que se desean realizar

#### 1. Analysis Parameters

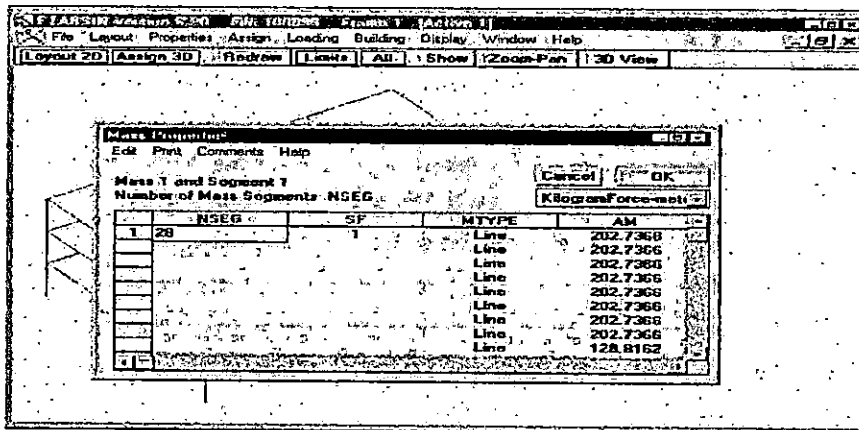
Structural Type Code. Se define si el análisis será en dos o tres dimensiones

Rigid end Offset. Se especifica si habrá reducción en la rigidez de los nodos; si se desea conexiones completamente rígidas se asigna no reducción



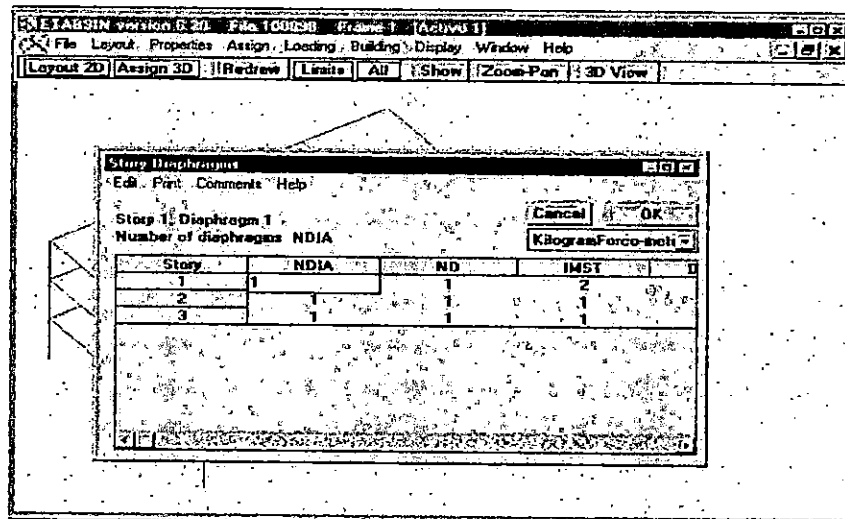
#### 2. Mass Layout

En esta ventana se asignan las masas que el programa utilizara para realizar los diferentes tipos de análisis



### Story Diaphragm

En esta ventana se asignan las masas definidas en el Mass Layout a cada uno de los elementos que se desea tengan una masa especificada.



UNRECORDED COPY

2000

RECORDED COPY

UNRECORDED COPY

## **PASO 2: Procesamiento de la estructura.**

En ETABS, procesador de datos, se selecciona el archivo de entrada definido en ETABSIN , en donde se obtienen una serie de archivos de salida, los cuales son:

- \*.EKO : Contiene información acerca de los datos de entrada, así como de cálculos ,realizados por el programa antes de iniciar el análisis estructural. Tal es el caso de masas, pesos y otras propiedades de los elementos.
- \*.EIG : Contiene información acerca de periodos , frecuencias y modos de vibración de la estructura.
- \*.STR : Contiene información asociada con el análisis de la estructura, tales como centros de masa, centros de rigidez, cargas laterales estáticas y otros.
- \*.DSP : Contiene información acerca de los desplazamientos del marco para cada uno de los casos de carga especificados.
- \*.FRM : Contiene información acerca de las fuerzas en cada miembro para cada uno de los casos de carga analizados.
- \*.SUM : Presenta un resumen de todos los resultados obtenidos.
- \*.LOG : A través de el se chequea, el correcto procesamiento de los datos.
- \*.PST : Es el archivo de post-procesamiento del ETABS, constituyéndose en la interfase entre ETABS y los post-procesadores.

## **PASO 3: Obtención de resultados.**

Para visualizar en forma gráfica o dibujo tridimensional, los resultados obtenidos, se pasa a lo que es el archivo ETABSOUT, se oprime en FILE, luego en

Open Pst File( para el archivo Pst correspondiente). Se oprime sobre el icono "O" ,donde da las opciones para la sección deformada, así como diafragmas, etc., y se elige lo que se necesitara. Al oprimir en el icono "L" da los tipos de carga, verticales, laterales u otras diferentes opciones, como cargas en diafragmas, vigas, columnas, losas, juntas, esto en el plano que se especifique; se obtiene para diferentes factores de escala. Da la opción de ver lo que es la fuerza lateral en cada nodo( en magnitud), y para cada dirección "X" e "Y".

El archivo PST, proporciona además en la opción "fi", los diferentes modos de vibración que van desde uno hasta el ultimo valor que depende de el numero de niveles que tenga el edificio; proporciona un factor de escala; además propone ciertas opciones, como la "WIRE SHADOW" (se oprime en cualquier junta, y nos da los valores de rotación y traslación para las direcciones X, Y y Z), se puede ver en esta opción además, la masa efectiva que participa para el modo elegido; CUBIC CURVE, dibuja la deformada tridimensional del edificio; ANIMATION, se observa la forma de oscilar del edificio, esto para cada uno de los modos de vibración, la participación de masa y el periodo.

La opción "F", presenta los tipos de carga, casos de carga, oprimiendo en estas opciones el programa proporciona los diagramas de momento flexionante, fuerza cortante, fuerza axial y torsión, para cada uno de los pisos.

La opción OUTPUT DISPLAYS, proporciona una tabla donde se elige los tipos de carga, proporcionando en cada caso una envolvente. La opción SHRINK TOGGLE, proporciona para cada junta la rotación y traslación.

La opción Check/Uncheck Elements, donde se presenta una tabla, en la cual se puede elegir solo aquellos elementos que interesan para el estudio. Da opciones como: ELEMENTS IDS, en donde etiqueta a cada viga o columna dependiendo de la opción con una "B" o "C" respectivamente; SECTIONS IDS, etiqueta por nivel con un número y letra las columnas, vigas o losas que son iguales; SECTIONS LABELS, etiqueta a columnas y vigas con la sección "W" que le corresponde a cada una en los diferentes niveles de que consta el edificio.

En el menú se tiene LIMITS, el cual limita por nivel o plano; VIEW, da las vistas del modelo; ELEMENTS, opciones de etiquetas; define los casos de carga, modos y la historia en función del tiempo; PREFERENCES, en donde se asigna colores, dimensiones, distorsión, leyendas, ejes, etc.

WINDOW, NEW habrá una nueva ventana en la pantalla, pudiendo obtener varias vistas para un mismo edificio; TILE HORIZONTAL, el cual ordena las ventanas horizontalmente; TILE VERTICAL, ordena las ventanas en forma vertical; CASCADE, ordena las ventanas en forma de cascada es decir una sobre otra.



#### **PASO 4: Diseño de la estructura.**

Para el diseño se hará uso de otra de las opciones del programa ETABS, como lo es STEELER, en donde se edita en un archivo existente uno nuevo, lo cual se hace por medio del block de notas; luego éste se elige y se oprime la opción RUN; se verifica que las secciones que se están utilizando sean adecuadas, mediante la revisión de ecuaciones de interacción, a través de la evaluación de radios de capacidad y parámetros de resistencia como son: Resistencia a la tensión , a compresión, flexión y cortante. los archivos que se obtienen y su contenido se detallan a continuación:

\*.STL : Contiene información acerca de los datos de entrada del Steeler y que sirven como parámetros de control de las variables que se quieren obtener.

\*.DTL : Contiene información asociada con el calculo de radios de interacción de esfuerzos de flexión.

\*.SHR : Contiene parámetros de control de radios de esfuerzos cortantes.

\*.MAP : Como su nombre lo indica muestra una visión total de el estado de los esfuerzos en los diferentes niveles de la estructura.

\*.PLO : Es un archivo binario que contiene datos utilizados por el ETABSOUT.

##### **4.1.1 Aplicación al modelo de calibración**

Como parte de la calibración hecha, se utilizó ETABS para diseñar el ejemplo expuesto en el capítulo anterior, y comparar así los resultados con los obtenidos a través del diseño manual. A continuación se presenta el archivo de entrada generado

para tal caso, luego las secciones obtenidas, y al final una comparación de algunos resultados obtenidos.

\$ Control Data. File 100898 saved 8/11/98 0:12:27 in KilogramForce-meters  
 ETABS 6.2  
 Heading Data 1  
 Heading Data 2

3 1 1 1 2 6 9 2 1 2 1 0 0 0 1 1 1 0 1 4 1 2

9.81456 0.0001 0 1 AISC.PRO

\$ Mass Properties Data

1 28 1

LINE 20.67337 20.7 6.1 4.6 90 ! 1 1 1 1 1 1 2 1  
 LINE 20.67337 25.3 6.1 4.6 90 ! 1 1 2 1 1 1 3 1  
 LINE 20.67337 29.9 6.1 4.6 90 ! 1 1 3 1 1 1 4 1  
 LINE 20.67337 34.5 6.1 4.6 90 ! 1 1 4 1 1 1 5 1  
 LINE 20.67337 20.7 18.3 4.6 90 ! 1 1 1 3 1 1 2 3  
 LINE 20.67337 25.3 18.3 4.6 90 ! 1 1 2 3 1 1 3 3  
 LINE 20.67337 29.9 18.3 4.6 90 ! 1 1 3 3 1 1 4 3  
 LINE 20.67337 34.5 18.3 4.6 90 ! 1 1 4 3 1 1 5 3  
 LINE 13.13559 20.7 12.2 4.6 90 ! 1 1 1 2 1 1 2 2  
 LINE 13.13559 34.5 12.2 4.6 90 ! 1 1 4 2 1 1 5 2  
 LINE 21.89808 18.4 9.15 6.1 0 ! 1 1 1 1 1 1 1 2  
 LINE 21.89808 36.8 9.15 6.1 0 ! 1 1 5 1 1 1 5 2  
 LINE 21.89808 27.6 9.15 6.1 0 ! 1 1 3 1 1 1 3 2  
 LINE 21.89808 27.6 15.25 6.1 0 ! 1 1 3 2 1 1 3 3  
 LINE 21.66679 18.4 15.25 6.1 0 ! 1 1 1 2 1 1 1 3  
 LINE 21.66679 36.8 15.25 6.1 0 ! 1 1 5 2 1 1 5 3  
 LINE 13.13559 23 9.15 6.1 0 ! 1 1 2 1 1 1 2 2  
 LINE 13.13559 23 15.25 6.1 0 ! 1 1 2 2 1 1 2 3  
 LINE 13.13559 32.2 9.15 6.1 0 ! 1 1 4 1 1 1 4 2  
 LINE 13.13559 32.2 15.25 6.1 0 ! 1 1 4 2 1 1 4 3  
 RECT 29.54794 20.7 9.15 6.1 4.6 0 ! 1 1 1 1 1 1 2 1 1 1 2 2 1 1 1 2  
 RECT 29.54794 34.5 9.15 6.1 4.6 0 ! 1 1 4 1 1 1 5 1 1 1 5 2 1 1 4 2  
 RECT 31.23319 25.3 9.15 6.1 4.6 0 ! 1 1 2 1 1 1 3 1 1 1 3 2 1 1 2 2  
 RECT 31.23319 29.9 9.15 6.1 4.6 0 ! 1 1 3 1 1 1 4 1 1 1 4 2 1 1 3 2  
 RECT 32.4039 20.7 15.25 6.1 4.6 0 ! 1 1 1 2 1 1 2 2 1 1 2 3 1 1 1 3  
 RECT 32.4039 34.5 15.25 6.1 4.6 0 ! 1 1 4 2 1 1 5 2 1 1 5 3 1 1 4 3  
 RECT 33.15279 25.3 15.25 6.1 4.6 0 ! 1 1 2 2 1 1 3 2 1 1 3 3 1 1 2 3  
 RECT 33.15279 29.9 15.25 6.1 4.6 0 ! 1 1 3 2 1 1 4 2 1 1 4 3 1 1 3 3

2 28 1

LINE 10.33668 20.7 6.1 4.6 90 ! 1 1 1 1 1 1 2 1  
 LINE 10.33668 25.3 6.1 4.6 90 ! 1 1 2 1 1 1 3 1  
 LINE 10.33668 29.9 6.1 4.6 90 ! 1 1 3 1 1 1 4 1  
 LINE 10.33668 34.5 6.1 4.6 90 ! 1 1 4 1 1 1 5 1  
 LINE 10.33668 20.7 18.3 4.6 90 ! 1 1 1 3 1 1 2 3  
 LINE 10.33668 25.3 18.3 4.6 90 ! 1 1 2 3 1 1 3 3

LINE 10.33668 29.9 18.3 4.6 90 ! 1 1 3 3 1 1 4 3  
 LINE 10.33668 34.5 18.3 4.6 90 ! 1 1 4 3 1 1 5 3  
 LINE 6.567793 20.7 12.2 4.6 90 ! 1 1 1 2 1 1 2 2  
 LINE 6.567793 34.5 12.2 4.6 90 ! 1 1 4 2 1 1 5 2  
 LINE 10.94904 18.4 9.15 6.1 0 ! 1 1 1 1 1 1 1 2  
 LINE 10.94904 36.8 9.15 6.1 0 ! 1 1 5 1 1 1 5 2  
 LINE 10.8339 18.4 15.25 6.1 0 ! 1 1 1 2 1 1 1 3  
 LINE 10.8339 36.8 15.25 6.1 0 ! 1 1 5 2 1 1 5 3  
 LINE 6.567793 23 9.15 6.1 0 ! 1 1 2 1 1 1 2 2  
 LINE 6.567793 23 15.25 6.1 0 ! 1 1 2 2 1 1 2 3  
 LINE 6.567793 32.2 9.15 6.1 0 ! 1 1 4 1 1 1 4 2  
 LINE 6.567793 32.2 15.25 6.1 0 ! 1 1 4 2 1 1 4 3

LINE 10.94802 27.6 9.15 6.1 0 ! 1 1 3 1 1 1 3 2  
 LINE 10.94802 27.6 15.25 6.1 0 ! 1 1 3 2 1 1 3 3  
 RECT 10.18894 20.7 9.15 6.1 4.6 0 ! 1 1 1 1 1 1 2 1 1 1 2 2 1 1 1 2  
 RECT 10.18894 34.5 9.15 6.1 4.6 0 ! 1 1 4 1 1 1 4 2 1 1 5 2 1 1 5 1  
 RECT 11.03157 25.3 9.15 6.1 4.6 0 ! 1 1 2 1 1 1 3 1 1 1 3 2 1 1 2 2  
 RECT 11.03157 29.9 9.15 6.1 4.6 0 ! 1 1 3 1 1 1 4 1 1 1 4 2 1 1 3 2  
 RECT 11.61743 20.7 15.25 6.1 4.6 0 ! 1 1 1 2 1 1 2 2 1 1 2 3 1 1 1 3  
 RECT 11.61743 34.5 15.25 6.1 4.6 0 ! 1 1 4 2 1 1 5 2 1 1 5 3 1 1 4 3  
 RECT 11.99137 25.3 15.25 6.1 4.6 0 ! 1 1 2 2 1 1 3 2 1 1 3 3 1 1 2 3  
 RECT 11.99137 29.9 15.25 6.1 4.6 0 ! 1 1 3 2 1 1 4 2 1 1 4 3 1 1 3 3

\$ Story Data

1 3.05 1 \$AZOTEA  
 1 2 0 0 0 0 0 0  
 2 3.05 1 \$NIVEL 2  
 1 1 0 0 0 0 0 0  
 3 3.05 1 \$NIVEL 1  
 1 1 0 0 0 0 0 0

\$ Material Property Data

1 S 2.0389E+10 0.3 7833.407 798.1414 0.0000065 2.531048E+07 0 0 0  
 2 C 2.531048E+09 0.2 2402.614 244.801 0.0000055 4.218414E+07 2812276 \
 2.812276E+07 2812276

\$ Column Property Data

1 W14X82 1 0 0 0 0 1 1 1 \$COLUMNAS

\$ Beam Property Data

1 W16X50 1 0 0 0 0 0 1 1 1 \$NIVELES 1 Y 2  
 2 W16X45 1 0 0 0 0 0 1 1 1 \$AZOTEA

\$ Floor Property Data

1 MEMB 2 0.102145 0.102145 0.102145

\$ Frame Heading and Control Data

MARCO2X

1 15 22 8 0 10 12 0 0 0 0 0 1

\$ Layout Grids

! 1 CONDE rect 0 0 0 5 3  
 ! 0 4.6 9.2 13.8 18.4

! 0 6.1 12.2

\$ Layout Column Lines

1 0 0 90 ! 1 1 1 0 0 90  
2 4.6 0 90 ! 1 2 1 0 0 90  
3 9.2 0 90 ! 1 3 1 0 0 90  
4 13.8 0 90 ! 1 4 1 0 0 90  
5 18.4 0 90 ! 1 5 1 0 0 90  
6 0 6.1 90 ! 1 1 2 0 0 90  
7 4.6 6.1 90 ! 1 2 2 0 0 90  
8 9.2 6.1 90 ! 1 3 2 0 0 90  
9 13.8 6.1 90 ! 1 4 2 0 0 90  
10 18.4 6.1 90 ! 1 5 2 0 0 90  
11 0 12.2 90 ! 1 1 3 0 0 90  
12 4.6 12.2 90 ! 1 2 3 0 0 90  
13 9.2 12.2 90 ! 1 3 3 0 0 90  
14 13.8 12.2 90 ! 1 4 3 0 0 90  
15 18.4 12.2 90 ! 1 5 3 0 0 90

\$ Layout Beam Bays

1 1 2 0  
2 2 3 0  
3 3 4 0  
4 4 5 0  
5 6 7 0  
6 7 8 0  
7 8 9 0  
8 9 10 0  
9 11 12 0  
10 12 13 0  
11 13 14 0  
12 14 15 0  
13 1 6 0  
14 6 11 0  
15 2 7 0  
16 7 12 0  
17 3 8 0  
18 8 13 0  
19 4 9 0  
20 9 14 0  
21 5 10 0  
22 10 15 0

\$ Layout Floor Bays

1 1 2 6 7 0 0 0  
2 2 3 7 8 0 0 0  
3 3 4 8 9 0 0 0  
4 4 5 9 10 0 0 0

5 6 7 11 12 0 0 0  
 6 7 8 12 13 0 0 0  
 7 8 9 13 14 0 0 0  
 8 9 10 14 15 0 0 0

\$ Beam Load Pattern Data

1 0 202.9 0 0 0 0 0 0 \$NIVEL 1 Y 2  
 2 0 128.92 0 0 0 0 0 0 \$NIVEL 1 Y 2  
 3 0 214.92 0 0 0 0 0 0 \$NIVEL 1 Y 2  
 4 0 212.65 0 0 0 0 0 0 \$NIVEL 1 Y 2  
 5 0 128.92 1.5 0 0 0 0 0 \$NIVEL 1 Y 2  
 6 0 101.45 0 0 0 0 0 0 \$AZOTEA  
 7 0 64.46 0 0 0 0 0 0 \$AZOTEA  
 8 0 107.46 0 0 0 0 0 0 \$AZOTEA  
 9 0 106.33 0 0 0 0 0 0 \$AZOTEA  
 10 0 64.46 1.5 0 0 0 0 0 \$AZOTEA

\$ Floor Load Pattern Data

1 50 0 0 \$LOSA 1 DE AZOTEA (C.M)  
 2 58.27 0 0 \$LOSA 2 DE AZOTEA (C.M)  
 3 64.02 0 0 \$LOSA 3 DE AZOTEA (C.M)  
 4 67.69 0 0 \$LOSA 4 DE AZOTEA (C.M)  
 5 170 0 0 \$LOSA 1 DE NIVELES 1 Y 2 (C.M)  
 6 186.54 0 0 \$LOSA 2 DE NIVELES 1 Y 2 (C.M)  
 7 198.03 0 0 \$LOSA 3 DE NIVELES 1 Y 2 (C.M)  
 8 205.38 0 0 \$LOSA 4 DE NIVELES 1 Y 2 (C.M)  
 9 120 0 0 \$CARGA VIVA inst DE 1 Y 2  
 10 170 0 0 \$CARGA VIVA perm DE 1 Y 2  
 11 50 0 0 \$CARGA VIVA INST. AZOTEA  
 12 100 0 0 \$CARGA VIVA PERM. AZOTEA

\$ Column Assignment Data

1 15 0 1 3 1 0 0

\$ Beam Assignment Data

1 22 0 1 1 2 0 0 0 \$VIGAS EN AZOTEA  
 1 22 0 2 3 1 0 0 0 \$VIGAS EN NIVEL 1 Y 2

\$ Floor Assignment Data

1 8 0 1 3 1

\$ Beam Load Assignment Data

1 1 0 1 1 6 0 0  
 1 1 0 1 1 6 0 0  
 2 2 0 1 1 6 0 0  
 3 3 0 1 1 6 0 0  
 4 4 0 1 1 6 0 0  
 9 9 0 1 1 6 0 0  
 10 10 0 1 1 6 0 0  
 11 11 0 1 1 6 0 0  
 12 12 0 1 1 6 0 0

55011700  
88011700  
1313011800  
2121011800  
1414011900  
2222011900  
1515011700  
1919011700  
16160111000  
20200111000  
1717011800  
1818011800  
11023100  
22023100  
33023100  
44023100  
99023100  
1010023100  
1111023100  
1212023100  
55023200  
88023200  
1313023300  
2121023300  
1414023400  
2222023400

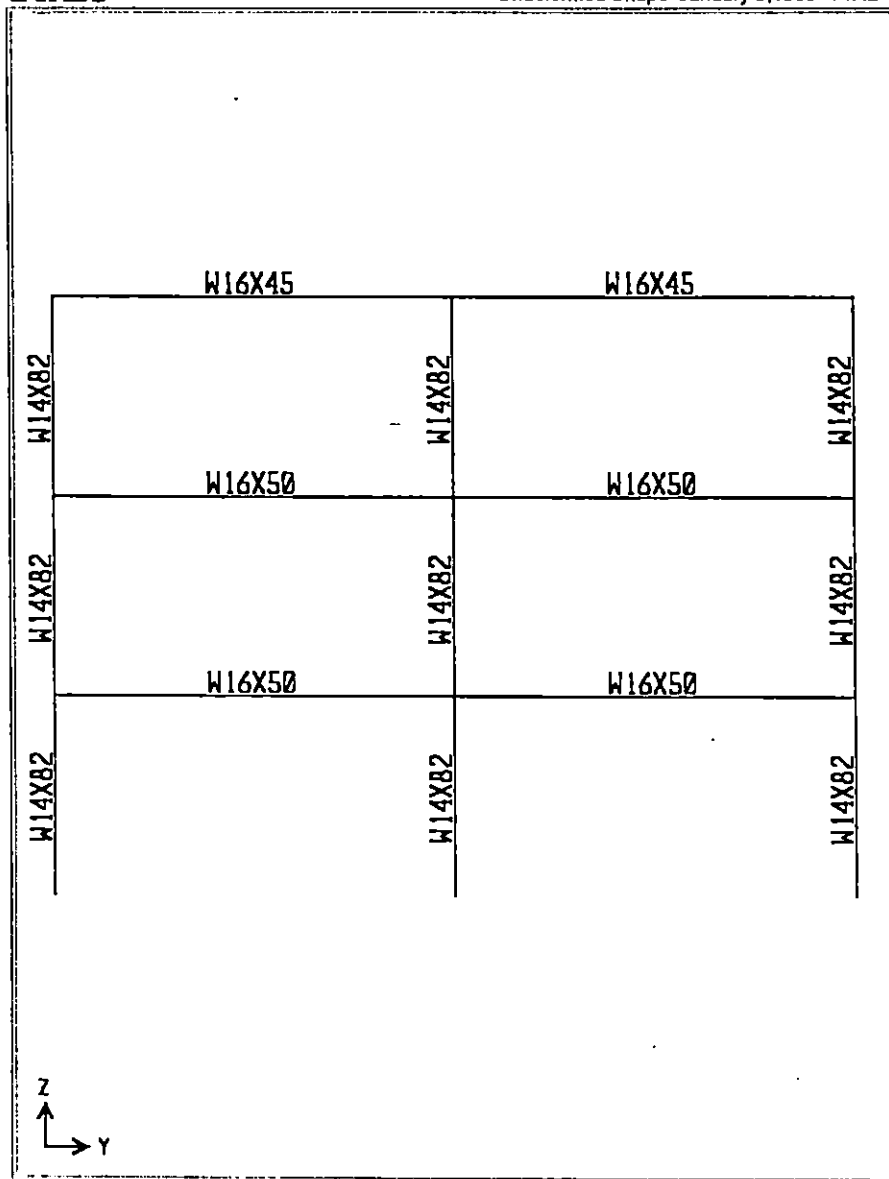
1515023200  
1919023200  
1616023500  
2020023500  
1717023300  
1818023300

\$ Floor Load Assignment Data

110111112000  
440111112000  
220112112000  
330112112000  
550113112000  
880113112000  
660114112000  
770114112000  
110235910000  
440235910000  
220236910000  
330236910000

ETABS

Undeformed Shape January 3,1999 14:42



ETABS 6.20 File: 100898.PST

Fig. 4.1

```
5 5 0 2 3 7 9 10 0 0 0
8 8 0 2 3 7 9 10 0 0 0
6 6 0 2 3 8 9 10 0 0 0
7 7 0 2 3 8 9 10 0 0 0
$ Frame Location Data
1 18.4 6.1 0 MARCO2X
$ Lateral Static Seismic Loads
0.4 1 1.2
0 0.40285 12 1 BaseLine
0.36612 0.40285 12 1 BaseLine
0.61 0.92
0.61 0.92
0.61 0.92
$ Load Case Data
1 0 1.4 0 0 0 0 0 0 $LRFD
2 0 1.2 0 1.6 0 0 0 0 $LRFD
3 0 1.2 0.5 0 1 0.3 1 0 0 $LRFD
4 0 1.2 0.5 0 0.3 1 1 0 0 $LRFD
5 0 0.9 0 0 1 0.3 1 0 0 $LRFD
6 0 0.9 0 0 0.3 1 1 0 0 $LRFD
```

## 4.2 Comparación de resultados entre ETABS y el diseño manual

A continuación se presenta una comparación entre los resultados obtenidos con ETABS y con el diseño manual. Dicha comparación se realizó para las acciones internas obtenidas en cada miembro de los marcos 2x y 3Y respectivamente; así como entre los desplazamientos obtenidos utilizando ambos métodos de análisis.

Según se puede observar en la comparación hecha, las diferencias entre los dos procedimientos utilizados son mínimas, por lo cual se puede afirmar que la calibración del programa ETABS es adecuada.



TABLA 1 : MARCO 3Y CONDICION DE GRAVEDAD

ELEMENTO	AXIAL			CORTANTE			MOMENTO		
	MANUAL	ETABS	DIFER	MANUAL	ETABS	DIFER	MANUAL	ETABS	DIFER
1	36.50	36.41	0.09	1.89	1.68	0.21	3.21	2.94	0.27
2	69.76	68.42	0.34	0.05	0.04	0.01	0.08	0.07	0.01
3	37.32	37.14	0.18	1.94	1.72	0.22	3.30	3.02	0.28
4	22.82	22.71	0.11	3.08	3.01	0.07	4.33	4.81	0.48
5	42.84	42.65	0.19	0.08	0.07	0.01	0.11	0.12	0.01
6	23.31	23.15	0.16	3.16	3.09	0.07	4.44	4.95	0.51
7	8.99	8.83	0.15	3.34	3.23	0.11	4.78	4.56	0.22
8	17.24	17.09	0.15	0.07	0.07	0.00	0.09	0.10	0.01
9	9.14	8.97	0.17	3.41	3.30	0.11	4.87	4.67	0.20
10	0.00	0.00	0.00	8.42	8.17	0.25	8.17	8.77	0.60
11	0.00	0.00	0.00	8.63	8.37	0.26	8.35	8.93	0.58
12	0.00	0.00	0.00	8.26	8.04	0.22	7.79	8.47	0.68
13	0.00	0.00	0.00	8.47	8.24	0.23	7.98	8.65	0.67
14	0.00	0.00	0.00	5.57	5.40	0.17	5.32	5.74	0.42
15	0.00	0.00	0.00	5.67	5.50	0.17	5.40	5.82	0.42
			MAX DIF = 0.34			MAX DIF = 0.26			MAX DIF = 0.68

Unidades :

- Axial (Ton)
- Cortante (Ton)
- Momento (Ton mlt)

TABLA 2 : MARCO 3Y CONDICION DE GRAVEDAD+SISMO

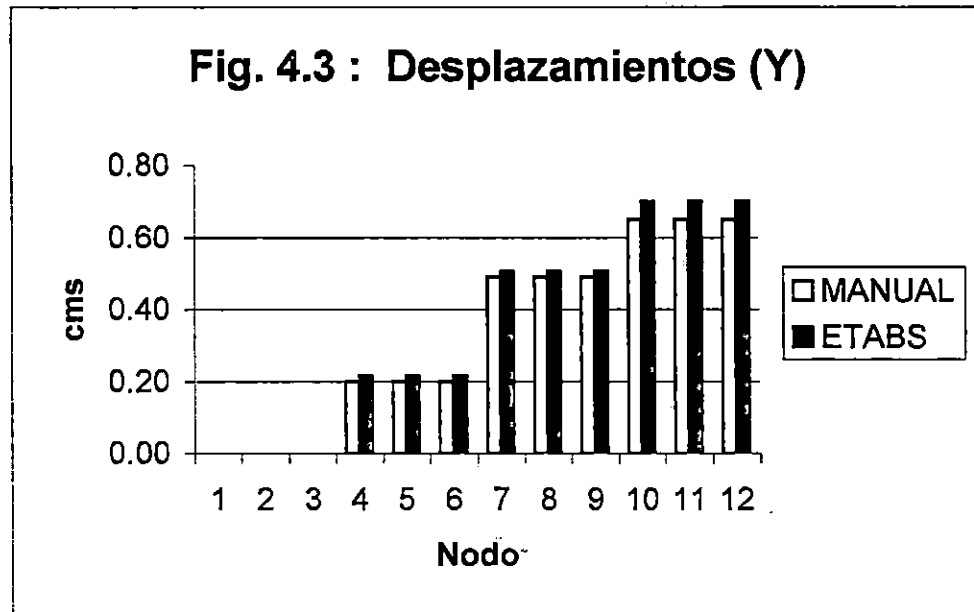
ELEMENTO	AXIAL			CORTANTE			MOMENTO		
	MANUAL	ETABS	DIFER	MANUAL	ETABS	DIFER	MANUAL	ETABS	DIFER
1	25.70	25.97	0.27	0.83	1.07	0.24	3.42	4.41	0.99
2	52.46	52.49	0.03	3.02	2.96	0.06	5.47	6.08	0.61
3	32.10	32.26	0.16	3.77	3.67	0.10	6.18	6.70	0.52
4	16.28	16.37	0.09	0.72	0.61	0.11	1.49	1.42	0.07
5	32.75	32.76	0.01	2.72	2.69	0.03	3.78	3.93	0.15
6	19.88	19.94	0.06	4.04	4.04	0.00	5.45	6.04	0.59
7	6.53	6.47	0.06	1.89	1.77	0.12	2.83	3.06	0.23
8	13.29	13.17	0.12	1.51	1.50	0.01	2.67	2.32	0.35
9	7.75	7.66	0.09	3.31	3.23	0.08	5.31	4.53	0.78
10	0.00	0.00	0.00	7.67	7.47	0.20	9.68	10.00	0.32
11	0.00	0.00	0.00	7.59	7.22	0.37	9.24	9.19	0.05
12	0.00	0.00	0.00	7.35	7.20	0.15	8.88	9.34	0.46
13	0.00	0.00	0.00	7.51	7.14	0.37	9.05	9.00	0.05
14	0.00	0.00	0.00	4.84	4.71	0.13	5.58	5.85	0.27
15	0.00	0.00	0.00	4.71	4.43	0.28	5.14	5.05	0.09
		MAX DIF = 0.27			MAX DIF = 0.37			MAX DIF =	0.99

Unidades :  
 Axial (Ton)  
 Cortante (Ton)  
 Momento (Ton.mt)

TABLA 3 : MARCO 3Y DESPLAZAMIENTOS POR CARGA LATERAL

<b>DESPLAZAMIENTOS (Y)</b>			
<b>NODO</b>	<b>MANUAL</b>	<b>ETABS</b>	<b>DIFER</b>
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00
4	0.20	0.22	0.02
5	0.20	0.22	0.02
6	0.20	0.22	0.02
7	0.49	0.51	0.02
8	0.49	0.51	0.02
9	0.49	0.51	0.02
10	0.65	0.70	0.05
11	0.65	0.70	0.05
12	0.65	0.70	0.05
<b>MAX DIF =</b>			<b>0.05</b>

Unidades : cms



MARCO 3Y

W16x45		
W16x50	W14x82	W14x82
W16x50	W14x82	W14x82
W16x50	W14x82	W14x82
W16x45		

MARCO 2X

W16x45		
W16x50	W14x82	W14x82
W16x50	W14x82	W14x82
W16x50	W14x82	W14x82
W16x45		

SECCIONES OBTENIDAS DEL DISEÑO MANUAL

MARCO 3Y

W16x45		
W16x50	W14x82	W14x82
W16x50	W14x82	W14x82
W16x50	W14x82	W14x82
W16x45		

MARCO 2X

W16x45		
W16x50	W14x82	W14x82
W16x50	W14x82	W14x82
W16x50	W14x82	W14x82
W16x45		

SECCIONES OBTENIDAS DEL DISEÑO CON ETABS

Fig. 4.4

#### **4.3 Resumen del procedimiento empleado para el calculo de ductilidades**

Con el objeto de evaluar los diseños realizados utilizando los factores y coeficientes establecidos por la nueva normativa salvadoreña, se hará uso de los factores de Ductilidad y Resistencia, los cuales serán obtenidos realizando un análisis no lineal al modelo de calibración previamente diseñado; utilizando el procedimiento de las fuerzas laterales sugerido por las normas el cual se comparara con un análisis realizado utilizando el programa ETABS.

Para realizar el análisis no lineal haremos uso del programa DRAIN-2DX, este programa permite realizar diferentes tipos de análisis, entre los cuales se puede mencionar: análisis por fuerzas gravitatorias, análisis por fuerzas estáticas o Push-Over para determinar la ductilidad y resistencia global de los edificios: así como análisis dinámico no lineal paso a paso, que se utilizara para el calculo del balance de ductilidad que se puede definir como la diferencia entre la ductilidad ofrecida y la ductilidad demandada de la sección al momento de ocurrir un sismo.

La ductilidad global se define como el cociente entre el desplazamiento del nivel superior al momento de formarse la primera rotula plástica del edificio y el desplazamiento de ese mismo piso al momento de ocurrir la falla o colapso.

La resistencia se define como el factor de incremento en las fuerzas laterales necesario para producir el colapso o falla de la estructura.

### **PASO 1: Calculo de la Ductilidad global.**

Para el calculo de la ductilidad global se han creado dos archivos los cuales están estructurados de la siguiente manera:

**START XX:** Este comando permite definir el nombre del problema que se desea estudiar.

**NODECORDS:** Este comando se utiliza para definir las coordenadas de los nudos del marco en estudio.

**RESTRAINT:** En esta parte del programa se definen las propiedades de la base es decir se establecen los grados de libertad (rotación y traslación) que se permitirán a cada uno de los nodos de la base, o cualquier otro.

**ELEMENTGROUP:** En esta parte se definen los diferentes tipos de elementos que se utilizaran, haciéndose uso de aquellos que el programa ofrece.

**SECTION:** Este comando es utilizado para definir las propiedades de las secciones que se utilizaran en el análisis.

**GENDISP:** o desplazamientos generalizados, se define como el desplazamiento unitario de un nodo extremo por unidad de longitud.

**RESULTS:** Esta parte permite indicar que se quiere obtener como resultado, ya sea de los elementos o de los nodos.

**ELEMENTLOAD:** Este comando permite definir la magnitud de las cargas gravitacionales que serán utilizadas en el análisis.

**NODALOAD:** Se utilizara para introducir las fuerzas laterales previamente determinadas siguiendo los procedimientos establecidos por la norma.

**PARAMETERS:** Esta es una de las partes fundamentales del programa ya que permite establecer los parámetros de control tales como desplazamientos y giros máximos, si alguno de estos valores es excedido el programa termina el análisis.

**STAT:** Este comando permite definir el incremento y pasos de carga que se quieren realizar, automáticamente se va incrementando el factor por el cual se deben multiplicar las fuerzas laterales hasta alcanzar el colapso, para cada incremento secuencial de carga este revisa la matriz de rigidez de la estructura.

Para terminar es necesario establecer el final del análisis mediante el comando **STOP**.

## **PASO 2: Calculo de la ductilidad local:**

Para determinar la ductilidad local se hace necesario hacer un análisis dinámico para lo cual se hace uso de un archivo similar al utilizado para obtener la ductilidad global con la salvedad que se deben incluir otro comandos tales como:

**MASSES:** En este comando se introduce el valor de las masas para cada uno de los nodos, estos valores serán utilizados en el análisis dinámico no lineal.

ACCNREC: Permite introducir los datos de un registro de aceleraciones tomadas al momento de ocurrir un sismo. Este debe colocarse inmediatamente después del comando de resultados.

Otro comando que se debe incluir es el ACCN que hace las funciones del STAT del análisis estático.

#### 4.3.1 Aplicación al modelo de calibración

A continuación se presenta el archivo de entrada generado para tal caso:

```
*STARTXX
! 07/08/98 =====P-DELTA IS NOT CONSIDERED
! 3-Story Frame
  MARCO3Y    0 1 0 1      3-STORY MOMENT RESISTING FRAME
=====
*NODECOORDS
=====
! techo

C   1    0.  915.0
C   2  610.0  915.0
C   3 1220.0  915.0
! primer nivel
C   7    0.  305.0
C   8  610.0  305.0
C   9 1220.0  305.0
! base
C  10    0.    0.
C  11  610.0    0.
C  12 1220.0    0.
! generation of nodes
L   1    7    3
L   2    8    3
L   3    9    3
!
=====
*RESTRAINTS
=====
! fixed supports at foundations
```



```
S 111 12 12 0
S 111 11 11 0
S 111 10 10 0
```

```
!
```

```
=====
*MASSES
=====
```

```
! only dead load is included
```

```
!3-Floor
```

```
S 100 4.7625 1 1 0 981.0
S 100 9.6571 2 2 0 981.0
S 100 4.8947 3 3 0 981.0
```

```
!2-Floor
```

```
S 100 7.2154 4 4 0 981.0
S 100 14.3704 5 5 0 981.0
S 100 7.4798 6 6 0 981.0
```

```
!1-Floor
```

```
S 100 7.2154 7 7 0 981.0
S 100 14.3704 8 8 0 981.0
S 100 7.4798 9 9 0 981.0
```

```
!
```

```
=====
*ELEMENTGROUP
=====
```

```
!3-story == element group number 1 for beams
```

```
! T=0.4425 sec; w=2PI/T=14.2; damping ratio=2%
```

```
!damping factor, beta=2*damping rat./nat.freq.=2*0.02/14.20=0.002817
```

```
2 1 0 0.002817 Beam elements
2 0 2
```

```
! stiffness types
```

```
1 2.0e3 .02 85.8 24391.2 4. 4. 2. 1.
2 2.0E3 .02 94.8 27429.7 4. 4. 2. 1.
```

```
! yield surfaces
```

```
1 1 3021.5 3021.5
2 1 3366.5 3366.5
```

```
! element generation
```

```
1 1 2 1 1 1 1
2 2 3 1 1 1 1
3 4 5 1 2 2 2
4 5 6 1 2 2 2
5 7 8 1 2 2 2
6 8 9 1 2 2 2
```

```
!
```

```
=====
*ELEMENTGROUP
=====
```

```
!3-story ==element group 2 for columns
```

```
2 1 0 0.002817 Column elements
```

```

1 0 1
! stiffness types
! 3 and 2 and 1-floors
1 2.0e3 .02 155.5 36711.6 4. 4. 2. 1.
! yield surface: P-M interaction considered ( compressive Pn = Ag*33 for Fy=36ksi)
1 2 5112.1 5112.1 354.96 394.40 1. .2 1. .2
! element generation
1 1 4 3 1 1 1
2 2 5 3 1 1 1
3 3 6 3 1 1 1
4 4 7 3 1 1 1
5 5 8 3 1 1 1
6 6 9 3 1 1 1
7 7 10 3 1 1 1
8 8 11 3 1 1 1
9 9 12 3 1 1 1

```

```
!
```

```
=====
```

```
*SECTION
```

```
=====
```

```
! Section to get shear distribution and overturning moment.
```

```

0. section through 3-floor
2 1 -610.0 0
1. 0. 0.
0. 1. 0.
0. 0. 1.
0. 0. 0.
0. 0. 0.
0. 0. 0.
2 2 0. 1
2 3 610.0 1

```

```
!
```

```
=====
```

```
*SECTION
```

```
=====
```

```
! Section to get shear distribution and overturning moment.
```

```

0. section through 2-floor
2 4 -610.0 0
1. 0. 0.
0. 1. 0.
0. 0. 1.
0. 0. 0.
0. 0. 0.
0. 0. 0.
2 5 0. 1
2 6 610.0 1

```

```
!
```

```
=====
```

## \*SECTION

```

=====
! Section to get shear distribution and overturning moment.

```

```

0.          section through 1-floor
2  7  -610.0  0
1.    0.    0.
0.    1.    0.
0.    0.    1.
0.    0.    0.
0.    0.    0.
0.    0.    0.
2  8    0.    1
2  9  610.0  1

```

!

## \*GENDISP

```

=====
1  2  8.20e-2      3-story drift ratio (GENDISP 1)
3  2  8.20e-2
3  1  3.28e-1
6  1  3.28e-1

```

!

## \*GENDISP

```

=====
4  2  8.20e-2      2-story drift ratio (GENDISP 2)
6  2  8.20e-2
6  1  3.28e-1
9  1  3.28e-1

```

!

## \*GENDISP

```

=====
7  2  8.20e-2      1-floor drift ratio (GENDISP 3)
9  2  8.20e-2
9  1  3.28e-1
12 1  3.28e-1

```

!

## \*RESULTS

```

=====
! Nodal displacements
!NSD  1  1  9  1
!Element displacements
E  001  1  4  6  1
!E  001  2  1  9  1

```

```

=====
!
*ELEMLOAD
=====

```

```

DEAD                dead loads
G  1  4
  1  1  1.  0.  2.78143 -266.090  0. -2.78143 -266.090
  2  1  1.  0.  2.86770 -274.343  0. -2.86770 -274.343
  3  1  1.  0.  3.95612 -378.460  0. -3.95612 -378.460
  4  1  1.  0.  4.12860 -394.970  0. -4.12860 -394.970
element generation
  1  1  0  1  1.0
  2  2  0  2  1.0
  3  4  1  3  1.0
  5  6  1  4  1.0

```

```

=====
!
*ELEMLOAD
=====

```

```

LIVE                live loads
G  1  2
  1  1  1.  0.  .45787 -43.803  0. -.45787 -43.803
  2  1  1.  0.  1.09895 -105.130  0. -1.09895 -105.130
element generation
  1  2  1  1  1.0
  3  6  1  2  1.0

```

```

=====
!
*ELEMLOAD
=====

```

```

LIVP                live loads(perm)
G  1  2
  1  1  1.  0.  .91580 -87610  0. -.91580 -87610
  2  1  1.  0.  1.55680 -1.48940  0. -1556.80 -1.48940
element generation
  1  2  1  1  1.0
  3  6  1  2  1.0

```

```

=====
!
*NODALOAD
=====

```

```

! LATL                STATIC LATERAL SEISMIC LOAD

```

! V=7.623 Ton

IS .9810	0.	0.	1	3	1
IS 1.0340	0.	0.	4	6	1
IS .5260	0.	0.	7	9	1

!

=====

\*ACCNREC

=====

EQDT ES86\_IGN (8f10.0) SISMO EL SALVADOR 10/10/86  
1000 8 0 2 1. 1. 0.02

!

