

T. VES
1501
C 745a
1999
Ej. 2

**UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
INGENIERÍA CIVIL**



**EVALUACIÓN DE DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN
EDIFICIOS DE ACERO DE 20, 25 Y 30 NIVELES,
DISEÑADOS APLICANDO LAS NORMATIVAS
SALVADOREÑAS VIGENTES**

PRESENTADO POR

JAIME JAVIER CONDE FUENTES
SALVADOR ERNESTO MENJÍVAR RIVERA
JAIME ARÍSTIDES RAMOS SOSA

15101830 / 15101830

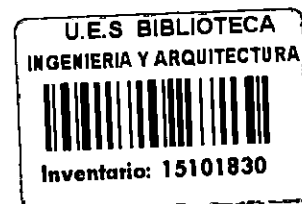
PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL



CIUDAD UNIVERSITARIA, MARZO DE 1999.

Arístides el 25 marzo 1999

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR



RECTOR :

Dr. José Benjamín López Guillen

SECRETARIO GENERAL :

Lic. Ennio Arturo Luna

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO :

Ing. Joaquín Alberto Vanegas Aguilar

SECRETARIO a.i. :

Ing. Oscar Eduardo Marroquín Hernández

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

DIRECTOR :

Ing. Luís Rodolfo Nosíglia Durán

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

Trabajo de Graduación previo a la opción al grado de:

INGENIERO CIVIL

Título :

**EVALUACIÓN DE DUCTILIDAD Y RESISTENCIA EN EDIFICIOS DE ACERO
DE 20, 25 Y 30 NIVELES, DISEÑADOS APLICANDO LAS NORMATIVAS
SALVADOREÑAS VIGENTES**

Presentado por :

**JAIME JAVIER CONDE FUENTES
SALVADOR ERNESTO MENJÍVAR RIVERA
JAIME ARÍSTIDES RAMOS SOSA**

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador :

Dr.-Ing. EDWIN PORTILLO GARCÍA

Asesores :

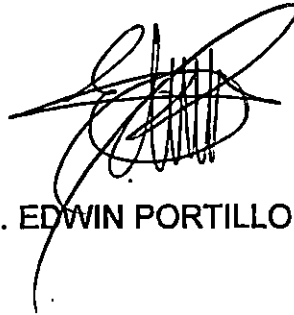
**Ing.-Msc. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJÍVAR
Ing.- Msc. MARIO ALFREDO VELÁSQUEZ**

San Salvador, Marzo de 1999._

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinador

:



Dr.-Ing. EDWIN PORTILLO GARCÍA

Asesor

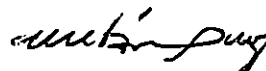
:



Ing.-Msc. MANUEL ALFREDO LÓPEZ MENJÍVAR

Asesor

:



Ing.- Msc. MARIO ALFREDO VELÁSQUEZ



AGRADECIMIENTOS

DIOS TODO PODEROSO: Por darme salud, sabiduría e iluminar mi camino en la lucha por lograr mis metas, porque Jehová dijo que todo lo que pidieréis en oración creyendo, la recibiréis (Mateo 21:22). Por cuanto amo a Jehová, pues ha oído mi voz y mis súplicas (Salmo116:1).

MIS PADRES: **José Germán Conde y María Ermelinda Fuentes de Conde,** Por su infinito amor y apoyo incondicional, por enseñarme el temor a DIOS, reconfortarme en mis angustias, por estar siempre a mi lado y su enorme sacrificio. GRACIAS, MUCHAS GRACIAS y que DIOS me los bendiga siempre.

MIS HERMANOS: Por apoyarme siempre, compartir mis penas y alegrías, por comprenderme, aconsejarme y ser mis mejores amigos.

COORDINADOR: Dr.Ing. Edwin Portillo García por guiarnos al feliz termino del Trabajo y su afán por alcanzar siempre la excelencia.

ASESORES: Ing.-Msc. Manuel Alfredo López por su paciencia y su asesoría en el manejo de los programas y Ing.-Msc. Mario Alfredo Velásquez por su buena voluntad y su apoyo al desarrollo del Trabajo.

MIS COMPAÑEROS DE TESIS: Por su entrega y lucha de principio a fin, Mis padrinos y maestros quienes sembraron las primeras semillas del saber en mi vida, las cuales hoy dan sus frutos y a todos mis amigos que siempre estuvieron en las buenas y malas.

JAIME JAVIER CONDE FUENTES.

A DIOS PADRE:

Por haberme permitido cumplir mis más cortos deseos, no negarme eso que te pedía (Salmo 21).

Por ser él mi pastor, nada me faltara, en verdes pastos él me hace reposar y a donde brota el agua fresca me conduce.

Fortalece mi alma por el camino del bueno me dirige por amor a su nombre.
(Salmo 23).

A LA SANTISIMA VIRGEN:

Por guiar mis pasos y enseñarme a conocer las grandezas y bondades de nuestro Dios Padre todo poderoso, en los momentos difíciles fue ella quien me motivo para seguir sin desmayar tal como ella lo hizo al cumplir los mandatos de Dios.

AL ALMA MATER:

Por ser la guía de mi formación profesional, acogerme en su albergue y brindarme todo el conocimiento.

A MI MADRE María Lourdes Rivera:

Por haberme servido como instrumento de Dios para que yo viniera al mundo, por su paciencia y comprensión durante todo estos largos años, por su apoyo incondicional en la meta que juntos un día nos trazamos.

A MI HERMANA Reyna Cristina Rivera:

Por su apoyo y comprensión y confianza, por ser ella la impulsadora en los momentos mas difíciles de mi formación profesional sin su aliento este logro no habría sido posible.

A MIS TIOS:

Por su apoyo, confianza y comprensión durante todo el desarrollo de mi formación profesional.

A MI COORDINADOR:

Por su tiempo invertido en el desarrollo de este trabajo, sin su guía esto no habría sido posible.

A MIS ASESORES:

Por su tiempo invertido en el desarrollo de este trabajo, sin su guía esto no habría sido posible.

A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS DE ESTUDIO:

Por su comprensión y entendimiento y apoyo en los momentos mas críticos del desarrollo de este trabajo.

A MIS AMIGOS Y COMPAÑEROS DE TRABAJO:

Por su apoyo comprensión durante todo el tiempo invertido en el desarrollo de este trabajo.

A USTED:

Como muestra de gratitud por leer este documento y evaluar críticamente su contenido que si no es perfecto tiene el esfuerzo de un grupo de incansables personas: Coordinador, Asesores y Estudiantes.

SALVADOR ERNESTO MENJÍVAR RIVERA.

A DIOS TODO PODEROSO: "Más gracias sean dadas a Dios, que nos da la victoria por medio de nuestro Señor Jesucristo". Gracias te doy de todo corazón por llevarme hasta la culminación de mis estudios. 1Corintios15:57

A MIS PADRES:

JOSE DOLORES RAMOS LUNA(Q.D.D.G.): Por guiarme hasta él último momento de su vida, con una combinación de disciplina y amor que me ayudo a lograr el objetivo que me propuse cuando aún estabas a mi lado.

SALVADORA DEL CARMEN SOSA vda de RAMOS: Por darme amor y un apoyo incondicional hasta en los momentos más difíciles de tu vida; y hacer todo el esfuerzo y sacrificio posible para pudiera culminar mi carrera, gracias por darme tu confianza en todo el transcurso de mi vida; por esto y por darme la vida te doy mi más sincero agradecimiento.

A MIS HERMANOS:

JOSE DAVID(Q.D.D.G): "Jehová dió, y Jehová quito; sea el nombre de Jehová bendito"

Job 1:21

JAVIER ULISES, MARVIN ERIKA, Y ELIU: Por confiar en mí, y apoyarme a través todos mis estudios.

A MI NOVIA:

JESSICA MARISOL HERNANDEZ FLORES: Por apoyarme incondicionalmente, darme amor y un apoyo moral en los momentos más difíciles de mi vida como estudiante.

A MI COORDINADOR:

Dr.-Ing EDWIN PORTILLO GARCIA: Le doy mis más sinceros agradecimientos por todo el esfuerzo y empeño demostrado desde principio a fin en el desarrollo de nuestro Trabajo de Graduacion.

A MIS ASESORES:

Ing.-Msc. **MANUEL ALFREDO LOPEZ MENJIVAR** e Ing.-Msc. **MARIO ALFREDO VELÁSQUEZ**: Por todo el tiempo y ayuda que nos proporcionaron de una forma incondicional en el transcurso de nuestro trabajo de graduación.

A MIS COMPAÑEROS DE TESIS:

JAIME JAVIER Y SALVADOR ERNESTO: Porque unidos logramos salir adelante en nuestro trabajo y apoyarnos mutuamente en los momentos más difíciles de mi vida.

A MIS COMPAÑEROS DE ESTUDIO:

Por compartir sus conocimientos en desarrollo de toda la carrera.

JAIME ARISTIDES RAMOS SOSA

INDICE

DESCRIPCION	PAG.
RESUMEN	i
INTRODUCCION	iii
CAPITULO 1	
ANTEPROYECTO.	
1.1 ANTECEDENTES.	1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.	8
1.3 OBJETIVOS	
1.3.1 OBJETIVOS GENERALES.	9
1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.	9
1.4 ALCANCES Y DELIMITACIONES.	10
1.5 JUSTIFICACIONES.	13
1.6 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION.	15
1.6.1 FASE A: REVISION DE LA LITERATURA.	15
1.6.2 FASE B: ESTUDIO DE LAS HERRAMIENTAS DE APOYO.	16
1.6.3 FASE C: OBTENCION DE LOS RESULTADOS.	16
1.6.4 FASE D: ANALISIS DE LOS RESULTADOS.	17
1.7 RECURSOS UTILIZADOS.	18

CAPITULO 2

ESTUDIOS DE LAS NORMAS SALVADOREÑAS VIGENTES.

2.1	REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES.	19
2.2	NORMA TECNICA PARA DISEÑO POR SISMO.	23
2.2.1	LA ZONIFICACION SISMICA.	23
2.2.2	GEOLOGIA LOCAL Y CARACTERISTICAS DEL SUELO.	24
2.2.3	CATEGORIAS DE OCUPACION.	25
2.2.4	CONFIGURACION ESTRUCTURAL.	26
2.2.5	SISTEMAS ESTRUCTURALES.	26
2.2.6	METODO DE FUERZAS LATERALES ESTATICAS EQUIVALENTES.	28
2.2.7	PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS DINAMICO DE LA NTDS	31
	2.2.7.1 ANALISIS POR ESPECTRO DE RESPUESTA	32
	2.2.7.2 ANALISIS PASO A PASO	33
2.3	NORMA TECNICA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE ACERO (N.T.D.C.E.A.).	34
2.3.1	CRITERIOS DE DISEÑO.	34
2.3.2	MIEMBROS EN TENSION.	36
2.3.3	MIEMBROS EN COMPRESION Y MIEMBROS EN FLEXION.	36
2.3.4	DISPOSICIONES ESPECIALES PARA DISEÑO POR SISMO.	37
2.4	METODO AISC-LRFD.	38
2.4.1	CATEGORIAS DE COMPORTAMIENTO SISMICO.	40
2.4.2	CARGAS, COMBINACIONES DE CARGAS Y RESISTENCIAS NOMINALES.	41
2.4.3	DESPLAZAMIENTOS.	44
2.4.4	ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES.	45
2.4.5	REQUERIMIENTOS PARA COLUMNAS.	45

2.4.6	MARCOS DE MOMENTO ORDINARIO (OMF).	46
2.4.7	MARCOS DE MOMENTOS ESPECIALES (SMF).	46
2.4.7.1	JUNTAS VIGAS-COLUMNAS.	47
2.4.7.2	ZONA DEL PANEL DE LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNNA.	48
2.4.7.3	LIMITACIONES PARA VIGAS Y COLUMNAS.	49
2.4.7.4	PLACAS DE CONTICUIDAD.	49
2.4.7.5	RELACION DE MOMENTO VIGA-COLUMNNA.	50
2.4.7.6	RESTRICCIONES DE LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNNA.	51
2.4.7.7	SOPORTE LATERAL DE LAS VIGAS.	51

CAPITULO 3

ESTUDIO Y APLICACION DE LAS PARTICULARIDADES DE DISEÑO SISMICO.

3.1	DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA.	52
3.2	MEMORIA DE CALCULO DEL METODO ESTÁTICO.	55
3.2.1	CARGAS EN VIGAS EN LOS NIVELES 1 Y 2.	56
3.2.2	CARGAS EN VIGAS DE LA AZOTEA.	57
3.2.3	CARGAS EN LOSAS INCLUYENDO VIVA INSTANTÁNEA.	59
3.2.4	CARGAS EN LOSAS INCLUYENDO VIVA PERMANENTE.	61
3.2.5	PESO SISMICO.	64
3.2.6	CALCULO DE CORTANTE BASAL DE DISEÑO Y COEFICIENTE SISMICO SEGUN (NTDS).	65
3.2.7	DISTRIBUCION VERTICAL DE LA FUERZA LATERAL.	65
3.2.7.1	EVALUACION DE RIGIDECES.	67
3.2.7.2	CALCULO DE RIGIDECES RELATIVAS.	68
3.2.8	CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS INELASTICOS METODO "A".	70

3.2.9	CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS INELASTICOS POR EL METODO "B".	71
3.2.10	CALCULO DEL CENTRO DE MASA.	72
3.2.11	CALCULO DEL CENTRO DE CORTANTE.	75
3.2.12	CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ.	76
3.2.13	DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE DE ENTREPISO.	78
3.2.14	CALCULO DE FUERZAS SISMICAS PARA CADA EJE.	87
3.2.15	MODELAJE Y ANALISIS DE MARCO.	88
3.3	DISEÑO MANUAL DEL EDIFICIO DE CALIBRACION.	93
3.3.1	DISEÑO DE VIGAS.	93
3.3.1.1	VIGA DIRECCION X-X.	93
3.3.1.2	VIGA DIRECCION Y-Y.	94
3.3.2	DISEÑO DE COLUMNAS.	96
3.3.3	DISEÑO DE CONEXIONES Y APLICACION DE PROVISIONES DE DISEÑO SISMICO.	99
3.3.3.1	DISEÑO DE CONEXION (VIGA-PATIN DE COLUMNA).	99
3.3.3.2	DISEÑO DE CONEXION (VIGA-ALMA DE COLUMNA).	106
3.4	DATOS DE ENTRADA PARA EL ANALISIS ESTÁTICO HECHO CON LA AYUDA DEL PROGRAMA ETABS.	110
3.4.1	CALCULO DE CARGAS A UTILIZAR EN EL EDIFICIO.	110
3.4.1.1	CARGAS EN VIGAS DE LOS NIVELES 1 Y 2.	110
3.4.1.2	CARGAS EN VIGAS DE LA AZOTEA.	111
3.4.1.3	CARGAS EN LOSAS INCLUYENDO VIVA INSTANTANEA.	113
3.4.1.4	CARGAS EN LOSAS INCLUYENDO VIVA PERMANENTE.	115
3.5	COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE ETABS Y EL DISEÑO MANUAL.	119
3.6	CALCULO DE LA DUCTILIDAD GLOBAL Y RESISTENCIA DEL EDIFICIO DE CALIBRACION METODO PUSH-OVER.	141

3.7	CALCULO DE LA DUCTILIDAD LOCAL Y RESISTENCIA DEL EDIFICIO DE CALIBRACION, METODO NO LINEAL PASO A PASO.	145
-----	---	-----

CAPITULO 4

ESTUDIO Y APLICACION DE HERRAMIENTAS INFORMATICAS.

4.1	GENERALIDADES DEL PROGRAMA ETABS.	150
4.2	MANUAL DEL USUARIO.	151
4.3	GENERALIDADES DEL DRAIN-2DX.	169
4.4	MANUAL DEL USUARIO PROGRAMA DRAIN-2DX.	169

CAPITULO 5

REVISION DE LITERATURA.

5.1	EL PROBLEMA SISMICO.	175
5.2	ANALISIS Y DISEÑO SISMICO	176
5.3	METODO DE ANALISIS ESTÁTICO.	176
5.4	ANALISIS DINAMICO LINEAL.	182
5.5	ANALISIS DINAMICO NO LINEAL.	187
5.5.1	DUCTILIDAD.	192
5.5.1.1	DEFINICION GENERAL DE LA DUCTILIDAD MAXIMA (Dm).	192
5.5.1.2	BALANCE EXPLICITO DE DUCTILIDAD.	193
5.6	RESPUESTA SISMICA DE ESTRUCTURAS DE ACERO.	193
5.6.1	ESTUDIOS SISMICOS CONTEMPORANEOS DE EDIFICIOS DE ACERO.	193
5.6.2	DAÑOS OBSERVADOS DESPUES DEL SISMO DE NORTHRIDGE.	194

5.6.3	CRITERIOS APLICADOS PARA LA MODIFICACION. Y REPARACION DE LAS CONEXIONES.	196
5.6.4	SISTEMAS ESTRUCTURALES EN EDIFICIOS DE ACERO.	197
5.7	ESTADO DEL ARTE DE LA RESISTENCIA Y LA DUCTILIDAD A NIVEL MUNDIAL.	199
5.7.1	FILOSOFIA DE LOS ESTADOS LIMITES.	199
5.7.2	PERSPECTIVAS HISTORICAS ACERCA DE LOS FACTORES DE REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS.	200
5.7.3	PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO SISMICO EN CODIGOS MODERNOS.	205
5.7.3.1	LEY ESTANDAR PARA EDIFICIOS DE JAPON (BSL).	205
5.7.3.2	PROVISIONES RECOMENDADAS POR EL NEHRP (NATIONAL EARTHQUAKE HAZARD REDUCTION PROGRAM).	206
5.7.3.3	UNIFORM BUILDING CODE (UBC).	207
5.7.3.4	NATIONAL BUILDING CODE OF CANADA (NBCC).	209
5.7.4	COMPARACION ENTRE LOS FACTORES DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA.	211
5.7.5	COMPARACION ENTRE LOS REQUERIMIENTOS DE ESTADO LIMITE DE SERVICIO.	211
5.7.6	PERSPECTIVAS FUTURAS.	212
5.7.7	CAMBIOS DEL UBC'94 AL UBC'97.	215
5.7.7.1	CAMBIOS MAYORES DEL UBC DESDE 1994 HASTA 1997.	215
5.7.8	RELACION DE LOS CODIGOS INTERNACIONALES CON LA NORMA SALVADOREÑA.	216
5.7.9	ANALISIS DE LOS TERREMOTOS DE NORTHRIDGE-1994 Y KOBE-1995.	218
5.7.9.1	RESEÑA HISTORICA.	219
5.7.9.2	FALLAS DE CONEXIONES A MOMENTOS SOLDADAS.	221
5.7.10	ESTRATEGIAS DE DISEÑO PARA EDIFICIOS NUEVOS, LUEGO DE LOS SISMOS DE NORTHRIDGE Y KOBE.	222

5.7.11 SITUACION DE LA NORMA SALVADOREÑA RESPECTO DE LAS SOLUCIONES PLANTEADAS LUEGO DE LOS TERREMOTOS DE NORTHRIDGE Y KOBE.	224
--	-----

CAPITULO 6

MODELACION Y DISEÑO DE EDIFICIOS UTILIZANDO EL METODO AISC-LRFD.

6.1 DESCRIPCION DE LOS RESULTADOS.	228
6.2 DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS TIPO 1.	229
6.2.1 DATOS DE ENTRADA PARA EL ANALISIS ESTÁTICO HECHO CON EL ETABS.	230
6.3 DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS TIPO 2.	239
6.3.1 DATOS DE ENTRADA PARA EL ANALISIS ESTÁTICO HECHO CON EL ETABS.	240
6.4 DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS TIPO 3,4 Y 5	249
6.5 EFECTO P-Δ DEL EDIFICIO TIPO A-5.	256
6.6 EFECTO P-Δ DEL EDIFICIO TIPO B-5.	264
6.7 EFECTO P-Δ DEL EDIFICIO TIPO C-5.	272
6.8 DESCRIPCION DE LAS GRAFICAS DEL DISEÑO.	275
6.9 DATOS DE ENTRADA PARA EL ANALISIS PUSH-OVER Y NO LINEAL PASO A PASO UTILIZANDO EL PROGRAMA DRAIN-2DX.	282

CAPITULO 7

ANALISIS DE RESULTADOS.

7.1	ANALISIS DE COLAPSO (PUSH-OVER).	298
7.1.1	CONDICIONES DE MECANISMOS A CONSIDERAR.	300
7.1.2	RESULTADOS.	303
7.1.2.1	EDIFICIO TIPO A-5 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	303
7.1.2.2	EDIFICIO TIPO B-5 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	311
7.1.2.3	EDIFICIO TIPO C-5 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	319
7.1.2.4	DESCRIPCION DE LAS GRAFICAS DE RESULTADOS DEL ANALISIS PUSH-OVER.	328
7.2	ANALISIS NO LINEAL PASO A PASO.	348
7.2.1	DESCRIPCION DE LAS GRAFICAS DE RESULTADOS OBTENIDAS EN EL ANALISIS PASO A PASO.	350

CAPITULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1	CONCLUSIONES.	354
8.2	RECOMENDACIONES.	365
	BIBLIOGRAFIA.	367
	ANEXOS	372

INDICE DE TABLAS

CAPITULO 2

TABLAS	CONTENIDO	PAGINA
2.1	FACTORES DE ZONIFICACION SISMICA PROPUESTOS POR LAS NTDS.	23
2.2	COEFICIENTES DE SITIO.	24
2.3	CATEGORIAS DE OCUPACION.	25
2.4	FACTORES DE IMPORTANCIA.	25
2.5	TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES.	27
2.6	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES VERTICALES.	26
2.7	IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA.	26
2.8	GRUPOS DE EXPOSICION AL RIESGO SISMICO.	40
2.9	CATEGORIAS DE COMPORTAMIENTO SISMICO.	40
2.10	FACTORES DE RESISTENCIA CARACTERISTICOS.	44
2.11	LIMITES TENTATIVOS DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO.	44

CAPITULO 3

3.1	DISTRIBUCION DE LAS FUERZAS LATERALES.	66
3.2	CALCULOS DE DESPLAZAMIENTOS INELASTICOS (METODO A).	70
3.3	CALCULOS DE DESPLAZAMIENTOS INELASTICOS (METODO B).	71
3.4a-3.4f	CALCULOS PARA LA DETERMINACION DEL CENTRO DE MASA.	72-74
3.5	DETERMINACION DEL CENTRO DE MASA.	74
3.6	DETERMINACION DEL CENTRO DE CORTANTE.	75
3.7a	DETERMINACION DEL CENTRO DE RIGIDEZ DEL 1er ENTREPISO.	76

3.7b	DETERMINACION DEL CENTRO DE RIGIDEZ DEL 2do ENTREPISO.	76
3.7c	DETERMINACION DEL CENTRO DE RIGIDEZ DEL 3er ENTREPISO.	77
3.8	CALCULO DE LOS CORTANTES DEL 1er ENTREPISO.	80
3.9	CALCULO DE LOS CORTANTES DEL 2do ENTREPISO.	83
3.10	CALCULO DE LOS CORTANTES DEL 3er ENTREPISO.	86
3.11	CALCULO DE LAS FUERZAS SISMICAS PARA CADA EJE.	87
3.12	COMPARACION DE FUERZAS INTERNAS PARA LA CONDICION GRAVEDAD (MANUAL vrs ETABS) PARA EL MARCO 2X.	120
3.13	COMPARACION DE FUERZAS INTERNAS PARA LA CONDICION GRAVEDAD+SISMO (MANUAL vrs ETABS) PARA EL MARCO 2X.	124
3.14	COMPARACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS POR CARGAS LATERALES (MANUAL vrs ETABS) PARA EL MARCO 2X.	128
3.15	COMPARACION DE FUERZAS INTERNAS PARA LA CONDICION GRAVEDAD (MANUAL vrs ETABS) PARA EL MARCO 3Y.	130
3.16	COMPARACION DE FUERZAS INTERNAS PARA CONDICION GRAVEDAD+SISMO (MANUAL vrs ETABS) PARA EL MARCO 3Y.	134
3.17	COMPARACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS POR CARGAS LATERALES (MANUAL vrs ETABS) PARA EL MARCO 3Y.	138
3.18	RESUMEN DE DUCTILIDADES DEMANDADAS, OFRECIDA Y EL BALANCE DE DUCTILIDAD.	147

CAPITULO 5

5.1.1	DATOS DE ENTRADA PARA LA FORMACION DEL ESPECTRO DE DISEÑO PROPUESTO POR LA NORMA.	185
5.2	FACTORES DE R Y Cd ESPECIFICADOS EN EL NERHP Y FACTOR R ESPECIFICADO POR EL UBC.	209

5.3	FACTORES DE R PARA ESTRUCTURAS DE ACERO ESPECIFICADO POR EL NBCC 1990.	210
-----	--	-----

CAPITULO 6

6.1	RESULTADOS DE LOS EDIFICIOS TIPO A-1 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	234
6.2	RESULTADOS DE LOS EDIFICIOD TIPO B-1 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	236
6.3	RESULTADOS DE LOS EDIFICIOS TIPO C-1 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	238
6.4	RESULTADOS DE LOS EDIFICIOS TIPO A-2 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	244
6.5	RESULTADOS DE LOS EDIFICIOS TIPO B-2 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	246
6.6	RESULTADOS DE LOS EDIFICIOS TIPO C-2 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	248
6.7	RESULTADOS DE LOS EDIFICIOS TIPO A-3 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	252
6.8	RESULTADOS DE LOS EDIFICIOS TIPO A-4 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	254
6.9	RESULTADOS DE LOS EDIFICIOS TIPO A-5 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	255
6.10a	EFECTO P- Δ , EDIFICIO TIPO A-5 DE 20 NIVELES.	256
6.10b	EFECTO P- Δ , EDIFICIO TIPO A-5 DE 25 NIVELES.	257
6.10c	EFECTO P- Δ , EDIFICIO TIPO A-5 DE 30 NIVELES.	258
6.11	RESULTADOS DE LOS EDIFICIOS TIPO B-3 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	260
6.12	RESULTADOS DE LOS EDIFICIOS TIPO B-4 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	262
6.13	RESULTADOS DE LOS EDIFICIOS TIPO B-5 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	263
6.14a	EFECTO P- Δ , EDIFICIO TIPO B-5 DE 20 NIVELES.	264
6.14b	EFECTO P- Δ , EDIFICO TIPO B-5 DE 25 NIVELES.	265
6.14c	EFECTO P- Δ , EDIFICIO TIPO B-5 DE 30 NIVELES.	266
6.15	RESULTADOS DE LOS EDIFICIOS TIPO C-3 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	268
6.16	RESULTADOS DE LOS EDIFICIOS TIPO C-4 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	270
6.17	RESULTADOS DE LOS EDIFICIOS TIPO C-5 DE 20, 25 Y 30 NIVELES.	271

6.18a	EFFECTO P- Δ , EDIFICIO TIPO C-5 DE 20 NIVELES.	272
6.18b	EFFECTO P- Δ , EDIFICIO TIPO C-5 DE 25 NIVELES.	273
6.18c	EFFECTO P- Δ , EDIFICIO TIPO C-5 DE 30 NIVELES.	274
6.19a-6.20c	DATOS DE ENTRADA PARA EL ANALISIS PUSH-OVER Y NO-LINEAL PASO A PASO PARA EL EDIFICIO TIPO A-5.	283-287
6.21a-6.22c	DATOS DE ENTRADA PARA EL ANALISIS PUSH-OVER Y NO-LINEAL PASO A PASO PARA EL EDIFICIO TIPO B-5.	288-292
6.23a-6.24c	DATOS DE ENTRADA PARA EL ANALISIS PUSH-OVER Y NO-LINEAL PASO A PASO PARA EL EDIFICIO TIPO C-5.	293-297

CAPITULO 7

7.1a	RESULTADOS DEL ANALISIS PUSH-OVER PARA LOS EDIFICIOS TIPOS A-5.	327
7.1b	RESULTADOS DEL ANALISIS PUSH-OVER PARA LOS EDIFICIOS TIPOS B-5.	327
7.1c	RESULTADOS DEL ANALISIS PUSH-OVER PARA LOS EDIFICIOS TIPOS C-5.	327

INDICE DE FIGURAS

CAPITULO 3

FIGURAS	CONTENIDO	PAGINA
3	PLANTA DEL EDIFICIO DE CALIBRACION.	54
3.1	FUERZAS SISMICAS Y CORTANTE BASAL.	66
3.2	REPRESENTACION DE LAS RIGIDECES.	67
3.3	MARCO MAS DESFAVORABLE EN LA DIRECCION X-X (MARCO 2X).	89
3.4	CARGAS MUERTAS EN LA DIRECCION X-X.	89
3.5	CARGAS VIVAS EN LA DIRECCION X-X.	90
3.6	CARGAS SISMICAS EN LA DIRECCION X-X.	90
3.7	MARCO MAS DESFAVORABLE EN LA DIRECCION Y-Y (MARCO 3Y).	91
3.8	CARGAS MUERTAS EN LA DIRECCION Y-Y.	91
3.9	CARGAS VIVAS EN LA DIRECCION Y-Y.	92
3.10	CARGAS SISMICAS EN LA DIRECCION X-X.	92
3.11	VIGA A DISEÑAR EN LA DIRECCION X-X.	93
3.12	VIGA A DISEÑAR EN LA DIRECCION Y-Y.	94
3.13a	COMPARACION DE CARGA AXIAL EN LA DIRECCION X-X (GRAV).	121
3.13b	COMPARACION DE CORTANTES EN LA DIRECCION X-X (GRAV).	122
3.13c	COMPARACION DE MOMENTOS EN LA DIRECCION X-X (GRAV).	123
3.14a	COMPARACION DE CARGA AXIAL EN LA DIRECCION X-X (GRAV+SISM).	125
3.14b	COMPARACION DE CORTANTE EN LA DIRECCION X-X (GRAV+SISM).	126
3.14c	COMPARACION DE MOMENTO EN LA DIRECCION X-X (GRAV+SISM).	127
3.15	COMPARACION DE DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCION X-X.	129
3.16a	COMPARACION DE CARGA AXIAL EN LA DIRECCION Y-Y (GRAV).	131
3.16b	COMPARACION DE CORTANTE EN LA DIRECCION Y-Y (GRAV).	132

3.16c	COMPARACION DE MOMENTO EN LA DIRECCION Y-Y (GRAV).	133
3.17a	COMPARACION DE CARGA AXIAL EN LA DIRECCION Y-Y (GRAV+SISM).	135
3.17b	COMPARACION DE CORTANTE EN LA DIRECCION Y-Y (GRAV+SISM).	136
3.17c	COMPARACION DE MOMENTO EN LA DIRECCION Y-Y (GRAV+SISM).	137
3.18	COMPARACION DE DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCION Y-Y.	139
3.19	MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS EN LA DIRECCION X-X. (ANALISIS PUSH-OVER)	143
3.20	MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS EN LA DIRECCION Y-Y. (ANALISIS PUSH-OVER)	144
3.21	MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS EN LA DIRECCION X-X. (ANALISIS PASO A PASO)	148
3.22	MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS EN LA DIRECCION Y-Y. (ANALISIS PASO A PASO)	149

CAPITULO 5

5.1	EJEMPLOS DE IRREGULARIDADES GEOMETRICAS VERTICALES.	157
5.2	ESPECTRO DE RESPUESTA DE LA NTDS.	186
5.3	SISTEMA NO-LINEAL ELASTOPLASTICO.	188
5.4	SISTEMA NO-LINEAL ELASTOPLASTICO SOMETIDO A CARGAS ALTERNADAS.	188
5.5	SISTEMA NO-LINEAL ELASTOPLASTICO CON DETERIORO DE RIGIDEZ.	190
5.6	SISTEMA NO-LINEAL ELASTOPLASTICO CON DETERIORO DE RESISTENCIA Y RIGIDEZ.	190
5.7	COMPORTAMIENTO DE UN SISTEMA NO-LINEAL ELASTOPLASTICO SOMETIDO A UNA CARGA DINAMICA.	191
5.8	LOCALIZACIONES PREDETERMINADAS DE LAS ARTICULACIONES PLASTICAS LOCALES.	196

CAPITULO 6

6.1	PLANTA ESTRUCTURAL TIPO A-1.	233
6.2	PLANTA ESTRUCTURAL TIPO B-1.	235
6.3	PLANTA ESTRUCTURAL TIPO C-1.	237
6.4	PLANTA ESTRUCTURAL TIPO A-2.	243
6.5	PLANTA ESTRUCTURAL TIPO B-2.	245
6.6	PLANTA ESTRUCTURAL TIPO C-2.	247
6.7	PLANTA ESTRUCTURAL TIPO A-3.	251
6.8	PLANTA ESTRUCTURAL TIPO A-4.	253
6.9	PLANTA ESTRUCTURAL TIPO B-3.	259
6.10	PLANTA ESTRUCTURAL TIPO B-4.	261
6.11	PLANTA ESTRUCTURAL TIPO C-3.	267
6.12	PLANTA ESTRUCTURAL TIPO C-4.	269
6.13a	COMPARACION RELACION PESO/AREA PARA TODOS LOS DISEÑOS (TIPO A) CON LA RELACION COMERCIAL.	276
6.13b	COMPARACION RELACION PESO/AREA PARA TODOS LOS DISEÑOS(TIPO B) CON LA RELACION COMERCIAL.	277
6.13c	COMPARACION RELACION PESO/AREA PARA TODOS LOS DISEÑOS(TIPO C) CON LA RELACION COMERCIAL.	278
6.14a	COMPARACION DE LOS PERIODOS PROMEDIOS ENTRE EL ETABS Y LA FORMULA EMPIRICA DE LAS NTDS.(TIPO A).	279
6.14b	COMPARACION DE LOS PERIODOS PROMEDIOS ENTRE EL ETABS Y LA FORMULA EMPIRICA DE LAS NTDS.(TIPO B).	280
6.14c	COMPARACION DE LOS PERIODOS PROMEDIOS ENTRE EL ETABS Y LA FORMULA EMPIRICA DE LAS NTDS.(TIPO C).	281

CAPITULO 7

7.1a-7.c	MECANISMOS DE FORMACION DE ROTULAS ALREDEDOR DE UN NUDO.	301
7.2	FALLA POR MECANISMO DE TRASLACION DE COLUMNA.	302
7.3a-7.3c	FUERZAS SISMICAS DE ENTREPISO (TIPO A-5).	305,307 y 309
7.4a-7.4c	MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS (TIPO A-5).	306,308 y 310
7.5a-7.5c	FUERZAS SISMICAS DE ENTREPISO (TIPO B-5).	313,315 y 317
7.6a-7.6c	MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS (TIPO B-5).	314,316 y 318
7.7a-7.7c	FUERZAS SISMICAS DE ENTREPISO (TIPO C-5).	321,323 y 325
7.8a-7.8c	MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS (TIPO C-5).	322,324 y 326
7.9a y 7.9b	FORMAS TIPICAS DE LAS CURVAS FUERZAS SISMICAS vrs DESPLAZAMIENTO LATERAL	329
7.10a-7.10c	COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS PARA EDIFICIO TIPO A-5	330-332
7.11a-7.11c	COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS PARA EDIFICIO TIPO B-5	333-335
7.12a-7.12c	COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS PARA EDIFICIO TIPO C-5	336-338
7.13a-7.13c	COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS vrs FUERZAS SISMICAS PARA EDIFICIO TIPO A-5	339-341
7.14a-7.14c	COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS vrs FUERZAS SISMICAS PARA EDIFICIO TIPO B-5	342-344
7.15a-7.15c	COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS vrs FUERZAS SISMICAS PARA EDIFICIO TIPO C-5	345-347
7.16	IDD PARA DIFERENTES REGISTROS DEL SISMO DEL 10/10/86.	351
7.17	IDD PARA EL REGISTRO DEL CIG-180 Y CIG-180+UP	352
7.18	IDD NORMAL Y DE COLAPSO PARA EL CIG-180	353

RESUMEN

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 humanas 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; por lo que 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.

El desarrollo del trabajo parte de la calibración del programa ETABS por medio de un ejemplo, el cual se analiza y diseña utilizando el método propuestos por la NTDS, estos resultados se comparan con los obtenidos con la ayuda del programa ETABS.

Partiendo de que el ejemplo de calibración dio resultados satisfactorios de comparación, la parte de los diseños de edificios se realiza con la ayuda del programa ETABS utilizando para el diseño el método de resistencia ultima (AISC-LRFD. Con el objeto de obtener un diseño optimo; siguiendo el criterio de deriva de entrepiso se realizaron "treinta y seis diseños" cuatro por cada planta, de los cuales se selecciono uno de cada planta, a este posteriormente se le verificaron todos los criterios establecidos por la normativa salvadoreña (estabilidad, criterio columna fuerte viga débil).

De todos los diseños realizados para el edificio tipo "A", se selecciono el edificio tipo A-2 esto con el objeto de mantener una planta común entre los edificios de baja altura (5,10 y 15 Niveles) y de los diseños realizados para los edificios tipo "B" y "C" se selecciono el tipo 4, ya que este es el que presenta la menor relación peso/área, indicando con esto que sería él mas optimo.

En el análisis de todos los edificios se tomaron como constantes: Zona sísmica tipo 1 ($A=0.4$), el perfil de suelo S2 ($C_o = 2.75$ y $T_o = 0.5$), la ocupación es tipo 2(la importancia $I=1.2$), sistema estructural tipo A numeral 3 ($C_d = 8.0$, $R = 12.0$), Y por ultimo la deriva de entrepiso que se tomó fue de: $\Delta n = 0.015$ hsx.

La evaluación de la confiabilidad y seguridad de los diseños realizados utilizando la NTDS através de los parámetros de ductilidad y resistencia, se realizó utilizando los métodos de análisis push-over para la obtención de la ductilidad global y la resistencia y el método de análisis paso a paso para la obtención de la ductilidad local. Estos métodos fueron realizados con la ayuda del programa DRAIN-2DX que permite realizar análisis post-elástico.

Los diferentes estados de comportamiento que se estudiaron para cada edificios en el análisis Push-Over son:

- 1) Estado de funcionabilidad: Se da cuando la estructura a excedido el valor máximo de la deriva de entrepiso como resultado del incremento de las fuerzas sísmicas.
- 2) Estado de resistencia o colapso: Se da cuando en la estructura se ha formado un mecanismo de colapso.

Para el análisis paso a apaso se utilizaron los mismos modelos que para el Análisis Push Over, con la única diferencia de que las fuerzas a la que es sometida la estructura no son las cargas laterales obtenidas atreves del método estático sino que la estructura se somete a excitaciones sísmicas reales, es decir, registros de aceleraciones (acelerogramas) del suelo en el cual estará fundada la estructura que sé estudios.

INTRODUCCION

El diseño de estructuras sismo-resistentes se ha venido desarrollando conforme la ocurrencia de diferentes sismos, ya que son estos, los que ponen a prueba los conceptos y parámetros, tomados en cuenta en la realización de este tipo de diseño, nuestro país no es la excepción a esta corriente, prueba de ello es la publicación de la reciente Norma Técnica para Diseño por Sismo.

Con el objeto de evaluar la confiabilidad de los parámetros y factores que la actual normativa salvadoreña presenta, en este trabajo, se hará una evaluación de los factores de ductilidad y resistencia de las estructuras de acero de 20, 25 y 30 niveles, diseñadas siguiendo todos los criterios y parámetros que esta propone. Los modelos y diseños de las estructuras serán realizados con ayuda del programa ETABS^[1] (Programa con el cual se hicieron todos los diseños de este trabajo), dichos diseños posteriormente serán sometidos a un análisis dinámico no lineal, para lo cual se hará uso del programa DRAIN-2DX^[2] (Programa por medio del cual se desarrollara el análisis Push-Over y el análisis Paso a Paso).

Para evaluar el grado de confiabilidad de los resultados que el programa ETABS proporciona, se hará el análisis y diseño de un edificio pequeño (edificio de calibración), este edificio será analizado, siguiendo todos los criterios que la normativa salvadoreña propone para la distribución vertical y horizontal de la fuerza sísmica, la cual posteriormente será colocada en los modelos de los marcos planos realizados en el programa RISA-2D^[3] (Programa para análisis y diseño en dos dimensiones), esto se hará con el objeto de obtener valores de momento, cortante y fuerza axial así como valores de desplazamiento, los cuales posteriormente serán comparados, con los obtenidos del análisis y diseño realizado con ayuda del programa ETABS.

En el capítulo cuatro de este trabajo, se dan algunas características o aspectos generales de las herramientas informáticas que se utilizaran en el desarrollo del trabajo se

proporciona un pequeño manual del usuario el cual permite comprender de una manera clara y sencilla el manejo de los diferentes programas que se utilizaron.

En el ámbito mundial, existe una gran cantidad de literatura sobre lo que son los análisis y diseño de estructuras sismo-resistentes, esta literatura será la que se tomara como base para el estudio de la actual normativa salvadoreña, parte de esta literatura es expuesta en el capítulo cinco del presente trabajo; Puntualmente se expondrán los recientes cambios que han surgido en las legislaciones internacionales producto de los estudios realizados después de los sismos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995.

En el capítulo seis, se expondrán secuencialmente los resultados del análisis y diseños, de los diferentes edificios que se utilizaron para la evaluación de la normativa salvadoreña; los criterios que se utilizaron para el diseño de los edificios tipo uno, dos, tres y cuatro fueron el control de deriva de entrepiso y relación de esfuerzo. De todos estos diseños se seleccionó uno de cada grupo A, B Y C, el cual fué el edificio tipo cinco, que además de cumplir con el requisito de deriva de entrepiso y relación de esfuerzo, cumple con el criterio de columna fuerte viga débil adicionalmente se verificó el coeficiente de estabilidad.

En este mismo capítulo se presentan los datos que sirvieron de entrada para la realización de los análisis no lineales, (análisis Push-Over y análisis Paso a Paso que son necesarios para la determinación de la ductilidad global, resistencia y ductilidad local respectivamente).

Además en el capítulo seis, se muestran los resultados del análisis de colapso o Push-Over y los resultados del análisis dinámico no lineal paso a paso, de manera gráfica se presentan comparaciones, entre los resultados obtenidos del análisis colapso utilizando el programa DRAIN-2DX. Para el análisis dinámico no lineal paso a paso, se presentan gráficas de

los diferentes índices de ductilidad demandada, para los registros del sismo del 10 de Octubre de 1986, así como también gráficas de índice de ductilidad demandada, cuando se toma en cuenta la acción de la componente vertical.

En este capítulo también se presenta el nivel de amplificación que sería necesario para producir el primer balance de ductilidad negativo el cual es considerado como un mecanismo de colapso. Todas las gráficas de índice de ductilidad demandada (IDD) ^[4] están relacionadas con el índice de ductilidad elástico es decir antes del estado límite de fluencia.

En el capítulo ocho, se presentan conclusiones y recomendaciones como resultado de este estudio, las cuales puedan ser de ayuda en futuras revisiones de la Normativa Salvadoreña.

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) ^[5].

Producto del sismo del 3 de Mayo de 1965, en El Salvador se emitió el primer reglamento sismo-resistente 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 ^[6].

El segundo código sismo-resistente, 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 (REDSSES), el cual se pretendía que fuera una medida transitoria mientras se creaba un código definitivo ^[6].

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 y sus Normas Técnicas", elaborado por un comité técnico formado por profesionales de diferentes entidades nacionales tales como: Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos (ASIA), Universidad de El Salvador (UES), Universidad Centro Americana "José Simeón Cañas" (UCA), Camara Salvadoreña de la Industria de la Construcción (CASALCO), Universidad Albert Einstein (UAE), Sociedad Salvadoreña de Ingeniería Sísmica (SSIS), Colegio de Arquitectos de El Salvador (CADES) y un grupo de asesores nacionales e internacionales ^[7].

Al igual que los códigos anteriores, estas normas fueron basadas en reglamentos internacionales, principalmente en el UBC.

A nivel mundial el desarrollo de los edificios considerados altos empezó hace más de un siglo, el primer edificio alto y construido utilizando estructuras de acero fue el Home Insurance Building, hecho en Chicago en el año de 1883; 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 (300 m) de altura, la cual fue equipada después con una antena, dándole una altura total de 1056 pies (322 m). En las cuatro décadas siguientes hubo un gran desarrollo de los edificios altos en todos los países del llamado primer mundo ^[8].

El concepto de edificios altos de marcos de acero, se originó en Chicago, ciudad que por varios años fue conocida como "Construcción Chicago", seguidamente Nueva York llegó a convertirse en la ciudad que más desarrollo la edificación en altura ^[9].

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)^[6].

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 (EE.UU.).

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 óptima 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. También puede lograrse 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 combinado con un alto grado de ductilidad, especialmente cuando las vigas de enlace son cortas y fallan por cortante, estas características convierten al marco arriostrado excéntricamente en una excelente solución estructural en zonas de alta intensidad sísmicas ^[9].

La hipótesis acerca de la perfección de este material, posiblemente el más versátil de los materiales estructurales, parece más razonable al considerar su gran resistencia, poco peso, fabricación sencilla y muchas otras propiedades deseables. Estas y otras ventajas del acero estructural se detallan a continuación:

ALTA RESISTENCIA: La alta resistencia del acero, por unidad de peso, significa que las cargas muertas serán menores. Este hecho es de gran importancia en edificios elevados, como son los que en este trabajo se estudiaron.

UNIFORMIDAD: Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo, como sucede con las de concreto reforzado.

ELASTICIDAD: El acero está más cerca de las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales, porque sigue la Ley de Hooke hasta para esfuerzos relativamente altos.

DUCTILIDAD: Es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión.

En miembros estructurales sometidos a cargas normales se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos, evitándose así fallas prematuras.

DURABILIDAD: Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado durarán indefinidamente. Investigaciones realizadas en los aceros modernos, indican que bajo ciertas condiciones no se requiere ningún mantenimiento a base de pintura.

TENACIDAD: Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. Un miembro de acero cargado hasta que se presentan grandes deformaciones será aún capaz de resistir grandes fuerzas ^[10] [11].

En El Salvador, los edificios más antiguos construidos, utilizando acero como material estructural, son: El edificio de El Banco Hipotecario, de dos pisos de altura y el Hospital Rosales (de principios de siglo); pero en los últimos años, se han construido una serie de edificios, entre los cuales tenemos:

Torre del Mediterráneo de 10 niveles de altura.

Torre Santa Fé con 6 niveles de altura.

Villavicencio plaza de 5 niveles.

Edificio Televip de 3 niveles.

Plaza Merliot con 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, contruídos 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. Rehuso posible 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 de El Salvador, no han sido analizados a fondo, ya que no se dispone de estudios que muestren que tales valores 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. Por tal motivo, en este trabajo de investigación, se hará 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 20,25 y 30 niveles basados en la norma, cuando son sometidos a la acción de cargas sísmicas obtenidas, mediante acelerogramas registrados en El Salvador.

El estudio se iniciará con la modelación de varios edificios de forma tridimensional.

Se utilizará el análisis sísmico tradicional como lo es el Método Estático para el diseño de los edificios a estudiar, y luego obtener los valores 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 de integración paso a paso.

Con los datos obtenidos del análisis, se ha establecido conclusiones y recomendaciones, referente a los factores presentados en la Norma, en lo que al diseño sísmico respecta, así como también que tipo de cargas sísmicas ocasionaría mayores daños a las estructuras de edificios de acero de 20, 25 y 30 niveles.

1.3 OBJETIVOS.

1.3.1 OBJETIVO GENERAL.

Evaluar la confiabilidad de forma determinista de los diseños en edificios de acero estructural de 20, 25 y 30 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 ESPECIFICOS.

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 20, 25 y 30 niveles en zonas sísmicas.

Conocer en detalle los niveles de resistencia y ductilidad de estructuras en edificios de acero de 20, 25 y 30 niveles, centrándose en particular en el estudio de marcos no arriostrados, sometidos a cargas dinámicas sísmicas.

1.4 ALCANCES Y DELIMITACIONES.

El trabajo se encaminará a estudiar el comportamiento de edificios de acero (20, 25 y 30 niveles), principalmente en los parámetros de ductilidad y resistencia, ya que estos, son algunos de los aspectos, que indican el nivel de confiabilidad, de los diseños estructurales, de los edificios sometidos a cargas sísmicas.

Los criterios que se tomarán para el análisis y diseño serán; los establecidos por el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, sus Normas Técnicas, Comentarios.

Siguiendo los pasos que propone la Norma Técnica para Diseño por Sismo, se definen 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 ubicarán 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 utilizar corresponderá 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 analizaran tres tipos de edificios completamente regulares, para cada altura de edificio especificada.

5) Sistema Estructural:

El estudio se limitará 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 modelar, tendrán una elevación de 20, 25 y 30 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 tomarán 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 utilizar en el análisis serán los del sismo del 10 de Octubre de 1986.

Los diseños estructurales de vigas y columnas, se realizarán 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 alternativo que la norma propone, siendo este el método por resistencia (L.R.F.D). Así mismo, existen algunos aspectos que no serán profundizados en el análisis de los edificios en estudio, basándose en las siguientes consideraciones:

- No se profundizará en el análisis de la zona del panel del nudo, ya que para nuestro diseño se seguirá la estrategia de columna fuerte-viga débil, por lo cual los extremos de vigas y columnas serían los puntos clave a analizar, tomando en cuenta que ahí se dará 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 asumirá, que la zona del panel del nudo, está 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 profundiza, en el diseño de las conexiones viga-columna, ya que se supondrán conexiones rígidas para nuestro análisis, centrando el interés únicamente 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 realizará, asumiendo que las conexiones entre sus elementos, han sido diseñadas, de acuerdo a las provisiones que especifica la Norma Técnica para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero, de modo que esté detalladas adecuadamente, para permitir, el desarrollo de deformaciones cíclicas inelásticas suficientemente 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, por lo tanto para efectos de análisis sísmico, el edificio se tomará como perfectamente empotrado, centrando 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, el cual se limita a casos de edificios regulares.

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 humanas 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 aplica a edificios de estructuras de acero de 20, 25, y 30 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 centra, en sistemas de marcos resistentes a momento no arriostrados, por ser éstos en la actualidad los de mayor aplicación en el país.

Para poder obtener resultados de análisis con alto nivel de exactitud, es necesario utilizar métodos de análisis sísmicos no lineales, que a diferencia de los métodos hasta ahora utilizados en el país (Estáticos elásticos lineales), permiten identificar de una mejor forma la secuencia, ubicación y tamaño de los daños en los elementos; por lo cual, se presentan como métodos adecuados 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 METODOLOGIA DE LA INVESTIGACION.

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

1.6.1 FASE A: REVISION DE LA 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, en 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 esfuerzos de Trabajo (ASD), para el cual se han analizado los criterios de diseño propuestos, así como las provisiones para diseño sísmico que éste plantea, dejando bien claro los diferentes alcances del método. De igual forma, se estudiarán 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. En éste paso se pondrá especial interés en el Método dinámico no lineal paso a paso, por ser éste, el de principal aplicación en nuestra investigación.

Como parte de la literatura revisada, se encuentra también, el estudio de tópicos relacionados con la Dinámica Estructural, como son: los referentes al análisis de estructuras con múltiples grados de libertad, elaboración de espectros de diseño, estudio y comprensión de acelerogramas de sismos, selección de cargas dinámicas sísmicas a utilizar, y leyes de histéresis para estructuras de acero (vigas, columnas) no arriostradas.

1.6.2 FASE B: ESTUDIO DE LAS HERRAMIENTAS DE APOYO.

Comprende el estudio de las herramientas computacionales, como son los programas especializados. Fundamentalmente se han utilizado dos, el ETABS y el DRAIN - 2DX, para los cuales, se han estudiado 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 programa, 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 ha realizado además un manual práctico sencillo que facilite el uso de éstos programas a futuros investigadores.

1.6.3 FASE C: OBTENCIÓN DE LOS RESULTADOS.

Teniendo un marco amplio de referencia ya definido y estudiado, se ha procedido en ésta fase, al diseño y análisis de los diferentes casos de estudio, los cuales como ya se dijo antes, son edificios de estructuras de acero de 20, 25, y 30 niveles, utilizando marcos. Un primer paso en éste camino, es la identificación de la estructura que se quiere diseñar, el tipo de estructura, su ubicación, altura, configuración, y de otros parámetros que permitan tener una idea clara del edificio que se pretende estudiar. El diseño se apoya en la utilización de los programas anteriormente estudiados, y en él, se seguirán los diferentes pasos establecidos por el método LRFD, tratando de definir claramente los diferentes elementos estructurales. El paso siguiente, consistirá en la aplicación del método de análisis sísmico, propuesto por la norma para nuestra configuración, como es el Método Estático, y así poder, tener la estructura completamente diseñada mediante los criterios propuestos por la norma. Para lograr éste objetivo, se utilizará como apoyo el programa ETABS. Luego, se aplicará el Método Estático "Push-Over", con el objetivo de encontrar valores de ductilidad y resistencia globales de cada edificio analizado, utilizando el DRAIN-2DX como herramienta de apoyo. Seguido a esto, se aplicará el Método de

análisis dinámico lineal paso a paso, utilizando DRAIN-2DX, para lo cual, se definirán primero las cargas dinámicas a utilizar, tomando como base los diferentes registros de acelerogramas obtenidos del sismo de San Salvador de 1986.

Una vez revisada la estructura por éste método, se procederá a determinar los valores de ductilidad local demandada por cada elemento de la estructura (vigas y columnas). Como un paso complementario, se obtendrán los valores de ductilidad ofrecida por cada elemento, definida como; la ductilidad propia que posee el elemento de acuerdo a sus características geométricas.

1.6.4 FASE D: ANALISIS DE LOS 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 San Salvador 1986, basándose en la identificación de las posibles articulaciones plásticas que se han formado, 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 obtenidos de la aplicación del método estático Push-Over para sistemas de marcos no arriostrados, con valores de ductilidad global establecidos por otros códigos.
- 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 poder realizar recomendaciones relacionadas con el Reglamento en términos de factores de diseño sísmico.

1.7 RECURSOS UTILIZADOS.

Debido a que el desarrollo de la investigación, basa sus objetivos en el análisis sísmico de estructuras, los principales elementos utilizados son programas 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, que conduzcan a conclusiones específicas acerca del tema.

Así mismo, a manera de ejemplo se ha realizado el diseño y análisis sísmico de un edificio, para lo cual se ha utilizado el programa RISA -2D.

En cuanto al material bibliográfico, se ha hecho uso de publicaciones científicas actualizadas relacionados con el diseño y análisis de estructuras de acero, como son revistas especializadas, artículos, extractos de conferencias, consultas a profesionales, y libros, hasta llegar 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.

De acuerdo a lo anterior y tomando en cuenta el uso de materiales básico de papelería, computadoras personales, y otros complementarios, se ha realizado un trabajo de investigación que cumple con los objetivos que se han planteado.

CAPITULO 2

ESTUDIO DE LAS NORMAS SALVADOREÑAS VIGENTES.

2.1 REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES.

El Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones, es el documento que establece en nuestro país, todos los requisitos mínimos para el diseño estructural, y el uso de las construcciones.

El ministerio de Obras Públicas pretende con este reglamento lo siguiente:

- 1) Garantizar las condiciones de seguridad estructural y de servicio en condiciones normales de servicio.
- 2) Minimizar en todo sentido la posibilidad de colapso de las construcciones y además evitar, las pérdidas de vidas humanas.
- 3) Mantener al máximo el funcionamiento normal de todas aquellas estructuras ó edificaciones especiales que prestan servicio después de una catástrofe.

Todas las disposiciones de este reglamento, son aplicables a construcciones nuevas y remodelaciones.

En el desarrollo de nuestro trabajo, todo el análisis y diseño de los edificios deberá cumplir con los requisitos que dicho reglamento establece, ya que en nuestro país, es éste quien rige los diseño, partiendo de esto, podemos decir, que el cumplimiento de todas los requisitos y parámetros que ahí se establecen, hacen que el diseño de cualquier estructura, se considere

como adecuado, ya que se espera que en su comportamiento estructural, dicho diseño presente ciertas características muy importantes como lo son:

- Una seguridad adecuada, ante la ocurrencia de cualquier estado limite de falla (agotamiento de la capacidad de carga de la estructura ó de cualquiera de sus elementos).

- Los estados limites de la estructura, no deberán ser rebasados por cualquier combinación de acciones, que correspondan a condiciones de diseño. Con esto se quiere decir, que toda estructura ó alguno de sus elementos principales, no deben presentar deformaciones, agrietamiento, vibraciones que excedan rango ó limites establecidos y así que no se perjudique en alguna forma, la capacidad que la estructura tiene de soportar carga.

Entre las acciones a tomar en cuenta, en el desarrollo del trabajo podemos mencionar:

- 1) Todas aquellas que actúan en forma permanente sobre la estructura y que su intensidad varía poco con el tiempo, entre las cuales podemos mencionar en una forma general las siguientes: Cargas muertas, desplazamientos y deformaciones impuestas a la estructura.
- 2) Las que actúan en la estructura y que varían significativamente con el tiempo, entre las cuales podemos mencionar: cargas vivas.
- 3) Aquellas acciones que no se deben al funcionamiento normal de la estructura y que pueden afectar significativamente, durante tiempos pequeños provocando daños severos en la estructura, de las cuales podemos mencionar: las acciones sísmicas.