=====

\*SPECTRUM

=====

(4(f8.5,f12.5)) UBC DESIGN SPECTRUM

20	4	0	1	1	1.	1.0			
.0	1.00	0.15	2.5	0.4	2.5	0.5	2.0		
0.6	1.667	0.70	1.429	0.8	1.25	0.9	1.111		
1.0	1.0	1.10	0.909	1.2	0.833	1.3	0.769		
1.4	0.714	1.50	0.667	1.6	0.625	1.8	0.556		
1.9	0.526	2.0	0.500	2.5	0.400	3.0	0.333		

=====

\*PARAMETERS

=====

! every event for static analysis

!OS 0 0 -1 0 1

! for dynamic analysis

OD 0 0 0 0 0 0.01 0 0. 0 20.0

DC 1 1 -50

!C 1.72e-4

F 2 0

!

=====

\*GRAV 1.4D.L.

=====

!E DEAD 1.4

!

=====

\*GRAV 1.2D.L.+1.6L.L.

=====

!E DEAD 1.2

!E LVP 1.6

!

=====

\*GRAV 1.2D.L.+0.5L.L.+1.0EQ

=====

!E DEAD 1.2

IE LIVE 0.5  
IN LATL 1.0

!

=====  
!\*GRAV 1.2D.L.+0.5L.L.-1.0EQ  
=====

IE DEAD 1.2  
IE LIVE 0.5  
IN LATL -1.0

!

=====  
!\*GRAV 0.9D.L.+1.0E  
=====

IE DEAD 0.9  
IN LATL 1.0

!

=====  
!\*GRAV 0.9D.L.-1.0E  
=====

IE DEAD 0.9  
IN LATL -1.0

!

=====  
!\*STAT STATICAL ANALYSIS  
=====

IN LATL 1.00  
II 981. 0 -1  
IL 0.01 3.00  
ID 3 6 1 0.01 1 100

!

=====  
!\*MODE MODE SHAPE AND PERIOD ANALYSIS  
=====

! 3 0.1000 0 0

!

=====  
!\*SPEC  
=====

! 0 0 57.96

!

=====  
\*ACCN  
=====

20.2000 1 0.01  
!SISMO EL SALVADOR 10/10/86  
1 EQDT 1 1.0  
\*STOP

#### 4.4 Cálculo de la ductilidad global y resistencia del marco 2X

##### (Método Push-Over)

Ductilidad global definida como el cociente entre el desplazamiento en el último entrepiso al aparecer la primera rótula plástica en el marco y el desplazamiento de ese mismo entrepiso al exceder alguno de los siguientes límites:

- 1) Se excede la deriva de entrepiso, definida en las Normas Técnicas de Diseño como

$$\Delta = 0.015hsx = 0.015 \times 305 = 4.575 \text{ cms}$$

en donde  $hsx$  es la altura del entrepiso bajo el nivel " x "

- 2) El giro del entrepiso definido como  $\phi = \Delta / hsx$  ha sido excedido.

Además la resistencia se definirá como el factor de incremento que hace que el marco llegue al colapso.

De los resultados obtenidos del programa DRAIN-2DX para el marco 2x, observamos que la primera rótula plástica aparece cuando:

El factor de incremento de cargas es 3.3209

La rótula plástica apareció en el extremo "J" del elemento 14 (columna).

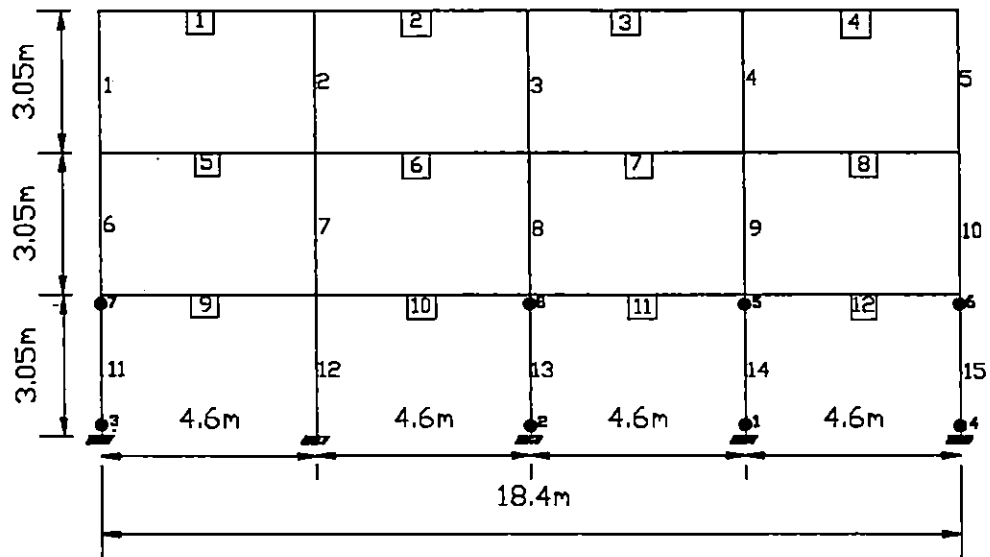
El desplazamiento en el último entrepiso cuando aparece la primera rótula plástica en el marco 2x (desplazamiento de fluencia) es:

3.9059 cms para el incremento de 3.3071 y

3.9332 cms para el incremento de 3.3283

Interpolando para el valor de incremento 3.3209 tenemos que el desplazamiento de fluencia es  $dy = 3.924$  cms.

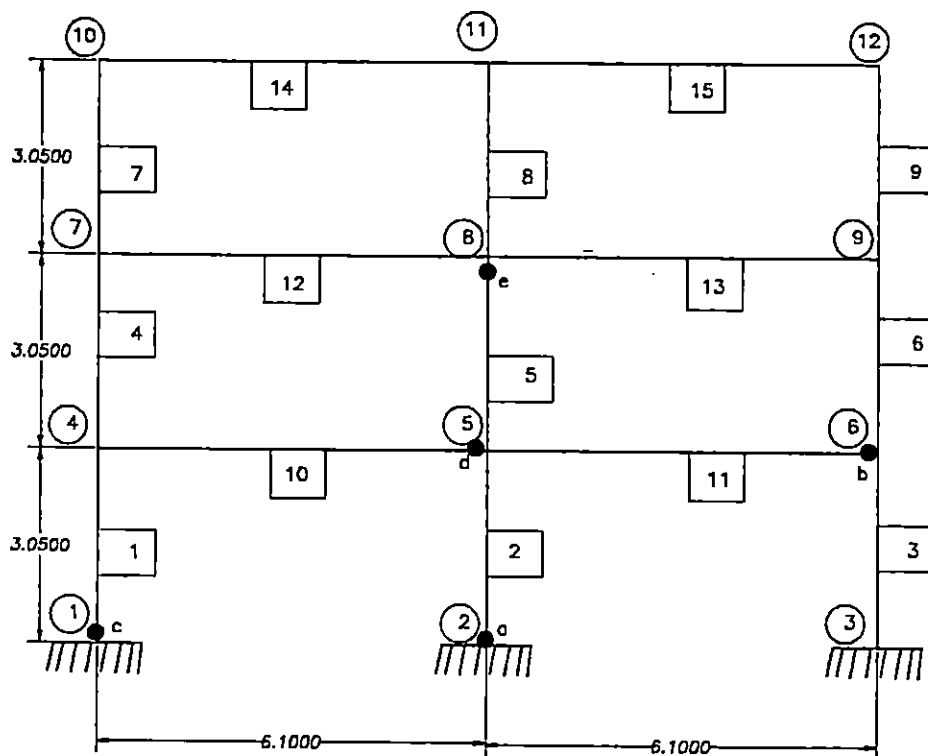
ANALISIS ESTATICO PUSH-OVER  
MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS DEL MARCO 2 EN LA DIRECCION X-X



DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA = 3.824 cms  
DESPLAZAMIENTO DE COLAPSO = 7.483 cms  
DUCTILIDAD GLOBAL = 1.908  
RESISTENCIA = 3.838



ANALISIS DE COLAPSO( PUSH-OVER )  
 MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS  
 MARCO EJE 3 DIRECCION Y-Y



DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA= 5.34 cms

DESPLAZAMIENTO DE COLAPSO= 11.65 cms

DUCTILIDAD GLOBAL= 2.18

RESISTENCIA= 10.205

Cuando se tiene un incremento de 3.8383 la deriva de entrepiso a sido excedida por lo que se ha presentado un mecanismo de falla o colapso

El valor de la deriva de entrepiso para este incremento de carga es  $\Delta=4.7914\text{cms} > 4.575\text{cms}$

El desplazamiento cuando se alcanza el colapso es  $du=7.4829\text{cms}$

Por lo que la resistencia ( $\alpha_{ult}$ ) del marco 2x es:

$$\alpha_{ult}=3.8383$$

y la ductilidad global es :

$$Dg = \frac{du}{dy} = \frac{7.4829\text{cms}}{3.924\text{cms}} = 1.906$$

#### 4.5 Ductilidad local demandada, ofrecida y el balance de ductilidad [10]

El parámetro de medición de daños en los diferentes elementos estructurales fue el Balance de Ductilidad, el cual se define como la diferencia existente entre la Ductilidad Ofrecida y la Ductilidad demandada en cada extremo del elemento. La Ductilidad ofrecida se define como la capacidad de disipar energía sísmica y de aceptar deformaciones post-elásticas sin perdida sustancial de resistencia que posee un elemento por sus características geométricas propias; mientras que la ductilidad demandada sería aquella que presenta el elemento ante la acción de cargas cíclicas, como sería en éste caso las fuerzas sísmicas. Por lo tanto un Balance de Ductilidad

(BD) negativo representaría daños irreversibles en el elemento; mientras que un BD positivo significaría que el elemento todavía presenta reservas que le permiten resistir la acción de las cargas actuantes.

Las diferentes ductilidades se obtuvieron como la división de la rotación máxima que alcanza el elemento entre su rotación al momento de alcanzar la fluencia. La rotación de fluencia se obtuvo de la fórmula:

$$\theta = [\phi] * [h/2] \quad \phi = \text{Curvatura de fluencia (1/cm)}$$

h = Peralte total de la sección

$$\phi \cong \frac{M}{EI}$$

M = Momento de fluencia de la sección

E = Módulo de elasticidad del acero (2.03 E6 Kg/cm<sup>2</sup>)

I = Inercia de la sección

Para el cálculo de la ductilidad ofrecida la rotación máxima se definió en base a estudios experimentales anteriores, ya que no se pudo encontrar una relación momento-curvatura apropiada, que defina con seguridad el comportamiento del acero en sus diferentes etapas de carga.

Para tal efecto se presenta a continuación, un extracto del libro "Ductile Design of Steel Structures" , escrito por Michael Bruneau, Chia-Ming Uang, y Andrew Whittaker, capítulo ocho, pagina doscientos setenta y siete [11] :

“Estimaciones de las demandas de rotaciones plásticas para un marco de momento dado, se obtienen típicamente de análisis de respuestas históricas inelásticas. Dichos resultados son sensibles para modelar asunciones, y varían cuando se consideran diferentes registros de movimiento del suelo. La cantidad de energía plástica disipada por las vigas, zona del panel y columnas, será también una función de la filosofía de diseño adoptada.

Por tales razones, las expectativas generales acerca de las demandas de rotaciones plásticas para marcos de momento están basadas en síntesis de observaciones de estudios analíticos anteriores. Antes del terremoto de Northridge, las máximas rotaciones plásticas esperadas en vigas ( en ausencia de las deformaciones plásticas de la zona del panel ), se estimaban en 0.02 radianes, aunque algunos estudios reportaron valores tan altos como 0.025 radianes. Pequeñas demandas de rotaciones plásticas son obviamente esperadas en marcos flexibles cuyo diseño es de acuerdo a las limitaciones de deriva especificados en los códigos respectivos.

Después del terremoto de Northridge, la capacidad a rotación plástica requerida en las conexiones fue incrementada a 0.03 radianes para construcciones nuevas y 0.025 radianes para modificaciones post-sismicas de edificios existentes. Esta rotación fue un valor de consenso desarrollado de acuerdo al sismo, basado en análisis de marcos de momento apegados a los códigos, utilizando registros históricos del movimiento del suelo durante el terremoto.”

De acuerdo a lo anterior, se decidió tomar el valor de 0.02 radianes como rotación máxima esperada en las secciones “W” utilizadas en el país para la construcción; tomando en cuenta que algunos parámetros como la buena calidad de la mano de obra, efectiva supervisión estructural, estricta supervisión de la calidad de los

materiales y su manejo, no se cumplen a cabalidad; lo cual hace muy difícil que los elementos estructurales lleguen a desarrollar rotaciones plásticas de 0.03 radianes, tal como se ha establecido en Estados Unidos después del terremoto de Northridge de 1994.

Para la ductilidad demandada, el valor de rotación máxima se obtuvo de los resultados que proporciona el DRAIN-2DX en su archivo \*.OUT, el cual muestra una envolvente de valores de rotación para cada uno de los extremos de cada elemento.

A continuación se ejemplifica éste procedimiento con los resultados obtenidos para el marco del eje 3 dirección y-y :

TABLA 4 : CALCULO DEL BALANCE DE DUCTILIDAD EN MARCO EJE 3 DIRECCION Y-Y

DUCTILIDAD OFRECIDA (NODOS I Y J)											
SECCION	ELEMENTO	No. ELEM	E	I	M <sub>y</sub>	M <sub>u</sub>	CUR <sub>y</sub>	PERALTE	ROT <sub>y</sub>	ROT <sub>u</sub>	D <sub>o</sub>
W16X45	VIGA AZO	1,2	2.04E+03	24391.2	3021.5	2087.7	8.07E-05	40.97	0.001243928	2.00E-02	18.08
W16X50	VIGA 1Y2	3,4,5,6	2.04E+03	27429.7	3368.5	2288.74	6.02E-05	41.30	0.00124236	2.00E-02	18.10
W14X82	COL	1,2,3,4,5,6,7,8,9	2040	36711.6	5112.1	5179.14	6.83E-05	38.34	0.001240283	2.00E-02	18.13

DUCTILIDAD DEMANDADA									
SECCION	ELEMENTO	No. ELEM	NODO I			NODO J			D <sub>d</sub>
			ROT <sub>y</sub>	ROT <sub>u</sub>	D <sub>d</sub>	ROT <sub>y</sub>	ROT <sub>u</sub>	D <sub>d</sub>	
W16X45	VIGA AZO	1	0.00E+00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00	
		2	0.00E+00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00	
W16X50	VIGA 1Y2	3	0.00E+00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00	
		4	2.82E-05	1.99E-04	7.06	2.72E-04	1.29E-03	4.74	
		5	7.85E-04	4.37E-03	5.57	5.36E-04	2.62E-03	4.89	
		6	5.36E-04	2.62E-03	4.89	7.86E-04	4.37E-03	5.56	
W14X82	COL	1	0.00E+00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00	
		2	0.00E+00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00	
		3	0.00E+00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00	
		4	0.00E+00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00	
		5	0.00E+00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00	
		6	0.00E+00	0.00E+00	0.00	0.00E+00	0.00E+00	0.00	
		7	0.00E+00	0.00E+00	0.00	1.19E-04	1.56E-03	13.13	
		8	0.00E+00	0.00E+00	0.00	3.69E-04	5.56E-03	18.07	
		9	0.00E+00	0.00E+00	0.00	1.21E-04	1.56E-03	12.92	

Unidades :

Momento (Ton.cm)  
 E (Ton/cm<sup>2</sup>)  
 I (cm<sup>4</sup>)  
 Peralte (cm)  
 curvatura (1/cm)  
 Rotación (rad)

Valor de rotacion máximo : 0.02 rad

CUADRO COMPARACION									
ELEMENTO	SECCION	No. ELEM	nodo i			nodo j			Balance
			Duct. Ofrec.	Duct. Dem	Balance	Duct. Ofrec.	Duct. Dem	Balance	
VIGAS		1 W16X45	16.08	0.00	16.08	16.08	0.00	16.08	
		2 W16X45	16.08	0.00	16.08	16.08	0.00	16.08	
		3 W16X50	16.10	0.00	16.10	16.10	0.00	16.10	
		4 W16X50	16.10	7.06	9.04	16.10	4.74	11.38	
		5 W16X50	16.10	5.57	10.53	16.10	4.89	11.21	
		6 W16X50	16.10	4.89	11.21	16.10	5.56	10.54	
COLUMNAS		1	16.13	0.00	16.13	16.13	0.00	16.13	
		2	16.13	0.00	16.13	16.13	0.00	16.13	
		3	16.13	0.00	16.13	16.13	0.00	16.13	
		4 W14X82	16.13	0.00	16.13	16.13	0.00	16.13	
		5	16.13	0.00	16.13	16.13	0.00	16.13	
		6	16.13	0.00	16.13	16.13	0.00	16.13	
		7	16.13	0.00	16.13	16.13	13.13	3.00	
		8	16.13	0.00	16.13	16.13	15.07	1.06	
		9	16.13	0.00	16.13	16.13	12.92	3.21	

Como se puede ver en los resultados de la tabla no se obtuvo ningun balance de ductilidad negativo.

## **CAPITULO 5**

### **MARCO TEORICO**

#### **5.1 Estado del Arte de la Resistencia y la Ductilidad a nivel mundial**

La filosofía ampliamente aceptada de límites de estado para diseño sísmico considera al menos dos límites asociados con diferentes niveles de excitación sísmica: el estado límite de servicio para sismos moderados y el estado límite último para movimientos sísmicos severos. Las provisiones de diseño sísmico para edificios en Norteamérica y Japón son usadas para demostrar como esos dos límites de estado son implementados.

##### **5.1.1 Filosofía de los estados límites [11]**

La filosofía de estado límite de las provisiones sísmicas modernas es adecuadamente descrita por el criterio de funcionamiento expresado por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) dentro de los Requerimientos de Fuerza Lateral Recomendada (SEAOC 1990). Las estructuras diseñadas de acuerdo a éstas recomendaciones deben, por lo general, ser capaces de :

- Resistir niveles menores de movimientos sísmicos sin daño alguno.
- Resistir moderados niveles de movimientos sísmicos sin daños estructurales , pero con posibles daños secundarios.
- Resistir niveles superiores de movimientos sísmicos .

Se pueden alcanzar los primeros dos niveles de comportamiento, que conforman el llamado

Estado límite de servicio, mediante:

- Definir el nivel de moderado movimiento sísmico.
- Limitando esfuerzos y fuerzas internas en miembros estructurales.
- Limitando la deriva de entrepiso, definida con la razón entre el desplazamiento relativo entre niveles consecutivos, y la altura de entrepiso.

El tercer nivel de comportamiento, el cual a menudo es llamado Estado Límite de Resistencia,

Puede ser alcanzado mediante:

- Definir el nivel de movimiento sísmico severo.
- Proveer suficiente resistencia, ductilidad y capacidad de deformación, a los elementos del sistema sismo-resistente; además de proveer capacidad de deformación a sistemas resistentes a cargas de gravedad.
- Limitar la máxima deriva de entrepiso para asegurarse que se mantenga la integridad estructural y la estabilidad.



### **5.1.2 Perspectivas Históricas acerca de los factores de reducción de fuerzas sísmicas [11]**

Aunque es muy probable que se den cambios considerables en la práctica del diseño sísmico en los próximos 10 años, es instructivo y apropiado proveer una base histórica de los factores de reducción de carga  $R$ . Los valores asignados para estos factores por los códigos, para varios tipos de sistemas estructurales no fueron obtenidos por análisis y experimentos rigurosos, sino más bien por el consenso de expertos ingenieros.

Los primeros requerimientos de diseño en Norte América que intentaban prevenir el colapso de edificios durante terremotos se origina en California. Interesantemente, después de que un terremoto fuerte afectó San Francisco en 1906, se procedió a la reconstrucción de la ciudad devastada con un código de construcción actualizado que requería la consideración de una fuerza por viento 30 libras por pie<sup>2</sup> (1.44 kPa) para el diseño de nuevos edificios (Bronson 1986). Ninguna cláusula específica de diseño sismo resistente fue presentada. Dado que muchos códigos de construcción en ese tiempo no tenían requerimientos para la resistencia del viento (tal como el código de la ciudad de Los Angeles en el cual la presión del viento no se consideraba en el diseño hasta 1924), se esperaba que el nuevo y "estricto" requisito de la presión del viento, se aplicaría tanto a los efectos del viento como de los terremotos.

El UBC de 1927 presentó el primer requerimiento sísmico en Norteamérica en parte como respuesta al terremoto de Santa Barbara de 1925. Proponía que una carga puntual horizontal, igual al 7.5 a 10 por ciento (dependiendo del tipo de suelo) de la

suma de las cargas muerta y viva total, se considerará para tomar en cuenta los efectos de un terremoto.

Suelos duros / roca:  $F = CW = 0.075W$

Suelos suaves:  $F = CW = 0.10W$

donde C es un coeficiente sísmico. No se encuentra justificación alguna para estos valores de C, pero lo más probable es que reflejaban el consenso de la comunidad de ingenieros. Interesantemente, en 1932, el Dr. Kyoji Suyehiro de Japón visitó California y reporto en una serie de conferencias que los edificios diseñados usando un valor de C igual a 0.10 en Japón, resistieron el trágico terremoto de Kanto en Tokio, de magnitud 8.2 en la escala de Richter, en el cual murieron 140,000 personas.

Provisiones sismo resistentes en los códigos de diseño Norteamericanos se implementaron luego del terremoto de Long Beach de 1933, de magnitud 6.3 en la escala de Richter. Dicho terremoto produjo un daño en Long Beach y sus comunidades aledañas de más de 42 millones de dólares en aquél tiempo (unos 400 millones en 1995), y los muertos sobrepasaron los 120. Fue significativo que un gran número de los edificios que se dañaron, eran escuelas, y que el número total de muertos y heridos habría sido, sin duda, considerablemente más alto si este terremoto no hubiera ocurrido a las 5:54 PM., cuando las escuelas estaban vacías. Sin embargo, esta pérdida económica y física proporcionó los incentivos políticos necesarios para implementar las primeras regulaciones obligatorias de diseño sismo resistente. La Legislación del estado de California aprobó decretos: El primero requería que todos los edificios en California se diseñaran para resistir una fuerza lateral igual al 2 por ciento de su peso total, y el ultimo decreto mandaba que las escuelas publicas se diseñaran

para resistir una fuerza similar igual al 2 a 10 por ciento de la carga muerta más una fracción de la carga viva; la magnitud de la fuerza lateral de diseño dependía del tipo de edificio y de la condición del suelo. Al mismo tiempo, una orden de construcción de Los Angeles se publicó pidiendo que se usará, el 8 por ciento de la suma de la carga muerta más la mitad de la carga viva, como la fuerza lateral de diseño.

Una vez los investigadores presentaron las diferencias entre las respuestas estáticas y dinámicas de las estructuras, mostrando que las fuerzas inducidas sísmicamente en un edificio flexible (alto), son típicamente menores que aquellas en edificios rígidos (bajos), se desarrollaron ecuaciones empíricas simplificadas para realizar cálculos a mano y para intentar capturar este comportamiento dinámico observado.

El código de construcción de Los Angeles de 1943 fue el primero en presentar un coeficiente sísmico y una distribución de fuerza lateral que indirectamente reflejaba la flexibilidad del edificio. Las fuerzas laterales se calculaban con la ecuación  $V = CW$ , donde  $V$  era el cortante del piso y  $W$  el peso total del edificio arriba del piso en consideración. El coeficiente sísmico se calculaba así:

$$C = 0.60/(N+4.5)$$

donde  $N$  es el número de pisos arriba del piso en consideración. Esta fórmula fue ligeramente modificada (SEAOC 1980), cuando en 1959 se removió la restricción de altura de 13 niveles establecida en Los Angeles en 1943.

Los años 50 vieron la introducción en la ecuación de la fuerza lateral el coeficiente numérico  $K$ , que intentaba reflejar el rendimiento sísmico relativo de varios tipos de sistemas estructurales y una consideración más refinada de la flexibilidad de

edificios a través del cálculo del período fundamental de vibración  $T$ , del edificio en la dirección considerada. La expresión genérica para el cortante basal era:

$$V = CW$$

donde:

$$C = 0.05/T^{1/3}, \text{ y } T = 0.05H/D^{1/2}$$

donde  $V$  es el cortante basal,  $W$  es la carga muerta total,  $H$  es la altura del edificio y  $D$  la dimensión (en pies) del edificio en la dirección paralela a las fuerzas aplicadas. La distribución del cortante basal a lo largo de la altura del edificio se definió como un triángulo invertido. A los tipos de construcciones en que se observó un mejor comportamiento en terremotos pasados se les asignaron valores bajos de  $K$ , mientras que a aquellos que no rindieron tan bien como se esperaba se les asignaron valores altos de  $K$ . Edificios con marcos espaciales dúctiles resistentes a fuerzas sísmicas fueron diseñados con  $K = 0.67$ . A edificios con sistemas estructurales duales se les asignó un valor de  $K = 0.8$ ; El valor de  $K$  para sistemas de paredes fue fijado como 1.33, y a los edificios con sistemas de marcos que no sean los especificados anteriormente, se les asignó un valor de  $K$  igual a 1.00 (SEAOC 1959). Con el tiempo, la ecuación se desarrolló ligeramente hasta incluir un factor de importancia  $I$ , (igual a 1.0 para edificios comunes), un factor sísmico de zona  $Z$  (igual a 1.0 en las zonas sísmicas más severas), y un factor de la condición del suelo que variaba entre 1.0 y 1.5, dependiendo de las condiciones del sitio. La magnitud del cortante basal se incrementó en 1974, después del terremoto de San Fernando de 1971, ya que muchos pensaron que era demasiado bajo. Esto fue realizado cambiando el coeficiente sísmico al siguiente:

$$C = 1/(15T^{1/2})$$

La descripción detallada del significado de cada uno de los factores mencionados y la forma de calcularlos, así como la descripción de varios cambios que ocurrieron en los códigos sísmicos en los años 60's, 70's están disponibles en varias fuentes (SEAOC 1980, Green 1981, ATC 1995b). Sin embargo es de suma importancia apreciar los valores numéricos para K que se presentaron en los Requerimientos de Fuerza Lateral Recomendados de la SEAOC en 1959 (que eventualmente se tomaron en otros códigos alrededor del mundo) se basaban en gran medida en juicios, que reflejaban el consenso de los miembros del comité del código SEAOC (el cual consiste en expertos profesionales y académicos del diseño estructural).

Un cambio fundamental en el formato de la ecuación del cortante basal fue propuesta en 1978 con la publicación del reporte ATC-3-06 (ATC 1978) "Provisiones Tentativas para el Desarrollo de Regulaciones Sísmicas para Edificios". Ese documento, preparado por grupos de expertos multidisciplinarios de tareas, propuso nuevas y comprensibles provisiones sísmicas que presentaban muchos conceptos innovadores, dentro de los cuales estaban las nuevas ecuaciones para los coeficientes sísmicos presentados a continuación:

$$C_{eu} = 1.2C_v/T^{2/3} \leq 2.5C_z, \quad C_s = C_{eu}/R = 1.2C_v/RT^{2/3} \leq 2.5C_a/R$$

donde  $C_v$  y  $C_a$  son coeficientes sísmicos basados en el perfil del suelo y la velocidad máxima efectiva o la aceleración máxima efectiva respectivamente, y  $T$  es el periodo fundamental de vibración. El coeficiente del cortante basal inelástico de diseño sísmico  $C_s$ , se reduce del nivel elástico  $C_{eu}$ , por un factor de reducción de fuerza sísmica (o factor de modificación de respuesta),  $R$ , para considerar la ductilidad y sobre resistencia (reservas de resistencia) estructural.

Los autores del ATC-3-06 escogieron no cambiar sustancialmente los niveles de fuerza requeridos, sino más bien concentrarse en proporcionar un detallado dúctil. Este fue un cambio que esencialmente promovió el detallado dúctil como una consideración importante en el diseño.

### 5.1.3 Procedimientos de Diseño Sísmico en Códigos Modernos [11]

#### 5.1.3.1 Ley Estándar para Edificaciones de Japón (BSL) :

Este reglamento presenta dos niveles de procedimientos de diseño. Los diseñadores deben de considerar los requerimientos de estado límite de servicio para sismos moderados asociados con el nivel 1 de diseño y los requerimientos para estado límite de resistencia para sismos severos asociados con el nivel 2 de diseño.

- **Nivel 1 de diseño:** En Japón, el movimiento sísmico moderado corresponde a aceleración pico entre 0.07g y 0.10g . El estado límite de servicio del BSL requiere que un edificio regular permanezca en el rango elástico cuando está sujeto a fuerzas sísmicas laterales asociadas con un coeficiente de cortante basal,  $C_w$ :

$$C_w = 0.2ZR_t$$

Donde  $ZR_t$  representa el espectro de diseño elástico para movimiento sísmicos severos. Para controlar los daños no estructurales, la máxima deriva de entrepiso se limita a 0.5% de la altura de entrepiso. Para evitar daños estructurales, el máximo esfuerzo de diseño permitido es limitado a aproximadamente el 90% del esfuerzo de fluencia. Debido a que se espera que la estructura se mantenga en un rango elástico, la ductilidad no es considerada dentro de las revisiones del estado límite de servicio.

- **Nivel 2 de diseño** : se asume que un sismo severo tiene una aceleración pico entre 0.34g y 0.4g . El coeficiente de cortante basal ,  $C_y$ , es medido como:

$$C_y = (D_s)(Z)(R_t)$$

Donde  $D_s$  es un factor de características estructurales que toma en cuenta la capacidad de disipación de energía (ductilidad) de la estructura. Para edificios de estructuras de acero, el valor de  $D_s$  se encuentra en un rango de 0.25 para sistemas dúctiles y 0.50 para sistemas no dúctiles.

En resumen, el nivel de fuerza  $C_w$  es usado para diseños con estado límite de servicio, y  $C_y$  para diseños con el estado límite de resistencia. Para edificios que satisfacen ciertas limitaciones de altura y requerimientos de regularidad, un nivel de diseño puede ser usado como procedimiento aceptable.

#### **5.1.3.2 Provisiones recomendadas por el NEHRP (National Earthquake Hazard Reduction Program):**

Las provisiones recomendadas en 1994 por el NEHRP son presentadas para diseño por resistencia y no para diseño por esfuerzos de trabajo. Los principales requerimientos para los chequeos del estado límite de resistencia se resumen a continuación:

- El sismo severo de diseño se caracteriza por un espectro de diseño elástico, de la siguiente forma

$$C_{eu} = \frac{1.2C_v}{T^{\frac{2}{3}}} \leq 2.5C_a$$

Donde  $C_v$  y  $C_a$  son coeficientes sísmicos basados en el perfil de suelo y la velocidad pico efectiva o la aceleración pico efectiva, respectivamente, y  $T$  es el período fundamental de vibración.

- El coeficiente de cortante basal para diseño sísmico inelástico,  $C_s$ , es reducido del nivel elástico,  $C_{eu}$ , por un factor de reducción sísmico,  $R$ , que toma en cuenta la ductilidad y las reservas de resistencia:

$$C_s = \frac{C_{eu}}{R} = \frac{1.2C_v}{RT^{\frac{2}{3}}} \leq \frac{2.5C_a}{R}$$

Los pasos del diseño se calculan mediante fuerzas laterales impuestas, que corresponden a  $C_s$  en un modelo matemático linealmente elástico de el edificio en cuestión.

- Los máximos desplazamientos inelásticos se calculan de la siguiente forma:

$$\Delta_{max} = C_d * \Delta_s$$

Donde  $\Delta_s$  corresponde al desplazamiento elástico producto de la aplicación de fuerzas laterales correspondientes a  $C_s$ , y  $C_d$  es un factor de amplificación de desplazamiento. El máximo valor de  $\Delta_{max}$  es limitado a  $0.02h$  para edificios típicos de muchos niveles ( ó  $0.01h$  para reparaciones post-sísmicas), donde  $h$  es la altura de entrepiso.

El objetivo de las provisiones recomendadas por el NEHRP es proveer seguridad durante severos movimientos sísmicos. No se especifican requerimientos de



servicio para minimizar daños estructurales y no estructurales en sismos leves o moderados.

### 5.1.3.3 Uniform Building Code (UBC) :

Las provisiones de diseño sísmico de UBC 1994 están hechas para diseño por esfuerzos de trabajo. Los principales requerimientos para el estado límite de resistencia son:

- El sismo severo de diseño se caracteriza por un espectro de diseño elástico,  $C_{eu}$ :

$$C_{eu} = \frac{1.25 * Z * I * S}{T^{\frac{2}{3}}} \leq 2.75 * Z * I$$

Donde Z es un factor de zona sísmica, I es un factor de importancia, y S es un coeficiente de suelo.

- Los pasos del diseño se calculan a través del uso de fuerzas laterales reducidas por un factor  $R_w$ :

$$C_w = \frac{C_{eu}}{R_w} = \frac{1.25 * Z * I * S}{R_w * T^{\frac{2}{3}}} \leq \frac{2.75 * Z * I}{R_w}$$

- Los máximos desplazamientos inelásticos se calculan como:

$$\Delta_{max} = \left( \frac{3R_w}{8} \right) \Delta_w$$

Donde  $\Delta_w$  representa el desplazamiento elástico debido a la aplicación de fuerzas laterales correspondientes a  $C_w$ , y  $3R_w/8$  es un factor de amplificación de desplazamiento. El  $\Delta_{max}$  es utilizado, para calcular juntas de construcción entre

edificios, estimar la máxima deriva de entrepiso, chequear la capacidad de deformación de miembros estructurales principales, chequear el efecto P-Delta, y para detallar conexiones en componentes no estructurales.

En el UBC, el valor de deriva de entrepiso producido por fuerzas laterales estáticas ha sido limitado de la siguiente forma:

- Para edificios con períodos mayores a 0.7 segundos :

$$\frac{\Delta w}{h} \leq \text{maximo}\left\{\frac{0.03}{R_w}, 0.004\right\}$$

- Para edificios con período fundamental igual o menor que 0.7 segundos:

$$\frac{\Delta w}{h} = \text{maximo}\left\{\frac{0.04}{R_w}, 0.005\right\}$$

Factores R y Cd especificados en NEHRP y factor Rw especificado en UBC				
Sistema estructural de acero	R	Rw	Cd	Cd/R
<b>Sistema de marco resistente a momento</b>				
SMRF	8	12	5.5	0.73
OMRF	4.5	6	4	0.89
<b>Sistema Dual</b>				
EBF+SMRF	8	12	4	0.5
CBF+SMRF	6	10	5	0.83
<b>Sistema de marco de edificio</b>				
EBF	8	10	4	0.5
CBF	5	8	4.5	0.9
<b>Sistema resistente a base de paredes</b>				
CBF	4	6	3.5	0.88
paredes enmarcadas con tableros a cortante	6.5	8	4	0.62
<b>Estructuras de pendulo invertido</b>				
SMRF	2.5	3	2.5	1
OMRF	1.25	3	1.25	1

SMRF: marco especial resistente a momento  
OMRF: marco ordinario resistente a momento  
EBF: marco arriostrado excéntricamente  
CBF: marco arriostrado concéntricamente

Tabla 1

#### 5.1.3.4 National Building Code of Canada (NBCC):

Las provisiones de diseño sísmico son dadas para diseño por resistencia. Los principales requerimientos para el estado límite de resistencia son los siguientes:

- El sismo severo de diseño se caracteriza por un espectro de diseño elástico,  $C_{eu}$  :

$$C_{eu} = vSIF$$

Donde  $v$  es la velocidad horizontal , expresada en razón de 1m/s;  $S$  es un factor de respuesta sísmica período-dependiente ;  $I$  es un factor de importancia sísmica, y  $F$  es un factor de fundación.

- La fuerza sísmica de diseño prescrita es reducida de  $C_{eu}$  por dos factores:

$$C_s = \frac{C_{eu}}{\left(\frac{R}{U}\right)}$$

Donde  $R$  es el factor de modificación de fuerza que refleja la capacidad de una estructura de disipar energía a través de comportamiento inelástico, y  $U$  ( $=0.6$ ) es un factor de calibración, ".....representando un nivel de protección basado en la experiencia..." (NBCC 1990).

- Los máximos desplazamientos se calculan así:

$$\Delta_{max} = R * \Delta_s$$

Donde  $\Delta_s$  representa los desplazamientos producidos por las fuerzas de diseño sísmico, actuando en un modelo lineal elástico de el edificio. Los valores de  $\Delta_{max}$  son limitados a  $0.02h$  ( ó  $0.01h$  para edificaciones post-sísmicas).

Valores Típicos de R para estructuras de acero (NBCC 1990)	
Sistema estructural de acero	R
1. Sistema de marco resistente a momento	
a) Marco dúctil (SMRF)	4.0
b) Marco con ductilidad nominal (OMRF)	3.0
2. Marcos arriostrados	
a) marco dúctil arriostrado-EBF(EBF)	3.5
b) marco dúctil arriostrado-CBF(SCBF)	3.0
c) marco arriostrado con ductilidad nominal (CBF)	2.0
3. Otros	1.5

**Tabla 2**

#### 5.1.4 Comparación entre los factores de reducción de Fuerza Sísmica [11]

Los valores numéricos asignados a idénticos sistemas estructurales varían significativamente. Por ejemplo, para marcos dúctiles resistentes a momentos de acero, el valor  $1/D_s$  en el BSL es 4, el valor de R en NEHRP es 8, y el valor de R en NBCC es 4.

En Estados Unidos, el factor de ductilidad y el factor de resistencia estructural, no son especificados; sin embargo, se utilizan valores empíricos de R para reducir la demanda de fuerza sísmica elástica a nivel de diseño. El BSL de Japón especifica un factor  $D_s$  relacionado con  $R_u (=1/D_s)$ , con lo cual se puede calcular el factor de resistencia. El NBCC especifica valores de  $R_u$ , para cada sistema estructural, y un solo valor de resistencia de 1.67, para todos los sistemas resistentes a carga lateral.

### 5.1.5 Comparación entre los requerimientos de estado límite de servicio [11]

Tanto el NEHRP como el NBCC consideran el estado límite de servicio para sismos moderados. El BSL de Japón considera el estado límite de servicio en el nivel 1 de diseño ; y tanto las fuerzas de diseño sísmicas como las limitaciones de deriva de entrepiso son independientes de los factores relacionados con la ductilidad del edificio. Sin embargo, el UBC considera un solo nivel de diseño para movimientos sísmico severos, lo cual resulta bastante interesante desde el punto de vista que los valores límites de deriva de entrepiso son significativamente menores a los planteados por el NEHRP y NBCC, los cuales poseen valores cercanos a los límites de deriva de entrepiso del nivel 1 de diseño del BSL.. La mayor diferencia entre los límites de deriva de entrepiso planteados por el UBC y el BSL es que los valores del UBC dependen de  $R_w$ . Aunque el UBC no contiene explícitamente provisiones de diseño para el estado límite de servicio, los valores límites de deriva de entrepiso que propone han sido interpretado por algunos (Uang y Bertero 1991) como representativos de haber alcanzado el estado límite de servicio para movimientos sísmicos moderados. Sin embargo, ésta aproximación no siempre satisface el segundo requerimiento del estado límite de servicio, el cual es el de minimizar los daños estructurales en sismos moderados al controlar las fuerzas en los miembros o los esfuerzos. Lo anterior se observa claramente en movimientos sísmicas leves, de aproximadamente 1/6 a 1/8 de intensidad de un movimiento severo, en los cuales se pueden desarrollar excesiva fluencia en elementos estructurales de sistemas dúctiles diseñados utilizando grandes valores de  $R_w$ .

### 5.1.6 Perspectivas futuras [11]

Es bien conocido que una estructura diseñada y estructurada propiamente para fuerzas sísmicas significativamente menores a las necesarias para asegurar una respuesta elástica puede sobrevivir a un movimiento sísmico fuerte sin colapsar. La ductilidad y resistencia estructural permiten realizar diseños basados en fuerzas menores que las fuerzas elásticas. Los métodos para mejorar la ductilidad de elementos estructurales de diferentes materiales están bien desarrollados, y las reglas de reducción de fuerzas sísmicas en sistemas de un solo grado de libertad tomando en cuenta la ductilidad, también han sido bastante estudiados.

Aunque la contribución de la resistencia estructural fue conocida en las publicaciones de los primeros Requerimientos para Fuerzas Laterales de la SEAOC, no fue hasta principios de los 80's que el tema de la resistencia estructural fue estudiada en detalle. A través de una serie de pruebas con sismos simulados por Bertero (1986) y otros, tanto en marcos de concreto reforzado como de acero, se concluyó que la resistencia estructural era necesaria en los edificios modernos para sobrevivir ante movimientos sísmicos severos, y donde el factor de modificación de respuesta podría ser expresado como el producto del factor de resistencia estructural ( $R_s$ ) y el factor de ductilidad global del sistema ( $R_u$ ) (Uang y Bertero 1986).

Fischinger y Fajfar (1990) reportaron valores de  $R_s$  entre 1.4 y 2.8 para marcos de concreto reforzado resistentes a momento y sistema duales de paredes de cortante y marcos resistentes a momento, diseñados de acuerdo a las provisiones

recomendadas por NEHRP en 1988; aunque la resistencia estructural se mantuvo cerca de 1.0 para edificios de concreto reforzado con sistemas de paredes de cortante

Osteraas y Krawinkler (1990) estudiaron la resistencia estructural en sistemas con marcos de acero diseñados de acuerdo a las provisiones de diseño mediante esfuerzos de trabajo del UBC. Ellos observaron que los marcos perimetrales poseen resistencias menores que los marcos internos, debido a que los efectos de las cargas gravitacionales actuantes no ejercen un impacto significativo en el diseño de los marcos perimetrales. Uang (1991) reportó valores de resistencia entre 2 y 3 para marcos resistentes a momentos de 4 a 12 niveles de altura. Jain y Navin (1995) reportaron la influencia significativa de los factores de zona en la obtención de valores de resistencia estructural.

Recientemente el reporte ATC-19 (1995), propuso que  $R$  fuera calculado como  $R=(R_s)(R_u)(R_r)$ ; donde  $R_r$  se define como un factor de redundancia. Independientemente un subcomité ad hoc del Comité de Sismología de la SEAOC fue establecido a finales de 1993 para desarrollar un nuevo código de diseño sobre resistencia. Algunos cambios significativos y conceptos nuevos fueron propuestos por el comité, incluyendo la introducción de  $R_o$  para resistencia estructural y  $R_d$  para reducción por ductilidad; un factor de resistencia estructural ( $\Omega_o$ ) fue introducido para reemplazar  $3R_w/8$ ; un factor de redundancia o confiabilidad,  $\rho$ ; y un nuevo factor de amplificación de desplazamientos que sustituyera a  $3R_w/8$ . Estas provisiones fueron publicadas en un apéndice de la Recommended Lateral Force Requirements and Commentary (SEAOC 1996).



Para diseño por resistencia , la fuerza de diseño sísmico, E, se calcula así:

$$E = \rho E_h + E_v$$

$$\text{Donde: } \rho = 2 - \frac{20}{r_{max} \sqrt{A_b}} \quad E_v = 0.5(C_a)(I)(D)$$

$$E_h = \frac{C_v * W}{RT} \leq \frac{2.5 C_a * W}{R} \quad R = \frac{R_d * R_o}{I}$$

En las ecuaciones anteriores  $r_{max}$  es la máxima razón del cortante correspondiente a un elemento del entrepiso al cortante total del entrepiso en cuestión (el entrepiso debe corresponder a la mitad de abajo del edificio).  $A_b$  es el área de suelo cubierta en  $\text{pie}^2$ ,  $C_a$  y  $C_v$  son coeficientes sísmicos dependientes de la zona sísmica y del perfil de suelo,  $I$  es el factor de importancia,  $D$  es el factor de carga muerta.  $R_d$  y  $R_o$  son coeficientes numéricos que representan la ductilidad global y la resistencia del sistema resistente a carga lateral, respectivamente.

Para estimar la máxima deriva de entrepiso ( $\Delta m$ ), la deriva de entrepiso elástica ( $\Delta s$ ) es amplificada de la siguiente forma:

$$\Delta_{max} = 0.7 * R_d * R_o * \Delta_s$$

El máximo valor de  $\Delta_{max}$  es limitado a 0.025 de la altura de entrepiso para  $T < 0.7$  segs., y 0.02 de lo contrario.

También el Comité de Actualización de Provisiones del NEHRP introdujo algunos cambios en sus Provisiones Recomendadas. Esta actividad inició en 1995. Se decidió no incluir el valor de R en las Provisiones recomendadas de 1997, y el valor del amplificador de fuerza  $2R/5$ , fue reemplazado por un sistema de factor de resistencia ( $\Omega_0$ ). Los valores de  $C_d/R$  que se plantean en Provisiones Recomendadas del NEHRP 1994 son significativamente mayores que el valor de  $3/8$  utilizado por el UBC 94, cuando esos valores son menores que 0.7. Sin embargo el Comité decidió no cambiar los valores de  $C_d$  para la Provisiones Recomendadas de 1997.

- Cambios del UBC 94 al UBC 97:

Se espera que los cambios significativos en la edición del UBC 1997 respecto al de 1994, influyan en los códigos sísmicos del resto del mundo especialmente en la parte del diseño de edificios altos.