En el desarrollo de nuestro trabajo, (análisis y diseño) consideraremos todos los requisitos que pueden ser aplicables al tipo de estructura en estudio. Entre los criterios más generales que aplicaremos tenemos:

- 1) En lo que a cargas muertas se refiere, se tomarán en cuenta solamente: el peso propio de los elementos estructurales que componen el edificio, el peso de la losa, cielo falso, divisiones interiores, instalaciones eléctricas, sobrelosa, etc.
- 2) Entre las cargas variables que se tomaran en cuenta tenemos: la carga viva instantánea distribuida sobre el área tributaria de cada elemento.

Se entiende por área tributaria toda aquella área que incide con su carga unitaria sobre el elemento en referencia, de acuerdo al tipo de losa ó cubierta que se trate.

Para carga viva, se tomará el valor especificando en la tabla presentada en el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones en su página doce y se seleccionará dependiendo del destino para el cuál esta siendo analizada y diseñada la estructura.

Para nuestro estudio, el destino es oficina y para lo cuál sus cargas vivas son:

Azotea: 50kg/m²

Otros niveles: 180 kg/m²

La seguridad de los edificios, se verificará para los efectos combinados de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente.

En nuestro caso en particular, se utilizarán los efectos combinados establecidos por el AISC-LRFD las cuales son:

$$1.4 D$$

$$1.2 D + 1.6 L$$

$$1.2 D + 0.5 L + 1.0 E$$

$$1.2 D + 0.5 L - 1.0 E$$

$$0.9 L + 1.0 E$$

$$0.9 L - 1.0 E$$

Donde: D = Cargas muertas

L = Cargas vivas

E = Cargas laterales ó sísmicas

En lo referente a la etapa de diseño, se tomarán en cuenta todas las bases y requisitos generales mínimos para que el edificio se considere que tiene una seguridad adecuada ante cualquier efecto sísmico (según reglamento).

Los métodos de análisis y diseño serán los especificados por la Norma Técnica de Diseño por Sismo (N.T.D.S.) y la Norma de Estructura de Acero. En la etapa del edificio de calibración se empleará para el análisis el método estático de fuerzas equivalente y para la etapa de diseño el método de Factores de Cargas (LRFD) y se hará de forma tal que todos los elementos que componen la estructura se comporten como una unidad ante la cualquier acción sísmica.

2.2 NORMA TECNICA PARA DISEÑO POR SISMO.

El Salvador, es un país con alto riesgo sísmico, debido a que frente a sus costas, en el océano Pacífico, se da una interacción entre las placas tectónicas que originan movimientos en el suelo. Además, la presencia de volcanes activos en nuestro país hace que se presenten fallas locales que en cualquier momento puedan producir un sismo.

Con el objeto de que al momento de ocurrir un movimiento sísmico, las pérdidas humanas y materiales sean mínimas, un comité técnico integrado por profesionales salvadoreños, asesorados por profesionales internacionales en el periodo de 1992 a 1994, elaboró la Norma Técnica de Diseño por Sismo y Viento, la cual, tiene por alcance general establecer los requisitos mínimos para el diseño sísmico de las estructuras.

Los criterios de diseño que se deben considerar son:

La zonificación sísmica

Las características del sitio

La categoría de ocupación

La configuración del sistema estructural y la altura.

2.2.1 LA ZONIFICACIÓN SÍSMICA.

Actualmente, El Salvador esta subdividido en dos zonas sísmicas (Zona I y Zona II) y para cada una de estas, se establece un factor de zona "A", el cual se ha definido de tal manera que corresponda numéricamente a la aceleración pico efectiva de cada zona.

ZONA	FACTOR A
1	0.40
2	0.30

Tabla 2.1

2.2.2 GEOLOGÍA LOCAL Y CARACTERÍSTICAS DEL SUELO.

La respuesta de la estructura, ante un movimiento sísmico, depende de las propiedades geológicas y características del lugar, ya que la propagación de las ondas sísmicas, depende en gran manera, del tipo de material que se encuentra, en el lugar donde se cimentarán las estructuras.

Anteriormente, los códigos no proporcionaban formulas, para cuantificar los efectos de la geología del lugar y las características del suelo. Estos efectos se incluyen en las NTDS, mediante los factores C_o y T_o de acuerdo a la clasificación que muestra la siguiente tabla.

Tabla 2.2 COEFICIENTES DE SITIO C_o Y T_o .

Tipo	Descripción	C_o	T_o
S1	Perfiles de suelo siguientes: a) Materiales de apariencia rocosa caracterizados por velocidades de onda de corte mayores de 500 m/seg. b) Suelos con condiciones rígidas o muy densas, cuyo espesor sea menor de 30.m. Sobre el manto rocoso.	2.50	0.3
S2	Perfil de suelo siguientes: a) Suelo con condiciones rígidas o muy densas cuyo espesor sea de 30 m ó más sobre el manto rocoso. b) Suelo con condiciones compactas o muy compactas o medianamente denso con espesor menor de 30 mt.	2.75	0.5
S3	Perfil de suelo que contiene un espesor acumulado de 4 a 12 m de suelo cohesivos blandos a medianamente compactos o suelos no cohesivos sueltos	3.0	0.6
S4	Perfil de suelo que contiene más de 12 m de suelo cohesivo blando o suelo no cohesivo suelto y caracterizado por una velocidad de onda de corte menor de 150 m/seg.	3.0	0.9

2.2.3 CATEGORÍAS DE OCUPACIÓN.

Dependiendo el uso que se dará a la estructura, esta debe ser ubicada, en una de las tres categorías de ocupación que se establecen en la tabla 3 del NTDS.

Tabla 2.3 CATEGORIAS DE OCUPACION.

Categorías de Ocupación	Tipo de ocupación o Función de la Estructura
I	Comprende aquellas edificaciones que son indispensables después de un sismo para atender la emergencia y preservar la salud y la seguridad de las personas. Incluye hospitales, centros de salud, estaciones de bomberos, centrales telefónicas y de telecomunicaciones, instalaciones escolares y militares, cualquier otra edificación y/o instalación de servicio público, almacenamiento de sustancias tóxicas que se requiere para superar la emergencia
II	Cualquier edificación que tenga niveles altos de ocupación o edificaciones que requieren su ocupación el periodo inmediatamente después del sismo. Incluye: edificios gubernamentales, universidades, guarderías, mercados, centros comerciales con un área de más de 3000 m ² , almacenes con un área de piso de 500 m ² o más de 10 mts de altura, salones que agrupan más de 200 personas, estadios con graderías al aire libre para 2000 personas o más, edificios de más de 4 pisos o más de 1000 mts ² por piso museos, monumentos, terminales de transporte, instalaciones hospitalarias diferentes a las de categoría de ocupación 1, locales que alojen equipo especialmente costoso, etc
III	Construcciones que tengan niveles bajos de ocupación, incluye aquellas construcciones comunes destinadas a viviendas, oficinas, locales comerciales, hoteles, edificaciones industriales y todas aquellas construcciones no incluidas en las categorías de ocupación I y II

Para cada una de estas categorías se debe emplear los factores de importancia "I" establecido en la tabla siguiente (Tabla 4 de las NTDS).

Tabla 2.4 FACTORES DE IMPORTANCIA.

Categoría de Ocupación	Factor de Importancia I
I Establecimientos Esenciales o Peligrosos	1.5
II Edificios de Ocupación Especial	1.2
III Edificios de Ocupación Normal	1.0

2.2.4 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.

Las irregularidades, en la trayectoria de las cargas y en la configuración estructural, son los máximos contribuyentes a los daños estructurales y a las fallas debidas al movimiento del terreno, durante sismos violentos.

Al establecer los requisitos sobre irregularidades, la norma técnica, reconoce que el uso de un modelo elástico en el análisis dinámico, puede detectar y corregir los efectos de algunos tipos de irregularidades. Se considera que otros efectos de las irregularidades se resuelven a través de detalles de diseño y otras consideraciones analíticas, tales como limitaciones en el desplazamiento horizontal del piso y efectos torsionales causados por irregularidades en la rigidez en la masa y en la geometría así como también por la discontinuidad de ciertos elementos resistentes a fuerzas laterales, etc.

El nivel aceptable, de deformación Post-elástica demandado por determinado material y sistema, se representa por el factor "R" y el nivel de diseño sísmico para esfuerzos de trabajo es dado por la respuesta elástica completa dividida por "R" [7].

2.2.5 SISTEMAS ESTRUCTURALES.

En esta sección de las NTDS, se definen los tipos generales de sistemas estructurales, utilizados para resistir las fuerzas sísmicas. Estos sistemas, están divididos en cinco grupos; en la tabla 2.4 (la tabla 7 de las NTDS), se especifican valores máximos de modificación de respuesta R y de amplificación de desplazamientos Cd, así como también los límites en altura, H.

Dichos valores, han sido establecidos de acuerdo a las capacidades relativas de los sistemas del edificio, para proporcionar una disipación de energía en el rango inelástico.

Para sistemas estructurales nuevos ó poco usuales, que no han tenido una prueba de buen comportamiento durante eventos sísmicos, deberán ser evaluados con un cuidado especial, para asegurar que se comportaran de acuerdo a los objetivos de la NTDS.

Tabla 2.5 SISTEMAS ESTRUCTURALES.

Sistema Básico Sistema Resistente a fuerza Lateral–Descripción Estructural	Cd	R	H
SISTEMA A: 1. Marcos de acero o concreto con detallado especial. 2. Marcos de con detallado intermedio. 3. Marcos de acero con detallado ordinario.	8	12	S.L
	5	5	15
	6	7	30
SISTEMA B: 1. Paredes de a. Concreto. b. Mampostería. 2. Marcos de acero arriostrados a. Excéntricamente. b. Concéntricamente.	7	8	50
	6	7	35
	6	10	50
	7	8	50
SISTEMA C: 1. Paredes de concreto combinadas con: a. Marcos de concreto ó acero con detallado especial b. Marcos de concreto con detallado intermedio o de acero con detallado ordinario. 2. Paredes de mampostería combinadas con: a. Marcos de concreto ó acero con detallado especial b. Marcos de concreto con detallado intermedio o de acero con detallado ordinario. 3. Marcos de acero arriostrados combinados con marcos de concreto ó acero con detallado especial a. Arriostamiento excéntrico. b. Arriostamiento concéntrico.	9	12	S.L
	7	8	S.L
	6	7	50
	5	6	30
	6	12	S.L
	7	10	S.L
SISTEMA D: 1. Paredes de: a. Concreto. b. Mampostería. 2. Marcos de acero arriostrados.	6	7	35
	5	6	25
	5	6	50
SISTEMA E 1. Sistemas con masa esencialmente concentrada en el extremo superior. (Péndulo invertido) 2. Sistemas con masa esencialmente distribuida en su altura.	3	3	–
	4	4	–

H = Altura límite en m.
S.L. = Sin límite de altura.

2.2.6 METODO DE FUERZAS LATERALES ESTATICAS EQUIVALENTES

Aunque la normativa salvadoreña permite el procedimiento de la fuerza lateral estática, bajo ciertas condiciones de regularidad y altura, su filosofía es que el análisis dinámico es siempre aceptable para el diseño.

En el procedimiento de la fuerza lateral equivalente, las fuerzas inerciales que varían en el tiempo, son reemplazadas por fuerzas estáticas equivalentes aplicadas al nivel del piso. Las magnitudes relativas de estas fuerzas equivalentes de piso, están basadas en una hipótesis simplificada de las formas modales y su participación. Para el procedimiento de la fuerza lateral equivalente, se asume, que la relación de los desplazamientos de entrepiso y las masas, son razonablemente uniformes en la altura del edificio y que los modos de vibración gobernantes son los principales de traslación y no de rotación.

La expresión (4.1 de la NTDS), para el cálculo del cortante basal de diseño, proporciona la magnitud de las fuerzas sísmicas de análisis para un sistema estructural dado. Dicha magnitud está basada, en la hipótesis de que la estructura, experimenta muchos ciclos de deformación inelástica durante sismos severos y por lo tanto, está relacionada con el tipo de sistema estructural y con su habilidad para soportar estas deformaciones y disipar energía sin colapsar.

$$V = C_s W$$

Ecuación 4.1

La expresión del coeficiente sísmico de la ecuación (4.2 de la NTDS), proporciona una relación explícita, entre la representación espectral del máximo movimiento esperado del terreno, el factor de modificación de respuesta y el factor de importancia. Las fuerzas sísmicas

basadas en el diseño de esfuerzos permisibles, esta relación es importante, porque identifica la magnitud relativa del comportamiento inelástico reflejado en el valor de "R"

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

Ecuación 4.2

La normativa salvadoreña, establece que una practica fundamental del diseño sísmico, es permitir la fluencia, para reducir las cargas sísmicas, en tanto tal fluencia, no vulnere la capacidad de la estructura ante cargas verticales. En otras palabras, se permiten daños ante de las cargas sísmicas máximas esperadas, solamente, si no existe la posibilidad de que la estructura colapse. La utilización del diseño basado en métodos de análisis lineal, es congruente con la aceptación de daños a partir de la respuesta inelástica, utilizando un coeficiente sísmico para el diseño lineal reducido por el factor **1/R**. 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**.

Estas disposiciones, intentan primordialmente, proporcionar seguridad a las vidas humanas y no-protección a las edificaciones, ante los máximos niveles sísmicos esperados; por lo tanto, los valores de **R**, han sido asignados de tal manera que cada sistema proporcione el mismo grado de seguridad a las vidas humanas.

Las observaciones de sistemas estructurales que responden en un rango inelástico indican que, en la manera que la estructura fluye, el periodo, el amortiguamiento y otras propiedades dinámicas cambien a menudo sustancialmente. El efecto de estos cambios, es que a pesar de que los niveles de fuerza realmente experimentados en la estructura, son mayores

que aquellos empleados en el diseño, siempre serán menores que aquellos que podrían ocurrir en una respuesta totalmente elástica y los desplazamientos pueden ser mayores. A mayor comportamiento dúctil del sistema, mayor es su capacidad de deformación inelástica y menor el nivel de fuerzas que se generan.

Para un sistema estructural y calidad de material dados, el valor de R es una medida de la habilidad del sistema, para soportar deformaciones inelásticas cíclicas sin llegar a un colapso.

Con el objeto de controlar, el nivel de deformaciones inelásticas de los miembros la NTDS, establece en la tabla 8 los valores límites de control de deriva de entrepiso.

El método de análisis de Fuerzas Laterales Equivalentes, puede ser utilizado en los siguientes casos:

1. Estructuras regulares menores de 70 m de altura, excepto aquellas que se encuentren ubicadas sobre un terreno tipo S4 y tengan un periodo fundamental mayor de 0.70 seg.
2. Estructuras irregulares, no mayores de cinco pisos ni de 20 m de altura. Las estructuras con irregularidades del tipo A, B o C definidas en la tabla 2.6, ó cualquier otra irregularidad no descrita en la tabla 2.6 ó 2.7, deberán, además, cumplir con las restricciones del numeral 3.8.1 para que el procedimiento sea aplicable.

Tabla 2.6 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES VERTICALES.

Definición y Tipo de la Irregularidades	
A. Irregularidad en la Rigidez – Entrepiso Flexible	Entrepiso flexible 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. Irregularidad en la Masa	Se considera que existe irregularidad cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor que el 150% de la masa efectiva de un piso consecutivo. No se considera irregularidad en la masa cuando el techo sea más liviano que el piso inferior.
C. Irregularidad Geométrica Vertical	Se considera que existe irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión horizontal del sistema resistente a cargas laterales en cualquier entrepiso es mayor que el 130% de la de un entrepiso consecutivo. Se exime de esta consideración las obras pequeñas de un piso que se apoyen sobre el techo (pendiente)
D. Discontinuidad en el plano de los elementos verticales Resistentes a Carga Laterales	Se considera que existe esta discontinuidad cuando los elementos resistentes a cargas laterales están desplazados dentro de su plano, una cantidad mayor que la longitud de tales elementos.
E. Discontinuidad en la Capacidad – Entrepiso Débil	Se considera que un entrepiso es débil cuando su resistencia es menor que un 80% de la del entrepiso superior. Resistencia de entrepiso es la resistencia total de todos los elementos resistentes a sismo que comparten el cortante de entrepiso en la dirección en consideración

Tabla 2.7 IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN PLANTA.

Definición y Tipo de la Irregularidad	
A. Irregularidad Torsional.	Si los diafragmas no son flexibles se considerará que existe irregularidad torsional cuando la máxima deriva de entrepiso, incluyendo la torsión accidental, calculada en un extremo de la estructura transversal a un eje, es mayor que 1.2 veces la deriva de entrepiso promedio de los extremos de la estructura.
B. Esquinas entrantes	La configuración en planta de una estructura y su sistema resistente a fuerzas laterales contiene una irregularidad de tipo “esquina entrante” cuando ambas proyecciones de la estructura más allá de una esquina entrante sean mayores que el 15% de la dimensión en planta de la estructura en la dirección considerada.
C. Discontinuidad del diafragma	Se consideran discontinuidades en diafragma 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. Discontinuidad fuera del plano.	Discontinuidades en la trayectoria de una fuerza lateral, tal como elementos verticales fuera del plano.
E. Sistemas no paralelos.	Los elementos verticales resistentes a cargas laterales no son paralelos o no son simétricos con respecto a los ejes principales ortogonales del sistema resistentes a fuerzas laterales.

2.2.7 PROCEDIMIENTOS DE ANALISIS DINAMICO DE LA NTDS ^[7].

La norma técnica incluye dos métodos de análisis dinámico, aunque se espera que la mayoría de diseñadores utilice los procedimientos por espectro de respuesta. El procedimiento de análisis paso a paso se incluye para ser utilizado cuando resulte importante representar las características de respuesta inelástica o incorporar efectos dependientes del tiempo.

El uso de estos procedimientos de análisis incorpora aspectos dinámicos de la respuesta sísmica en el procedimiento de diseño. El análisis dinámico no proporcionará necesariamente respuestas estimadas congruentes con el comportamiento sísmico real ni dará todas las respuestas o soluciones a los problemas de diseño sísmico. La exactitud de los resultados depende de muchas cosas, entre otras:

1. Las simplificaciones asumidas en el procedimiento de cálculo.
2. La adecuada asignación a los valores de las propiedades de los materiales, de las dimensiones de las estructuras, de los coeficientes de amortiguamiento y otras características.
3. La similitud entre el modelo y la estructuración real y sus condiciones de cimentación.
4. La adecuada representación del máximo impulso sísmico esperado en el sitio.
5. La correcta interpretación del análisis.

2.2.7.1 ANALISIS POR ESPECTROS DE RESPUESTA

Es un análisis dinámico elástico de la estructura, que utiliza la respuesta dinámica pico de todos los modos de vibrar que tengan una contribución significativa en la respuesta estructural total. Las respuestas modales pico, son calculadas usando las ordenadas de la curva del espectro de respuesta apropiado que correspondan a los períodos modales. Las

contribuciones modales máximas son combinadas estadísticamente para obtener una respuesta estructural total aproximada.

El análisis por espectro de respuesta es el método mas usado para diseñar edificios. Se recomienda que el diseñador realice previamente un análisis estático equivalente que ayude a verificar el modelo y a proporcionar las bases de comparación con los resultados del espectro de respuesta.

2.2.7.2 ANALISIS PASO A PASO.

Es un análisis dinámico elástico ó inelástico, en el cual un modelo matemático de la estructura es sometido a una historia de movimiento específico del terreno (acelerograma). La respuesta dinámica de la estructura en función del tiempo, se obtiene através de integración numérica de sus ecuaciones de movimiento.

El procedimiento con acelerogramas; descrito en la sección 5.4.2 de la Norma Técnica para Diseño por Sismo, utiliza una representación del movimiento sísmico dependiente del tiempo. El procedimiento es aplicable a modelos elásticos o inelásticos de una estructura y calcula la respuesta dinámica dependiente del tiempo, a través de una integración numérica de las ecuaciones del movimiento.

2.3 NORMA TECNICA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE ACERO. (N.T.D.C.E.A.-1997).

Esta Norma técnica, vigentes a partir de 1997, forma parte del nuevo Reglamento que regula todo diseño y análisis estructural de edificaciones nuevas o existentes en todo el territorio Salvadoreño, llamado "Reglamento para la Seguridad Estructural de las construcciones y sus normas Técnicas".

La Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero (N.T.D.C.E.A.-1997), establece los requisitos mínimos para el diseño y construcción de estructuras de acero, compuestas por miembros laminados de acero forjados en calientes y miembros armados, contruidos a partir de placas o angulares.

En resumen podemos decir, que la norma esta compuesta de 13 capítulos y un apéndice, en los cuales se describen todo el método de análisis que la norma propone es decir el Método de esfuerzos permisibles. A continuación se presentan aspectos generales de dicho método conforme esta definido por la Norma (N.T.D.C.E.A.-1997).

2.3.1 CRITERIOS DE DISEÑO.

Los criterios de diseño que esta norma contempla, están detallados en el CAPITULO 13 los cuales están basados, en el comportamiento lineal elástico del material, considerando los esfuerzos permisibles en condiciones de servicio. Alternativamente la norma da el método por resistencia (Diseño plástico) para el diseño de estructuras de acero, siempre que se tome en consideración todas las disposiciones que el método impone y se cumpla con los requisitos de control de calidad de los materiales, establecidos en la "Norma Técnica para Control de Calidad

de Materiales Estructurales" que forma parte del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones.

Los tipos de estructuras a que la norma se limita son básicamente 2, definiendo la estructura tipo 1 como aquella estructura en donde los miembros que la componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas, capaces de impedir las rotaciones relativas entre los extremos de los miembros que concurren en cada nudo, de manera que en el análisis se puede suponer que los nudos se conservarán siempre rígidos al deformarse la estructura. Las estructuras tipo 2 son las que los extremos de las vigas están conectadas de tal forma que tienen libertad de rotación relativa y que son capaces de transmitir únicamente fuerzas cortantes. La norma en sí, recomienda el uso de las estructuras tipo 1 y las estructuras tipo 2 para elementos secundarios y únicamente se deben usar en elementos principales si se utilizan muros o paredes de corte, contravientos u otros diafragmas que proporcionen a la construcción la rigidez lateral adecuada y la capacidad para resistir las fuerzas accidentales que pueden actuar sobre ella.

Para diseñar con esta norma se deberá seguir las disposiciones para determinar los esfuerzos de diseño por sismo o viento dependiendo de la condición que domine para cada caso de acuerdo con la Norma Técnica respectiva, además en estructuras que soportan cargas variables causadas por impacto de acuerdo con los porcentajes establecidos en el numeral 3.3.1. Para que todos los miembros estructurales, conexiones y conectores se dimensionen de manera que los esfuerzos de trabajo no excedan a los esfuerzos permisibles especificados en los capítulos del 4 al 11 de esta Norma Técnica.

Además la norma en éste capítulo detalla las propiedades geométricas para las secciones a diseñar tales como: área neta efectiva y crítica de los miembros, clasificación de las secciones de acero por pandeo local, la relación ancho y peralte, etc.

2.3.2 MIEMBROS EN TENSION.

Todo lo relacionado con este tipo de miembros la norma los describe en el CAPITULO 4, ya que establece los requisitos que se aplican a miembros prismáticos sujetos a tensión axial, causada por fuerzas actuando a través del eje centroidal de la sección y los elementos sujetos a esfuerzos de tensión combinados con flexión se diseñarán de acuerdo a la sección 8.3.

Aquí se encuentra los detalles, en cuanto a esfuerzos permisibles de los miembros en tensión, asimismo se presentan los detalles para los miembros armados y miembros conectados con patines.

2.3.3 MIEMBROS EN COMPRESION Y MIEMBROS EN FLEXION.

El CAPITULO 5 se aplica a miembros prismáticos con secciones compactas y no compactas, sujetas a compresión axial en su eje centroidal. Definiendo los parámetros de longitud efectiva y relación de esbeltez, los esfuerzos permisibles a usar en el diseño, las revisiones de pandeo por flexión-torsión en miembros armados y articulados en compresión. En el CAPITULO 6 se establece los parámetros de diseño para elementos sujetos a flexión tales como los esfuerzos permisibles para flexión y esfuerzos de cortante.

Así sucesivamente en cada capítulo se describe alguna particularidad del método de diseño, a manera de mención podemos citar que los miembros sujetos a esfuerzos combinados están detallados en el CAPITULO 8, la construcción compuesta, las conexiones, las consideraciones especiales de diseño, consideraciones de servicio y la fabricación y montaje están controladas en los últimos capítulos de la Norma.

2.3.4 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA DISEÑO POR SISMO.

Todos los marcos de acero estructural no arriostrados para que puedan considerarse como marcos con detallado especial como los define la Norma Técnica para Diseño por Sismo deben cumplir con los requisitos establecidos en el APENDICE "A" de la Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero. En caso contrario, se clasificarán como marcos con detallado ordinario.

Así por ejemplo se definen las resistencias requeridas por los miembros, mediante las siguientes formulas:

- FLEXION $M_z = z * F_y$
- CORTANTE $V_r = 0.55 * F_y * d_t$
- COMPRESIÓN AXIAL $P_r c = 1.7 * F_a * A$
- TENSION AXIAL $P_r t = F_y * A$

Sin dejar de lado los conectores, teniendo en cuenta que sean mediante pernos ó soldadura

En la sección A.2 se definen las condiciones que deben cumplir los diseños para marcos no arriostrados que son la clase de marcos estructurales de los edificios en estudios, esta sección hace énfasis en la resistencia en las uniones viga-columna, resistencia a cortante, la relación ancho a espesor en patines de vigas, placas de continuidad y resistencias relativas viga-columna en el nudo. Es decir, "Columna fuerte-Viga débil", para lo cual la norma presenta la siguiente ecuación:

$$\frac{\sum Z_b * F_{yb}}{\sum Z_c * (F_{yc} - f_a)} < 1.0 \quad \text{Ec. (A.3)}^{[13]}$$

Donde: $f_a \geq 0$

El criterio antes mencionado no se aplica siempre y cuando se cumpla en las columnas las restricciones de sección compacta estipulada en A.2.1.3; para las vigas, no es necesario cumplir con la ecuación A.3 en los casos siguientes:

En los nudos cuyas columnas están sometidas a un esfuerzo de compresión, f_a , menor que $0.4 F_y$ para todas las combinaciones de cargas, excepto las especificadas en 4.5.2 de la NTDS.

En los nudos de cualquier piso, si las columnas del entrepiso correspondientes tiene una resistencia lateral a fuerzas cortantes al menos 50% mayor a la del entrepiso inmediato superior.

En los nudos, donde las columnas no contribuyen a la resistencia lateral a fuerza cortante del entrepiso correspondiente.

La Norma también define criterios de diseño para armaduras en marcos metálicos con detallado especial, restricción lateral nudos viga-columna, restricción lateral en vigas, áreas en patines de viga, etc. Todos estos criterios son específicamente para marcos no arriostrados, ya que en la sección A.3 se establecen los criterios de diseño para marcos arriostrados concéntricamente y los marcos arriostrados excéntricamente se detallan en la sección A.4.

En nuestro estudio se utilizara el método LRFD para diseñar los elementos principales(vigas, columnas, conexiones, etc.).

2.4 METODO AISC-LRFD.

Durante varias décadas, los diseñadores han dimensionado los miembros estructurales y sus conexiones usando el método de esfuerzos permisibles (ASD); Sin embargo, en la actualidad los profesionales de esta disciplina empiezan a adoptar criterios de diseños basados en estados límite, uno de los cuales es el llamado diseño por factores de carga y resistencia. La idea básica del diseño por estado límite es que los efectos combinados de los diversos tipos de

cargas no deben exceder la resistencia de la estructura. Las cargas últimas estimadas no deben ser mayores que la capacidad de carga de la estructura y tampoco las cargas de servicios o de trabajo deben ocasionar deflexiones o vibraciones excesivas en la estructura^[11].

El término estado límite se usa para describir una condición en la que una estructura o parte de ella su función. Existen dos tipos de estados límites: los de resistencia y los de servicios.

Los estados límites de resistencia se basan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen las resistencias plásticas, de pandeo, de fractura, de fatiga, de volteo, etc.

Los estados límites de servicios se refieren al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicios y tienen que ver con aspectos asociados con el uso y ocupación, tales como deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

Las estructuras no sólo deben ser capaces de soportar las cargas de diseño o últimas, sino también las cargas de servicio o trabajo, en forma tal, que se cumplan los requisitos de los usuarios de ella.

En el diseño sísmico de una estructura se debe de tener en cuenta el cumplimiento de diversas provisiones sísmicas que junto con la aplicación de las especificaciones del AISC-LRFD constituyen la mejor manera de desarrollar un diseño sismoresistente.

Entre las diversas provisiones sísmicas para edificios de acero ubicados en zonas de alta sismicidad podemos mencionar las siguientes:

- 1) Categorías de Comportamiento Sísmico.
- 2) Cargas, Combinaciones de Carga y Resistencias Nominales.
- 3) Desplazamientos.
- 4) Especificaciones de los Materiales.
- 5) Requerimientos Para Columnas.
- 6) Marcos de Momento Ordinario.
- 7) Marcos de Momento Especiales.

2.4.1 CATEGORIAS DE COMPORTAMIENTO SISMICO.

Los edificios de acero se clasifican en tres tipos, dependiendo de la ocupación y uso, a la luz de los movimientos y riesgos sísmicos que se desarrollan en una zona de alta sismicidad. En la tabla 2.8 se detallan los grupos de exposición al riesgo sísmico:

TABLA 2.8 Grupo de Exposición al Riesgo Sísmico

Grupo III	Edificios que prestan servicios especiales, y que son necesarios para una recuperación posterior al sismo, y que tenga 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.

La categoría de comportamiento sísmico, al ser utilizada en el diseño de un edificio específico, está definida; por el coeficiente sísmico que representa la Aceleración Pico, relacionada con la Velocidad 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, las cuales se presentan en la tabla 2.9

Tabla 2.9 Categorías de Comportamiento Sísmico.

VALORES DE VELOCIDAD	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

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 a las especificaciones del método LRFD, o bien, acorde a dicha especificación y a las provisiones de diseño sísmico.

Los edificios asignados en las categorías D y E, deben ser diseñados acorde a las especificaciones del método LRFD, incluyendo las modificaciones introducidas a dicha especificación por las provisiones de diseño sísmico. No se permitirá el uso de sistema K de arriostramiento, como parte del sistema de resistencia sísmica, exceptuando en edificios de poca altura.

2.4.2 CARGAS, COMBINACIONES DE CARGAS Y RESISTENCIA NOMINALES

2.4.2.1 CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGA.

Los factores de cargas y combinaciones de cargas, reflejan el hecho de que cuando varias cargas, actúan en combinación de con la carga muerta. La resistencia requerida de la estructura y de sus elementos, debe ser determinada a partir de la combinación crítica apropiada de cargas factoradas

Las combinaciones de cargas y sus correspondientes factores de cargas, a ser investigados en un diseño sísmico son las siguientes:

$$U = 1.4 D$$

Fórmula 2-1

$$U = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$$

Fórmula 2-2

Cuando se incluyen las fuerzas de viento ó sismo, es necesario considerar las siguientes combinaciones. La componente horizontal del sismo se calcula apartir de la formula para cortante en la base, $V = C_s * W_g$, donde C_s es el coeficiente sísmico de diseño, W_g es el peso total del edificio (de acuerdo con el código local 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 del incremento de la carga viva) sólo en las combinaciones 2-2 y 2-3.

Debe de utilizarse el factor de 1.0 en el factor de carga L en las combinaciones 2-3, 2-4, y 2-5 cuando se trate de garajes, áreas de reuniones públicas y en todas las áreas donde la carga viva exceda de 100 lb/pie².

En las especificaciones del LRFD, se da otra combinación de carga para tomar en cuenta la posibilidad del levantamiento. Es decir que cubre los casos donde se desarrollan los momentos de volteo; y regirá sólo en edificios altos, donde se permiten grandes fuerzas laterales.

En esta combinación, las cargas muertas se reducen en un 10% para tomar en cuenta, situaciones en las que se halla sobrestimado.

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

En lo referente a los efectos ortogonales del sismo, se deben de incluir en el análisis, a menos que se especifique lo contrario, en el código local que sea aplicable.

Las combinaciones de cargas siguientes, se utilizan solamente cuando las provisiones sísmicas, requieran una carga horizontal amplificada

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

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

El término R, es el coeficiente de modificación de respuesta sísmica, contenido en el código que sea aplicable.

Las abreviaturas de las combinaciones de cargas son las siguientes:

D = Carga Muerta.

L = Carga Viva.

Lr = Cargas Vivas de Techos.

S = Carga de Nieve.

R' = Carga Inicial de Agua Lluvia o Hielo.

U = Representa la Carga Última^[14].

2.4.2.2 RESISTENCIA NOMINAL.

Con el factor de resistencia, se puede reconocer implícitamente que la resistencia de un miembro, no puede calcularse exactamente, debido a imperfecciones en las teorías de análisis, a variaciones en las propiedades de los elementos y a las imperfecciones de las dimensiones de los elementos estructurales.

Para hacer esta estimación, se debe multiplicar la resistencia última teórica (llamada en este caso resistencia nominal) de cada elemento, por un factor ϕ de resistencia, el cual

generalmente, es menor que 1.0. Estos factores, se muestran en la tabla 2.10 tomada de las especificaciones LRFD. Las magnitudes de estos factores de resistencia, se basan en investigaciones realizadas, en la Universidad de Washington en San Luis, Missouri.

Tabla 2.10 Factores de Resistencia Característicos.

FACTORES DE RESISTENCIA ϕ	APLICACIONES
0.90	Vigas Sometidas a Flexión y Corte, Placas de Base
0.85	Columnas
0.80	Soldadura de Penetración Parcial
0.75	Tornillos en Tensión, Fractura en la Sección Neta de Miembros a Tensión
0.60	Aplastamiento en Tornillos

2.4.3 DESPLAZAMIENTOS

Los desplazamientos de entrepiso deberán ser calculados usando los efectos de cargas apropiados, consistentes con el sistema estructural y el método de análisis. Los límites de estos desplazamientos deben de estar de acuerdo a los códigos aplicables, y no deberán poner en peligro la estabilidad de la estructura.

En la tabla 2.11, se presentan los límites tentativos de estos desplazamientos.

Tabla 2.11 Límites Tentativos de los Desplazamientos de Entrepiso

EDIFICIO	GRUPO DE EXPOSICIÓN AL RIESGO		
	I	II	III
Edificio de un sólo piso, sin equipo ligado	Sin Límite	0.020hsx	0.015hsx
Edificios de cuatro pisos o menos, con	0.025hsx	0.020hsx	0.015hsx
Todos los demás edificios	0.020hsx	0.015hsx	0.010hsx

En donde hsx es la altura del entrepiso.

2.4.4 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(Grado 42 y 50).
- A588
- El acero utilizado para placas de base, debe satisfacer cualquiera de las especificaciones anteriores

2.4.5 REQUERIMIENTOS PARA COLUMNAS

2.4.5.1 RESISTENCIA DE 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 del modelo elástico de la estructura, y por las aceleraciones verticales concurrentes, que no son explícitamente especificadas, como cargas de diseño requeridas. Las combinaciones de cargas siguientes, toman en cuenta estos efectos:

Para el caso de cargas a compresión:

$$1.2 P_D + 0.5 P_L + 0.2 P_s + 0.4 R \times P_E \leq \phi_c P_n \quad \text{Fórmula 2-9}$$

Para de cargas de tensión:

$$0.9 P_D - 0.4 R \times P_E \leq \phi_t P_n \quad \text{Fórmula 2-10}$$

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 elemento de arriostramiento de la estructura; tampoco se requiere que excedan la capacidad de la cimentación para resistir volteo.

2.4.6 MARCOS DE MOMENTOS ORDINARIOS (OMF)

Se llaman marcos de momentos, a aquellos que resisten las fuerzas sísmicas, por medio de cortante y momentos flectores en los nudos y miembros del marco.

Los marcos de momento ordinario; 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 las provisiones de diseño sísmico. Estos marcos, deben de tener una resistencia tal, que resistan las combinaciones de carga 2-1 al 2-6, y cumplir con uno de los requisitos que se presentan en la sección 8.2 de las provisiones de diseño sísmico, exceptuando lo establecido en la sección 7.2a.

2.4.7 MARCOS DE MOMENTOS ESPECIALES (SMF)

Estos requerimientos, son para los edificios que tienen marcos de momentos y que están ubicados, en zonas de mayor sismicidad. Las provisiones de diseño sísmico, proveen los marcos de momentos especiales con sistemas dúctiles confiables, para que en dicho edificio, 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 con los siguientes requisitos:

2.4.7.1 JUNTAS VIGA-COLUMNA.

Las limitaciones especiales para este tipo de juntas, tiene como intención, que de darse la formación de articulaciones plásticas, durante la respuesta a un sismo de gran intensidad, estén ubicados en la viga o en la zona de panel (Definiendo la zona de panel; 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 , de 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.

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.

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

Cuando la resistencia a flexión requerida de la junta viga-columna, M_u , es igual al momento plástico de la viga.

2.4.7.2 ZONA DEL PANEL DE LA CONEXION VIGA-COLUMNA

La resistencia a cortante requerida, V_u , en la zona del panel debe estar basada en los momentos flectores determinados a partir de las combinaciones de cargas 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 $0.9\Sigma\phi b M_p$, de las vigas que forman 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 gruesos:

$$\phi_v V_n = 0.60\phi_v F_y d_c t_p \left(1 + \frac{3b_c t_c^2}{d_b d_c t_p} \right) \quad \text{Fórmula 2-11}$$

en donde: $\phi_v = 0.75$

d_c = Espesor total de la zona de panel, incluyendo placas dobles, plg.

t_p = Peralte total de columna, plg.

$b_c t_c$ = Ancho del patín de la columna, plg.

t_c = Espesor del patín de la columna, plg.

d_b = Peralte total de la viga, plg.

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero.

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 de cumplirse con los siguientes requisitos:

- Deben de estar conectadas al alma de la columna, por medio de soldadura de tapón adecuada para prevenir el pandeo local de la placa.

- Deberán tener soldadura 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 unión con los patines de la columna, deberán tener soldadura de filete, tal que le permita desarrollar el esfuerzo de cortante de diseño de la placa.
- También, 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.

2.4.7.3 LIMITACIONES PARA VIGAS Y COLUMNAS.

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

2.4.7.4 PLACAS DE CONTINUIDAD.

Las placas de continuidad, deberán ser provistas, según las especificaciones 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 $1.8F_{yb}b_f t_{bf}$.

Donde :

$$R_n = 6.25t_c^2 F_{yf}$$

F_{yf} = 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, plg.

t_{bf} = Espesor del Patín de la Viga, plg.

t_c = Espesor del Patín de la Columna, plg.

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

2.4.7.5 RELACIÓN DE MOMENTO COLUMNA-VIGA.

Se establecen limitaciones a la relación de momento, 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 en la zona del panel, antes que en la columna.

Fórmula 2-12:
$$\frac{\sum Z_c [F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g}]}{\sum Z_b F_{yb}} \geq 1.0$$

Fórmula 2-13
$$\frac{\sum Z_c [F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g}]}{V_{ndb} \frac{H}{(H - db)}} \geq 1.0$$

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 resistencia baja 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 cortantes sísmicos, pero incluida en el diseño para resistir fuerza axial de volteo.

2.4.7.6 RESTRICCIONES DE LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA.

Con la idea de que funcione adecuadamente, en el caso particular que ocurra 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 generalmente proporcionado por el piso. Para este caso, el soporte lateral es requerido a la altura de los patines superiores de la viga. En el caso de que no se pueda dar esta restricción, se debe tener cuidado de minimizar la posibilidad de rotación fuera del plano.

2.4.7.7 SOPORTE LATERAL DE LAS VIGAS.

Ambos patines deberán ser soportados, directa o indirectamente. La distancia soportada no debe exceder del valor dado por la expresión siguiente:

$$D_s = 2500 \frac{r_y}{F_y}$$

Además, se debe dar soporte lateral, en los puntos de aplicación de las cargas concentradas, siempre que el análisis indique que una articulación plástica, se formará durante la deformación del marco.^[15]

CAPITULO 3

ESTUDIO Y APLICACION DE LAS PARTICULARIDADES DE DISEÑO SISMICO

Con el objeto de calibrar las herramientas informáticas a utilizar en el desarrollo de nuestro trabajo, en este capítulo, se presenta el análisis y diseño de un edificio pequeño (edificio de calibración), siguiendo todos y cada uno de los requisitos, que nuestra norma técnica exige.

La calibración, se hará a través de una comparación, entre los resultados obtenidos con la ayuda del programa ETABS y los obtenidos manualmente, aplicando en ambos casos el análisis de las fuerzas laterales equivalente (método estático).

3.1 DESCRIPCION 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 m².

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 conexión a utilizar, será resistente a momento "Fully Restrained (FR) Moment Connections", los empalmes de vigas y columnas, conexión de columna y placa de base, serán diseñadas usando 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^2 (15 Lb/pie^2) a 44 Kg/m^2 (9.0 Lb/pie^2), para las paredes exteriores e interiores respectivamente.

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 último la deriva de entrepiso será: $\Delta_n = 0.015 \text{ h}_{sx}$.

PLANTA DEL EDIFICIO DE CALIBRACION

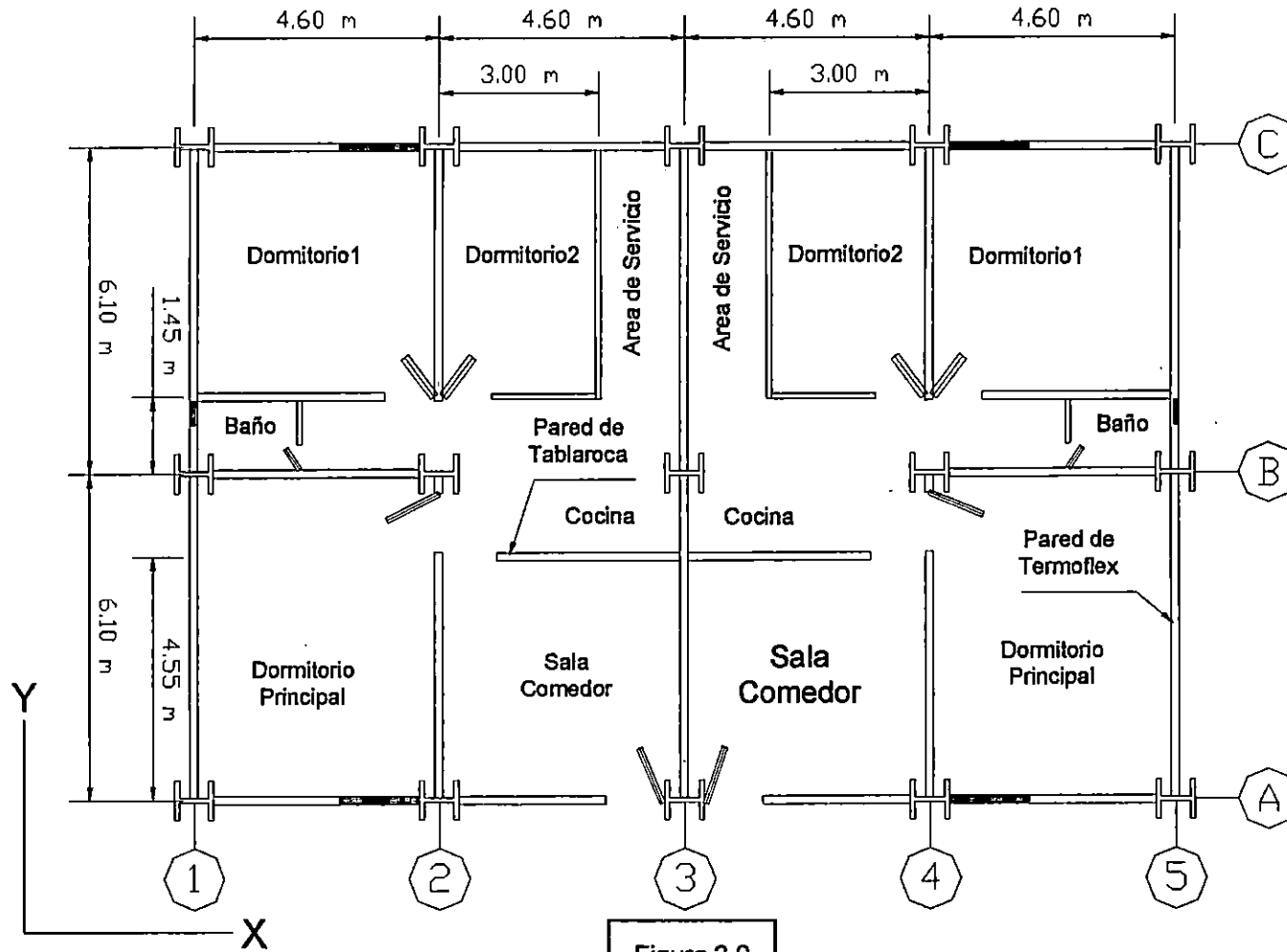


Figura 3.0

3.2 MEMORIA DE CALCULO DEL METODO ESTATICO

Predimensionamiento

Primeramente se procederá a determinar el peralte de las vigas, por medio de la formula empírica:

$$d = L/12$$

donde:

d: peralte efectivo de la viga

L: longitud del claro mayor

$$d = 610/12 = 50.83 \text{ cm}$$

$$d = 20.0 \text{ pl.}$$

Por razones arquitectónicas se usara una viga de 16 plg. de peralte como máximo, se probará con una viga W 16 x 50 para el primer entrepiso y una viga W 16 x 45 para el segundo y tercer entrepiso.

Las dimensiones de las columnas, se determinaran por medio de la relación, entre la inercia de las vigas (I_v) y la inercia de las columnas (I_c)

$$I_c = 1.5 I_v$$

$$I_c = 1.5 * 659 \text{ plg}^4$$

$$I_c = 988.5 \text{ plg}^4$$

Se puede utilizar una sección W 14 x 82 o una sección W 14 x 90

Para nuestros fines utilizaremos una W 14 x 82

Con estas secciones, se hará el bajado de cargas a cada uno de los ejes del edificio

3.2.1 CARGAS EN VIGAS EN LOS NIVELES 1 Y 2:

Eje 1X = Eje 3X

Tramo 1y-2y = Tramo 2y-3y = Tramo 3y – 4y = Tramo 4y-5y:

Pared exterior	$73.35 \text{ Kg/m}^2 \cdot (2.93\text{m} \cdot 4.6\text{m} - 1.2\text{m} \cdot 1.2\text{m}) / 4.6\text{m} = 191.95 \text{ Kg/m}$	
Ventanería	$35.00 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1.2\text{m} \cdot 1.2\text{m} / 4.6\text{m} = \underline{10.95 \text{ Kg/m}}$	
		202.90 Kg/m
Estructura de viga	$(49.91987664 \text{ lb/ft} \cdot 3.28084\text{ft}) / 2.2045855\text{Kg} = \underline{74.29 \text{ Kg/m}}$	
		277.19 Kg/m

Eje 2X

Tramo 1y-2y = Tramo 4y-5y

Pared interior sobre ejes	$44 \text{ Kg./m}^2 \cdot 2.93\text{m} = 128.92 \text{ Kg/m}$	
Estructura de viga	$\underline{74.29 \text{ Kg/m}}$	
		203.21 Kg/m

Eje 1Y = Eje 5Y

Tramo 1x-2x

Pared exterior	$73.35 \text{ Kg/m}^2 \cdot 2.93\text{m} = 214.92 \text{ Kg/m}$	
Estructura de viga	$\underline{74.29 \text{ Kg/m}}$	
		289.21 Kg/m

Eje 1Y = Eje 5Y

Tramo 2x-3x

Pared exterior	$73.35 \text{ Kg/m}^2 \cdot (2.93\text{m} \cdot 6.1\text{m} - 0.6\text{m} \cdot 0.6\text{m}) / 6.1\text{m} = 210.59 \text{ Kg/m}$	
Ventanería	$35.00 \text{ Kg/m}^2 \cdot 0.6\text{m} \cdot 0.6\text{m} / 6.1\text{m} = \underline{2.06 \text{ Kg/m}}$	
		212.65 Kg/m
Estructura de viga	$\underline{74.29 \text{ Kg/m}}$	
		286.94 Kg/m

Eje 2Y = Eje 4Y

Tramo 1x-2x = tramo 2x-3x

Pared interior sobre ejes	$44.00 \text{ Kg/m}^2 * 2.93\text{m} = 128.92 \text{ Kg/m}$
Estructura de viga	<u>74.29 Kg/m</u>
	203.21 Kg/m

Eje 3Y

Tramo 1x-2x = Tramo 2x-3x

Pared exterior .	$73.35 \text{ Kg/m}^2 * 2.93\text{m} = 214.92 \text{ Kg/m}$
Estructura de viga	<u>74.29 Kg/m</u>
	289.21 Kg/m

3.2.2 CARGAS EN VIGAS DE LA AZOTEA.**Eje 1X = Eje 3X**

Tramo 1y-2y = Tramo 2y-3y = Tramo 3y – 4y = Tramo 4y-5y

Pared exterior	$(73.35 \text{ Kg/m}^2 * (2.93\text{m} * 4.6\text{m} - 1.2\text{m} * 1.2\text{m}) / 4.6\text{m}) / 2 = 95.97 \text{ Kg/m}$
Ventanería	$(35.00 \text{ Kg/m}^2 * 1.2\text{m} * 1.2\text{m} / 4.6\text{m}) / 2 = \underline{5.48 \text{ Kg/m}}$
	101.45 Kg/m
Estructura de viga	$45.16560267 \text{ lb/ft} * 3.28084\text{ft} / 2.2046\text{Kg} = \underline{67.21 \text{ Kg/m}}$
	168.66 Kg/m

Eje 2X

Tramo 1y-2y = Tramo 4y-5y

Pared interior sobre ejes	$(44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m}) / 2 = 64.46 \text{ Kg/m}$
Estructura de viga	<u>67.21 Kg/m</u>
	131.67 Kg/m

Eje 1Y = Eje 5Y**Tramo 1x-2x**

Pared exterior	$(73.35 \text{ Kg/m}^2 * 2.93\text{m})/2 = 107.46 \text{ Kg/m}$
Estructura de viga	<u>67.21 Kg/m</u>
	174.67 Kg/m

Eje 1Y = Eje 5Y**Tramo 2x-3x**

Pared exterior	$(73.35 \text{ Kg/m}^2 * (2.93\text{m} * 6.1\text{m} - 0.6\text{m} * 0.6\text{m})/6.1\text{m})/2 = 105.3 \text{ Kg/m}$
Ventanería	$(35.00 \text{ Kg/m}^2 * 0.6\text{m} * 0.6\text{m} / 6.1\text{m})/2 = \underline{1.03 \text{ Kg/m}}$
	106.33 Kg/m
Estructura de viga	<u>67.21 Kg/m</u>
	173.54 Kg/m

Eje 2Y = Eje 4Y**Tramo 1x-2x = tramo 2x-3x**

Pared interior sobre ejes	$(44.00 \text{ Kg/m}^2 * 2.93\text{m})/2 = 64.46 \text{ Kg/m}$
Estructura de viga	<u>67.21 Kg/m</u>
	131.67 Kg/m

Eje 3Y**Tramo 1x-2x = Tramo 2x-3x**

Pared exterior	$(73.35 \text{ Kg/m}^2 * 2.93\text{m})/2 = 107.46 \text{ Kg/m}$
Estructura de viga	<u>67.21 Kg/m</u>
	174.67 Kg/m

3.2.3 CARGAS EN LOSAS INCLUYENDO VIVA INSTANTANEA:

Azotea

Losa 1:

Peso de losa	$2403 \cdot 0.102145 =$	245.45 Kg/m ²
C.F. + I.E.		30.00 Kg/m ²
Sobre losa		<u>20.00 Kg/m²</u>
		Cm = 295.45 Kg/m ²
		+ Cv = <u>50.00 Kg/m²</u>
		345.45 Kg/m²

Losa 2:

Peso de losa	$2403 \cdot 0.102145 =$	245.45 Kg/m ²
C.F. + I.E.		30.00 Kg/m ²
Sobre losa		20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg./m}^2 \cdot 2.93\text{m} \cdot 3.6\text{m}/(4.6\text{m} \cdot 6.1\text{m})/2 =$	<u>8.27 Kg/m²</u>
		Cm = 303.72 Kg/m ²
		+ Cv = <u>50.00 Kg/m²</u>
		353.72 Kg/m²

Losa 3:

Peso de losa	$2403 \cdot 0.102145 =$	245.45 Kg/m ²
C.F. + I.E.		30.00 Kg/m ²
Sobre losa		20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg./m}^2 \cdot 2.93\text{m} \cdot (4.6+1.5)\text{m}/(4.6\text{m} \cdot 6.1\text{m})/2 =$	<u>14.02 Kg/m²</u>
		Cm = 309.47 Kg/m ²
		+ Cv = <u>50.00 Kg/m²</u>
		359.47 Kg/m²

Losa 4:

Peso de losa	$2403 \times 0.102145 =$	245.45 Kg/m ²
C.F. + I.E.		30.00 Kg/m ²
Sobre losa		20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg./m}^2 \times 2.93\text{m} \times (4.6+3.1)\text{m}/(4.6\text{m} \times 6.1\text{m})/2 =$	<u>17.69 Kg/m²</u>
		Cm = 313.14 Kg/m ²
		+ Cv = <u>50.00 Kg/m²</u>
		363.14 Kg/m²

Segundo nivel = Primer nivel

Losa 1:

Peso de losa		245.45 Kg/m ²
C.F. + I.E.		30.00 Kg/m ²
Piso cerámico		120.00 Kg/m ²
Sobre losa		<u>20.00 Kg/m²</u>
		Cm = 415.45 Kg/m ²
		+ Cv = <u>120.00 Kg/m²</u>
		535.45 Kg/m²

Losa 2:

Peso de losa		245.45 Kg/m ²
C.F. + I.E.		30.00 Kg/m ²
Piso cerámico		120.00 Kg/m ²
Sobre losa		20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg./m}^2 \times 2.93\text{m} \times 3.6\text{m}/(4.6\text{m} \times 6.1\text{m}) =$	<u>16.54 Kg/m²</u>
		Cm = 431.99 Kg/m ²
		+ Cv = <u>120.00 Kg/m²</u>
		551.99 Kg/m²

Losa 3:

Peso de la losa		245.45 Kg/m ²
C.F + I.E		30.00 Kg/m ²
Piso cerámico		120.00 Kg/m ²
Sobre losa		20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg/m}^2 * 2.93\text{m} * (4.6+1.5)\text{m} / (4.6*6.1)\text{m} =$	<u>28.03 Kg/m²</u>
		Cm = 443.48 Kg/m ²
		+ Cv = <u>120.00 Kg/m²</u>
		563.48 Kg/m²

Losa 4

Peso de losa		245.45 Kg/m ²
C.F + I.E.		30.00 Kg/m ²
Piso cerámico		120.00 Kg/m ²
Sobre losa		20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg/m}^2 * 2.93\text{m} * (4.6+3.1)\text{m} / (4.6*6.1)\text{m} =$	<u>35.38 Kg/m²</u>
		Cm = 450.83 Kg/m ²
		+ Cv = 120.00 Kg/m ²
		570.83 Kg/m²

3.2.4 CARGAS EN LOSAS INCLUYENDO VIVA PERMANENTE:

Azotea

Losa 1:

Peso de losa	$2403 * 0.102145 =$	245.45 Kg/m ²
C.F + I.E		30.00 Kg/m ²
Sobre losa		<u>20.00 Kg/m²</u>
		Cm = 295.45 Kg/m ²
		<u>Cv = 100.00 Kg/m²</u>
		395.4 Kg/m²

Losa 2:

Peso de losa	$2403 \times 0.102145 =$	245.45 Kg/m ²
C.F. + I.E.		30.00 Kg/m ²
Sobre losa		20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg./m}^2 \times 2.93\text{m} \times 3.6\text{m}/(4.6\text{m} \times 6.1\text{m})/2 =$	<u>8.27 Kg/m²</u>
		Cm = 303.72 Kg/m ²
		+ Cv = <u>100.00 Kg/m²</u>
		403.72 Kg/m²

Losa 3:

Peso de losa	$2403 \times 0.102145 =$	245.45 Kg/m ²
C.F. + I.E.		30.00 Kg/m ²
Sobre losa		20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg./m}^2 \times 2.93\text{m} \times (4.6+1.5)\text{m}/(4.6\text{m} \times 6.1\text{m})/2 =$	<u>14.02 Kg/m²</u>
		Cm = 309.47 Kg/m ²
		+ Cv = <u>100.00 Kg/m²</u>
		409.47 Kg/m²

Losa 4:

Peso de losa	$2403 \times 0.102145 =$	245.45 Kg/m ²
C.F. + I.E.		30.00 Kg/m ²
Sobre losa		20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg./m}^2 \times 2.93\text{m} \times (4.6+3.1)\text{m}/(4.6\text{m} \times 6.1\text{m})/2 =$	<u>17.69 Kg/m²</u>
		Cm = 313.14 Kg/m ²
		+ Cv = <u>100.00 Kg/m²</u>
		413.14 Kg/m²

Segundo nivel = Primer nivel**Losa 1:**

Peso de losa	245.45 Kg/m ²
C.F. + I.E.	30.00 Kg/m ²
Piso cerámico	120.00 Kg/m ²
Sobre losa	<u>20.00 Kg/m²</u>
	Cm = 415.45 Kg/m ²
	+ Cv = <u>170.00 Kg/m²</u>
	585.45 Kg/m²

Losa 2:

Peso de losa	245.45 Kg/m ²
C.F. + I.E.	30.00 Kg/m ²
Piso cerámico	120.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} * 3.6\text{m}/(4.6\text{m} * 6.1\text{m}) = \underline{16.54 \text{ Kg/m}^2}$
	Cm = 431.99 Kg/m ²
	+ Cv = <u>170.00 Kg/m²</u>
	601.99 Kg/m²

Losa 3:

Peso de losa	245.45 Kg/m ²
C.F. + I.E.	30.00 Kg/m ²
Piso cerámico	120.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} * (4.6+1.5)\text{m}/(4.6\text{m} * 6.1\text{m}) = \underline{28.03 \text{ Kg/m}^2}$
	Cm = 443.49 Kg/m ²
	+ Cv = <u>170.00 Kg/m²</u>
	613.49 Kg/m²

Losa 4:

Peso de losa		245.45 Kg/m ²
C.F. + I.E.		30.00 Kg/m ²
Piso cerámico		120.00 Kg/m ²
Sobre losa		20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} * (4.6+3.1)\text{m}/(4.6\text{m} * 6.1\text{m}) =$	<u>35.38 Kg/m²</u>
		Cm = 450.83 Kg/m ²
		+ Cv = <u>170.00 Kg/m²</u>
		620.83 Kg/m²

3.2.5 PESO SÍSMICO:

Azotea

Losa	$(345.45+353.72+359.47+363.14)\text{Kg/m}^2 * (6.1*4.6*2)\text{m}^2 =$	79790.29 Kg
Paredes sobre ejes		<u>9246.18 Kg</u>
		89036.47Kg
Estructuras metálicas columnas	$1.525*3.28084*15*81.84143/2.2045855 \text{ Kg} =$	2786.07Kg
Estructuras metálicas vigas	$359.1732*45.1656/2.2045855\text{Kg} =$	<u>7358.42Kg</u>
		99180.96 Kg

Segundo nivel = Primer nivel

Losa 1	$535.45 \text{ Kg./m}^2 * 6.1\text{m}*4.6\text{m}*2 =$	30049.45 Kg
Losa 2	$551.99 \text{ Kg./m}^2 * 6.1\text{m}*4.6\text{m}*2 =$	30977.68 Kg
Losa 3	$563.48 \text{ Kg./m}^2 * 6.1\text{m}*4.6\text{m}*2 =$	31622.50 Kg
Losa 4	$570.83 \text{ Kg./m}^2 * 6.1\text{m}*4.6\text{m}*2 =$	<u>32034.98 Kg</u>
		124684.61 Kg
Paredes en ejes		<u>18499.18 Kg</u>
		143183.79 Kg
Estructuras metálicas	$(3.05*3.28*15*81.8414+359.1732*49.92)/2.2045855 =$	<u>13705.15 Kg</u>
		156888.94 Kg

Peso total de la estructura:

$$W_t = W_3 + W_2 + (W_1 + W_{\text{base-line}})$$

$$W_t = (99180.96 + 156888.94 + (156888.94 + 2786.45)) \text{ Kg} = 415745.30 \text{ Kg}$$

$$W_t = 415.75 \text{ Ton.}$$

3.2.6 CALCULO DE CORTANTE BASAL DE DISEÑO Y COEFICIENTE SÍSMICO SEGÚN (N.T.D.S):

$$V = C_s W_t \quad C_s = \frac{A I C_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{\frac{2}{3}} ; T = C_t h n^{\frac{3}{4}} ; C_t = 0.085 \text{ Para marcos de acero}$$

$$T = 0.085 * (9.15)^{\frac{3}{4}} = 0.447 \text{ seg, Dado que } 6T_o < T < T_o \text{ Según Numeral 4.2.1 de las}$$

N.T.D.S. tomaremos un $T = 0.5$ seg. En ambas direcciones.

$$C_s = \frac{0.4 * 1.0 * 2.75}{12} \left(\frac{0.5}{0.5} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.0917$$

$$V = 0.0917 * 415745.3 \text{ Kg}$$

$$V = 38123.84 \text{ Kg}$$

$$V = 38.12 \text{ Ton}$$

3.2.7 DISTRIBUCION VERTICAL DE LA FUERZA LATERAL

Según el numeral 4.3 de las N.T.D.S. la fuerza total debe distribuirse en la altura de la estructura de acuerdo a las expresiones (4.6), (4.7) y (4.8).

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i \quad \text{Ecuación (4.6)}$$

$$F_t = 0.07TV \quad \text{Ecuación (4.7)}$$

De acuerdo a lo que dice en las N.T.D.S. Ft no necesita exceder de 0.25V y puede considerarse cero cuando T sea menor o igual a 0.7 segundos. La porción restante del cortante basal debe distribuirse en la altura de la estructura, incluyendo el piso, de acuerdo a la siguiente estructura:

$$F_x = \frac{(V - Ft)Wxhx}{\sum_{i=1}^n Wihi} \quad \text{Ecuación (4.8)}$$

Haciendo cero a FT tenemos: $F_x = \frac{(V)Wxhx}{\sum_{i=1}^n Wihi}$

NIVEL	Cortante (Kg)	W (Kg)	Hx (m)	W * hx	Fxi (Kg)
1	38123.84	159,675.39	3.05	487,009.94	7,895.55
2	38123.84	156,888.94	6.10	957,022.54	15,515.53
3	38123.84	99,180.96	9.15	907,505.82	14,712.76
Σ		415,745.30		2,351,538.31	38,123.84

Tabla 3.1 Distribución de fuerzas laterales

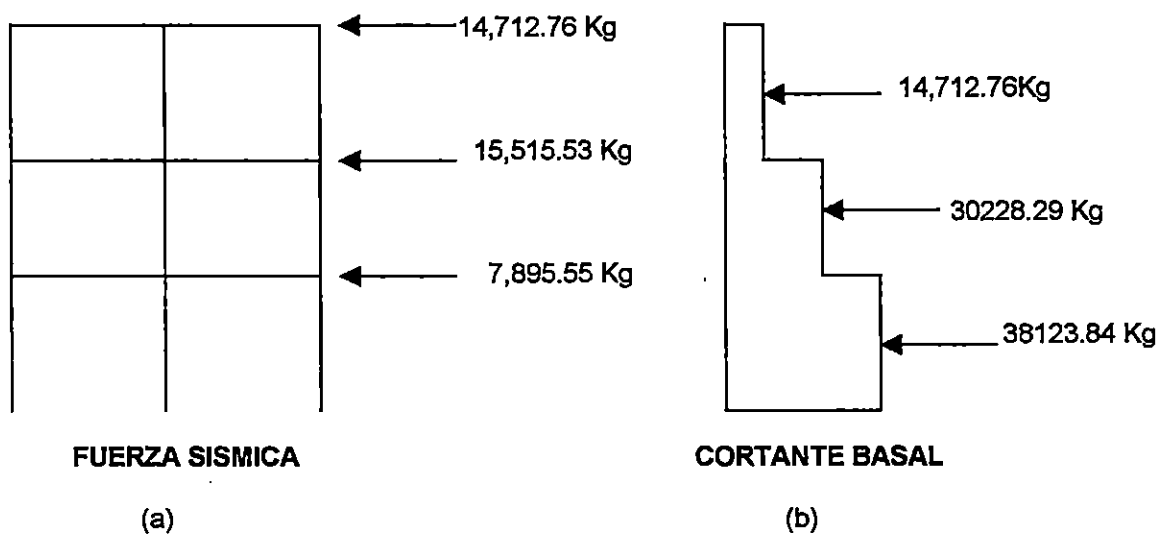


Figura 3.1

3.2.7.1 EVALUACION DE RIGIDECES

Utilizando las formulas de WILBUR

$$R1 = \frac{48E}{h1 \left[\frac{4h1}{\sum k_{c1}} + \frac{h1+h2}{\sum k_{v1} + \frac{k_{c1}}{12}} \right]};$$

(Primer entrepiso)

$$R2 = \frac{48E}{h2 \left[\frac{4h1}{\sum K_{c2}} + \frac{h1+h2}{\sum K_{v1} + \frac{\sum K_{c1}}{12}} + \frac{h2+h3}{\sum K_{v2}} \right]};$$

(Segundo entrepiso)

$$Rn = \frac{48E}{hn \left[\frac{4hn}{\sum K_{cn}} + \frac{2hm+hn}{\sum K_{vm}} + \frac{hn}{\sum K_{vn}} \right]};$$

(Ultimo entrepiso)

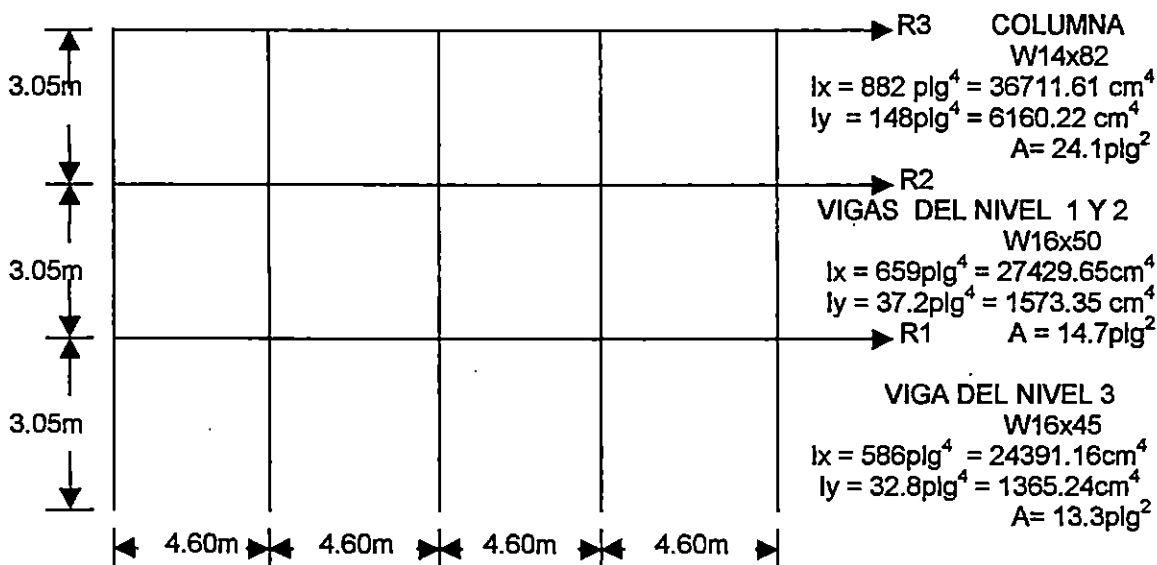


Figura 3.2

3.2.7.2 CALCULO DE RIGIDECES RELATIVAS

MARCOS EN LA DIRECCION X - X

$$\text{Columna W14x82: } Kc1 = Kc2 = Kc3 = Iy / Lc = 6161.23/305 = 20.20\text{cm}^3$$

$$\text{Viga W16x50: } Kv1 = Kv2 = Ix / Lv = 27429.65/460 = 59.63\text{cm}^3$$

$$\text{Viga W16x45: } Kv3 = Ix / Lv = 24391.16/460 = 53.02\text{cm}^3$$

$$\Sigma Kc1 = \Sigma Kc2 = \Sigma Kc3 = 5 * 20.20 = 101.00$$

$$\Sigma Kv3 = 4 * 53.02 = 212.08\text{cm}^3$$

$$\Sigma kv1 = \Sigma Kv2 = 4 * 59.63 = 238.52\text{cm}^3$$

MARCOS EN LA DIRECCION Y - Y

$$\text{Columna W14x82: } Kc1 = Kc2 = Kc3 = Ix / Lc = 36711.61/305 = 120.37 \text{ cm}^3$$

$$\text{Viga W16x50: } Kv1 = Kv2 = Ix / Lv = 27429.65/610 = 44.97 \text{ cm}^3$$

$$\text{Viga W16x45: } Kv3 = Ix / Lv = 24391.16/610 = 39.98 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma Kc1 = \Sigma Kc2 = \Sigma Kc3 = 120.37 * 3 = 361.11 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma Kv3 = 2 * 39.98 = 79.96 \text{ cm}^3$$

$$\Sigma Kv1 = \Sigma Kv2 = 2 * 44.97 = 89.94\text{cm}^3$$

RIGIDEZ EN CADA ENTREPISO EN LA DIRECCION X - X PARA UN MARCO

$$\text{1er. entrepiso: } R1x = \frac{48 * 2.04E6}{305 * \left(\frac{4 * 305}{101.00} + \frac{305 + 305}{238.52 + \frac{101.00}{12}} \right)} = 22066.03 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{2do. entrepiso: } R2x = \frac{48 * 2.04E6}{305 * \left(\frac{4 * 305}{101.00} + \frac{305 + 305}{238.52 + \frac{101.00}{12}} + \frac{305 + 305}{238.52} \right)} = 18767.22 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{3er. entrepiso: } R_{3x} = \frac{48 * 2.04E6}{305 * \left(\frac{4 * 305}{101.00} + \frac{2 * 305 + 305}{238.52} + \frac{305}{212.08} \right)} = 18500.54 \text{ Kg/cm}$$

RIGIDEZ EN CADA ENTREPISO EN LA DIRECCION Y - Y PARA UN MARCO

$$\text{1er. entrepiso: } R_{1y} = \frac{48 * 2.04E6}{305 * \left(\frac{4 * 305}{361.11} + \frac{305 + 305}{89.94 + \frac{361.11}{12}} \right)} = 37,947.15 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{2do. entrepiso: } R_{2y} = \frac{48 * 2.04E6}{305 * \left(\frac{4 * 305}{361.11} + \frac{305 + 305}{89.94 + \frac{361.11}{12}} + \frac{305 + 305}{89.94} \right)} = 21,062.45 \text{ Kg/cm}$$

$$\text{3er. entrepiso: } R_{3y} = \frac{48 * 2.04E6}{305 * \left(\frac{4 * 305}{361.11} + \frac{2 * 305 + 305}{89.94} + \frac{305}{79.96} \right)} = 18,486.88 \text{ Kg/cm}$$

RIGIDECES TOTALES POR ENTREPISO EN LA DIRECCION X - X

$$R_{t1x} = 22066.03 * 3 = 66198.09 \text{ Kg/cm}$$

$$R_{t2x} = 18767.22 * 3 = 56301.66 \text{ Kg/cm}$$

$$R_{t3x} = 18500.54 * 3 = 55501.62 \text{ Kg/cm}$$

RIGIDECES TOTALES POR ENTREPISO EN LA DIRECCION Y - Y

$$R_{t1y} = 37947.15 * 5 = 189735.75 \text{ Kg/cm}$$

$$R_{t2y} = 21062.45 * 5 = 105312.25 \text{ Kg/cm}$$

$$R_{t3y} = 18486.88 * 5 = 92434.40 \text{ Kg/cm}$$

3.2.8 CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS INELASTICOS METODO "A".

NIVEL	hi (m)	Wi (Kg)	Fix	Fiy	Vix	Viy	Rx-x	Ry-y	Δix	Δiy
3	9.15	99,180.96	14,712.76	14,712.76	14,712.76	14,712.76	55,501.62	92,434.40	0.27	0.16
2	6.10	156,888.94	15,515.54	15,515.54	30,228.29	30,228.29	56,301.66	105,312.25	0.54	0.29
1	3.05	159,675.39	7,895.55	7,895.55	38,123.84	38,123.84	66,198.09	189,735.75	0.58	0.20
		415,745.30	38,123.84	38,123.84			178,001.37	387,482.40		

δix	δiy	W*(δix) ²	W*(δiy) ²	Fix*δix	Fiy*δiy	Tix	Tiy	Cd*δix	Cd*δiy	(Δi)tx	(Δi)ty
1.38	0.65	188,303.42	41,535.49	20,272.58	9,521.15	0.65	0.43	11.02	5.18	2.12	1.27
1.11	0.49	194,280.81	37,356.98	17,265.76	7,571.06	0.65	0.43	8.90	3.90	4.30	2.30
0.58	0.20	52,959.08	6,446.63	4,547.09	1,586.46	0.65	0.43	4.61	1.61	4.61	1.61
		435,543.31	85,339.10	42,085.42	18,678.67						

Tabla 3.2

3.2.9 CALCULO DE DESPLAZAMIENTOS INELASTICOS POR EL METODO "B".

Cs x-x = 0.077			
NIVEL	W (Kg)	hx (m)	W * hx
1	159,675.39	3.05	487,009.94
2	156,888.94	6.10	957,022.54
3	99,180.96	9.15	907,505.82
	415,745.30		2,351,538.31

Cs y-y = 0.0917			
NIVEL	W (kg)	Hx (m)	W * hx
1	159,675.39	3.05	487,009.94
2	156,888.94	6.10	957,022.54
3	99,180.96	9.15	907,505.82
	415,745.30		2,351,538.31

x-x = 32,148.05

y-y = 38,123.84

Distribución de ortante

Nivel	Fuerza	Cortante
3	12,406.58	
		12,406.58
2	13,083.52	
		25,490.10
1	6,657.95	
		32,148.05

Distribución de ortante

Nivel	Fuerza	Cortante
3	14,712.76	
		14,712.76
2	15,515.54	
		30,228.29
1	7,895.55	
		38,123.84

NIVEL	hi (m)	Wi (Kg)	Fi x	Fi y	Vi x	Vi y	R x - x	R y - y	Δi x	Δi y
3	9.15	99,180.96	12,406.58	14,712.76	12,406.58	14,712.76	55,501.62	92,434.40	0.22	0.16
2	6.10	156,888.94	13,083.52	15,515.54	25,490.10	30,228.29	56,301.66	105,312.25	0.45	0.29
1	3.05	159,675.39	6,657.95	7,895.55	32,148.05	38,123.84	66,198.09	189,735.75	0.49	0.20
		415,745.30	32,148.05	38,123.84			178,001.37	387,482.40		

δi x	δi y	W*(δix)^2	W*(δi y)^2	Fi x * δi x	Fi y * δi y	Ti x	Ti y	Cd * δi x	Cd * δi y	(Δi)tx	(Δi)ty
1.16	0.65	133,898.02	41,535.49	14,415.34	9,521.15	0.65	0.43	9.30	5.18	1.79	1.27
0.94	0.49	138,148.40	37,356.98	12,277.26	7,571.06	0.65	0.43	7.51	3.90	3.62	2.30
0.49	0.20	37,657.92	6,446.63	3,233.33	1,586.46	0.65	0.43	3.89	1.61	3.89	1.61
		309,704.34	85,339.10	29,925.93	18,678.67						

Tabla 3.3

3.2.10 CALCULO DEL CENTRO DE MASA

Tabla para el cálculo de los centros de masa, cortantes y rigidez.

VIGAS EN LOS NIVELES 1 Y 2

Ejes	Tramo	Peso (W)	X (mts)	Y (mts)	X * W	Y * W
1X	1Y - 2Y	1,203.84	2.30	-	2,768.82	-
	2Y - 3Y	1,203.84	6.90	-	8,306.47	-
	3Y - 4Y	1,203.84	11.50	-	13,844.12	-
	4Y - 5Y	1,203.84	16.10	-	19,381.76	-
2X	1Y - 2Y	882.54	2.30	6.10	2,029.84	5,383.50
	2Y - 3Y	322.64	6.90	6.10	2,226.23	1,968.11
	3Y - 4Y	322.64	11.50	6.10	3,710.38	1,968.11
	4Y - 5Y	882.54	16.10	6.10	14,208.91	5,383.50
3X	1Y - 2Y	1,203.84	2.30	12.20	2,768.82	14,686.80
	2Y - 3Y	1,203.84	6.90	12.20	8,306.47	14,686.80
	3Y - 4Y	1,203.84	11.50	12.20	13,844.12	14,686.80
	4Y - 5Y	1,203.84	16.10	12.20	19,381.76	14,686.80
1Y	1X - 2X	1,659.05	-	3.05	-	5,060.11
	2X - 3X	1,646.03	-	9.15	-	15,061.19
2Y	1X - 2X	1,165.71	4.60	3.05	5,362.29	3,555.43
	2X - 3X	1,165.71	4.60	9.15	5,362.29	10,666.28
3Y	1X - 2X	1,659.05	9.20	3.05	15,263.29	5,060.11
	2X - 3X	1,659.05	9.20	9.15	15,263.29	15,180.34
4Y	1X - 2X	1,165.71	13.80	3.05	16,086.86	3,555.43
	2X - 3X	1,165.71	13.80	9.15	16,086.86	10,666.28
5Y	1X - 2X	1,659.05	18.40	3.05	30,526.58	5,060.11
	2X - 3X	1,646.03	18.40	9.15	30,286.98	15,061.19
		26,632.19			245,016.11	162,376.90

Tabla 3.4a

LOSAS EN LOS NIVELES 1 Y 2

LOSAS	A(m2)	Wm(Kg/m2)	Wm *A(Kg)	X(m)	Y(m)	W * X	W * Y
1	28.06	535.45	15,024.73	2.30	3.05	34,556.87	45,825.42
2	28.06	551.99	15,488.84	6.90	3.05	106,872.99	47,240.96
3	28.06	563.48	15,811.25	2.30	9.15	36,365.87	144,672.93
4	28.06	570.83	16,017.49	6.90	9.15	110,520.68	146,560.03
5	28.06	551.99	15,488.84	11.50	3.05	178,121.65	47,240.96
6	28.06	535.45	15,024.73	16.10	3.05	241,898.10	45,825.42
7	28.06	570.83	16,017.49	11.50	9.15	184,201.13	146,560.03
8	28.06	563.48	15,811.25	16.10	9.15	254,561.11	144,672.93
Σ		4,443.50	124,684.61			1,147,098.41	768,598.67

Tabla 3.4b

COLUMNAS DEL NIVEL 1 Y 2

NIVEL	COLUMNA	W(kg)	X(m)	Y(m)	W * X	W * Y
1	1	371.48	-	-	-	-
	2	371.48	4.60	-	1,708.79	-
	3	371.48	9.20	-	3,417.58	-
	4	371.48	13.80	-	5,126.37	-
	5	371.48	18.40	-	6,835.16	-
	6	371.48	-	6.10	-	2,266.01
	7	371.48	4.60	6.10	1,708.79	2,266.01
	8	371.48	9.20	6.10	3,417.58	2,266.01
	9	371.48	13.80	6.10	5,126.37	2,266.01
	10	371.48	18.40	6.10	6,835.16	2,266.01
	11	371.48	-	12.20	-	4,532.01
	12	371.48	4.60	12.20	1,708.79	4,532.01
	13	371.48	9.20	12.20	3,417.58	4,532.01
	14	371.48	13.80	12.20	5,126.37	4,532.01
	15	371.48	18.40	12.20	6,835.16	4,532.01
		5,572.15			51,263.73	33,990.08

VIGAS DE LA AZOTEA

Ejes	Tramo	Peso (W)	X (m)	Y (m)	X * W	Y * W
1X	1Y - 2Y	732.49	2.30	-	1,684.73	-
	2Y - 3Y	732.49	6.90	-	5,054.18	-
	3Y - 4Y	732.49	11.50	-	8,423.64	-
	4Y - 5Y	732.49	16.10	-	11,793.10	-
2X	1Y - 2Y	571.84	2.30	6.10	1,315.24	3,488.24
	2Y - 3Y	291.89	6.90	6.10	2,014.06	1,780.55
	3Y - 4Y	291.89	11.50	6.10	3,356.77	1,780.55
	4Y - 5Y	571.84	16.10	6.10	9,206.67	3,488.24
3X	1Y - 2Y	732.49	2.30	12.20	1,684.73	8,936.38
	2Y - 3Y	732.49	6.90	12.20	5,054.18	8,936.38
	3Y - 4Y	732.49	11.50	12.20	8,423.64	8,936.38
	4Y - 5Y	732.49	16.10	12.20	11,793.10	8,936.38
1Y	1X - 2X	1,001.99	-	3.05	-	3,056.08
	2X - 3X	995.51	-	9.15	-	9,108.94
2Y	1X - 2X	755.32	4.60	3.05	3,474.49	2,303.74
	2X - 3X	753.78	4.60	9.15	3,467.37	6,897.05
3Y	1X - 2X	1,001.99	9.20	3.05	9,218.35	3,056.08
	2X - 3X	1,001.99	9.20	9.15	9,218.35	9,168.25
4Y	1X - 2X	755.32	13.80	3.05	10,423.48	2,303.74
	2X - 3X	753.78	13.80	9.15	10,402.11	6,897.05
5Y	1X - 2X	1,001.99	18.40	3.05	18,436.70	3,056.08
	2X - 3X	995.51	18.40	9.15	18,317.42	9,108.94
		16,604.60			152,762.31	101,239.06

Tabla 3.4c y Tabla 3.4d

LOSA DE LA AZOTEA

LOSAS	A(m2)	Wm(Kg/m2)	Wm*A (Kg)	X(m)	Y(m)	W * X	W * Y
1	28.06	345.45	9,693.33	2.30	3.05	22,294.65	29,564.65
2	28.06	353.72	9,925.38	6.90	3.05	68,485.14	30,272.42
3	28.06	359.47	10,086.73	2.30	9.15	23,199.47	92,293.56
4	28.06	363.14	10,189.71	6.90	9.15	70,308.99	93,235.83
5	28.06	353.72	9,925.38	11.50	3.05	114,141.91	30,272.42
6	28.06	345.45	9,693.33	16.10	3.05	156,062.56	29,564.65
7	28.06	363.14	10,189.71	11.50	9.15	117,181.65	93,235.83
8	28.06	359.47	10,086.73	16.10	9.15	162,396.32	92,293.56
			79,790.29			734,070.70	490,732.92

Tabla 3.4e

COLUMNAS DE LA AZOTEA

NIVEL	COLUMNAS	W(kg)	X(m)	Y(m)	W/2 * X	W/2 * Y
1	1	185.74	-	-	-	-
	2	185.74	4.60	-	854.40	-
	3	185.74	9.20	-	1,708.79	-
	4	185.74	13.80	-	2,563.19	-
	5	185.74	18.40	-	3,417.58	-
	6	185.74	-	6.10	-	1,133.00
	7	185.74	4.60	6.10	854.40	1,133.00
	8	185.74	9.20	6.10	1,708.79	1,133.00
	9	185.74	13.80	6.10	2,563.19	1,133.00
	10	185.74	18.40	6.10	3,417.58	1,133.00
	11	185.74	-	12.20	-	2,266.00
	12	185.74	4.60	12.20	854.40	2,266.00
	13	185.74	9.20	12.20	1,708.79	2,266.00
	14	185.74	13.80	12.20	2,563.19	2,266.00
	15	185.74	18.40	12.20	3,417.58	2,266.00
		2,786.07			25,631.86	16,995.04

Tabla 3.4f

Formulas para el calculo del centro de masas

$$W_i \bar{X} = \sum W_i X_i$$

$$\bar{X} = \frac{\sum W_i X_i}{W_i}$$

$$W_i \bar{Y} = \sum W_i Y_i$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum W_i Y_i}{W_i}$$

NIVEL	$\Sigma W * X$	$\Sigma W * Y$	ΣWt	Xm	Ym
3	912,464.87	608,967.02	99,180.96	9.20	6.14
2	1,443,378.26	964,965.66	156,888.94	9.20	6.15
1	1,443,378.26	964,965.66	156,888.94	9.20	6.15

Tabla 3.5

3.2.11 CALCULO DEL CENTRO DE CORTANTE.

FORMULA GENERAL

$$\sum_{i=1}^n F_i Y_{mi} = V_i Y_{ci}$$

$$Y_{ci} = \frac{\sum_{i=1}^n F_i Y_{mi}}{V_i}$$

NIVEL	hi	Fi x	Fi y	Vi x	Vi y	Xm	Ym	Fi x* Xm	Fi y* Ym	Fi x* Xm	Fi y* Ym	Xc	Yc
3	9.15	7,895.55	7,895.55	7,895.55	7,895.55	9.20	6.14	72,639.07	48,478.36	72,639.07	48,478.36	9.20	6.14
2	6.10	15,515.54	15,515.54	23,411.09	23,411.09	9.20	6.15	142,742.93	95,430.31	215,382.00	143,908.66	9.20	6.15
1	3.05	14,712.76	14,712.76	38,123.84	38,123.84	9.20	6.15	135,357.36	90,492.70	350,739.36	234,401.37	9.20	6.15

Tabla 3.6

3.2.12 CENTRO DE RIGIDEZ

3.2.12.1 PRIMER ENTREPISO

Tabla 3.7a

Eje	Rx	Ry	Y	X	Rx * Y	RY * X	Yr	Xr
1X	22,066.03		-		-			
2X	22,066.03		6.10		134,602.78			
3X	22,066.03		12.20		269,205.57			
	66,198.09				403,808.35		6.10	
1Y		37,947.15		-		-		
2Y		37,947.15		4.60		174,556.89		
3Y		37,947.15		9.20		349,113.78		
4Y		37,947.15		13.80		523,670.67		
5Y		37,947.15		18.40		698,227.56		
		189,735.75				1,745,568.90		9.20

3.2.12.2 SEGUNDO ENTREPISO

Tabla 3.7b

Eje	Rx	Ry	Y	X	Rx * Y	RY * X	Yr	Xr
1X	18,767.22		-		-			
2X	18,767.22		6.10		114,480.04			
3X	18,767.22		12.20		228,960.08			
	56,301.66				343,440.13		6.10	
1Y		21,062.45		-		-		
2Y		21,062.45		4.60		96,887.27		
3Y		21,062.45		9.20		193,774.54		
4Y		21,062.45		13.80		290,661.81		
5Y		21,062.45		18.40		387,549.08		
		105,312.25				968,872.70		9.20

3.2.12.3 TERCER ENTREPISO

Tabla 3.7c

Eje	Rx	Ry	Y	X	Rx * Y	RY * X	Yr	Xr
1X	18,500.54		-		-			
2X	18,500.54		6.10		112,853.29			
3X	18,500.54		12.20		225,706.59			
	55,501.62				338,559.88		6.10	
1Y		18,486.88		-		-		
2Y		18,486.88		4.60		85,039.65		
3Y		18,486.88		9.20		170,079.30		
4Y		18,486.88		13.80		255,118.94		
5Y		18,486.88		18.40		340,158.59		
		92,434.40				850,396.48		9.20

3.2.13 DISTRIBUCION HORIZONTAL DEL CORTANTE DE ENTREPISO

3.2.13.1 PRIMER ENTREPISO

Excentricidad Calculada

$$\begin{aligned} X_c &= 9.55 & \text{mt} \\ X_r &= 9.20 & \text{mt} \\ Y_c &= 6.15 & \text{mt} \\ Y_r &= 6.10 & \text{mt} \end{aligned}$$

$$e_{cx} = X_c - X_r = 0.35 \quad \text{mt}$$

$$e_{cy} = Y_c - Y_r = 0.05 \quad \text{mt}$$

Excentricidad Accidental

$$L_x = 18.4 \quad \text{mt}$$

$$L_y = 12.2 \quad \text{mt}$$

$$e_{ax} = 0.05 L_x = 0.92 \quad \text{mt}$$

$$e_{ay} = 0.05 L_y = 0.61 \quad \text{mt}$$

Excentricidad de Diseño

$$e_{d1x} = e_{cx} + e_{ax} = 1.27 \quad \text{mt}$$

$$e_{d2x} = e_{cx} - e_{ax} = -0.57 \quad \text{mt}$$

$$e_{d1y} = e_{cy} + e_{ay} = 0.66 \quad \text{mt}$$

$$e_{d2y} = e_{cy} - e_{ay} = -0.56 \quad \text{mt}$$

Evaluando momentos torsionales más desfavorables para cada eje:

$$V_x = 32,148.05 \quad \text{Kg}$$

$$V_y = 38,123.84 \quad \text{Kg}$$

DIRECCION Y

$$M_{\text{torsor}} = 100\% \cdot V_y \cdot e_{d1x} + 30\% \cdot V_x \cdot e_{d1y}$$

$$M_{\text{torsor}} = 54,926.41 \quad \text{Kg-mt}$$

Desfavorable para los ejes 4Y y 5Y

$$M_{\text{torsor}} = 100\% \cdot V_y \cdot e_{2dx} - 30\% \cdot V_x \cdot e_{d1y}$$

$$M_{\text{torsor}} = (27,921.60) \text{ Kg-mt}$$

Desfavorable para los ejes 1Y y 2Y

DIRECCION X

$$M_{\text{torsor}} = 100\% \cdot V_x \cdot e_{d1y} + 30\% \cdot V_y \cdot e_{d1x}$$

$$M_{\text{torsor}} = 35,739.79 \text{ Kg-mt}$$

Desfavorable para lo eje 3X

$$M_{\text{torsor}} = 100\% \cdot V_x \cdot e_{d2y} - 30\% \cdot V_y \cdot e_{d1x}$$

$$M_{\text{torsor}} = (32,626.63) \text{ Kg-mt}$$

Desfavorable para el eje 1X

Ejes	Ry	Rx	Yt	Xt	RY * Xt	Rx* Yt	Ry * Xt^2	Rx * Yt^2	Vx	Vy	TORSION				V total	
											100%Vx+	100%Vx-	100%Vy+	100%Vy-		
											30%Vy	30%Vy	30%Vx	30%Vx		
											ed1y	ed2y	ed1x	ed2x		
1Y	19,772.45			(9.20)	(181,906.54)		1,673,540.17			7,624.77					871.80	8,496.57
2Y	19,772.45			(4.60)	(90,953.27)		418,385.04			7,624.77					435.90	8,060.67
3Y	19,772.45			-	-		-			7,624.77						7,624.77
4Y	19,772.45			4.60	90,953.27		418,385.04			7,624.77				857.49		8,482.26
5Y	19,772.45			9.20	181,906.54		1,673,540.17			7,624.77				1,714.98		9,339.75
	98,862.25						4,183,850.42			38,123.84						
1X		22,066.03	(6.10)			(134,602.78)		821,076.98	10,716.02				753.80			11,469.82
2X		22,066.03	-			-		-	10,716.02							10,716.02
3X		22,066.03	6.10			134,602.78		821,076.98	10,716.02			825.72				11,541.74
		66,198.09						1,642,153.95	32,148.05							
							J=	5,826,004.37								

Tabla 3.8

3.2.13.2 SEGUNDO NIVEL

Excentricidad Calculada

$$\begin{aligned} X_c &= 9.78 & \text{mt} \\ X_r &= 9.20 & \text{mt} \\ Y_c &= 6.15 & \text{mt} \\ Y_r &= 6.10 & \text{mt} \end{aligned}$$

$$e_{cx} = X_c - X_r = 0.58 \quad \text{mt}$$

$$e_{cy} = Y_c - Y_r = 0.05 \quad \text{mt}$$

Excentricidad Accidental

$$\begin{aligned} L_x &= 18.4 & \text{mt} \\ L_y &= 12.2 & \text{mt} \end{aligned}$$

$$e_{ax} = 0.05 L_x = 0.92 \quad \text{mt}$$

$$e_{ay} =$$

$$0.05 L_y = 0.61 \quad \text{mt}$$

Excentricidad de Diseño

$$e_{d1x} = e_{cx} + e_{ax} = 1.50 \quad \text{mt}$$

$$e_{d2x} = e_{cx} - e_{ax} = -0.34 \quad \text{mt}$$

$$e_{d1y} = e_{cy} + e_{ay} = 0.66 \quad \text{mt}$$

$$e_{d2y} = e_{cy} - e_{ay} = -0.56 \quad \text{mt}$$

Evaluando momentos torsionales más desfavorables para cada eje:

$$V_x = 25,490.10 \quad \text{Kg}$$

$$V_y = 30,228.29 \quad \text{Kg}$$

DIRECCION Y

$$M_{\text{torsor}} = 100\% \cdot V_y \cdot e_{d1x} + 30\% \cdot V_x \cdot e_{d1y}$$

$$M_{\text{torsor}} = 50,268.61 \quad \text{Kg-mt}$$

Desfavorable para los ejes 4Y y 5Y

$$M_{\text{torsor}} = 100\% \cdot V_y \cdot e_{2dx} - 30\% \cdot V_x \cdot e_{d1y}$$

$$M_{\text{torsor}} = (15,400.12) \quad \text{Kg-mt}$$

Desfavorable para los ejes 1Y y 2Y

DIRECCION X

$$M_{\text{torsor}} = 100\% \cdot V_x \cdot e_{d1y} + 30\% \cdot V_y \cdot e_{d1x}$$

$$M_{\text{torsor}} = 30,321.05 \quad \text{Kg-mt}$$

Desfavorable para lo eje 3X

$$M_{\text{torsor}} = 100\% \cdot V_x \cdot e_{d2y} - 30\% \cdot V_y \cdot e_{d1x}$$

$$M_{\text{torsor}} = (27,923.44) \text{ Kg-mt}$$

Desfavorable para el eje 1X

Ejes	Ry	Rx	Yt	Xt	RY * Xt	Rx* Yt	Ry * Xt^2	Rx * Yt^2	Vx	Vy	TORSION				V total
											100%Vx+ 30%Vy	100%Vx- 30%Vy	100%Vy+ 30%Vx	100%Vy- 30%Vx	
											Ed1y	ed2y	ed1x	ed2x	
1Y	21,062.45			(9.20)	(193,774.54)		1,782,725.77			6,045.66				509.81	6,555.47
2Y	21,062.45			(4.60)	(96,887.27)		445,681.44			6,045.66				254.90	6,300.56
3Y	21,062.45			-	-		-			6,045.66					6,045.66
4Y	21,062.45			4.60	96,887.27		445,681.44			6,045.66			832.05		6,877.71
5Y	21,062.45			9.20	193,774.54		1,782,725.77			6,045.66			1,664.10		7,709.76
5	105,312.25						4,456,814.42			30,228.29					
1X		18,767.22	(6.10)			(114,480.04)		698,328.26	8,496.70			546.12			9,042.82
2X		18,767.22	-			-		-	8,496.70						8,496.70
3X		18,767.22	6.10			114,480.04		698,328.26	8,496.70		593.01				9,089.71
3		56,301.66						1,396,656.51	25,490.10						
							J=	5,853,470.93							

Tabla 3.9

3.2.13.3 AZOTEA

Excentricidad Calculada

$$\begin{aligned} X_c &= 10.91 & \text{mt} \\ X_r &= 9.20 & \text{mt} \\ Y_c &= 6.14 & \text{mt} \\ Y_r &= 6.10 & \text{mt} \end{aligned}$$

$$e_{cx} = X_c - X_r = 1.71 \quad \text{mt}$$

$$e_{cy} = Y_c - Y_r = 0.04 \quad \text{mt}$$

Excentricidad Accidental

$$\begin{aligned} L_x &= 18.4 & \text{mt} \\ L_y &= 12.2 & \text{mt} \end{aligned}$$

$$e_{ax} = 0.05 L_x = 0.92 \quad \text{mt}$$

$$e_{ay} =$$

$$0.05 L_y = 0.61 \quad \text{mt}$$

Excentricidad de Diseño

$$e_{d1x} = e_{cx} + e_{ax} = 2.63 \quad \text{mt}$$

$$e_{d2x} = e_{cx} - e_{ax} = 0.79 \quad \text{mt}$$

$$e_{d1y} = e_{cy} + e_{ay} = 0.65 \quad \text{mt}$$

$$e_{d2y} = e_{cy} - e_{ay} = -0.57 \quad \text{mt}$$

Evaluando momentos torsionales más desfavorables para cada eje:

$$V_x = 12,406.58 \quad \text{Kg}$$

$$V_y = 14,712.76 \quad \text{Kg}$$

DIRECCION Y

$$M_{\text{torsor}} = 100\% * V_y * e_{d1x} + 30\% * V_x * e_{d1y}$$

$$M_{\text{torsor}} = 41,115.56 \quad \text{Kg-mt}$$

Desfavorable para los ejes 4Y y 5Y

$$M_{\text{torsor}} = 100\% \cdot V_y \cdot e_{2dx} + 30\% \cdot V_x \cdot e_{d1y}$$

$$M_{\text{torsor}} = 14,044.09 \quad \text{Kg-mt}$$

Desfavorable para los ejes 1Y y 2Y

DIRECCION X

$$M_{\text{torsor}} = 100\% \cdot V_x \cdot e_{d1y} + 30\% \cdot V_y \cdot e_{d1x}$$

$$M_{\text{torsor}} = 19,672.69 \quad \text{Kg-mt}$$

Desfavorable para lo eje 3X

$$M_{\text{torsor}} = 100\% \cdot V_x \cdot e_{d2y} - 30\% \cdot V_y \cdot e_{d1x}$$

$$M_{\text{torsor}} = (18,681.19) \quad \text{Kg-mt}$$

Desfavorable para el eje 1X

Ejes	Ry	Rx	Yt	Xt	RY * Xt	Rx * Yt	Ry * Xt^2	Rx * Yt^2	Vx	Vy	TORSION				V total
											100%Vx+ 30%Vy	100%Vx- 30%Vy	100%Vy+ 30%Vx	100%Vy- 30%Vx	
											ed1y	ed2y	ed1x	ed2x	
1Y	18,486.88			(9.20)	(170,079.30)		1,564,729.52			2,942.55				-	2,942.55
2Y	18,486.88			(4.60)	(85,039.65)		391,182.38			2,942.55				-	2,942.55
3Y	18,486.88			-	-		-			2,942.55					2,942.55
4Y	18,486.88			4.60	85,039.65		391,182.38			2,942.55			661.13		3,603.68
5Y	18,486.88			9.20	170,079.30		1,564,729.52			2,942.55			1,322.25		4,264.80
	92,434.40						3,911,823.81			14,712.76					
1X		18,500.54	(6.10)			(112,853.29)		688,405.09	4,135.53				398.63		4,534.16
2X		18,500.54	-			-		-	4,135.53						4,135.53
3X		18,500.54	6.10			112,853.29		688,405.09	4,135.53				419.79		4,555.32
		55,501.62						1,376,810.19	12,406.58						
							J=	5,288,633.99							

Tabla 3.10

3.2.14 CALCULO DE FUERZAS SISMICAS 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

Tabla 3.11

3.2.15 MODELAJE Y ANÁLISIS DE MARCO

Una vez realizado todo el análisis manual, de acuerdo a lo que la norma establece, se modeló los dos marcos más desfavorables, utilizando el programa de análisis de marco plano RISA 2D. Para así, tener las acciones internas de los elementos y realizar el diseño de estos, con lo cual, se cumple el objetivo de calibrar el análisis y diseño, que se realizó con el Programa ETABS.

Teniendo en cuenta que para el diseño de los elementos estructurales principales, se utilizó el método AISC-LRFD, se estableció 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

1.2D+0.5LL-1E

0.9D+1E

0.9D-1E

Donde: D: Carga muerta

LL: Carga viva

E: Carga sísmica

En las figuras 3.3 y 3.7, se presentan los marcos más desfavorables en la dirección "X" y "Y" respectivamente, así como también, se presenta en forma gráfica las fuerzas debido a carga muerta, viva y las fuerzas sísmicas para cada marco, con los cuales se corrieron ambos modelos, para obtener así las acciones internas de los diferentes casos de carga, escogiéndose las más desfavorables, y realizar el diseño con las disposiciones que presenta el Método AISC-LRFD.

MARCO EN LA DIRECCION X-X

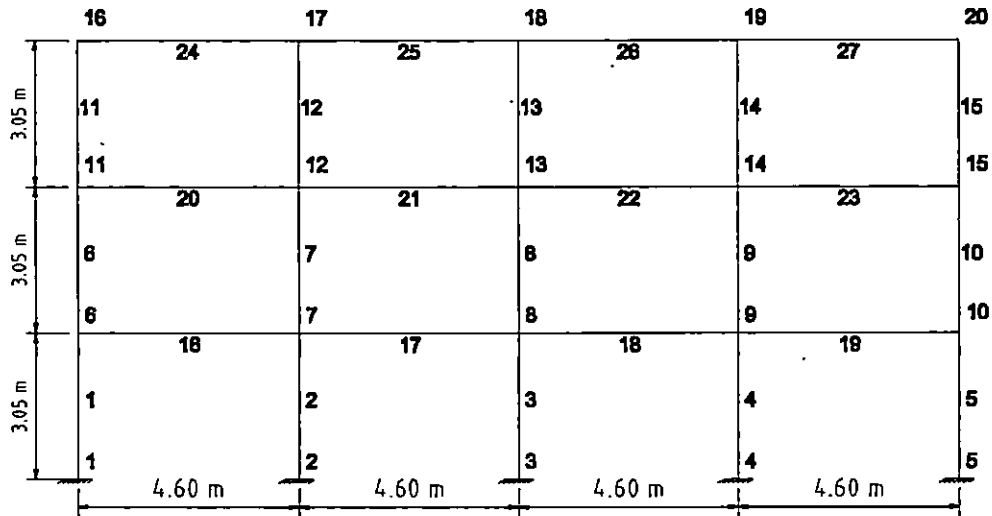


Figura 3.3

CARGA MUERTA MARCO 2X

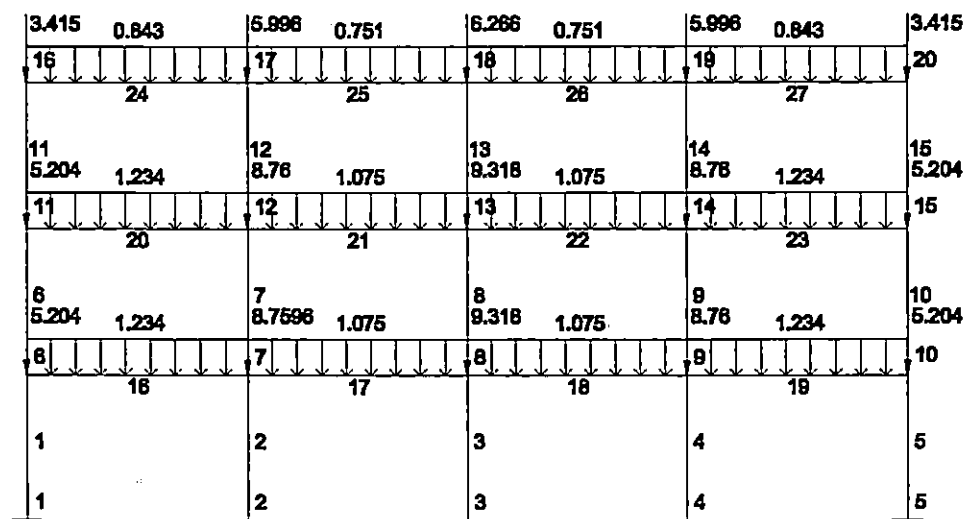


Figura 3.4

CARGA VIVA MARCO 2X

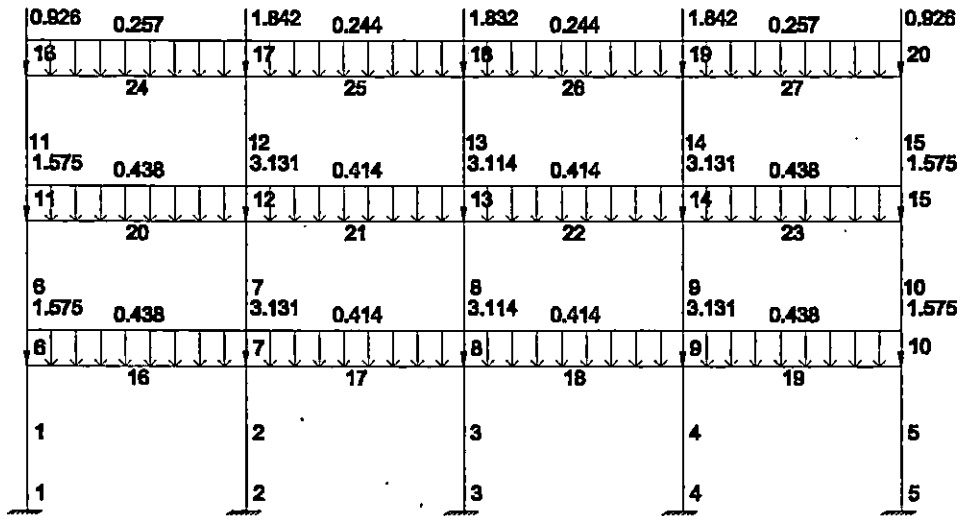


Figura 3.5

CARGA SISMICA MARCO 2X

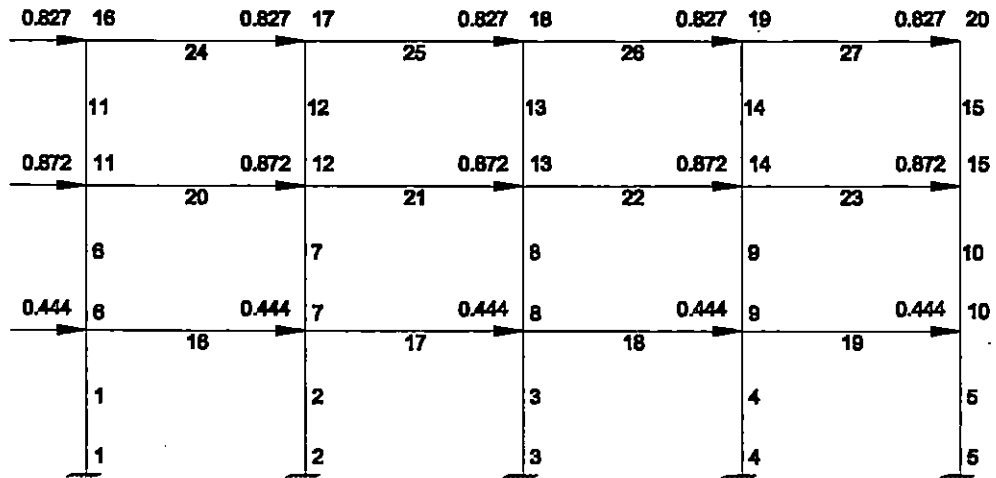


Figura 3.6

MARCO EN LA DIRECCION Y-Y

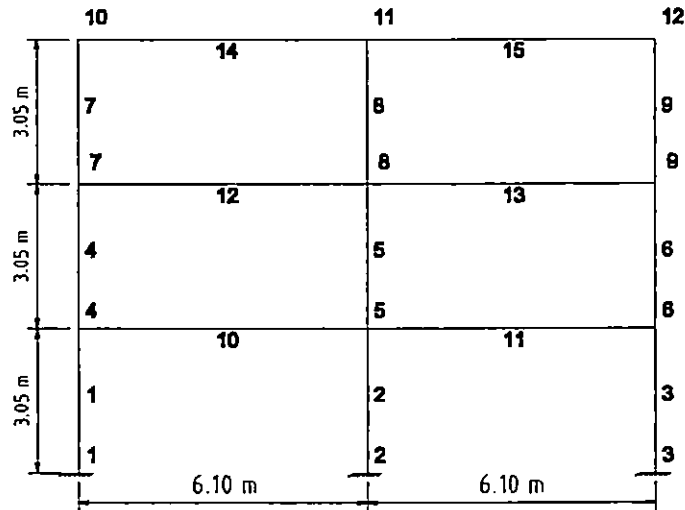


Figura 3.7

**CARGA MUERTA
MARCO 3Y**

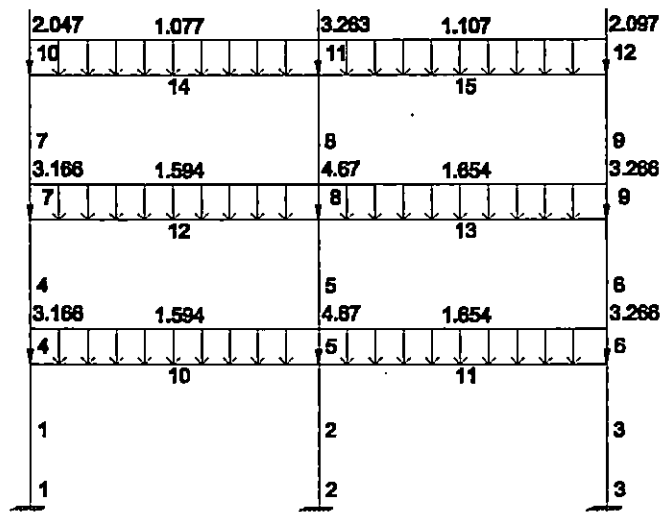


Figura 3.8

CARGA VIVA MARCO 3Y

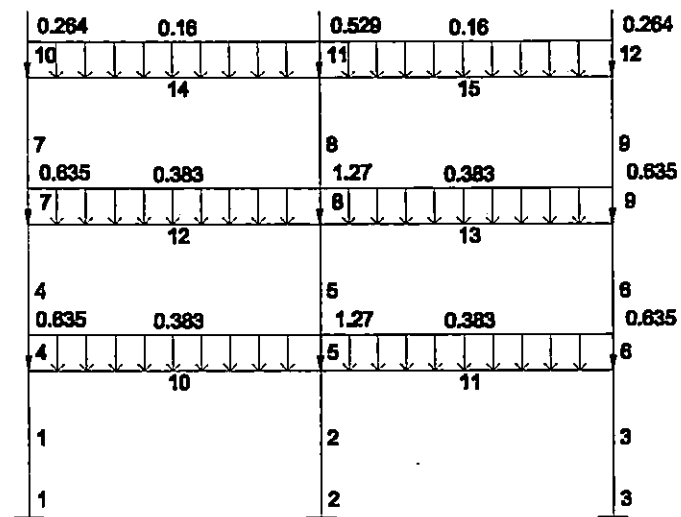


Figura 3.9

CARGA SISMICA MARCO 3Y

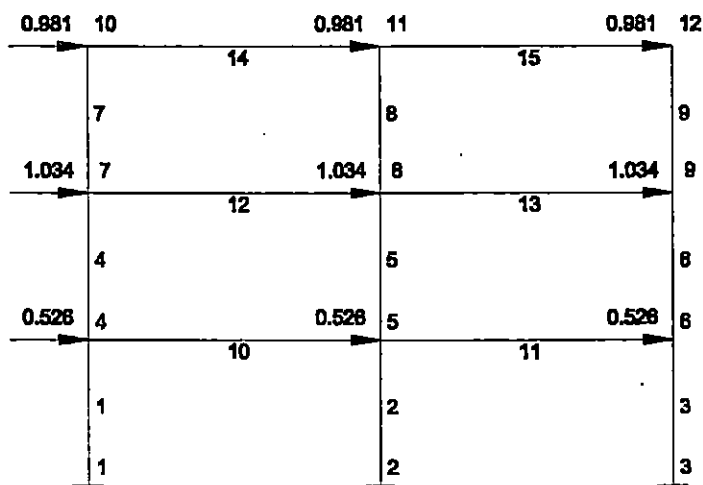


Figura 3.10

3.3 DISEÑO MANUAL DEL EDIFICIO DE CALIBRACION

3.3.1 DISEÑO DE VIGAS:

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

VIGAS.

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

3.3.1.1 VIGA DIRECCION X-X

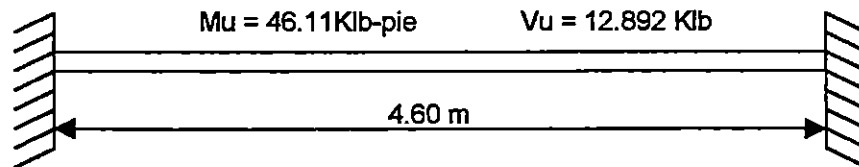


Figura 3.11

DATOS :

$$L = 4.60 \text{ m} \approx 15.088 \text{ pies}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$M_u = 46.11 \text{ Klb-pie}$$

$$V_u = 12.892 \text{ Klb}$$

SOLUCION:

$$Z_x \text{ requerida} = M_u / \phi_b F_y$$

$$Z_x = (12 \cdot 46.11) / (0.9 \cdot 36) = 17.08 \text{ Plg}^3$$

Revisando la cuarta parte del Manual de LRFD, encontramos W más liviana que cumple con esta Z_x requerida es una W12x14, ya que tiene una $Z_x = 17.4 \text{ plg}^3$

Por lo que la sección que se está proponiendo W16x50 para estas cargas está sobrada, pero como la Norma nos restringe por deriva de entrepiso no se puede utilizar la sección antes encontrada (W12x14).

∴ Usar la W16x50, Para las cargas propuestas.