Los códigos de construcción legales dentro de los Estados Unidos se basan en uno de los tres códigos modelos: El UBC (Uniform Building Code), BOCA (Building Officials and Code Administrators) y el SBC (Standard Building Code). Las provisiones de diseño sísmico del UBC se han basado hasta la fecha en las recomendaciones del llamado "Blue Book" de la SEAOC (Recommended Lateral Force Requirements, Structural Engineers Association of California). Los requerimientos sísmicos de los otros dos códigos se han basado, en tiempos recientes, en las provisiones recomendadas por la NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Programs).

Aunque los cambios en el UBC del año 1997 respecto al año 1994 son muchos y de un impacto de largo alcance, la edición de las provisiones del NEHRP de 1997, van muchos pasos adelante en muchas formas, y se constituirán en la base de las provisiones sísmicas del Código Internacional de Construcción, el cual se espera que reemplace los tres códigos modelos de los Estados Unidos para el año 2000.

Los siguientes, son los cambios más significativos del UBC desde 1994 a 1997:

- a. Las fuerzas de diseño se dan a nivel de resistencia, en lugar de nivel de servicio, lo cual a su vez, obviamente cambia las combinaciones de carga de diseño.
- b. El efecto sísmico considerado en el diseño incluye ahora los efectos resultantes de la componente vertical de los sismos registrados.
- c. Un factor de redundancia es ahora incorporado en las combinaciones de carga de diseño, lo cual incrementa las fuerzas de diseño para estructuras menos redundantes.
- d. Un factor de sobrerresistencia  $\Omega_0$ , distinto al factor de modificación de respuesta  $R$ , se presenta, y es incorporado en combinaciones de cargas de diseño especiales (aplicable, por ejemplo, a fuerzas axiales en columnas que soportan paredes de corte discontinuas). Los factores se detallan para cada sistema estructural.
- e. Hay un factor que depende de la aceleración cerca de la falla y un factor que depende de la velocidad cerca de la falla, que se presenta para estructuras situadas en la zona sísmica más crítica (zona 4), a construirse dentro de 10 km. y 15km respectivamente, de fallas activas conocidas, lo cual incrementa la fuerza de diseño sísmico para estructuras cercanas a fallas.
- f. Las clasificaciones del suelo han sido expandidas de un esquema de cuatro ( $S_1$  a  $S_4$ ) a uno de seis ( $S_A$  a  $S_F$ ). En vez de un factor de sitio, hay ahora un factor de sitio

dependiente de la aceleración y un factor de sitio dependiente de la velocidad. Ambos dependen, no solo de la clasificación de suelo como antes, sino también del riesgo sísmico del sitio de la estructura (representado por el factor de zona, Z).

- g. La fuerza de diseño sísmico ahora es inversamente proporcional al periodo fundamental de la estructura  $T$ , en lugar de  $T^{2/3}$ .
- h. En vez de un mínimo en el cortante basal de diseño, ahora hay dos mínimos. El segundo mínimo esta en consideración de pulsos de grandes desplazamientos en movimientos del suelo cerca de fallas, los cuales se observaron en el terremoto de Northridge de 1994.
- i. Cuando algunos elementos estructurales son diseñados para no formar parte del sistema resistente a fuerzas laterales, se requiere que éstos retengan su capacidad de soportar cargas gravitacionales, mientras se deforman juntamente con el sistema resistente a fuerza lateral hasta alcanzar la intensidad del sismo de diseño. Este requerimiento de compatibilidad de deformaciones ha sido revisado en el UBC 1997 en vista de las observaciones del terremoto de Northridge de 1994.
- j. Las limitaciones de deriva sísmica de entrepiso han sido actualizadas, y se ha incrementado su valor a  $0.025*H_{sx}$  para edificios con períodos menores a 0.7 segs.; y  $0.02*H_{sx}$  para edificios con período mayor a 0.7 segs.
- k. Las provisiones de análisis dinámico han sido expandidas, proponiendo requerimientos concretos para análisis dinámico lineal y no lineal.

### **5.1.7 Relación de los Códigos internacionales con la Norma Salvadoreña**

Al analizar la norma salvadoreña se puede observar una clara influencia de reglamentos de Estados Unidos, como son el UBC (Uniform Building Code) y el

NEHRP (National earthquake Hazard Reduction Program), en la mayoría de sus planteamientos.

En el caso de la Norma Técnica para Diseño por Sismo, ésta influenciada de modo significativo por el UBC 91, NEHRP RECOMMENDED PROVISIONS FOR THE DEVELOPMENT OF SEISMIC REGULATIONS FOR NEW BUILDINGS (1991) , APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (ATC 1984), RECOMMENDED LATERAL FORCE REQUIREMENTS AND COMMENTARY (SEAOC 1991). Se puede decir que de entre éstos documentos es del UBC 91 del que más se recogen conceptos importantes, tal es el caso de los conceptos de zonas sísmicas, categorías de ocupación, perfiles de suelo, sólo con una tónica diferente, tratando de acoplarlos a las características propias de nuestro país. Los aspectos de las configuraciones estructurales y los sistemas estructurales se presentan muy similares a los del UBC ; y en cuanto a los métodos de análisis sísmico, la mayor parte de los conceptos planteados por el método de fuerzas laterales estáticas de capítulo 4 , son exactamente iguales a los planteados en el UBC 91, definiendo espectros de diseño elásticos muy similares, con pequeñas diferencias en sus valores.

Los valores de R presentados por la Norma para los principales sistemas estructurales son iguales a los del UBC 91; no así los valores de límite de deriva de entrepiso, para los cuales se proponen valores diferentes, clasificados en el UBC en base al período fundamental de las estructuras analizadas, mientras en la Norma salvadoreña se hace en base a las categorías de ocupación que se han tomado.

Puede ser que la influencia más importante en el caso de las estructuras de acero, sea la incorporación de un capítulo de provisiones de diseño sísmico en la Norma Técnica

para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero, las cuales se presentan en el documento RECOMMENDED LATERAL FORCE REQUIREMENTS AND COMMENTARY (SEAOC 1990), y se amplían de una forma más completa en el UBC 94 y actualmente en el UBC 97.

No se puede realizar una comparación efectiva de la Norma salvadoreña de 1994 con los otros códigos presentados en éste documento , ya que como se puede ver, dichos códigos se presentaron en años posteriores a la elaboración de la Norma Salvadoreña, por lo cual ésta presenta muchas diferencias respecto a los planteamientos que los códigos internacionales hacen , ya que éstos últimos corresponden a estudios actualizados que se hacen periódicamente en Institutos de investigación muy desarrollados a nivel mundial. Aún así, se puede observar que los códigos expuestos en la sección 5.1 de éste documento (a excepción del UBC 94) plantean valores menores de coeficientes de reducción de fuerzas sísmicas; así mismo, el parámetro equivalente al R de nuestra Norma, se presenta en dichos códigos con valores menores, planteándose en la mayoría de ellos el valor de 4 en lugar del valor de 12 que plantea nuestra Norma para los edificios estructurados a base de marcos de acero resistentes a momento.

Del mismo modo, se presentan valores menores del factor de amplificación de desplazamientos ( $C_d$ ), como es el caso de el NEHRP, el cual propone un valor de 5.5 en lugar de 8 que propone nuestra Norma para el sistema estructural antes especificado.

En cuanto a los límites de deriva de entrepiso, códigos como el NEHRP y el NBCC difieren de nuestra Norma al plantear un solo valor límite de  $0.02 \cdot H_{sx}$ , en lugar

de los 3 tipos que plantea nuestra Norma, los cuales se clasifican según el uso que tiene la estructura, y que varían entre  $0.010 \cdot H_{sx}$ ,  $0.015 \cdot H_{sx}$ , y  $0.02 \cdot H_{sx}$ .

Dentro de los cambios adoptados por Códigos modernos, se pueden resaltar los presentados en el UBC 97, el cual para edificios de estructuras de acero a base de marcos especiales resistentes a momento, se puede notar la reducción del valor de R de 12 a 8.5 ; la inclusión de un factor de sobrerresistencia igual a 2.8 (concepto no tomado en la Norma salvadoreña), y la propuesta de tomar el límite de deriva de entrepiso de  $0.025 \cdot H_{sx}$  para edificios con período fundamental menor a 0.7 seg., y de  $0.02 \cdot H_{sx}$  para edificios con período mayor a 0.7 seg.

### **5.1.8 Análisis de los terremotos de Kobe y Northridge [11]**

#### **Reseña Histórica**

Dos grandes sismos recientes, como son el de Northridge en 1994 y el de Hyogo-Ken Nanbu (Kobe) , pusieron en evidencia algunos de los modos de falla hasta ahora conocidos en edificios de estructuras de acero; demostrando que a pesar de que el acero es considerado como un material dúctil, puede tener serios problemas de inestabilidad y fallas frágiles. Los daños observados en estructuras de acero bajo la acción de los sismos caen en dos categorías básicas:

#### **a) Inestabilidad**

- Pandeo local de elementos laminados con grandes razones de esbeltez ancho-espesor ( $b/t$ ).
- Pandeo total de columnas esbeltas y tirantes

- Pandeo total lateral-torsional de vigas y vigas-columnas.
- b) Falla frágil
- Fractura de conexiones soldadas
  - Falla por tensión en el área neta de conexiones emperradas
  - Fractura de placas debido a grandes deformaciones causadas por pandeo local o total.

El terremoto de Northridge del 17 de enero de 1994, tuvo una magnitud de 6.4 en la escala de Richter. La aceleración pico estuvo en el rango de 0.3g a 0.9g en la región más dañada.

El terremoto del 17 de enero de 1995 en Kobe, tuvo una magnitud de 7.2 en la escala de Richter. El epicentro fue localizado justo al oeste del centro de Kobe, a una profundidad en un rango de 5 a 15 Km. Las aceleraciones pico, estuvieron en un rango de 0.3 a 0.8g.

Los dos principales modos de falla evidenciados fueron el pandeo local y total en columnas y tirantes esbeltas, además de la fractura de conexiones soldadas.

El pandeo total en tirantes es un modo de deformación aceptable; su principal problema es que usualmente conduce a pandeo local que llevan a la fractura del acero bajo ciclos severos de deformaciones reversibles.

#### **Falla en conexiones a momento soldadas:**

Esta es el principal tipo de falla ocurrido en edificios de acero durante los terremotos de Northridge y Kobe. En la mayoría de casos, la falla ocurrió en la



conexión del patín inferior. Algunas posibles explicaciones para éste comportamiento, son:

- Una vez en servicio, la losa de entrepiso incrementa los esfuerzos en el patín inferior.
- Las imperfecciones en la soldadura son más comunes en el patín inferior que en el superior.
- Es más difícil inspeccionar la soldadura sobre cabeza debido a la presencia de la losa, por lo cual algunas fallas no pueden ser detectadas.

En muchos casos la fractura fue iniciada en la intersección de la placa de respaldo y la columna, y propagada en el patín de la columna, desprendiendo una parte del patín de la columna. En otros casos, la fractura fue iniciada en el pie de la soldadura y propagada por calor a la zona afectada en el patín de la viga.

Las fallas observadas en las secciones de la columna, pueden ser agrupadas en:

- Ruptura en la cara del patín de la columna
- Falla del patín de la columna y del alma.

La fractura en el patín de la columna puede relacionarse a condiciones de deformación en el patín, el cual en su momento es influenciado por el tamaño de la sección, el tipo de acero, el proceso de soldadura, el detalle de la conexión, y la fuerza sísmica desarrollada.

## **Estrategias de diseño para edificios nuevos luego de los sismos de Northridge y**

### **Kobe:**

Numerosas soluciones al problema de las conexiones a momento han sido propuestas. La solución más aceptada que ha sido probada, contiene dos estrategias básicas:

- Reforzar la conexión para darle mayor resistencia, utilizando sistemas de cubre placas .
- Las viga que llega a la conexión debe poseer menos rigidez que la columna (estrategia de columna fuerte-viga débil).

Ambas estrategias efectivamente colocan a la articulación plástica lejos de la cara de la columna, evitando de esa forma fallas relacionadas a la fragilidad potencial de soldaduras de penetración sujetas a condiciones de esfuerzos triaxiales. Así mismo presentan tres desventajas principales, que deben ser consideradas a la hora del diseño estructural: Incrementan el momento de la viga en la cara de la columna, por lo cual es necesario incrementar el tamaño de la columna para mantener el sistema de columna fuerte-viga débil; incrementa el desbalance de momento en la zona del panel; incrementa las demandas de rotaciones plásticas.

Anteriormente al sismo, rotaciones plásticas entre 0.02 radianes y 0.03 radianes habían sido utilizadas para evaluar el comportamiento de los diferentes tipos de conexiones. Durante los análisis realizados, se comprobó que dichos límites podían ser excedidos en edificios localizados zonas de alta sismicidad. Sin embargo, comportamientos satisfactorios pueden ser obtenidos cuando se alcanzan rotaciones plásticas de 0.03 radianes sin exhibir pérdidas de resistencia de más del 20% del

momento plástico, por el criterio aceptado en el SAC Interim Guidelines (1995). La evaluación del comportamiento de éstas conexiones, deben de hacerse de acuerdo con el protocolo de carga ATC-24 (ATC 1992).

Para éste tipo de conexiones, se asume que la articulación plástica se formará a una distancia  $db/3$  del pie de "Haunches" o "vertical ribs" , y a  $db/4$  del final de las cubre placas; donde  $db$  es el peralte de la viga, a menos que otras pruebas sugieran lo contrario.

El momento plástico en la localización de la articulación plástica, puede ser determinado como:

$$M_{pr} = \beta M_p$$

Donde  $\beta$  : coeficiente que toma en cuenta la resistencia de fluencia del material, efectos de endurecimiento por deformación e incertidumbres de modelación. SAC (1997) sugiere que dicho valor sea tomado igual a 1.2.

$M_p$  : Momento plástico de la viga.

Para asegurar la continuidad en la estrategia de diseño de columna fuerte-viga débil, se debe satisfacer la siguiente ecuación en cada junta viga-columna:

$$M_{pcr} = \sum Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \geq \sum M_c$$

Donde  $Z_c$ : módulo de sección plástica de la columna

$F_{yc}$  : esfuerzo de fluencia del material de la columna

$P_{uc}$  : resistencia a compresión pura de la columna

$A_g$  : Area gruesa de la sección transversal de la columna

**Mc** : momento en el eje de la columna definido como la sumatoria del Momento que produce el cortante actuando en el punto donde se localiza la articulación plástica más el **Mpr** obtenido anteriormente.

### **Situación de la Norma Salvadoreña respecto de las soluciones planteadas luego de los terremotos de Northridge y Kobe**

Al revisar la Norma Salvadoreña (específicamente la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero), no se puede observar una influencia directa de las recomendaciones hechas luego de las fallas observadas en los sismos de Northridge y Kobe; lo cual puede deberse principalmente a que la Norma nuestra fue elaborada tomando como base códigos y manuales de diseño estructural de años anteriores a 1994, que no planteaban alternativas de solución a la ocurrencia del tipo de fallas que se dio en dichos sismos.

Prueba de lo anterior es que la Norma Técnica para Diseño y Construcción de estructuras de Acero en sus capítulo de conexiones y de provisiones de diseño sísmico ni siquiera tocan el punto de las conexiones rígidas viga-columna a base de placas de unión, sino que plantean como conexión adecuada la unión directa del patín de la viga al patín de la columna (el cual fue el tipo de conexión que falló en los sismos de Northridge y Kobe, tal como se explicó anteriormente), lo cual se puede leer textualmente en el Apéndice A de Disposiciones Especiales para Diseño por Sismo, sección b.1, " Una unión viga – columna puede considerarse adecuada para desarrollar la resistencia a flexión de la viga si cumple las siguientes condiciones: .....

b.1) Los patines de la viga están unidos a la columna por medio de soldadura total a tope.”

El otro tipo de solución básica que se planteó luego del terremoto de Northridge, como es el la aplicación de la estrategia de diseño de columna fuerte-viga débil, aunque no se toca directamente en la Norma , si se propone en el Apéndice A , sección A.2.1.5, una ecuación para revisar las resistencias relativas viga-columna en los diferentes nudos de la estructura. La aplicación de dicha ecuación puede producir resultados satisfactorios (tal como se demuestra en la parte de cálculos en el capítulo 6 de éste documento), ya que aunque no se expresa de una forma directa , lleva implícito la estrategia de columna fuerte-viga débil , al proponer que la resistencia de la columna debe ser en todos los nudos mayor o igual que la resistencia de las viga.

#### **5.1.9 Breve Reseña Histórica sobre el sismo de San Fernando [12]**

Se han realizado estudios del sismo de San Fernando del 9 de Febrero de 1971, para un edificio de estructuras de acero de nueve niveles, realizados por el instituto de tecnología de California, el cual esta localizado en la base de las montañas San Gabriel, 26 Kilómetros al sureste de Pacoima Dam. Este sismo con una magnitud de 6.5 grados y localizado aproximadamente a 14 kilómetros al oeste del laboratorio, y una profundidad de 8 kilómetros; con latitud y longitud de 3424.67 y 11824.04 respectivamente.

El suelo de fundación de la zona es firme, de consistencia moderadamente densa y con proporciones variables de ciertos materiales. Antes de este sismo, existía una falla plana en dirección Este-Oeste, esta se consideraba activa y se extendía hasta el sistema de falla del sismo de San Fernando.

El laboratorio encargado del estudio de este sismo, y con la ayuda de ciertos instrumentos, lograron obtener algunos datos importantes tales como: La velocidad máxima, la cual se da a los 20 segundos y tiene un valor de 40 cm/seg. , la aceleración máxima con una magnitud de 1.20 veces la gravedad y un desplazamiento máximo de 40 centímetros.

El tipo de falla fue una tipo inversa en donde el bloque superior se mueve hacia arriba del bloque inferior, y la cual quebró la superficie en el área de SYLMAR en San Fernando. La superficie de ruptura total fue de 19 kilómetros de largo y su máximo deslizamiento de 2 metros.

Los daños causados por este sismo se calculan en unos 500 millones de dólares y por lo menos 65 personas fallecidas.

## CAPITULO 6

### DISEÑO Y ANALISIS SISMICO DE EDIFICIOS DE 5,10,Y 15 NIVELES

#### 6.1 Diseño de estructuras

La primera acción a realizar fue la selección de las plantas arquitectónicas a utilizar. Se escogieron 3 plantas que representaran las configuraciones que más se utilizan en nuestro país, por lo cual se tomaron 2 plantas cuadradas y una rectangular. Otro parámetro tomado en cuenta fue la relación de esbeltez entre los lados de la planta, tratando de utilizar relaciones de esbeltez que no sobrepasaran 1:4 [13]. Una vez escogidas las 3 plantas base, se decidió que para realizar un análisis adecuado, las plantas no iban a variar a medida se incrementara la altura, y así, la única variable en cuestión para medir el comportamiento de los edificios, sería su altura.

Una vez escogidas las 3 plantas a diseñar, se procedió a su estructuración, y como se puede ver en las gráficas anexas a ésta parte, se establecieron 3 planteamientos de estructuración, las cuales se diseñaron siguiendo el procedimiento básico que a continuación se detalla:

Teniendo en cuenta toda la información requerida de la estructura a analizar, se procedió a su diseño. Primeramente, se modeló la estructura mediante el programa ETABS, tomando en cuenta para ello todos los parámetros gravitacionales y sísmico requeridos para definir completamente la estructura en el programa.

Para iniciar la modelación se realizó un predimensionamiento de vigas y columnas, mediante ecuaciones empíricas basadas en la geometría de la estructura:

Para vigas:

$$peralte = \frac{claro}{18}$$

Para columnas: Inercia de columna = 1.5 (Inercia de viga)

Es así que se establecieron las siguientes secciones tentativas:

Vigas en azotea: W16X26

Vigas en pisos intermedios: W16X67

Columnas: W14X53

Una vez modelada y analizada la estructura mediante ETABS, se hizo uso del post-procesador STEELER para estructuras de acero; el cual fue preparado de tal forma que en el diseño se utilizara el método LRFD-AISC. Es de hacer notar que anteriormente en la modelación de la estructura (en ETABSIN) se habían definido los casos de carga y los factores requeridos por el método LRFD, los cuales se especificaron nuevamente en el archivo de entrada de STEELER para ser incluidos en el diseño.

El STEELER realiza el diseño mediante un chequeo de razones de capacidad de esfuerzos tanto para vigas como columnas, que no es más que la revisión de las ecuaciones de interacción flexión-fuerza axial que propone el LRFD-AISC, ecuaciones H1-1a y H1-1b:



Ec. H1-1a: si

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \quad \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Ec. H1-1b: si

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2 \quad \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{\phi b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b M_{ny}} \right) \leq 1.0$$

Una vez se ha verificado el cumplimiento de las ecuaciones anteriormente expuestas, se procedió a revisar que los límites de la deriva de entrepiso especificada no fueran sobrepasados. Si se han sobrepasado dichos límites, entonces se cambian las secciones utilizadas por secciones con mayor inercia; ó al contrario si se está muy sobrado, se pueden sustituir las secciones por otras más ligeras que economizarían el diseño. Es de tomar en cuenta que las secciones que se proponen siguen la estrategia de diseño de "Columna fuerte –viga débil", según la cual las columnas deben poseer al menos 1.5 veces la inercia de las vigas, buscando así que las rótulas aparezcan primero en las vigas y no en columnas; ya que esto último podría llevar directamente al colapso de la estructura.

## PLANTA 1

La estructura considerada corresponde a la planta arquitectónica número 1, la cual se detalla a continuación. Las dimensiones en planta son de 22.0 mts x 22.0 mts, con claros de vigas de 5.50 mts. La planta será desarrollada en edificios de 5, 10, y 15 niveles respectivamente, sin variar ninguna de sus características geométricas. La altura de entrepiso a tomar será de 3.50 mts.

Cada entrepiso está constituido, además de los elementos estructurales principales, por paredes perimetrales de 3.05 mts de altura con un espesor de 15 cms ; y por paredes internas de 3.0 mts de altura con un espesor de 10 cms. Los materiales con que están hechas dichas paredes son bloques de concreto de 15x20x40 y 10x20x40 cms respectivamente.

Cada nivel está constituido además por una losa densa de 15cms de espesor, la cual conforma con los otros elementos estructurales un diafragma rígido.

La cubierta está compuesta por una losa densa de 15 cms de espesor y con pendiente mayor al 5%.

El edificio se encuentra ubicado en San Salvador, y es utilizado para oficinas. Está estructurado a base de marcos de acero no arriostrados y con detallado especial.

Las cargas utilizadas para el diseño son las siguientes:

### 1. Cargas muertas:

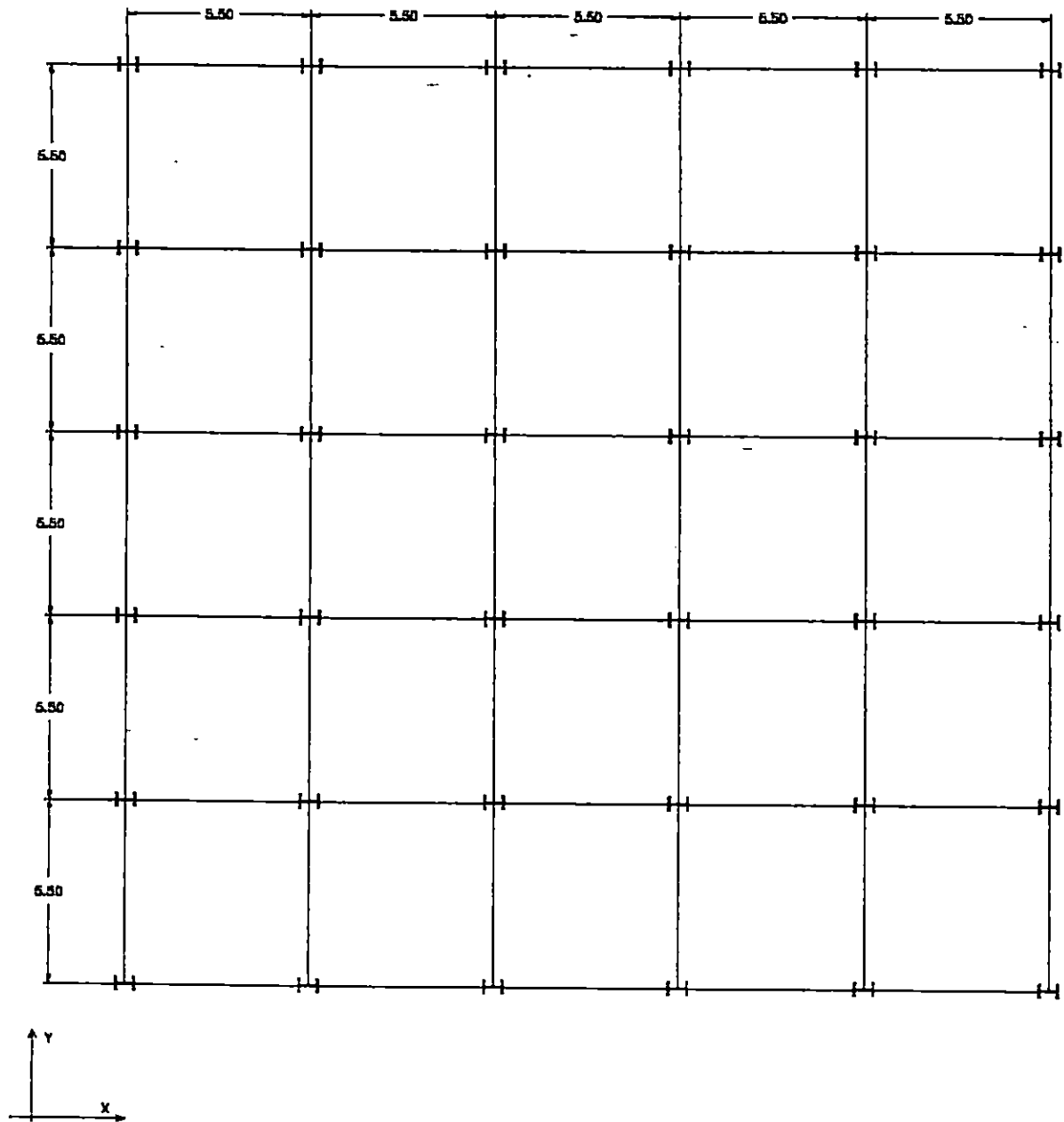
- Losa densa  $e=15\text{cms}$ ..... 360 Kg/m<sup>2</sup>
- Cielo falso + Inst. elect. .... 30 Kg/m<sup>2</sup>
- Imperfecciones ..... 20 Kg/m<sup>2</sup>
- Enladrillado ..... 120 Kg/m<sup>2</sup>
- Paredes  $e=15\text{cms}$  ..... 250 Kg/m<sup>2</sup>
- Paredes  $e=10\text{cms}$  ..... 200 Kg/m<sup>2</sup>

### 2. Cargas vivas:

- Para pisos intermedios:  $C_{vmax} = 250 \text{ Kg/m}^2$   
 $C_{vinst} = 180 \text{ Kg/m}^2$
- Para cubierta :  $C_{vmax} = 100 \text{ Kg/m}^2$   
 $C_{vinst} = 50 \text{ Kg/m}^2$

Así mismo, los factores utilizados para el análisis sísmico son:

- $A = 0.4$ , zona I
- $I = 1.20$ , para oficinas
- Perfil de suelo S2;  $C_o=2.75$ ,  $T_o=0.5$
- $R = 12$ , marcos de acero no arriostrados y con detallado especial
- Límite de deriva de entrepiso =  $0.015 \cdot (\text{altura de entrepiso})$



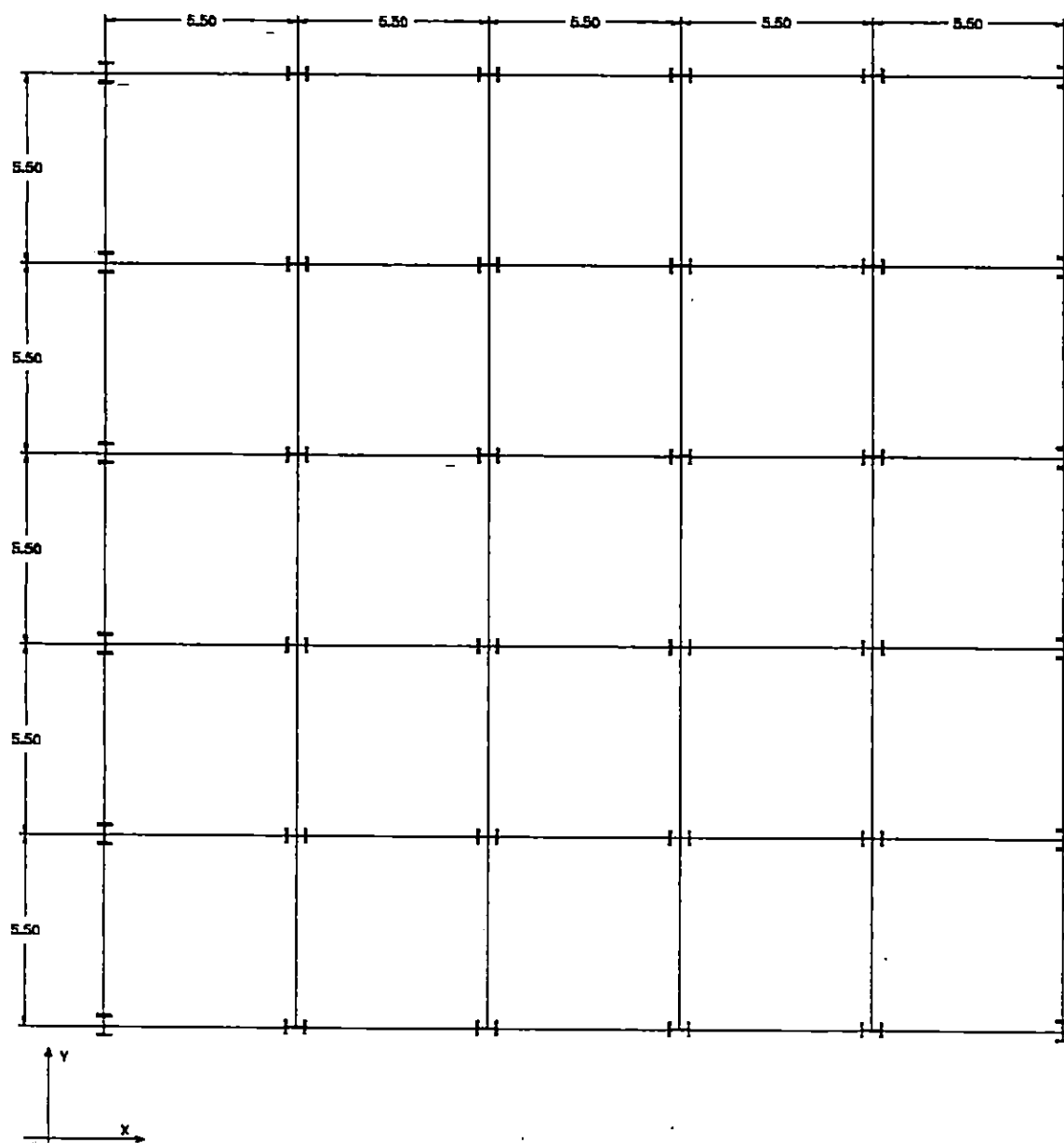
PLANTA 1 PROPUESTA 1

Fig. 6.1

**Tabla 1 : Planta 1 Propuesta 1**

PROPUESTA 1						
EDIFICIO	PERIODO FUN	DESP. TOTAL	Deriva Plást.	PERIODO FUN	DESP. TOTAL	Deriva Plást.
5 niveles	Ty = 0.8226seg	15.92 cm	4.40 cm (2do. Nivel)	Ty = 0.8226seg	15.92 cm	4.40 cm (2do. Nivel)
10 niveles	Ty = 1.4789seg	39.14 cm	5.0 cm (6° nivel)	Ty = 1.4789seg	39.14 cm	5.0 cm (6° nivel)
15 niveles	Ty = 1.910 seg	53.73 cm	4.70 cm (3er. Nivel)	Ty = 1.910 seg	53.73 cm	4.70 cm (3er. Nivel)

Der. Permisible	Vbasal(Ton)	ESFUERZOS		Peso Slsm. (Ton)	Observaciones
		ELEMENTO	ESFUERZOS		
5.25 cms	Vbx=145.76 Vby=145.76	COLUMNA Max-min.	0.284-0.106	2025.8	*Acero A36
		VIGA Max-min.	0.208-0.099		
5.25 cms	Vbx=223.5 Vby=223.5	COLUMNA Max-min.	0.313-0.058	4482.37	*Eje fuerte de columnas en dirección X-X
		VIGA Max-min.	0.238-0.057		
5.25 cms	Vbx=302.7 Vby=302.7	COLUMNA Max-min.	0.422-0.056	7287.2	*Espesor de losa denso utilizado e=10 cms
		VIGA Max-min.	0.219-0.052		



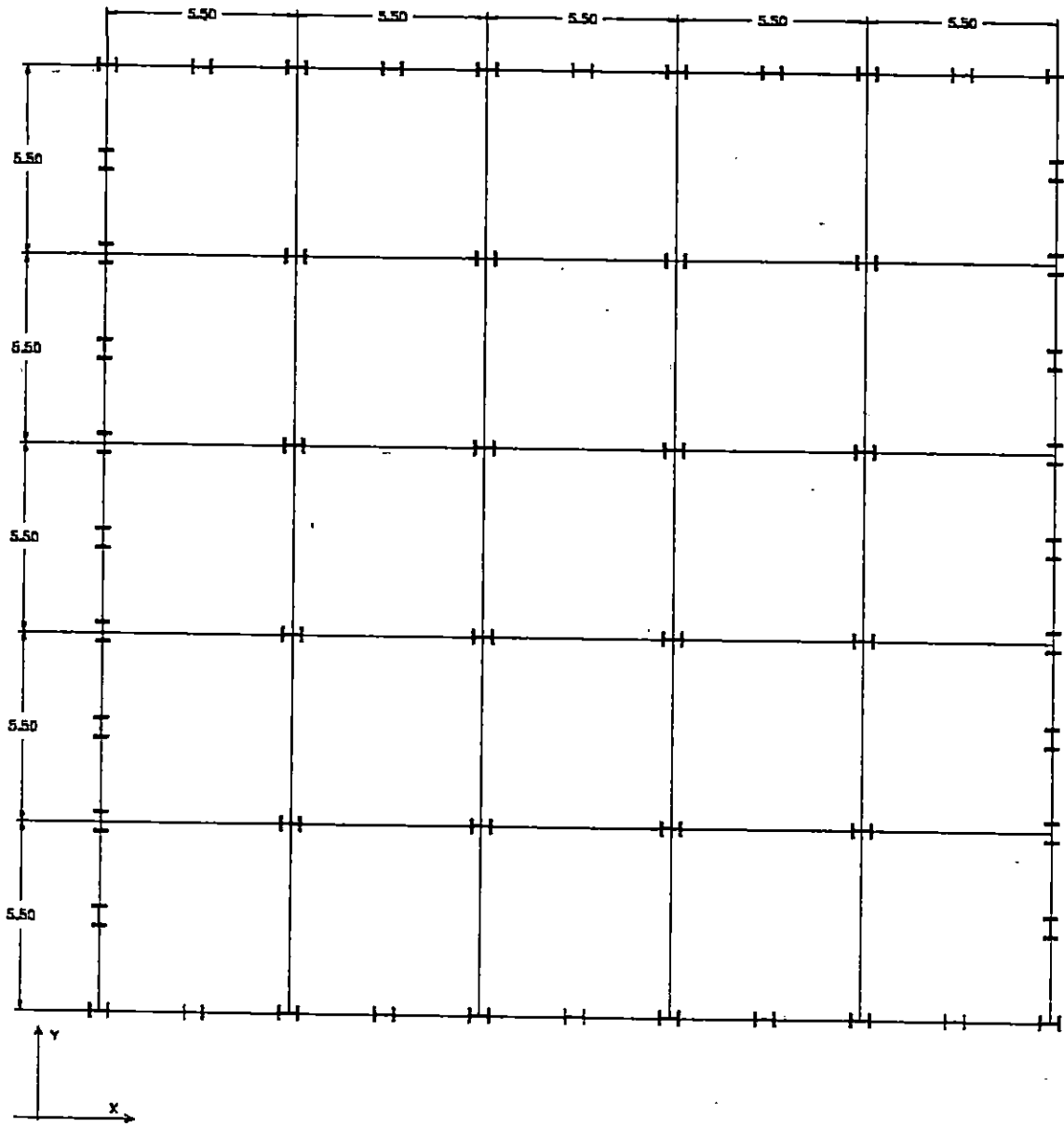
PLANTA 1 PROPUESTA 2

Fig. 6.2

Tabla 2 : Planta 1 Propuesta 2

PROPUESTA 2						
EDIFICIO	NIVEL	ELEMENTO	SECCION	PERIODO	DESP. TOTAL	Deriva Plást.
5 niveles	Azotea a 1°	Columna	W14X211	Ty = 0.8567seg	16.97 cm	4.872 cm (2° nivel)
		Viga	W16X67			
10 niveles	Azotea-6°	Columna	W14X257	Ty = 1.5335seg	41.58 cm	5.25 cm (2° nivel)
	1° a 5°	Viga	W16X77			
15 niveles	Azotea-8° 1° a 7°	Columna	W14X342	Ty = 2.0000seg	58.62 cm	5.25 cm (3° nivel)
		Viga	W18X119			
		Columna	W14X342			
		Viga	W18X119			
		Columna	W14X455			
		Viga	W18X119			

Der. Permissible	Vbasal(Ton)	ESFUERZOS		Peso Sism. (Ton)	Observaciones
		ELEMENTO	ESFUERZOS		
5.25 cms	Vbx=245.73 Vby=242.52	COLUMNA	0.266-0.055	2009.5	*Acero A36  * Columnas Peri- metrales con eje fuerte siguien- do el perimetro del edificio.
		VIGA	0.314-0.070		
5.25 cms	Vbx=220.96 Vby=220.96	COLUMNA	0.275-0.053	4429.8	
		VIGA	0.342-0.074		
5.25 cms	Vbx=395.24 Vby=395.24	COLUMNA	0.375-0.043	7117.74	*Espesor de losa densa utilizado e=10 cms
		VIGA	0.324-0.065		



PLANTA 1 PROPUESTA 3 (ACTUAL)

Fig. 6.3



Tabla 3 : Planta 1 Propuesta 3

PROPUESTA ACTUAL PLANTA 1							
EDIFICIO	NIVEL	ELEMENTO	SECCION	PERIODO	DESP. TOTAL	Deriva plástica	Der. Permisible
5 niveles	Azotea	Columna	W14X90	Tx = 0.8469seg Ty = 0.8486seg	18.62 cm	5.050 cm (2° nivel)	5.25 cms
		Viga	W16X26				
10 niveles	1° a 4°	Columna	W14X132	Tx = 1.4602seg Ty = 1.4552seg	41.54 cm	5.280 cm (3° nivel)	5.25 cms
		Viga	W16X31				
	6° a 9°	Columna	W14X159				
		Viga	W16X40				
1° a 5°	Columna	W14X193	W16X50				
	Viga	W16X50					
15 niveles	Azotea	Columna	W14X90	Tx = 1.9377seg Ty = 1.9353seg	65.43 cm	5.300 cm (9° nivel)	5.25 cms
		Viga	W16X26				
	8° a 14°	Columna	W14X176				
		Viga	W16X45				
1° a 7°	Columna	W14X257	W18X60				
	Viga	W18X60					

Vbasal(Ton)	Vbdln(Ton)	Porcentaje	ESFUERZOS		PESO/AREA	Peso Sism. (Ton)
			ELEMENTO	ESFUERZOS	(Kg/m2)/(Lb/ple2)	
Vbx=171.20 Vby=171.01	Vbx=150.53 Vby=150.41	87.93 87.95	COLUMNA	0.442-0.084	72.93	2212.2
			Max-min.			
Vbx=256.30 Vby=256.40	Vbx=213.88 Vby=214.04	83.45 83.48	VIGA	0.611-0.153	14.91	4761.4
			Max-min.			
Vbx=256.30 Vby=256.40	Vbx=213.88 Vby=214.04	83.45 83.48	COLUMNA	0.546-0.055	101.20	4761.4
			Max-min.			
Vbx=330.75 Vby=331.03	Vbx=273.84 Vby=274.22	82.79 82.84	VIGA	0.555-0.107	20.70	4761.4
			Max-min.			
Vbx=330.75 Vby=331.03	Vbx=273.84 Vby=274.22	82.79 82.84	COLUMNA	0.584-0.061	125.50	7419.1
			Max-min.			
Vbx=330.75 Vby=331.03	Vbx=273.84 Vby=274.22	82.79 82.84	VIGA	0.617-0.108	25.66	7419.1
			Max-min.			

## PLANTA 2

La estructura considerada corresponde a la planta arquitectónica número 2, la cual es de forma rectangular. Las dimensiones en planta son de 13.0 mts x 26.0 mts, con claros de vigas de 5.20 mts en la dirección y-y, y de 6.50 mts en la dirección x-x. La planta será desarrollada en edificios de 5,10,y 15 niveles respectivamente, sin variar ninguna de sus características geométricas. La altura de entrepiso a tomar será de 3.50 mts.

Cada entrepiso está constituido, además de los elementos estructurales principales, por paredes perimetrales de 3.05 mts de altura con un espesor de 15 cms; y por paredes internas de 3.0 mts de altura con un espesor de 10 cms. Los materiales con que están hechas dichas paredes son bloques de concreto de 15x20x40 y 10x20x40 cms respectivamente.

Cada nivel está constituido además por una losa prefabricada del tipo Precon J4-10 , en la cual las viguetas poseen una luz máxima de 4.00 mts ( calculada para entrepisos de oficinas con carga muerta de 100 Kg/m<sup>2</sup> y carga viva de 250 Kg/m<sup>2</sup> ) , y están separadas a cada 70 cms eje a eje . La bovedilla está compuesta de bloque de mampostería de concreto de 10x20x60 cms. Así mismo incluye una electromalla para refuerzo por temperatura, y un topping de concreto de 7.5 cms de espesor; conformando de esta forma una losa con un espesor total de 17.5 cms.

La cubierta está compuesta por el sistema de losa prefabricada descrita anteriormente, y posee una pendiente mayor al 5%.

El edificio se encuentra ubicado en San Salvador, y es utilizado para oficinas. Está estructurado a base de marcos de acero no arriostrados y con detallado especial.