3.3.1.2 VIGA DIRECCION Y - Y

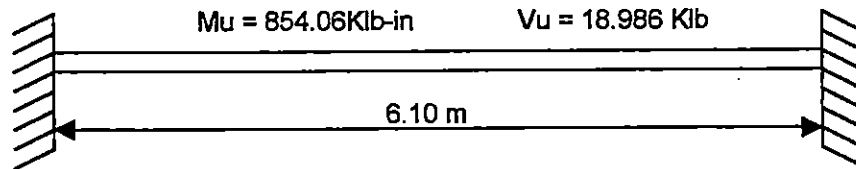


Figura 3.12

Cargas actuantes: $M_u = 854.06 \text{ Kips.in}$

$V_u = 18.986 \text{ Kips}$

Datos adicionales: Acero A36

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

$Z_x \text{ requerida} = M_u / (0.9 \cdot F_y) = 854.06 / (0.9 \cdot 36) = 26.35 \text{ in}^3$

Proponemos una W16X26 $Z_x = 44 \text{ in}^3$

$L_p = 4.7'$

$L_r = 13.3'$

Verificando si la sección es compacta:

$$\frac{B_f}{2t_f} \leq \frac{65}{f_y^{1/2}} \dots 7.97 < 10.83 \dots \text{O.K.!!}$$

$$\frac{H}{t_w} \leq \frac{640}{f_y^{1/2}} \dots 60.8 < 106.67. \text{ O.K.!!! SECCION COMPACTA}$$

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:

Para W16x26: $S_x = 38.4 \text{ in}^3$, $L_b = 240'$, X_1, X_2, r_y , de tablas

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

$M_u = 469.67 \text{ Kips.in} < 854.06 \text{ Kips.in}$ 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:

$$\frac{B_f}{2t_f} < \frac{65}{f_y^{1/2}} \quad 8.1 < 10.83 \quad \text{O.K!!}$$

$$\frac{H}{t_w} < \frac{640}{f_y^{1/2}} \quad 48.1 < 106.67 \quad \text{OK!!}$$

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 :

$$M_u = 1151.36 \text{ Kips.in} > 854.06 \text{ Kips.in} \quad \text{OK!!}$$

Revisando la sección por cortante:

$$\text{Cortante actuante} = 18.986 \text{ Kips}$$

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

$$V_u > V \text{ actuante} \quad \text{OK!!!!}$$

LA SECCION W16X36 ES ADECUADA

3.3.2 DISEÑO DE COLUMNAS

Datos de las acciones que influyen en el elemento a diseñar:

Marco 2X:

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

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

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

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

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

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)

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

$$K_{Ly/ry} = 1.0 \cdot 10 \cdot 12 / 1.92 = 62.50;$$

$$P_{ey}/Ag = 73.29; P_{ey} = 1143.246 \text{ Kips}$$

$$K_{Lx/rx} = 1.0 \cdot 10 \cdot 12 / 5.894 = 20.36$$

$$P_{ex}/Ag = \frac{\pi^2 \cdot 29000}{(20.36)^2} = 690.46$$

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

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

$$B1x = \frac{C_{mx}}{1 - P_u/P_{ex}} = \frac{0.85}{1 - 156.046/10771.27} = 0.8624 < 1.0; \text{ Usar } 1.0$$

$$B1y = \frac{C_{my}}{1 - P_u/P_{ey}} = \frac{0.85}{1 - 151.272/1143.25} = 0.98 < 1.0; \text{ Usar } 1.0$$

$$B2x = \frac{1}{P_{ux}/P_e} = \frac{1}{1 - 7.458/10771.27} = 1.01$$

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

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

$$B2y = \frac{1}{1 - 6.138/1143.29} = 1.0$$

$$M_{ux} = B1xM_{ntx} + B2xM_{ltx} = 35.39 \text{ Kips.pie}$$

$$M_{uy} = B1yM_{nty} + B2yM_{lty} = 4.43 \text{ Kips.pie}$$

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

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

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

$$P_u / cP_n + 8/9 (M_{ux} / 0.9M_{nx} + M_{uy} / 0.9M_{ny}) < 1.0$$

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

$$1.336 > 1.0 \text{ NG}$$

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

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

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

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

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

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

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

$$P_u / cP_n = 307.318 / 483 = 0.636 > 0.2; \quad H1-1^a$$

Entonces :

$$(307.318/483) + 8/9 (35.39/88.56 + 4.43/275.40) = 1.005 \quad \text{OK}$$

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

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 en nuestra norma. Los resultados se muestran a continuación:

W16x45, para vigas en la azotea

W16x50, para vigas en los niveles 1 y 2

W14x82, para todas las columnas

Con estas secciones se procedió a diseñar las conexiones y aplicación de las provisiones de diseño sísmico del método utilizado (LRFD).

3.3.3 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.

3.3.3.1 DISEÑO DE CONEXIÓN (Viga - Patín de columna).

Verificar la resistencia de diseño a flexión de la viga.

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

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

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

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"

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: $K = 0.65$; $L = 1.5 "$

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

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

- 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)

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

Utilizar PL 10" x 1/2" x 8 1/2" plg

Placa de conexión del alma.

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

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

- Probando una placa; $8 \times \frac{1}{4}$ plg

- Verificando fluencia a cortante de la placa:

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

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

- Probando Placa $8 \times \frac{3}{16}$ plg

- Verificando fluencia a cortante de la placa:

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

- 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.

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

Pero según la tabla J2.4, utilizar $t = \frac{5}{16}$ plg en unión de la placa a patín de columna; y

$t = \frac{1}{4}$ 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:

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

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

$$P_{wi} = 18.4 \text{ Kips/in}$$

$$P_{fb} = 148 \text{ Kips}$$

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

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

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

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 $P_{fb} < P_b = 1.8 \cdot F_y b_f \cdot t_{bf}$. Colocar atiesadores

$$R_n = P_{fb} = 148 \text{ Kips}; P = 1.8 \cdot F_y b_f \cdot t_{bf} = 1.8 \cdot 36 \cdot 10 \cdot \frac{1}{2} = 324 \text{ Kips}$$

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

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

Tamaño mínimo del atiesador:

$$b_{smin} = \frac{W_{min} - t_w}{2}; W_{min} = \frac{2b_f}{3} = \frac{2 \cdot 10}{3} = 6.66 \text{ plg} \text{ y } t_w = \frac{1}{2}$$

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

Espesor mínimo de acuerdo a sección K1.9:

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

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

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

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 :

$$L = 6.0 \text{ plg} \text{ y } t = 5/16 \text{ plg}$$

Utilizar atiesadores de peralte total de 31/4 x 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:

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

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

Resistencia a cortante: $\phi V_n = 0.60 v * F_y * d_c * t_p * (1 + (\frac{3 * b_c f_c * t_c f_c^2}{D_b * d_c * t_p}))$

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

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

Cortante actuante: $M_1 = M_2 = 9.86 \text{ Ton.mt} = 846.30 \text{ Kips. Plg}$

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

$V_w = \frac{M_1}{0.95 d_{b1}} + \frac{M_2}{0.95 d_{b2}} - V_c$

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

RELACION DE MOMENTO COLUMNA-VIGA.

*Ecuación 8-3

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

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

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

$K_L = 1.75 * 10^3 = 17.50: P_{uc} = 505.75 \text{ Kips}$

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

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

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

Entonces de Ec. 8-3: $0.704 < 1.0$ N.G !!!

***Ecuación 8-4**

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

$$V_n = 139.26$$

$$db = 16.26''$$

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

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

LOS MIEMBROS SON ACEPTABLES

3.3.3.2 DISEÑO DE CONEXIÓN (Viga - Alma de columna).

Diseño de Conexión del tipo FR de la viga W 16 x 50 conectada al alma de la columna W 14 x 82

Las provisiones de diseño sísmico establecen que las juntas viga columna deben ser diseñadas para resistir

La combinación más desfavorable establecida por el AISC

De la combinación 1.2D +1.0 E + 0.5 L se tiene que es la más desfavorable se tiene

$$V_u = 12.89 \text{ Kips}$$

$$M_u = 46.11 \text{ Kips-ft}$$

Además la conexión debe tener la suficiente resistencia para soportar el momento plástico de la viga

$$M_u = M_p = Z F_y$$

$$M_u = M_p = 92 \times 36 \text{ Kips-in}$$

$$M_p = 3312 \text{ Kips-in}$$

Diseño de la placa para resistir cortante

De la tabla 9-10 del manual del LRFD se tiene

Con una placa de 6" x 5/16, dos pernos de 3/4" y soldadura de 1/4" se obtiene

$$\phi R_n = 14 \text{ Kips} > V_u = 12.89 \text{ Kips}$$

Diseño de la placa de conexión al patín

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d}$$

Propiedades de las secciones

W 16 x 50

$$d = 16.26 \text{ in} \quad b_f = 7.07 \text{ in} \quad F_y = 36 \text{ KSI}$$

$$t_w = 0.38 \text{ in} \quad t_f = 0.63 \text{ in} \quad F_u = 58 \text{ KSI}$$

$$P_{uf} = 203.69 \text{ Kips}$$

Dimensiones de la placa superior (tensión)

De la figura 8-42 del manual del LRFD

Para filetes de 5/16" usar un sobre ancho de 9/16"

$$L_p = 7\frac{1}{8} - \frac{9}{16} \times 2$$

L = 6 in

Probar placa 6 x 1 1/4" con Fy = 36 KSI

Fluencia por tensión en la placa

$$\phi R_n = \phi F_y A_g$$

$$\phi R_n = 0.9 \times 36 \times 6 \times 1.25$$

$$\phi R_n = 243 \text{ Kips}$$

Tamaño de la soldadura de filete

Probar t = 5/16"

$$L_{min} = \frac{P_u}{2 \times 1.392 \times 5}$$

$$L_{min} = 14.63 = 14 \frac{3}{4}"$$

Soldadura de filete para conectar la placa a los atiesadores

$$D_{min} = \frac{P_u}{2 \times 1.392 \times L}$$

$$D_{min} = 12.19 = 13/16" = 7/8"$$

Placa de conexión del patín en compresión

La placa de conexión del patín en compresión debe tener aproximadamente la misma área que la placa del patín en tensión (6.25 in²)

Asumiendo el mismo sobre ancho

$$L_p = 7\frac{1}{8} + \frac{9}{16}x2$$

$$L_p = 8.25 = 8\frac{1}{4}"$$

Verificando resistencia a compresión de la placa

Asumiendo

$$K = 0.65$$

$$L = 2 \text{ in} \quad (1\frac{1}{2} \text{ de distancia al borde} + 1/2" \text{ de holgura})$$

$$I = \frac{1}{12}xbxh^3$$

$$I = 0.30 \text{ in}^4$$

$$A = 8.5 \times 0.75$$

$$A = 6.375 \text{ in}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$r = 0.22 \text{ in}$$

$$Kl/r = 6.00$$

De tabla 3-36 del manual del LRFD

$$\phi_c F_c r = 30.54 \text{ KSI}$$

$$\phi R_n = \phi_c F_c r A_g$$

$$\phi R_n = 194.69 \text{ La placa no es aceptable}$$

Probar una placa de 8 1/2" x 1"

$$I = \frac{1}{12}xbxh^3$$

$$I = 0.71 \text{ in}^4$$

$$A = 8.5 \times 1.0$$

$$A = 8.5 \text{ in}^2$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$r = 0.29 \text{ in}$$

$$Kl/r = 4.50$$

De tabla 3-36 del manual del LRFD

$$\phi_c F_{cr} = 30.56 \text{ KSI}$$

$$\phi R_n = \phi_c F_{cr} A_g$$

$$\phi R_n = 259.76 \text{ Kips}$$

LA PLACA ES ACEPTABLE.

Como ya se calculó anteriormente se requieren dos cordones de soldadura de penetración total de 14 3/4" de 5/16" para conectar los patines a la placa y un cordón de 6" de 7/8" para conectar la placa a los atiesadores

Una vez finalizado el diseño manual se realizó el diseño con la ayuda del programa ETABS, para lo cual se calculó todas las cargas necesarias para realizar el análisis y diseño, las cuales se presentan a continuación:

3.4 DATOS DE ENTRADA PARA EL ANALISIS ESTATICO HECHO CON LA AYUDA DEL PROGRAMA ETABS

3.4.1 CALCULO DE LAS CARGAS A UTILIZAR EN EL EDIFICIO:

Carga Muerta

Paredes exteriores	73.35 Kg/m ²
Paredes interiores	44.00 Kg/m ²
Piso cerámico	120.00 Kg/m ²
I. E. + C.F.	30.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Ventanería	35.00 Kg/m ²

CARGA VIVA

Según Art. 25 de Las N.T.D.S. la carga viva máxima y la carga viva instantánea para losas destinadas para habitaciones son: $W_m = 170.00 \text{ Kg/m}^2$ y $W_i = 120.00 \text{ Kg/m}^2$ y para la azotea son: $W_m = 100.00 \text{ Kg/m}^2$ y $W_i = 50.00 \text{ Kg/m}^2$.

3.4.1.1 CARGAS EN VIGAS DE LOS NIVELES 1 Y 2:

Eje 1X = Eje 3X

Tramo 1y-2y = Tramo 2y-3y = Tramo 3y – 4y = Tramo 4y-5y:

Pared exterior	$73.35 \text{ Kg/m}^2 \cdot (2.93\text{m} \cdot 4.6\text{m} - 1.2\text{m} \cdot 1.2\text{m}) / 4.6\text{m} = 191.95 \text{ Kg/m}$
Ventanería	$35.00 \text{ Kg/m}^2 \cdot 1.2\text{m} \cdot 1.2\text{m} / 4.6\text{m} = \underline{10.95 \text{ Kg/m}}$
	202.90 Kg/m

Eje 2X

Tramo 1y-2y = Tramo 4y-5y

Pared interior $44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} = 128.92 \text{ Kg/m}$ **Eje 1Y = Eje 5Y**

Tramo 1x-2x

Pared exterior $73.35 \text{ Kg/m}^2 * 2.93\text{m} = 214.92 \text{ Kg/m}$ **Eje 1Y = Eje 5Y**

Tramo 2x-3x

Pared exterior $73.35 \text{ Kg/m}^2 * (2.93\text{m} * 6.1\text{m} - 0.6\text{m} * 0.6\text{m}) / 6.1\text{m} = 210.59 \text{ Kg/m}$ Ventanería $35.00 \text{ Kg/m}^2 * 0.6\text{m} * 0.6\text{m} / 6.1\text{m} = \underline{2.06 \text{ Kg/m}}$ **212.65 Kg/m****Eje 2Y = Eje 4Y**

Tramo 1x-2x = tramo 2x-3x

Pared interior $44.00 \text{ Kg/m}^2 * 2.93\text{m} = 128.92 \text{ Kg/m}$ **Eje 3Y**

Tramo 1x-2x = Tramo 2x-3x

Pared exterior $73.35 \text{ Kg/m}^2 * 2.93\text{m} = 214.92 \text{ Kg/m}$ **3.4.1.2 CARGAS EN VIGAS DE LA AZOTEA:****Eje 1X = Eje 3X**

Tramo 1y-2y = Tramo 2y-3y = Tramo 3y - 4y = Tramo 4y-5y:

Pared exterior $73.35 \text{ Kg/m}^2 * (2.93\text{m} * 4.6\text{m} - 1.2\text{m} * 1.2\text{m}) / 4.6\text{m} = 191.95$

Kg/m

Ventanería $35.00 \text{ Kg/m}^2 * 1.2\text{m} * 1.2\text{m} / 4.6\text{m} = \underline{10.95 \text{ Kg/m}}$ 202.90/2 Kg/m**101.45 Kg/m**

Eje 2X

Tramo 1y-2y = Tramo 4y-5y

Pared interior $44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} = \underline{128.92/2 \text{ Kg/m}}$
64.46 Kg/m

Eje 1Y = Eje 5Y

Tramo 1x-2x

Pared exterior $73.35 \text{ Kg/m}^2 * 2.93\text{m} = \underline{214.92/2 \text{ Kg/m}}$
107.46 Kg/m

Eje 1Y = Eje 5Y

Tramo 2x-3x

Pared exterior $73.35 \text{ Kg/m}^2 * (2.93 \text{ m} * 6.1\text{m} - 0.6\text{m} * 0.6\text{m}) / 6.1\text{m} = 210.59 \text{ Kg/m}$
 Ventanería $35.00 \text{ Kg/m}^2 * 0.6\text{m} * 0.6\text{m} / 6.1\text{m} = \underline{2.06 \text{ Kg/m}}$
212.65/2 Kg/m
106.33 Kg/m

Eje 2Y = Eje 4Y

Tramo 1x-2x = tramo 2x-3x

Pared interior $44.00 \text{ Kg/m}^2 * 2.93\text{m} = \underline{128.92/2 \text{ Kg/m}}$
64.46 Kg/m

Eje 3Y

Tramo 1x-2x = Tramo 2x-3x

Pared exterior $73.35 \text{ Kg/m}^2 * 2.93\text{m} = \underline{214.92/2 \text{ Kg/m}}$
107.46 Kg/m

3.4.1.3 CARGAS EN LOSAS INCLUYENDO VIVA INSTANTANEA:

Azotea**Losa1:**

C.F. + I.E.	30.00 Kg/m ²
Sobre losa	<u>20.00 Kg/m²</u>
	Cm = 50.00 Kg/m ²
	+ Cv = <u>50.00 Kg/m²</u>
	100.00 Kg/m²

Losa 2:

C.F. + I.E.	30.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Pared interior	$(44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} * 3.6\text{m}/(4.6\text{m} * 6.1\text{m}))/2 = \underline{8.27 \text{ Kg/m}^2}$
	Cm = 58.27 Kg/m ²
	+ Cv = <u>50.00 Kg/m²</u>
	108.27Kg/m²

Losa 3:

C.F. + I.E.	30.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Pared interior	$(44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} *(4.6+1.5)\text{m}/(4.6\text{m} * 6.1\text{m}))/2 = \underline{14.02 \text{ Kg/m}^2}$
	Cm = 64.02 Kg/m ²
	+ Cv = <u>50.00 Kg/m²</u>
	114.02 Kg/m²

Losa 4:

C.F. + I.E.		30.00 Kg/m ²
Sobre losa		20.00 Kg/m ²
Pared interior	$(44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} * (4.6+3.1)\text{m}/(4.6\text{m} * 6.1\text{m}))/2$	<u>$= 17.69 \text{ Kg/m}^2$</u>
		Cm = 67.69 Kg/m ²
		+ Cv = <u>50.00 Kg/m²</u>
		117.69 Kg/m²

Segundo nivel = Primer nivel

Losa 1:

C.F. + I.E.		30.00 Kg/m ²
Piso cerámico		120.00 Kg/m ²
Sobre losa		<u>20.00 Kg/m²</u>
		Cm = 170.00 Kg/m ²
		+ Cv = <u>120.00 Kg/m²</u>
		290.00 Kg/m²

Losa 2:

C.F. + I.E.		30.00 Kg/m ²
Piso cerámico		120.00 Kg/m ²
Sobre losa		20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} * 3.6\text{m}/(4.6\text{m} * 6.1\text{m})$	<u>$= 16.54 \text{ Kg/m}^2$</u>
		Cm = 186.54Kg/m ²
		+ Cv = <u>120.00 Kg/m²</u>
		306.54Kg/m²

Losa 3:

C.F. + I.E.	30.00 Kg/m ²
Piso cerámico	120.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} * (4.6+1.5)\text{m}/(4.6\text{m} * 6.1\text{m}) = \underline{28.03 \text{ Kg/m}^2}$
	Cm = 198.03 Kg/m ²
	+ Cv = <u>120.00 Kg/m²</u>
	318.03 Kg/m²

Losa 4:

C.F. + I.E.	30.00 Kg/m ²
Piso cerámico	120.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} * (4.6+3.1)\text{m}/(4.6\text{m} * 6.1\text{m}) = \underline{35.38 \text{ Kg/m}^2}$
	Cm = 205.38 Kg/m ²
	+ Cv = <u>120.00 Kg/m²</u>
	325.38 Kg/m²

3.4.1.4 CARGAS EN LOSAS INCLUYENDO VIVA PERMANENTE:

Azotea

Losa1:

C.F. + I.E.	30.00 Kg/m ²
Sobre losa	<u>20.00 Kg/m²</u>
	Cm = 50.00 Kg/m ²
	+ Cv = <u>100.00 Kg/m²</u>
	150.00 Kg/m²

Losa 2:

C.F. + I.E.	30.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Pared interior	$(44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} * 3.6\text{m}/(4.6\text{m} * 6.1\text{m}))/2 = \underline{8.27 \text{ Kg/m}^2}$
	Cm = 58.27 Kg/m ²
	+ Cv = <u>100.00 Kg/m²</u>
	158.27Kg/m²

Losa 3:

C.F. + I.E.	30.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Pared interior	$(44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} *(4.6+1.5)\text{m}/(4.6\text{m} * 6.1\text{m}))/2 = \underline{14.02 \text{ Kg/m}^2}$
	Cm = 64.02 Kg/m ²
	+ Cv = <u>100.00 Kg/m²</u>
	164.02 Kg/m²

Losa 4:

C.F. + I.E.	30.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Pared interior	$(44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} *(4.6+3.1)\text{m}/(4.6\text{m} * 6.1\text{m}))/2 = \underline{17.69 \text{ Kg/m}^2}$
	Cm = 67.69 Kg/m ²
	+ Cv = <u>100.00 Kg/m²</u>
	167.69 Kg/m²

Segundo nivel = Primer nivel**Losa 1:**

C.F. + I.E.	30.00 Kg/m ²
Piso cerámico	120.00 Kg/m ²
Sobre losa	<u>20.00 Kg/m²</u>
	Cm = 170.00 Kg/m ²
	+ Cv = <u>170.00 Kg/m²</u>
	340.00 Kg/m²

Losa 2:

C.F. + I.E.	30.00 Kg/m ²
Piso cerámico	120.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} * 3.6\text{m}/(4.6\text{m} * 6.1\text{m}) = \underline{16.54 \text{ Kg/m}^2}$
	Cm = 186.54Kg/m ²
	+ Cv = <u>170.00 Kg/m²</u>
	356.54Kg/m²

Losa 3:

C.F. + I.E.	30.00 Kg/m ²
Piso cerámico	120.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} *(4.6+1.5)\text{m}/(4.6\text{m} * 6.1\text{m}) = \underline{28.03 \text{ Kg/m}^2}$
	Cm = 198.03 Kg/m ²
	+ Cv = <u>170.00 Kg/m²</u>
	368.03 Kg/m²

Losa 4:

C.F. + I.E.		30.00 Kg/m ²
Piso cerámico		120.00 Kg/m ²
Sobre losa		20.00 Kg/m ²
Pared interior	$44 \text{ Kg./m}^2 * 2.93\text{m} * (4.6+3.1)\text{m} / (4.6\text{m} * 6.1\text{m}) =$	<u>35.38 Kg/m²</u>
		Cm = 205.38 Kg/m ²
		+ Cv = <u>170.00 Kg/m²</u>
		375.38 Kg/m²

NOTA: Los pesos propios de las vigas, columnas y losas son calculados por el programa automáticamente.

3.5 COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE ETABS Y EL DISEÑO MANUAL

Los resultados de los diseños realizados, en forma manual respetando todas los procedimientos y parámetros, que el nuevo reglamento y sus diferentes normas establecen, se presentan a continuación, y los obtenidos del diseño hecho con el programa ETABS, los cuales se hicieron con el fin de calibrar y comparar el programa que se utilizo como herramienta de diseño en nuestro trabajo de investigación. 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.

MARCO 2X CONDICION DE GRAVEDAD

ELEMENTO	AXIAL			CORTANTE			MOMENTO		
	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA
1	35.95	36.80	0.85	0.52	0.47	0.05	0.89	0.76	0.13
2	68.69	68.01	0.68	0.07	0.06	0.01	0.12	0.10	0.02
3	68.16	68.42	0.26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	68.69	68.01	0.68	0.07	0.06	0.01	0.12	0.10	0.02
5	35.95	36.80	0.85	0.52	0.47	0.05	0.89	0.76	0.13
6	22.72	22.91	0.19	0.99	0.90	0.09	1.33	1.39	0.06
7	42.97	42.34	0.63	0.09	0.10	0.01	0.14	0.16	0.02
8	42.67	42.65	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	42.97	42.34	0.63	0.09	0.10	0.01	0.14	0.16	0.02
10	22.72	22.91	0.19	0.99	0.90	0.09	1.33	1.39	0.06
11	8.94	9.04	0.10	1.01	0.90	0.11	1.37	1.02	0.35
12	17.09	17.10	0.01	0.08	0.07	0.01	0.12	0.08	0.04
13	16.66	17.05	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	17.09	17.10	0.01	0.08	0.07	0.01	0.12	0.08	0.04
15	8.94	9.04	0.10	1.01	0.90	0.11	1.37	1.02	0.35
16	0.00	0.00	0.00	5.39	5.23	0.16	3.96	4.19	0.23
17	0.00	0.00	0.00	4.66	4.31	0.35	3.30	3.50	0.20
18	0.00	0.00	0.00	4.86	4.54	0.32	3.74	4.00	0.26
19	0.00	0.00	0.00	4.46	4.13	0.33	1.95	1.82	0.13
20	0.00	0.00	0.00	5.23	5.11	0.12	3.72	4.01	0.29
21	0.00	0.00	0.00	4.73	4.35	0.38	3.40	3.56	0.16
22	0.00	0.00	0.00	4.80	4.49	0.31	3.54	3.85	0.31
23	0.00	0.00	0.00	4.62	4.26	0.36	2.40	2.17	0.23
24	0.00	0.00	0.00	3.55	3.48	0.07	2.43	2.67	0.24
25	0.00	0.00	0.00	2.91	2.91	0.00	2.06	2.36	0.30
26	0.00	0.00	0.00	3.05	3.03	0.02	2.36	2.62	0.26
27	0.00	0.00	0.00	2.98	2.72	0.26	1.19	1.03	0.16
	MAX DIF = 0.85			MAX DIF = 0.38			MAX DIF = 0.35		

Unidades :

Axial (Ton)

Cortante (Ton)

Momento (Ton.mt)

Tabla 3.12

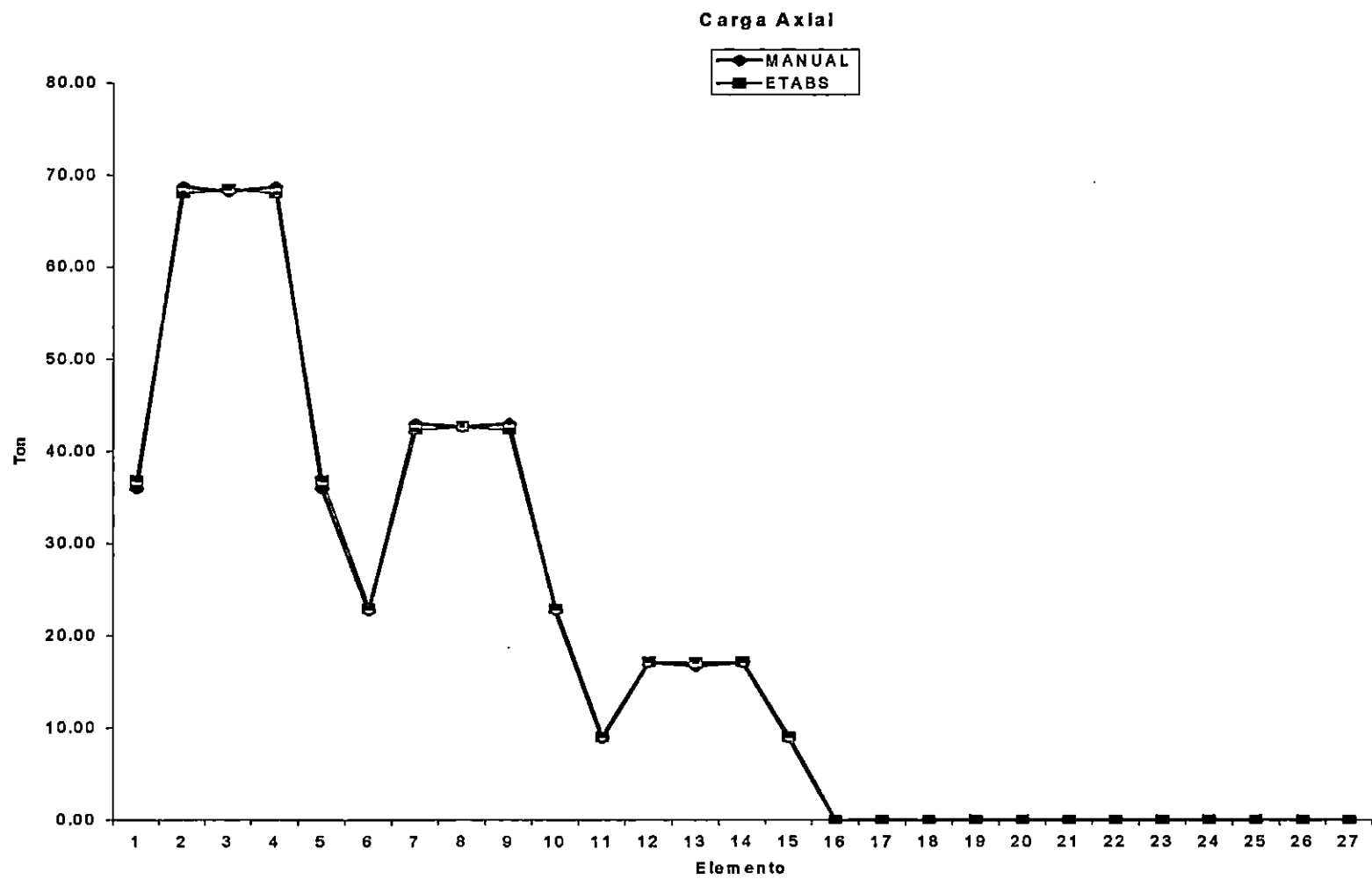


Figura 3.13a

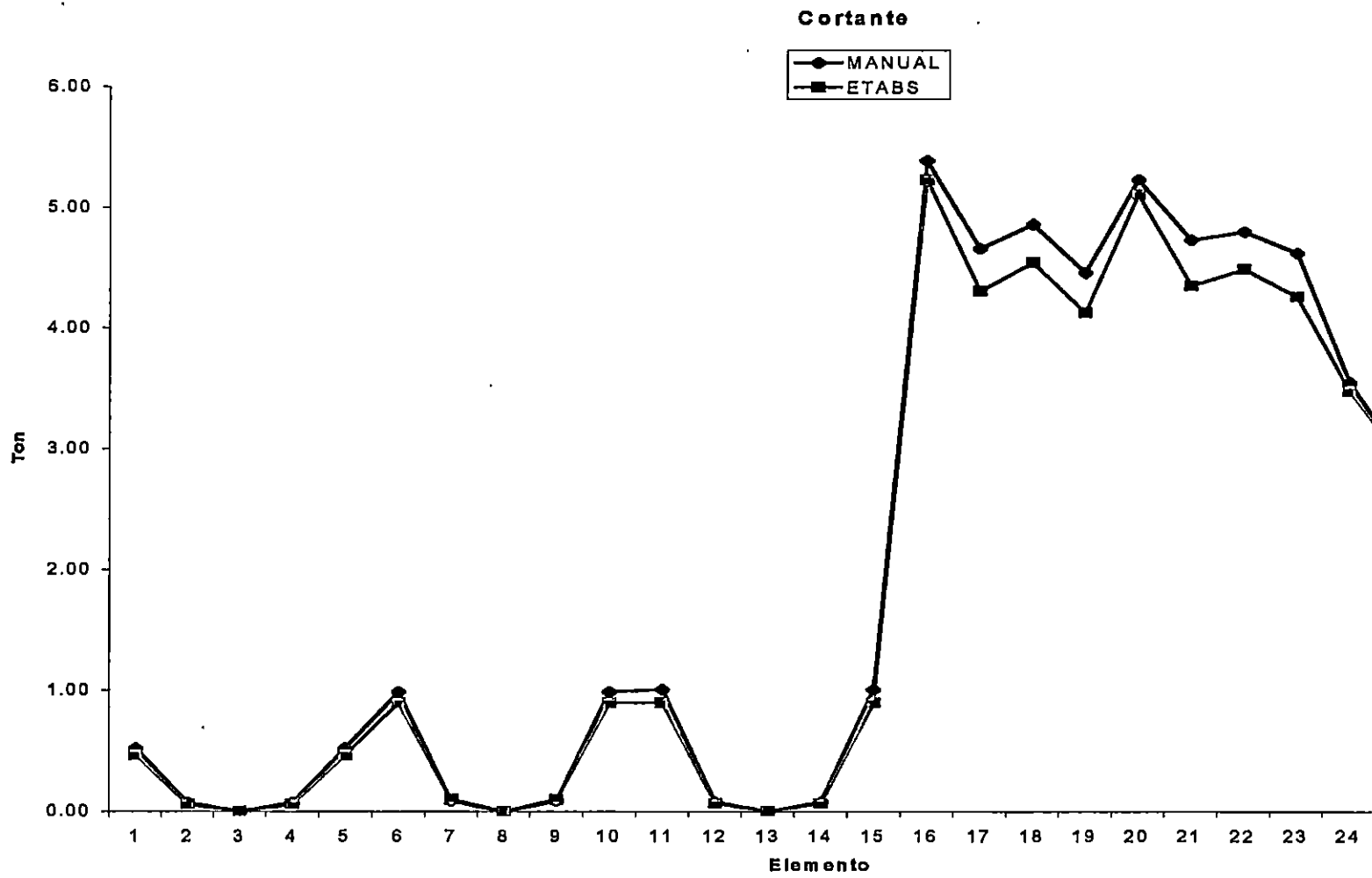


Figura 3.13b

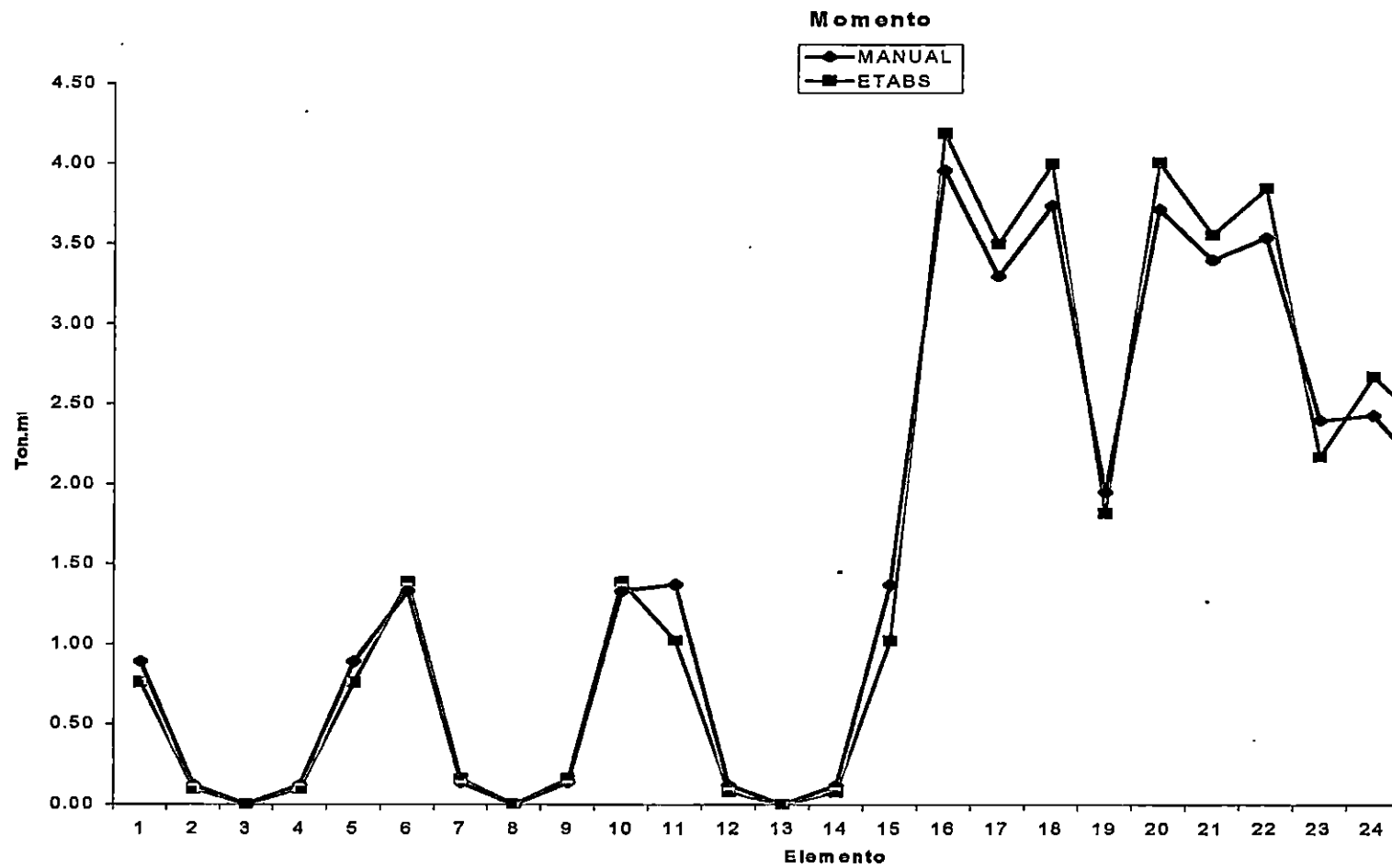


Figura 3.13c

ELEMENTO	MARCO 2X CONDICION DE GRAVEDAD + SISMO									
	AXIAL			CORTANTE			MOMENTO			
	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA	DIFERENCIA
1	24.92	25.71	0.79	1.50	1.62	0.12	2.44	3.01	0.57	
2	53.27	52.59	0.68	2.39	2.39	0.00	3.27	3.78	0.51	
3	52.47	52.49	0.02	2.24	2.27	0.03	3.14	3.66	0.52	
4	51.59	50.77	0.82	2.28	2.29	0.01	3.18	3.68	0.50	
5	31.61	32.53	0.92	2.30	2.33	0.03	3.19	3.72	0.53	
6	16.11	16.51	0.40	0.15	0.71	0.56	0.88	0.92	0.04	
7	33.02	32.64	0.38	2.06	2.06	0.00	2.74	2.32	0.42	
8	32.67	32.76	0.09	1.87	1.88	0.01	2.52	2.15	0.37	
9	32.31	31.84	0.47	1.93	1.90	0.03	2.59	2.16	0.43	
10	19.28	19.76	0.48	2.06	2.08	0.02	2.82	2.42	0.40	
11	6.59	6.75	0.16	0.15	0.04	0.11	0.11	0.08	0.03	
12	13.16	13.23	0.07	1.05	1.03	0.02	1.46	1.22	0.24	
13	12.77	13.17	0.40	0.93	0.93	0.00	1.30	1.12	0.18	
14	12.97	13.02	0.05	0.92	0.91	0.01	1.26	1.09	0.17	
15	7.42	7.60	0.18	1.39	1.33	0.06	1.97	1.62	0.35	
16	0.00	0.00	0.00	5.86	5.76	0.10	6.39	6.48	0.09	
17	0.00	0.00	0.00	4.84	4.48	0.36	5.37	5.46	0.09	
18	0.00	0.00	0.00	4.99	4.67	0.32	5.52	5.67	0.15	
19	0.00	0.00	0.00	5.14	4.93	0.21	5.73	5.80	0.07	
20	0.00	0.00	0.00	5.15	5.09	0.06	5.14	5.31	0.17	
21	0.00	0.00	0.00	4.53	4.15	0.38	4.61	4.64	0.03	
22	0.00	0.00	0.00	4.58	4.27	0.31	4.65	4.82	0.17	
23	0.00	0.00	0.00	4.68	4.44	0.24	4.61	4.58	0.03	
24	0.00	0.00	0.00	3.15	3.11	0.04	2.66	2.83	0.17	
25	0.00	0.00	0.00	2.52	2.52	0.00	2.25	2.48	0.23	
26	0.00	0.00	0.00	2.65	2.63	0.02	2.50	2.69	0.19	
27	0.00	0.00	0.00	2.70	2.52	0.18	1.91	1.84	0.07	
		MAX DIF =	0.92		MAX DIF =	0.56		MAX DIF =	0.57	

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

Tabla 3.13

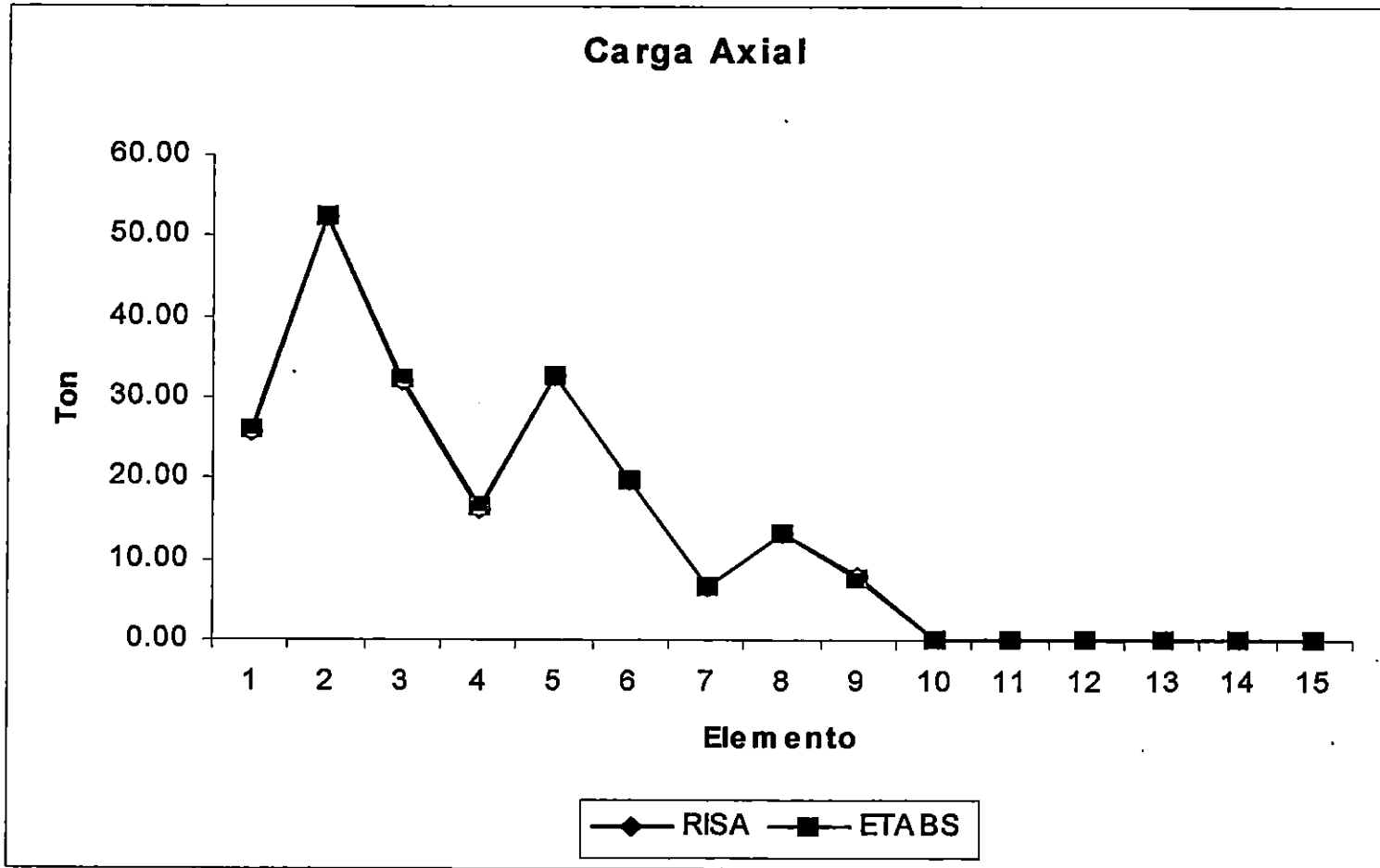


Figura 3.14 a

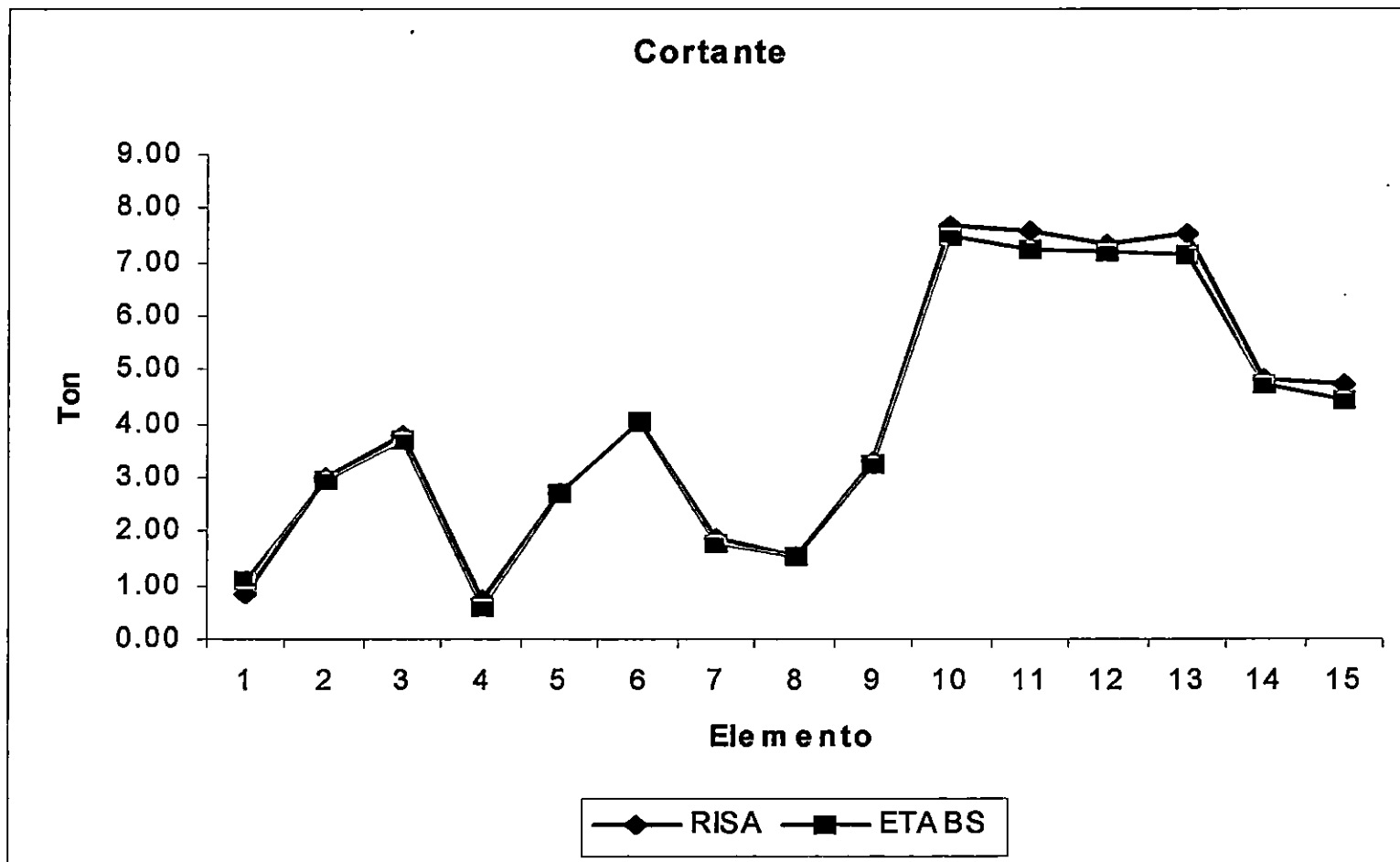


Figura 3.14 b

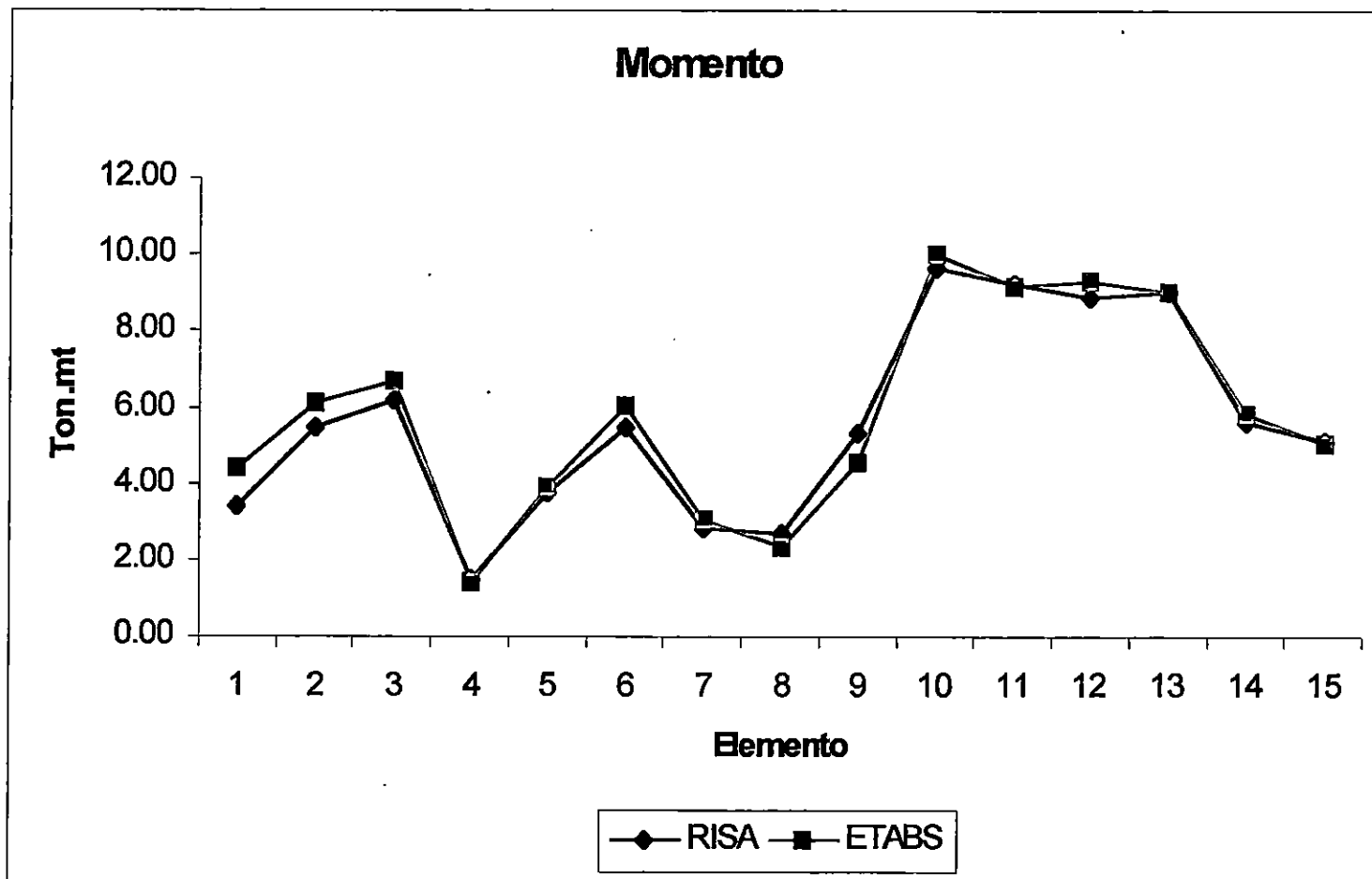


Figura 3.14 c

MARCO 2X DESPLAZAMIENTOS POR CARGA LATERAL

DESPLAZAMIENTOS (X)			
NODO	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.49	0.51	0.02
7	0.49	0.51	0.02
8	0.49	0.51	0.02
9	0.49	0.51	0.02
10	0.49	0.51	0.02
11	0.94	1.00	0.06
12	0.94	1.00	0.06
13	0.94	1.00	0.06
14	0.94	1.00	0.06
15	0.94	1.00	0.06
16	1.16	1.25	0.09
17	1.16	1.25	0.09
18	1.16	1.25	0.09
19	1.16	1.25	0.09
20	1.16	1.25	0.09
MAX DIF =			0.09

Unidades : cm

Tabla 3.14

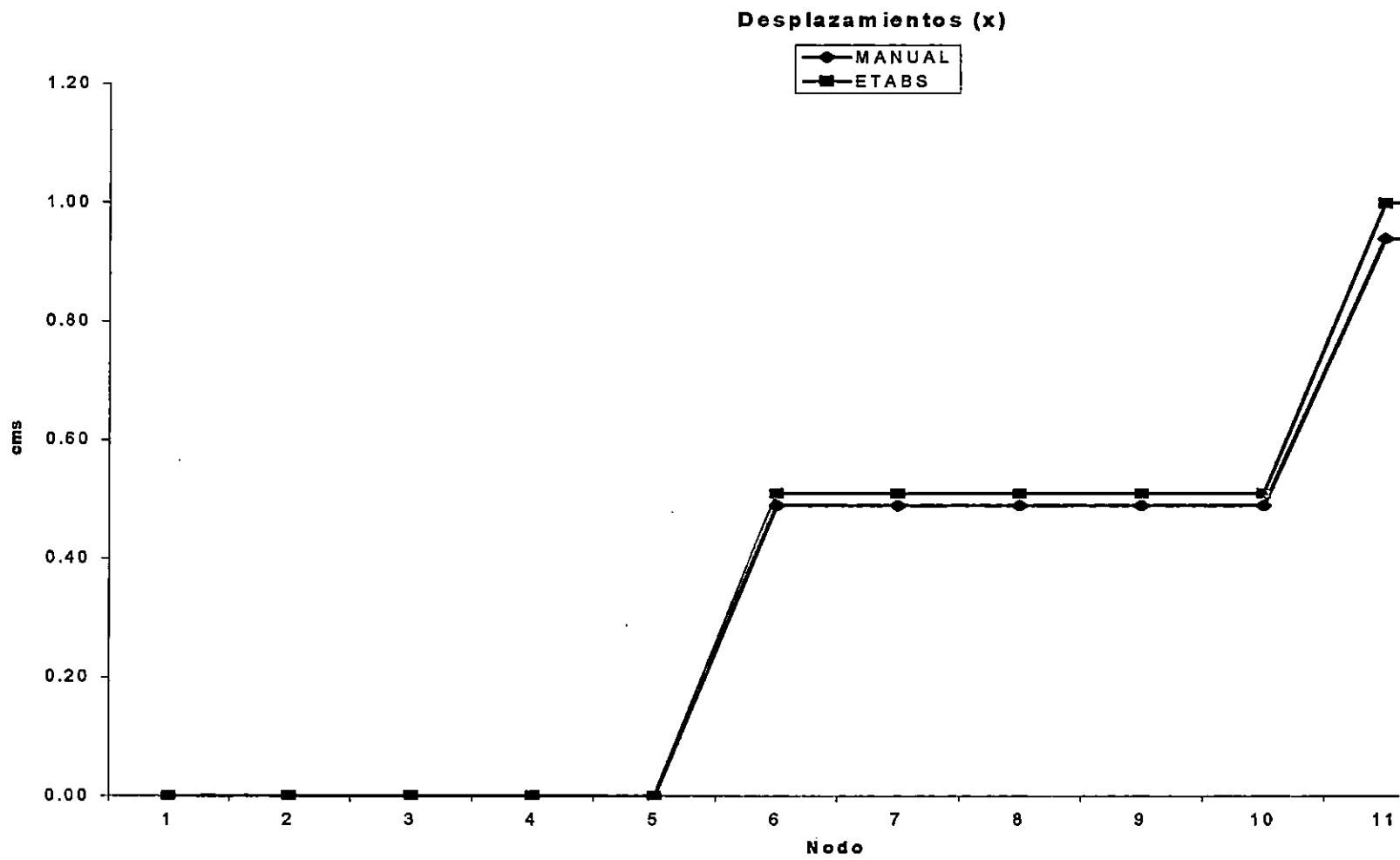


Figura 3.15

MARCO 3Y CONDICION DE GRAVEDAD

ELEMENTO	AXIAL			CORTANTE			MOMENTO		
	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA A	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA
1	36.50	36.41	0.09	1.89	1.68	0.21	3.21	2.94	0.27
2	68.76	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	8.98	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.mt)