Las cargas utilizadas para el diseño son las siguientes:

### 3. Cargas muertas:

- Losa aligerada (sistema vigueta + bovedilla)..... 240 Kg/m<sup>2</sup>
- Cielo falso + Inst. elect. .... 30 Kg/m<sup>2</sup>
- Imperfecciones ..... 20 Kg/m<sup>2</sup>
- Enladrillado ..... 120 Kg/m<sup>2</sup>
- Paredes e=15cms ..... 250 Kg/m<sup>2</sup>
- Paredes e=10cms ..... 200 Kg/m<sup>2</sup>
- Topping de concreto sobre losa e = 7.5 cms .....142 Kg/m<sup>2</sup>

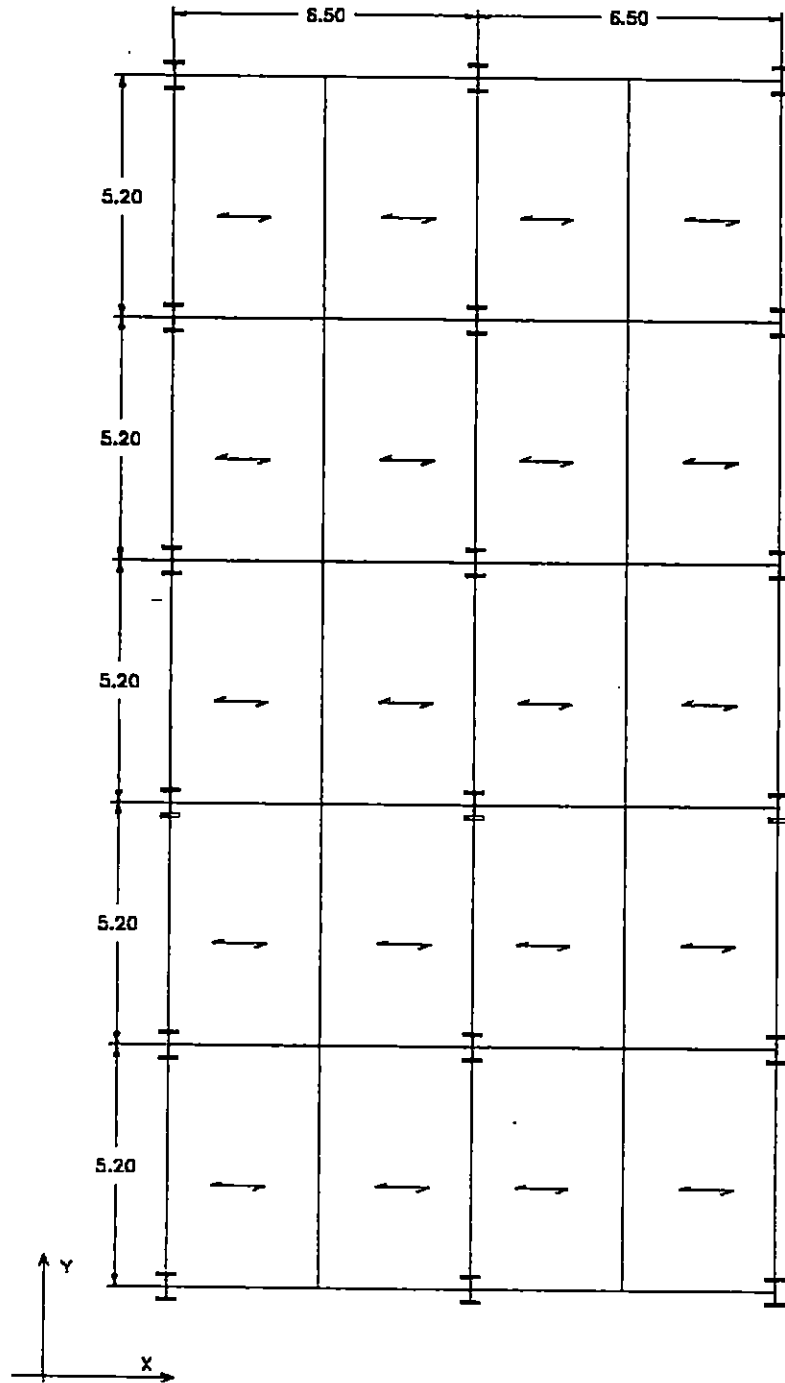
### 4. Cargas vivas:

- Para pisos intermedios :  $C_{vmax} = 250 \text{ Kg/m}^2$   
 $C_{vinst} = 180 \text{ Kg/m}^2$
- Para cubierta :  $C_{vmax} = 100 \text{ Kg/m}^2$   
 $C_{vinst} = 50 \text{ Kg/m}^2$

Así mismo, los factores utilizados para el análisis sísmico son:

- $A = 0.4$ , zona I
- $I = 1.20$ , para oficinas

- Perfil de suelo S2 ;  $C_o=2.75$ ,  $T_o=0.5$
- $R = 12$ , marcos de acero no arriostrados y con detallado especial
- Límite de deriva de entrepiso  $= 0.015 \cdot (\text{altura de entrepiso})$



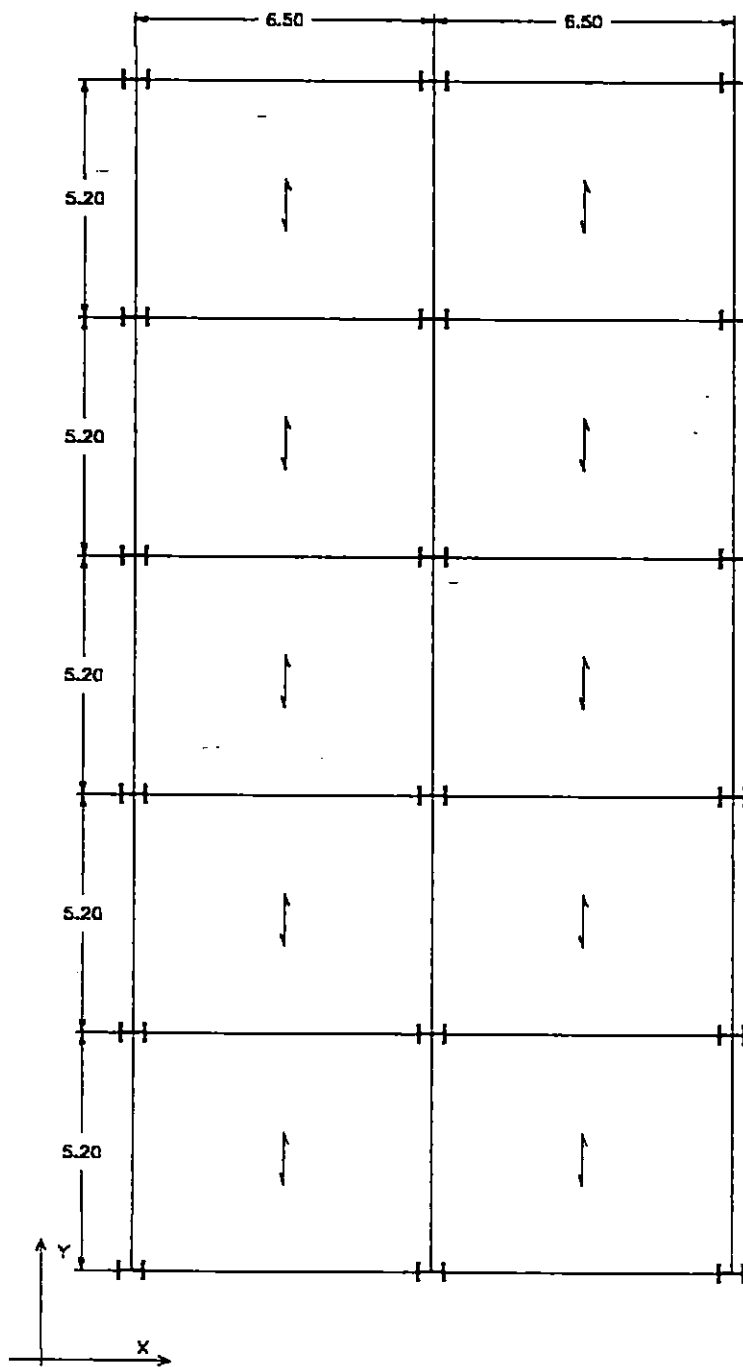
PLANTA 2      PROPUESTA 1

Fig. 6.4

Tabla 4 : Planta 2 Propuesta 1

PROPUESTA 1						
EDIFICIO	NIVEL	ELEMENTO	SECCION	PERIODO FUN	DESP. TOTAL	Deriva Plást.
5 niveles	Azotea	Columna Viga prin. Viga sec.	W14X211 W18X158 W14X109	Tx = 0.8812seg	18.32 cm	4.80 cm (2do. Nivel)
	1° a 4°	Columna Viga princ. X Viga princ. Y Viga Sec.	W14X550 W18X211 W18X158 W14X120			
10 niveles	Azotea	Columna Viga prin. X Viga prin. Y Viga sec.	W14X605 W27X370 W24X207 W14X120	Tx = 1.3807seg	35.92 cm	4.816 cm (2do. Nivel)
	1° a 9°	Columna Viga princ. X Viga princ. Y Viga Sec.	W14X605 W27X370 W24X207 W14X120			
15 niveles	Azotea-6°	Columna Viga prin. X Viga prin. Y Viga sec.	W14X605 W27X336 W24X207 W14X120	Tx = 1.9884seg	63.05 cm	5.25 cm (3er. Nivel)
	1° a 5°	Columna Viga princ. X Viga princ. Y Viga Sec.	W14X730 W27X336 W24X207 W14X120			

Der. Permisib	Vbasal(Ton)	ESFUERZOS		Peso Sism. (Ton)	Observaciones
		ELEMENTO	ESFUERZOS		
5.25 cms	Vbx =277.5 Vby = 277.5	COLUMNA	0.312-0.113	3857.6	*Acero A36
		Max. - min			
		VIGA			
5.25 cms	Vbx =461.5 Vby = 506.0	Max. - min	0.323-0.084	8257.8	*Error en la asignación de el material para la losa dentro de ETABS En lugar de concreto se tomó acero.
		VIGA SEC.			
		Max. - min			
5.25 cms	Vbx =549.6 Vby = 590.4	COLUMNA	0.647-0.154	12542.4	*Viguetas cargando en dirección X-X
		Max. - min			
		VIGA			
5.25 cms	Vbx =549.6 Vby = 590.4	Max. - min	0.352-0.063	12542.4	*Viguetas cargando en dirección X-X
		VIGA SEC.			
		Max. - min			



PLANTA 2 PROPUESTA 2

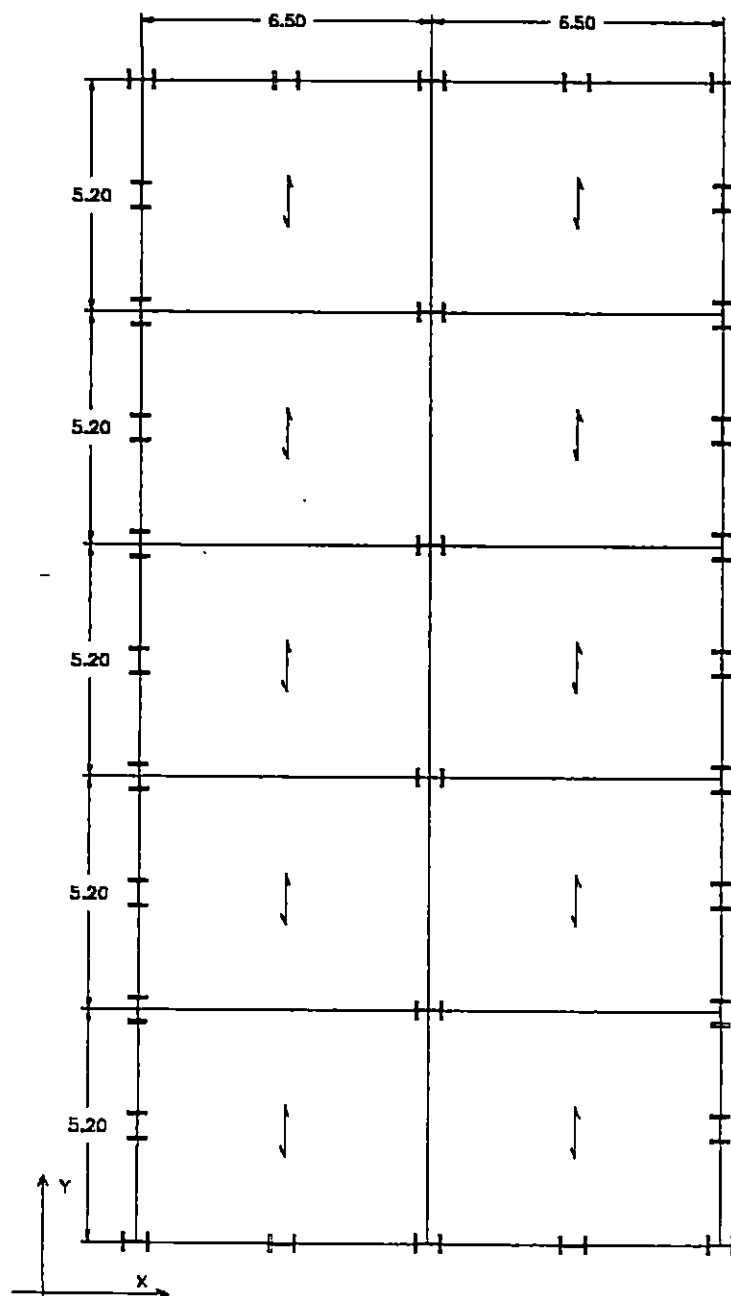
Fig. 6.5

Tabla 5 : Planta 2 Propuesta 2

PROPUESTA 2						
EDIFICIO	NIVEL	ELEMENTO	SECCION	PERIODO	DESP. TOTAL	Deriva Plást.
5 niveles	Azotea	Columna	W14X311	Ty = 0.8612seg	16.80 cm	4.824 cm (2° nivel)
	a	Viga X	W18X143			
		Viga Y	W18X86			
10 niveles	Azotea-8°	Columna	W14X342	Ty = 1.4423seg	39.90 cm	5.25 cm (3° nivel)
		Viga X	W18X143			
		Viga Y	W18X97			
1° a 7°		Columna	W14X500			
		Viga X	W18X143			
		Viga Y	W18X130			
15 niveles	Azotea-11°	Columna	W14X605	Ty = 1.9310seg	58.60 cm	5.25 cm (4° nivel)
		Viga X	W24X207			
		Viga Y	W18X175			
1° a 10°		Columna	W14X665			
		Viga X	W24X207			
		Viga Y	W18X175			

er. Permisib/	Vbasal(Ton)	ESFUERZOS		Peso Sism. (Ton)	Observaciones
		ELEMENTO	ESFUERZOS		
5.25 cms	Vbx=147.90 Vby=147.90	COLUMNA Max. - min VIGA Max. - min	0.307-0.053  0.281-0.042	3599.8	*Acero A36  *Se cambió la dirección de las viguetas a Y-Y; Se eliminarón Vigas secundarias
5.25 cms	Vbx=144.59 Vby=144.59	COLUMNA Max. - min VIGA Max. - min	0.446-0.064  0.410-0.050	7923.8	* Eje fuerte de columnas en dirección X-X *Error en la asignación de el material para la losa dentro de ETABS
5.25 cms	Vbx=259.01 Vby=259.01	COLUMNA Max. - min VIGA Max. - min	0.467-0.046  0.307-0.040	12732.7	En lugar de concreto se tomó acero.





PLANTA 2 PROPUESTA 3 (ACTUAL)

Fig. 6.6

Tabla 6 : Planta 2 Propuesta 3

PROPUESTA ACTUAL PLANTA 2							
EDIFICIO	NIVEL	ELEMENTO	SECCION	PERIODO	DESP. TOTAL	Deriva plástica	Der. Permisible
5 niveles	Azotea	Columna	W14X90	Ty = 0.8499seg Tx = 0.6231seg	19.47 cm	5.120 cm (2° nivel)	5.25 cms
	1° a 4°	Viga	W16X26				
10 niveles	6° a 8°	Columna	W14X159	Ty = 1.4577seg Tx = 1.0404seg	44.02cm	5.300 cm (6° nivel)	5.25 cms
	1° a 5°	Viga	W16X40				
		Columna	W14X233				
15 niveles	8° a 14°	Columna	W18X85	Ty = 1.9165seg Tx = 1.3560seg	63.62 cm	5.104 cm (4° nivel)	5.25 cms
	1° a 7°	Viga	W14X90				
		Columna	W16X26				

Vbasa(Ton)	Vbdin(Ton)	Porcentaje	ESFUERZOS		PESO/AREA (Kg/m2)/(Lb/pie2)	Peso Sism. (Ton)
			ELEMENTO	ESFUERZOS		
Vbx=123.50 Vby=146.60	Vbx=107.83 Vby=131.72	87.31 89.85	COLUMNA	0.397-0.060	84.61	1599.2
			VIGA			
Vbx=189.09 Vby=236.76	Vbx=155.52 Vby=189.75	82.25 80.14	COLUMNA	0.446-0.070	131.07	3508.4
			VIGA			
Vbx=250.90 Vby=316.07	Vbx=210.83 Vby=255.82	84.07 80.94	COLUMNA	0.484-0.080	177.51	5587.1
			VIGA			
			Max. - min	1.000-0.154		

### PLANTA 3

La estructura considerada corresponde a la planta arquitectónica número 3, la cual se detalla a continuación. Las dimensiones en planta son de 35.0 mts x 35.0 mts, con claros de vigas de 5.83 mts. La planta será desarrollada en edificios de 5,10,y 15 niveles respectivamente, sin variar ninguna de sus características geométricas. La altura de entrepiso a tomar será de 3.50 mts.

Cada entrepiso está constituido, además de los elementos estructurales principales, por paredes perimetrales de 3.05 mts de altura con un espesor de 15 cms ; y por paredes internas de 3.0 mts de altura con un espesor de 10 cms. Los materiales con que están hechas dichas paredes son bloques de concreto de 15x20x40 y 10x20x40 cms respectivamente.

Cada nivel está constituido además por una losa densa de 15cms de espesor, la cual conforma con los otros elementos estructurales un diafragma rígido.

La cubierta está compuesta por una losa densa de 15 cms de espesor y con pendiente mayor al 5%.

El edificio se encuentra ubicado en San Salvador, y es utilizado para oficinas. Está estructurado a base de marcos de acero no arriostrados y con detallado especial.

Las cargas utilizadas para el diseño son las siguientes:

**5. Cargas muertas:**

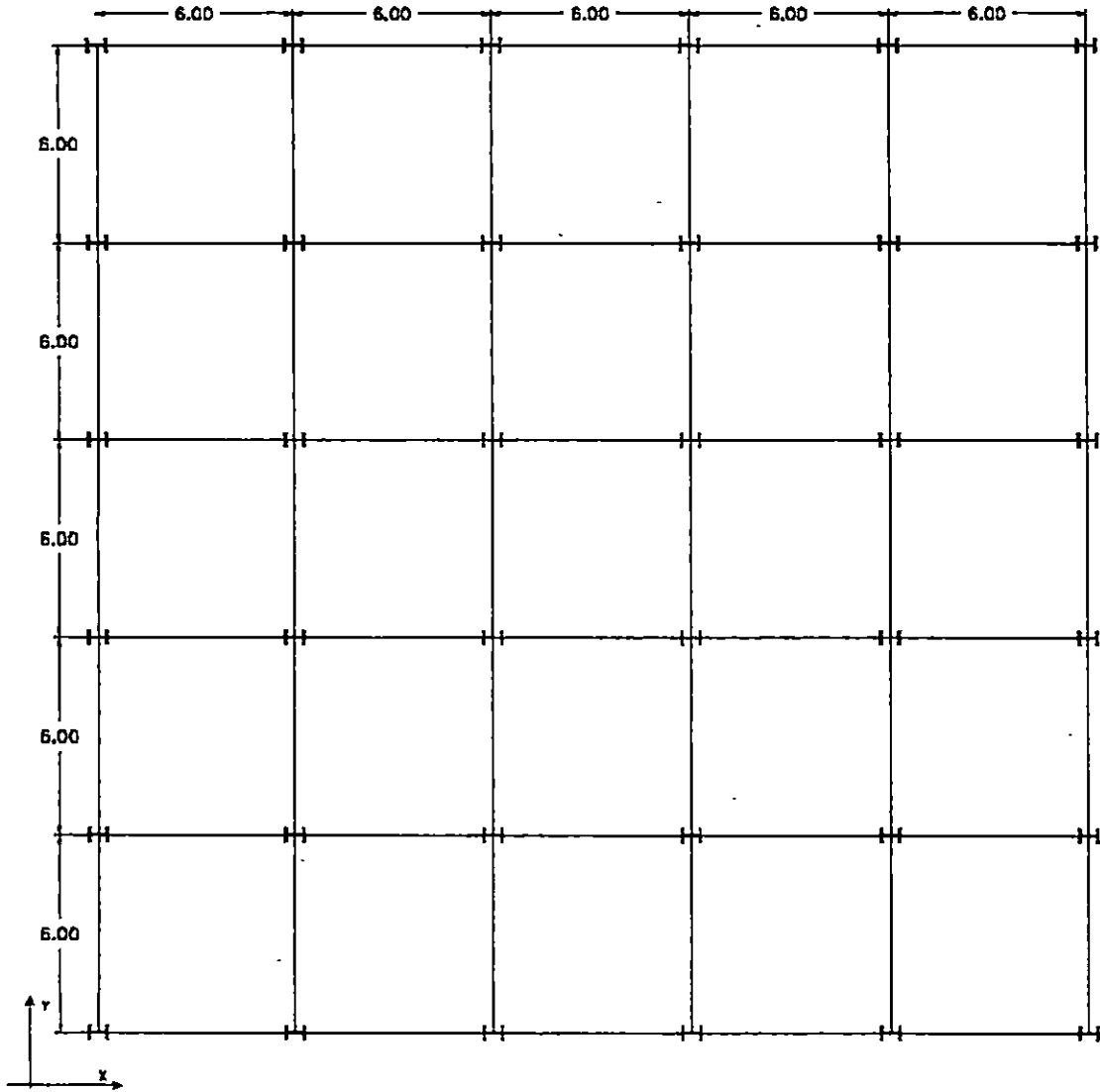
- Losa densa  $e=15\text{cms}$ ..... 360 Kg/m<sup>2</sup>
- Cielo falso + Inst. elect. .... 30 Kg/m<sup>2</sup>
- Imperfecciones ..... 20 Kg/m<sup>2</sup>
- Enladrillado ..... 120 Kg/m<sup>2</sup>
- Paredes  $e=15\text{cms}$  ..... 250 Kg/m<sup>2</sup>
- Paredes  $e=10\text{cms}$  ..... 200 Kg/m<sup>2</sup>

**6. Cargas vivas:**

- Para pisos intermedios:  $C_{vmax} = 250 \text{ Kg/m}^2$   
 $C_{vinst} = 180 \text{ Kg/m}^2$
- Para cubierta:  $C_{vmax} = 100 \text{ Kg/m}^2$   
 $C_{vinst} = 50 \text{ Kg/m}^2$

Así mismo, los factores utilizados para el análisis sísmico son:

- $A = 0.4$ , zona I
- $I = 1.20$ , para oficinas
- Perfil de suelo S2;  $C_o=2.75$ ,  $T_o=0.5$
- $R = 12$ , marcos de acero no arriostrados y con detallado especial
- Límite de deriva de entrepiso =  $0.015 \cdot (\text{altura de entrepiso})$



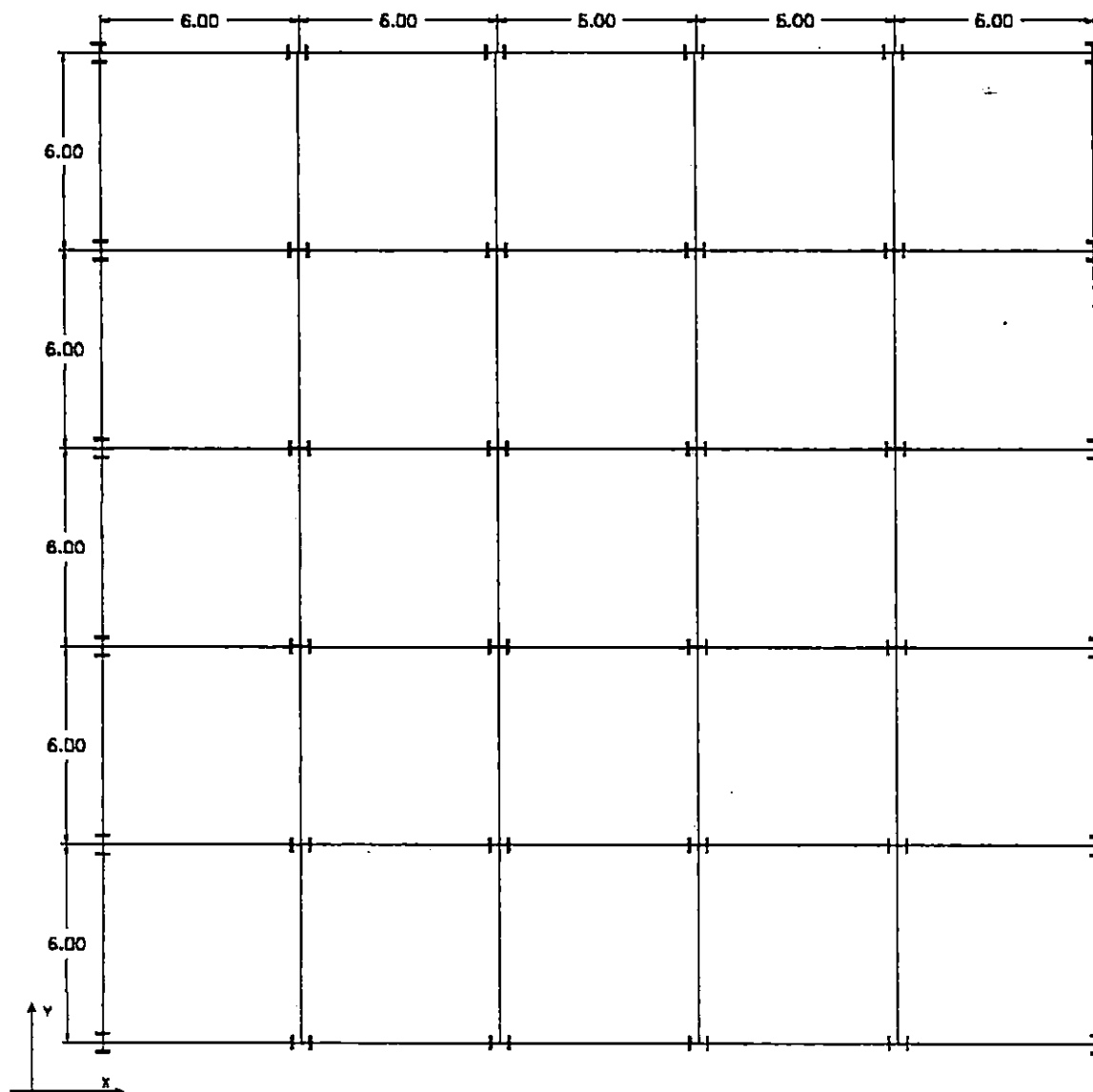
PLANTA 3 PROPUESTA 1

Fig. 6.7

Tabla 7: Planta 3 Propuesta 1

PROPUESTA 1						
EDIFICIO	NIVEL	ELEMENTO	SECCION	PERIODO FUN	DESP. TOTAL	Deriva plástica
5 niveles	Azotea	Columna	W14X257	Ty = 0.8826seg	17.55 cm	5.07 cm (2do. Nivel)
		Viga	W16X100			
1° a 4°	Columna	W14X257	Ty = 1.534 seg	42.06 cm	5.324 cm (6° nivel)	
	Viga	W16X100				
10 niveles	Azotea-6°	Columna	W14X211	Ty = 1.966 seg	60.34 cm	4.96 cm (8o.. Nivel)
		Viga	W16X100			
1° a 5°	Columna	W14X311	Ty = 1.966 seg	60.34 cm	4.96 cm (8o.. Nivel)	
	Viga	W18X130				
15 niveles	Azotea-8°	Columna	W14X426	Ty = 1.966 seg	60.34 cm	4.96 cm (8o.. Nivel)
		Viga	W18X106			
1° a 7°	Columna	W14X605	Ty = 1.966 seg	60.34 cm	4.96 cm (8o.. Nivel)	
	Viga	W18X175				

Der. Permissible	Vbasal(Ton)	ESFUERZOS		Peso Sísm. (Ton)	Observaciones
		ELEMENTO	ESFUERZOS		
5.25 cms	Vbx=263.16 Vby=263.16	COLUMNA	0.294-0.055	3657.4	*Acero A36  *Dimensión en planta 30x30 mts
		Max-min.			
5.25 cms	Vbx=389.77 Vby=389.77	VIGA	0.305-0.054	7904.03	*Eje fuerte de columnas en dirección X-X
		Max-min.			
5.25 cms	Vbx=528.9 Vby=528.9	COLUMNA	0.353-0.047	12733.8	*Espesor de losa densa utilizado e=10 cms
		Max-min.			
		VIGA	0.304-0.081		
		Max-min.			



PLANTA 3 PROPUESTA 2

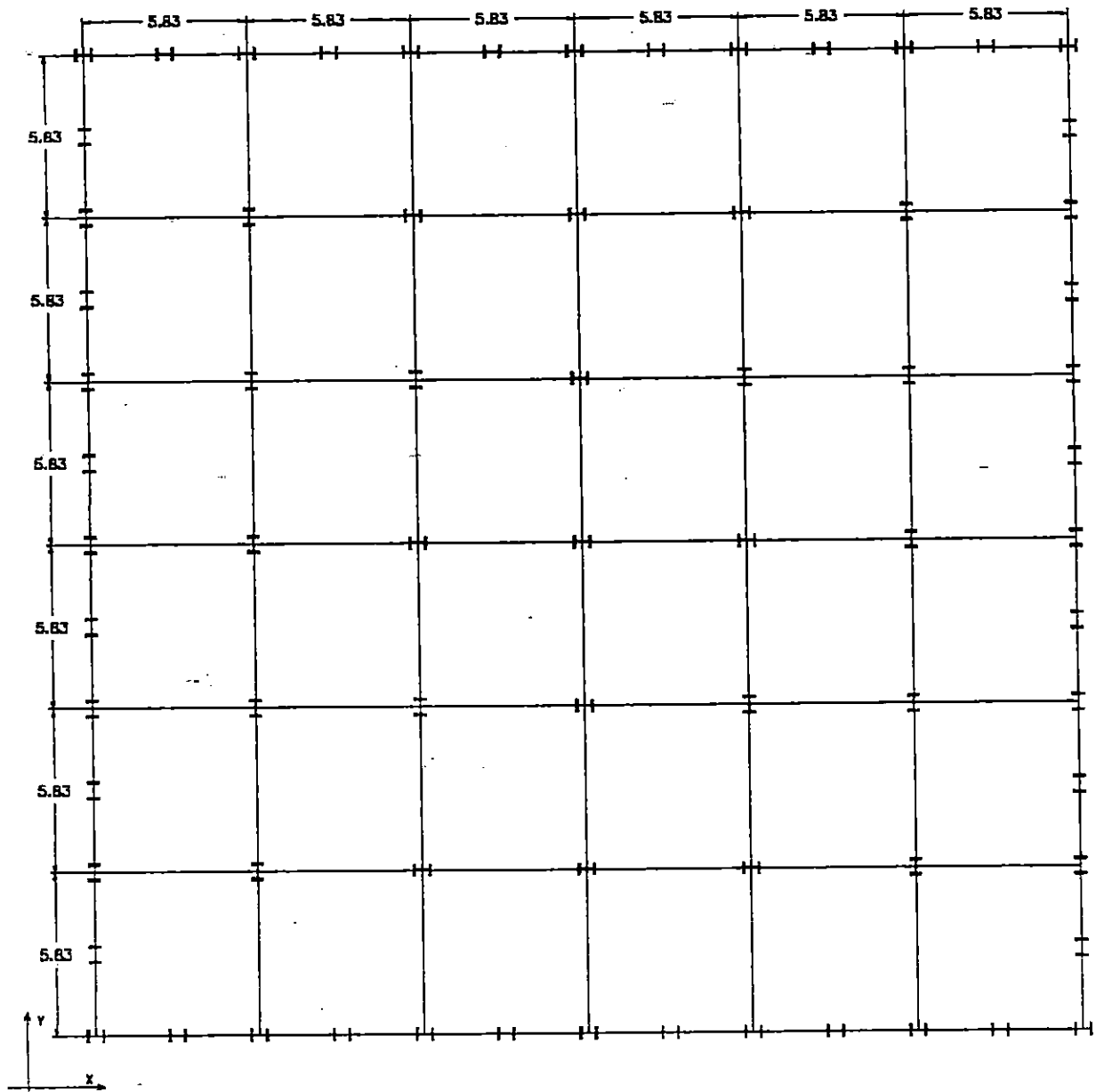
Fig. 6.8

**Tabla 8: Planta 3 Propuesta 2**

PROPUESTA 2						
EDIFICIO	NIVEL	ELEMENTO	SECCION	PERIODO	DESP. TOTAL	Deriva plástica
5 niveles	Azotea a 1°	Columna Viga	W14X257 W16X77	Ty = 0.8941seg	18.46 cm	5.25 cm (2° nivel)
10 niveles	Azotea-6°	Columna Viga	W14X370 W16X77	Ty = 1.5016seg	41.30 cm	5.05 cm (6° nivel)
	1° a 5°	Columna Viga	W14X426 W18X119			
15 niveles	Azotea-8°	Columna Viga	W14X426 W18X86	Ty = 1.8555seg	56.74 cm	4.752 cm (8° nivel)
	1° a 7°	Columna Viga	W14X605 W18X192			

Der. Permissible	Vbasal(Ton)	ESFUERZOS		Peso Sism. (Ton)	Observaciones
		ELEMENTO	ESFUERZOS		
5.25 cms	Vbx=364.17 Vby=323.09	COLUMNA	0.272-0.058	3599.8	*Acero A36 *Planta 30x30 mts
		Max.-min VIGA			
5.25 cms	Vbx=295.63 Vby=295.63	COLUMNA	0.264-0.052	7923.8	* Columnas Peri- metrales con eje fuerte siguien- do el perimetro del edificio.
		Max.-min VIGA			
5.25 cms	Vbx=528.85 Vby=528.85	COLUMNA	0.263-0.048	12732.7	*Espesor de losa densa utilizado e=10 cms
		Max.-min VIGA			
		Max.-min	0.352-0.089		





PLANTA 3 PROUESTA 3 (ACTUAL)

Fig. 6.9

Tabla 9: Planta 3 Propuesta 3

PROPUESTA ACTUAL PLANTA 3							
EDIFICIO	NIVEL	ELEMENTO	SECCION	PERIODO	DESP. TOTAL	Deriva plástica	Der. Permisible
5 niveles	Azotea	Columna Viga	W14X90 W16X26	Tx = 0.8721seg Ty = 0.8729seg	19.62 cm	5.208 cm (2° nivel)	5.25 cms
	1° a 4°	Columna Viga	W14X159 W16X40				
10 niveles	Azotea	Columna Viga	W14X90 W18X26	Tx = 1.4134seg Ty = 1.4131seg	42.02 cm	5.208 cm (6° nivel)	5.25 cms
	6° a 9°	Columna Viga	W14X176 W16X45				
	1° a 5°	Columna Viga	W14X233 W18X71				
15 niveles	Azotea	Columna Viga	W14X90 W16X26	Tx = 1.9973seg Ty = 1.9968seg	66.00 cm	5.400 cm (4° nivel)	5.25 cms
	8° a 14°	Columna Viga	W14X233 W18X55				
	1° a 7°	Columna Viga	W14X311 W18X71				

Vbasal(Ton)	Vbdin(Ton)	Porcentaje	ESFUERZOS		PESO/AREA (Kg/m2)/(Lb/ple2)	Peso Sism. (Ton)
			ELEMENTO	ESFUERZOS		
Vbx=400.70 Vby=400.50	Vbx=349.54 Vby=349.41	87.23 87.24	COLUMNA	0.438-0.090	65.14	5279.1
			VIGA			
Vbx=624.30 Vby=624.40	Vbx=515.26 Vby=515.49	82.53 82.56	COLUMNA	0.529-0.072	91.10	11347.7
			VIGA			
Vbx=773.40 Vby=773.50	Vbx=645.02 Vby=645.35	83.40 83.43	COLUMNA	0.579-0.072	115.40	17701.7
			VIGA			
				0.601-0.133		

**Selección de propuesta a utilizar:**

En todas las plantas la propuesta aceptada fue la número 3, por las claras ventajas que presenta frente a las dos primeras propuestas.

Debido a las secciones excesivamente pesadas que se habían obtenido en las propuestas anteriores, se decidió reforzar el perímetro de todas las plantas colocando columnas en el centro de cada claro, con su dirección fuerte en el sentido del perímetro de la estructura. Como se puede notar en los resultados, se obtuvieron valores de períodos, desplazamientos, y cortantes basales similares a las propuestas anteriores, pero con secciones substantivamente más livianas y más eficientes, ya que las razones de esfuerzos aceptados por dichos elementos alcanzaron valores hasta de 0.6, cuando en las propuestas anteriores el tope había sido de 0.4.

Así mismo se realizó un análisis espectral – modal para todos los edificios, con el fin de comparar los valores de cortante basal dinámico con los de cortante basal estático (obtenidos anteriormente con el método de las Fuerzas laterales Estáticas). De los resultados se pueden observar valores ligeramente menores, donde el cortante basal dinámico representa cerca del 80% del valor de cortante basal estático.

Es de hacer notar que la inclusión de columnas al centro de los claros de los marcos perimetrales, en alguna medida proporciona a éstos marcos un comportamiento de marco arriostrado, lo cual le proporciona mayor rigidez para soportar la acción de las fuerzas laterales actuantes. Anteriormente se habían colocado

todas las columnas exteriores con su dirección fuerte en el sentido del perimetro, tratando de simular un comportamiento de "cubo", en el cual los esfuerzos se distribuyeran en su mayoría alrededor de los marcos perimetrales, dejando un pequeño porcentaje para los marcos interiores, por lo cual éstos últimos podrían diseñarse con menor rigidez, sin necesidad de colocar columnas al centro de sus claros.

Como paso final, se evaluó la estabilidad de las estructuras seleccionadas mediante el coeficiente de estabilidad propuesto por la Norma, y verificar así que no habría problemas con los momentos de segundo orden o efecto P-Delta. Los resultados se presentan en la tabla 10.

Valor del Coeficiente de estabilidad para límite de deriva de entrapso (0.015 Hsx)									
Altura	Planta	Peso (ton)	Vaseal (ton)	Hsx (cms)	Cl	Deriva permisible	Coef. De Est.	Coef de est. Método	Verificación
5m	1	273.20	25.22	360.00	8	5.25	0.02	0.09	Ok
	2	244.72	19.10	360.00	8	5.25	0.02	0.09	Ok
	3	630.80	58.97	360.00	8	5.25	0.02	0.09	Ok
10m	1	273.20	13.91	360.00	8	5.25	0.04	0.09	Ok
	2	244.72	20.54	360.00	8	5.25	0.02	0.09	Ok
	3	630.80	66.30	360.00	8	5.25	0.02	0.09	Ok
15m	1	273.20	22.52	360.00	8	5.25	0.02	0.09	Ok
	2	244.72	15.53	360.00	8	5.25	0.03	0.09	Ok
	3	630.80	47.68	360.00	8	5.25	0.02	0.09	Ok

Tabla 10 El coeficiente de estabilidad fue calculado para el entrapso donde se sobrepasa el límite de deriva propuesto por la Norma.

## **Revisión de aspectos importantes en el diseño de los edificios de 5, 10, y 15**

### **niveles :**

- **Revisión de la estrategia de diseño de columna fuerte – viga débil**

Debido a que para el diseño de los edificios se utilizó el método LRFD-AISC, y ya que el programa que se utilizó (ETABS) no toma en cuenta provisiones de diseño sísmico cuando diseña por dicho método, la revisión de la concordancia con la estrategia de diseño de columna fuerte – viga débil tuvo que hacerse de forma manual, haciendo uso para tal caso de pequeñas hojas electrónicas de Microsoft Excel.

De las provisiones de diseño sísmico que propone el Método LRFD-AISC (las cuales se pueden ver en el Capítulo 2 de éste documento), se tomó la sección concerniente a las resistencias relativas viga-columna en un nudo, aplicando específicamente las ecuaciones (2-12) y (2-13), de las cuales se deduce que en cualquier nudo de la estructura se deben de utilizar columnas con una resistencia mayor a la de las vigas, e incluso se hace una revisión de la resistencia a cortante de la zona del panel, que pretende que a la hora de que la estructura se comporte ante un sismo, la mayor parte de la energía sísmica sea disipada por las vigas, o en todo caso por la zona del panel del nudo, pero tratando en todo caso que los daños no lleguen hasta la columna, ya que esto pudiera llevar al colapso local del entrepiso en cuestión, y muy posiblemente a la estructura en su totalidad.

Es de hacer notar que en nuestro caso la aplicación de las ecuaciones antes mencionadas para los edificios en estudio, resultó bastante sencilla, ya que como se puede ver en las propuestas de diseño, para todos los edificios se propuso una sola sección de vigas y columnas para un entrepiso determinado, por lo cual no se pueden observar diferentes secciones en las direcciones X y Y de la planta de cualquier entrepiso. El análisis se realizó proponiendo secciones de columna y de vigas que cumplieran con que la inercia fuerte de la viga debía ser menor que la inercia débil de la columna. Esto se hizo debido a que en los diferentes ejes de la planta de cualquier entrepiso se puede observar que no todas las columnas están colocadas en la misma dirección, por lo cual la viga llega en algunos casos a unirse al sentido fuerte de la columna y en otros al sentido débil; de tal forma que analizando la inercia fuerte de la viga contra la inercia débil de la columna, quedaban cubiertas las dos tipos de uniones antes mencionadas.

Una vez se tenía escogidas las secciones de vigas y columnas del nudo a analizar, se aplicaban las ecuaciones (2-12) y (2-13) de las provisiones de diseño sísmico que plantea el LRFD-AISC, y evaluar así su utilización partiendo de la base de la estrategia de columna fuerte-viga débil. Si dichas secciones no cumplían con las dos ecuaciones (tenían que cumplir al menos con una de ellas), entonces se regresaba hasta el proceso de selección explicado anteriormente, y así sucesivamente hasta llegar a las secciones adecuadas.

A continuación se presentan las ecuaciones (2-12) y (2-13):

Ecuación 2-12

$$\frac{\sum Zc \left( Fyc - \frac{Puc}{Ag} \right)}{\sum Zb Fyb} \geq 1.0$$

Ecuación 2-13

$$\frac{\sum Zc \left( Fyc - \frac{Puc}{Ag} \right)}{Vndb \frac{H}{(H - db)}} \geq 1.0$$

- **Inclusión de efectos de Torsión en el análisis**

Los efectos de torsión fueron tomados en el análisis a la hora del diseño utilizando el programa ETABS.

Según la Norma Técnica para Diseño por Sismo en su sección 4.4.3: " El momento torsionante de diseño de un entrepiso dado, será el que resulte de las excentricidades entre las fuerzas de diseño aplicadas en los pisos superiores a ese entrepiso y los elementos resistentes verticales en ese entrepiso, incrementado por un momento torsionante accidental". Como complemento en la sección 4.4.4 define: "El momento torsionante accidental se determinará asumiendo que en cada piso la masa está desplazada a ambos lados del centro de masa calculado, una distancia igual al 5% de la dimensión del edificio en ese piso en dirección perpendicular a las fuerzas en consideración."

Ambos efectos son tomados en cuenta en el procesamiento de la estructura hecho mediante el programa ETABS. En el primer caso el programa define el centro de rigidez de cada entrepiso, así como su centro de cortante; los cuales, para nuestro caso, por el hecho de tomar edificios regulares con plantas perfectamente simétricas en todas direcciones, coinciden perfectamente y por lo tanto no generan ningún efecto sobre la estructura. El único efecto generado es el de torsión accidental, el cual es tomado en cuenta en el programa al momento de modelar la estructura y definir el tipo de fuerzas laterales que se quiere utilizar, en la parte de "LOADING", "LATERAL" (ver "ETABS USER'S GUIDE" versión 6.20, pags. 184-193). Para nuestro caso en ésta sección utilizamos las fuerzas laterales estáticas definidas por el UBC 94, y dentro de la misma pantalla (asignación de fuerzas laterales) el programa permite la opción



de introducir los valores de excentricidad de diseño (5% del lado perpendicular a la dirección de la fuerza aplicada) para cada piso de la estructura.

## 6.2. Análisis de Colapso

El análisis fue realizado para los nueve edificios diseñados anteriormente .

Debido a que el programa a utilizar fue el DRAIN-2DX, el cual contempla sólo un análisis bidimensional, se tuvo que escoger el marco más representativo de cada edificio, ya que los edificios fueron estructurados de una forma en la cual no todos los marcos tenían la misma rigidez o carga lateral (como es lo usual en el diseño por cargas estáticas laterales que se realiza en el país); lo cual hizo surgir la duda sobre si escoger un marco central o uno perimetral. Por tal motivo se realizó un análisis para verificar cual de éstos dos marcos tomaba mayor carga lateral. Los resultados se muestran en la tabla 11 :

PORCENTAJE DE FUERZA LATERAL POR MARCO				
PLANTA	EDIFICIO	MARCO	% DE FUERZA LATERAL QUE TOMA	
			TOTAL	CADA MARCO
1 Cuadrado 22 x 22 mts	5	Perimetral	68.60	34.30
		Interno	31.40	10.47
	10	Perimetral	69.00	34.50
		Interno	31.00	10.33
	15	Perimetral	60.92	30.46
		Interno	39.08	13.03
2 Rectángular 13 x 26 mts	5	Perimetral	65.08	32.54
		Interno	34.92	8.73
	10	Perimetral	59.16	29.58
		Interno	40.84	10.21
	15	Perimetral	54.68	27.34
		Interno	45.32	11.33
3 Planta Común 35 x 35 mts.	5	Perimetral	60.92	30.46
		Interno	39.08	7.82
	10	Perimetral	58.54	29.27
		Interno	41.46	8.29
	15	Perimetral	60.94	30.47
		Interno	39.06	7.81

TABLA 11

Como se puede ver en la tabla, los marcos perimetrales toman casi el 70% de la carga lateral del edificio, e individualmente toman casi 3 veces la carga que toma un

marco central; por lo cual para todos los edificios en estudio se decidió que el análisis se realizaría para el marco perimetral con menos rigidez lateral.

Para los 3 tipos de plantas se obtuvieron diferentes valores de ductilidad global y resistencia basados en los estados límites de servicio y de falla respectivamente. Lo anterior fue posible debido a que todos los edificios analizados alcanzaron primero el estado límite de servicio que el de falla.

**a) Estado límite de servicio :**

El análisis se realizó para los nueve edificios contemplados anteriormente, y los resultados se presentan en la tabla 12, y en las figuras 6.10-6.15:

ESTADO LIMITE DE SERVICIO				
PLANTA	EDIFICIO	MARCO	RESISTENCIA	DUCT. GLOBAL
1 Cuadrado 22 x 22 mts	5	Perimetral	3,023	3,935
		Interno	5,745	1,553
	10	Perimetral	2,799	3,725
		Interno	3,825	1,648
	15	Perimetral	2,392	3,212
		Interno	3,665	1,667
2 Rectángular 13 x 26 mts	5	Perimetral	3,034	3,478
		Interno	7,040	2,760
	10	Perimetral	2,601	3,444
		Interno	5,895	2,710
	15	Perimetral	2,526	2,921
		Interno	5,060	2,390
3 Planta Común 35 x 35 mts.	5	Perimetral	2,796	3,425
		Interno	4,178	1,723
	10	Perimetral	2,516	3,538
		Interno	4,147	1,631
	15	Perimetral	1,992	3,127
		Interno	5,026	1,646

**TABLA 12**

**Los valores de Ductilidad y Resistencia para los marcos internos son mostrados solo para efectos de comparación, ya que el análisis al final fue dirigido para los marcos perimetrales.**

Para el estado límite de servicio se tomó como parámetro el sobrepasar el desplazamiento relativo permisible por la Norma Técnica para Diseño por Sismo (deriva de entrepiso).

El procedimiento que se siguió para obtener los valores de ductilidad y resistencia para como se detalla a continuación:

Al procesar cada uno de los archivos de entrada, el programa forma una serie de directorios de salida, en donde nos interesa revisar principalmente el .OUT. De este se obtendrá el paso al cual se forma la primera articulación plástica y por lo tanto el desplazamiento de fluencia; luego se obtendrá el desplazamiento último, el cual será aquel para el cual se forma el primer mecanismo de falla, ya sea por número de articulaciones plásticas, por mecanismo de nodo o por efecto de funcionalidad es decir la deriva de entrepiso. Al hacer el cociente de estos dos valores resulta el valor de la Ductilidad global para la estructura analizada. El factor al cual se obtiene el primer mecanismo de falla, será la Resistencia de dicha estructura.

Como se puede ver en la tabla 12 y en las figuras 6.10-6.15, para el estado límite de servicio en las 3 plantas se obtuvieron ductilidades globales relativamente bajas que no sobrepasan el valor de 4 para ninguna de las alturas estudiadas. Es de hacer notar que tanto la resistencia como la ductilidad van bajando a medida aumenta

la altura del edificio en estudio, llegando a alcanzar valores de 1.992 y 2.921 respectivamente en los edificios de 15 plantas.

Los edificios con planta arquitectónica del tipo 2 (rectangular) son los que presentan mayores valores de ductilidad y resistencia a la hora de sobrepasar la deriva de entrepiso.

Es importante resaltar que hasta éste punto en ninguno de los edificios estudiados se han presentado articulaciones plásticas en columnas , sino que sólo en vigas ; con lo cual se cumple con la estrategia de diseño adoptada de columna fuerte-viga débil. La mayor cantidad de rótulas plásticas se obtuvieron en niveles intermedios donde se presentan cambios de sección de vigas y columnas. (ver figuras 6.22-6.30)

Según la NTDS al alcanzar éste punto de estado límite de servicio, se ha afectado el correcto funcionamiento de la estructura, pero todavía posee capacidad para soportar cargas ; por lo cual se continuó amplificando la carga lateral hasta llevar a la estructura al estado límite de falla, es decir, aquel punto donde se presentan daños irreversibles en la estructura al haberse agotado su capacidad de carga.

**b) Estado límite de falla :**

Se presenta a continuación la tabla 13 con los valores obtenidos de Ductilidad y Resistencia, cuando el edificio sobrepasa el estado límite de falla, y en las figuras 6.16 a 6.21.

ESTADO LIMITE DE FALLA				
PLANTA	EDIFICIO	MARCO	RESISTENCIA	DUCT. GLOBAL
1 Cuadrado 22 x 22 mts	5	Perimetral	6.361	70.580
	10	Perimetral	4.189	21.390
	15	Perimetral	4.490	31.800
2 Rectángular 13 x 26 mts	5	Perimetral	11.937	207.240
	10	Perimetral	7.466	98.740
	15	Perimetral	7.714	84.840
3 Planta Común 35 x 35 mts.	5	Perimetral	3.816	36.660
	10	Perimetral	3.835	26.010
	15	Perimetral	3.732	22.710

**TABLA 13**

Para el estado límite de falla , se tomó como parámetro indicativo cualquiera de los mecanismos [14] que a continuación se detallan:

- Se forman tantas rotulas plásticas que el sistema se vuelve inestable.
- Se exceden valores máximos de giro en alguna de las secciones.
- Se exceden valores máximos de corte en alguna de las secciones.
- Se forma una rotula plástica en alguna columna.

Como se puede ver en la tabla 13 y en las figuras 6.16-6.21, los edificios con menores valores de resistencia y ductilidad global son los de las plantas arquitectónicas cuadradas 1 y 3. En todos los casos el mecanismo de falla prevaeciente es el exceder la capacidad de giro de las secciones de todos los elementos que llegan a un nudo en particular.

Los valores de resistencia y ductilidad obtenidos disminuyen a medida aumenta la altura, siendo los edificios de 5 niveles los de valores más altos en los 3 tipos de plantas. Así mismo, se puede notar una clara diferencia entre los edificios de la planta rectangular y los de las plantas cuadradas, teniendo éstos últimos valores de ductilidad substantivamente bajos respecto de los primeros.

Hasta éste punto se presentan articulaciones plásticas en todas las vigas de todos los edificios, no así en columnas, donde todavía existen elementos sin rotular.(ver figuras 6.22-6.30)

Es de hacer notar que las primeras columnas que rotulan son las del primer nivel en sus nudos inferiores, aunque sin llegar a formar un mecanismo de falla en esa parte.

Con el objetivo de observar con mas detalle el comportamiento de las estructuras es que se dibujó para cada tipo de edificio, mapas de articulaciones plásticas (figuras 6.22-6.30), obteniendo la cantidad de ellas que hacen sobrepasar la deriva de entrepiso, que es el modo de falla que predomina en todas las estructuras que se han estudiado. Se obtuvieron además, la cantidad de articulaciones, para el

cual se forma un mecanismo que haga colapsar la estructura, que para el caso el modo de falla fue el de nodo.



**LIMITE DE SERVICIO  
Y  
LIMITE DE FALLA**

**Fig. 6.10**

**DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO PARA EDIFICIOS DE PLANTA 1**

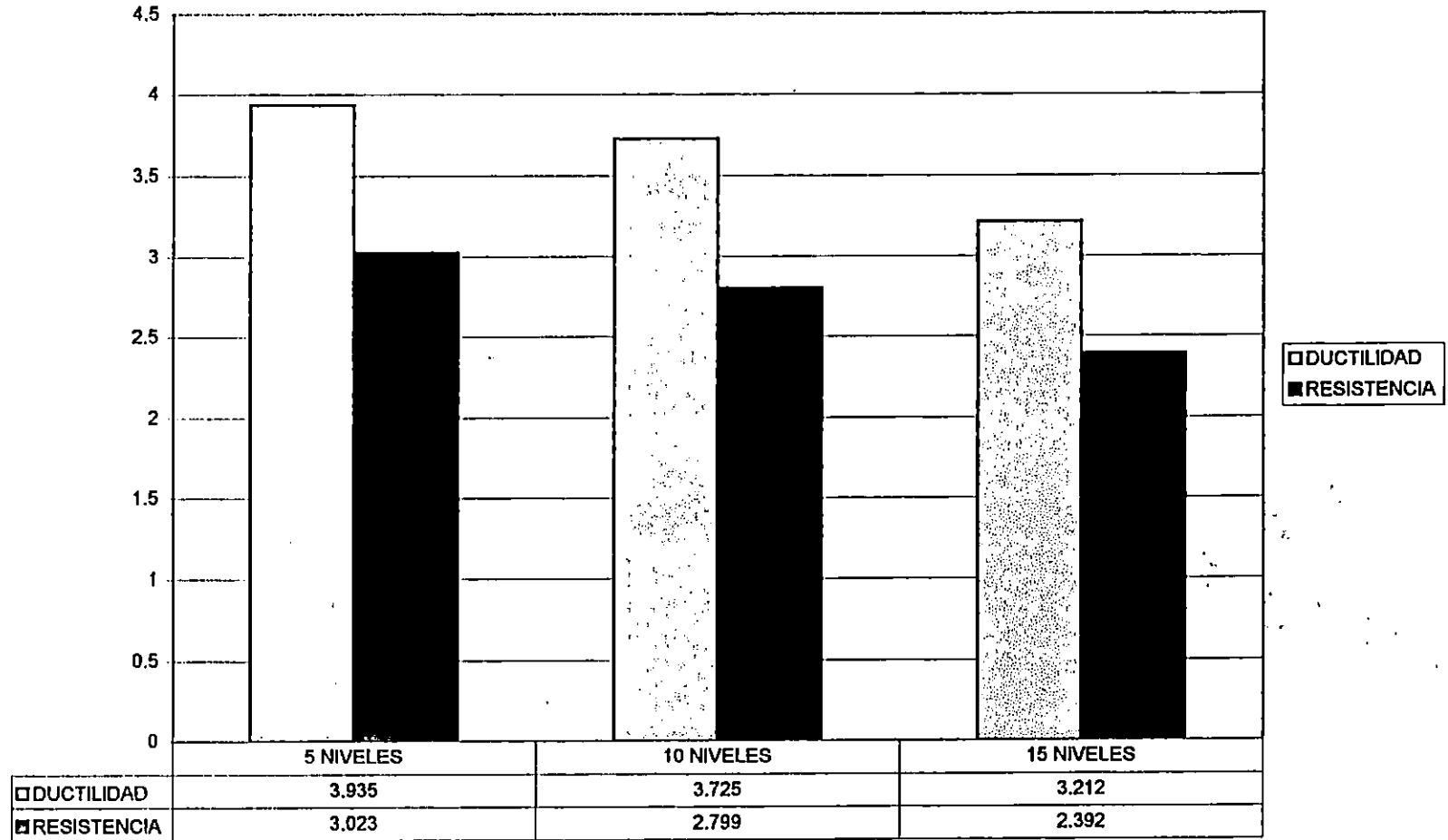


Fig. 6.11

DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO PARA EDIFICIOS DE PLANTA 2

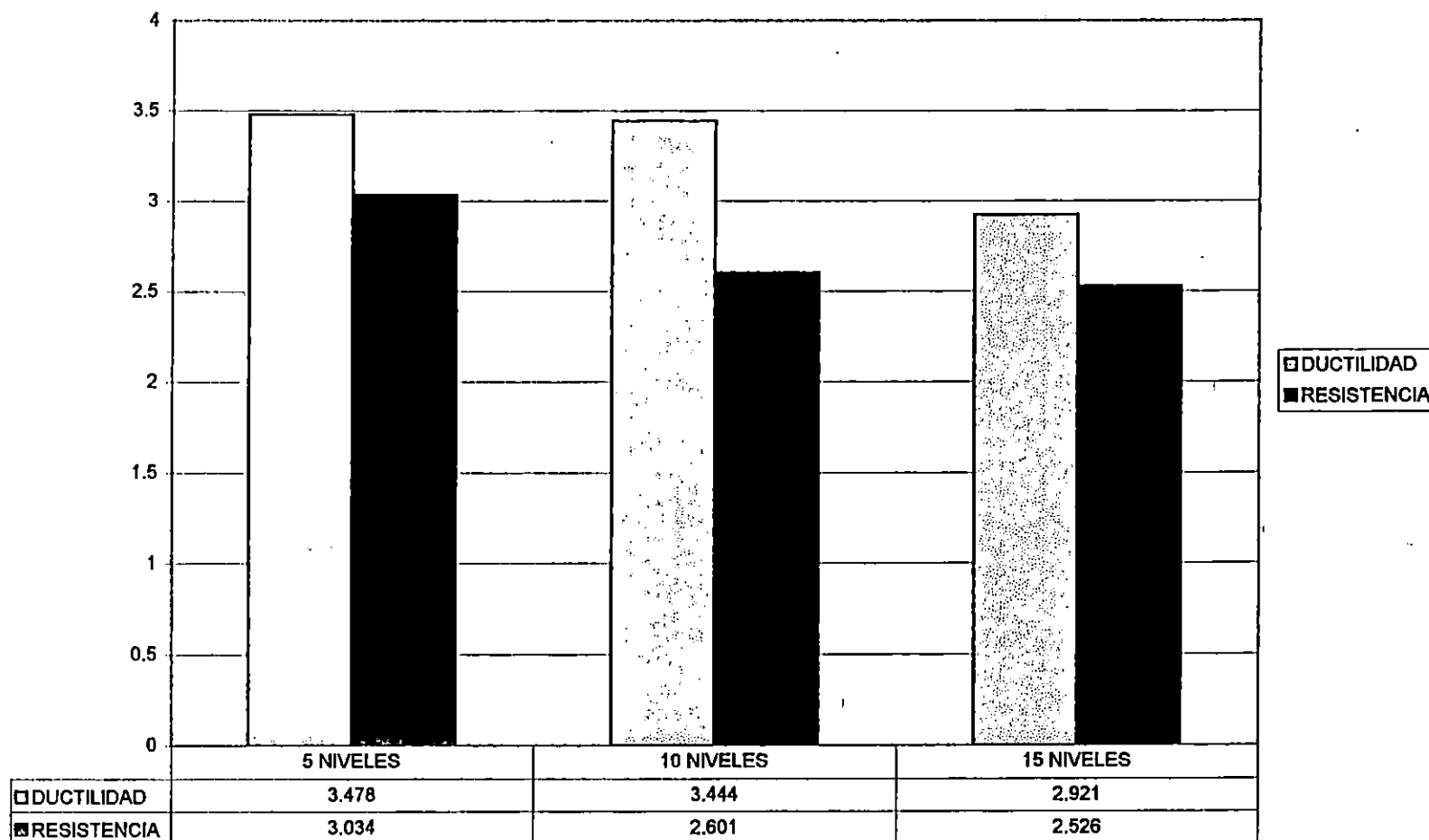


Fig. 6.12

DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO PARA EDIFICIOS DE PLANTA 3

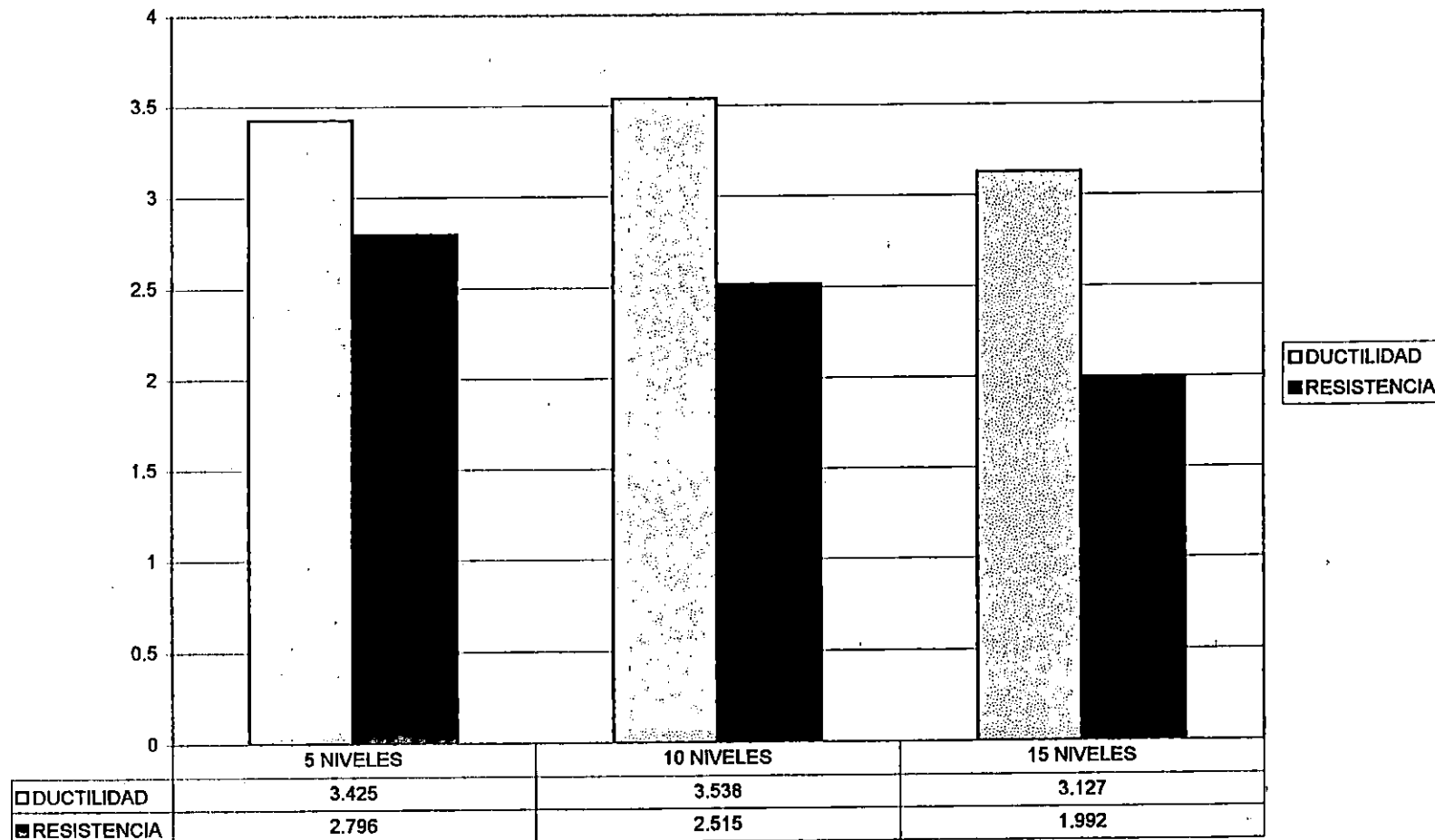


Fig. 6.13

DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO PARA EDIFICIOS DE 5 NIVELES

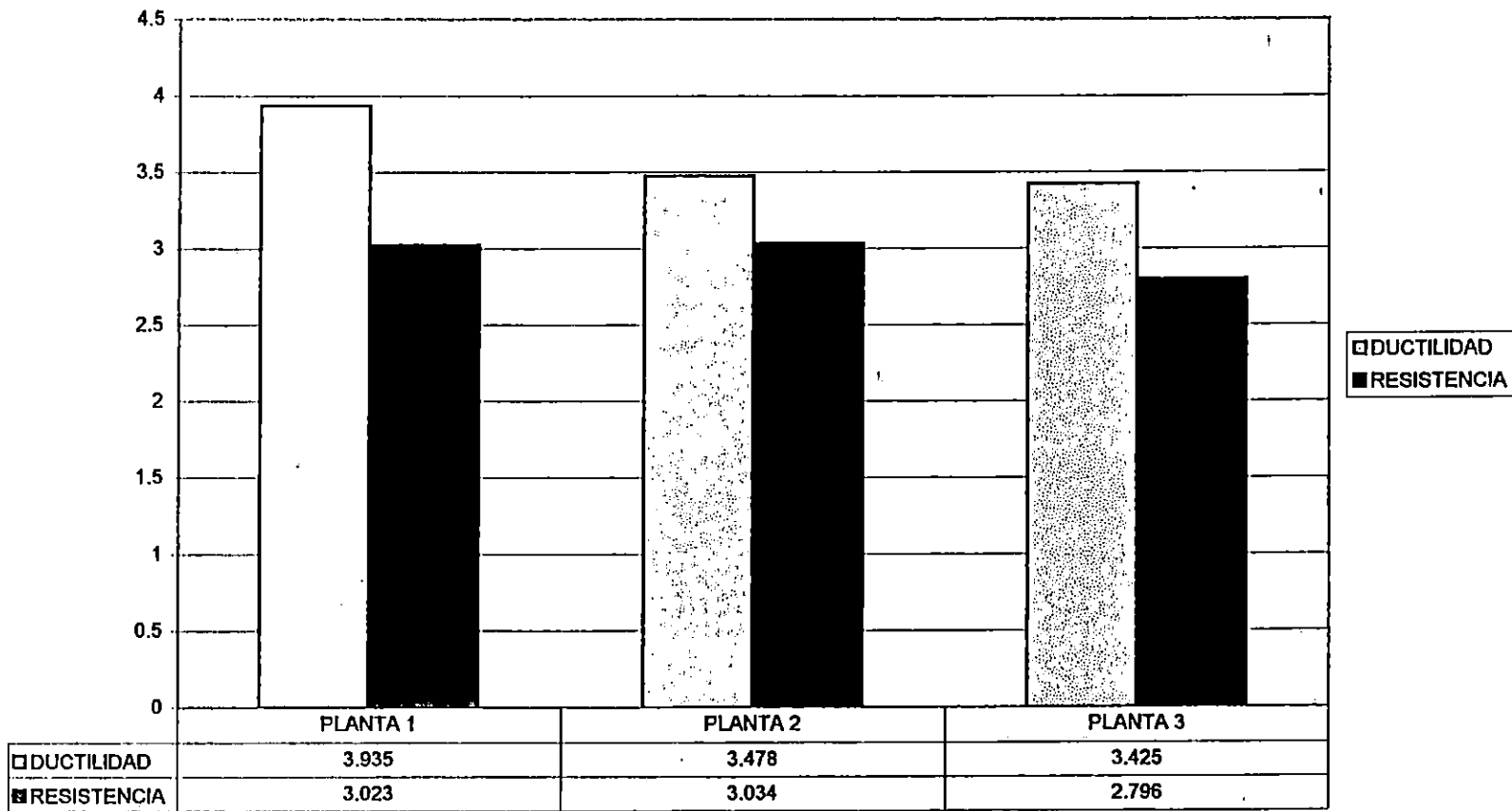
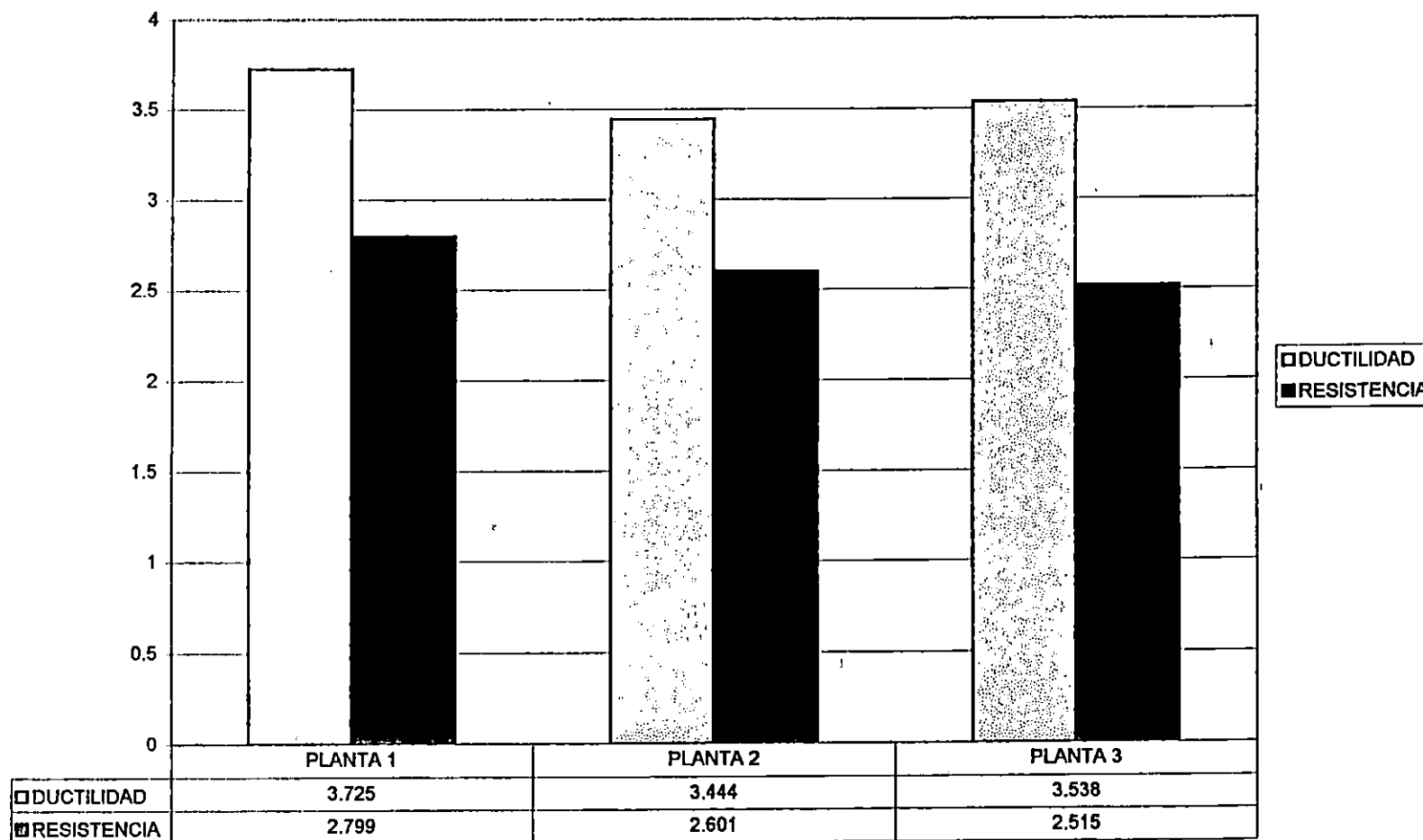


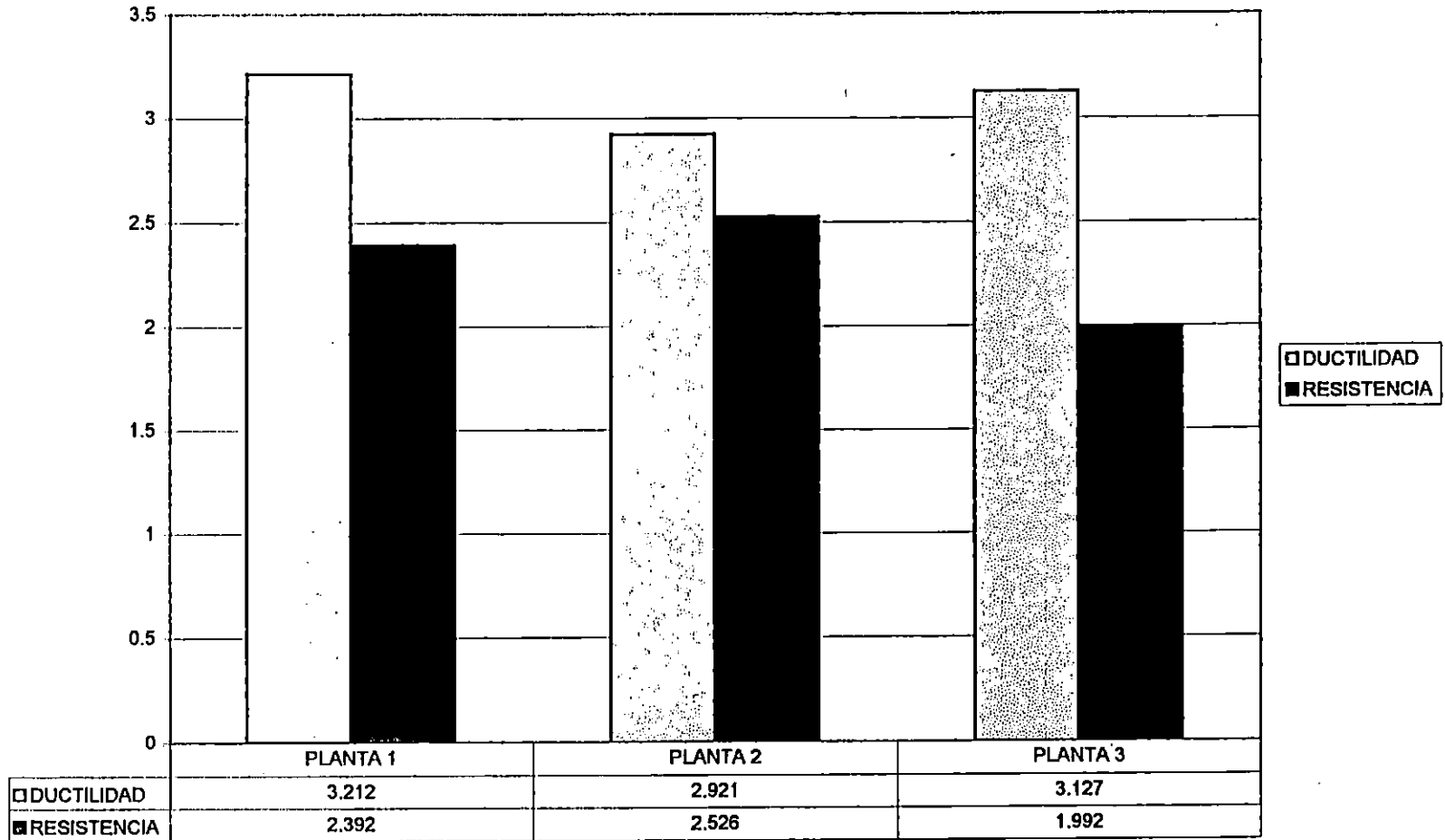
Fig. 6.14

DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO PARA EDIFICIOS DE 10 NIVELES



**Fig. 6.15**

**DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN EL ESTADO LIMITE DE SERVICIO PARA EDIFICIOS DE 15 NIVELES**



**Fig. 6.16**

**DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN EL ESTADO LIMITE DE FALLA PARA EDIFICIOS DE PLANTA 1**

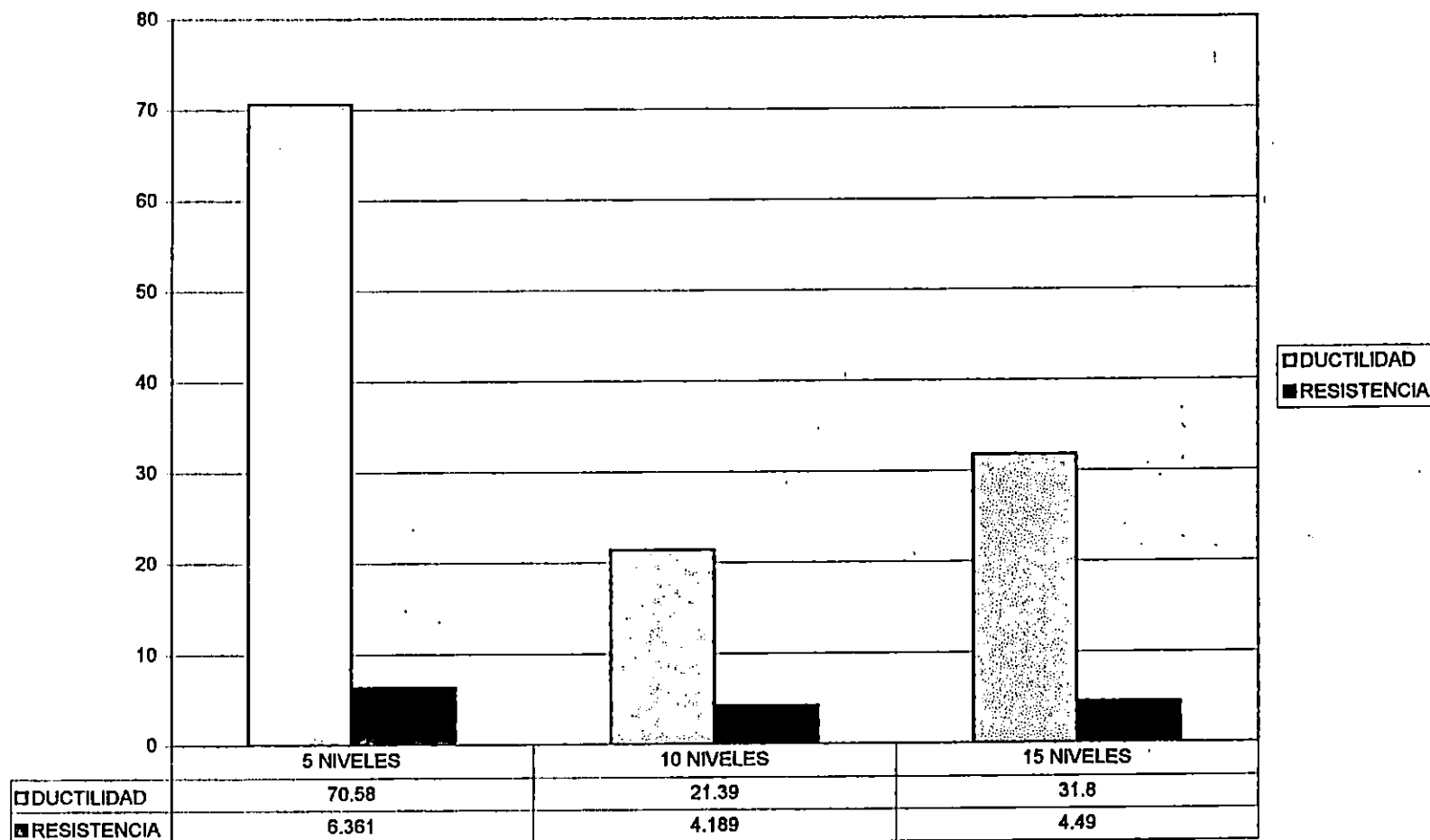
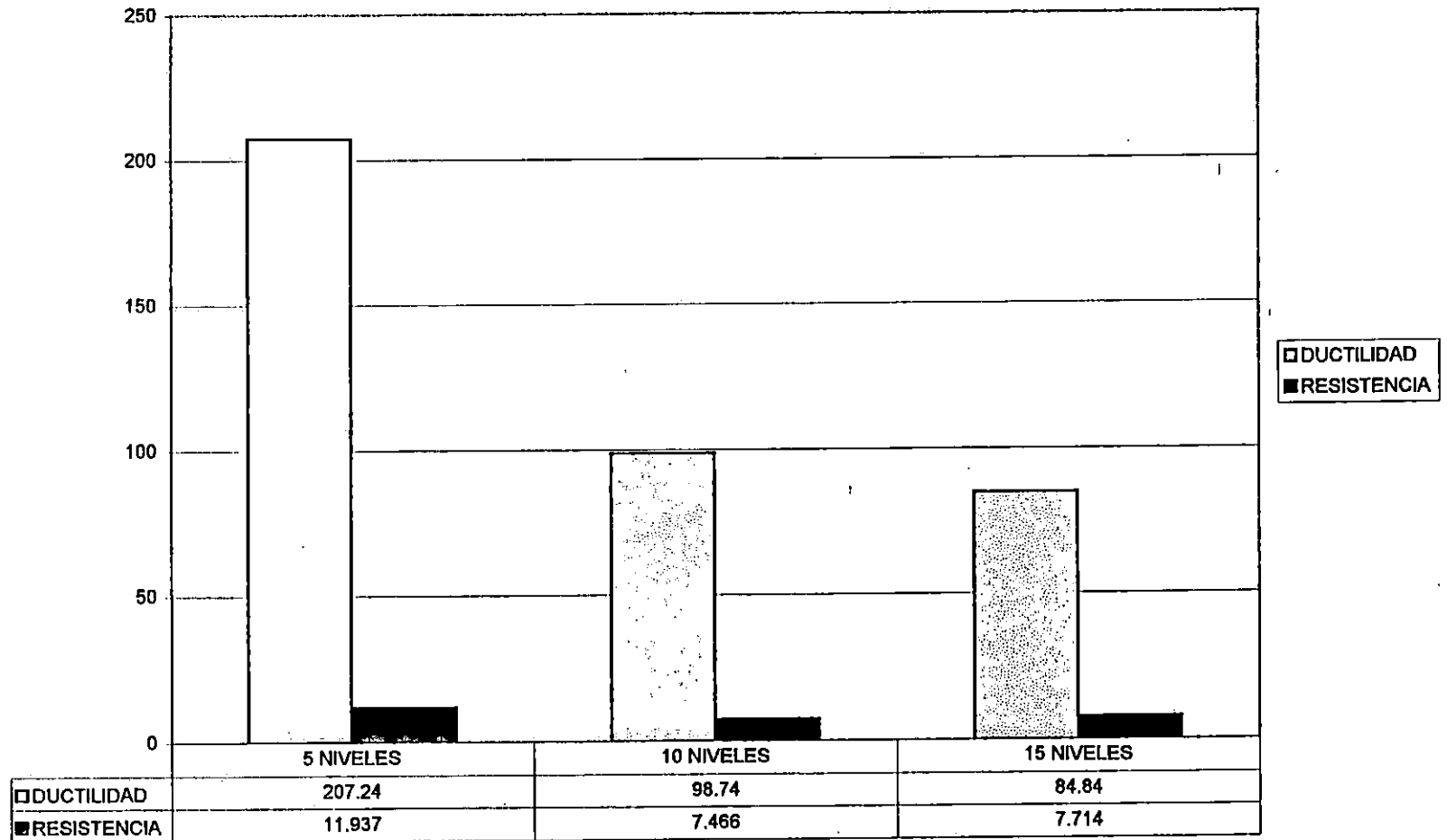