Tabla 3.15

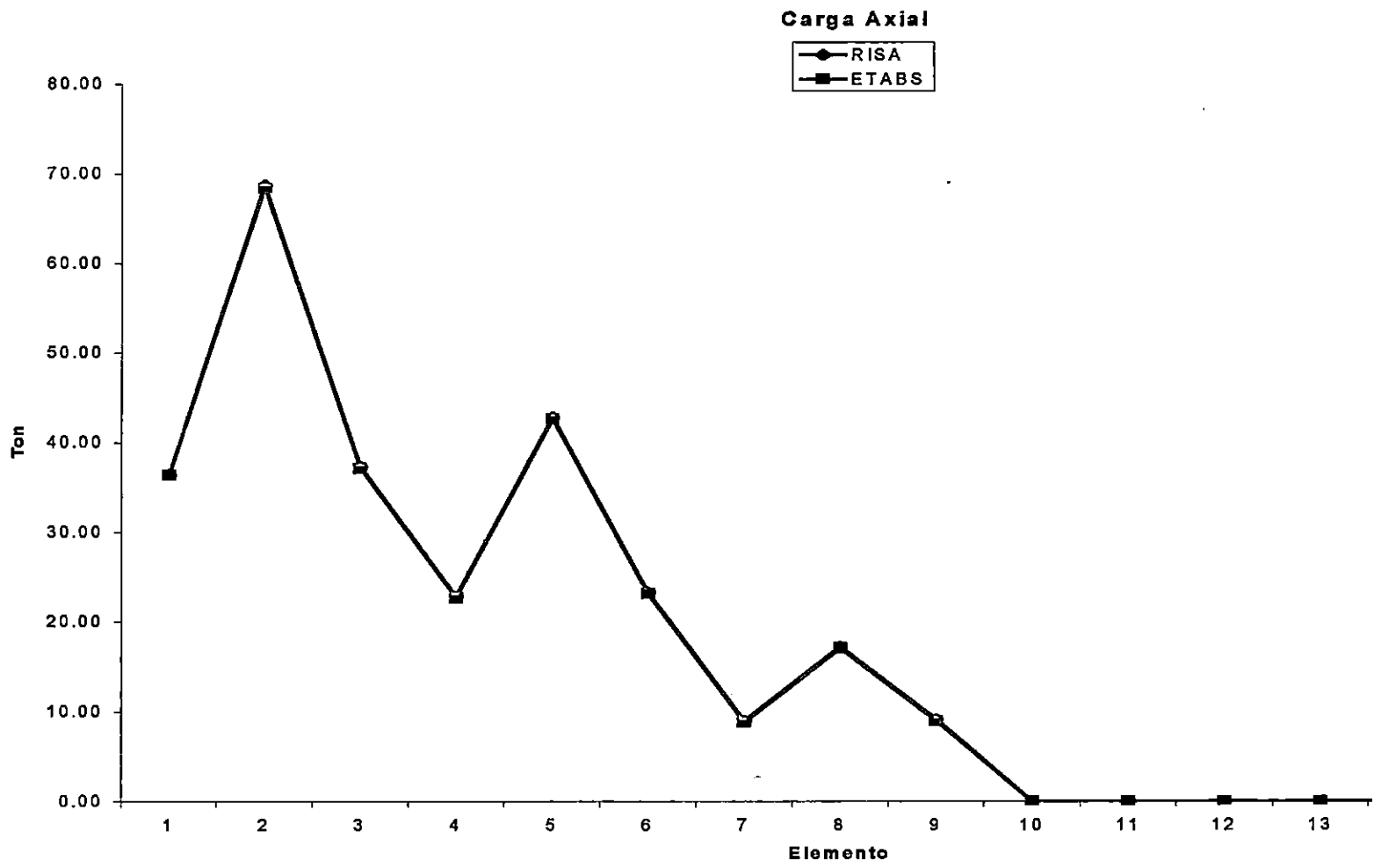


Figura 3.16a

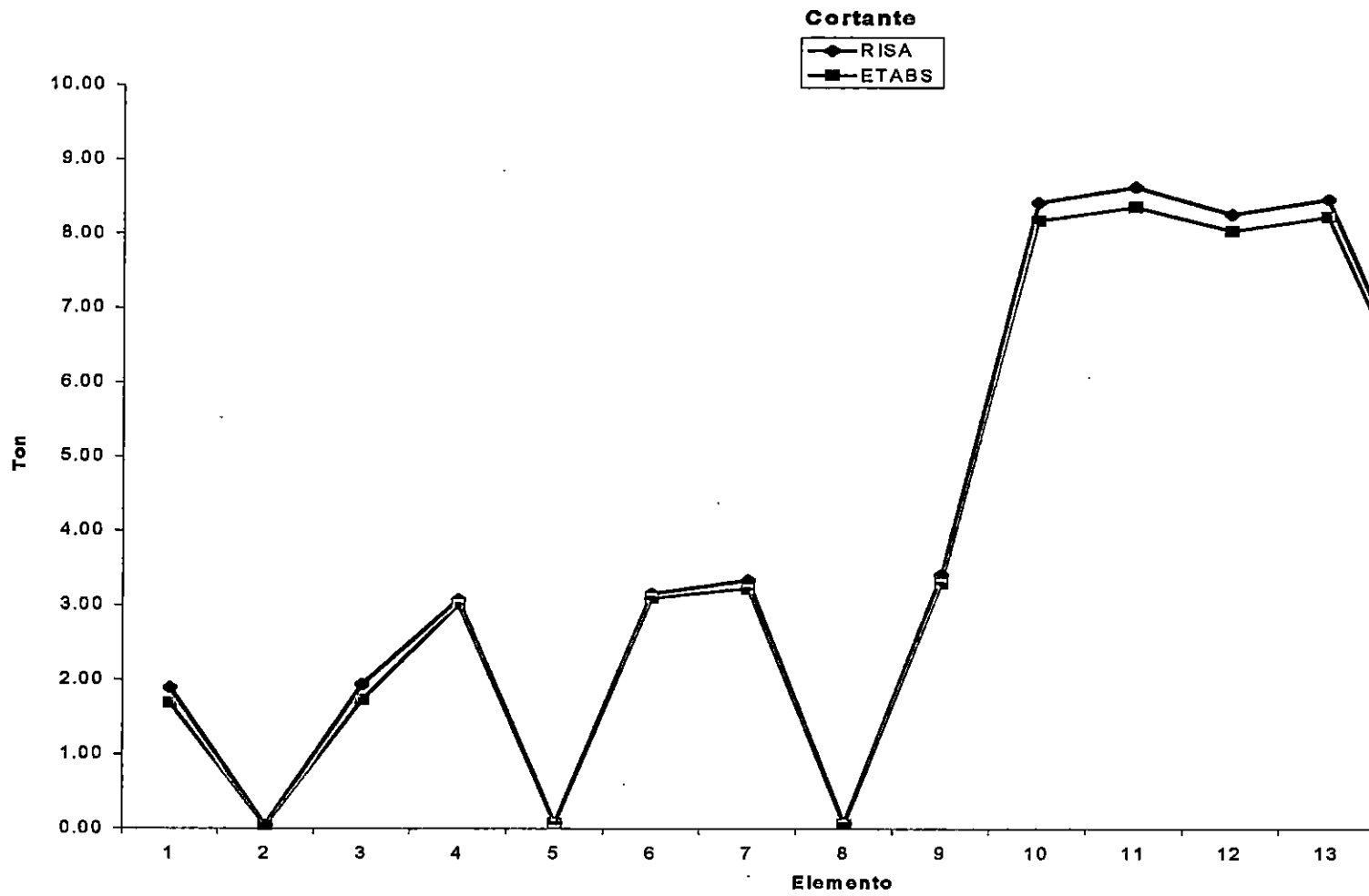


Figura 3.16b

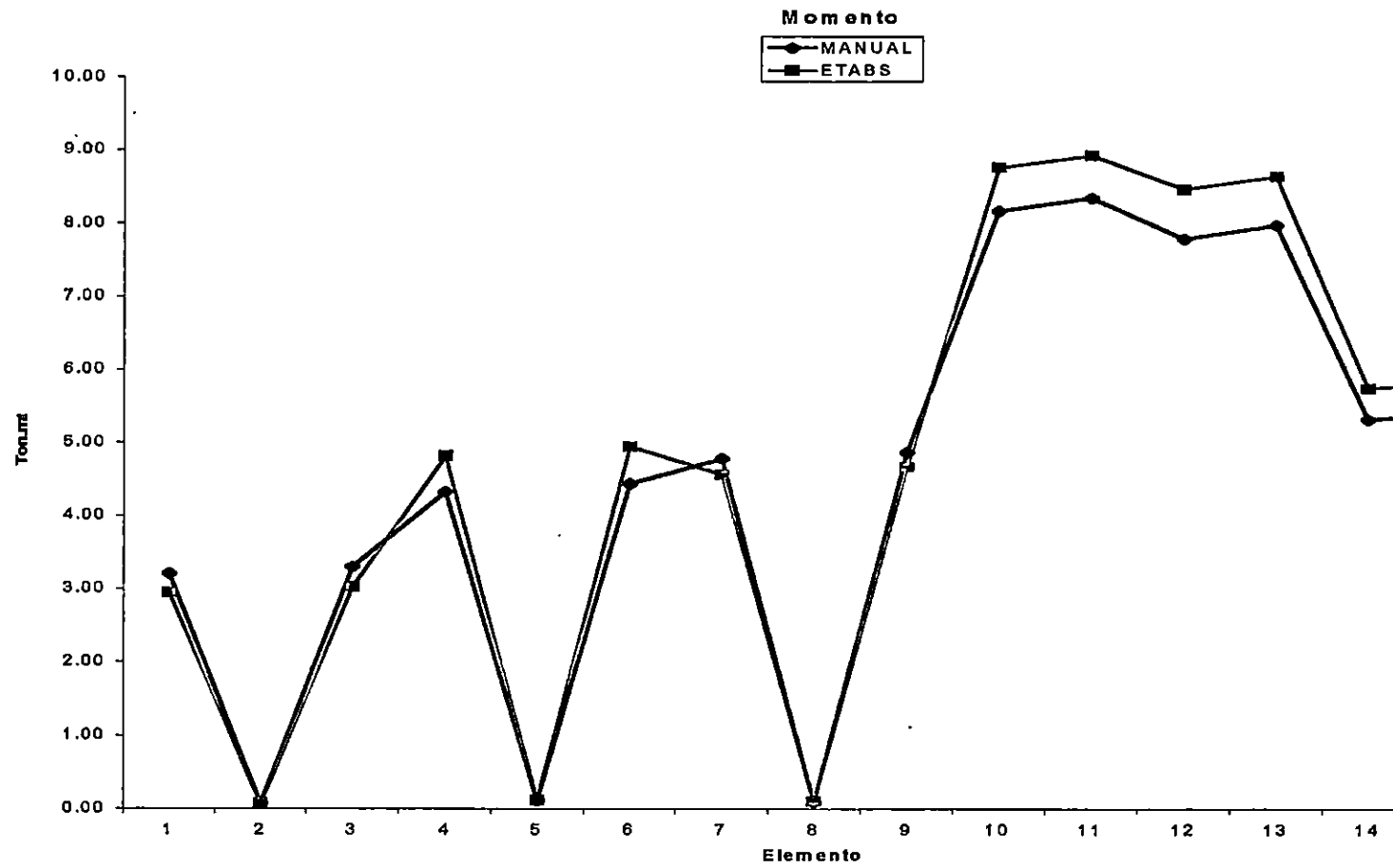


Figura 3.16c

MARCO 3Y CONDICION DE GRAVEDAD+SISMO

ELEMENTO	AXIAL			CORTANTE			MOMENTO		
	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA
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 3.16

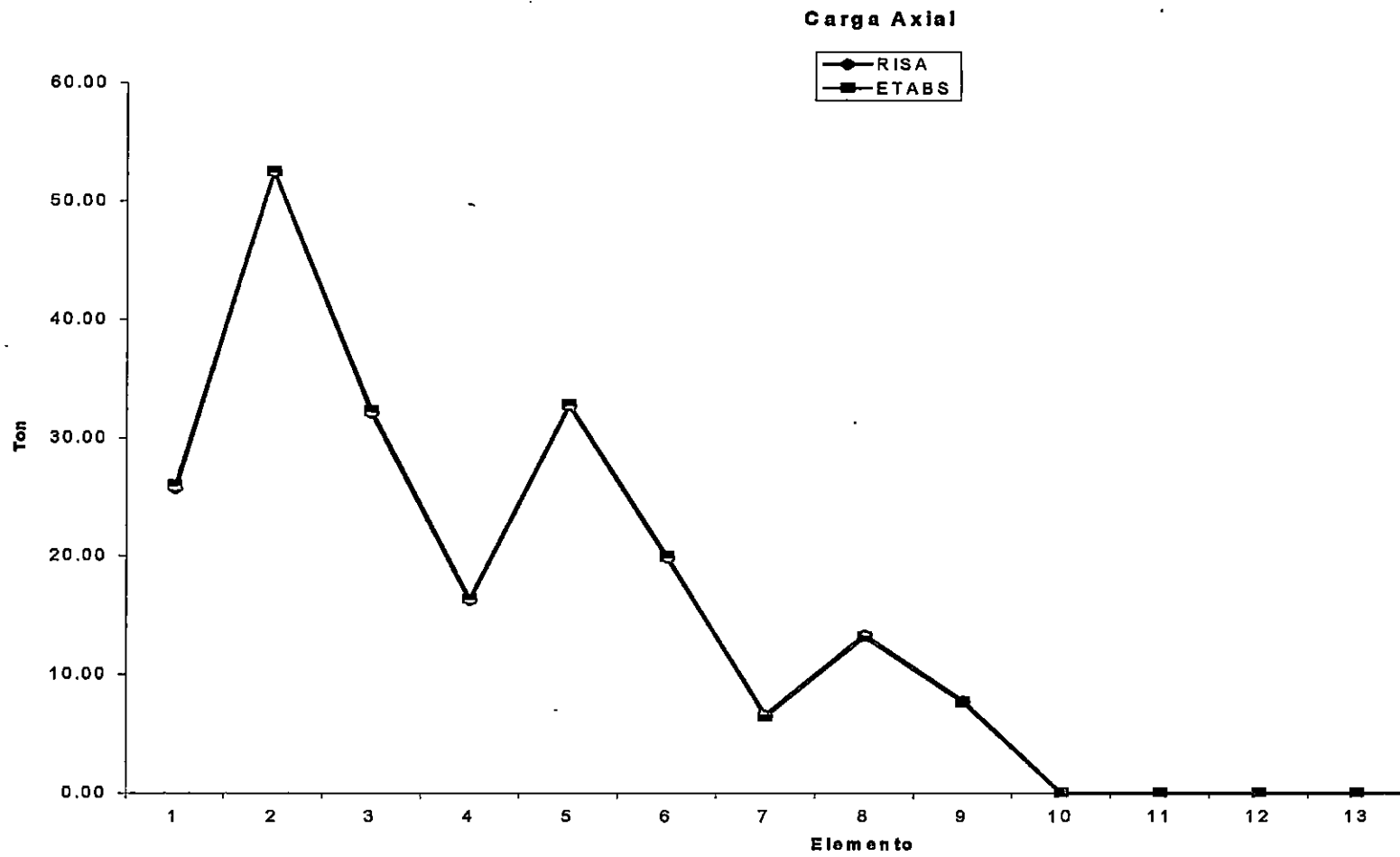


Figura 3.17 a

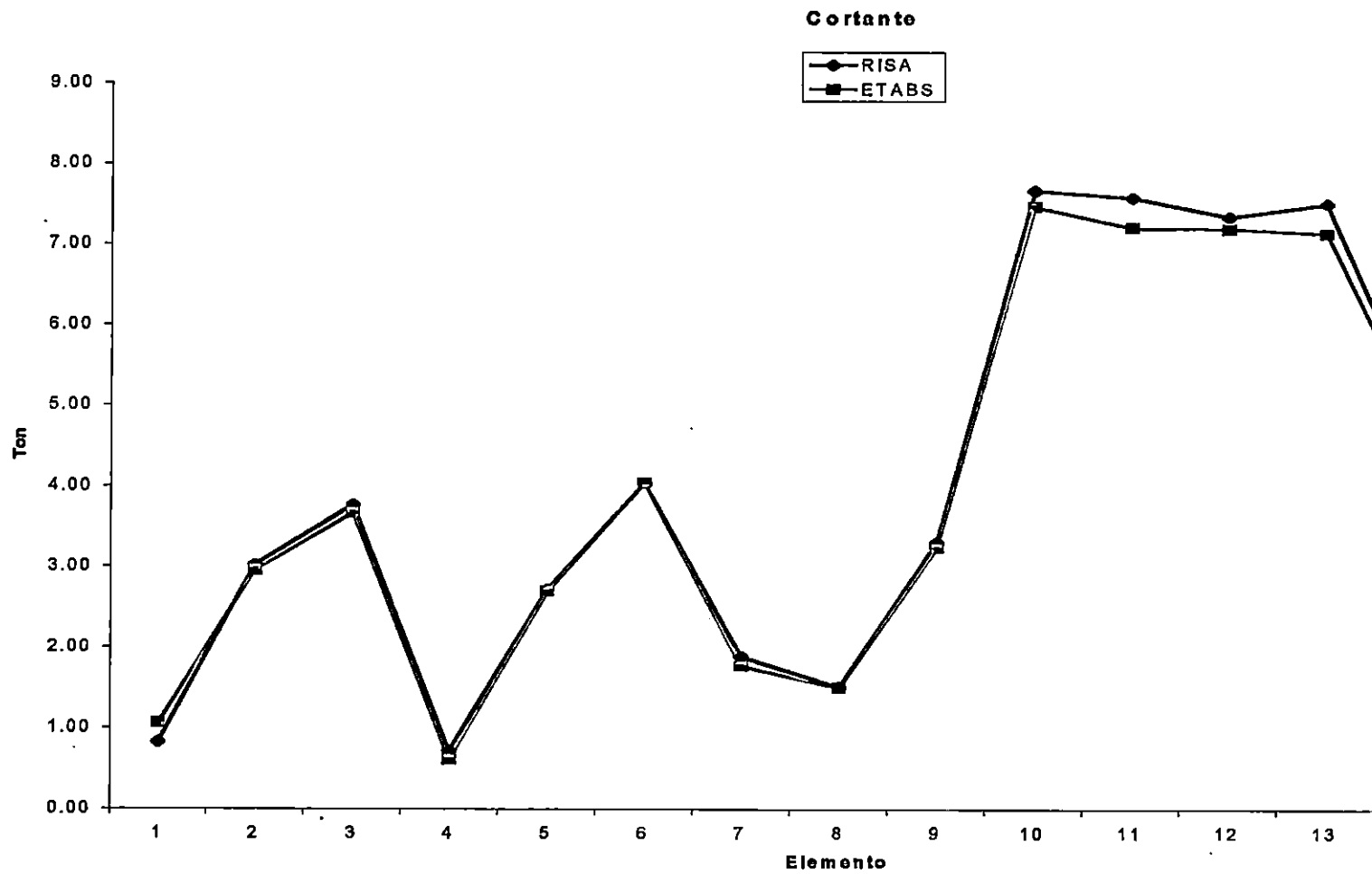


Figura 3.17 b

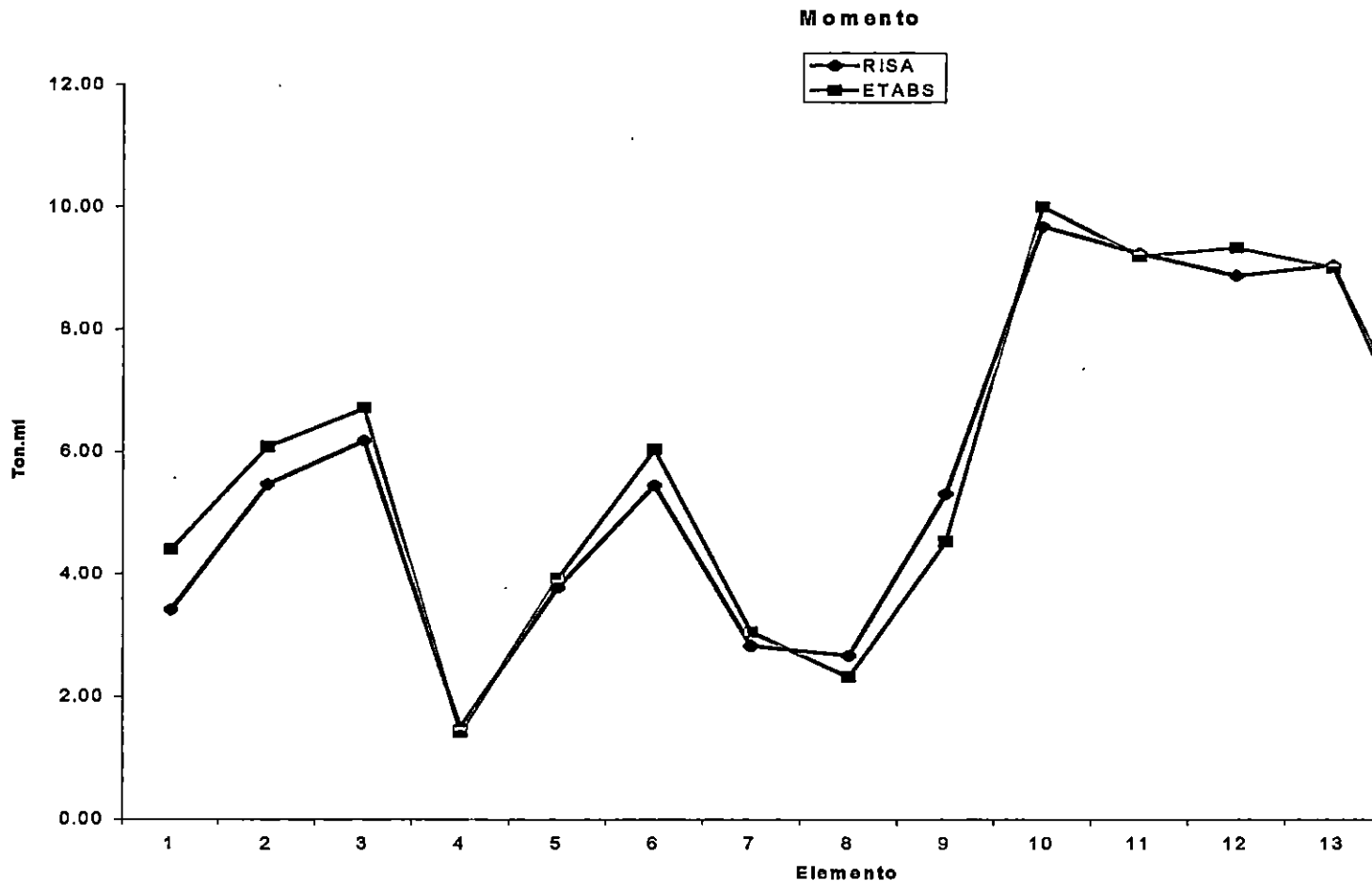


Figura 3.17 c

MARCO 3Y DESPLAZAMIENTOS POR CARGAS LATERALES

NODO	DESPLAZAMIENTOS (Y)		
	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA
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
MAX DIF =			0.05

Unidades : cms

Tabla 3.17

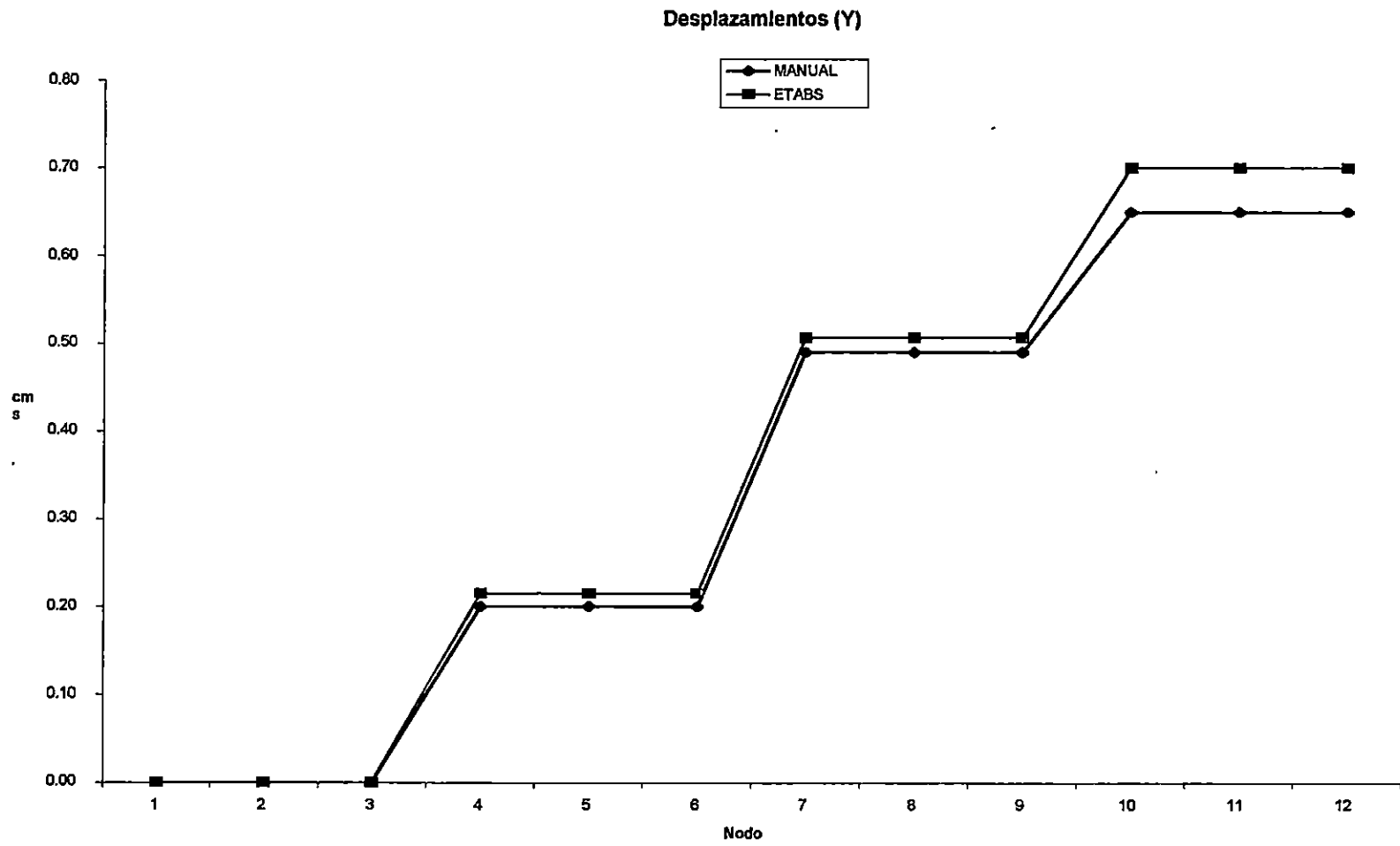


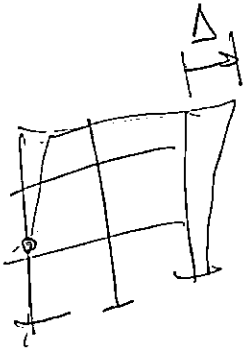
Figura 3.18

CARGAS LATERALES

FUERZA EN X				FUERZA EN Y			
NIVEL	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA	NIVEL	MANUAL	ETABS	DIFERENCIA
1	6.66	6.54	0.12	1	7.90	7.79	0.11
2	13.08	13.08	0.01	2	15.52	15.58	0.06
3	12.41	12.38	0.02	3	14.71	14.75	0.04
MAX DIF =			0.12	MAX DIF =			0.11

Unidades : Ton

Tabla 3.18



$$\Delta y = ? \quad (d = 3.3209)$$

3.6 CACULO DE LA DUCTILIDAD GLOBAL Y RESISTENCIA DEL EDIFICIO DE CALIBRACION, METODO 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 limites:

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 (α)

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.

Quando 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 (α_{ult}) del marco 2x es:

$$\alpha_{ult}=3.8383$$

y la ductilidad global es:

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

De igual forma se calculó los parámetros de ductilidad y resistencia para el marco del eje 3 en la dirección Y- Y, de lo cual se obtuvieron los siguientes resultados:

El desplazamiento en el último entrepiso cuando aparece la primera rótula plástica en el marco3Y (desplazamiento de fluencia) es de 5.34 cm y para cuando se alcanza el colapso el desplazamiento es $du=11.65$ cm,

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

$$\alpha_{ult}=10.205$$

y la ductilidad global es:

$$Dg = \frac{du}{dy} = \frac{11.65}{5.34} = 2.18$$

En las figuras 3.19 y 3.20 se presentan de forma detallada los mapas de las articulaciones para los marcos 2y y 3y respectivamente.

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

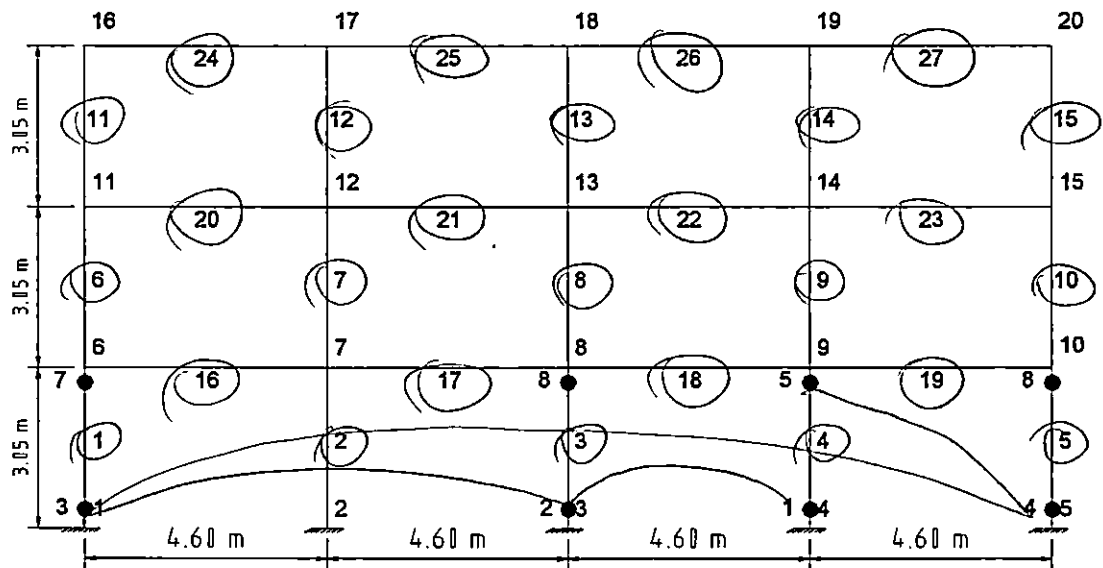


Figura 3.19

Desplazamiento de Fluencia = 3.924 cm
 Desplazamiento de colapso = 7.4829 cm
 Ductilidad global = 1.906
 Resistencia = 3.8383

$$\mu_G = \frac{7.4829}{3.924} = 1.906$$

$$\alpha_{ult} = 3.8383$$

ANALISIS ESTATICO PUSH-OVER
 MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS MARCO 3 EN LA DIRECCION Y - Y

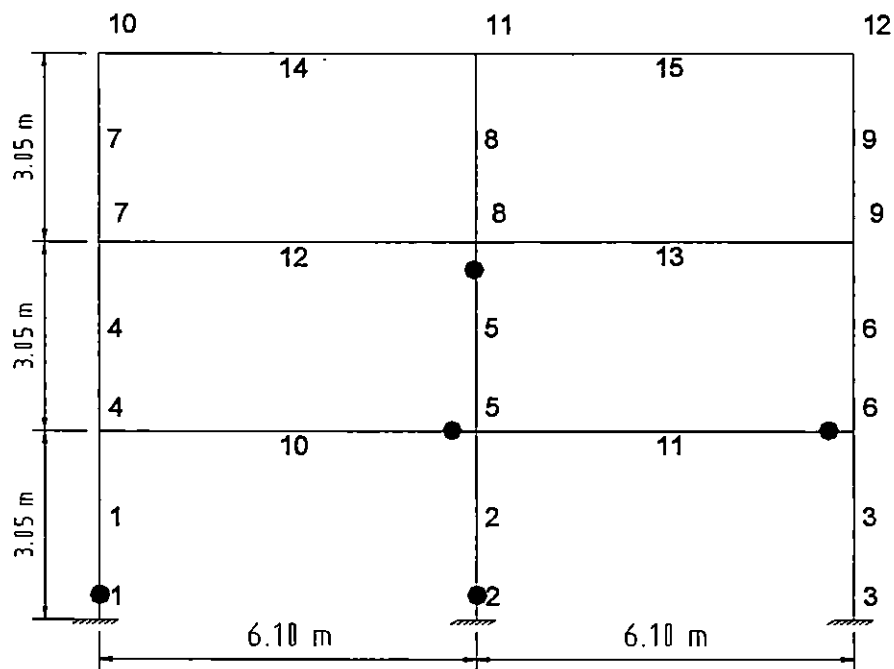


Figura 3.20

Desplazamiento de Fluencia = 5.34 cm
 Desplazamiento de colapso = 11.65 cm
 Ductilidad global = 2.18
 Resistencia = 10.205

3.7 CACULO DE LA DUCTILIDAD LOCAL Y RESISTENCIA DEL EDIFICIO DE CALIBRACION, METODO NO LINEAL PASO A PASO

Para éste cálculo se hace necesario conocer la ductilidad que ofrece la sección solamente por sus propiedades geométricas, así como también la ductilidad global que tiene el edificio (hasta llegar al colapso).

La ductilidad ofrecida por un elemento estructural determinado se define como: el cociente entre el giro de fluencia y el giro último que puede soportar la sección.

Como para el marco 2x las rótulas plásticas aparecen solamente en las columnas, las propiedades que se utilizaran serán las del perfil W14X82 que corresponde a las columnas de todo el modelo de calibración.

Para la W14X82 las propiedades son las siguientes:

$$A=24.1\text{plg}^2$$

$$d=14.31\text{plg}$$

$$b=b_w=10.13\text{plg}$$

$$S=29.3\text{plg}^3$$

$$t_w=0.51\text{plg}$$

$$h/t_w=22.4$$

$$I=148\text{plg}^4$$

$$E=29000\text{ksi}$$

$$\text{Por lo que } h=11.42\text{plg}$$

$$F_y=36\text{ksi}$$

La ductilidad que ofrece la sección se determino de la siguiente forma:

Encontrando los momentos de fluencia y último

$$M_y = S F_y = 29.3\text{plg}^3 \times 36\text{ksi} = 1054.8\text{kips-plg}$$

$$M_u = \phi Z F_y = 0.9 \times 44.8\text{plg}^3 \times 36\text{ksi} = 1612.8\text{kips-plg}$$

La curvatura de fluencia es

$$\Phi_y = \frac{My}{EI} = \frac{1054.8}{29000 * 148} = 2.46 \times 10^{-4} \text{ plg}^{-1}$$

Definiendo giro de fluencia como: el cociente entre la curvatura de fluencia entre el peralte del elemento multiplicado por 2. Con lo cual se obtuvo un giro de fluencia de 1.81737×10^{-3} y tomando un giro ultimo de 0.02. La ductilidad ofrecida por la sección W14X82 es:
La ductilidad la estamos encontrando como el cociente del giro ultimo y el giro de fluencia.

$$Dofr = \frac{\Phi}{\Phi_y} = \frac{2.00 \times 10^{-2}}{1.81737 \times 10^{-3}} = 11.00$$

La ductilidad local demandada se define, como el cociente entre el giro de las secciones de cada elemento cuando la estructura alcanza el colapso (Kult), sobre el giro de fluencia de cada sección de los elementos.

$$\text{Dem. duct.} = \text{Kult} / \text{Kfluencia}$$

El balance de ductilidad es la diferencia entre la ductilidad ofrecida por el miembro y la ductilidad demandada por el mismo.

Cuando el balance de ductilidad es positivo nos indica que el elemento todavía tiene reservas de ductilidad y cuando es negativo nos indica que el elemento requiere más ductilidad para resistir el sismo de diseño. Además un balance de ductilidad es cero nos indica que el elemento resiste exactamente el sismo de diseño.

En la tabla siguiente se presenta en forma resumida los cálculos realizados.

Tabla 2.19 RESUMEN DE LA DUCTILIDAD DEMANDADA, OFRECIDA Y EL
BALANCE DE DUCTILIDAD

Elem.	Nodo	Mom. Fy.	Mom.max.	K.fluencia	Kult	Duct.dem	Duct.ofre	Balance
1	i	-	-	-	-	-	11.00	1.61
2	i	1.22E+03	1.22E+03	2.09E-04	3.67E-04	1.76	11.00	9.24
3	i	-	-	-	-	-	11.00	1.61
4	i	1.22E+03	1.22E+03	2.10E-04	3.68E-04	1.75	11.00	9.25
5	i	-	-	-	-	-	11.00	1.61
6	i	1.21E+03	1.24E+03	4.39E-04	7.73E-03	17.61	11.00	(6.61)
7	i	1.22E+03	1.26E+03	9.74E-04	9.23E-03	9.48	11.00	1.52
8	i	1.22E+03	1.26E+03	7.47E-04	8.88E-03	11.89	11.00	(0.89)
9	i	1.22E+03	1.26E+03	9.75E-04	9.24E-03	9.48	11.00	1.52
10	i	1.21E+03	1.24E+03	4.33E-04	7.72E-03	17.83	11.00	(6.83)
11	i	1.21E+03	1.39E+03	1.17E-03	3.95E-02	33.76	11.00	(22.76)
12	i	1.22E+03	1.42E+03	2.18E-03	4.30E-02	19.72	11.00	(8.72)
13	i	1.23E+03	1.43E+03	1.66E-03	4.18E-02	25.18	11.00	(14.18)
14	i	1.23E+03	1.42E+03	2.19E-03	4.30E-02	19.63	11.00	(8.63)
15	i	1.21E+03	1.39E+03	2.36E-03	3.94E-02	16.69	11.00	(5.69)
1	j	-	-	-	-	-	11.00	1.61
2	j	-	-	-	-	-	11.00	1.61
3	j	-	-	-	-	-	11.00	1.61
4	j	-	-	-	-	-	11.00	1.61
5	j	-	-	-	-	-	11.00	1.61
6	j	1.21E+03	1.23E+03	2.35E-04	4.78E-03	20.34	11.00	(9.34)
7	j	1.22E+03	1.26E+03	7.00E-04	8.98E-03	12.83	11.00	(1.83)
8	j	1.22E+03	1.26E+03	7.44E-04	7.62E-03	10.24	11.00	0.76
9	j	1.22E+03	1.26E+03	7.02E-04	8.99E-03	12.81	11.00	(1.81)
10	j	1.21E+03	1.23E+03	2.22E-04	4.77E-03	21.49	11.00	(10.49)
11	j	1.21E+03	1.39E+03	1.68E-03	4.37E-02	26.01	11.00	(15.01)
12	j	1.22E+03	1.42E+03	2.03E-03	4.37E-02	21.53	11.00	(10.53)
13	j	1.23E+03	1.43E+03	2.04E-03	4.37E-02	21.42	11.00	(10.42)
14	j	1.23E+03	1.42E+03	3.34E-03	4.37E-02	13.08	11.00	(2.08)
15	j	1.21E+03	1.40E+03	3.33E-03	4.37E-02	13.12	11.00	(2.12)

En las figuras 3.21 y 3.22 se presentan de forma detallada los mapas de las articulaciones para los marcos 2y y 3y respectivamente

ANALISIS DINAMICO NO LINEAL PASO A PASO
 UTILIZANDO EL ACELEROGRAMA DEL SISMO DE EL SALVADOR, DEL 10/10/86 REGISTRADO EN I.G.N
 MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS DEL MARCO 2 EN LA DIRECCION X - X

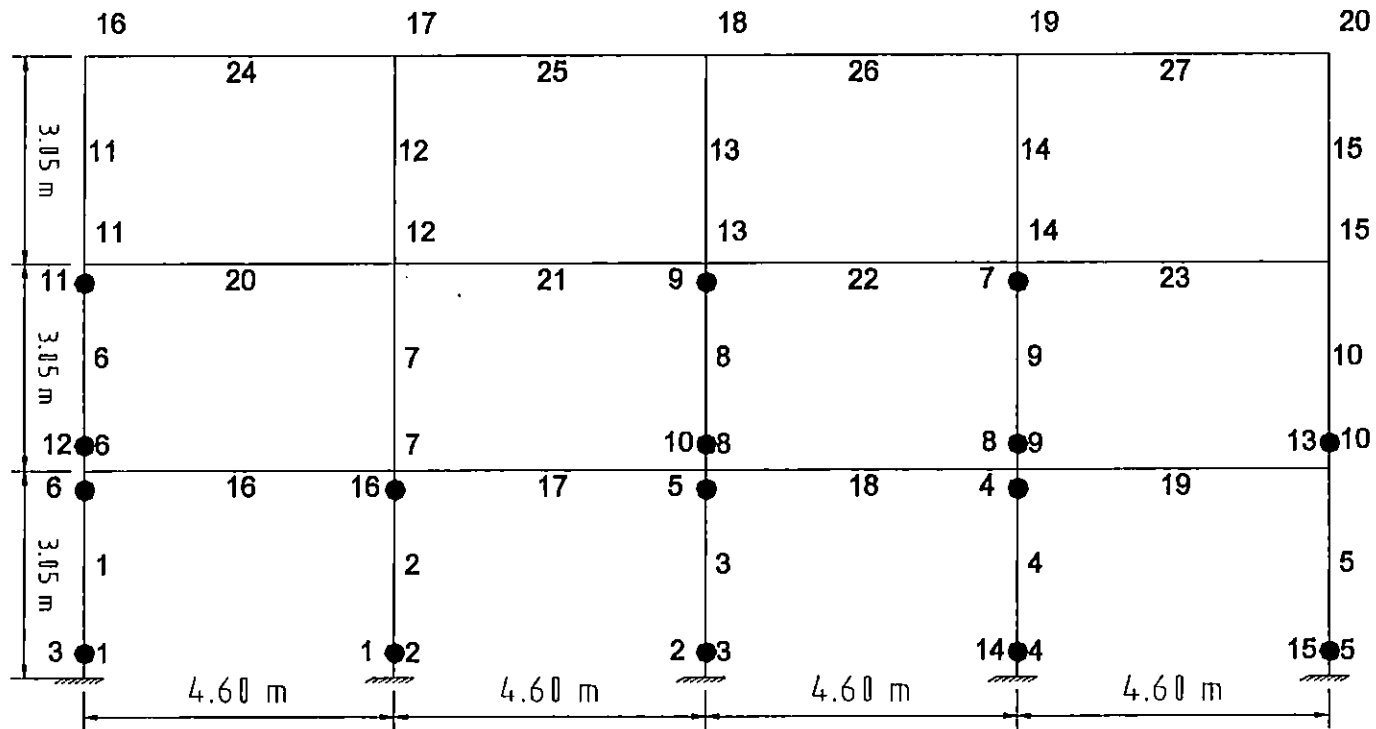


Figura 3.21

ANALISIS NO LINEAL PASO A PASO
 MAPA DE ARTICULACIONES PLASTICAS
 MARCO 3 EN LA DIRECCION Y - Y

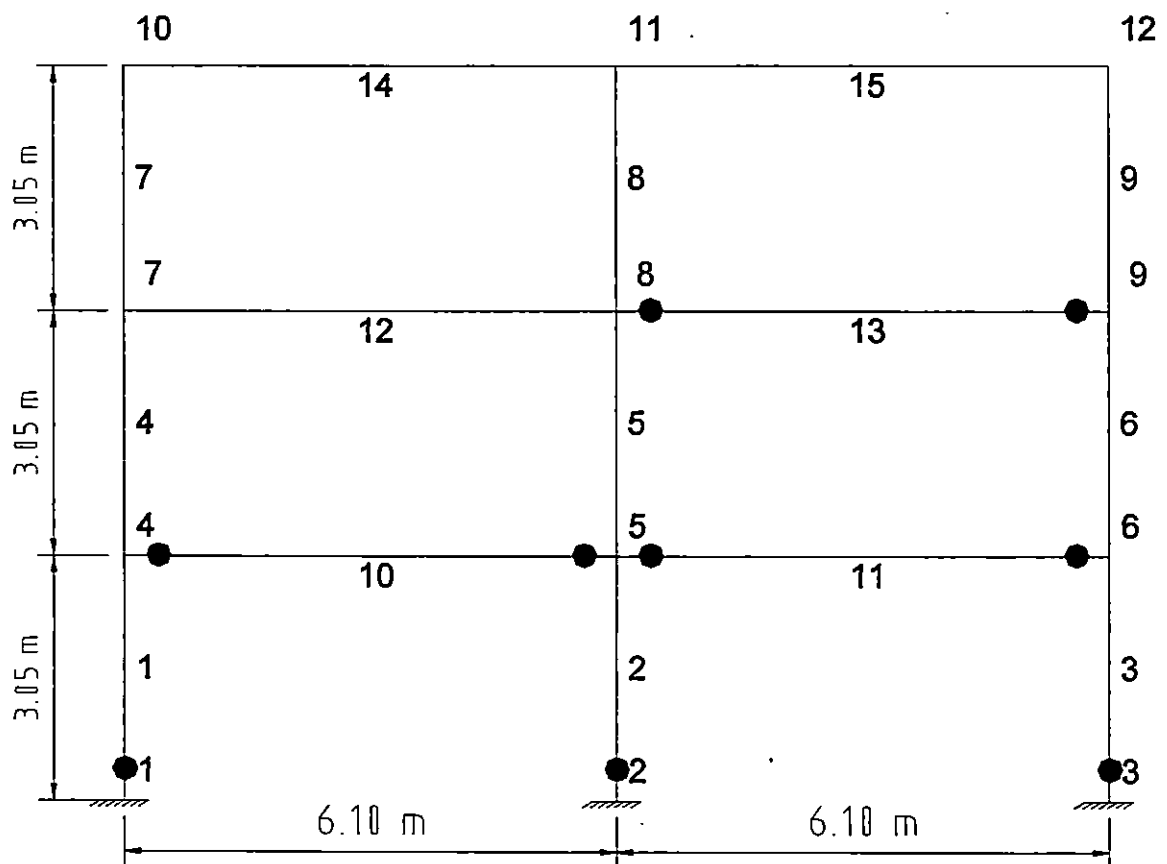


Figura 3.22

CAPITULO 4

ESTUDIO Y APLICACION DE LAS HERRAMIENTAS INFORMATICAS

4.1 GENERALIDADES DEL PROGRAMA ETABS

Son diferentes los tipos de programas que existen para el análisis y diseño de estructuras, uno de los mas conocidos es el programa ETABS, en este se realiza de una manera idealizada el ensamble de vigas, columnas y losas las cuales pueden ser consideradas como rígidas o flexibles. En este programa a diferencia de otros se puede representar o modelar las estructuras en tres dimensiones lo cual permite tener un comportamiento mas real de la estructura que se quiere analizar y diseñar.

Con el programa ETABS se pueden realizar diferentes tipos de análisis (estático, dinámico lineal y de manera muy limitada dinámico no lineal)

Las estructuras que se pueden analizar con este programa pueden tener plantas simétricas, asimétricas, rectangulares y no rectangulares.

Los elementos estructurales que se pueden utilizar para la modelación de una estructura son: Columnas y Vigas.

Rigidizadores Diagonales

Paredes Estructurales

Losas o Diafragmas

Las columnas y vigas pueden ser prismáticas y no prismáticas, además las vigas pueden tener arreglos parciales en los extremos de las conexiones y pueden soportar cargas uniformes, parcialmente uniformes o trapezoidales.

Rigidizadores Diagonales. Estos pueden ser modelados en forma de "A", "X" ó "K" o sistemas diagonales excéntricos.

Paredes Estructurales. Estas pueden ser planas o tridimensionales.

Losas o Diafragmas. Éstos elementos pueden ser rígidos y flexibles, planos o inclinados, de espesor constante o variable, en una o dos direcciones.

En general en las columnas, vigas regidizadores y paredes se consideran incluidos los efectos de deformación por flexión, carga axial y cortante. Todos los elementos son intercompatibles entre cada uno de ellos.

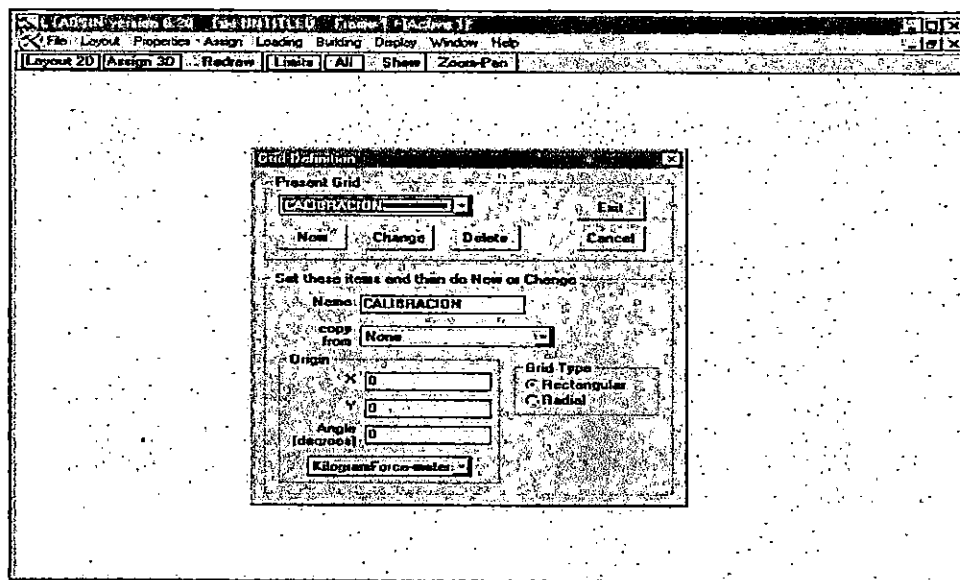
Los efectos de rigidez de las vigas y columnas en un sistema de marco son automáticamente incluidos.

4.2 MANUAL DEL USUARIO

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

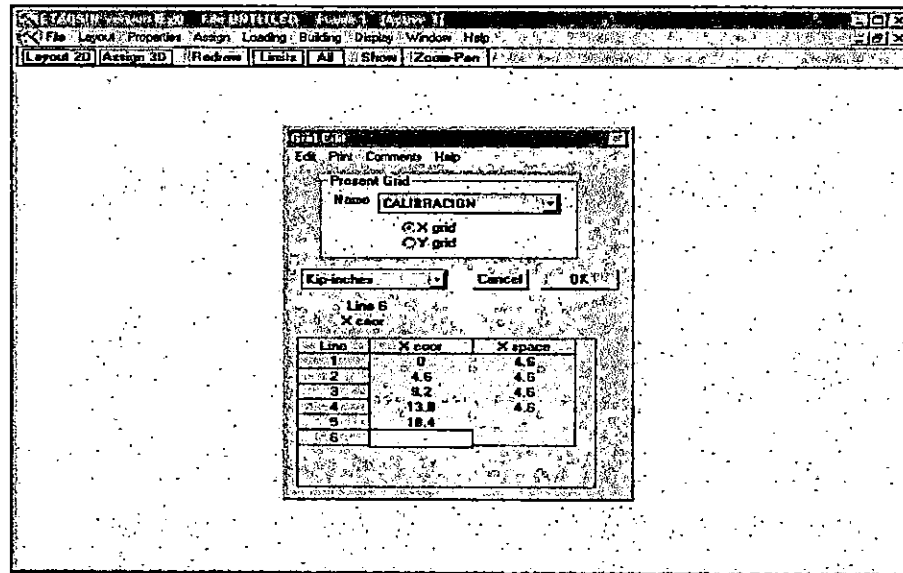
DEFINICION DE GRID ARQUITECTONICA

1. Seleccionar el comando "Layout"
2. Colocar el nombre, el tipo y origen de la grid o malla de trabajo, además el tipo de grid "Rectangular" ó "Radial" y las unidades a utilizar.

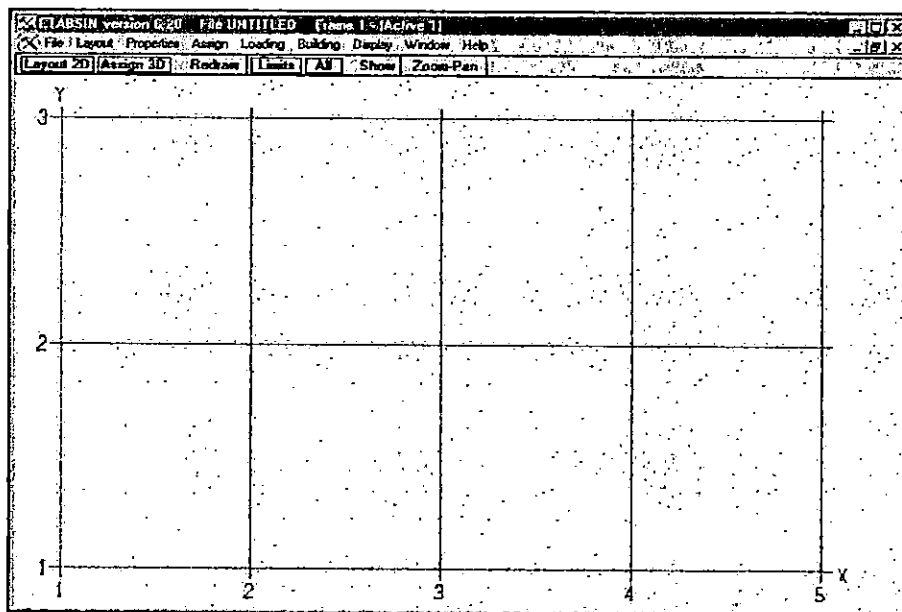


3. Oprimir "Exit"

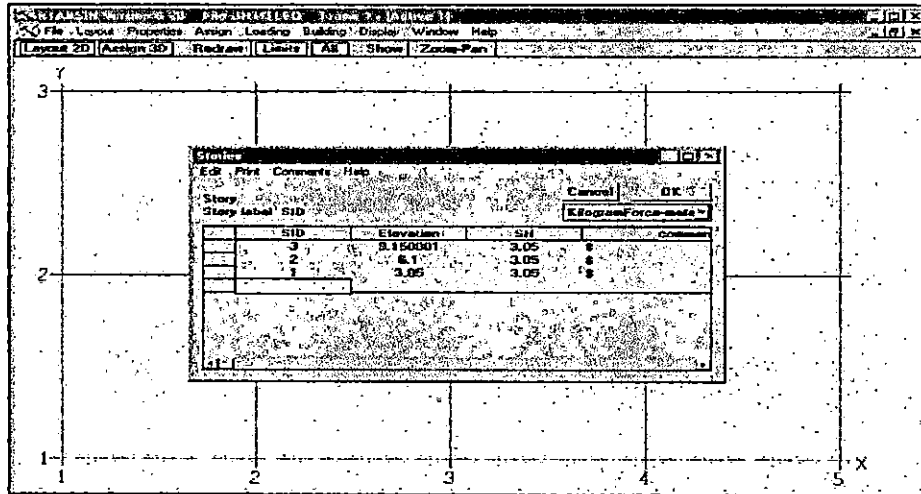
4. Seleccionar "Grid Edit" y definir las coordenadas en la dirección X y Y respectivamente, se debe verificar la unidades de trabajo.



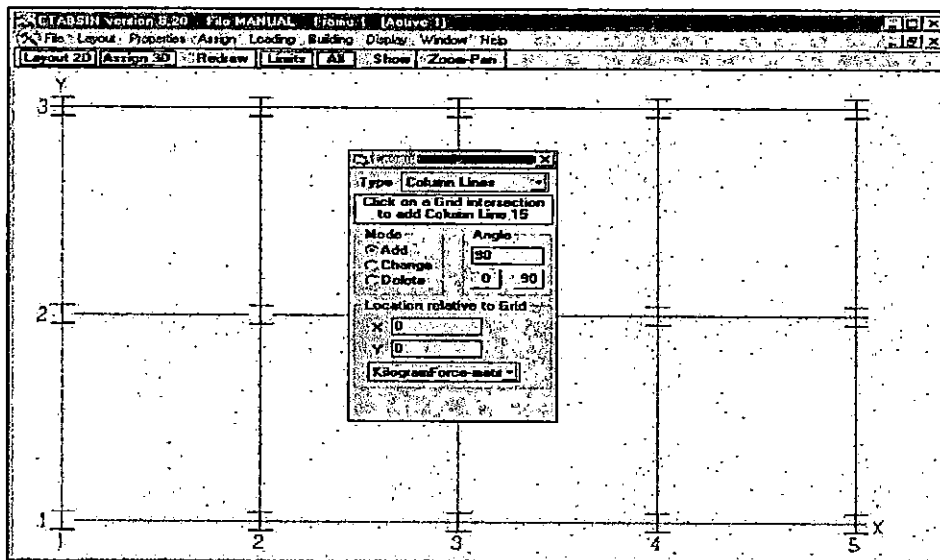
5. Para verificar que la grid o malla es correcta oprimir O.K, de no estar como se espera, repetir el paso anterior.