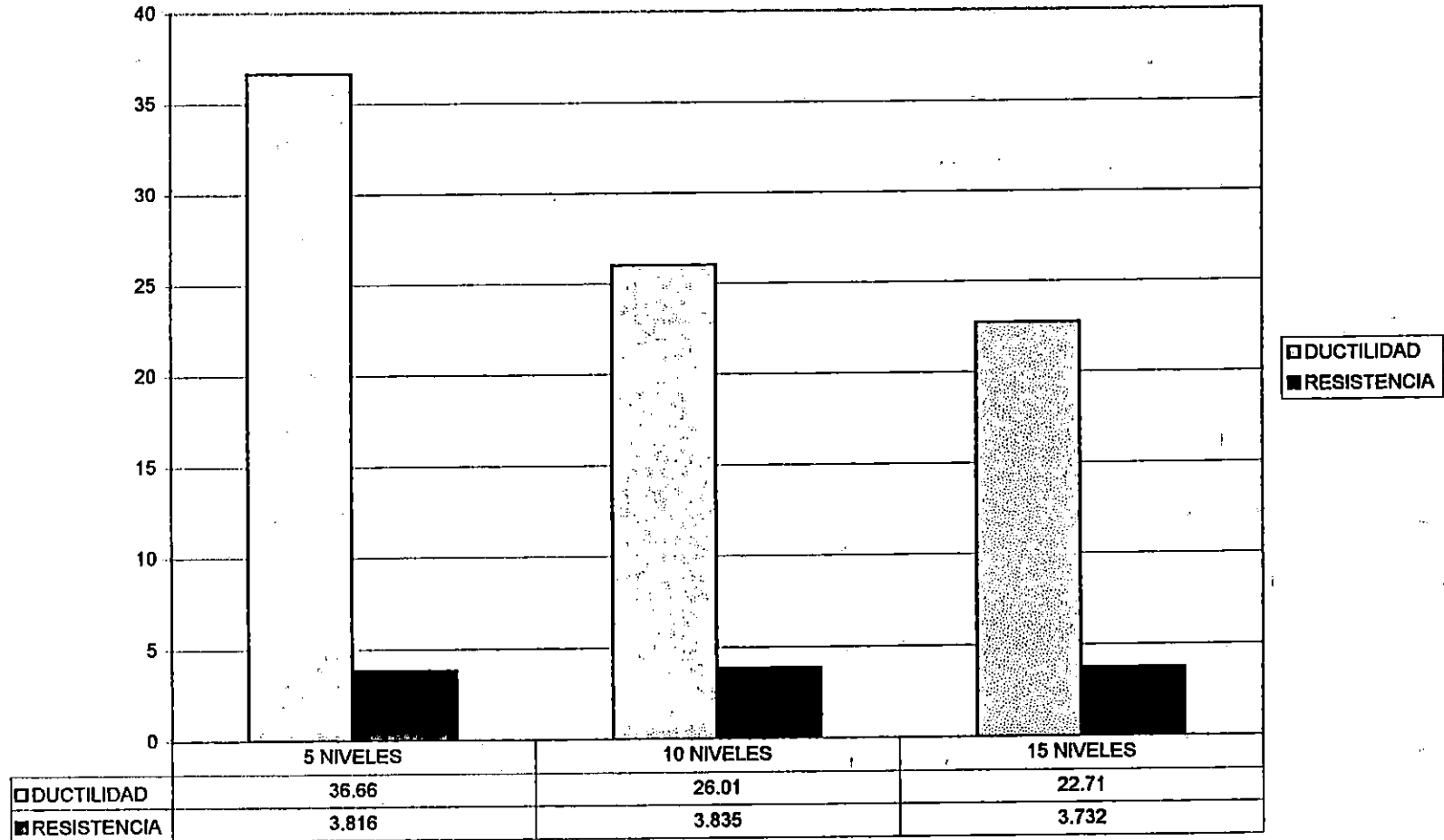
Fig. 6.17

DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN ESTADO LIMITE DE FALLA PARA EDIFICIOS DE PLANTA 2



**Fig. 6.18**

**DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN ESTADO LIMITE DE FALLA PARA EDIFICIOS DE PLANTA 3**



**Fig. 6.19**

**DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN ESTADO LIMITE DE FALLA PARA EDIFICIOS DE 5 NIVELES**

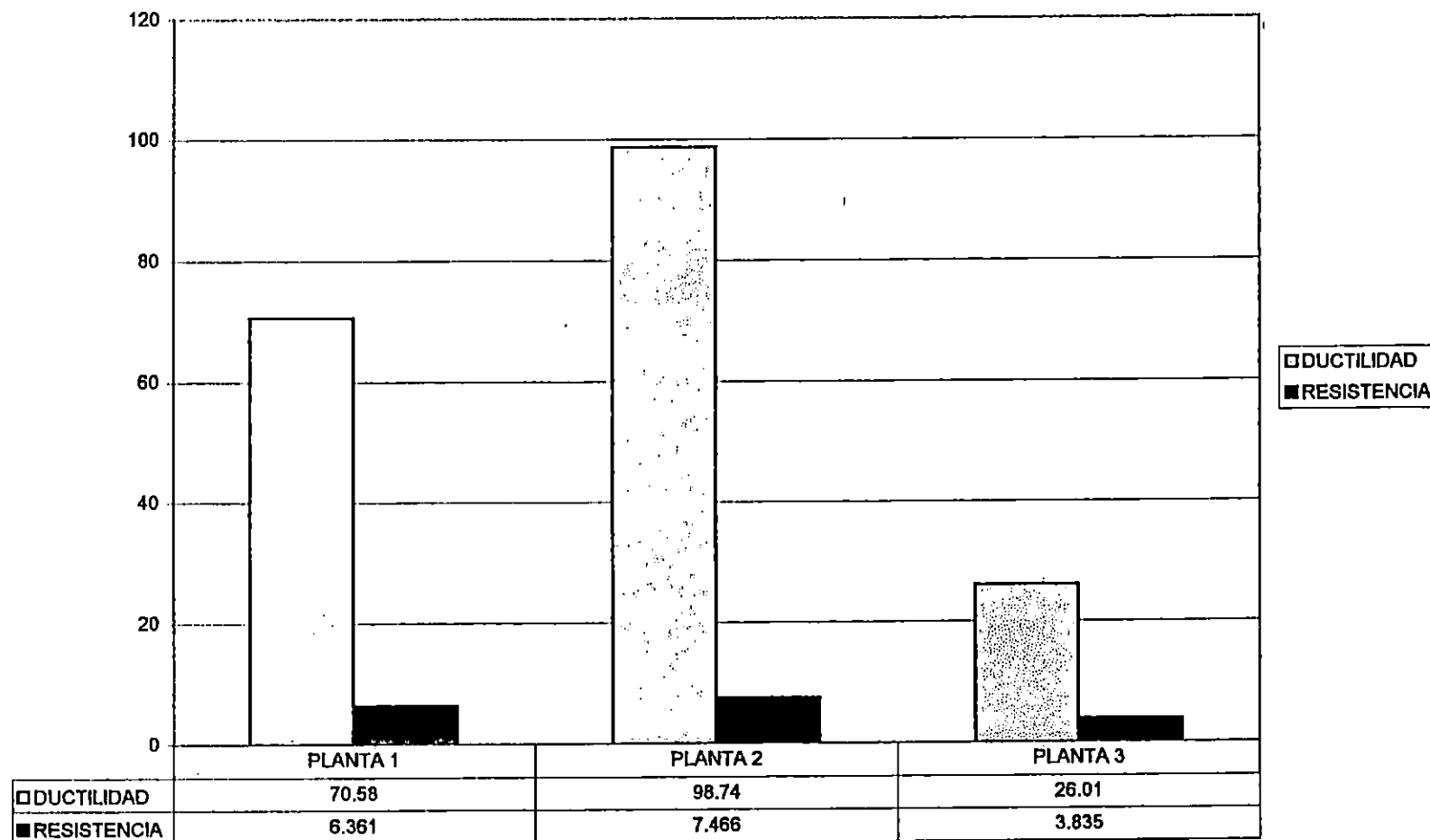


Fig. 6.20

DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN ESTADO LIMITE DE FALLA PARA EDIFICIOS DE 10 NIVELES

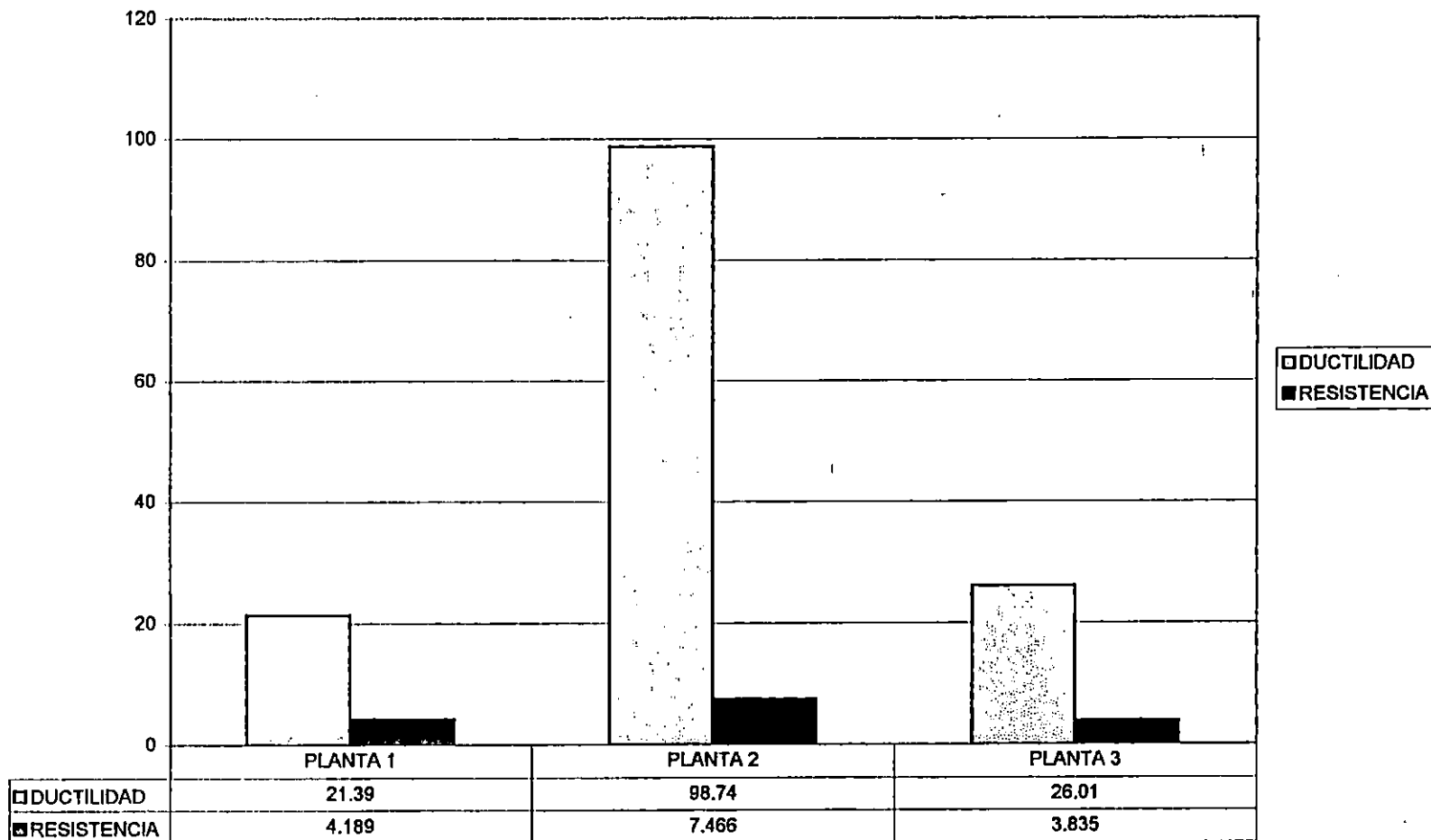
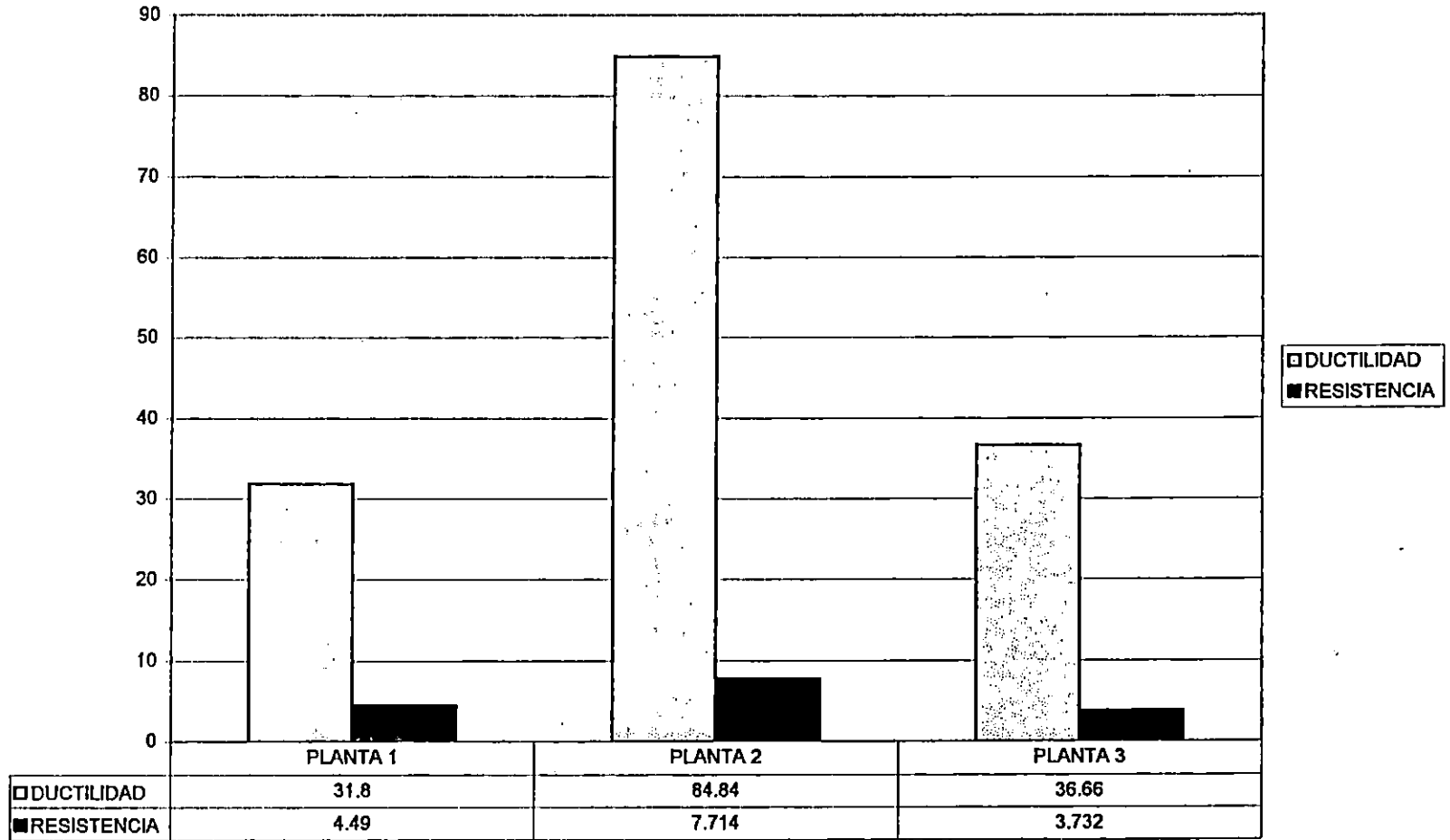


Fig. 6.21

DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN EL ESTADO LIMITE DE FALLA PARA EDIFICIOS DE 15 NIVELES



**ANALISIS DE COLAPSO  
MAPAS DE ARTICULACIONES  
PLASTICAS**

ANALISIS DE COLAPSO( PUSH-OVER )  
 MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS  
 MARCO EJE 1 DIRECCION Y-Y  
 PLANTA 1. EDIFICIO 5 NIVELES

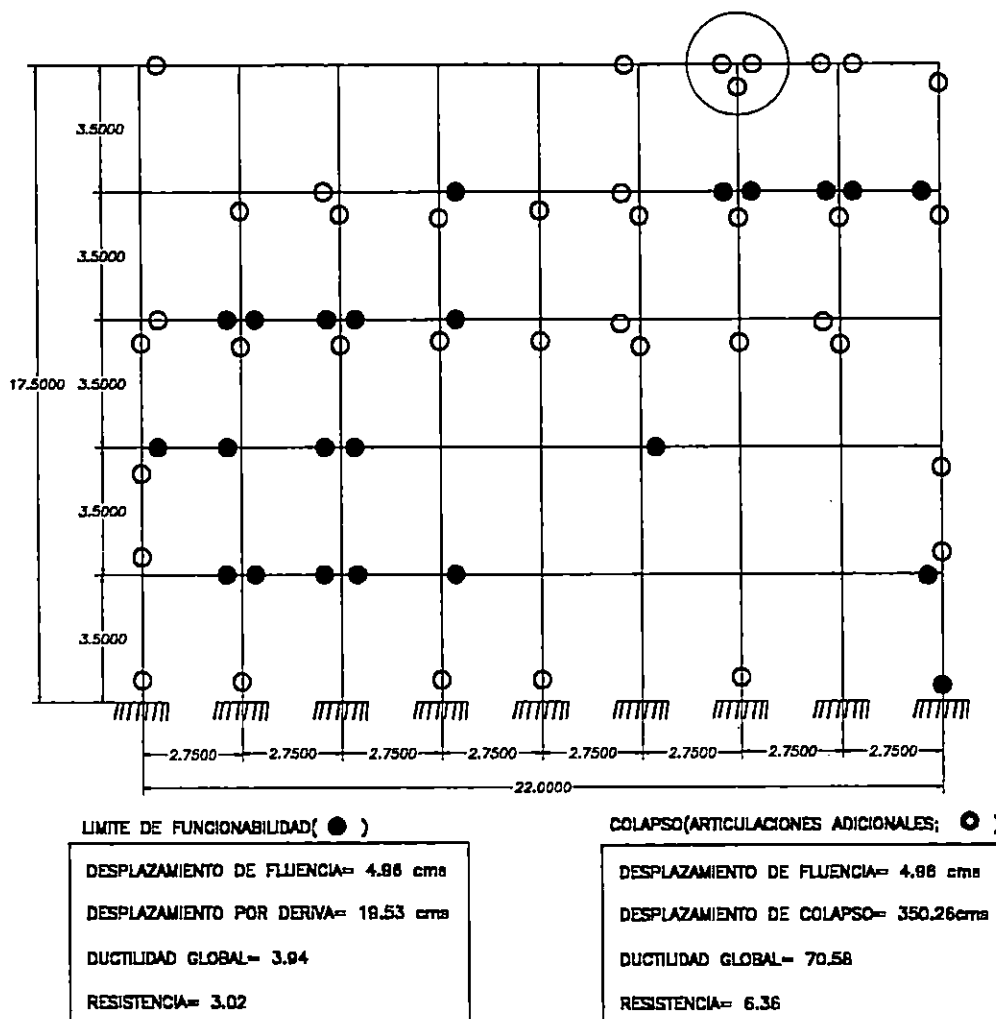
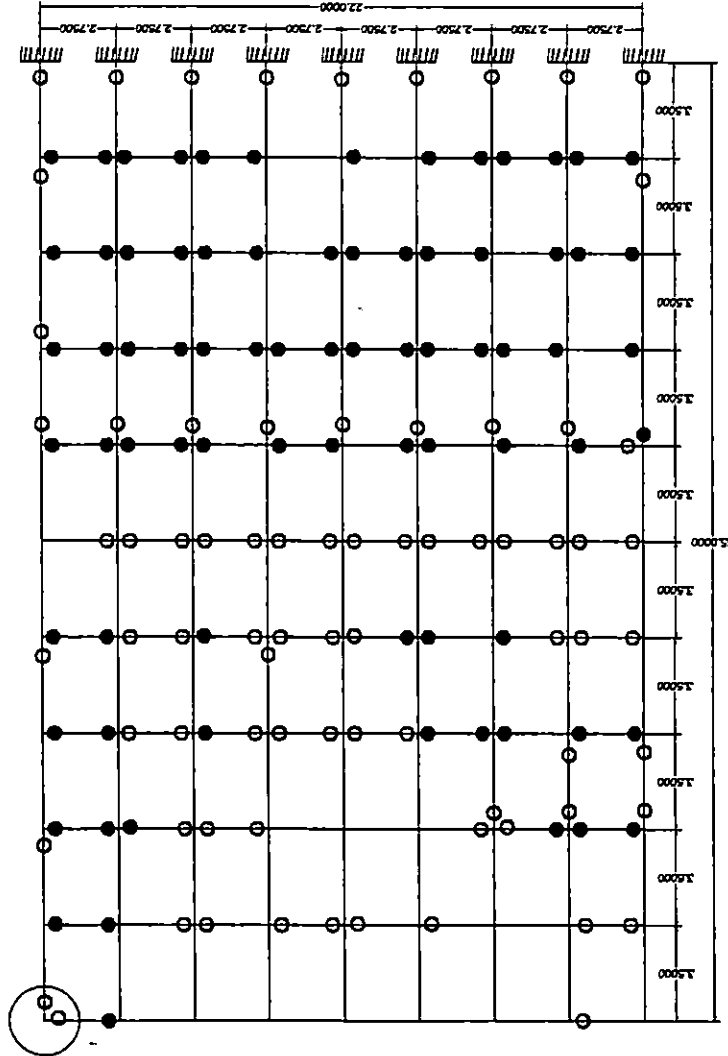
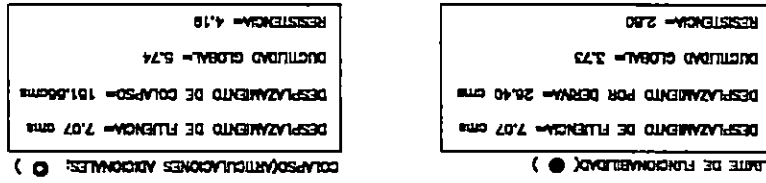


Fig. 6.22

Fig. 6.23



ANALISIS DE COLAPSO (PUSH-OVER)  
 MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS  
 MARCO EJE 1 DIRECCION Y-Y  
 PLANTA 1, EDIFICIO 10 NIVELES



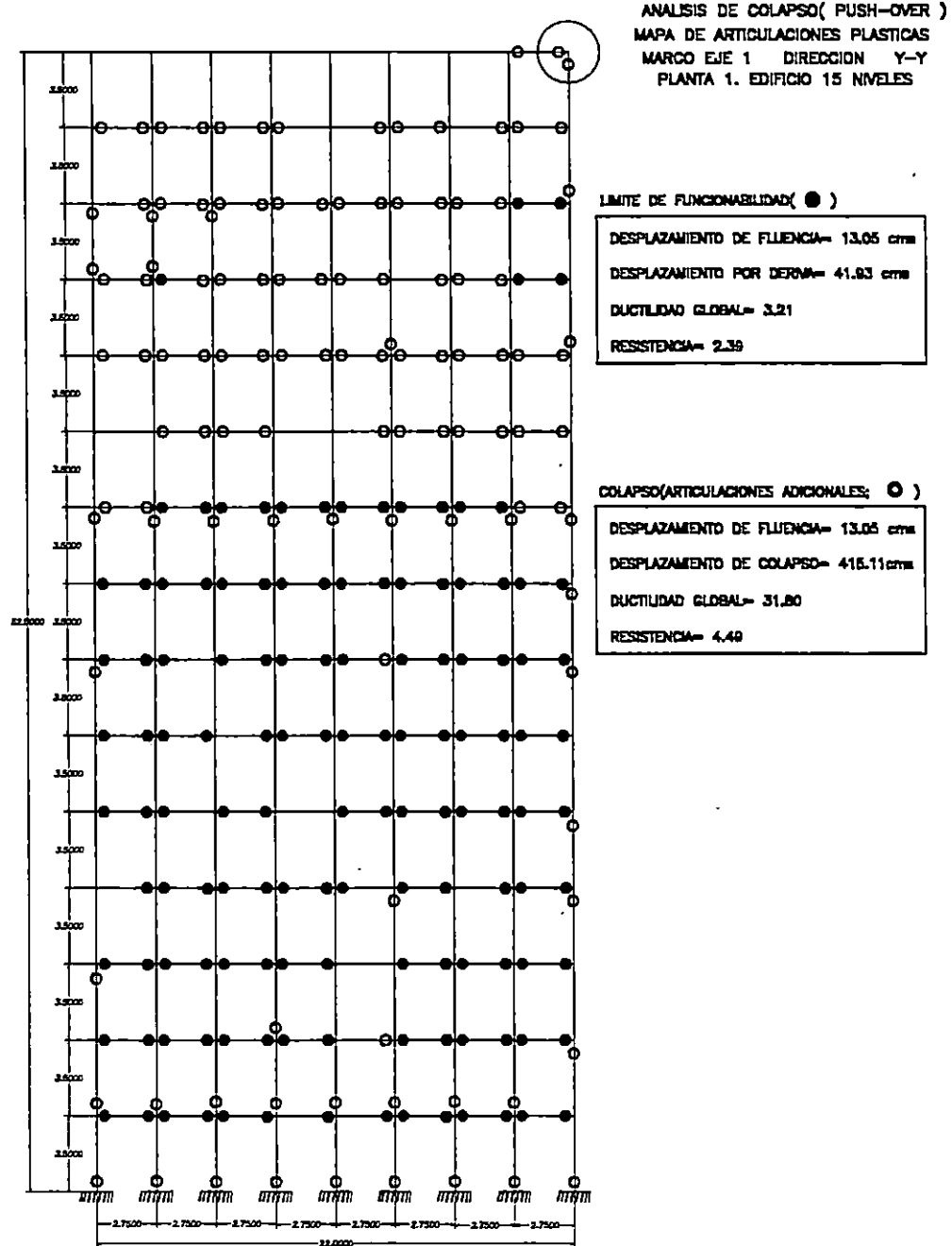
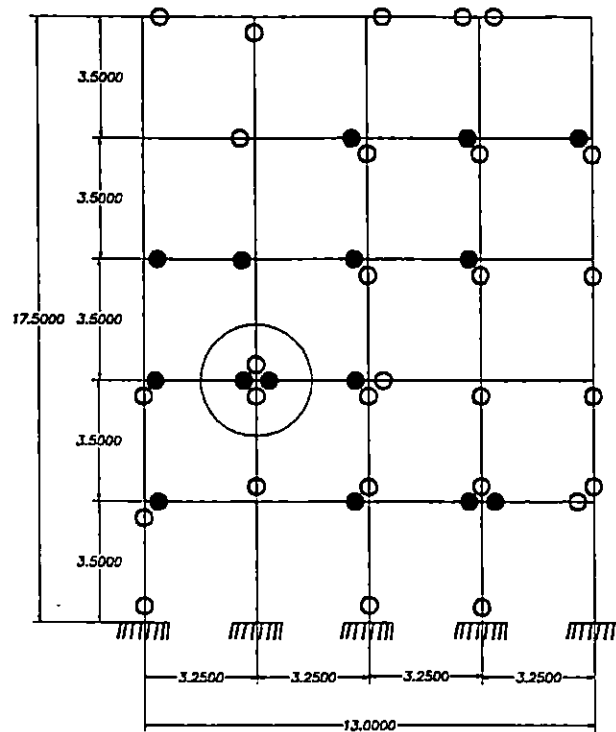


Fig. 6.24

ANALISIS DE COLAPSO( PUSH-OVER )  
 MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS  
 MARCO EJE 1 DIRECCION X-X  
 PLANTA 2. EDIFICIO 5 NIVELES



LIMITE DE FUNCIONABILIDAD( ● )

DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA= 5.49 cms

DESPLAZAMIENTO POR DERIVA= 18.09 cms

DUCTILIDAD GLOBAL= 3.48

RESISTENCIA= 3.03

COLAPSO(ARTICULACIONES ADICIONALES; ● )

DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA= 5.49 cms

DESPLAZAMIENTO DE COLAPSO= 1137.30cms

DUCTILIDAD GLOBAL= 207.24

RESISTENCIA= 11.94

Fig. 6.25

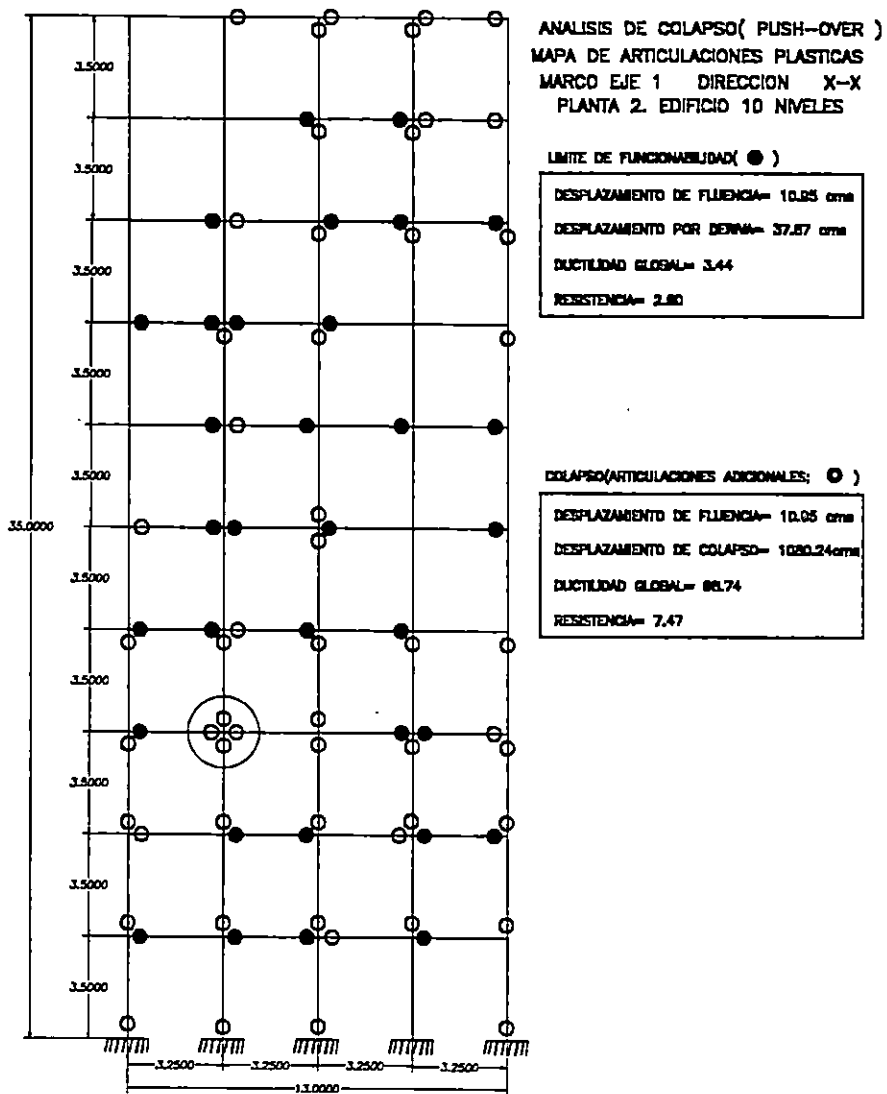


Fig. 6.26

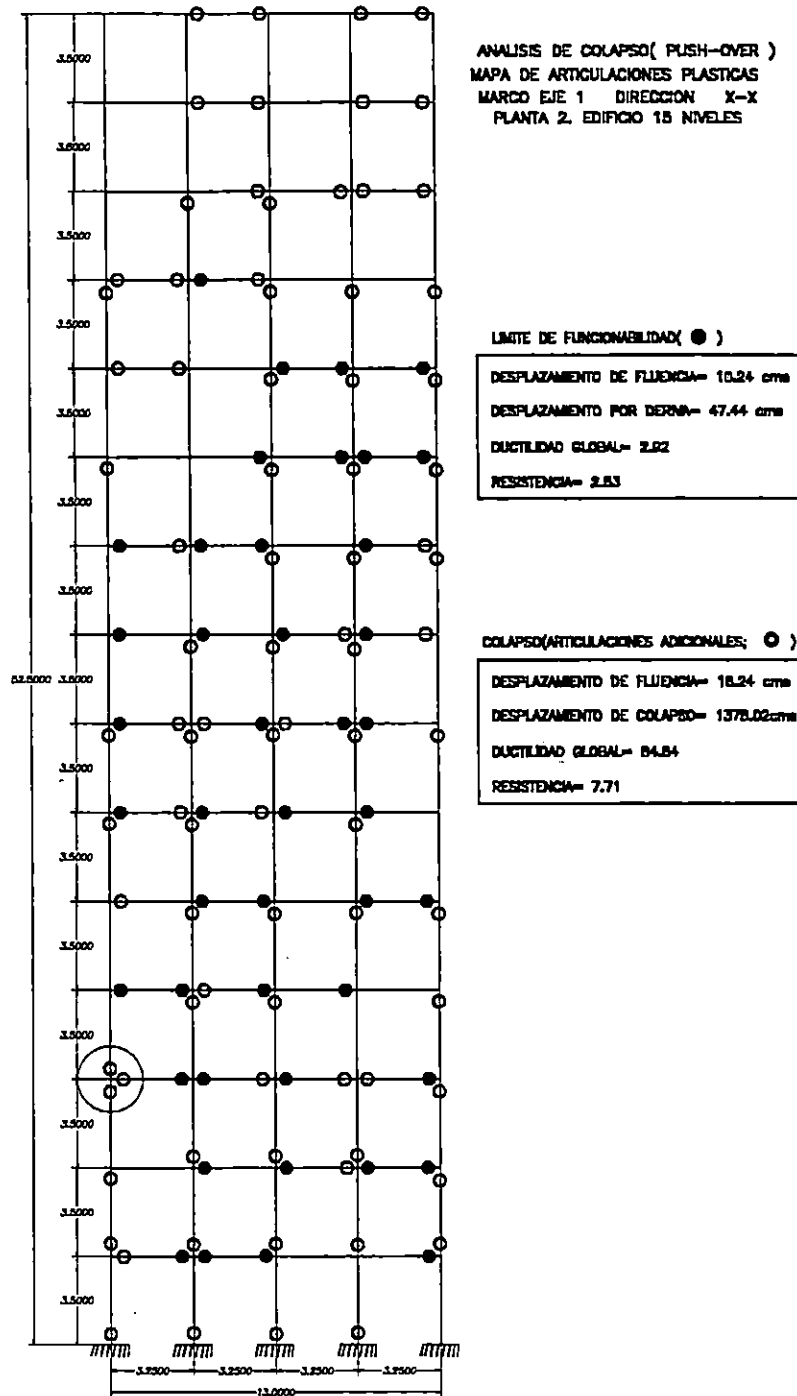
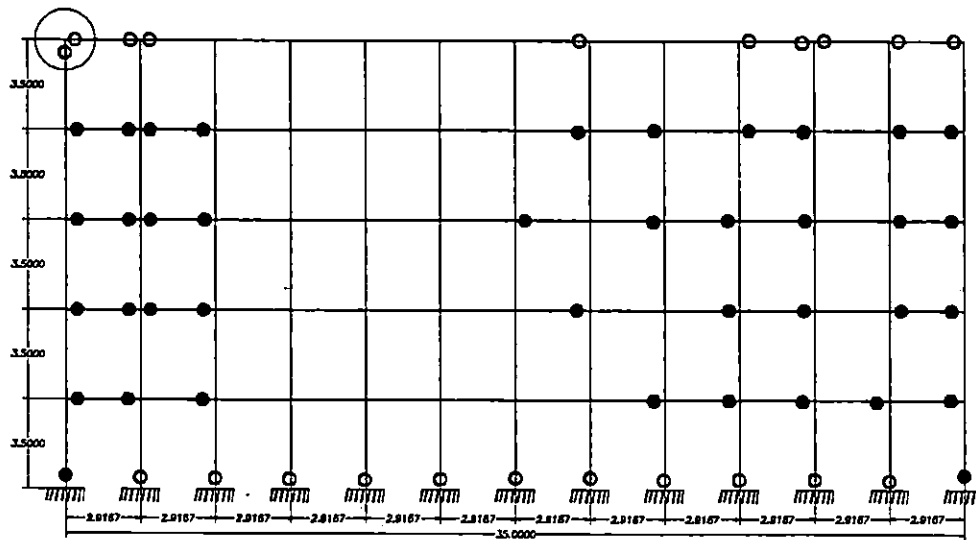


Fig. 6.27

ANALISIS DE COLAPSO( PUSH-OVER )  
 MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS  
 MARCO EJE 1 DIRECCION Y-Y  
 PLANTA 3. EDIFICIO 5 NIVELES



LIMITE DE FUNCIONABILIDAD( ● )

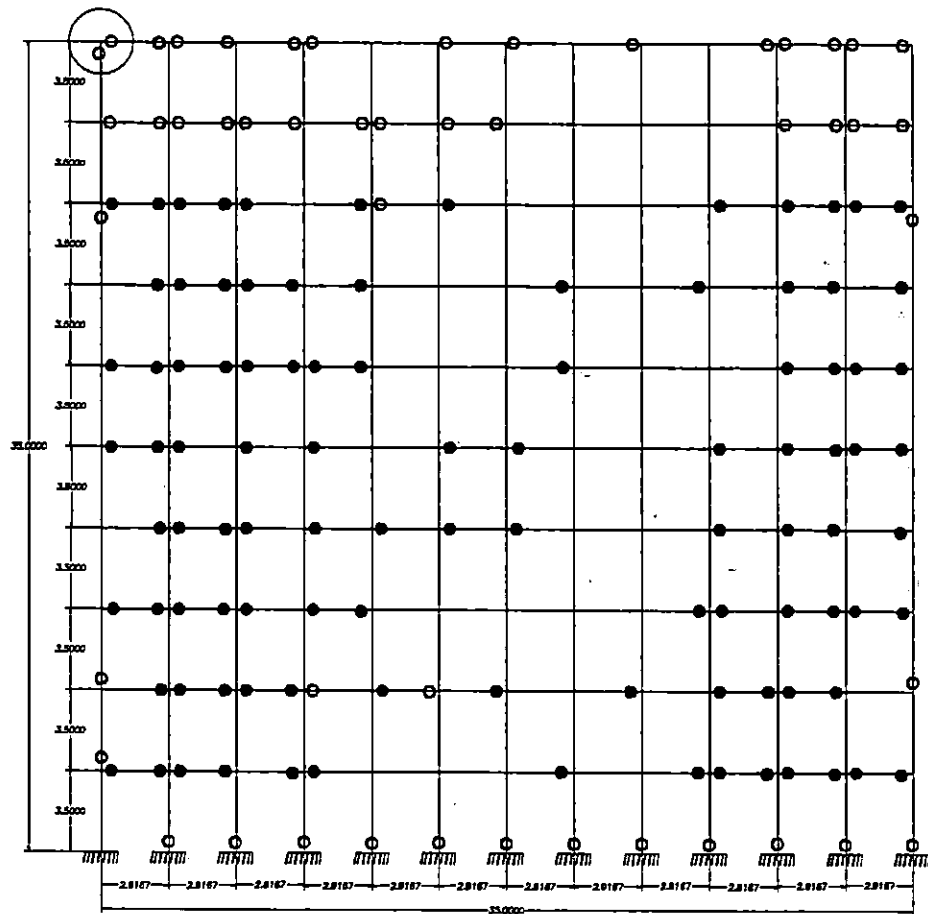
DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA= 6.41 cms  
 DESPLAZAMIENTO POR DERIVA= 18.52 cms  
 DUCTILIDAD GLOBAL= 3.43  
 RESISTENCIA= 2.80

COLAPSO(ARTICULACIONES ADICIONALES: ○ )

DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA= 6.41 cms  
 DESPLAZAMIENTO DE COLAPSO= 122.70cms  
 DUCTILIDAD GLOBAL= 22.71  
 RESISTENCIA= 3.82

Fig. 6.28

ANALISIS DE COLAPSO( PUSH-OVER )  
 MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS  
 MARCO EJE 1 DIRECCION Y-Y  
 PLANTA 3. EDIFICIO 10 NIVELES

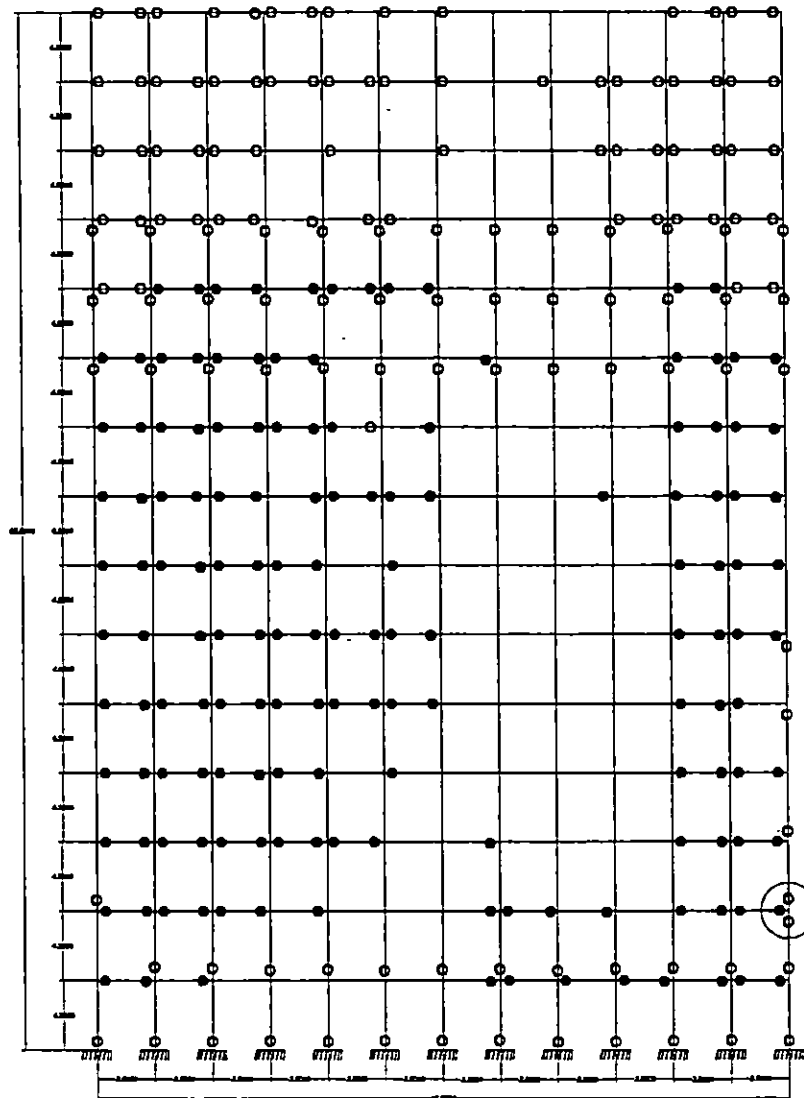


**LIMITE DE FUNCIONABILIDAD( ● )**  
 DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA= 10.71 cms  
 DESPLAZAMIENTO POR DERIVA= 37.90 cms  
 DUCTILIDAD GLOBAL= 3.54  
 RESISTENCIA= 2.52

**COLAPSO(ARTICULACIONES ADICIONALES: ○ )**  
 DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA= 10.71 cms  
 DESPLAZAMIENTO DE COLAPSO= 276.00cms  
 DUCTILIDAD GLOBAL= 25.01  
 RESISTENCIA= 3.84

Fig. 6.29

ANALISIS DE COLAPSO( PUSH-OVER )  
 MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS  
 MARCO EJE 1 DIRECCION Y-Y  
 PLANTA 3. EDIFICIO 15 NIVELES



LIMITE DE FUNCIONABILIDAD( ● )

DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA= 15.55 cms  
 DESPLAZAMIENTO POR DERIVA= 48.63 cms  
 DUCTILIDAD GLOBAL= 3.13  
 RESISTENCIA= 1.88

COLAPSO(ARTICULACIONES ADICIONALES; ● )

DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA= 15.55 cms  
 DESPLAZAMIENTO DE COLAPSO= 570.01cms  
 DUCTILIDAD GLOBAL= 36.66  
 RESISTENCIA= 3.73

Fig. 6.30

### **6.3. Análisis Paso a Paso**

El análisis se inició con la selección del acelerograma a utilizar. Los acelerogramas estudiados fueron los registros para el sismo de 1986 [15] de las estaciones del Hotel Sheraton, Instituto Geográfico Nacional (IGN), Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG), Instituto de Vivienda Urbana (IVU), Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas" ; éstos para los edificios de 5,10 y 15 niveles de las 3 plantas arquitectónicas en cuestión.

Para los edificios de 15 niveles además se evaluaron sismos de períodos más largos como son sismos de la costa de El Salvador<sup>10</sup>, sismo de El Centro de 1940 en California, el sismo de Viña del Mar en Chile, registro del sismo de México en 1985 por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), y el registro del sismo del Valle de San Fernando, California[15].

Para escoger el registro a utilizar se utilizó el Índice de Ductilidad Demandada (IDD) [14] como parámetro de medición de los daños que el sismo podría ocasionar a la estructura. Dicho índice se obtiene realizando el análisis dinámico no lineal "paso a paso" en la estructura, y así poder determinar las ductilidades locales demandadas de todos los elementos de la estructura; por lo cual el IDD se define como la raíz cuadrada de la sumatoria del cuadrado de las ductilidades locales demandadas en cada extremo de cada elemento de la estructura dividido por el número total de elementos.



Antes de obtener el IDD, se escogió la componente más violenta del acelerograma de cada sismo, tomando como base el máximo valor de aceleración. Es así como se escogió una componente por cada sismo, y se obtuvo para ella el valor del IDD. Los resultados se presentan en la tabla 14 y figura 6.31, para edificios de la planta 1 (representativos de la planta cuadrada) y para la planta 2 (rectangular):

REGISTRO	PLANTAS 1(CUADRADA)		PLANTA 2 (RECTANGULAR)	
	5 NIVELES	10 NIVELES	5 NIVELES	10 NIVELES
IGN-270	11.650	5.250	8.180	6.700
CIG-90	10.550	4.300	7.030	5.800
IVU-180	9.490	-----	7.990	-----
CR-0	6.220	-----	5.770	-----
UCA-90	8.490	-----	6.000	-----
SHER-270	5.670	-----	4.430	-----

**TABLA 14**

Donde :

IGN-270: componente a 270 grados del registro del Instituto Geográfico Nacional.

CIG-90: componente a 90 grados del registro del Centro de Investigaciones Geotécnico.

IVU-180: componente a 180 grados del registro del Instituto de Vivienda Urbano

CR-0: componente a 0 grados del registro de la estación del Camino Real

UCA-90: componente a 90 grados del registro de la UCA

SHER-270: componente a 270 grados del registro de la estación del Hotel Sheraton

----- : No considerado por ser menor que los registros de IGN y CIG.

Como se puede notar el registro más dañino para los tres tipos de edificios estudiados fue la componente a 270 grados del IGN, tanto para los edificios de 5 como de 10 niveles. Para los edificios de 15 niveles, se observó la misma tendencia que en los anteriores, pero los valores de IDD eran tan pequeños que se decidió no incluirlos en la tabla 14.

Una vez que se había escogido el registro más dañino se procedió a realizar el análisis paso a paso para los diferentes edificios en estudio.

El parámetro de medición de daños en los diferentes elementos estructurales fue el Balance de Ductilidad [14], el cual se define como la diferencia existente entre la Ductilidad Ofrecida y la Ductilidad demandada en cada extremo del elemento. La Ductilidad ofrecida se define como la capacidad de disipar energía sísmica y de aceptar deformaciones post-elásticas sin pérdida sustancial de resistencia que posee un elemento por sus características geométricas propias; mientras que la ductilidad demandada sería aquella que presenta el elemento ante la acción de cargas cíclicas, como sería en éste caso las fuerzas sísmicas. Por lo tanto un Balance de Ductilidad (BD) negativo representaría daños irreversibles en el elemento; mientras que un BD positivo significaría que el elemento todavía presenta reservas que le permiten resistir la acción de las cargas actuantes.

Las diferentes ductilidades se obtuvieron como la división de la rotación máxima que alcanza el elemento entre su rotación al momento de alcanzar la fluencia. La rotación de fluencia se obtuvo de la fórmula:

$$\theta = [\phi] * [h/2]$$

$\phi$  = Curvatura de fluencia (1/cm)

h = Peralte total de la sección

$$\phi \cong \frac{M}{EI}$$

M = Momento de fluencia de la sección

E = Módulo de elasticidad del acero (2.03 E6 Kg/cm<sup>2</sup>)

I = Inercia de la sección

Para el cálculo de la ductilidad ofrecida la rotación máxima se definió en base a estudios experimentales anteriores, ya que no se pudo encontrar una relación momento-curvatura apropiada, que defina con seguridad el comportamiento del acero en sus diferentes etapas de carga.

Para tal efecto se presenta a continuación, un extracto del libro "Ductile Design of Steel Structures" [11], escrito por Michael Bruneau, Chia-Ming Uang, y Andrew Whittaker, capítulo ocho, página doscientos setenta y siete:

"Estimaciones de las demandas de rotaciones plásticas para un marco de momento dado, se obtienen típicamente de análisis de respuestas históricas inelásticas. Dichos resultados son sensibles para modelar asunciones, y varían cuando se consideran diferentes registros de movimiento del suelo. La cantidad de energía plástica disipada por las vigas, zona del panel y columnas, será también una función de la filosofía de diseño adoptada.

Por tales razones, las expectativas generales acerca de las demandas de rotaciones plásticas para marcos de momento están basadas en síntesis de observaciones de estudios analíticos anteriores. Antes del terremoto de Northridge, las máximas rotaciones plásticas esperadas en vigas ( en ausencia de las deformaciones plásticas de la zona del panel ), se estimaban en 0.02 radianes, aunque algunos estudios reportaron valores tan altos como 0.025 radianes. Pequeñas demandas de rotaciones plásticas son obviamente esperadas en marcos flexibles cuyo diseño es de acuerdo a las limitaciones de deriva especificados en los códigos respectivos.

Después del terremoto de Northridge, la capacidad a rotación plástica requerida en las conexiones fue incrementada a 0.03 radianes para construcciones nuevas y 0.025 radianes para modificaciones post-sísmicas de edificios existentes. Esta rotación fue un valor de consenso desarrollado de acuerdo al sismo, basado en análisis de marcos de momento apegados a los códigos, utilizando registros históricos del movimiento del suelo durante el terremoto.”

De acuerdo a lo anterior, se decidió tomar el valor de 0.02 radianes como rotación máxima esperada en las secciones “W” utilizadas en el país para la construcción; tomando en cuenta que algunos parámetros como la buena calidad de la mano de obra, efectiva supervisión estructural, estricta supervisión de la calidad de los materiales y su manejo, no se cumplen a cabalidad; lo cual hace muy difícil que los elementos estructurales lleguen a desarrollar rotaciones plásticas de 0.03 radianes, tal

como se ha establecido en Estados Unidos después del terremoto de Northridge de 1994.

Para la ductilidad demandada, el valor de rotación máxima se obtuvo de los resultados que proporciona el DRAIN-2DX en su archivo \*.OUT, el cual muestra una envolvente de valores de rotación para cada uno de los extremos de cada elemento.

El análisis se inició sometiendo los edificios a la acción de los registros del IGN.

Como se puede ver en las figuras 6.35-6.43, ninguno de los edificios presentó daño en alguno de sus elementos estructurales. Así mismas, las reservas de resistencia que presentan dichos elementos son muy altas, debido a que la ductilidad demandada fue mínima.

Al igual que en el análisis de colapso (Push-Over), los edificios con planta del tipo rectangular (planta No. 2), son los que presentan elementos con reservas de ductilidad más altas. Los valores de Balance de ductilidad para los edificios con plantas cuadradas (1 y 3) presentan valores similares, aunque los de la planta 1 son relativamente mayores.

Debido al daño casi nulo que presentaron todos los edificios, se decidió amplificar los registros de los sismos que estaban siendo aplicados, hasta que los edificios presentaran alguna característica de colapso. Para tal efecto se tomó como parámetro de medición del colapso cualquier balance de ductilidad negativo que

apareciera en cualquier extremo de cualquier columna del edificio, ya que esto representaría un desprendimiento en esa parte del elemento, lo cual podría ocasionar daños severos en toda la estructura, como pueden ser rupturas severas en vigas y losas que llegan a la columna, afectando así al entrepiso en cuestión, y por ende a todo el edificio. Es de hacer notar que dicho parámetro de colapso sólo sería válido si las vigas aunque presentaran balances de ductilidad negativos en sus extremos, todavía tuvieran suficiente capacidad a cortante como para sostener la losa del nivel en cuestión.

Los registros de los sismos se fueron amplificando hasta llevar cada edificio a situación de colapso. Como ya se esperaba, la mayoría de vigas presentaron balances de ductilidad negativos; por lo cual lo primero que se hizo fue evaluar su capacidad a cortante, para verificar de ésta forma que todavía no se había sobrepasado dicha capacidad, y por lo tanto era acertado el escoger el primer balance de ductilidad negativo en una columna como parámetro de colapso. Para comprobar lo anterior, se escogieron los edificios de la planta 1 (tabla 15), debido a que al amplificar el sismo, fueron los que resultaron con más daños (tal como se puede ver en la tabla 17), y como se puede ver en los resultados los cortantes obtenidos representan de un 20%-60% de la capacidad máxima de los elementos, lo cual se considera satisfactorio.

PLANTA 1				Vobtenido (Ton)	Vu (Ton)
EDIFICIO	NIVEL	ELEMENTO	SECCION		
5 niveles	Azotea	Viga	W16X26	12.13	34.69
	1° a 4°	Viga	W16X31	16.77	38.63
10 niveles	Azotea	Viga	W16X26	6.17	34.69
	6° a 9°	Viga	W16X40	20.88	43.19
	1° a 5°	Viga	W16X50	31.3	54.65
15 niveles	Azotea	Viga	W16X26	13.1	34.69
	8° a 14°	Viga	W16X45	22.2	49.22
	1° a 7°	Viga	W18X60	40	66.95

TABLA 15

EDIFICIO	PLANTA	V.A.S
5 NIVELES	1	2.2
	2	2.9
	3	2.1
10 NIVELES	1	3.8
	2	4.5
	3	2.1
15 NIVELES	1	5.2
	2	6.8
	3	5.5

TABLA 16

Donde : V.A.S: Valor de amplificación de sismo del 10 /10/86 en San Salvador

EDIFICIO	PLANTA	IDD	IDD COL
5 NIVELES	1	11.65	24.74
	2	8.18	27.45
	3	10.7	22.11
10 NIVELES	1	5.25	16.91
	2	6.7	25.89
	3	7	22.14
15 NIVELES	1	5.7	20.54
	2	5.25	24.22
	3	5.5	24.17

TABLA 17

Donde :

IDD :Índice de Ductilidad Demandada obtenida de sismo aplicado con intensidad normal.

IDD COL: Índice de Ductilidad Demandada obtenida de sismo amplificado hasta llevar el edificio al colapso.

Como se puede ver en la figura 6.32, y en las tablas 16 y 17, los edificios de la planta No. 2 (rectangular) son los que resistieron más amplificaciones de los sismos en cuestión. Los edificios de las plantas 1 y 3 tienen valores parecidos, aunque siempre los de la planta 1 son relativamente superiores.

Así mismo se puede ver en las figuras 6.35-6.43, que antes que se produzca un balance de ductilidad negativo en una columna, ya lo han presentado la mayoría de vigas en el edificio; lo cual hace pensar que en todos los caso analizados, la estrategia de diseño adoptada de columna fuerte-viga débil, fue efectiva, ya que se logró que hasta el momento del colapso, la mayoría de columnas presenten todavía importantes reservas de ductilidad; no así las vigas, las cuales, tal como se pensaba a la hora del diseño, iban a ser los elementos encargados de absorber y disipar la mayor cantidad de energía sísmica que llegara al edificio, y por lo tanto presentarían agotadas sus reservas de ductilidad antes que las columnas. También es importante hacer ver, que en todos los edificios analizados, los primeros balances de ductilidad negativos en columnas se presentan casi al mismo tiempo en los nudos inferiores de todas las columnas del primer piso, lo cual directamente llevaría a la estructura al colapso.



Como se pudo observar en las tablas anteriores los edificios de 15 niveles son los que presentan los menores valores de IDD, lo cual significa que el sismo del 10 de octubre de 1986 no habría podido excitar a edificio cercanos a esa altura, debido a que el tiempo en que se produce su aceleración pico es muy inferior al período que poseen los edificios de 15 niveles; por lo cual se decidió probar que efecto tendrían sismos de períodos largos sobre dichos edificios, como son algunos sismos de la costa registrados por el Departamento de Sismología de la UCA, así como también los registros de los sismos de Viña del Mar en Chile del 03 de Marzo de 1985, y el registro de la SCT del sismo del 19 de septiembre de 1985 en México; los cuales se sabe que tuvieron su epicentro en el océano. Otros registros utilizados fueron los del Valle de San Fernando en California del 09 de febrero de 1971, y el de El Centro en California en 1940, los cuales no fueron sismos originados en la Costa, sino más bien de carácter volcánico.

La medida de comparación para ver en qué grado estos sismos dañaban la estructura fue el IDD. Así mismo, todos los sismos fueron probados en el edificio de 15 niveles de la planta 2 (rectangular), el cual como se puede ver en las tablas anteriores, es el que registra los menores daños ocasionados por el registro del IGN del sismo del 10 de octubre de 1986. Los resultados se presentan a continuación (ver también figura 6.34):

REGISTRO	IDD
VIÑA	4.55
SCT	4
EL CENTRO	4
SAN FERNANDO	33.62
IGN270	5.25
UCA	4

TABLA 18

Como se puede ver el registro más dañino fue el de San Fernando, mientras que los de Viña del Mar, SCT, El Centro, y UCA prácticamente no le hicieron ningún daño a la estructura. Es importante verificar que incluso el registro del IGN es más dañino para éste tipo de edificio, lo cual deja claro que la utilización de éste registro para evaluar el comportamiento de edificios diseñados bajo las Normas Salvadoreñas es adecuado.

Fig. 6.31

INDICE DE DUCTILIDAD DEMANDADA POR REGISTRO PARA EDIFICIOS DE 5 NIV

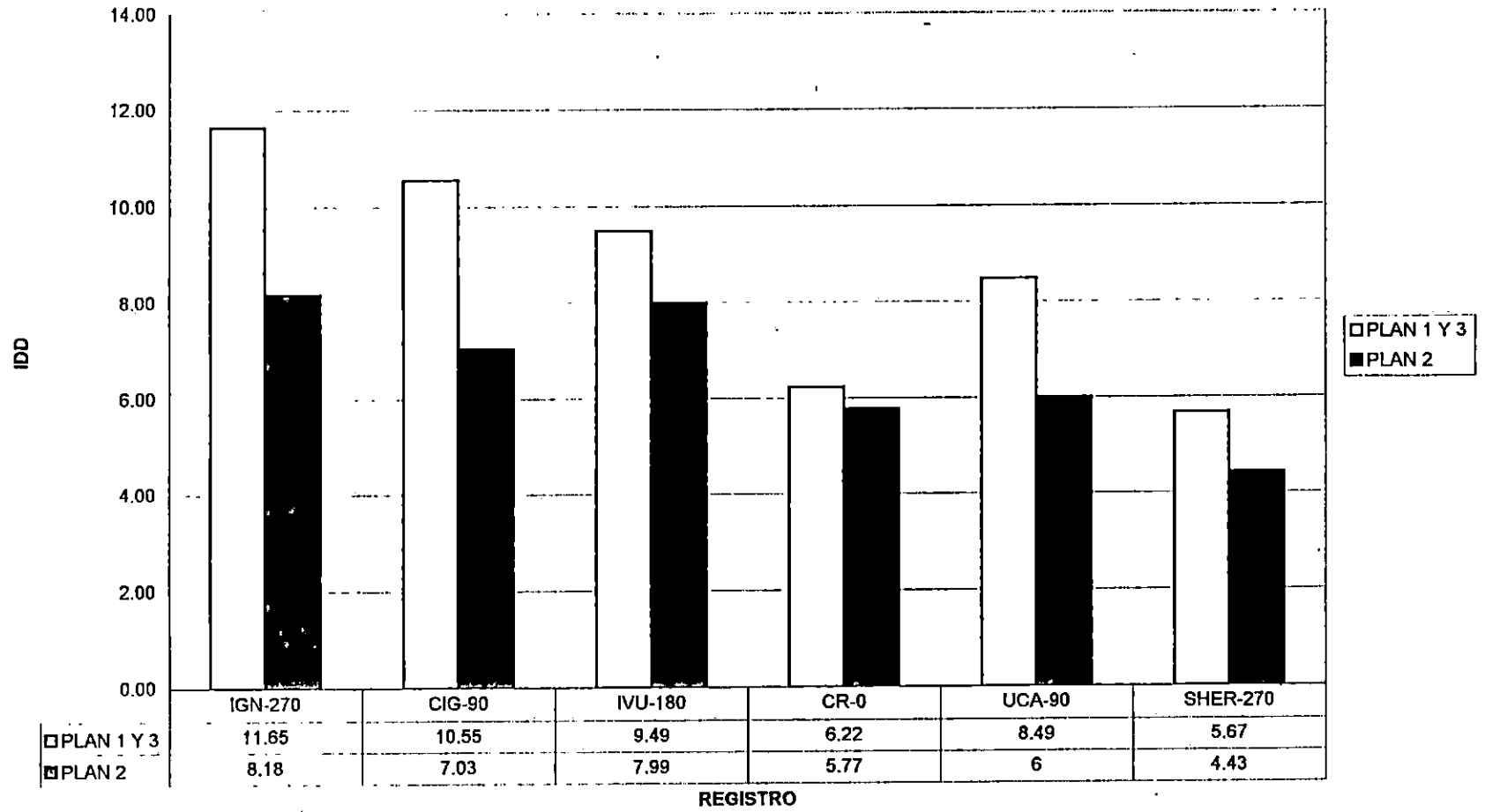


Fig. 6.32

VALORES DE AMPLIFICACION DE SISMO TOMANDO COMO BASE EL REGISTRO DEL IGN 10/10/86

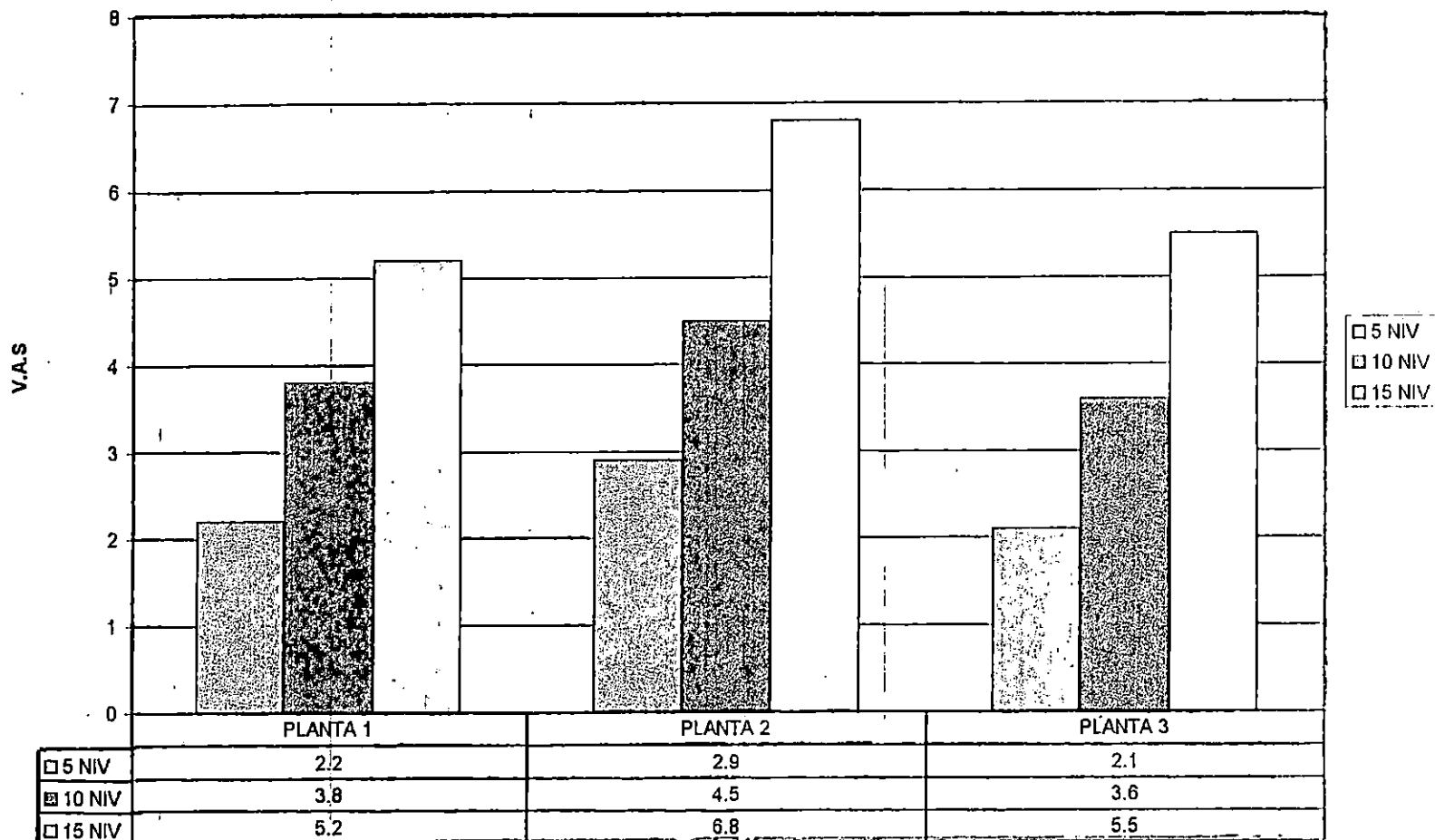


Fig. 6.33

IDD CON SISMO APLICADO CON INTENSIDAD NORMAL

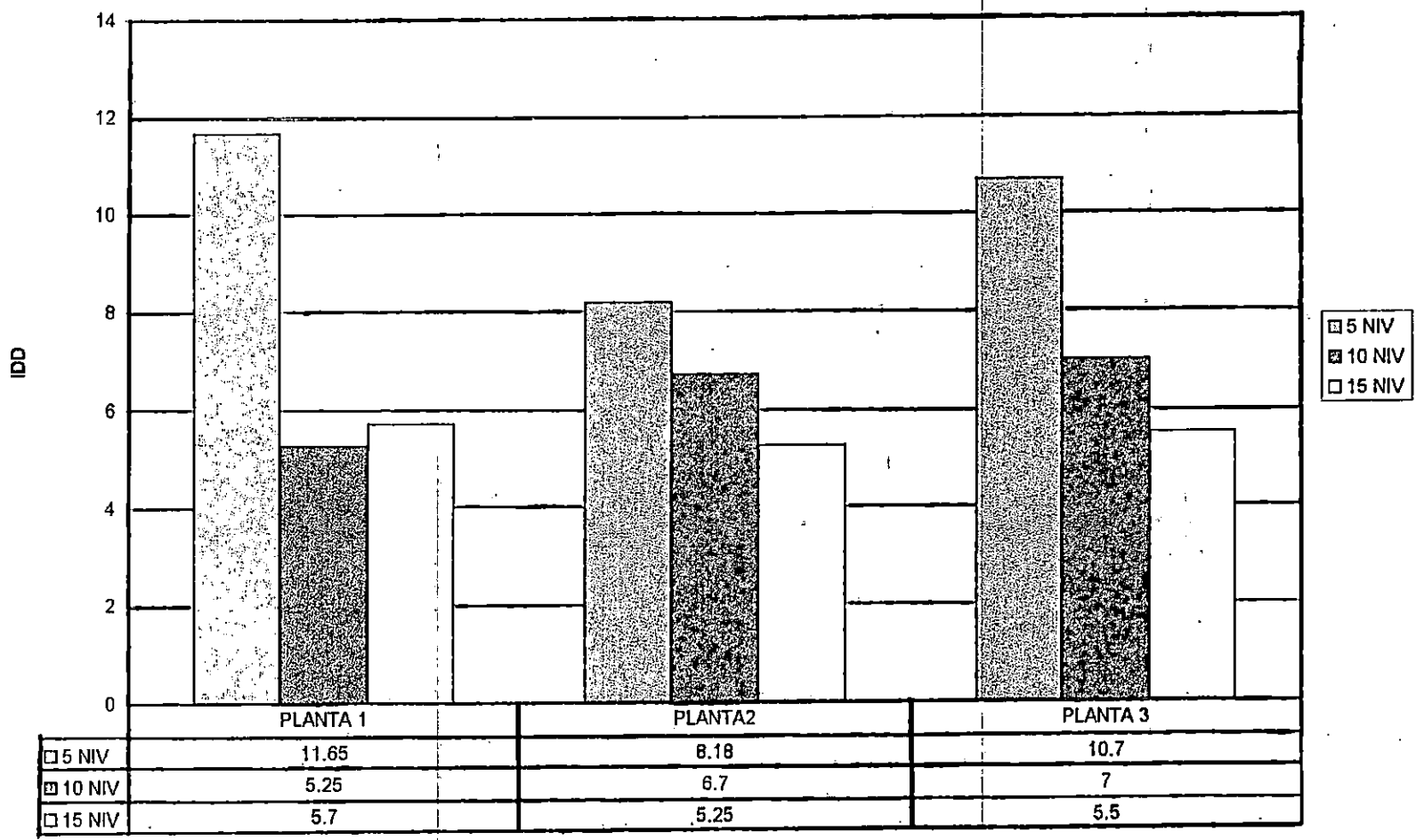
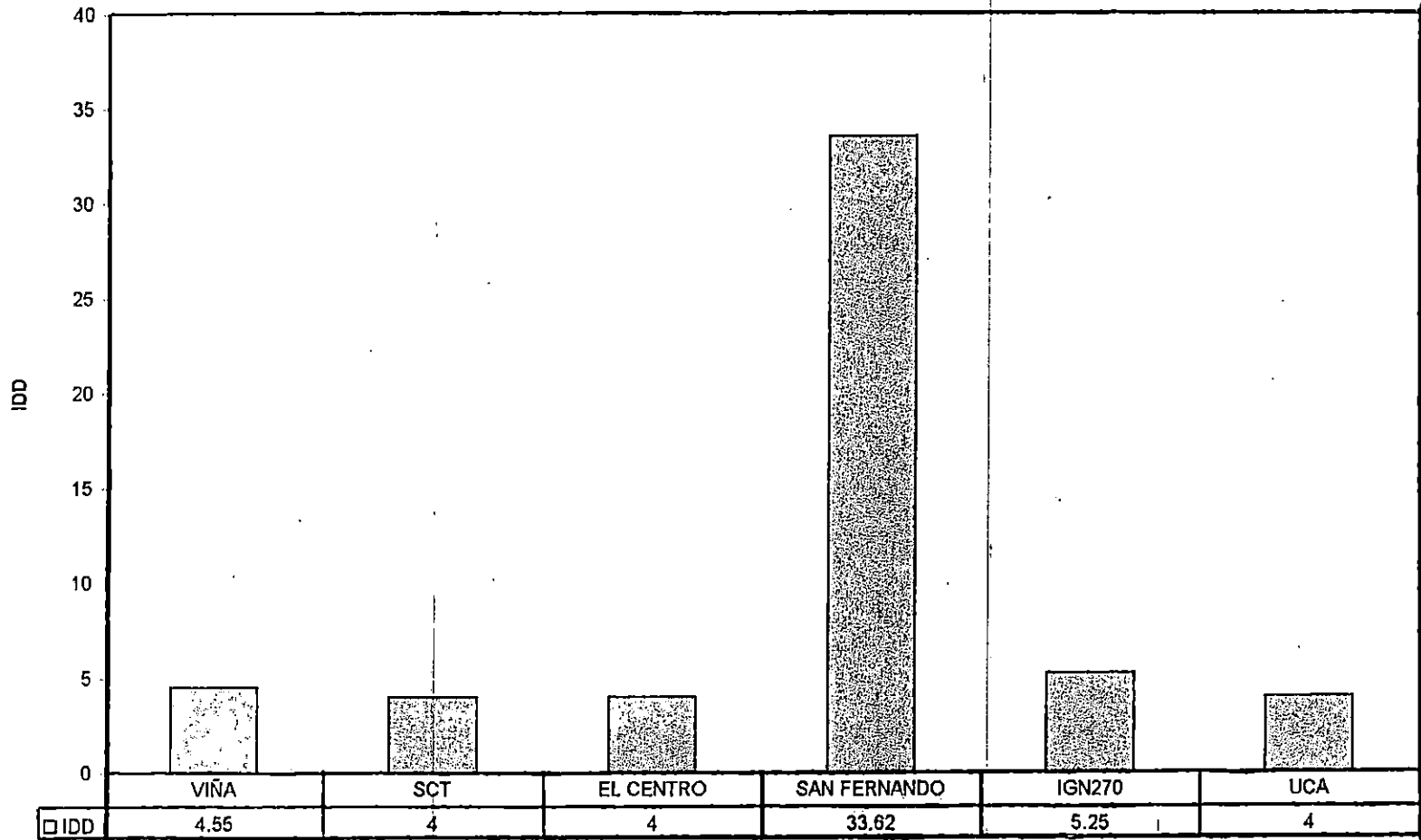


Fig. 6.34

IDD PARA SISMOS INTERNACIONALES EN EDIFICIOS DE 15 NIVELES DE LA PLANTA 2



**ANALISIS PASO A PASO  
MAPAS DE BALANCES DE  
DUCTILIDAD NEGATIVOS**

ANALISIS PASO A PASO  
 MAPA DE BALANCES DE DUCTILIDAD NEGATIVOS (BDN)  
 MARCO EJE 1 DIRECCION Y-Y  
 PLANTA 1. EDIFICIO 5 NIVELES

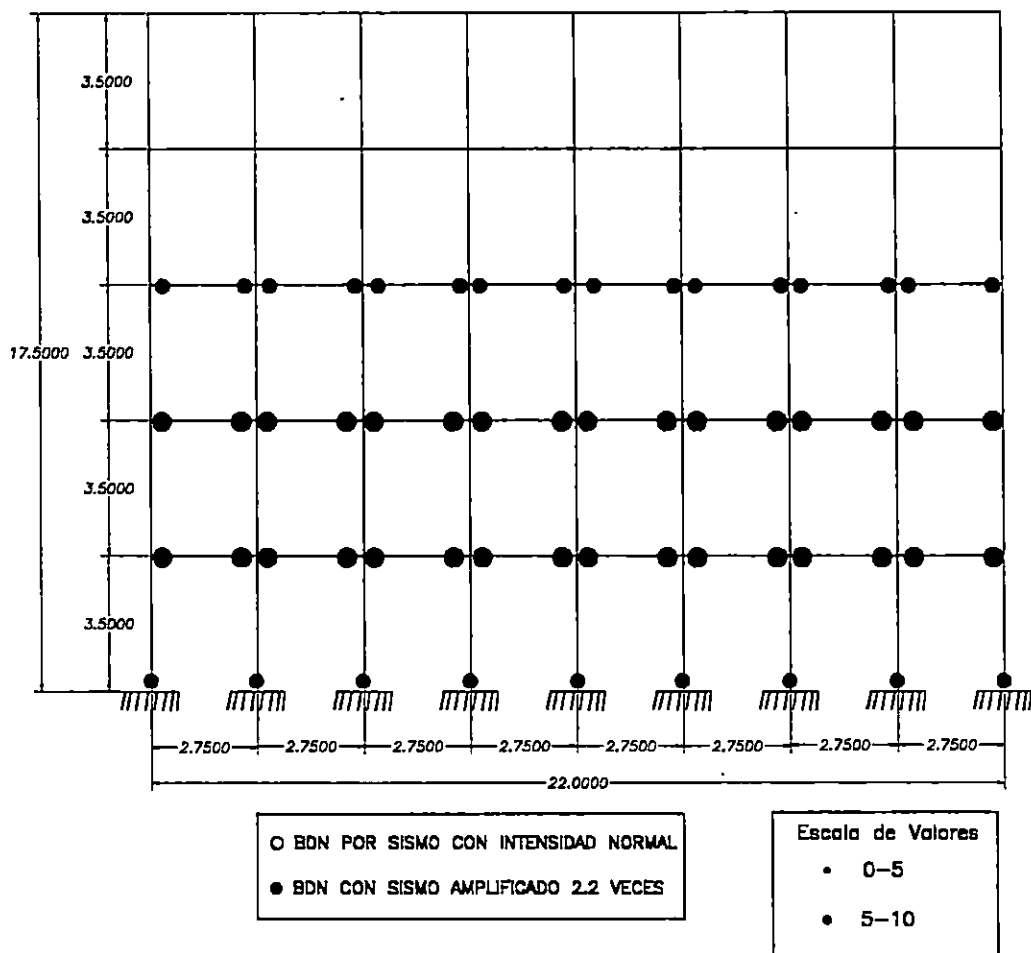


Fig. 6.35



ANALISIS PASO A PASO  
 MAPA DE BALANCES DE DUCTILIDAD NEGATIVOS (BDN)  
 MARCO EJE 1 DIRECCION Y-Y  
 PLANTA 1. EDIFICIO 10 NIVELES

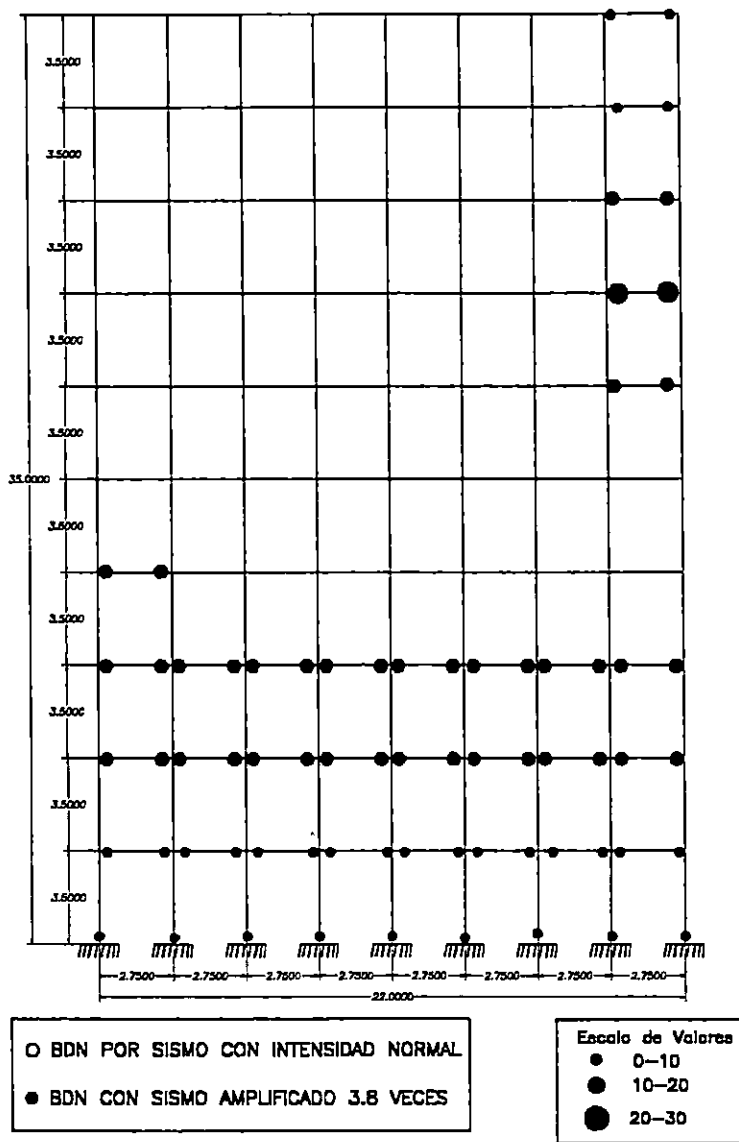
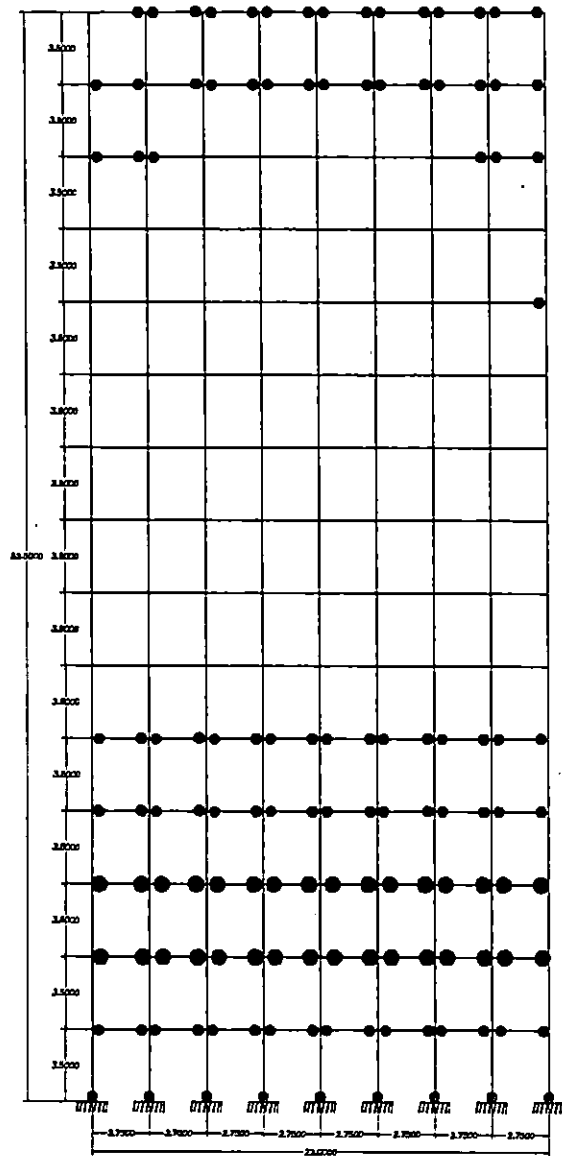


Fig. 6.36

ANALISIS PASO A PASO  
 MAPA DE BALANCES DE DUCTILIDAD NEGATIVOS (BDN)  
 MARCO EJE 1 DIRECCION Y-Y  
 PLANTA 1. EDIFICIO 15 NIVELES



○ BDN POR SISMO CON INTENSIDAD NORMAL  
 ● BDN CON SISMO AMPLIFICADO 5.0 VECES

Escala de Valores  
 ● 0-5  
 ● 5-10

Fig. 6.37

ANALISIS PASO A PASO  
 MAPA DE BALANCES DE DUCTILIDAD NEGATIVOS (BDN)  
 MARCO EJE 1 DIRECCION X-X  
 PLANTA 2. EDIFICIO 5 NIVELES

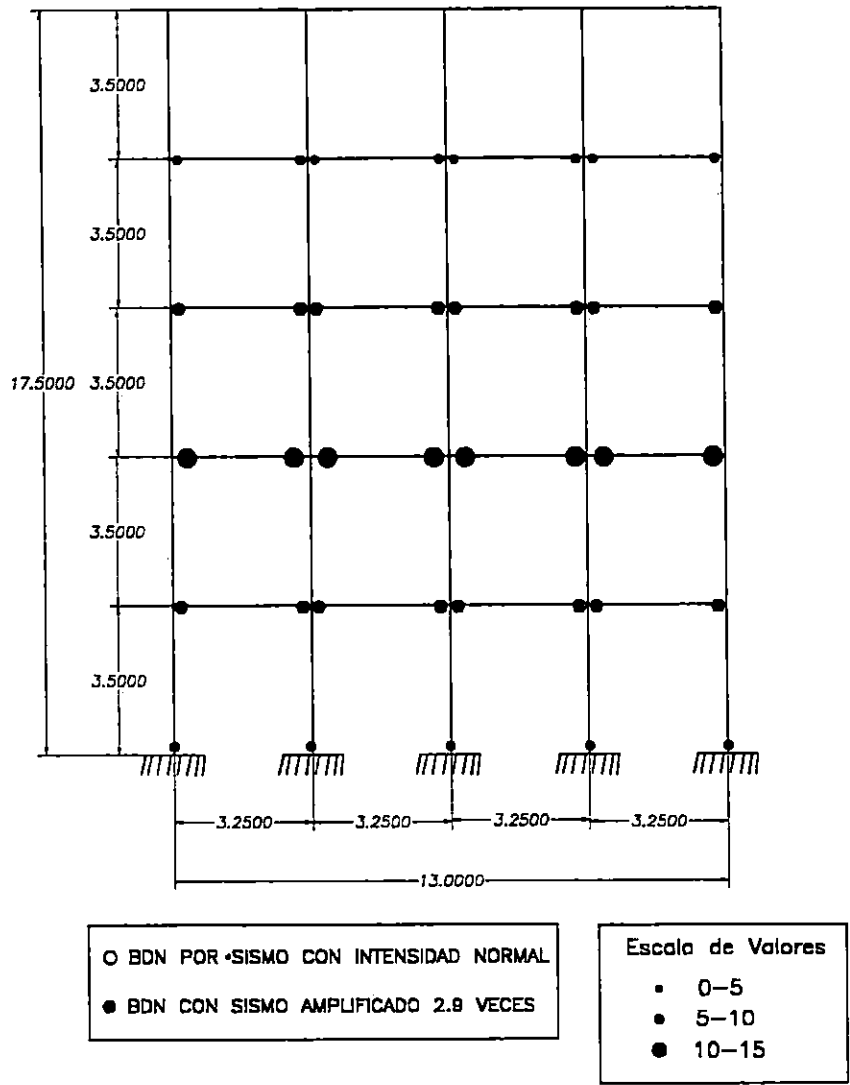


Fig. 6.38

ANALISIS PASO A PASO  
 MAPA DE BALANCES DE DUCTILIDAD NEGATIVOS (BDN)  
 MARCO EJE 1 DIRECCION X-X  
 PLANTA 2. EDIFICIO 10 NIVELES

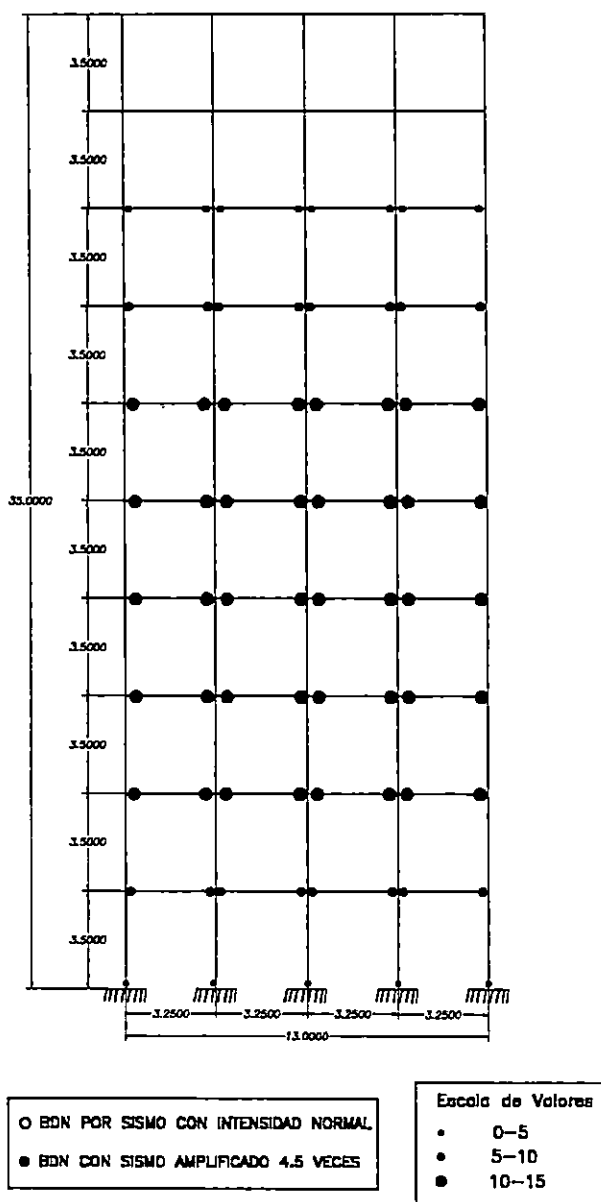


Fig. 6.39

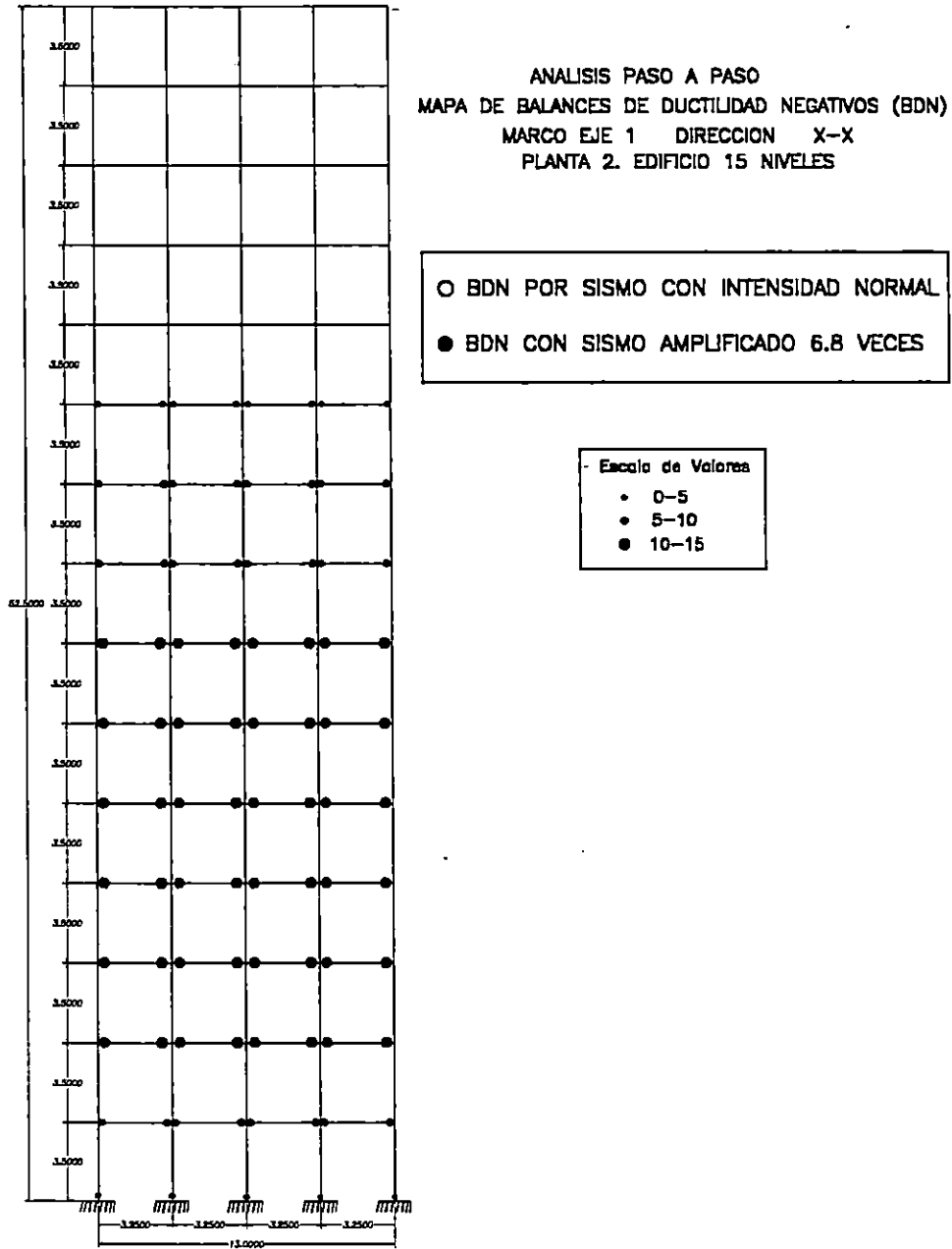
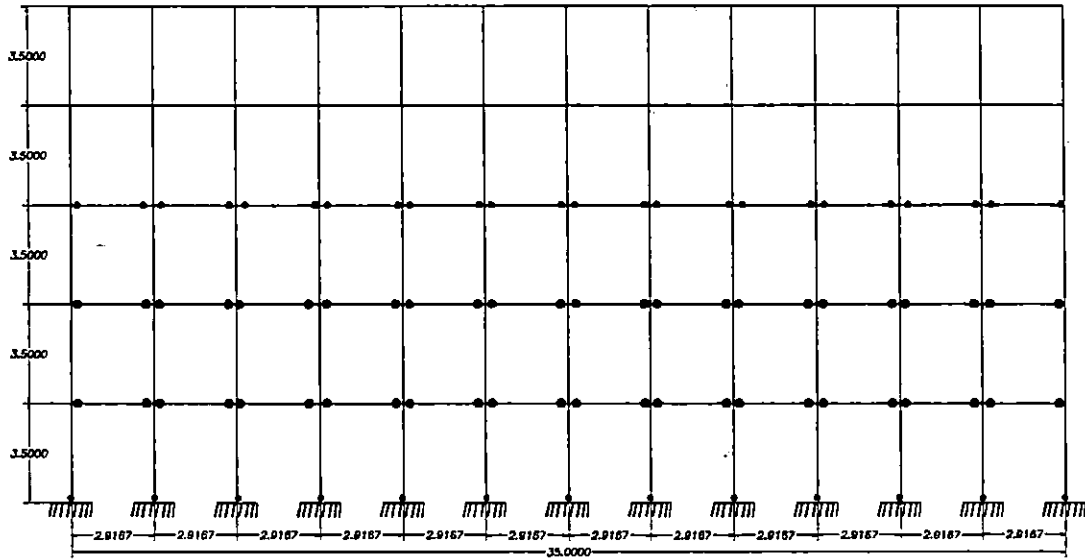


Fig. 6.40

ANALISIS PASO A PASO  
 MAPA DE BALANCES DE DUCTILIDAD NEGATIVOS (BDN)  
 MARCO EJE 1 DIRECCION Y-Y  
 PLANTA 3. EDIFICIO 5 NIVELES



○ BDN POR SISMO CON INTENSIDAD NORMAL  
 ● BDN CON SISMO AMPLIFICADO 2.1 VECES

Escala de Valores  
 • 0-5  
 ● 5-10

Fig. 6.41

ANALISIS PASO A PASO  
 MAPA DE BALANCES DE DUCTILIDAD NEGATIVOS (BDN)  
 MARCO EJE 1 DIRECCION Y-Y  
 PLANTA 3. EDIFICIO 10 NIVELES

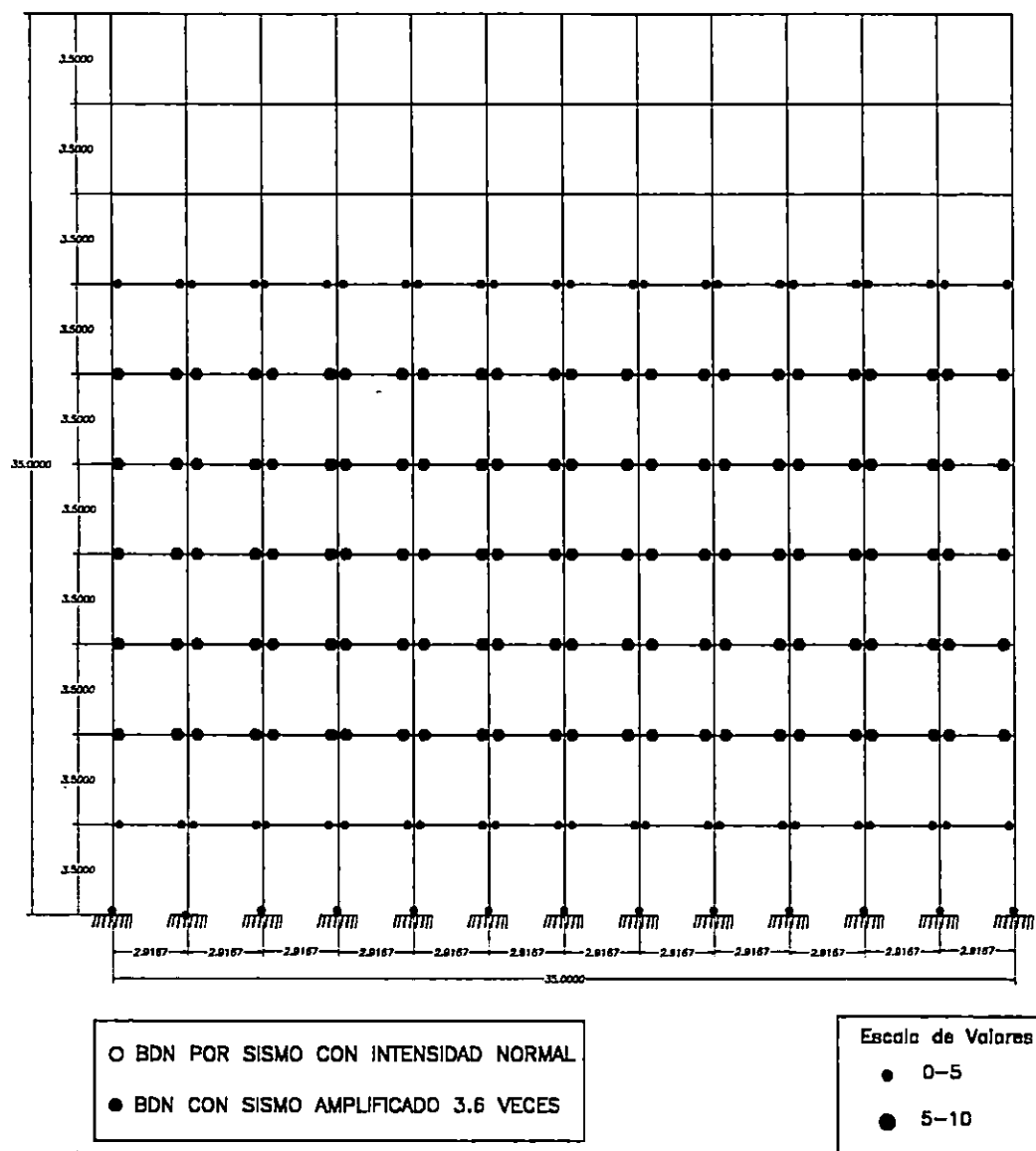
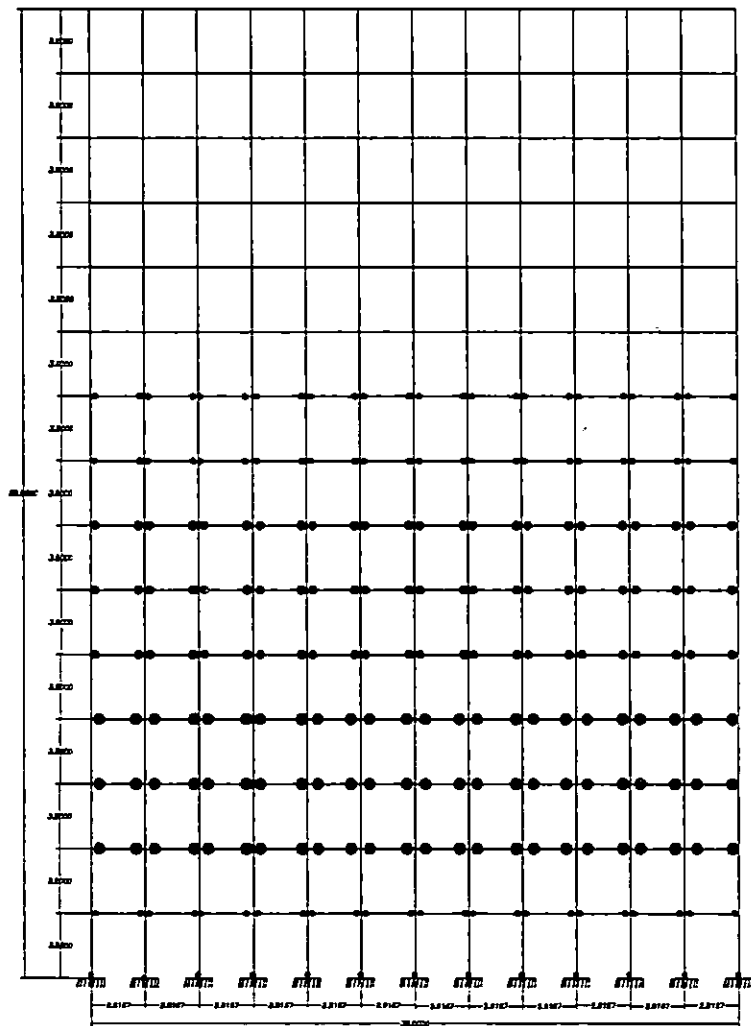


Fig. 6.42

ANALISIS PASO A PASO  
 MAPA DE BALANCES DE DUCTILIDAD NEGATIVOS (BDN)  
 MARCO EJE 1 DIRECCION Y-Y  
 PLANTA 3. EDIFICIO 15 NIVELES



○ BDN POR SISMO CON INTENSIDAD NORMAL  
 ● BDN CON SISMO AMPLIFICADO 5.5 VECES

Escala de Valores  
 ● 0-5  
 ● 5-10  
 ● 10-15

Fig. 6.43



## CAPITULO 7

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 7.1 Conclusiones

##### **7.1.1 Diseño de las estructuras:**

1. La posibilidad de utilizar arriostramientos en edificios de 5 niveles o más se vuelve una necesidad cuando se está diseñando a base de marcos dúctiles resistentes a momentos, debido a que en todos los casos el diseño de los edificios estuvo dominado por límites de funcionabilidad (como lo es la deriva de entrepiso) y no de resistencia. Lo anterior se observa claramente en los resultados de las propuestas de diseño 1 y 2, para las cuales se necesita de secciones muy pesadas para tratar de cumplir con los requisitos de desplazamiento que propone la actual normativa salvadoreña; no así con los límites de resistencia, para los cuales dichas secciones se pueden considerar demasiado sobradas y muy poco eficientes; lo cual resulta bastante comprensible desde el punto de vista que el acero es un material bastante dúctil y hasta cierto punto flexible, por lo cual los edificios de estructuras de acero pueden alcanzar grandes desplazamientos ante la acción de cargas laterales, y fácilmente sobrepasar los límites de desplazamientos que proponen la mayoría de códigos de diseño. Todo lo contrario se puede ver en los resultados obtenidos para todos los edificios con la propuesta de estructuración número 3, en la cual se incluyeron columnas en medio de los claros de los marcos perimetrales, tomando hasta cierto punto un comportamiento de marco arriostrado, obteniendo así

ventajas sustanciales en cuanto a peso y eficiencia de los elementos estructurales, ya que los niveles de esfuerzos en los elementos alcanzan valores hasta de 0.6, cuando en las dos propuestas anteriores apenas se llegaba a un 0.3, proporcionando un incremento de un 100% en el desarrollo de la capacidad resistente de vigas y columnas.