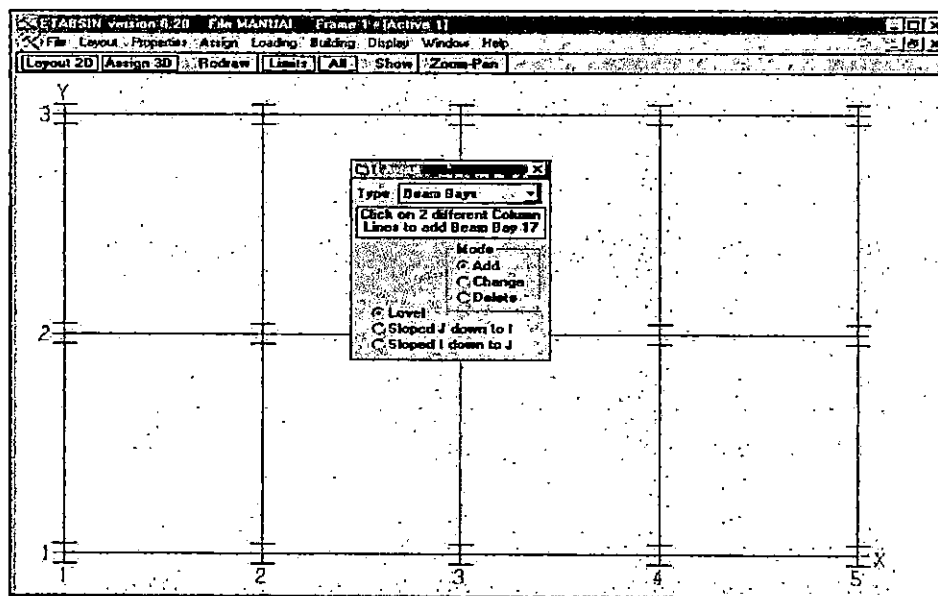
6. Seguidamente siempre desde el comando "Layout" seleccionar "Stories" y definir en SID el nombre (3, 2 y 1) y en SH la altura de entrepiso de cada nivel



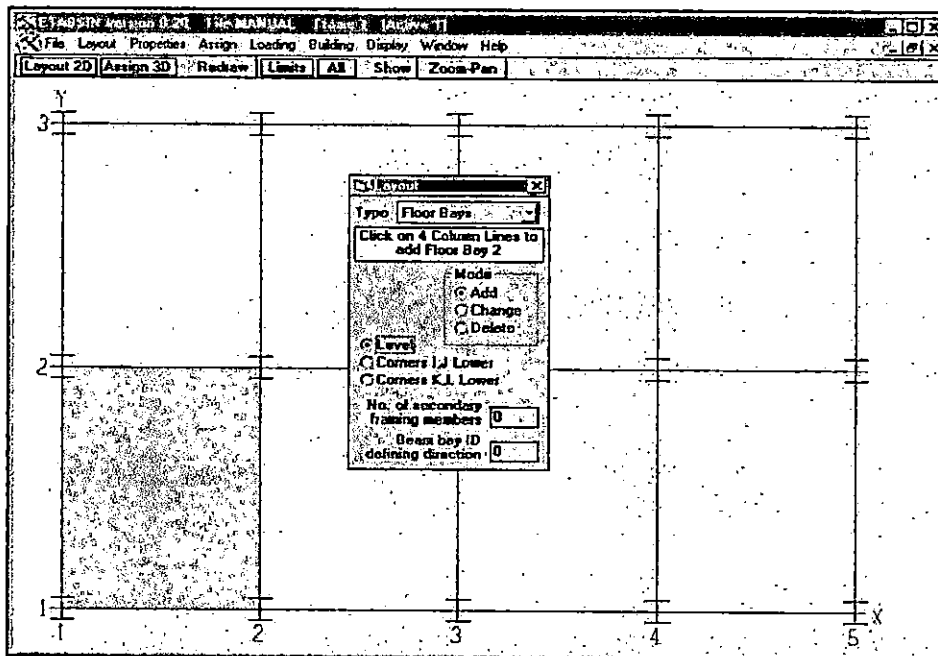
7. Seleccionar "Layout-2D" y establecer las líneas de columnas.



8. Establecer las líneas de vigas

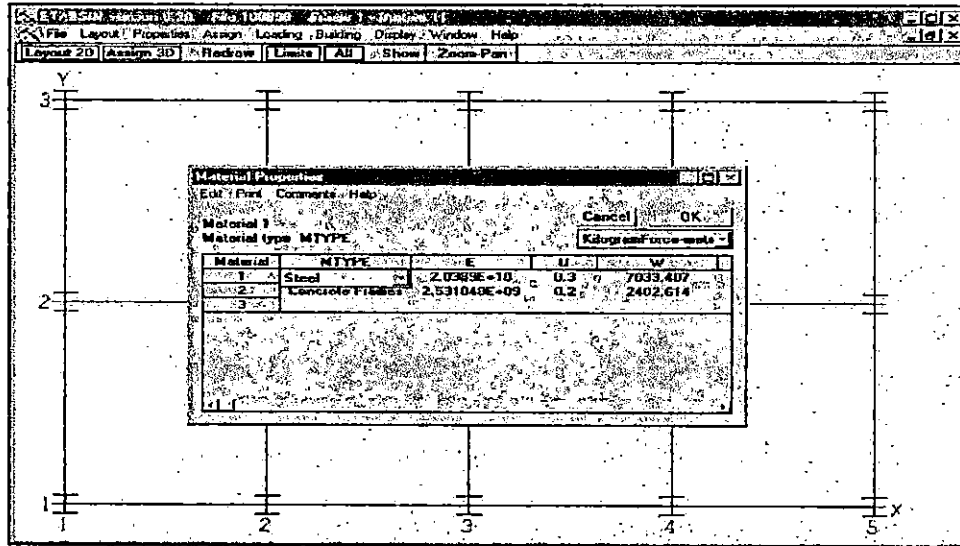


9. Definir los campos o losas



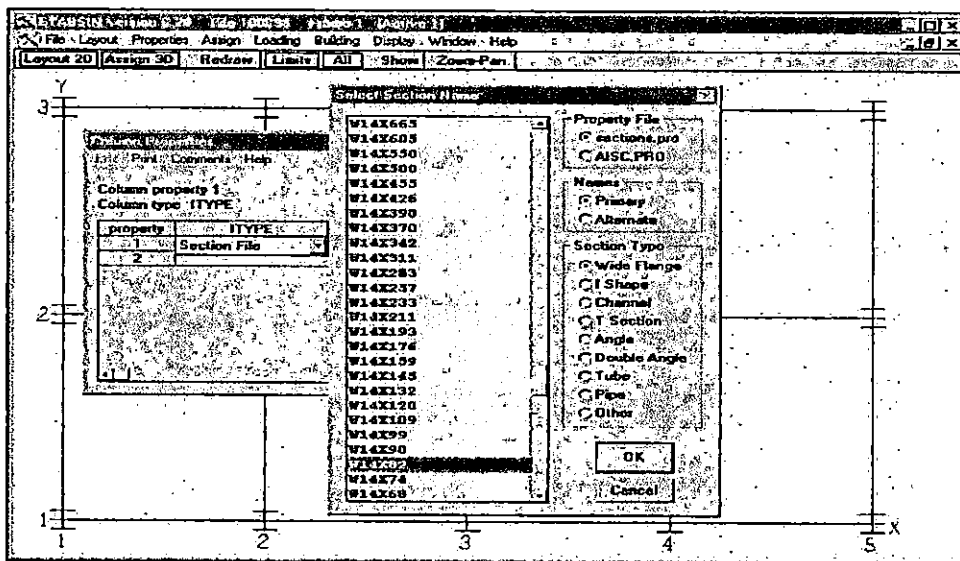
DEFINICION DE LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES QUE SE UTILIZARAN

- Desde el comando "Properties" seleccionar "Material" y establecer de entre las diferentes opciones el tipo de material que se utilizara



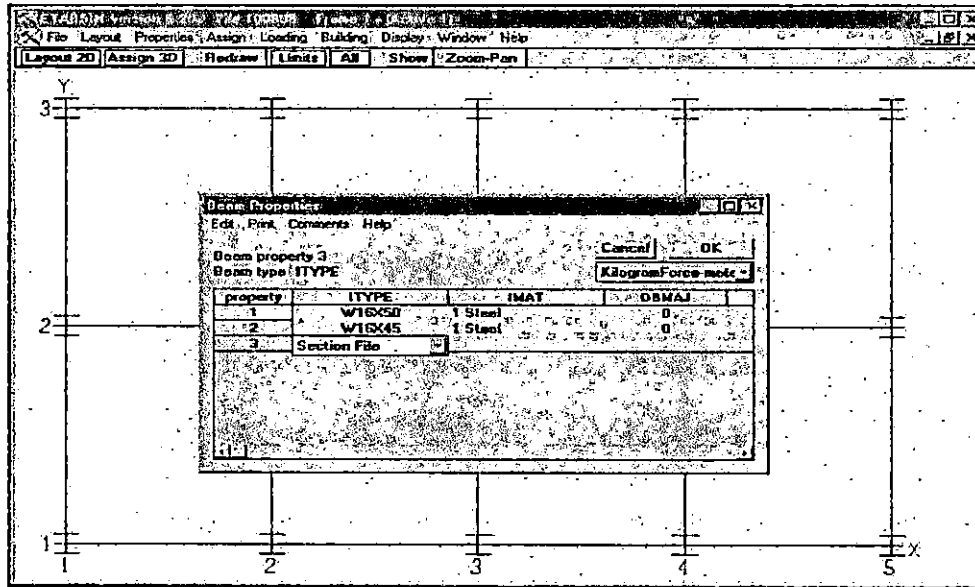
PROPIEDADES DE COLUMNAS

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



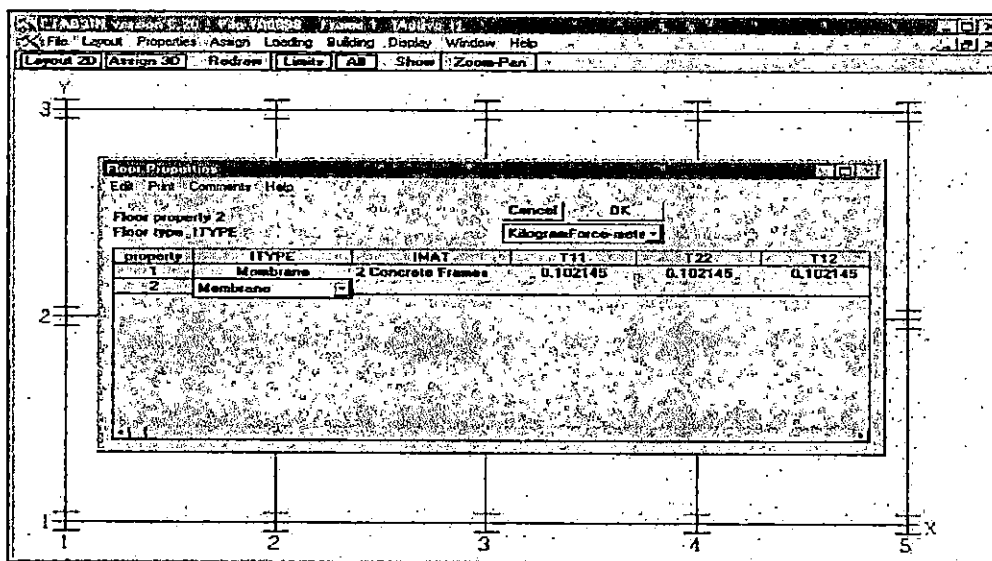
PROPIEDADES DE VIGAS

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



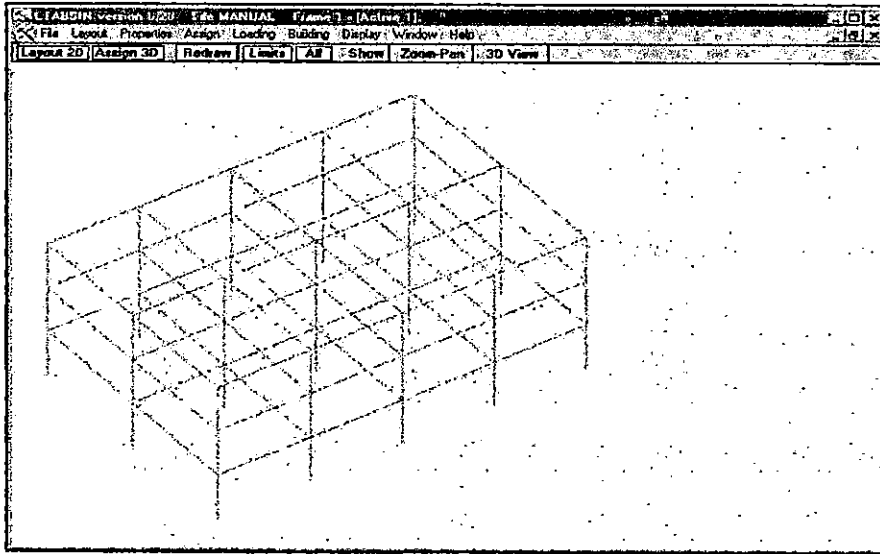
PROPIEDADES DE LOSAS

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

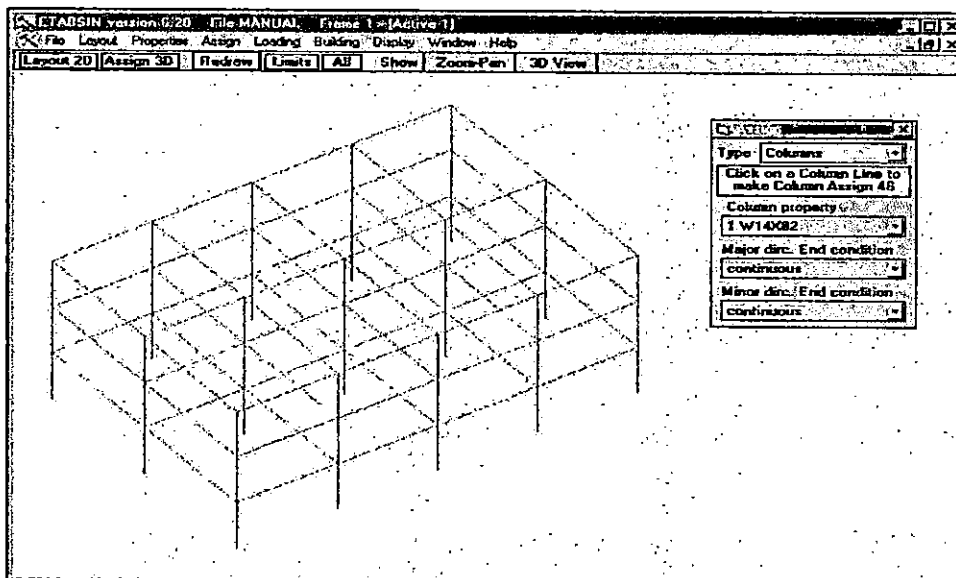


ASIGNACION DE PROPIEDADES A COLUMNAS

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 cálculo



Para Asignar desde una hoja de cálculo se debe seleccionar "Assign" y llenar la hoja que se presenta así en NC1 y NC2 se establecen las líneas de columnas a las que se les quiere asignar una determinada propiedad, en SD1 y SD2 el numero o nombre de los entrepisos, en ID el nombre de la sección que se desea asignar y en IPMAJ las condiciones de unión

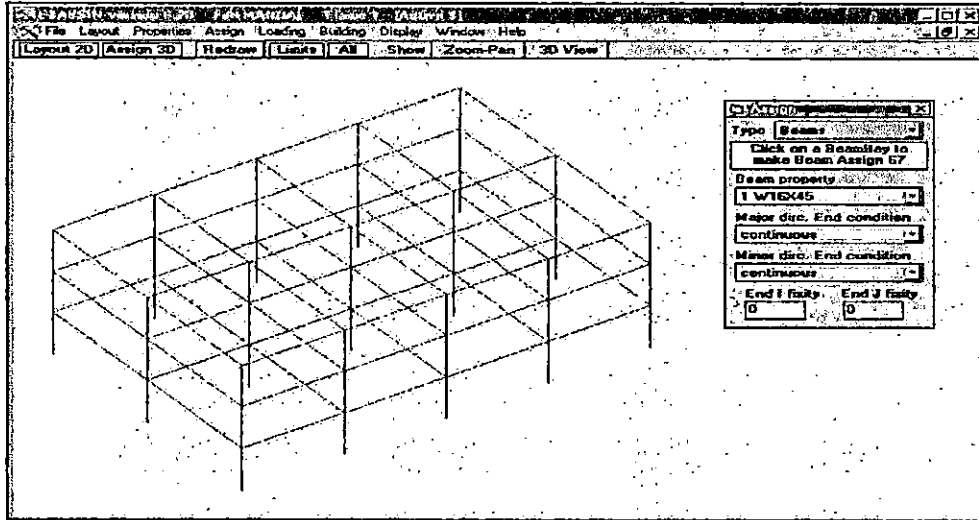
The screenshot shows the 'Column Assignments' dialog box in ETABS software. The dialog has a title bar 'Column Assignments' and a menu bar 'Edit Print Comments Help'. Below the menu bar, there are buttons for 'OK' and 'Cancel'. The text 'Column assign 45' and 'First column line: NC1' is visible. The main part of the dialog is a table with the following data:

assign	NC1	NC2	NSAME	SD1	SD2	ID	IPMAJ
1	1	1	0	1	1	1 W14X82	continuous
2	4	4	0	1	1	1 W14X82	continuous
3	7	7	0	1	1	1 W14X82	continuous
4	1	1	0	2	2	1 W14X82	continuous
5	1	1	0	3	3	1 W14X82	continuous
6	4	4	0	2	2	1 W14X82	continuous
7	4	4	0	3	3	1 W14X82	continuous
8	7	7	0	2	2	1 W14X82	continuous
9	7	7	0	3	3	1 W14X82	continuous
10	10	10	0	3	3	1 W14X82	continuous

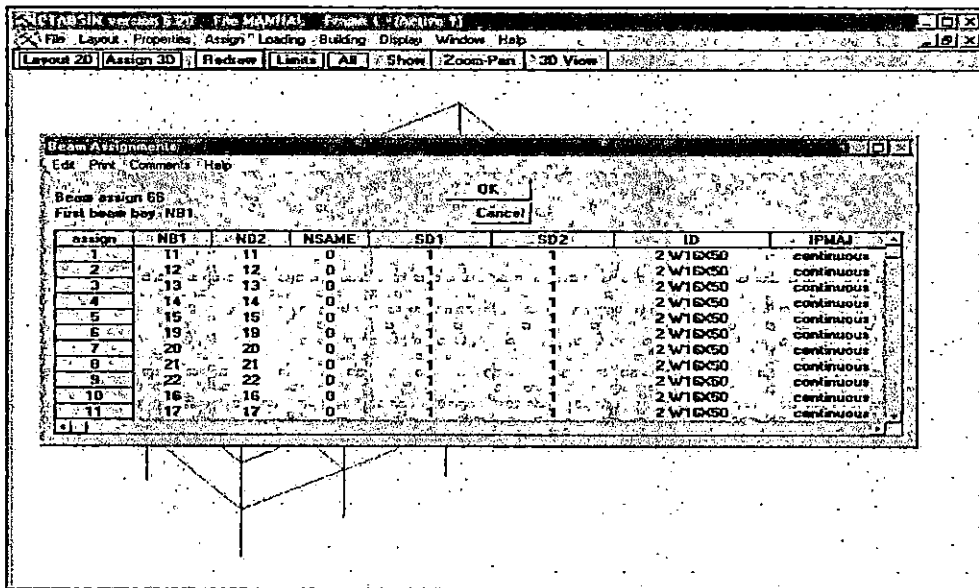
ASIGNACION DE PROPIEDADES A VIGAS

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 cálculo.

De manera gráfica



Desde una hoja de cálculo

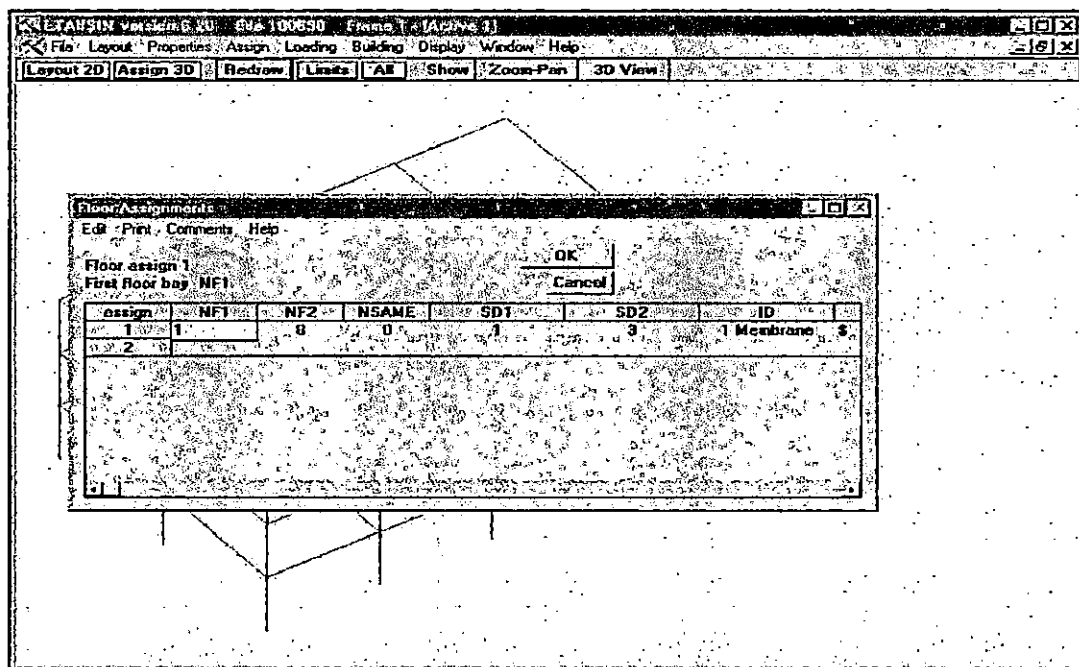


ASIGNACION DE PROPIEDADES A LOSAS

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 cálculo así:

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

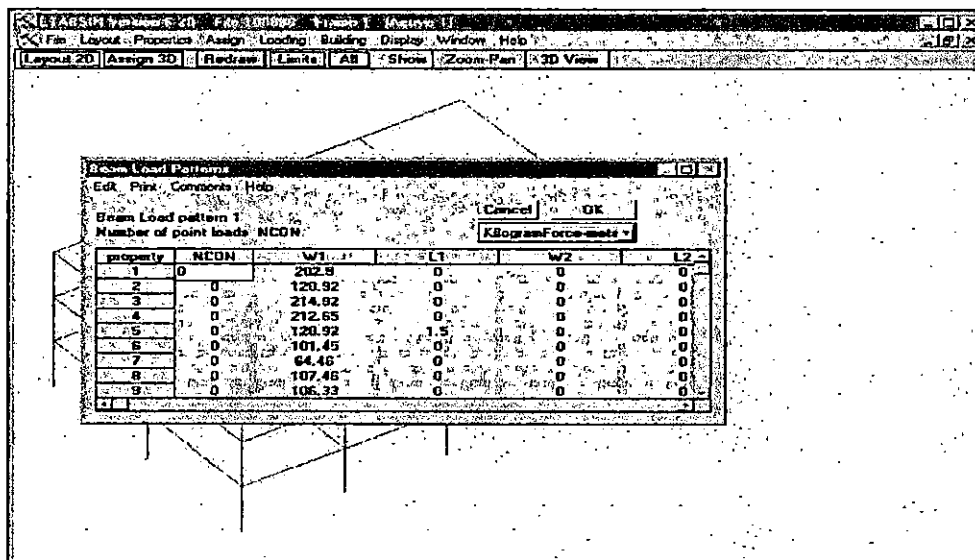
En SD1 y SD2 indicar en que nivel se desea asignar la losa y en ID indicar el tipo de losa que se esta asignando



CARGAS

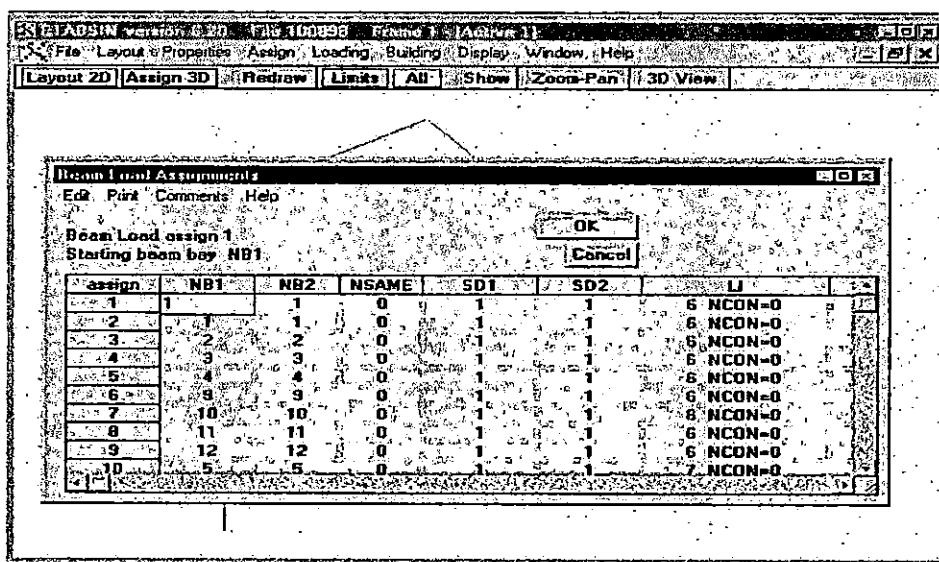
Desde el comando "Loading" se debe asignar

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 cálculo como la mostrada a continuación.



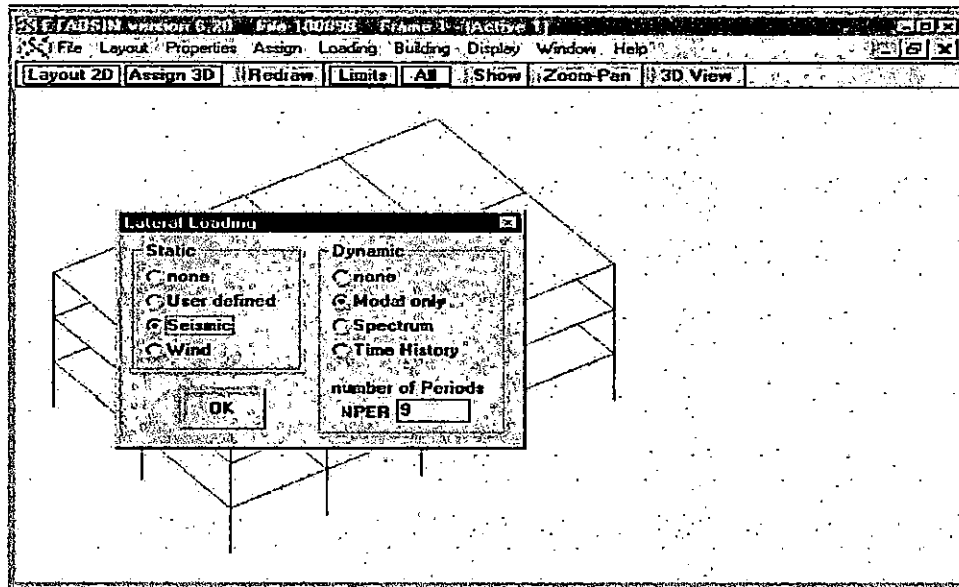
En NCON se define el numero de cargas concentradas, en W1 la magnitud de la carga distribuida, en L la magnitud de la carga concentrada; dependiendo de las variaciones que existan en las cargas así será necesario llenar las casillas de W2,L2,W3 y L3

- 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 cálculo tal como se muestra a continuación.



ASIGNACION DE CARGAS LATERALES

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



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

El UBC 94 para el calculo del cortante basal emplea la siguiente formula

$$V_{\text{basal}} = C_s W$$

Donde:

C_s = coeficiente sísmico definido como

$$C_s = \frac{ZIC}{R_w}$$

Donde:

$$C = \frac{1.25S}{T^{2/3}}$$

$$C_s = \frac{1.25ZIS}{T^{2/3}R_w}$$

W = Peso total de la estructura incluyendo carga muerta y viva instantánea

La Normativa salvadoreña para el calculo del cortante basal establece

$$V_{\text{basal}} = C_s W$$

Donde:

C_s = coeficiente sísmico definido de la siguiente manera

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

W = Peso total de la estructura incluyendo carga muerta y viva instantánea

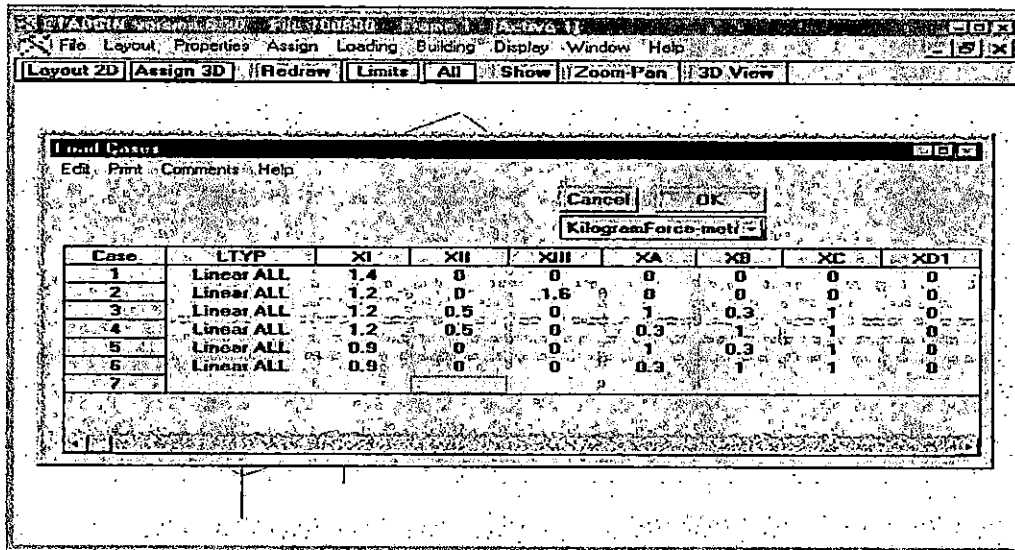
Igualando las dos ecuaciones de coeficiente sísmico se tiene:

$$C_s = C_s$$

$$\frac{1.25ZIS}{T^{2/3}R_w} = \frac{AIC_o \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3}}{R_w}$$

CASOS DE CARGA

En la pantalla de "Load Case" se deben incluir los factores por los cuales se desea sean multiplicadas las cargas tanto gravitatorias como laterales



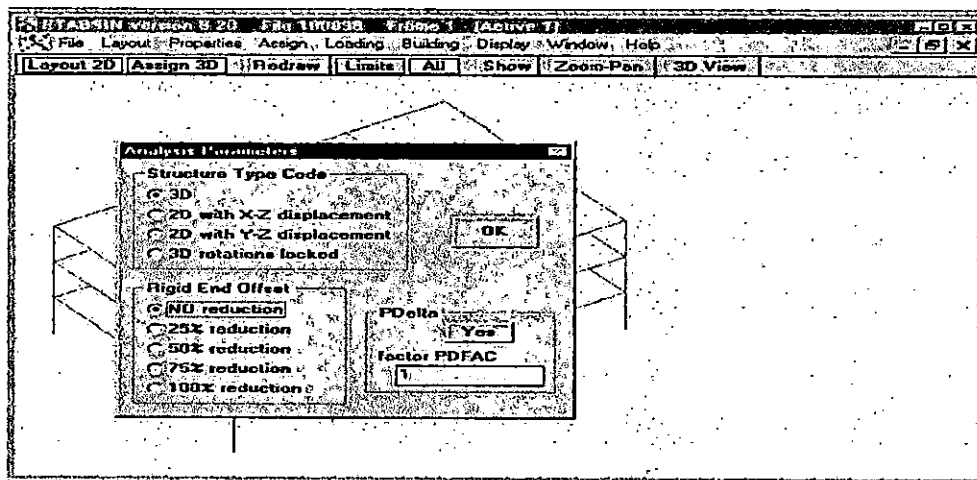
BUILDING

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



... ..

SECTION 10

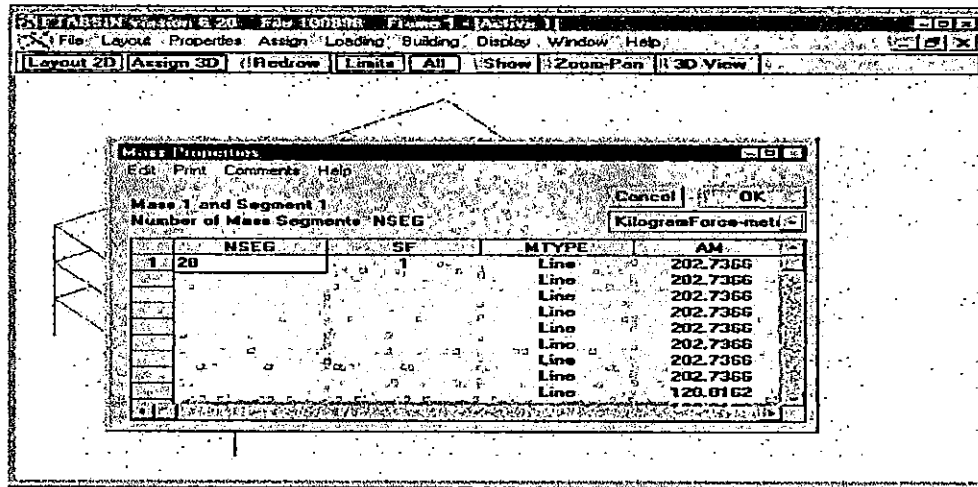
... ..

SECTION 11

... ..

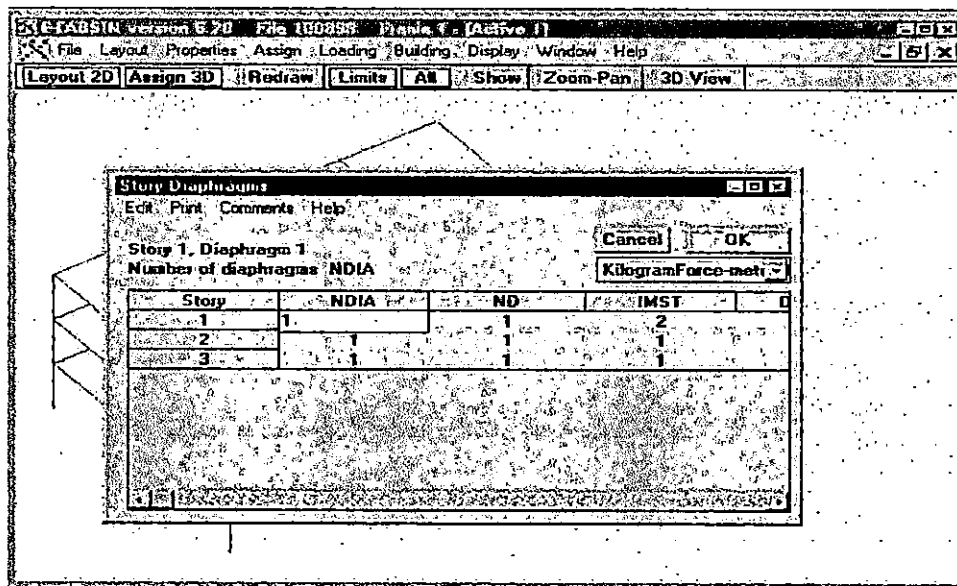
2. Mass Layout

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



Story Diaphragms

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



Una vez generado el archivo de entrada en el ETABSIN, como se ha descrito anteriormente, se procede a ejecutar el archivo en el ETABS, el cual realiza el análisis ó los análisis seleccionados. Se recomienda estar observando el proceso de la ejecución en la pantalla de el MSDOS que despliega el programa por cualquier, mensaje de error que se presente. Finalmente para el diseño es necesario elaborar un archivo de entrada (Debe ser con formato MSDOS y el archivo obtenido del análisis con el nombre del archivo de entrada realizado en ETABSIN pero con la extensión .PST, una vez obtenido estos archivo se ejecuta el diseño con el postprocesador STEELER . A continuación se muestra un archivo de entrada típico que necesita el STEELER.

ARCHIVO DE ENTRADA PARA EL DISEÑO DE EDIFICIO DE CALIBRACION

```

$ ----- HEADING DATA
STEELER 6.1
FILE : CA280798
ORDINARY MOMENT FRAME UNITS : KilogramForce-Meter-Second
$
$ ----- CONTROL DATA
$ ICODE NFR NLC LLC NRMP NRCF NRBP NRBRP
      4   1   6   2   0   0   0   0
$ ----- OUTPUT CONTROL INFORMATION
$  RI   RS  IDC  IDB  IDBR  ISC  ISB  ISBR  MCI  MBI  MCC  MCD
      0   0   1   1   1   1   1   1   1   1   1   1
$
$ ----- LOAD COMBINATION DEFINITION DATA
$ L  LTYP   XI   XII  XIII   XA   XB   XC   XD2  XD3
1   0   1.4   0.0   0.0
2   0   1.2   0.0   1.6   0.00
3   0   1.2   0.5   0.0   1.00  0.3   1
4   0   1.2   0.5   0.0   0.30  1.0   1
5   0   0.9   0.0   0.0   1.0   0.3   1
6   0   0.9   0.0   0.0   0.3   1.0   1
$
$ ----- MATERIAL PROPERTY REPLACEMENT DATA
$ MID MTYPE   E  U   W   M  ALPHA  FY  FBMAJ  FBMIN
$
$ ----- COLUMN SECTION PROPERTY REPLACEMENT DATA
$ ID ITYPE  IMAT  DMAJ  DMIN  TF  TW
$
$ ----- BEAM SECTION PROPERTY REPLACEMENT DATA
$ ID ITYPE  IMAT  DBMAJ  DAMAJ  DMIN  TF  TW
$
$ ----- BRACE SECTION PROPERTY REPLACEMENT DATA
$ ID ITYPE  IMAT  DMAJ  DMIN  TF  TW
$
$ ----- FRAME STRESS CHECK ACTIVATION DATA
$ I  ITYP  IRCP  IRBP  IRBRP  RW  IDBL
1   1     0     1     0     0   0
$
$ ----- COLUMN ELEMENT REDEFINITION DATA
$ NT NC1  NC2  NSAME  SD1  SD2  P1  P2  P3  P4
$
$ ----- BEAM ELEMENT REDEFINITION DATA
$ NT NB1  NB2  NSAME  SD1  SD2  P1  P2  P3  P4
$
$ ----- BRACE ELEMENT REDEFINITION DATA
$ NT NBR1  NBR2  NBRINC  P1  P2  P3  P4
$
$ END OF INPUT DATA
□

```

4.2 GENERALIDADES DEL PROGRAMA DRAIN 2DX

Este es un programa que toma en cuenta el estado post-elástico de los elementos que componen la estructura, permitiendo con esto examinar que sucede en la estructura después del rango elástico. Con la ayuda de este programa se realizarán los análisis estático push-over y dinámico paso a paso en el rango post-elástico, los resultados de estos análisis serán usados para obtener valores de ductilidad global y local respectivamente así como valores de resistencia. En este programa la no-linealidad de los elementos depende del tipo de elemento que se este utilizando.

4.4 MANUAL DEL USUARIO PROGRAMA DRAIN-2DX

Una secuencia lógica para la creación de un archivo de entrada es la siguiente

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

NODECOORDS: este comando se utiliza para definir las coordenadas de los nudos del marco en estudio para lograr establecer las coordenadas se hará uso del esquema mostrado en la fig. 3.3

Para marco 2 x-x

```
! roof level
□
C      1      0.      915.0
□
C      2      460.0    915.0
C      3      920.0    915.0
C      4     1380.0    915.0
C      5     1840.0    915.0
! first floor
C     11      0.      305.0
C     12     460.0    305.0
C     13     920.0    305.0
C     14    1380.0    305.0
C     15    1840.0    305.0
```

```

! base level
C      16      0.      0.
C      17     460.0    0.
C      18     920.0    0.
C      19    1380.0    0.
C      20    1840.0    0.
! generation of nodes
L      1      11      5
L      2      12      5
L      3      13      5
L      4      14      5
L      5      15      5

```

RESTRAINTS: 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 a cualquier otro nodo.

```

! fixed supports at foundations
!
S 111      16      20      1
!

```

MASSES : En esta parte del programa se introducen las masas que serán utilizadas en los análisis la magnitud de estas depende de las carga y del área tributaria de cada nodo

```

!=====
*MASSES
! only dead load is included
!=====
!3-Floor
S 100  5793.82      1      5      4      980.0
S 100  10016.55     2      4      2      980.0
S 100  10214.34     3      3      0      980.0
!2-Floor
S 110  8622.62      6      10     4      980.0
S 110  14471.34     7      9      1      980.0
S 110  14867.01     8      8      0      980.0
!1-Floor
S 110  8622.62      11     15     4      980.0
S 110  14471.34     12     14     1      980.0
S 100  14867.01     13     13     0      980.0

```

ELEMENTGROUP: en esta parte del programa se definen los diferentes tipos de elementos que se utilizaran en el se hace uso de los diferentes tipo de elementos que el programa ofrece.

```

!3-story == element group number 1 for beams
! T=0.6685 sec; w=2PI/T=9.39; damping ratio=2%
!damping factor, beta=2*damping rat./nat.freq.=2*0.02/9.39=0.0043
  2   1   0           0.0043           Beam elements
  2   0   2
! stiffness types
  1   204.E4         .02       85.81  24391.16  4.   4.   2.
1.0
  2   204.E4         .02       94.84  27429.65  4.   4.   2.
1.0
! yield surfaces
  1   1 3418306.7 3418306.7
  2   1 3818648.9 3818648.9
! element generation
  1         1         2         1   1         1   1
  4         4         5         1   1         1   1
  5         6         7         1   2         2   2
  8         9        10         1   2         2   2
  9        11        12         1   2         2   2
 12        14        15         1   2         2   2

```

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

! Section to get shear distribution and overturning moment.

```

0.           section through 3-floor
2   1       -920.   0
    1.        0.
    0.        1.
    0.        0.
    0.        0.
    0.        0.
    0.        0.
    0.        0.
2   2       -460.   1
2   3        0.    1
2   4        460.   1
2   5        920.   1

```

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

```

1    2  -5.43000                3-story drift ratio (GENDISP 1)
      5    2    5.43000
      5    1    32.7900
      10   1   -32.7900

```

RESULTS: esta parte del programa permite indicar que se quiere obtener como resultado ya sea de los elementos para el Push-Over o de los nodos el análisis dinámico.

```

! nodal displacements
!
NSD    001          1          20          1
!

```

ELEMENLOAD: este comando permite definir la magnitud de las cargas gravitacionales que serán utilizadas en el análisis.

```

DEAD                                dead loads
G  1  12
   1  1      1.      0. -2093.62  160511      0. -2093.62
-160511
   2  1      1.      0. -1882.73  144343      0. -1882.73
-144343
   3  1      1.      0. -1882.73  144343      0. -1882.73
-144343
   4  1      1.      0. -2093.62  160511      0. -2093.62
-160511
   5  1      1.      0. -3010.10  230774      0. -3010.10
-230774
   6  1      1.      0. -2644.10  202715      0. -2644.10
-202715
   7  1      1.      0. -2644.10  202715      0. -2644.10
-202715
   8  1      1.      0. -3010.10  230774      0. -3010.10
-230774
   9  1      1.      0. -3010.10  230774      0. -3010.10
-230774
  10  1      1.      0. -2644.10  202715      0. -2644.10
-202715
  11  1      1.      0. -2644.10  202715      0. -2644.10
-202715
  12  1      1.      0. -3010.10  230774      0. -3010.10
-230774

```

```

!element generation
  1   1   0   1   1.0
  2   2   0   2   1.0
  3   3   0   3   1.0
  4   4   0   4   1.0
  5   5   0   5   1.0
  6   6   0   6   1.0
  7   7   0   7   1.0
  8   8   0   8   1.0
  9   9   0   9   1.0
 10  10   0  10   1.0
 11  11   0  11   1.0
 12  12   0  12   1.0

```

NODALOAD: se utiliza para introducir las fuerzas laterales previamente determinadas siguiendo los procedimientos establecidos por la normativa.

```

LATL                               STATIC UBC LATERAL SEISMIC LOAD
! V=10716.02 kg.
S  827.11      0.      0.      1      5      1
S  872.23      0.      0.      6     10      1
S  443.86      0.      0.     11     15      1

```

PARAMETERS: esta es una de las partes más 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.

```

! Collapse Displacements
!C  13.725     0.015
! every event for static analysis
OS   0   0   -1   0   1
! for dynamic analysis
!OD   0   0   0   0   0   0.1   0   0.   0
40.0

```

STAT: este comando permite definir el incremento y pasos de carga que se quieren realizar en el 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 el programa revisa la matriz de rigidez de la estructura.

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

Con el objeto de ilustrar el uso del programa se presenta los cálculos realizados para crear el archivo de entrada de uno de los dos marcos del edificio de calibración y además se anexa el archivo de entrada propiamente dicho.

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 otros comandos tales como:

```
N      LATL      1.0
!I      980      0      -1
!L      0.01     10.0
D       5        10     1     0.01     1 1000
```

ACCNREC: que permite introducir los datos de un registro de aceleraciones registradas al momento de ocurrir un sismo este comando debe ser incluido después del comando de resultados.

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

Al igual que para el análisis estático se presentas los cálculos y el archivo de entrada para uno de los marcos del edificio de calibración.

Con los resultados del análisis dinámico se obtienen giros para cada uno de los elementos tanto al instante que se alcanza la fluencia como en el instante que se alcanza el momento máximo hasta antes de alcanzar el colapso. Con los giros de fluencia y los giros máximos demandados por el sismo se procede a determinar la ductilidad demandada.

Con el objeto de determinar el balance de ductilidad se procede a calcular la diferencia entre la ductilidad local demandada por e sismo y la ductilidad local proporcionada por la sección en función de sus propiedades geométricas.

```
!      40. 8000     1     0.010
!ELCENTRO EQ
!1     EQDT     0.03937     1.0
*STOP
```

CAPITULO 5

REVISION DE LITERATURA

5.1 EL PROBLEMA SISMICO

En el diseño de edificios sismo-resistentes, se presenta principalmente un problema muy serio, el cual se presenta al momento de definir las características, que se desea que tenga la estructura a diseñar, es decir, las fuerzas y deformaciones para que en base a esto, proponer las dimensiones de los elementos estructurales (diseño preliminar) y sus conexiones^[16].

Este problema toma mayor importancia, cuando se debe realizar un diseño antisísmico, ya que la determinación de las cargas a usar, presenta una incertidumbre en su valor, ya que estas dependen del sismo para el cual se diseña y no de la estructura en particular. Sin embargo, las investigaciones realizadas en los últimos años a partir de estudios y experimentos, así como de pruebas realizadas al comportamiento de estructuras, durante sismos recientes, proponen una base muy fuerte para solucionar este inconveniente.

En vista de que las solicitaciones que un sismo severo impone a las estructuras son muy elevadas y de carácter muy aleatorio, no es económicamente factible diseñar para que las construcciones resistan sin daño alguno un sismo con periodo de recurrencia muy grande. En este sentido el diseño sismoresistente difiere del que se realiza para las otras acciones.

Si se hace referencia a los conceptos generales de confiabilidad estructural y optimización, el nivel de seguridad que se debe adoptar depende del costo de los daños esperados, relativo al que implica incrementar la seguridad de la estructura. En el diseño sismo-resistente debe aceptarse una probabilidad mayor de que ocurran daños que ante acciones convencionales, si se quiere evitar una inversión excesiva en la estructura.

Por estas razones los criterios de diseño sismo-resistente especificados por los reglamentos modernos reconocen, implícita o explícitamente, que el objetivo de sus procedimientos es limitar la probabilidad de un colapso ante sismos intensos, y solo para sismos moderados, se pretende que la estructura permanezca intacta.

“ El arte del diseño contra los sismos no consiste en producir estructuras capaces de soportar conjuntos dados de fuerzas laterales, aunque esta capacidad es parte de un diseño sano. Implica producir sistemas que se caractericen por una óptima combinación de propiedades tales como resistencia, rigidez, y capacidad para disipar energía y para deformarse dúctilmente”.

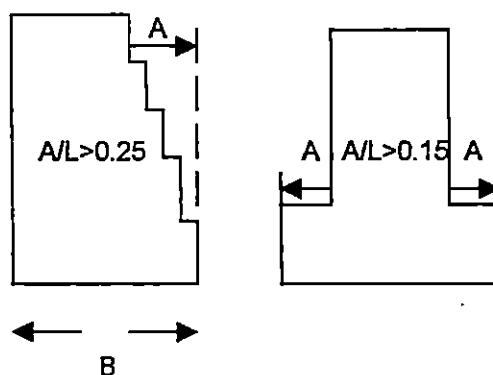
Estas propiedades les permitirán responder a sismos frecuentes y moderados sin sufrir daños significativos y a sismos excepcionales y muy severos sin poner en peligro su propia estabilidad, su contenido y la seguridad de sus ocupantes^[17].

5.2 ANALISIS Y DISEÑO SISMICO

En el proceso de análisis y diseño de cualquier estructura resistente a sismos se debe de tener en cuenta lo siguiente:

- 1) En la selección del sistema estructural resistente a sismo, se deben de estudiar muy detenidamente todas las configuraciones que la estructura a diseñar debe presentar, entre estas podemos mencionar:
 - a) Irregularidades Verticales: estas pueden ser:
 - Irregularidad en la Rigidez (entrepiso flexible): es aquella cuya rigidez lateral es menor que el 70% de la del entrepiso inmediato superior ó menor que el 80% del promedio de las rigideces de los tres pisos inmediatos superiores
 - Irregularidad en la Distribución de la Masa: para que exista este tipo de irregularidad, la masa efectiva de cualquier piso es mayor del 150% de la masa del nivel adyacente.

- Irregularidad Geométrica Vertical: es cuando la dimensión horizontal de la estructura en un entrepiso es mayor del 130% de un entrepiso consecutivo.

Figura 5.1^[18]

- Discontinuidad en el Plano de los Ejes Verticales Resistentes a Cargas Laterales.
- Discontinuidad en la Resistencia. Entrepiso Débil: la resistencia del entrepiso debe de ser menor del 80% de la resistencia de la resistencia del piso inmediato superior.

La resistencia del entrepiso es la suma de las resistencias de todos los elementos resistentes a carga lateral que comparten el cortante que actúa en ese entrepiso en la dirección considerada.

b) Irregularidades en Planta (horizontales): estas pueden ser:

- 1) Irregularidad Torsional: se da cuando:
 - Existe Variación en la Resistencia y Rigidez Perimetral.
 - Falsa Simetría.
 - Variación en la Distribución de la Masa.
 - Escasa Rigidez Torsional.
 - Esquinas Entrantes.
 - Discontinuidad del Diafragma.

- Desalineamiento Fuera del Plano.
 - Sistemas No-paralelos^[19].
- 2) En la etapa del diseño una de las estrategias a seguir es el de proporcionar a las columnas mayor resistencia que las vigas a las cuales esta conectada (criterio de columna fuerte-viga débil), ya que si las vigas entran al rango inelástico se estará evitando un colapso prematuro del edificio.
 - 3) Los diseños preliminares deben abarcar todo el contexto de lo que es la parte estructural y no limitarse a lo que es la superestructura, es decir que se debe de incluir las fundaciones.

5.3 MÉTODO DE ANÁLISIS ESTÁTICO

En el proceso de análisis y diseño de estructuras existen diversos métodos, siendo el método de análisis estático uno de los más aceptados por diferentes códigos y normas de diseño en el mundo, el cual consiste básicamente en la aplicación de un sistema de cargas laterales al sistema estructural, cuyo efecto estático se supone equivalente al de la acción sísmica, aunque para muchos este método es "antiguado", vale mencionar que aún es muy utilizado por los diseñadores experimentados aunque no como un método de análisis definitivo pero sí como un método para predimensionamiento, ya que se basa generalmente en la determinación de la fuerza lateral total o cortante en la base, a partir de las fuerzas de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir este cortante en fuerzas concentradas a diferentes altura de la estructura, obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar esencialmente en su primer modo natural.

La Norma Técnica de Diseño por Sismo de nuestro país, da este método de análisis como valido solamente para estructuras regulares menores de 70 m de altura, excepto aquellas que se encuentran ubicadas sobre un terreno tipo S4 y tengan un período fundamental mayor de 0.7 segundos y estructuras irregulares no mayores de 5 pisos ó de 20 metros de altura. Las

estructuras con irregularidades del tipo A, B ó C definidas en la tabla 2.6, ó cualquier otra irregularidad no deseada en las tablas 2.6 ó 2.7, debe cumplir además, con lo estipulado en la sección 3.8.1 de la NTDS, para que el procedimiento sea aceptable.

En forma general podemos decir, que en éste método las fuerzas sísmicas actúan en cualquier dirección horizontal y puede suponerse que éstas fuerzas no actúan simultáneamente en la dirección de cada eje principal de la estructura, excepto cuando esta tiene irregularidad en planta tipo A ó en efecto cuando la estructura tiene irregularidad en planta tipo A en ambos ejes principales; tipo E ó cuando una columna forma parte de dos ó más sistemas resistentes a fuerzas laterales que se interceptan.

La Norma Técnica para diseño por sismo contempla en detalle la aplicación de este método de análisis, para ello se presenta a continuación una breve descripción del procedimiento de diseño y efectos relacionados:

Primeramente se determina el cortante basal de diseño y coeficiente sísmico para lo cual se hace uso de la siguiente formula:

$$V = C_s W \quad (5.1)$$

Donde;
$$C_s = \frac{AIC_o}{R \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3}} \quad (5.2)$$

Los términos de la ecuación anterior, se encuentran en la N.T.D.S en forma tabulada, dependiendo del tipo, uso, ubicación e importancia que tenga la estructura a analizar, a excepción del valor de " T ", que es el periodo de la estructura y se determina por medio de un de los métodos siguientes:

1) Método A. para todos los edificios,
$$T = C_t h^{3/4} \quad (5.3)$$

Donde C_t es igual a 0.085 para sistemas tipo A con marcos de acero; 0.073 para sistemas A con marcos de concreto reforzado y 0.049 para el resto de los sistemas.

- 2) Método B. El periodo fundamental del edificio puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes, con un análisis apropiado, para ello se usa la siguiente formula:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum Wx\delta}{gx \sum Fx\delta}} \quad (5.4)$$

Seguidamente de determinar el cortante basal, viene la distribución vertical de las fuerzas laterales, para lo cual no hay un procedimiento riguroso por lo que se hace con la siguiente expresión:

$$V = F_t + \sum F_i \quad (5.5)$$

Donde F_t es la fuerza concentrada en el último piso, la cual es determinada como sigue:

$$F_t = 0.07TV \quad (5.6)$$

Donde el valor de T puede ser el periodo que corresponde al cortante basal calculado usando la expresión 5.1 (4.1 de la NTDS), debe tenerse cuidado que la fuerza F_t no debe excederse de $0.25V$ y puede considerarse igual a cero cuando T sea menor de 0.7 seg.

Para la porción restante del cortante basal debe distribuirse en la altura de la estructura, de acuerdo a la expresión siguiente:

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x H_x}{\sum W_i H_i} \quad (5.7)$$

Después de la distribución vertical de las fuerzas laterales, se procede a la distribución horizontal del cortante, para lo cual podemos decir, que el cortante de diseño (V_x), de cualquier entrepiso, es la suma de las fuerzas F_x y F_t arriba del entrepiso en consideración, el cual debe distribuirse en los diversos elementos del sistema vertical, en proporción a sus rigideces, considerando además la rigidez del diafragma. También se deben hacer las consideraciones necesarias, para el incremento de los cortantes debido a la torsión, cuando los diafragmas no sean flexibles.

Un diafragma se considera flexible, cuando la máxima deformación lateral del diafragma sea mayor que dos veces la deriva promedio de entrepiso.

Cuando existe irregularidad torsional, sus efectos deberán tomarse en cuenta, incrementando la torsión accidental en cada nivel y la fuerza cortante de diseño en la dirección del análisis mediante un factor de amplificación A_x y B_x respectivamente.

La N.T.D.S. contempla dentro del método de análisis la revisión por volteo, la determinación de la deriva de entrepiso, lo cual se complementa con la consideración del efecto P-DELTA sobre los cortantes, momentos y derivas de entrepiso para lo cual da sus limitaciones en cuanto a su aplicación o no de estas revisiones. Finalmente describe en la sección 4.8 la aplicación de la componente vertical de las fuerzas sísmicas.

5.4 ANALISIS DINAMICO LINEAL.

Para el análisis y diseño de estructuras irregulares, complejas o mayores de 70 mt las NTDS proponen utilizar análisis dinámico. Se puede aplicar cualquier método dinámico de análisis, si resulta congruente con la naturaleza de los sismos, el comportamiento del terreno y características estructurales, se aceptan como métodos de análisis dinámico el modal espectral y el calculo paso a paso de respuesta a sismos específicos.

El análisis modal, contempla básicamente en su desarrollo los modos de vibrar del edificio, así como el empleo de los espectros de diseño, por lo que el primer paso en su aplicación, será conocer las frecuencias naturales y sus modos de vibración, suponiendo que la masa se encuentra concentrada al nivel de los pisos.

El enfoque analítico para determinar el número de modos significativos, es garantizar que el 90% de la masa de la estructura, participe en el cálculo de la respuesta para cada dirección horizontal principal. Las respuestas máximas, tales como fuerzas y desplazamientos en cualquier elemento de la estructura, deberán ser evaluadas para cada modo de participación y esta respuesta modal individual puede combinarse para evaluar la respuesta total de la estructura, de acuerdo con los procedimientos de combinación modal descritos en la norma técnica. Debe notarse que en el análisis modal cuando se combinan las fuerzas modales para obtener las respuestas máximas, estas no forman un sistema en equilibrio. Esto ocurre debido a que las máximas respuestas no ocurren simultáneamente. El equilibrio de fuerzas, la compatibilidad de deformaciones y la congruencia entre ambos se cumple únicamente para cada modo.

Métodos como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (RCSC) y la combinación cuadrática completa (CCC), utilizados para combinar los efectos de varios modos, son aproximados y toman en cuenta la condición de que las máximas respuestas modales no

ocurren a la vez. No hay seguridad de que estos métodos produzcan resultados conservadores; sin embargo, bajo las condiciones apropiadas, cada método producirá resultados con una precisión aceptable.