2. Al realizar el análisis espectral modal a todos los edificios regulares en estudio, se pudo observar la clara diferencia en cuanto a valores de cortante basal se refiere, obteniéndose valores que representan cerca del 80% del cortante basal estático, y el cual al ser utilizado podría proporcionar diseños estructurales más eficientes en cuanto a peso y resistencia de los elementos estructurales principales. Dicho valor al ser obtenido de un análisis tridimensional, es producto de un análisis más exacto de las características geométricas de la estructura y de un modelo más real de movimiento del suelo, por lo cual se podría esperar un estudio más apegado a las condiciones reales de comportamiento del edificio, dejando en duda lo contemplado en la sección 3.9 de la Norma Técnica para Diseño por Sismo, en la cual se da preferencia al diseño por el método de las fuerzas laterales estáticas para estructuras menores de 70 mts, como las estudiadas en éste trabajo de investigación.
3. Como se puede ver en los resultados del diseño de los edificios, éste se basó más que todo en su rigidez que en su resistencia, por lo cual se obtuvo razones de esfuerzo sustancialmente bajas (cercanos a 0.3), expresando así la poca eficiencia en la utilización de los elementos, lo cual hace pensar que el límite de servicio

propuestos por la Norma, como lo es la deriva de entrepiso, posee valores muy restrictivos en lo que a edificios de estructuras de acero se refiere, tomando en cuenta que el acero es un material muy dúctil que fácilmente sobrepasa dicho límite de desplazamiento. Basado en lo anterior, se puede decir que el valor permisible de deriva de entrepiso podría ser mayor sin causar ningún problema a la estructura, dejando la posibilidad de obtener elementos que agoten más su capacidad resistente, y por lo tanto más eficientes (diseños con niveles de seguridad aceptables y más económicos).

4. Sin lugar a dudas la obtención de diseños poco eficientes de los edificios analizados tuvo su principal causa en lo restrictivo del valor de deriva de entrepiso propuesto por la Norma; pero como se pudo comprobar existen otros factores que pudieron influir en dichos resultados de una forma no tan directa, como lo es el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas ( $1/R$ ), el cual era tan pequeño producto de valores de  $R$  demasiado altos, que posibilitaron obtener fuerzas de diseño sísmicas demasiado ligeras en cuanto a magnitud se refiere, y por lo cual no permitieron que los elementos desarrollaran una parte importante de su capacidad resistente. Por lo tanto, basándose específicamente en los resultados del diseño, se puede decir que los valores de  $R$  propuestos Tabla 7 de la Norma de Diseño Sísmico para marcos de acero resistentes a momento, con detallado especial, son demasiado altos; por lo cual sería recomendable la utilización de valores menores, que sumados a límites de desplazamientos permisibles mayores a los ya establecidos, posibiliten la obtención de elementos estructurales que

desarrollen de una forma eficiente su capacidad resistente a fuerzas sísmicas actuantes.

5. Como se puede ver en las diferentes propuestas de estructuración adoptadas, la más conveniente fue la de hacer trabajar el edificio como un "cubo", en el sentido de que la inercia fuerte de las columnas se coloca en la dirección del perímetro, y es ahí donde se distribuyen el mayor porcentaje de esfuerzos a que está siendo sometida la estructura, dejando a los marcos internos sometidos en mayor parte a la acción de cargas de gravedad y con pocas cargas laterales que contrarrestar. A falta de arriostramientos en las estructuras a base de marcos resistentes a momentos, el anterior tipo de estructuración puede ser una medida alternativa muy eficaz que permite al diseñador el poder obtener diseños aceptables dentro de los límites de rigidez y resistencia que establecen las Normas.

### 7.1.2 Análisis de Colapso o Push-Over :

1. De los resultados obtenidos al realizar el análisis de Push-Over se observa que el principal parámetro de colapso que predominó en todos los edificios fue el de exceder el desplazamiento relativo entre dos pisos consecutivos, referenciado en la Norma Técnica para Diseño por Sismo a través de la deriva de entrepiso, lo cual implica que las estructuras sobrepasaron primero sus límites de servicio antes de sus límites de falla; y sobretodo resulta satisfactorio que al momento de excederse el valor de deriva de entrepiso, se presentan pocas articulaciones plásticas y sólo en vigas (figuras 6.22-6.30), lo cual implicaría daños serios a la estructura pero reparables, sin afectar la estabilidad global del edificio, y alcanzando de ésta forma uno de los objetivos planteados al diseñar mediante la estrategia de "columna fuerte-viga débil". Lo anterior concuerda con la idea plasmada en la Norma al proponer a la deriva de entrepiso como el principal mecanismo controlador de daños estructurales, ya que como se puede ver aparece primero que cualquier otro mecanismo de falla que inmediatamente hubiera llevado al colapso total los edificios analizados. En éste sentido se puede decir que la Norma efectivamente previene ante posibles daños irreversibles a la estructura, cumpliendo así con uno de los propósitos fundamentales para los que fue establecida.
2. Aunque la Norma efectivamente previene daños irreparables en los edificios analizados, se pueden observar valores relativamente pequeños de ductilidad y resistencia al sobrepasar la deriva de entrepiso (figuras 6.10-6.15), lo cual implica que la estructura hasta ése punto con poca cantidad de energía sísmica disipada, ya ha sobrepasado los límites de desplazamientos permisibles; y al llevar a la

estructura hasta su colapso total, se obtienen valores altísimos de ductilidad y resistencia (ver Fig. 7.1), dejando claro que al momento de excederse la deriva de entrepiso, el edificio todavía no ha desarrollado ni la tercera parte de su resistencia y menos aún de su ductilidad, lo cual da la idea que para edificios de acero de las alturas estudiadas y con sistemas estructurales que podrían ser de marcos arriostrados, el valor de la deriva de entrepiso permisible podría ser un poco mayor sin ocasionar problemas graves a la estabilidad de la estructura.

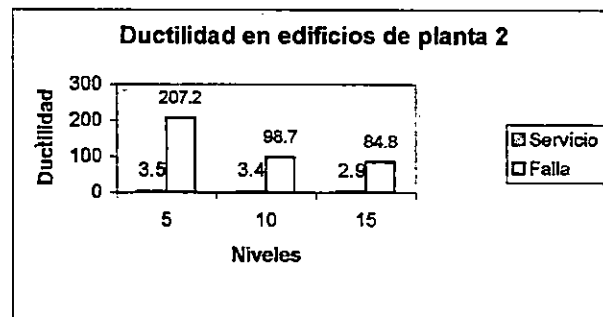
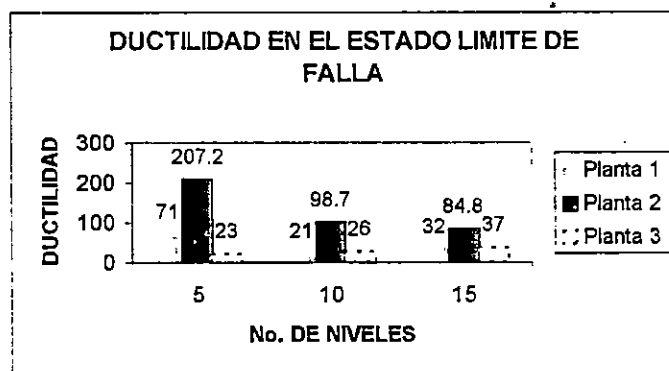


Fig. 7.1

- Los valores de ductilidad global obtenidos al momento de sobrepasar la deriva de entrepiso hacen ver que los factores de reducción de las fuerzas sísmicas propuestos por el actual Reglamento son demasiado grandes, y eso permite obtener edificios muy flexibles que no alcanzan a disipar porcentajes importantes de energía sísmica al momento de que comienzan a aparecer daños en los elementos principales, por lo cual sería recomendable el utilizar valores menores de R (Factor de modificación de respuesta propuesto por la Norma, el cual lleva implícito la ductilidad de las estructuras, tal como se lee en la sección C4.2 de los comentarios a la Norma Técnica para Diseño por Sismo), que permitan coeficientes de reducción de fuerzas sísmicas menores, y obtener así estructuras

un poco más resistentes y con mayor capacidad de absorber deformaciones sin sobrepasar rápidamente los límites establecidos.

- Tomando en cuenta los valores de ductilidad y resistencia obtenidos para los tres tipos de plantas arquitectónicas analizadas (ver Fig. 7.2), se puede concluir que los edificios con plantas de forma rectangular son los que presentan mayor capacidad para absorber la acción de fuerzas laterales actuantes como de las deformaciones producidas por ellas; y por lo cual deberían ser las de preferencia a la hora de realizar un diseño de edificios de estructuras de acero.



**Fig. 7.2**

- Como se puede ver en la figura 7.3, los valores de ductilidad y resistencia disminuyen a medida aumenta la altura, lo cual hace pensar que para edificios incluso de 4 niveles en adelante, se podrían utilizar sistemas estructurales a base de marcos arriostrados con buenos resultados, posibilitando así que edificios altos puedan comportarse de una forma más eficiente ante la acción de fuerzas sísmicas.

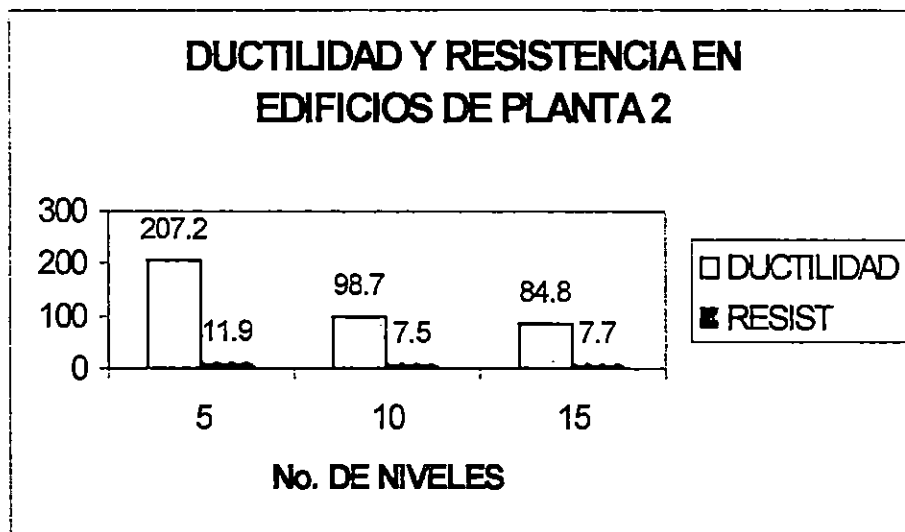


Fig. 7.3



### 7.1.3 Análisis Paso a Paso :

1. La componente a 270 grados de los registros del sismo de 1986 en San Salvador de la estación del Instituto Geográfico Nacional (IGN), resultó ser la más dañina para todos los tipos de configuraciones en planta estudiadas (ver Fig. 7.4) , seguida muy de cerca por la componente a 90 grados del registro de la estación del Centro de Investigaciones Geotécnicas (CIG); por lo tanto se puede decir que se debe poner especial énfasis en la supervisión del diseño y construcción de edificios de acero en esa zona de San Salvador (zona central y sur-oriental), o en cualquier otra que presente suelos con características similares, ante la posibilidad de ocurrencia de sismos con características parecidas al de 1986.

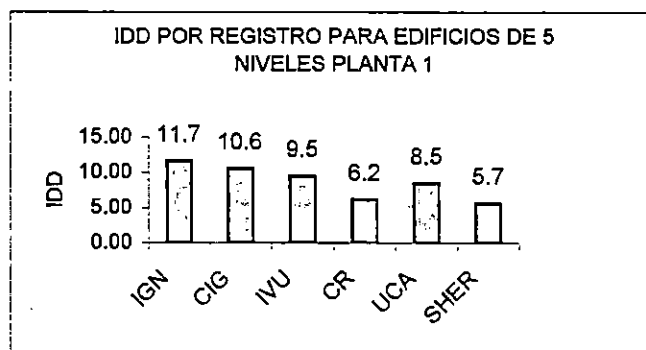


Fig. 7.4

2. Tomando en cuenta los resultados de la aplicación de los registros del sismo de 1986 de la estación del IGN a todos los edificios de 5 ,10,y 15 niveles estudiados, se puede decir que dicho sismo ,utilizado con su intensidad normal, no pudo causar ningún tipo de daño en elementos estructurales principales (vigas y columnas); y

muy al contrario, éstos elementos después de aplicado el sismo, todavía poseen altas reservas de ductilidad que le dan la posibilidad de soportar sismos de mayor intensidad al aplicado (ver Figs. 6.35-6.43) . Con base a lo anterior, se puede concluir que el diseño en base a las disposiciones del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones es efectivo para prevenir daños en edificios con características estructurales similares a los analizados, siempre y cuando se cumplan al pie de la letra con los requerimientos de diseño sísmico que ahí se establecen, y se adopten estrategias de diseño como la de Columna fuerte-Viga débil que permiten la mayor disipación de energía sísmica en las estructuras diseñadas.

3. Los edificios con planta arquitectónica No. 2 (rectangular) son los que presentan mayor capacidad para soportar sismos de igual o mayor intensidad al de 1986, ya que para las 3 configuraciones estudiadas, son los que presentan mayores reservas de ductilidad en sus elementos y necesitan mayor amplificación del sismo para llevar los edificios al colapso (ver Fig. 7.5) ; por lo cual se puede decir que edificios con plantas arquitectónicas y estructurales rectangulares, con relaciones de esbeltez entre 1:2 y 1:3, deben ser los de preferencia a la hora de diseñar edificios de estructuras de acero.

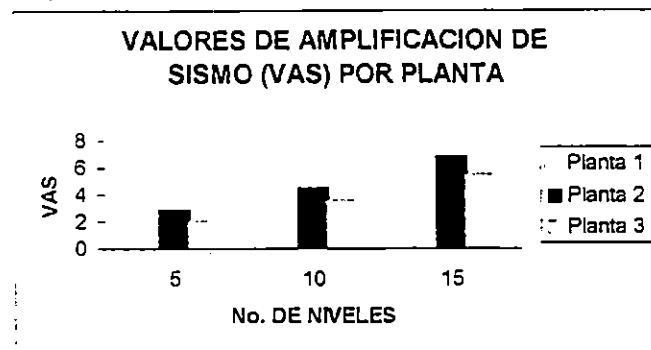


Fig. 7.5

4. El sismo de 1986 resulta más dañino para edificios de 5 niveles que de 10 y 15 niveles (ver Fig. 7.6) , tomando en cuenta que los mayores índices de ductilidad demandada (IDD) se presentan en dichos edificios, y por lo tanto para llegar al colapso necesitaron de grados de amplificación del sismo menores a los que demandaron edificios de 10 y 15 niveles, los cuales presentaron valores de IDD sumamente pequeños. Por lo tanto se puede concluir que el poder destructivo del sismo de 1986 disminuye a medida aumenta la altura de los edificios, afectando de una forma directa a edificios de baja altura, que pueden ser incluso menores de 5 niveles, debido a la cercanía del período natural de vibración de dichos edificios con el intervalo de tiempo en el cual el sismo desarrolla su máxima intensidad.

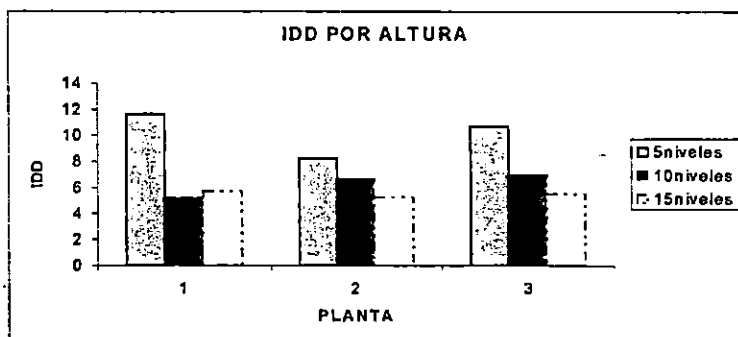


Fig. 7.6

5. La Norma Técnica para Diseño por Sismo se puede considerar efectiva para evitar los daños ocasionados por la componente vertical del sismo del 10 de octubre de 1986 en edificios con características similares a los modelos analizados en éste trabajo de investigación; tomando en cuenta que al aplicar simultáneamente las componentes vertical y horizontal del registro del IGN a los edificios en estudio, se obtienen exactamente los mismos valores de Índice de Ductilidad Demandada que los resultantes cuando se aplicó solamente la componente horizontal más violenta, dejando claro que la inclusión de la componente vertical no genera pérdida de rigidez adicional en los elementos estructurales principales; por lo cual puede considerarse irrelevante su utilización a la hora de evaluar el comportamiento sísmico de los edificios. Lo anterior puede deberse a la acción de amortiguamiento que en éste sentido ejerce el peso de la estructura, cuando es producto de un diseño estructural adecuado.

Para verificar lo anterior se presentan como ejemplo los valores de Índice de Ductilidad Demandada obtenido para los edificios de 5, 10, y 15 niveles de las tres plantas en cuestión al aplicar simultáneamente la componente horizontal más violenta con la componente vertical; los cuales se comparan con los obtenidos al aplicar sólo la componente horizontal más violenta.

EDIFICIO	PLANTA	IDDhor	IDD(hor+vert)
5 NIVELES	1	11.650	11.650
	2	8.180	8.180
	3	10.700	10.700
10 NIVELES	1	5.250	5.250
	2	6.700	6.700
	3	7.000	7.000
15 NIVELES	1	5.700	5.700
	2	5.250	5.250
	3	5.500	5.500

**Tabla 1**

6. Tomando en cuenta los resultados de desplazamientos máximos observados en todos los edificios al aplicar el sismo con intensidad normal y comparándolos con los obtenidos del diseño y análisis sísmico por el método de fuerzas laterales estáticas establecido por la Norma, se puede deducir que el valor de  $C_d$  (coeficiente de amplificación de desplazamientos) propuesto en la Norma para sistemas de marcos de acero resistentes a momento con detallado especial, es adecuado para predecir el comportamiento de edificios menores o iguales a 5 niveles de características regulares en cuanto al máximo desplazamiento absoluto que pueden alcanzar a la hora de actuar ante un sismo real con características similares al del 10 de octubre de 1986. Para los edificios de 10 y 15 niveles de todas las plantas, el valor de  $C_d$  resulta demasiado alto, dejando fuera de lugar la suposición hecha en la Norma Técnica Para Diseño por Sismo de que dicho valor permanece constante y es igual a 8 para cualquier edificio estructurado a base de

marcos de acero resistentes a momento con detallado especial. Para verificar lo anterior se exponen como ejemplo los resultados obtenidos en los edificios de la planta 1, los cuales representan la tendencia que siguieron los demás edificios de las otras plantas :

<b>Edificios de Planta No. 1</b>		
<b>EDIFICIO</b>	<b>DINAMICO</b>	<b>ESTATICO</b>
5 niveles	15	18.62
10 niveles	22.1	41.54
15 niveles	21.3	65.43

desplazamientos máximos en cms.

**Tabla 2**

## **7.2 Evaluación General de la Norma salvadoreña en base a los resultados obtenidos**

Tomando en cuenta los resultados del análisis sísmico realizado a la muestra de nueve edificios descritos anteriormente, se puede deducir el diseño de estructuras de acero realizado con la actual Norma salvadoreña produce estructuras flexibles que rápidamente sobrepasan los límites de desplazamiento permitidos, de modo que el diseño de los elementos principales es controlado por rigidez y no por su resistencia, obteniendo así estructuras poco eficientes estructuralmente hablando. Del mismo modo, la flexibilidad que caracteriza a dichas estructuras repercute en su comportamiento ante la acción de fuerzas sísmicas, permitiendo que dichas estructuras fácilmente alcancen condiciones límites de servicio sin disipar porcentajes adecuados de energía sísmica, obteniéndose estructuras poco dúctiles, que no logran desarrollar eficientemente su capacidad resistente ante las fuerzas actuantes. Lo anterior puede deberse a la utilización de parámetros demasiado restrictivos, como es el caso de los límites de deriva de entrepiso y a la utilización de coeficientes de reducción de fuerzas sísmicas demasiado altos, que no han sido producto de estudios exhaustivos basados en las condiciones propias de nuestra zona, y que en la mayoría de los casos han sido tomados de códigos de diseño estructural fuera de vigencia, lo cual tiene como consecuencia que no se toman en cuenta modificaciones importantes que en el campo de la ingeniería sísmica y la seguridad estructural se han planteado a la fecha.

Aún así, se pueden observar muchos aspectos positivos en la Norma, como es el caso de prevenir efectivamente el colapso de los edificios, evitando que se presente cualquier mecanismo de falla antes de alcanzar el límite de deriva de entrepiso, por lo cual los edificios alcanzan primero condiciones límites de servicio que de falla. Así

mismo, la introducción de provisiones de diseño sísmicas en la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero, que llevan implícito la estrategia de diseño de columna fuerte-viga débil, pueden producir excelentes resultados en el comportamiento sísmico de los edificios, ya que aunque las provisiones utilizadas fueron las del método LRFD-AISC, y no las del AISC-ASD que plantea la Norma, el espíritu impregnado en ellas es el mismo ; lográndose mediante su aplicación obtener estructuras en las cuales el mayor porcentaje de la energía sísmica es absorbido por las vigas, evitando que los daños lleguen a las columnas, y en consecuencia, evitando el colapso total de la estructura. Producto de lo anterior, las estructuras diseñadas se comportan bien ante la acción de sismos reales como lo es el sismo del 10 de octubre de 1986 en San Salvador, el cual no logra producir daños estructurales en ningún elemento principal , y más aún, su intensidad necesita ser amplificada a niveles considerables para producir el colapso de la estructura.

En conclusión, se puede decir que los factores de seguridad obtenidos mediante el diseño estructural y análisis sísmico realizado en base a la Norma salvadoreña de 1994, son adecuados para evitar el colapso estructural de edificios como los que se estudiaron en éste trabajo de investigación; pero podrían ser mejores, si se realizaran estudios profundos al respecto que se basen en las condiciones propias de nuestra zona , tomando en cuenta para ello los cambios que periódicamente se dan a nivel mundial, con la finalidad de obtener diseños más eficientes que posibiliten resguardar de una mejor forma la seguridad estructural y la economía en nuestra construcciones.



## **7.2 Recomendaciones**

1. Debido al buen comportamiento ante la acción de cargas sísmicas observado en los marcos perimetrales de todos los edificios al colocarse una columna adicional en el centro de sus claros, efectuando en cierta forma la función de arriostramiento, sería de especial importancia que en futuros estudios se retomara el tema de los marcos arriostrados para evaluar de una forma más detallada su comportamiento ante la acción de sismos reales, y las ventajas o desventajas que éstos podrían presentar como una alternativa eficiente a los sistemas estructurales comúnmente utilizados en el país.
2. Sería recomendable realizar un estudio minucioso de la posibilidad de utilizar análisis dinámico en el diseño sísmico de edificios menores de 70 mts; ya que según lo comprobado en éste trabajo de investigación, no habría ningún inconveniente en utilizarlo, ya que al provenir de un análisis tridimensional toma en cuenta todas las propiedades geométricas de la estructura, además de un modelo de movimiento del terreno mucho más real que lo que podría representarse con el modelo de las Fuerzas Laterales Estáticas. Todo lo anterior, sumado a la posibilidad de poder obtener fuerzas sísmicas más apegadas a la realidad, y por consiguiente menores a las obtenidas por los análisis estáticos, posibilitarían el realizar diseños estructurales más eficientes tanto en peso como en resistencia de los elementos estructurales principales que conforman un edificio.
3. Resulta de vital importancia que al momento de realizar cualquier diseño estructural se adopte una estrategia de diseño bien definida, como puede ser la de "Columna

fuerte-Viga débil", tratando de evitar que los daños ocasionados por fuerzas sísmicas lleguen a la columna y sean absorbidos en gran porcentaje por la viga, así como por la zona del panel del nudo. Lo anterior sólo podrá lograrse si se siguen al pie de la letra las Disposiciones para Diseño Sísmico contempladas en el Capítulo 13 de la Norma Técnica para Diseño por Sismo, que tratan de asegurar diseños con adecuados factores de seguridad ante la ocurrencia de sismos de gran magnitud; pero que comúnmente son ignorados en el país por no existir una verdadera supervisión de las autoridades involucradas en éste campo.

La efectividad en la utilización de dichas provisiones se puede observar en los resultados obtenidos en éste trabajo de investigación presentados en el capítulo 6, en los cuales, para el análisis de colapso, los marcos analizados al momento de llegar al estado límite de servicio no presentan ninguna articulación plástica en columnas, solo en vigas, alcanzando una articulación plástica en columnas hasta que cerca del 90% de las vigas ya han rotulado. Lo anterior se refleja también en el análisis paso a paso donde los marcos analizados no presentan ningún daño en sus elementos estructurales (vigas y columnas) cuando se aplica el sismo con intensidad normal; y el primer daño en columnas se obtiene en el estado de colapso del edificio, donde cerca del 60% de las vigas poseen daños por flexión, pero todavía poseen capacidad a corte.

4. Tomando en cuenta los resultados obtenidos para los edificios de las 3 plantas arquitectónicas analizadas, sería recomendable la utilización de plantas de forma rectangular y con relaciones de esbeltez entre 1:2 y 1:3 a la hora de diseñar edificios de estructuras de acero en el país, ya que como se puede ver son los que

presentan mayores valores de resistencia y ductilidad tanto global como local, demostrando su gran capacidad de disipar grandes cantidades de energía sísmica. Lo anterior se pudo observar tanto por el análisis de colapso como paso a paso. En el análisis de colapso para el estado límite de servicio, los edificios de la planta 2 (rectangular), poseen resistencias y ductilidades similares a los de los edificios de las otras plantas; pero para el estado límite de falla, los edificios de la planta 2 poseen resistencias y ductilidades que sobrepasan en un 80% y 200% respectivamente a sus similares de las otras plantas. Para el análisis paso a paso, cuando se aplica el sismo con intensidad normal, los edificios de la planta 2 son los que presentan los menores valores de Índice de Ductilidad Demanda, superados en un 25% por los edificios de las otras plantas; mientras que en el estado de colapso con el sismo amplificado, los edificios de la planta 2 son los que requieren los mayores valores de amplificación de sismo (cerca de un 30% mayor que la amplificación requerida por los otros edificios), ya que son los que presentan los menores daños.

5. Debido a las limitaciones especificadas en éste trabajo, no se tomó en cuenta aspectos como la utilización de otro tipo de conexiones como son las conexiones a cortante o articuladas, las cuales son bastante comunes en edificaciones de baja altura en el país, y que hubiera sido interesante evaluar su comportamiento ante la acción de cargas sísmicas reales.
6. Como ya se concluyó en el análisis de colapso, el valor del límite de deriva de entrepiso propuesto en la Norma Técnica para Diseño por Sismo podría ser mayor

al ya planteado ( $0.015 \times (\text{altura de entrepiso})$ ) sin ocasionar problemas serios a la estructura. Para tal efecto, y tomando como base los estudios realizados, se propone como valor límite de deriva de entrepiso el valor resultante de  $(0.03) \times (\text{altura de entrepiso})$ ; donde 0.03 es la máxima rotación plástica esperada en las vigas de la estructura, cuyo valor ha sido determinado mediante muchos estudios experimentales realizados al respecto (tal como se expone en la tabla No.3). La anterior forma de obtener la deriva de entrepiso también se refleja en material bibliográfico consultado, como es el caso del libro "Ductile Design of Steel Structures", el cual plantea lo siguiente: " ... en un marco diseñado de acuerdo a los límites de deriva de entrepiso especificado por los códigos, la máxima rotación plástica en una viga puede ser estimada como  $\Delta e/h$ , donde h es la altura de entrepiso, y  $\Delta e$  es la deriva de entrepiso inelástica".

Lo anterior, toma validez al observar la siguiente tabla, en la cual se muestran las máximas rotaciones plásticas obtenidas en las vigas de todos los edificios en el análisis paso a paso, cuando se aplicó el registro del IGN de forma amplificado hasta llevar el edificio hasta el colapso. Tomando un valor promedio, se determinó que el valor de 0.03 radianes era adecuado para establecer un planteamiento de deriva de entrepiso.

Resultados de análisis paso a paso		
EDIFICIO	PLANTA	MRPV
5 NIVELES	1	0.031
	2	0.035
	3	0.028
10 NIVELES	1	0.046
	2	0.036
	3	0.030
15 NIVELES	1	0.041
	2	0.039
	3	0.035

MRPV: Máxima rotación plástica en vigas

**TABLA 3**

Para comprobar lo adecuado del valor establecido, del análisis de push-over anteriormente realizado, se obtuvieron los valores de ductilidad global y resistencia de los edificios de 5, 10, y 15 niveles de la planta 1; según los cuales se pudo comprobar que hasta el instante donde el edificio supera el límite de deriva de entrepiso de  $(0.03 \cdot H_{sx})$ , el edificio ha desarrollado cerca del 30% de la ductilidad que posee cuando llega al colapso; lo cual se puede considerar como aceptable, si se tiene en mente que con el límite anterior de  $0.015 \cdot H_{sx}$  la ductilidad obtenida era de cerca del 10% de la ductilidad al momento del colapso (tal como se presenta en los resultados para los edificios de la planta No 1, que se exponen en la tabla No.4). Sumado a lo anterior, se puede observar que todavía no se presenta ninguna articulación plástica en columnas ( con lo cual se cumple con la estrategia de diseño de columna fuerte- viga débil), y son pocas las vigas que quedan sin rotular, haciendo más eficiente la función de éstas al lograr que un 90% de ellas lleguen al rango plástico, cumpliendo con la función de disipar la mayor cantidad

de energía sísmica que absorbe el edificio sin permitir que los daños lleguen a las columnas.

Edificios Planta No.1				
EDIFICIO	LIM. DERIVA (0.015*Hsx)		LIM. DERIVA (0.03*Hsx)	
	RESISTENCIA	DUCT.GLOBAL	RESISTENCIA	DUCT.GLOBAL
5niv	3.023	3.935	3.36	8.00
10niv	2.799	3.725	3.33	7.193
15niv	2.392	3.212	2.81	6.510

**TABLA 4**

Además de obtenerse una mejoría en cuanto a la resistencia y ductilidad del edificio al utilizar el límite anteriormente propuesto, también se cumple con garantizar la estabilidad de la estructura al tener un control adecuado de los momentos de segundo orden o efecto p-delta, el cual es uno de los objetivos primordiales al proponer un límite de deriva de entrepiso, tal como se expresa en la Norma Técnica para Diseño por Sismo, sección C4.6. Por tal razón, se obtuvo el coeficiente de estabilidad para los diferentes edificios analizados tomando como base el límite de  $0.03 \cdot H_{sx}$ , y observar de esa forma en qué medida los momentos de segundo orden afectan la estabilidad de la estructura, pues como se plantea en la NTDS, sección C4.6, "... de otra manera una deriva de entrepiso mayor con cargas verticales altas puede producir valores significativos de los momentos de segundo orden".

Valor del Coeficiente de estabilidad para límite de deriva de entrepiso ( $0.03^{\circ}H_{sx}$ )								
Altura	Planta	Peso (ton)	Ventrepiso (ton)	Hsx (cms)	Cd	Deriva de entrepiso permisible (cms)	Coef. De Est.	Coef de est. Máximo
5niv	1	273.20	25.22	350.00	8	10.5	0.04	0.09
	2	244.70	19.10	350.00	8	10.5	0.05	0.09
	3	630.80	58.97	350.00	8	10.5	0.04	0.09
10niv	1	273.20	13.91	350.00	8	10.5	0.07	0.09
	2	244.72	20.54	350.00	8	10.5	0.04	0.09
	3	630.80	66.30	350.00	8	10.5	0.04	0.09
15niv	1	273.20	22.52	350.00	8	10.5	0.05	0.09
	2	244.72	15.53	350.00	8	10.5	0.06	0.09
	3	630.80	47.68	350.00	8	10.5	0.05	0.09

\*\* El coeficiente de estabilidad fue calculado para el entrepiso donde se sobrepasa el límite de deriva propuesto por la Norma ; el cual se presenta en las tablas de resultado del diseño estructural en el capítulo 6, sección 6.1 de éste documento.

**TABLA 5**

Como se puede ver en los resultados presentados en la tabla 3, en ningún momento se sobrepasa el valor del máximo coeficiente de estabilidad, y más aún, los valores obtenidos representan cerca del 60% del valor máximo, por lo cual se puede decir que se logra controlar la estabilidad de la estructura y con ello los posibles daños en elementos no estructurales que se pudieran presentar al utilizar el límite de deriva de entrepiso propuesto. Sería recomendable que en estudios posteriores enfocados directamente en éste tema, se pudiera verificar la eficacia o no de éste valor en el diseño de edificios de estructuras de acero, y los cambios que su utilización pudiera acarrear, como es el caso de diseños estructurales ahora regidos por la resistencia de los elementos y no por su rigidez como hasta ahora ha sido.

Por otra parte, estudios internacionales realizados luego del terremoto de Northridge respaldan los resultados anteriormente expuestos, demostrando de ésta forma la aceptación del valor de 0.03 radianes como máxima rotación plástica esperada en vigas, y por lo tanto lo adecuado de un valor de límite de deriva de

entrepiso de  $0.03 \cdot H_{sx}$ . Lo anterior se puede comprobar en un extracto del libro "Ductile Design of Steel Structures" [11] cuando se aborda el tema de las máximas rotaciones plásticas esperadas en vigas : "...Después del terremoto de Northridge, la capacidad a rotación plástica en las conexiones fue incrementada a 0.03 radianes para construcciones nuevas, y 0.025 para reconstrucciones post-sísmicas de edificios existentes . Dichas rotaciones son valores concensados de acuerdo al análisis sísmico de marcos resistentes a momento establecidos por los diferentes códigos, utilizando diferentes registros de movimientos de suelo durante el terremoto ."

7. Del planteamiento anterior, y de los estudios realizados, se pueden proponer valores de resistencia y ductilidad global para diseños de edificios de estructuras de acero que pueden considerarse aceptables, enmarcados siempre en las limitaciones expuestas en la parte de anteproyecto para el trabajo de investigación que se hizo. Para la resistencia, se pueden considerar como valores adecuados los que estén en un rango de 2.8 a 3.5; mientras que para ductilidad global, pueden ser valores en un rango de 6 a 8.
8. Como se dijo anteriormente, el valor de R debería ser menor que el propuesto por la Norma ( $R = 12$ ), posibilitando que la reducción de fuerzas sísmicas fuera menor; lo cual ayudaría a obtener diseños estructurales más eficientes, tomando en cuenta para éste fin, el valor de límite deriva de entrepiso propuesto. Es muy difícil proponer un valor acertado de R, ya que en la Norma no aparece una definición exacta de éste parámetro, y muy al contrario, su determinación se presenta poco



clara y concisa, tal como se lee en la Norma Técnica para Diseño por Sismo, sección C4.2, pagina 7: "muchos factores contribuyen a la selección final del valor de R para el sistema estructural, entre otros el grado de certeza de su comportamiento ante cargas límites". Aún así, teniendo la idea de que dicho valor debe ser menor, se puede proponer la utilización del valor de 4, el cual es planteado por la mayoría de códigos de análisis sísmicos presentados en el capítulo 5 de éste documento (BSL japonés, NBCC canadiense); pero dejando claro que el demostrar la eficacia o no de su utilización sería un tema obligado en estudios posteriores más profundos al respecto.

### REFERENCIAS UTILIZADAS EN TODO EL DOCUMENTO

1. Rosenblueth, Emilio;Prince Jorge. "El temblor de San Salvador, 3 de mayo de 1965". Enero 1966.
2. Bommer, Julian. "Terremotos,Urbanización y Riesgo Sísmico en San Salvador".Julio-Agosto 1996.
3. "Planning and Design of Tall Building". Tomo II.Agosto 1972.
4. Ministerio de Obras Publicas. Norma Técnica para Diseño por Sismo. Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones. El Salvador,1994.
5. Ministerio de Obras Publicas. Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones. El Salvador 1994.
6. American Institute Of Steel Construction Inc. "Manual of Steel Construction. Load and Resistance Factor Design". Segunda edición.
7. Ashraf Habibullah.ETABS User's Manual. Computers & Structures Inc. Versión 6.2. Mayo 1997.
8. Prakash,V.;Powell G.H.;Campbell,S.DRAIN-2DX BASE PROGRAM USER GUIDE Versión 1.10. Noviembre 1993
9. RISA Technologies. Rapid Interactive Structural Analysis User's Guide. Versión 3.03. 1993.
10. Portillo,E.;Durán Lillo,Mario."Optimización de estructuras considerando explícitamente la ductilidad".Santiago de Chile.Agosto 1993.
11. Bruneau,Michael;Uang,Chia-Ming;Whittaker,Andrew."Ductile design of Steel Structures".Primera edición.McGraw-Hill.1998.

12. Tomado de página Web de University of Berkely, y de página Web de United States of Geological Service (USGS).
13. Dowrick,D.J. "Earthquake Resistant Design".London 1977.
14. Portillo,E."Ductilidad y Resistencia de un edificio de 6 niveles diseñado de acuerdo a las normativas salvadoreñas vigentes".Septiembre 1997.Universidad de El Salvador.
15. Escuela de Ingeniería Civil,Universidad de el Salvador, Octubre 1998.

## BIBLIOGRAFIA

- Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones.  
Ministerio de Obras Publicas.  
El Salvador,1994
- Norma Técnica para Diseño por Sismo  
Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones.  
Ministerio de Obras Publicas.  
El Salvador,1994
- Norma Técnica para Diseño para Estructuras de Acero  
Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones.  
Ministerio de Obras Publicas.  
El Salvador,1994
- McCormac,Jack.,"Diseño de Estructuras de Acero ( Método LRFD)"  
Segunda edición. Ediciones Alfaomega.1991
- Bruneau,Michael.,Uang,Chia-Ming.,Whittaker,Andrew.,"Ductile Design of Steel  
Estructures"  
Primera edición. McGraw-Hill. 1998.

- Newmark,N.M., Rosenblueth,E. "Fundamentos de Ingeniería Sísmica"  
Tercera edición. Editorial Diana. Febrero 1982.
- Dowrick, David J., "Earthquake Resistant Design for Engineers and Architects".  
Segunda edición. Wiley-Interscience Publication. 1984
- Bazam,Enrique.,Meli,Roberto. "Manual de Diseño Sísmico de Edificios de acuerdo  
con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal"  
Series del Instituto de Ingeniería de UNAM, D-18 .Septiembre de 1983
- Portillo, E.,Durán Lillo, Mario. "Optimización de estructuras sismoresistentes  
considerando explícitamente la ductilidad", sexta Jornada Chilena de Sismología e  
Ingeniería Antisísmica. Santiago de Chile. Agosto 1993.
- Portillo,E."Ductilidad y Resistencia de un edificio de 6 niveles diseñado de acuerdo  
a las normativas salvadoreñas vigentes". Septiembre 1997. Universidad de El  
Salvador.
- American Society of Civil Engineers. "Planning and Design of Tall Buildings"  
Tomos Ia, Ib y II. Agosto 1972.

- ETABS User's Manual  
Ashraf Habibullah.  
Computers & Structures Inc.  
Versión 6.2. Mayo 1997
- DRAIN-2DX BASE PROGRAM USER GUIDE  
Prakash,V.;Powell G.H.;Campbell,S.  
Versión 1.10. Noviembre 1993
- RISA Technologies. Rapid Interactive Structural Analysis User's Guide. Versión 3.03. 1993.