La efectividad del método (RCSC), depende de la relación entre periodos modales y del porcentaje de amortiguamiento modal crítico. Este método será aceptable, cuando el porcentaje de amortiguamiento, no sea mayor del 5% y la relación de periodos de cualquier modo superior a inferior no sea mayor a 0.75. Para porcentajes mayores de amortiguamiento crítico o relaciones mayores entre periodos modales, los efectos de acoplamiento modal pueden llegar a ser importantes; tales efectos no son tomados en cuenta por el método (RCSC), pero están incorporados cuando se utiliza el método (CCC). Este método realiza una combinación modal adecuadamente sustentada y tiende al método (RCSC) cuando los periodos modales están bien espaciados y el porcentaje de amortiguamiento modal crítico es pequeño ^[7].

El nivel de fuerzas sísmicas en el análisis estático refleja la influencia del periodo fundamental, de la ductilidad y del amortiguamiento (disipación de energía) para los diversos sistemas estructurales especificados.

Cuando el cortante basal resultante de un análisis dinámico, sea menor que el cortante basal estático se requiere que el primero se incremente.

Se considera que los procedimientos dinámicos, proporcionan una distribución de fuerzas mas precisa; por lo tanto, para estructuras regulares se permite una reducción de hasta el 90% del cortante basal estático.

Consideraciones:

- a) La forma de vibrar del edificio, esta en función de la masa y la rigidez de los elementos que la soportan.

- b) La fuerza que la masa genera al pasar por la posición de equilibrio, se le designa como fuerza de inercia y esta en función de la frecuencia y el desplazamiento.
- c) Las masas en los distintos modos llegan a su máximo desplazamiento al mismo tiempo.
- d) Por equilibrio dinámico, la fuerza del último resorte deberá ser igual a la fuerza de inercia de la última masa.

El movimiento del terreno, puede representarse por medio del siguiente espectro de diseño:

$$\text{Sí } T_m < \frac{T_o}{3} \quad C_{sm} = \frac{IA}{R} \left[1 + \frac{3(Co-1)T_m}{T_o} \right]$$

$$\text{Sí } \frac{T_o}{3} \leq T_m \leq T_o \quad C_{sm} = \frac{IACo}{R}$$

$$\text{Sí. } T_o < T_m \leq 4.0\text{seg} \quad C_{sm} = \frac{IACo}{R} \left(\frac{T_o}{T_m} \right)^{2/3}$$

$$\text{Sí } T > 4.0\text{seg} \quad C_{sm} = \frac{2.5IACoT_o^{2/3}}{RT_m^{4/3}}$$

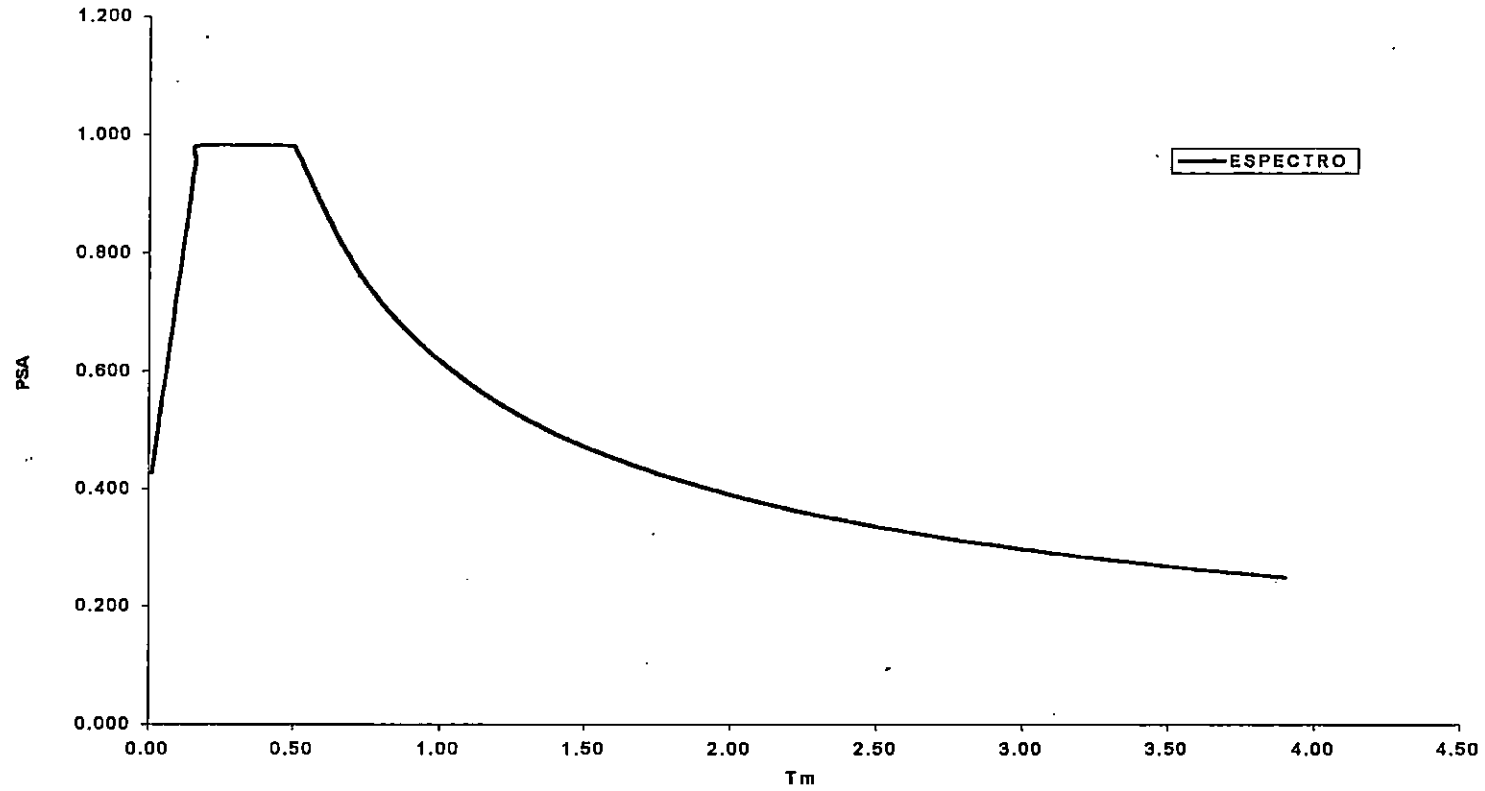
Se podrá utilizar cualquier otra representación del movimiento del terreno, siempre que tenga cuando menos una probabilidad de excedencia de un 10% en un periodo de retorno de 50 años.

TABLA 5.1 DATOS DE ENTRADA PARA LA FORMACIÓN DEL ESPECTRO DE
DISEÑO PROPUESTO POR LA NORMA

Csm	A	I	Co	R	Tm	To	Tm	PSA
0.040	0.4	1.2	2.5	12	0	0.5	0.00	0.392
0.044	0.4	1.2	2.5	12	0.01	0.5	0.01	0.428
0.047	0.4	1.2	2.5	12	0.02	0.5	0.02	0.463
0.051	0.4	1.2	2.5	12	0.03	0.5	0.03	0.498
0.054	0.4	1.2	2.5	12	0.04	0.5	0.04	0.534
0.058	0.4	1.2	2.5	12	0.05	0.5	0.05	0.569
0.062	0.4	1.2	2.5	12	0.06	0.5	0.06	0.604
0.065	0.4	1.2	2.5	12	0.07	0.5	0.07	0.640
0.069	0.4	1.2	2.5	12	0.08	0.5	0.08	0.675
0.072	0.4	1.2	2.5	12	0.09	0.5	0.09	0.710
0.076	0.4	1.2	2.5	12	0.10	0.5	0.10	0.746
0.080	0.4	1.2	2.5	12	0.11	0.5	0.11	0.781
0.083	0.4	1.2	2.5	12	0.12	0.5	0.12	0.816
0.087	0.4	1.2	2.5	12	0.13	0.5	0.13	0.852
0.090	0.4	1.2	2.5	12	0.14	0.5	0.14	0.887
0.094	0.4	1.2	2.5	12	0.15	0.5	0.15	0.922
0.098	0.4	1.2	2.5	12	0.16	0.5	0.16	0.957
0.100	0.4	1.2	2.5	12	0.17	0.5	0.17	0.981
0.100	0.4	1.2	2.5	12	0.50	0.5	0.50	0.981
0.100	0.4	1.2	2.5	12	0.50	0.5	0.50	0.981
0.080	0.4	1.2	2.5	12	0.70	0.5	0.70	0.784
0.068	0.4	1.2	2.5	12	0.90	0.5	0.90	0.663
0.059	0.4	1.2	2.5	12	1.10	0.5	1.10	0.580
0.053	0.4	1.2	2.5	12	1.30	0.5	1.30	0.519
0.048	0.4	1.2	2.5	12	1.50	0.5	1.50	0.472
0.044	0.4	1.2	2.5	12	1.70	0.5	1.70	0.434
0.041	0.4	1.2	2.5	12	1.90	0.5	1.90	0.403
0.038	0.4	1.2	2.5	12	2.10	0.5	2.10	0.377
0.036	0.4	1.2	2.5	12	2.30	0.5	2.30	0.355
0.034	0.4	1.2	2.5	12	2.50	0.5	2.50	0.335
0.032	0.4	1.2	2.5	12	2.70	0.5	2.70	0.319
0.031	0.4	1.2	2.5	12	2.90	0.5	2.90	0.304
0.030	0.4	1.2	2.5	12	3.10	0.5	3.10	0.291
0.028	0.4	1.2	2.5	12	3.30	0.5	3.30	0.279
0.027	0.4	1.2	2.5	12	3.50	0.5	3.50	0.268
0.026	0.4	1.2	2.5	12	3.70	0.5	3.70	0.258
0.025	0.4	1.2	2.5	12	3.90	0.5	3.90	0.249
0.052	0.4	1.2	2.5	12	4.00	1.5	4.00	0.510

Figura 5.2

Espectro de Respuesta NTDS



5.5 ANALISIS DINAMICO NO LINEAL^[20]

El diseño sismo-resistente implica mucho más que la simple consideración de un conjunto de cargas estáticas que se aplican a la estructura; requiere además y principalmente, la selección de un sistema estructural idóneo y eficiente para absorber los efectos sísmicos y de un cuidado muy especial en la observancia de los requisitos de dimensionamiento y de detalle de los elementos estructurales y aún de los no-estructurales.

Esto implica, que un diseño adecuado para soportar las acciones comunes, puede resultar totalmente inapropiado para resistir efectos sísmicos, como lo de utilizar sistemas constructivos desarrollados para zonas no sísmicas en lugares que estos efectos son críticos. Prácticamente ninguna zona puede considerarse totalmente a salvo de los efectos sísmicos, de manera que, aún donde no se tengan evidencia de la ocurrencia de sismos en épocas recientes, las estructuras de gran importancia requieren un diseño sismoresistente.

Ante acciones dinámicas como la de sismos, la mayoría de los materiales y sistemas estructurales tienen un comportamiento que puede considerarse lineal hasta un nivel bastante alto de solicitaciones. Sin embargo, al llegar a cierto nivel de carga, el comportamiento se vuelve no lineal y la mayoría de las estructuras pueden ser llevadas a deformaciones varias veces superiores a la que corresponde al comienzo por primera vez de la carga fluencia. La falla se presenta cuando se alcanza la deformación máxima.

Las ecuaciones diferenciales que rigen el equilibrio dinámico de sistemas de uno ó varios grados de libertad son resueltos mediante los procedimientos iterativos que consideran el comportamiento lineal durante pequeños intervalos de carga.

El sistema no lineal más comúnmente estudiado, es el Elastoplástico (como se observa en la figura 5.3), en el cual el comportamiento es lineal, hasta que la carga, alcanza el límite elástico definido por la deformación " Δe " luego se mantiene constante hasta una deformación " μ " veces la de fluencia, después de lo cual ocurre el colapso. Ante la acción de cargas alternadas, el sistema describe ciclos como el mostrado en la figura 5.4, en cual siempre se mantiene un comportamiento similar en todos los ciclos de carga y descarga.

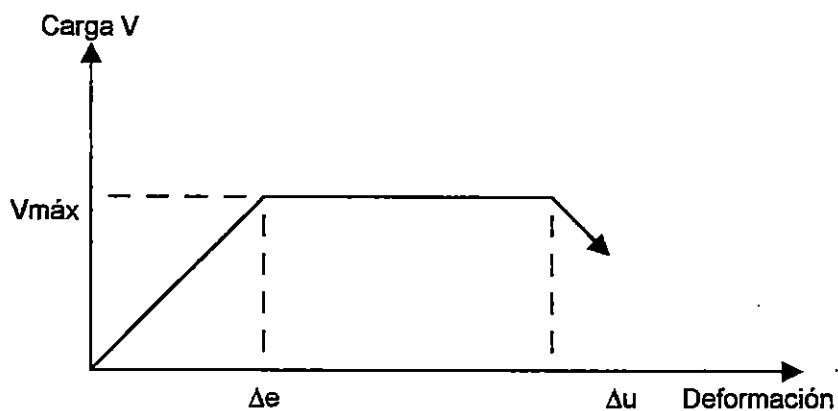


Figura 5.3

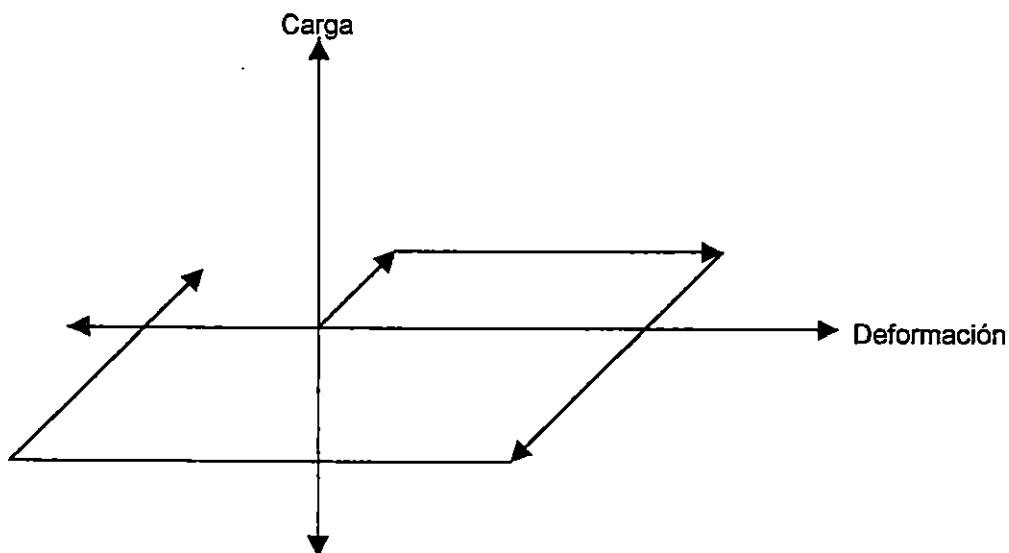


Figura 5.4 Elastoplástico perfecto

El criterio del análisis paso a paso, es encontrar cual es la capacidad que requiere el sistema estructural en el rango no lineal, para resistir el sismo en cuestión, sin que exceda de su deformación de falla, aunque sobrepase el intervalo elástico.

Es muy importante saber, que lo que hace posible que un sistema inelástico resista un sismo, con una capacidad muy inferior a la que se requiere en un sistema que permanece elástico, es la energía que se disipa esencialmente a través de los ciclos de histéresis, lo que equivale a que el sistema posee un amortiguamiento muy superior al del propio material.

Son muy pocos los sistemas reales que tienen un comportamiento que se acerque al elastoplástico perfecto. En elemento de acero estructural ó de concreto reforzado en los cuales predomina la flexión, se tienen ciclos de histéresis similares a los elastoplásticos, pero cuando falla se da por efectos importantes de fuerzas cortantes o de cargas axiales, o por problemas de pandeo, ocurre un deterioro en la capacidad de disipación de energía, que da lugar a que el área dentro de los ciclos de histéresis sea muy inferior a la de un sistema elastoplástico, como se observa en la figura 5.5. Más aún, cuando las sollicitaciones mencionadas son muy altas ó cuando las secciones no cumplen los requisitos, para asegurar que pueden soportar grandes deformaciones sin fallas, los ciclos de histéresis son inestables, es decir la capacidad de carga y la disipación de energía, se van deteriorando progresivamente ante la repetición de ciclos de carga, esto se observa en la figura 5.6.

Para un mismo valor de factor de ductilidad, la reducción que se puede admitir en sistemas con deterioros (de resistencia, rigidez ó ambos), es muy inferior a la que se acepta para un sistema elástico perfecto. Esto se debe, a que en estos casos, la cantidad de energía que se puede disipar en los ciclos de histéresis, es mucho menor que cuando el comportamiento es elastoplástico perfecto.

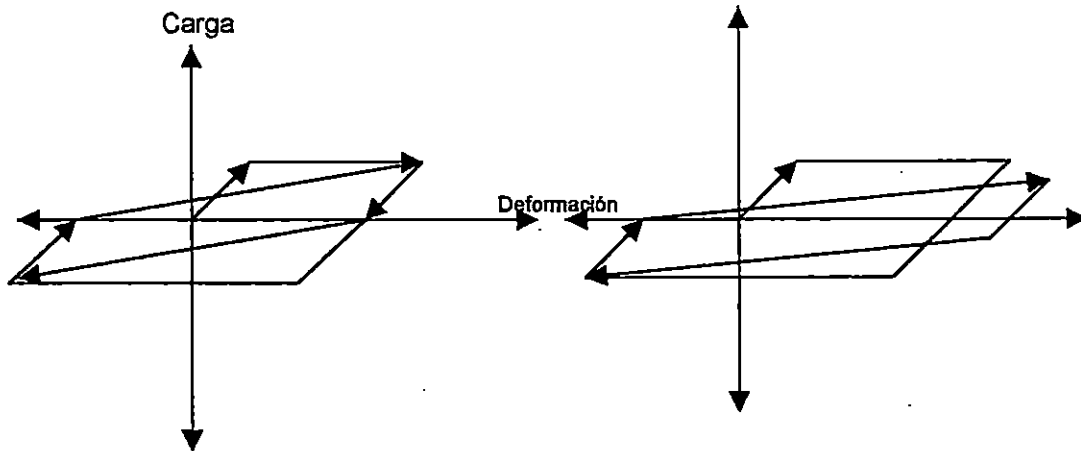


Figura 5.5 Elastoplástico con deterioro rigidez

Figura 5.6 Elastoplástico con deterioro Resistencia y rigidez

En lo referente a sistemas de varios grados de libertad, el comportamiento inelástico es mucho más complejo que el de un grado de libertad, ya que dependen de la resistencia y ductilidad que tiene cada uno de los componentes del sistema y que al usar una componente cualquiera al intervalo de comportamiento inelástico, se modifica radicalmente la distribución de fuerzas en el resto del sistema.

En un sistema de varios grados de libertad, la energía introducida por el sismo se disipa a través del comportamiento inelástico de diversos componentes, es decir que mientras mayor sea el número de componentes que incursionan en el intervalo inelástico, menor será por lo tanto, la deformación máxima que deberá tener cada componente individual, o sea su demanda de ductilidad. Por otro lado, si el diseño de las diferentes secciones y componentes, es tal que la mayoría de ellos estén sobrediseñados con respecto a unos pocos, estos últimos deberán disipar por si solas, toda la energía del sismo a través de grandes deformaciones inelásticas, que posiblemente no sean capaces de soportar.

Las otras secciones, mientras tanto, permanecerán dentro del intervalo elástico de comportamiento.

La transición de la fase elástica a la fase plástica, puede controlarse por la fuerza de fluencia F_y ó el de fluencia, U_y (figura 5.7).

El potencial de destrucción de los terremotos grandes, depende fundamentalmente de la historia del movimiento de la tierra y de la capacidad de la estructura para resistir terremotos fuertes (vulnerabilidad). La causa de la imposibilidad de predecir exactamente la fecha, tamaño y características de los terremotos, requiere de una filosofía de diseño basado en los criterios de comportamiento post-elástico propio de los sistemas estructurales.

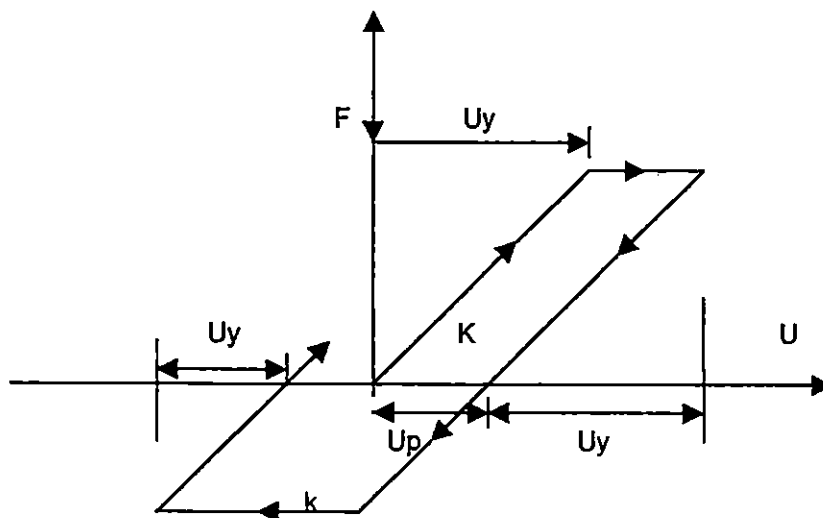


Figura 5.7 Comportamiento de un sistema elastoplástico sometido a una carga dinámica

Los métodos para el análisis sísmico de estructuras usualmente se dividen en las siguientes categorías:

- Estático (cargas horizontales estática equivalente).
- Dinámico Lineal (que incluye análisis del modal e integración del paso a paso directo).
- Dinámico no-lineal (que se puede ejecutar por integración paso a paso directo).

Solamente el análisis dinámico por movimientos sísmico de la tierra, permite una evaluación confiable de la intensidad y localización de las deformaciones inelásticas, lo que hace posible cuantificar el daño estructural. De cualquier modo, se puede decir, que la falta de procedimientos dinámicos simples causa muchas dificultades para modelar la conducta realista del material y cargas sísmicas, métodos aproximados basados en el análisis por cargas estática equivalente, ofrecen realmente una alternativa apreciable para los propósitos prácticos de la ingeniería.

5.5.1 DUCTILIDAD ^[21]

La medida de la ductilidad, es uno de los métodos más usados como indicador de daños de una estructura. Usualmente, se define en términos generales como el cociente entre la máxima deformación (X_m) y la deformación de fluencia (X_y).

$$D_m = X_m/X_y$$

5.5.1.1 DEFINICION GENERAL DE LA DUCTILIDAD MAXIMA (D_m)

Dependiendo del nivel de análisis a considerar la máxima ductilidad se puede clasificar en los siguientes tipos:

1. Ductilidad de Curvatura (A nivel de sección de los elementos principales de la estructura).
2. Ductilidad de Rotación (A nivel de elemento).
3. Ductilidad por Desplazamiento (a nivel de toda la estructura en conjunto).

5.5.1.2 BALANCE EXPLICITO DE DUCTILIDAD

Mediante el uso de adecuados indicadores de daños, se puede establecer una medida más confiable de los daños sufridos por la estructura. El uso de indicadores locales de daño (a nivel de secciones), permite la ubicación y cuantificación de las zonas débiles de la estructura y el balance de ductilidad ha sido tratado en los últimos años como indicador de daños estructurales. En forma general podemos definir el balance de ductilidad (Bd) como la diferencia entre la ductilidad ofrecida D_i (inicial) y la demandada por el sismo D_f (final).

$$Bd = D_i - D_f$$

Se interpretará este resultado como falla estructural si se da una diferencia negativa del balance de ductilidad y es lo que se debe evitar que suceda en todo diseño antisísmico.

5.6 RESPUESTA SISMICA DE ESTRUCTURA DE ACERO

5.6.1 ESTUDIOS SÍSMICOS CONTEMPORÁNEOS DE EDIFICIOS DE ACERO

Después del sismo de enero de 1994 en Northridge, California más de 100 edificios de acero con marcos resistentes a momentos fueron encontrado con fracturas en las conexiones viga-columna. Las estructuras que resultaron dañadas cubren un gran rango de altura 1 a 26 pisos, así como edificios antiguos (aproximadamente 30 años) hasta estructuras nuevas.

Las estructuras que se dañaron se encontraban esparcidas en una gran área geográfica incluyendo sitios que experimentaron movimientos moderados. Aunque relativamente pocos de

estos edificios fueron localizados en sitios que experimentaron los movimientos más fuertes y por lo tanto los daños a estos edificios fueron muy severos.

La construcción de marcos soldados resistentes a momentos (W.S.M.F) a menudo son muy adecuados en Los Estados Unidos y el mundo, particularmente para medianas y altas construcciones. Antes del sismo de Northridge, este tipo de construcciones fueron considerados uno de los sistemas más resistentes a sismos, por el hecho de que los daños severos raramente fueron reportados en sismos pasados y no hubo registros de sismos que esforzaran al colapso a los edificios.

En general los edificios con marcos soldados resistentes a momentos en el sismo de Northridge, cumplieron con los códigos básicos para proteger la vida. Sin embargo muchos de estos edificios experimentaron daños significativos, que pueden ser vistos como falla de cumplir con la intención del comportamiento a conseguir con respecto al control de daños.

5.6.2 DAÑOS OBSERVADOS, DESPUÉS DEL SISMO DE NORTHRIDGE-1994. ^[22] ^[23]

Observando los daños sustanciales de los edificios en el sismo de Northridge-1994, indican que contrario al comportamiento esperado, en muchos casos la iniciación de fracturas débiles entre las conexiones y con pocos niveles de demanda plástica y en algunos casos las estructuras quedaron en el rango elástico. Típicamente pero no siempre, las fracturas iniciaron en o cerca de la junta de penetración completa (J.P.C), soldada entre el patín de abajo de la viga y el patín de la columna. Una vez iniciadas estas fracturas progresan a lo largo de diferentes partes dependiendo de la condición individual de la junta.

Entre los daños estructurales observados en los edificios con marcos soldados resistentes a momentos (WSMF) en el área de Los Angeles están:

1. Agrietamiento de Soldadura
2. Fracturas en los Extremos de las Vigas.
3. Fracturas en los Patines de las Columnas.
4. Fracturas en las Soldaduras de las Placas Dobles.

Los elementos dañados incluyen más que todos los patines de las columnas, zona de panel de la columna (incluyendo las placas de los patines de las columnas y las dobles placas del alma).

Los tipos de daños más relevantes que presentaron los edificios (WSMFs) después del sismo de Northridge, se dividen en las siguientes categorías: grietas en columnas, zona del panel, zona de cortante, etc.

Inmediatamente después del sismo de Northridge, en La Universidad de Texas, se realizaron estudios del sub-ensamble de vigas-columnas, con los fondos provistos por el A.I.S.C. y entidades privadas. Los especímenes de pruebas usados fueron del rango de W14 (columnas) y W36 (para vigas) comúnmente empleadas en algunas estructuras en California, Obteniendo como resultados las soluciones propuesta en las figuras presentadas en los Anexos.

5.6.3 CRITERIOS APLICADOS PARA LA MODIFICACIÓN Y REPARACIÓN DE LAS CONEXIONES

La modificación de las conexiones debe hacerse para permitir el comportamiento inelástico del marco para proporcionar el requisito de deformación plástica del marco y acomodarse al desarrollo de las articulaciones plásticas locales y predeterminedar las localizaciones como se indica en la siguiente figura [22].

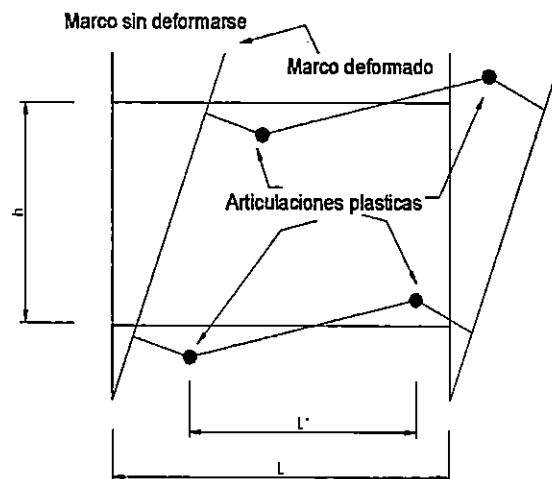


Figura 5.8

Las conexiones viga-columna deben ser diseñadas con suficiente resistencia (por el uso de cubre placa), para forzar el desarrollo de articulaciones plásticas fuera de la cara de la columna. Esta condición también puede ser obtenida para la debilidad local de la sección de la viga, para la localización deseada de la articulación plástica. Todo elemento de la conexión, podrá tener una adecuada resistencia para el desarrollo de las fuerzas resultantes, de la formación de la articulación plástica, en la localización predeterminedada, junto con las fuerzas resultantes de las cargas de gravedad.

5.6.4 SISTEMAS ESTRUCTURALES EN EDIFICIOS DE ACERO

Los diferentes sistemas de estructurales que más comúnmente se utilizan en las construcciones de edificios de acero y que requieren consideraciones especiales tenemos:

- 1- Marcos Resistentes a Momentos
- 2- Marcos Arriostrados Concéntricamente
- 3- Marcos Arriostrados Excéntricamente
- 4- Paredes Estructurales
- 5- Estructuras Compuestas.

Cada uno de estos sistemas estructurales, tienen características diferentes al momento de ser analizadas y diseñadas, pero todas tienen que cumplir con los objetivos generales del diseño sísmico, los cuales son:

Se debe buscar que la falla aparezcan en las vigas antes que en las columnas (sistema columna fuerte –viga débil).

- a) Las fallas por desplazamiento y por consecuencia de inestabilidad no deben presentarse rápidamente.
- b) La estructura debe de presentar la ductilidad necesaria para asegurar un comportamiento inelástico al ser sometida a movimientos sísmicos.

Todos los objetivos anteriormente mencionados, deben de cumplirse para considerar el diseño como satisfactorio y esto se pueden determinar, haciendo un diseño en el cual se tomen en cuenta las cargas sísmicas reales a que las estructuras están sometidas y aplicar un método de diseño que describa el comportamiento real de la estructura.

Al diseñar las estructuras de tal manera que presenten un grado de ductilidad adecuado se debe tener muy en cuenta las deformaciones plásticas que se presentan ya que se deberá buscar que se presenten la mayoría de estas, en los elementos estructurales en los cuales la presentación de deformaciones plásticas no hagan colapsar a la estructura.

Se debe estar consciente de que el comportamiento sísmico de la estructura, no solo depende del diseño realizado, ni del método aplicado para este, sino también, de la calidad de los materiales utilizados en la construcción. Para poder decir que la calidad de los materiales utilizados (acero principalmente), son de buena calidad, estos deben de cumplir y presentar las siguiente características y propiedades:

- 1) Deben de tener una ductilidad adecuada.
- 2) Resistencia al apareamiento de fracturas frágiles.
- 3) Capacidad de soldabilidad adecuada.
- 4) Libre de laminaciones
- 5) Las propiedades mecánicas de estos deben de ser similares en todos su volumen.

5.7 ESTADO DEL ARTE DE LA RESISTENCIA Y LA DUCTILIDAD A NIVEL MUNDIAL. ^[24]

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.

5.7.1 FILOSOFÍA DE LOS ESTADOS LÍMITES

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 Limite 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 sismoresistente; 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.

5.7.2 PERSPECTIVAS HISTÓRICAS ACERCA DE LOS FACTORES DE REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS ^[24].

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 pie² (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 (Suyehiro 1932).

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 (Alesch and Petak 1986, Iacopi 1981). 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 último decreto mandaba que las escuelas públicas 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:

$$C = \frac{0.60}{(N + 4.5)}$$

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 periodo fundamental de vibración T , del edificio en la dirección considerada (Anderson 1952, Green 1981). La expresión genérica para el cortante basal era:

$$V = CW$$

Donde: $C = \frac{0.05}{T^{1/3}}$ $T = \frac{0.05H}{D^{1/2}}$

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:

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

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:

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

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.

5.7.3 PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO SÍSMICO EN CÓDIGOS MODERNOS

5.7.3.1 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 (Kato 1986). 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 (Kato 1986). 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 (Kato y Akiyama 1982). 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.

5.7.3.2 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

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

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 del edificio en cuestión.

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

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

Donde Δ_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 Δ_{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.

5.7.3.3 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 :

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

- Los máximos desplazamientos inelásticos se calculan como:

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

Donde: Δ_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 Δ_{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:

$$\frac{\Delta_w}{h} \leq \max \left\{ \frac{0.03}{R_w}, 0.004 \right\}$$

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

$$\frac{\Delta_w}{h} = \max \left\{ \frac{0.04}{R_w}, 0.005 \right\}$$

Tabla 5.2

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

5.7.3.4 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 Δ_s representa los desplazamientos producidos por las fuerzas de diseño sísmico, actuando en un modelo lineal elástico de el edificio. Los valores de Δ_{max} son limitados a $0.02h$ (ó $0.01h$ para edificaciones post-sísmicas).

Tabla 5.3

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

5.7.4 COMPARACIÓN ENTRE LOS FACTORES DE REDUCCIÓN DE FUERZA SÍSMICA:

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.

5.7.5 COMPARACIÓN ENTRE LOS REQUERIMIENTOS DE ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

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 sísmicos 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 .

5.7.6 PERSPECTIVAS FUTURAS

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 (Ω_o), fue introducido para reemplazar " $3R_w/8$ "; Un factor de redundancia o confiabilidad, ρ ; 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:

$$E = \rho E_h + E_v$$

$$\text{Donde: } \rho = 2 - \frac{20}{r_{max} \sqrt{Ab}} \quad E_v = 0.5(C_a)(I)(D)$$

$$E_h = \frac{C_v * W}{RT} \leq \frac{2.5 C_a * W}{R} \quad R = \frac{R_d * R_o}{I}$$

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). Ab es el área de suelo cubierta en 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 (Δm), la deriva de entrepiso elástica (Δs) es amplificada de la siguiente forma:

$$\Delta_{max} = 0.7 * R_d * R_o * \Delta_s$$

El máximo valor de Δ_{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 (Ω_o). 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.

5.7.7 CAMBIOS DEL UBC 94 AL UBC 97^[25]

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.

5.7.7.1 CAMBIOS MAYORES DEL UBC DESDE 1994 A 1997

Los siguientes, son los cambios más significativos de la edición previa a la actual del UBC:

- 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 Ω_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 $0.025 \cdot H_{sx}$ para edificios con períodos menores a 0.7 segs.; y $0.02 \cdot H_{sx}$ 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.

5.7.8 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 (Structural Engineers Association of California "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 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.

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.

5.7.9 ANÁLISIS DE LOS TERREMOTOS DE NORTHRIDGE-1994 Y KOBE-1995^[24].

5.7.9.1 RESEÑA HISTÓRICA

Dos grandes sismos recientes, como son el de Northridge en 1994 y el de Hyogo-Ken Nanbu, 1995 (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.

a) 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.

5.7.9.2 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.

5.7.10 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 vigas que llegan a la conexión deben poseer menos rigidez (Ver anexo)

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:

β ; 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.

M_c : 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 M_{pr} obtenido anteriormente.

5.7.11 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 vigas.

CAPITULO 6

MODELACION Y DISEÑO DE EDIFICIOS UTILIZANDO EL METODO AISC-LRFD

En este capítulo, se muestran los resultados de cuarenta y cinco edificios diseñados según la normativa salvadoreña vigente, para cada uno de los edificios se muestran las secciones obtenidas en vigas y columnas, las relaciones de esfuerzo según método AISC LRFD, los periodos para las dos direcciones ortogonales, los cortantes según el método estático y dinámico, la deriva de entrepiso máxima, así como la relación viga columna (criterio columna fuerte viga débil), de los cuarenta y cinco edificios se seleccionarán nueve y a estos se les hará un análisis de colapso o push-over y un análisis no lineal Paso a Paso, con el objeto de obtener los parámetros de Resistencia y Ductilidad, tanto a nivel local como global, los cuales serán la base para opinar técnicamente acerca del estado actual de la normativa salvadoreña, en particular sobre las reservas de ductilidad y resistencias que presentan los edificios diseñados de acuerdo a la normativa salvadoreña vigente.

Para poder realizar el diseño, se hará un análisis modal espectral, ya que la altura de los edificios a diseñar varia de setenta a ciento veinte metros, resultando ser igual y mayor que los setenta metros que se establece como límite en la normativa salvadoreña, para poder emplear el método de análisis de fuerzas laterales estáticas equivalente.

El espectro de respuesta será generado a partir de las ecuaciones que la normativa propone en el capítulo cinco, apartado cinco punto dos, dichas ecuaciones toman en cuenta los coeficientes de sitio, importancia, zonificación y el factor de respuesta.

El diseño será realizado con la ayuda del programa ETABS, que verifica la relación de esfuerzo para cada una de las secciones propuestas.

Se ha optimizado las secciones basándose en el cumplimiento de la deriva de entrepiso y criterio columna fuerte viga débil, es decir, que se han tomado las secciones más pequeñas que cumplan con el límite establecido en la norma para la deriva de entrepiso.

6.1 DESCRIPCION GENERAL DE LOS RESULTADOS DEL DISEÑO

Los resultados de los edificios tipo A-1, B-1 y C-1; se muestran en las tablas 6.1, 6.2 y 6.3 y se puede observar que las secciones y la relación peso/área obtenidas son muy grande y por lo tanto los edificios se consideran económicamente no factible para su construcción.

Por lo anterior, fue necesario hacer cambios en los edificios los cuales se presentan en cada descripción respectivamente. Los resultados para el diseño tipo dos, aun con los cambios realizados sus secciones se consideran todavía altas y por consecuencia su relación peso/área, por lo que fue necesario hacer mas cambios los cuales se presentan en la descripción del tipo 3, 4 y 5; los resultados para el tipo tres mejoraron un poco, pero fue necesario hacer otros pequeños cambios(los cuales se observan al comparar las plantas 3 y 4). En esta etapa los diseños mejoraron notablemente y por lo tanto, es necesario asegurarse que el diseño cumpla con el criterio columna fuerte-viga débil, por lo que fue necesario hacer un quinto diseño para cada edificio en particular.

El quinto diseño por criterios académicos el tipo A-5 fue realizado con la planta estructural del tipo A-2(que es la planta común de los cuatro trabajos de graduación), y para los tipos B-5 y C-5 se tomaron las plantas estructurales del tipo B-4 y C-4 respectivamente. El diseño tomando en cuenta la relación columna fuerte-viga débil, se consideró el más optimo en todos los sentidos y por lo tanto es el más recomendable para este tipo de edificios.

Los resultados de todos los diseños se presentan en las tablas que corresponde a cada tipo de estructura; para el caso del diseño tipo A-5, B-5 y C-5 además de los resultados se le verifica el cumplimiento del índice de estabilidad(efecto p-delta), para poder determinar si es necesario considerar el efecto de segundo orden o p-delta(indicado en el numeral 4.7 de la NTDS).

6.2 DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS TIPO 1

Las estructuras a diseñar, son edificios regulares de 20, 25 y 30 niveles, estructurado a partir de marcos resistentes a momentos en ambas direcciones, con entrepisos de 4.0 m y claros de 7.50 en ambas direcciones en los edificios tipo A-1 y entrepisos de 4.0 m, claros de 6.00 m en ambas direcciones para los edificios tipo C-1 y B-1. Las dimensiones en planta para cada entrepiso serán de 30.0 x 30.0 m, edificios Tipo "A-1" y "C-1" y de 30 x 60 m edificios tipo "B-1".

Para el sistema de losas, se ha utilizado un sistema de tableros en dos direcciones de 16 cm de espesor para los edificios con plantas de 30 x 30 mts (edificios A-1 y C-1) y tableros unidireccionales con vigetas espaciadas @ 1.20 mts y 22.5 cm de espesor (15 cm de placas aligeradas de concreto preesforzado y 7.5 cm de recubrimiento, los cuales en el programa de análisis se modelaran como una sola losa de 17.5 cm de espesor), para los edificios con plantas de 30 x 60 mts (edificios B-1), los cuales son sistemas indeformable 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 será modelado como resistentes a momento "Fully Restrained (FR) Moment Connections".

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 125.00 Kg./m² (25.56 Lb/pie²) a 44 Kg./m² (9.0 Lb/pie²), para las paredes exteriores e interiores respectivamente.

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 2, entonces la importancia $I = 1.2$

Sistema estructural tipo A numeral 3, entonces $C_d = 8.0$, $R = 12.0$

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

6.2.1 DATOS DE ENTRADA PARA EL ANALISIS ESTATICO HECHO CON EL PROGRAMA ETABS

Calculo de las cargas a utilizar en los edificios.

CARGA MUERTA

Paredes exteriores	125.00 Kg/m ²
Paredes interiores	44.00 Kg/m ²
Piso cerámico	120.00 Kg/m ²
I. E. + C.F. + A.A	60.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Fachada de Vidrio	35.00 Kg/m ²

CARGA VIVA

Según Art. 25 de Las N.T.D.S. la carga viva máxima y la carga viva instantánea para las destinadas para oficinas son: $W_m = 250$ Kg/m² y $W_i = 180.00$ Kg/m² y para la azotea son: $W_m = 100.00$ Kg/m² y $W_i = 50.00$ Kg/m².

CARGAS EN VIGAS PARA TODOS LOS NIVELES:

Eje en la dirección X = Eje en la dirección Y

Pared exterior	$125.00 \text{ Kg/m}^2 * 4.00\text{m} = 500.00 \text{ Kg/m}$
Fachada de Vidrio	$35.00 \text{ Kg/m}^2 * 4.00\text{m} = \underline{140.00 \text{ Kg/m}}$
	640.00 Kg/m

CARGAS EN LOSAS INCLUYENDO VIVA INSTANTANEA:

Azotea

Todas las losas

C.F. + I.E + A.A	60.00 Kg/m ²
Sobre losa	<u>20.00 Kg/m²</u>
	Cm = 80.00 Kg/m ²
	+ Cv = <u>50.00 Kg/m²</u>
	130.00 Kg/m²

Todos los Otros Niveles

Todas las losas:

C.F. + I.E + A.A	60.00 Kg/m ²
Piso cerámico	120.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Divisiones Interiores	<u>44.00 Kg/m²</u>
	Cm = 244.00 Kg/m ²
	+ Cv = <u>180.00 Kg/m²</u>
	424.00 Kg/m²

CARGAS EN LOSAS INCLUYENDO VIVA PERMANENTE:

Azotea

Todas las losas	
C.F. + I.E + A.A.	60.00 Kg/m ²
Sobre losa	<u>20.00 Kg/m²</u>
	Cm = 80.00 Kg/m ²
	+ Cv = <u>100.00 Kg/m²</u>
	180.00 Kg/m²

Todos los Otros Niveles

Todas las losas	
C.F. + I.E + A.A.	60.00 Kg/m ²
Piso cerámico	120.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Divisiones Interiores	<u>44.00 Kg/m²</u>
	Cm = 244.00 Kg/m ²
	+ Cv = <u>250.00 Kg/m²</u>
	494.00 Kg/m²

** Los pesos propios de las vigas, columnas y losas son calculados por el programa automáticamente.

PLANTA ESTRUCTURAL TIPO A-1

EDIFICIO DISEÑADO CON ACERO A36 Y A572
CON ALTURA DE ENTREPISO DE 4.00 M

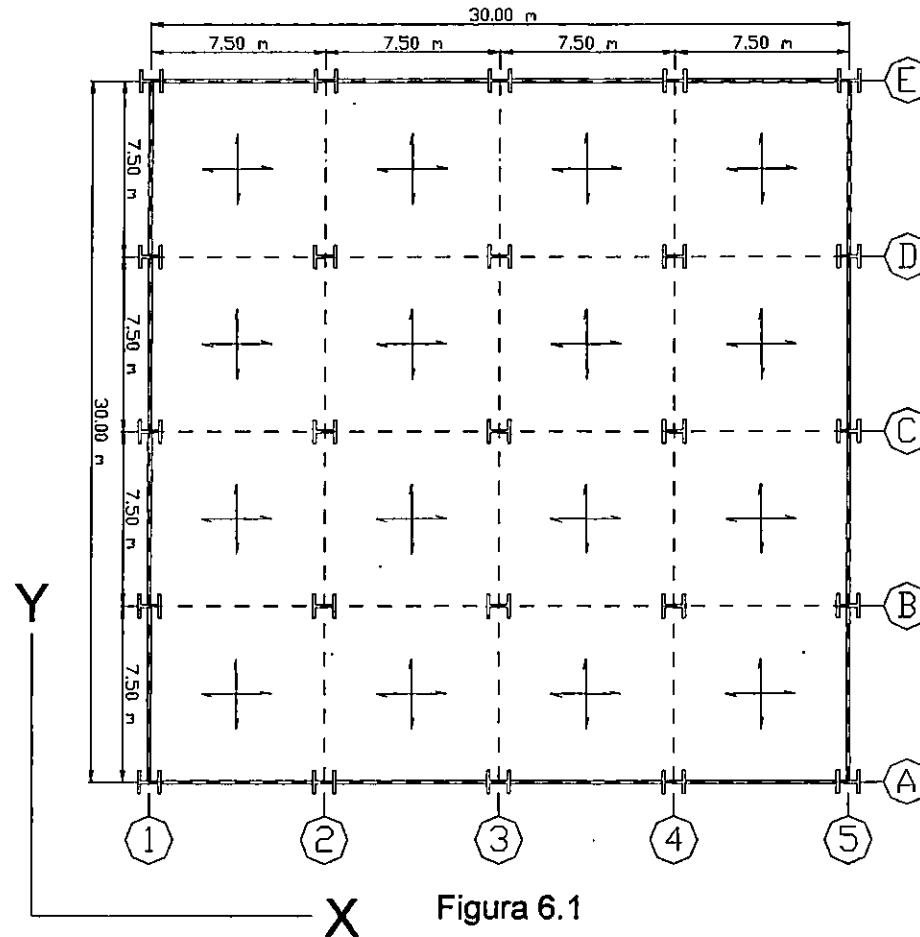


Tabla 6.1. EDIFICIO TIPO A-1

ALTURA = 20.0 Niveles
 ENTREPISOS = 4.00 mts
 CLAROS = 7.50 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortantes Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area (Kg/m²)
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
20-16	W14X398	0.331	0.241	W24X192	0.366	0.267	1.996	2.362	713,836	638,104	622,678	564,468	4.80	4,370,000	18,000	242.78
15-11	W14X500	0.503	0.352	W24X250	0.267	0.192										
10-6	W14X665	0.498	0.365	W24X408	0.193	0.142										
5-1	W14X730	0.567	0.415	W24X492	0.163	0.121										

(a)

ALTURA = 25.0 Niveles
 ENTREPISOS = 4.00 mts
 CLAROS = 7.50 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortantes Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area (Kg/m²)
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
25-21	W14X455	0.33	0.243	W24X306	0.195	0.141	2.401	2.847	848,136	789,997	752,233	678,356	4.40	6,620,000	22,500	294.22
20-16	W14X550	0.50	0.299	W24X370	0.208	0.152										
15-11	W14X665	0.55	0.402	W24X450	0.192	0.140										
10-6	W14X730	0.60	0.439	W27X448	0.187	0.137										
5-1	W14X730	0.70	0.511	W27X494	0.168	0.125										

(b)

ALTURA = 30.0 Niveles
 ENTREPISOS = 4.00 mts
 CLAROS = 7.50 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortantes Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area (Kg/m²)
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
30-26	W14X605	0.270	0.198	W27X194	0.297	0.215	2.972	3.461	938,988	938,988	775,286	708,055	5.520	7,570,000	27,000	280.37
25-21	W14X665	0.373	0.271	W27X235	0.307	0.223										
20-16	W14X730	0.500	0.402	W27X368	0.238	0.173										
15-11	W14X730	0.641	0.468	W27X407	0.232	0.169										
10-6	W14X730	0.755	0.552	W27X448	0.220	0.161										
5-1	W14X730	0.864	0.627	W27X494	0.198	0.145										

(c)

PLANTA ESTRUCTURAL TIPO B-1

EDIFICIO DISEÑADO CON ACERO A36 Y A572
CON ALTURA DE ENTREPISO DE 4.00 M

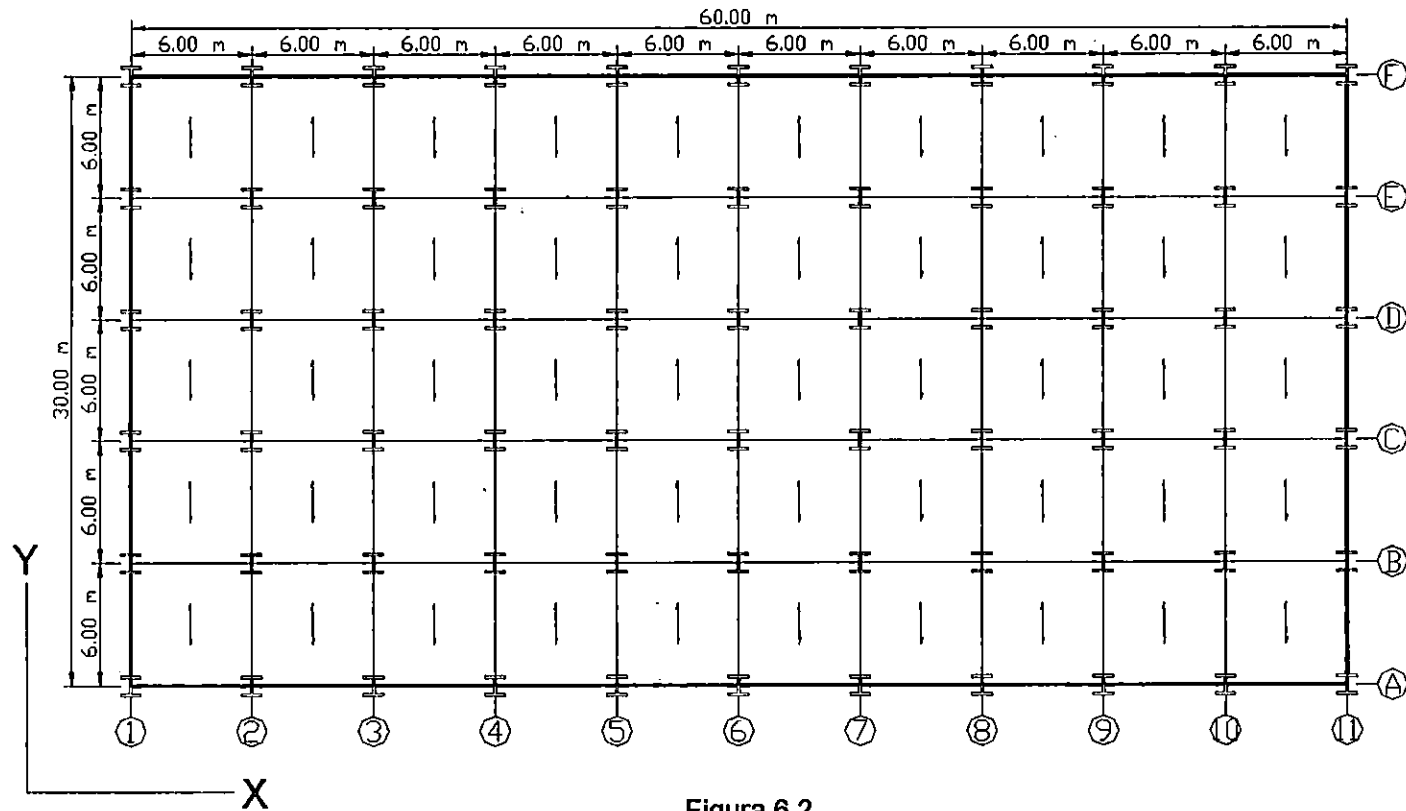


Figura 6.2

Tabla 6.2. EDIFICIO TIPO B-1

ALTURA = 20.0 Niveles
 ENTREPISOS = 4.00 mts
 CLAROS = 6.00 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg.)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m ²)	Peso/ Area Kg/m ²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
20-6	W14x311	0.303	0.220	W18x142	0.292	0.210	2.650	2.377	1,426,588	1,533,680	1,062,512	1,126,640	5.736	7.46E6	36E6	207.22
15-11	W14x370	0.480	0.290	W18x192	0.291	0.209										
10-6	W14x455	0.518	0.380	W18x258	0.249	0.179										
5-1	W14x550	0.543	0.399	W18x283	0.234	0.169										

(a)

ALTURA = 25.0 Niveles
 ENTREPISOS = 4.00 mts
 CLAROS = 6.00 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg.)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m ²)	Peso/ Area Kg/m ²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
25-21	W14x455	0.235	0.171	W18x211	0.210	0.156	3.0678	2.8203	1,860,440	1,860,440	1,276,637	1,334,065	5.760	11,57E6	45E3	257.11
20-16	W14x500	0.326	0.237	W18x234	0.259	0.186										
15-11	W14x550	0.474	0.319	W18x258	0.275	0.198										
10-6	W14x605	0.529	0.387	W18x283	0.275	0.198										
5-1	W14x665	0.601	0.444	W18x311	0.258	0.186										

(b)

ALTURA = 30.0 Niveles
 ENTREPISOS = 4.00 mts
 CLAROS = 6.00 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg.)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m ²)	Peso/ Area Kg/m ²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
30-26	W14x455	0.271	0.196	W21x233	0.207	0.149	3.3040	3.0834	2,281,050	2,281,050	1,476,194	1,530,904	5.736	15.09E6	54E3	279.44
25-21	W14x500	0.361	0.262	W21x248	0.237	0.171										
20-16	W14x550	0.508	0.333	W21x275	0.250	0.180										
15-11	W14x605	0.565	0.413	W21x300	0.250	0.180										
10-6	W14x665	0.597	0.436	W21x333	0.242	0.174										
5-1	W14x730	0.671	0.494	W21x364	0.231	0.166										

(c)

PLANTA ESTRUCTURAL TIPO C-1

EDIFICIO DISEÑADO CON ACERO A36 Y A572
CON ALTURA DE ENTREPISO DE 4.00 M

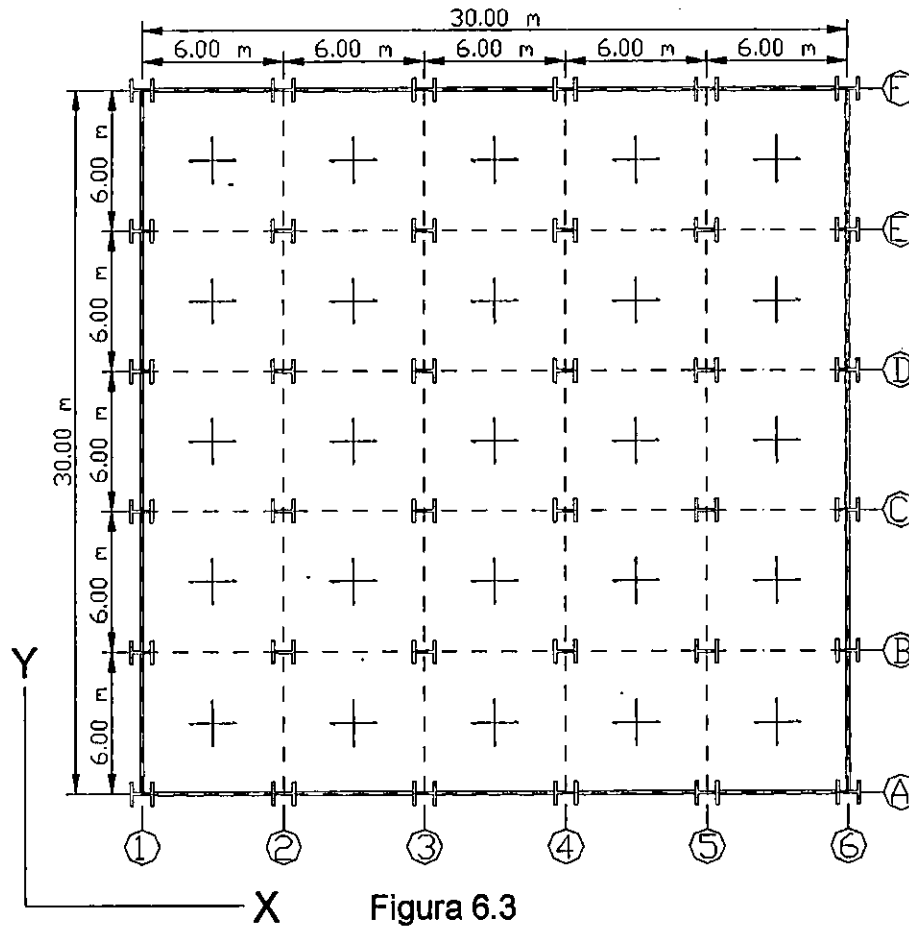


Tabla 6.3. EDIFICIO TIPO C-1

ALTURA = 20.0 Niveles
 ENTREPISOS = 4.00 mts
 CLAROS = 6.00 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m ²)	Peso/ Area Kg/m ²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
20-16	W14x398	0.243	0.177	W18x175	0.237	0.171	2.3807	2.7557	765,560	709,070	569,650	524,045	5.76	4E6	18,000	222.22
15-11	W14x426	0.425	0.252	W18x192	0.284	0.205										
10-6	W14x500	0.486	0.357	W18x211	0.291	0.210										
5-1	W14x550	0.558	0.409	W18x234	0.273	0.196										

(a)

ALTURA = 25.0 Niveles
 ENTREPISOS = 4.00 mts
 CLAROS = 6.00 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m ²)	Peso/ Area Kg/m ²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
25-21	W14x500	0.208	0.151	W24x146	0.243	0.175	2.613	2.9857	917,774	904,483	683,326	632,163	5.52	5.44E6	22,500	241.78
20-16	W14x550	0.285	0.207	W24x162	0.290	0.209										
15-11	W14x605	0.422	0.240	W24x176	0.312	0.224										
10-6	W14x665	0.469	0.344	W24x192	0.308	0.222										
5-1	W14x730	0.511	0.377	W24x207	0.279	0.201										

(b)

ALTURA = 30.0 Niveles
 ENTREPISOS = 4.00 mts
 CLAROS = 6.00 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m ²)	Peso/ Area Kg/m ²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
30-26	W14x550	0.216	0.156	W27x161	0.230	0.166	2.8554	3.2686	1,117,954	1,117,954	796,255	734,532	5.52	7.35E6	27E3	272.22
25-21	W14x605	0.288	0.209	W27x178	0.270	0.195										
20-16	W14x665	0.414	0.242	W27x194	0.288	0.208										
15-11	W14x730	0.464	0.316	W27x217	0.283	0.204										
10-6	W14x730	0.540	0.395	W27x235	0.274	0.197										
5-1	W14x730	0.664	0.488	W27x258	0.257	0.185										

(c)

6.3 DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS TIPO 2

El segundo grupo de estructuras a diseñar, son edificios regulares de 20, 25 y 30 niveles, estructurado a partir de marcos resistentes a momentos en ambas direcciones, con entrepisos de 3.50 m y claros de 5.00 m en ambas direcciones en los edificios tipo A-2 y claros de 5.833 m en ambas direcciones para los edificios tipo C-2 y B-2. Las dimensiones en planta para cada entrepiso serán de 35.0 x 35.0 m, edificios Tipo "A-2" y "C-2" y de 35 x 70 m edificios tipo "B-2".

Para el sistema de losas se ha utilizado un sistema de tableros en dos direcciones de 16 cm de espesor para los edificios con plantas de 35 x 35 mts (edificios A-2 y C-2) y tableros unidireccionales con vigetas espaciadas @ 1.16 mts y 22.5 cm de espesor (15 cm de placas aligeradas de concreto preesforzado y 7.5 cm de recubrimiento, los cuales en el programa de análisis se modelaran como una sola losa de 17.5 cm de espesor), para los edificios con plantas de 35 x 70 mts (edificios B-2), los cuales son sistemas indeformable 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 será modelado como resistentes a momento "Fully Restrained (FR) Moment Connections".

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 125.00 Kg./m² (25.56 Lb/pie²) a 44 Kg./m² (9.0 Lb/pie²), para las paredes exteriores e interiores respectivamente.

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 2, entonces la importancia $I = 1.2$

Sistema estructural tipo A numeral 3, entonces $C_d = 8.0$, $R = 12.0$

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

6.3.1 DATOS DE ENTRADA PARA EL ANALISIS ESTATICO HECHO CON EL PROGRAMA ETABS

Calculo de las cargas a utilizar en los edificios.

CARGA MUERTA

Paredes exteriores	125.00 Kg/m ²
Paredes interiores	44.00 Kg/m ²
Piso cerámico	120.00 Kg/m ²
I. E. + C.F. + A.A	60.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Fachada de Vidrio	35.00 Kg/m ²

CARGA VIVA

Según Art. 25 de Las N.T.D.S. la carga viva máxima y la carga viva instantánea para losas destinadas para oficinas son: $W_m = 250$ Kg/m² y $W_i = 180.00$ Kg/m² y para la azotea son: $W_m = 100.00$ Kg/m² y $W_i = 50.00$ Kg/m².

CARGAS EN VIGAS PARA TODOS LOS NIVELES:**Eje en la dirección X = Eje en la dirección Y**

Pared exterior	$125.00 \text{ Kg/m}^2 * (3.50\text{m}) = 437.50 \text{ Kg/m}$
Fachada de Vidrio	$35.00 \text{ Kg/m}^2 * 3.50\text{m} = \underline{122.50 \text{ Kg/m}}$
	560.00 Kg/m

CARGAS EN LOSAS INCLUYENDO VIVA INSTANTANEA:**Azotea**

Todas las losas

C.F. + I.E + A.A	60.00 Kg/m ²
Sobre losa	<u>20.00 Kg/m²</u>
	Cm = 80.00 Kg/m ²
	+ Cv = <u>50.00 Kg/m²</u>
	130.00 Kg/m²

Todos los Otros Niveles

Todas las losas:

C.F. + I.E + A.A	60.00 Kg/m ²
Piso cerámico	120.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Divisiones Interiores	<u>44.00 Kg/m²</u>
	Cm = 244.00 Kg/m ²
	+ Cv = <u>180.00 Kg/m²</u>
	424.00 Kg/m²

CARGAS EN LOSAS INCLUYENDO VIVA PERMANENTE:

Azotea

Todas las losas	
C.F. + I.E + A.A.	60.00 Kg/m ²
Sobre losa	<u>20.00 Kg/m²</u>
	Cm = 80.00 Kg/m ²
	+ Cv = <u>100.00 Kg/m²</u>
	180.00 Kg/m²

Todos los Otros Niveles

Todas las losas	
C.F. + I.E + A.A.	60.00 Kg/m ²
Piso cerámico	120.00 Kg/m ²
Sobre losa	20.00 Kg/m ²
Divisiones Interiores	<u>44.00 Kg/m²</u>
	Cm = 244.00 Kg/m ²
	+ Cv = <u>250.00 Kg/m²</u>
	494.00 Kg/m²

** Los pesos propios de las vigas, columnas y losas son calculados por el programa automáticamente.

PLANTA ESTRUCTURAL TIPO A-2

EDIFICIO DISEÑADO CON ACERO A36 Y A572
CON ALTURA DE ENTREPISO DE 3.50 M

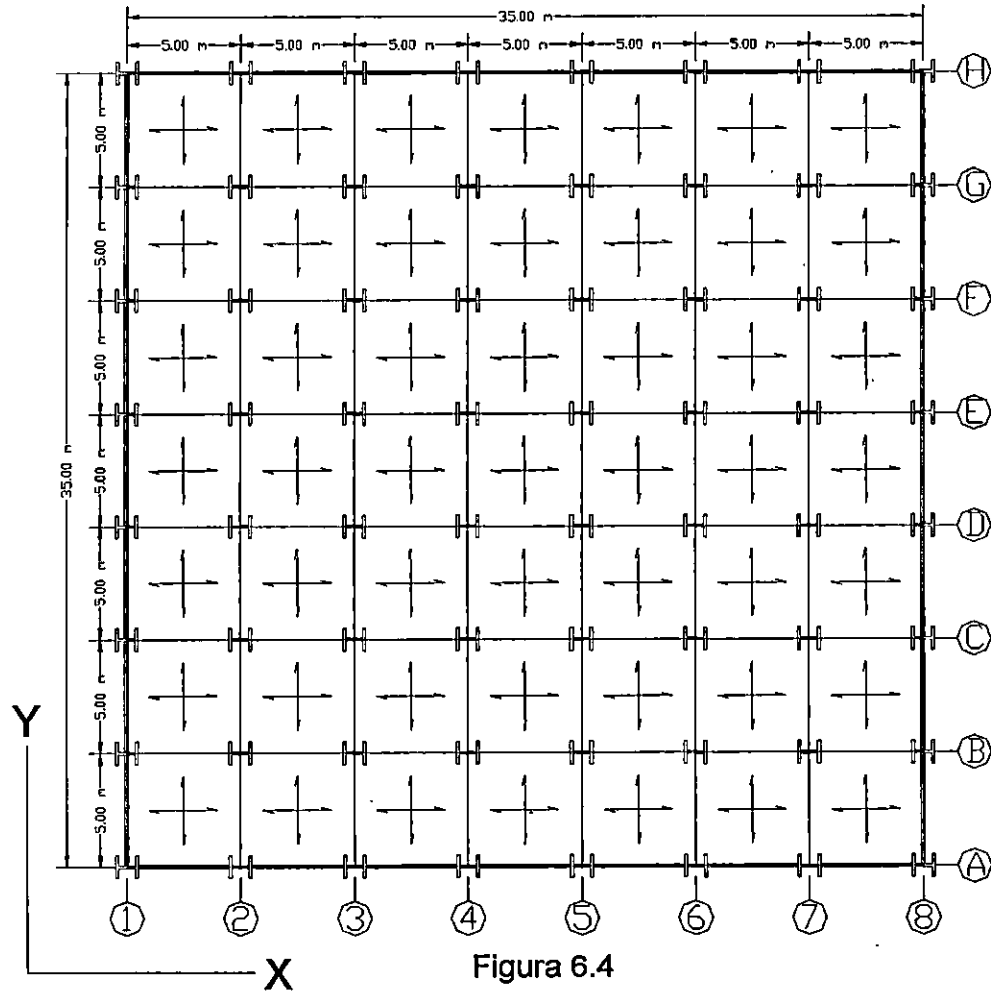


Tabla 6.4. EDIFICIO TIPO A-2

ALTURA = 20.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.00 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortantes Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area (Kg/m²)
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
20-16	W14X132	0.551	0.354	W18X119	0.221	0.130	2.0518	2.4414	1,065,258	948,662	779,586	700,895	5.04	3,930,000	24,500	160.41
15-11	W14X193	0.625	0.455	W18X143	0.247	0.167										
10-6	W14X211	0.766	0.558	W18X175	0.233	0.178										
5-1	W14X283	0.697	0.511	W18X234	0.181	0.159										

(a)

ALTURA = 25.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.00 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortantes Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area (Kg/m²)
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
25-21	W14X145	0.528	0.347	W18X143	0.193	0.139	2.1652	2.5675	1,363,004	1,216,635	976,930	880,710	4.96	6.71E6	30,625	219.10
20-16	W14X211	0.623	0.453	W18X175	0.214	0.154										
15-11	W14X257	0.686	0.499	W18X234	0.189	0.136										
10-6	W14X342	0.625	0.456	W18X283	0.169	0.121										
5-1	W14X455	0.580	0.425	W18X311	0.154	0.111										

(b)

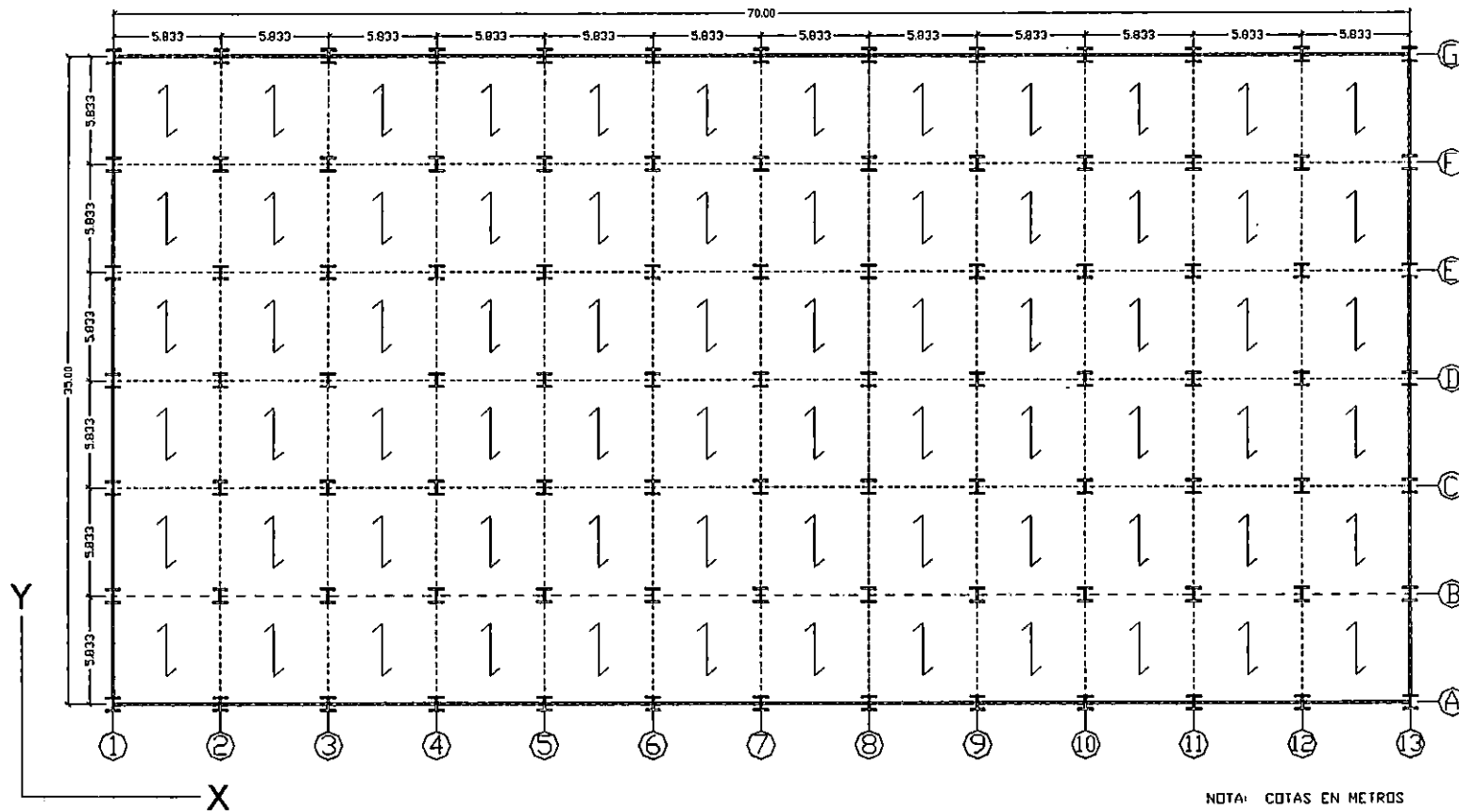
ALTURA = 30.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.00 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortantes Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area (Kg/m²)
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
30-26	W14X193	0.385	0.279	W18X130	0.211	0.152	2.6824	3.100	1,314,165	1,314,165	984,736	899,796	5.04	7.95E6	36,750	216.33
25-21	W14X257	0.519	0.317	W18X158	0.232	0.167										
20-16	W14X342	0.527	0.384	W18X192	0.226	0.163										
15-11	W14X370	0.601	0.438	W18X211	0.225	0.162										
10-6	W14X398	0.655	0.478	W18X234	0.216	0.156										
5-1	W14X455	0.685	0.502	W18X283	0.182	0.131										

(c)

PLANTA ESTRUCTURAL TIPO B-2

EDIFICIO DISEÑADO CON ACERO A36 Y A572
CON ALTURAS DE ENTREPISO DE 3.50 M



NOTA: COTAS EN METROS

Figura 6.5

Tabla 6.5. EDIFICIO TIPO B-2

ALTURA = 20.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area Kg/m²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
20-16	W14x257	0.320	0.232	W18x97	0.402	0.289	2.4732	2.3770	1,902,340	2,007,805	1,410,083	1,472,322	5.112	7.42E6	49E3	151.43
15-11	W14x342	0.476	0.280	W18x130	0.388	0.280										
10-6	W14x398	0.551	0.403	W18x175	0.329	0.237										
5-1	W14x455	0.619	0.453	W18x211	0.281	0.202										

(a)

ALTURA = 25.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area Kg/m²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
25-21	W14x311	0.288	0.209	W18x130	0.319	0.229	2.7682	2.5673	2,349,013	2,411,743	1,694,990	1,758,789	4.992	11.56E6	61,250	188.73
20-16	W14x370	0.461	0.274	W18x158	0.342	0.246										
15-11	W14x426	0.548	0.400	W18x192	0.323	0.233										
10-6	W14x500	0.575	0.420	W18x234	0.283	0.204										
5-1	W14x550	0.634	0.464	W18x283	0.241	0.173										

(b)

ALTURA = 30.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area Kg/m²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
30-26	W14x455	0.216	0.156	W18x130	0.335	0.241	3.0347	2.8713	2,926,954	2,926,954	1,974,796	2,025,148	5.128	16.72E6	73,500	227.48
25-21	W14x500	0.303	0.220	W18x158	0.357	0.257										
20-16	W14x550	0.454	0.260	W18x192	0.342	0.246										
15-11	W14x605	0.512	0.374	W18x234	0.308	0.221										
10-6	W14x665	0.541	0.396	W18x283	0.270	0.194										
5-1	W14x730	0.606	0.444	W18x311	0.250	0.180										

(c)

PLANTA ESTRUCTURAL TIPO C-2
EDIFICIO DISEÑADO CON ACERO A36 Y A572
CON ALTURA DE ENTREPISO DE 3.50 M

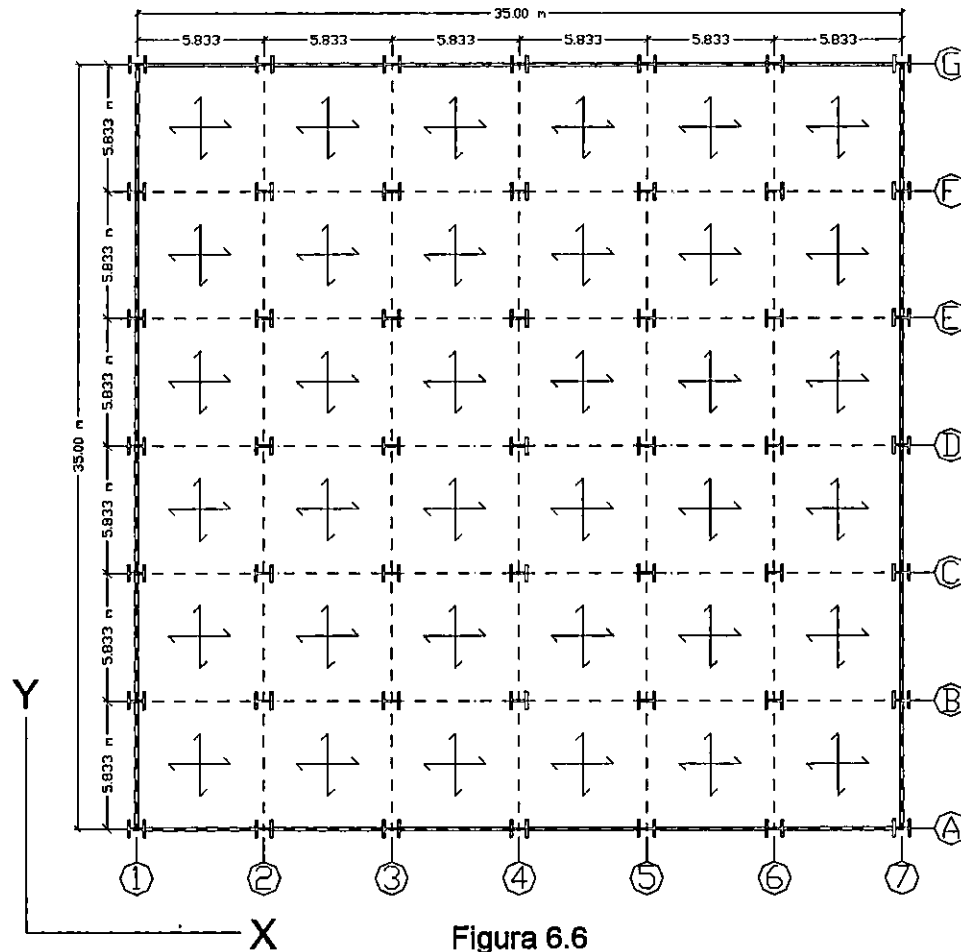


Figura 6.6

Tabla 6.6. EDIFICIO TIPO C-2

ALTURA = 20.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m ²)	Peso/Area (Kg/m ²)
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
20-16	W14x233	0.360	0.261	W18x158	0.236	0.170	2.2119	2.5584	1,016,344	922,370	761,536	695,811	5.152	.4.01E6	24,500	163.67
15-11	W14x283	0.557	0.406	W18x175	0.279	0.201										
10-6	W14x311	0.681	0.498	W18x192	0.284	0.204										
5-1	W14x370	0.720	0.527	W18x211	0.265	0.191										

(a)

ALTURA = 25.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m ²)	Peso/Area Kg/m ²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
25-21	W14x370	0.241	0.175	W21x132	0.257	0.185	2.5044	2.8392	1,192,610	1,142,542	887,433	825,305	4.872	5.52E6	30,625	180.24
20-16	W14x398	0.416	0.248	W21x147	0.303	0.218										
15-11	W14x426	0.524	0.382	W21x166	0.307	0.221										
10-6	W14x455	0.600	0.438	W21x182	0.301	0.217										
5-1	W14x500	0.662	0.486	W21x201	0.277	0.200										

(b)

ALTURA = 30.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m ²)	Peso/Area Kg/m ²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
30-26	W14x426	0.238	0.172	W21x147	0.250	0.180	2.7548	3.1075	1,422,772	1,422,772	1,028,4	956,583	5.08	7.98E6	36,750	217.14
25-21	W14x455	0.328	0.238	W21x166	0.285	0.205										
20-16	W14x500	0.480	0.310	W21x182	0.304	0.219										
15-11	W14x550	0.537	0.392	W21x201	0.303	0.218										
10-6	W14x605	0.572	0.418	W21x223	0.288	0.207										
5-1	W14x665	0.634	0.465	W21x248	0.263	0.189										

(c)

6.4 DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS TIPO 3, 4 Y 5

El tercero y cuarto grupo de estructuras a diseñar son edificios regulares de 20, 25 y 30 niveles, estructurados utilizando el concepto de tubos que es un sistema que da una mayor rigidez ante la acción de cargas laterales ayudando a disminuir los desplazamientos de los entrepisos. Al igual que los edificios tipo "2" se utilizarán entrepisos de 3.50 m y claros de 5.00 m en ambas direcciones en los edificios tipo A-3 y claros de 5.833 m en ambas direcciones para los edificios tipo C-3 y B-3. Las dimensiones en planta para cada entrepiso serán de 35 x 35 m, edificios Tipo "A-3" y "C-3" y de 35 x 70 m edificios tipo "B-3".

Para el sistema de losas se ha utilizado un sistema de tableros en dos direcciones de 16 cm de espesor para los edificios con plantas de 35 x 35 mts (edificios A-3 y C-3) y tableros unidireccionales con vigetas espaciadas @ 1.16 mts y 22.5 cm de espesor (15 cm de placas aligeradas de concreto preesforzado y 7.5 cm de recubrimiento, los cuales en el programa de análisis se modelaran como una sola losa de 17.5 cm de espesor), para los edificios con plantas de 35 x 70 mts (edificios B-3), los cuales son sistemas indeformable 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 será modelado como resistentes a momento "Fully Restrained (FR) Moment Connections".

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 125.00 Kg./m² (25.56 Lb/pie²) a 44 Kg./m² (9.0 Lb/pie²), para las paredes exteriores e interiores respectivamente.

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 2, entonces la importancia $I = 1.2$

Sistema estructural tipo A numeral 3, entonces $C_d = 8.0$, $R = 12.0$

Y por último la deriva de entrepiso será: $\Delta n = 0.015 h_{sx}$.

Las cargas a utilizar en el análisis serán las mismas que las utilizadas en los edificios tipo 2

PLANTA ESTRUCTURAL TIPO A-3

EDIFICIO DISEÑADO CON ACERO A36 Y A572
CON ALTURA DE ENTREPISO DE 3.50 M

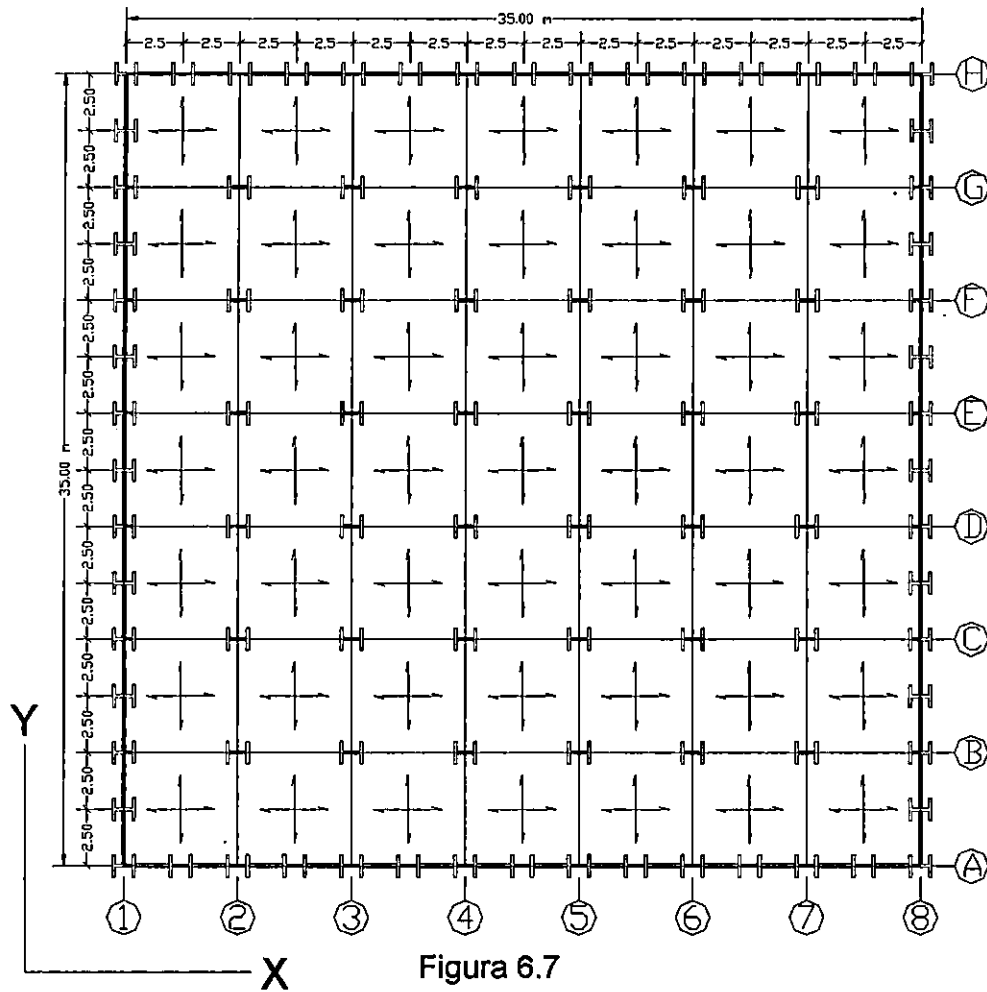


Tabla 6.7 EDIFICIO TIPO A- 3

ALTURA = 20.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.00 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortantes Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area (Kg/m²)
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
20-16	W14X99	0.703	0.472	W18X97	0.367	0.265										
15-11	W14X145	0.752	0.543	W18X130	0.345	0.249										
10-6	W14X176	0.805	0.588	W18X158	0.307	0.223	1.9414	2.3544	1,092,842	960,975	803,468	711,952	4.88	3.66E6	24,500	149.39
5-1	W14X233	0.758	0.559	W18X175	0.257	0.188										

(a)

ALTURA = 25.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.00 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortantes Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area (Kg/m²)
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
25-21	W14X132	0.569	0.411	W18X119	0.355	0.255										
20-16	W14X159	0.752	0.542	W18X158	0.326	0.236										
15-11	W14X193	0.788	0.572	W18X192	0.294	0.213	2.0992	2.5397	1,367,707	1,204,606	982,108	870,940	4.72	6.17E6	30,625	201.48
10-6	W14X257	0.723	0.528	W18X211	0.267	0.193										
5-1	W14X370	0.593	0.435	W18X258	0.200	0.142										

(b)

ALTURA = 30.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.00 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortantes Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area (Kg/m²)
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
30-26	W14X132	0.617	0.444	W18X130	0.356	0.256										
25-21	W14X176	0.722	0.519	W18X143	0.369	0.267										
20-16	W14X211	0.769	0.565	W18X175	0.340	0.246	2.4841	2.9576	1,484,616	1,414,594	1,068,229	958,933	5.20	7.76E6	36,750	211.26
15-11	W14X257	0.752	0.546	W18X192	0.318	0.230										
10-6	W14X342	0.656	0.479	W18X211	0.281	0.204										
5-1	W14X370	0.648	0.474	W18X258	0.212	0.154										

(c)

PLANTA ESTRUCTURAL TIPO A-4

EDIFICIO DISEÑADO CON ACERO A36 Y A572
CON ALTURA DE ENTREPISO DE 3.50 M

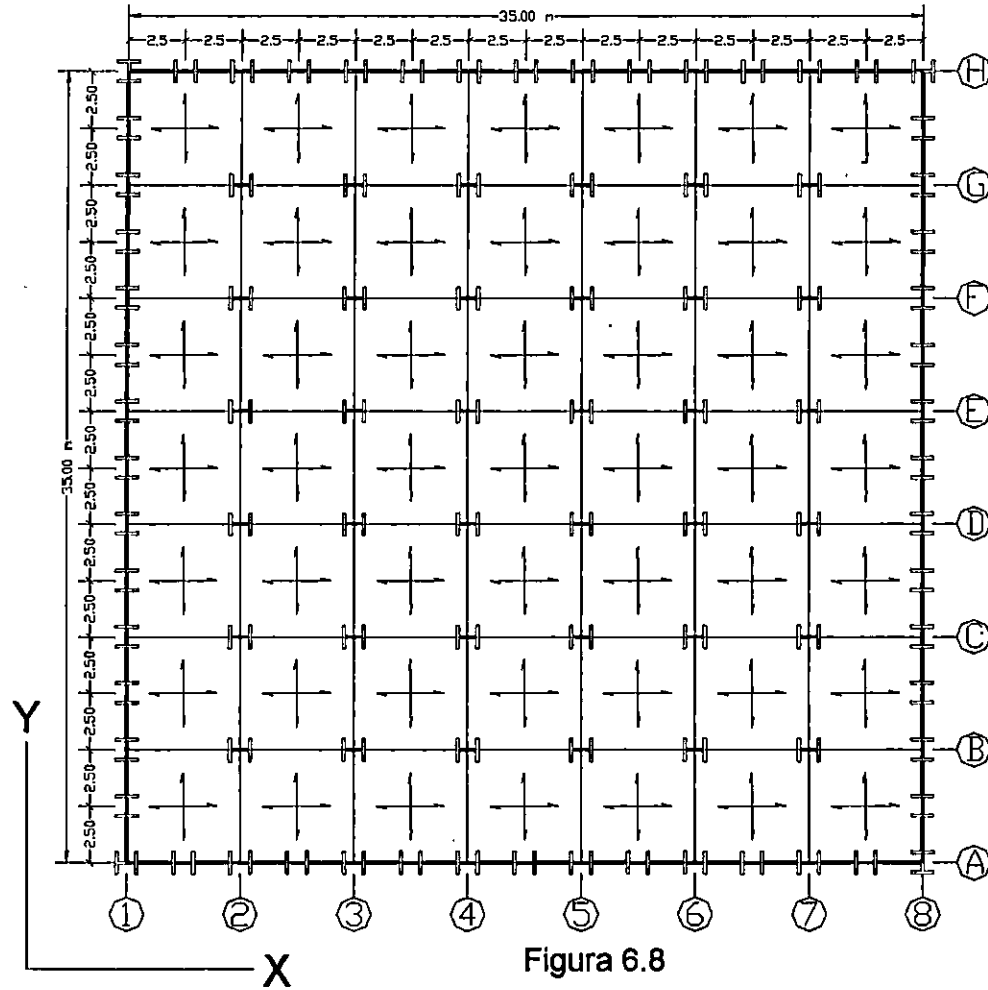


Figura 6.8

Tabla 6.8 EDIFICIO TIPO A- 4

ALTURA = 20.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.00 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortantes Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area Kg/m²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
20-16	W14X90	0.725	0.507	W18X86	0.358	0.258										
15-11	W14X120	0.857	0.619	W18X119	0.319	0.231										
10-6	W14X145	0.916	0.670	W18X143	0.290	0.210	2.1054	2.299	1018609	960,592	750,388	709,219	4.80	3,260,000	24,500	133.06
5-1	W14X211	0.791	0.583	W18X158	0.240	0.175										

(a)

ALTURA = 25.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.00 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortantes Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area Kg/m²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
25-21	W14X120	0.597	0.442	W18X106	0.337	0.269										
20-16	W14X132	0.843	0.608	W18X130	0.310	0.237										
15-11	W14X145	0.962	0.699	W18X143	0.290	0.237	2.3745	2.5867	1,221,897	1,154,102	877,266	829,663	5.04	5.18E6	30,625	169.14
10-6	W14X193	0.889	0.650	W18X175	0.256	0.194										
5-1	W14X342	0.594	0.436	W18X234	0.197	0.138										

(b)

ALTURA = 30.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.00 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortantes Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area Kg/m²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
30-26	W14X132	0.559	0.414	W18X130	0.309	0.222										
25-21	W14X176	0.681	0.490	W18X143	0.337	0.244										
20-16	W14X211	0.727	0.525	W18X175	0.310	0.224	2.5028	2.697	1,477,127	1,414,501	1,063,959	1,017,696	4.80	7.76E	36,750	211.26
15-11	W14X257	0.711	0.518	W18X192	0.290	0.210										
10-6	W14X342	0.624	0.457	W18X211	0.256	0.185										
5-1	W14X370	0.617	0.452	W18X258	0.197	0.158										

(c)

Tabla 6.9 EDIFICIO TIPO A-5

ALTURA = 20.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.00 mts

Nivel	Columna		Relación de Esfuerzo Mayor	Viga		Relación de Esfuerzo Mayor	Periodo(seg)		Cortante Estático(Kg)		Cortante Modal(kg)		Deriva (cm)	Relación Viga/Columna
	Perim	Centr		Perim	Centr		Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy		
20-16	W14x283	W14x283	0.221	W18x55	W18x55	0.417	2.0654	2.2913	1,072,356	1,000,651	786,268	742,995	4.912	0.83
15-11	W14x398	W14x398	0.240	W18x97	W18x97	0.332								0.62
10-6	W14x455	W14x455	0.354	W18x119	W18x119	0.321								0.71
5-1	W14x500	W14x500	0.427	W18x130	W18x130	0.304								0.78

(a)

ALTURA = 25.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.00 mts

Nivel	Columna		Relación de Esfuerzo Mayor	Viga		Relación de Esfuerzo Mayor	Periodo(seg)		Cortante Estático(kg)		Cortante Modal(kg)		Deriva (cm)	Relación Viga/Columna
	Perim	Centr		Perim	Centr		Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy		
25-21	W14x342	W14x342	0.196	W 18x71	W18x71	0.35	2.4202	2.694	1,238,229	1,159,511	904,229	850,865	5.008	0.87
20-16	W14x370	W14x370	0.274	W 18x106	W18x106	0.319								0.75
15-11	W14x426	W14x426	0.394	W 18x130	W18x130	0.307								0.88
10-6	W14x500	W14x500	0.415	W 18x143	W18x143	0.301								0.87
5-1	W14x605	W14x605	0.445	W18x158	W18x158	0.281								0.80

(b)

ALTURA = 30.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.00 mts

Nivel	Columna		Relación de Esfuerzo Mayor	Viga		Relación de Esfuerzo Mayor	Periodo(seg)		Cortante Estático(kg)		Cortante Modal(kg)		Deriva (cm)	Relación Viga/Columna
	Perim	Centr		Perim	Centr		Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy		
30-26	W14x370	W14x370	0.193	W18x71	W18x71	0.375	2.6743	2.9696	1,338,240	1,338,240	1,001,288	941,030	5.14	0.79
25-21	W14x426	W14x426	0.255	W18x106	W18x106	0.327								0.62
20-16	W14x500	W14x500	0.346	W18x143	W18x143	0.289								0.78
15-11	W14x605	W14x605	0.360	W18x158	W18x158	0.290								0.72
10-6	W14x665	W14x665	0.388	W18x175	W18x175	0.274								0.77
5-1	W14x730	W14x730	0.448	W18x192	W18x192	0.255								0.81

(c)

6.5 EFECTO "P- Δ" DEL EDIFICIO TIPO A-5

El coeficiente de estabilidad, definido en la norma, como el cociente entre la carga gravitatoria total "Px", por la deriva "Δ" de un entrepiso determinado entre la fuerza cortante "V" aplicada al entrepiso por la altura "hsx" de ese mismo entrepiso y por el factor de amplificación de desplazamientos "Cd".

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

Tabla 6.10a EFECTO P-Δ, EDIFICIO TIPO A-5, 20 NIVELES

Entrepiso	Px (Kg)	Δ(cm)	V (Kg)	hsx (mts)	Cd	θ
20	780,584.85	2.54	208,159.41	3.5	8	0.003
19	2,071,369.65	3.50	284,010.76	3.5	8	0.009
18	3,362,154.45	4.30	355,869.93	3.5	8	0.014
17	4,652,939.25	4.91	423,736.93	3.5	8	0.019
16	5,943,724.05	4.78	487,611.75	3.5	8	0.021
15	7,285,074.04	3.88	550,007.17	3.5	8	0.018
14	8,645,499.09	4.14	609,127.61	3.5	8	0.021
13	10,005,924.14	4.46	664,025.16	3.5	8	0.024
12	11,366,349.19	4.72	714,699.82	3.5	8	0.027
11	12,726,774.24	4.70	761,151.59	3.5	8	0.028
10	14,113,599.71	4.38	804,255.10	3.5	8	0.027
9	15,510,047.62	4.50	843,335.16	3.5	8	0.030
8	16,906,495.53	4.66	878,072.99	3.5	8	0.032
7	18,302,943.44	4.76	908,468.59	3.5	8	0.034
6	19,699,391.35	4.72	934,521.96	3.5	8	0.036
5	21,110,964.66	4.47	956,483.65	3.5	8	0.035
4	22,529,896.31	4.49	974,150.51	3.5	8	0.037
3	23,948,827.96	4.49	987,400.66	3.5	8	0.039
2	25,367,759.61	4.30	996,234.09	3.5	8	0.039
1	26,786,691.26	2.86	1,000,650.81	3.5	8	0.027

El máximo valor de coeficiente de estabilidad (θ), obtenido es de 0.039 menor que 0.1 (establecido como máximo en la normativa salvadoreña), lo que indica que no hay que considerar el efecto P-Δ, (las acciones internas de los elementos no necesitan ser incrementados)

Tabla 6.10b EFECTO P- Δ , EDIFICIO TIPO A-5, 25 NIVELES

Entrepiso	Px (Kg)	Δ (cm)	V (Kg)	hsx (mts)	Cd	θ
25	802,378.84	2.65	261,861.36	3.5	8	0.003
24	2,124,976.28	3.41	331,069.92	3.5	8	0.008
23	3,447,573.72	3.98	397,394.79	3.5	8	0.012
22	4,770,171.16	4.44	460,835.97	3.5	8	0.016
21	6,092,768.60	4.44	521,393.46	3.5	8	0.019
20	7,446,423.89	4.15	580,515.48	3.5	8	0.019
19	8,804,607.38	4.42	636,881.99	3.5	8	0.022
18	10,162,790.87	4.71	690,281.84	3.5	8	0.025
17	11,520,974.36	4.96	740,715.03	3.5	8	0.028
16	12,879,157.85	4.94	788,181.57	3.5	8	0.029
15	14,264,469.83	4.58	833,630.19	3.5	8	0.028
14	15,658,838.22	4.71	876,344.51	3.5	8	0.030
13	17,053,206.61	4.87	916,007.81	3.5	8	0.032
12	18,447,575.00	5.01	952,620.09	3.5	8	0.035
11	19,841,943.39	4.99	986,181.34	3.5	8	0.036
10	21,258,433.60	4.64	1,017,207.34	3.5	8	0.035
9	22,687,376.37	4.70	1,045,392.03	3.5	8	0.036
8	24,116,319.14	4.77	1,070,445.09	3.5	8	0.038
7	25,545,261.91	4.80	1,092,366.52	3.5	8	0.040
6	26,974,204.68	4.70	1,111,156.32	3.5	8	0.041
5	26,974,203.68	4.22	1,127,138.02	3.5	8	0.036
4	26,974,202.68	4.21	1,140,087.02	3.5	8	0.036
3	26,974,201.68	4.18	1,149,798.77	3.5	8	0.035
2	26,974,200.68	3.97	1,156,273.27	3.5	8	0.033
1	26,974,199.68	2.63	1,159,510.52	3.5	8	0.022

El máximo valor de coeficiente de estabilidad (θ), obtenido es de 0.041 menor que 0.1 (establecido como máximo en la normativa salvadoreña), lo que indica que no hay que considerar el efecto P- Δ , (las acciones internas de los elementos no necesitan ser incrementados).

Tabla 6.10c EFECTO P-Δ, EDIFICIO TIPO A-5, 30 NIVELES

Entrepiso	Px (Kg)	Δ(cm)	V (Kg)	hsx (mts)	Cd	θ
30	806,833.03	3.16	318,524.00	3.5	8	0.003
29	2,138,412.86	3.96	383,685.07	3.5	8	0.008
28	3,469,992.69	4.50	446,599.20	3.5	8	0.012
27	4,801,572.52	4.91	507,266.40	3.5	8	0.017
26	6,133,152.35	4.84	565,686.67	3.5	8	0.019
25	7,500,175.40	4.42	623,458.11	3.5	8	0.019
24	8,876,254.86	4.65	679,310.70	3.5	8	0.022
23	10,252,334.32	4.93	732,836.10	3.5	8	0.025
22	11,628,413.78	5.14	784,034.31	3.5	8	0.027
21	13,004,493.24	4.99	832,905.33	3.5	8	0.028
20	14,420,983.45	4.46	880,906.82	3.5	8	0.026
19	15,849,926.22	4.58	926,934.96	3.5	8	0.028
18	17,278,868.99	4.72	970,540.56	3.5	8	0.030
17	18,707,811.76	4.86	1,011,723.63	3.5	8	0.032
16	20,136,754.53	4.86	1,050,484.17	3.5	8	0.033
15	21,593,451.19	4.51	1,087,573.01	3.5	8	0.032
14	23,067,694.65	4.58	1,122,632.32	3.5	8	0.034
13	24,541,938.11	4.67	1,155,187.39	3.5	8	0.035
12	26,016,181.57	4.72	1,185,238.23	3.5	8	0.037
11	27,490,425.03	4.64	1,212,784.83	3.5	8	0.038
10	27,490,424.03	4.38	1,238,234.96	3.5	8	0.035
9	27,490,423.03	4.38	1,261,305.46	3.5	8	0.034
8	27,490,422.03	4.40	1,281,812.57	3.5	8	0.034
7	27,490,421.03	4.39	1,299,756.29	3.5	8	0.033
6	27,490,420.03	4.26	1,315,136.62	3.5	8	0.032
5	27,490,419.03	3.94	1,322,773.14	3.5	8	0.029
4	27,490,418.03	3.89	1,328,959.94	3.5	8	0.029
3	27,490,417.03	3.82	1,333,600.04	3.5	8	0.028
2	27,490,416.03	3.62	1,336,693.44	3.5	8	0.027
1	27,490,415.03	2.38	1,338,240.14	3.5	8	0.017

El máximo valor de coeficiente de estabilidad (θ), obtenido es de 0.038 menor que 0.1 (establecido como máximo en la normativa salvadoreña), lo que indica que no hay que considerar el efecto P-Δ, (las acciones internas de los elementos no necesitan ser incrementados).

PLANTA ESTRUCTURAL TIPO B-3

EDIFICIO DISEÑADO CON ACERO A36 Y A572
CON ALTURA DE ENTREPISO DE 3.50 M

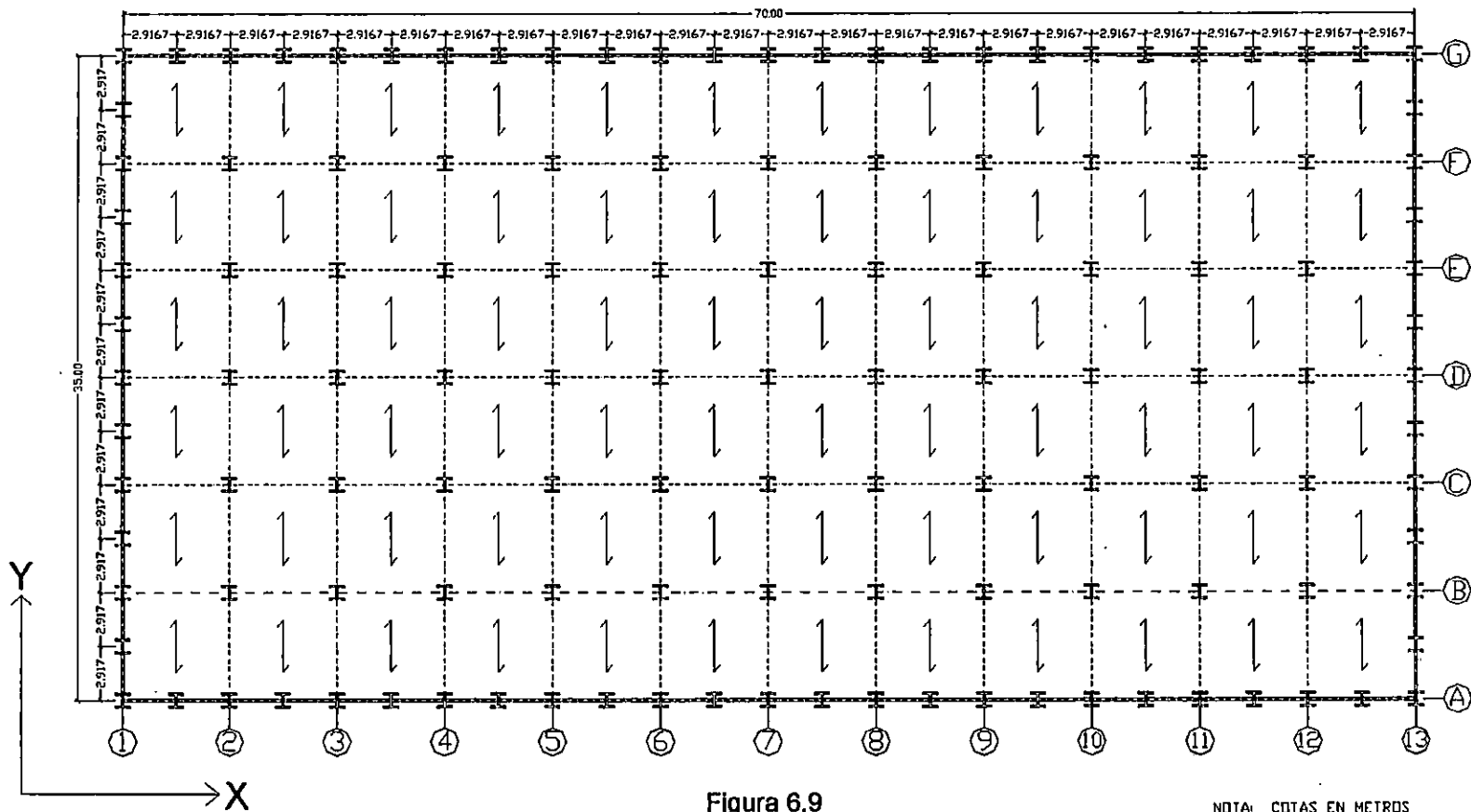


Figura 6.9

NOTA: COTAS EN METROS

Tabla 6.11 EDIFICIO TIPO B-3

ALTURA = 20.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area Kg/m²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
20-16	W14x159	0.550	0.357	W18x76	0.568	0.409	2.3397	2.2700	1,944,899	1,984,501	1,423,870	1,435,760	5.176	6.69E6	49E3	136.53
15-11	W14x211	0.681	0.497	W18x106	0.504	0.363										
10-6	W14x283	0.681	0.499	W18x143	0.403	0.290										
5-1	W14x370	0.670	0.491	W18x192	0.297	0.214										

(a)

ALTURA = 25.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area Kg/m²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
25-21	W14x193	0.484	0.350	W18x130	0.440	0.317	2.7738	2.7025	2,289,168	2,289,168	1,667,657	1,680,557	4.832	9.89E6	61,250	161.47
20-16	W14x233	0.657	0.478	W18x143	0.443	0.319										
15-11	W14x283	0.699	0.511	W18x158	0.428	0.308										
10-6	W14x342	0.721	0.529	W18x175	0.390	0.281										
5-1	W14x398	0.770	0.565	W18x192	0.328	0.236										

(b)

ALTURA = 30.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area Kg/m²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
30-26	W14x193	0.560	0.405	W18x158	0.416	0.300	3.0484	2.9633	2,834,966	2,834,966	1,920,319	1,939,615	5.072	14.15E6	73,500	192.52
25-21	W14x523	0.725	0.527	W18x175	0.426	0.307										
20-16	W14x283	0.763	0.556	W18x192	0.420	0.303										
15-11	W14x342	0.758	0.554	W18x211	0.399	0.287										
10-6	W14x398	0.772	0.565	W18x234	0.354	0.255										
5-1	W14x455	0.803	0.588	W18x258	0.286	0.206										

(c)

PLANTA ESTRUCTURAL TIPO B-4
 EDIFICIO DISEÑADO CON ACERO A36 Y A572
 CON ALTURA DE ENTREPISO DE 3.50 M

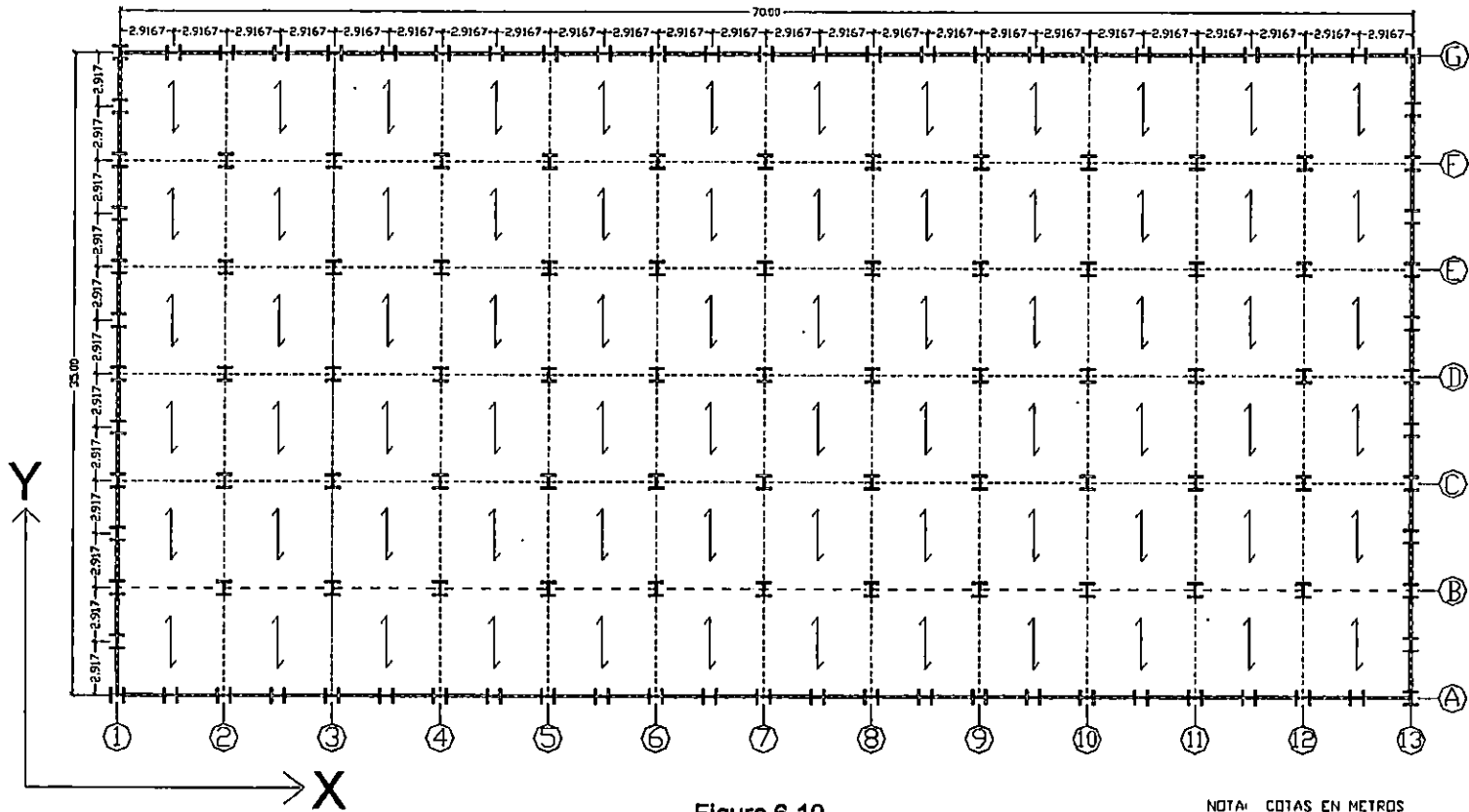


Figura 6.10

NOTA: COTAS EN METROS

Tabla 6.12 EDIFICIO TIPO B-4

ALTURA = 20.0 Niveles
 ENTREPIOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area Kg/m²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
20-16	W14x159	0.525	0.357	W18x76	0.549	0.395	2.1140	2.2667	2,080,894	1,968,998	1,513,864	1,429,428	5.168	6.69E6	49,000	136.53
15-11	W14x211	0.654	0.478	W18x106	0.477	0.344										
10-6	W14x283	0.656	0.481	W18x 43	0.382	0.275										
5-1	W14x370	0.644	0.472	W18x192	0.284	0.204										

(a)

ALTURA = 25.0 Niveles
 ENTREPIOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area Kg/m²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
25-21	W14x193	0.478	0.346	W18x130	0.440	0.317	2.5005	2.7326	2,391,854	2,289,020	1,774,966	1,674,290	4.712	9.89E6	61,250	161.47
20-16	W14x233	0.626	0.457	W18x143	0.416	0.300										
15-11	W14x283	0.669	0.490	W18x158	0.417	0.291										
10-6	W14x342	0.695	0.510	W18x175	0.364	0.262										
5-1	W14x398	0.738	0.542	W18x192	0.325	0.234										

(b)

ALTURA = 30.0 Niveles
 ENTREPIOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area Kg/m²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
30-26	W14x193	0.542	0.391	W18x158	0.416	0.300	2.7312	2.9949	2,834,651	2,834,651	2,057,137	1,933,003	4.944	14.15E6	73,500	192.52
25-21	W14x233	0.680	0.495	W18x175	0.394	0.284										
20-16	W14x283	0.719	0.524	W18x192	0.389	0.280										
15-11	W14x342	0.717	0.525	W18x211	0.370	0.266										
10-6	W14x398	0.735	0.538	W18x234	0.326	0.234										
5-1	W14x455	0.763	0.559	W18x258	0.287	0.207										

(c)

Tabla 6.13 EDIFICIO TIPO B-5

ALTURA = 20.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columna en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna		Relación de Esfuerzo Mayor	Viga		Relación de Esfuerzo Mayor	Periodo(seg)		Cortante Estático(Kg)		Cortante Modal(kg)		Deriva (cm)	Relación Viga/Columna
	Perim	Centr		Perim	Centr		Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy		
20-16	W14x233	W14x311	0.333	W18x97	W18x55	0.616	2.0598	2.3776	2,135,784	1,940,945	1,592,846	1,440,731	5.152	0.98
15-11	W14x283	W14x370	0.365	W18x143	W18x86	0.470								0.70
10-6	W14x342	W14x426	0.427	W18x158	W18x97	0.436								0.71
5-1	W14x398	W14x500	0.507	W18x175	W18x106	0.389								0.75

(a)

ALTURA = 25.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columna en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna		Relación de Esfuerzo Mayor	Viga		Relación de Esfuerzo Mayor	Periodo(seg)		Cortante Estático(kg)		Cortante Modal(kg)		Deriva (cm)	Relación Viga/Columna
	Perim	Centr		Perim	Centr		Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy		
25-21	W14x257	W14x311	0.323	W18x97	W18x60	0.636	2.3325	2.6819	2,534,736	2,315,887	1,881,748	1,702,760	4.856	0.88
20-16	W14x342	W14x342	0.345	W18x143	W18x97	0.473								0.67
15-11	W14x398	W14x455	0.406	W18x175	W18x119	0.417								0.79
10-6	W14x426	W14x550	0.435	W18x192	W18x130	0.376								0.75
5-1	W14x455	W14x605	0.530	W18x211	W18x142	0.334								0.86

(b)

ALTURA = 30.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columna en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna		Relación de Esfuerzo Mayor	Viga		Relación de Esfuerzo Mayor	Periodo(seg)		Cortante Estático(kg)		Cortante Modal(kg)		Deriva (cm)	Relación Viga/Columna
	Perim	Centr		Perim	Centr		Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy		
30-26	W14x398	W14x426	0.246	W18x143	W18x97	0.512	2.5186	2.9333	3,022,476	2,906,540	2,228,266	2,010,740	5.048	0.99
25-21	W14x426	W14x455	0.306	W18x175	W18x119	0.443								0.69
20-16	W14x455	W14x550	0.353	W18x192	W18x130	0.427								0.66
15-11	W14x500	W14x605	0.423	W18x211	W18x143	0.404								0.71
10-6	W14x550	W14x665	0.453	W18x234	W18x158	0.75								0.76
5-1	W14x665	W14x730	0.513	W18x258	W18x175	0.354								0.81

(c)

6.6 EFECTO "P- Δ" DEL EDIFICIO TIPO B-5

El coeficiente de estabilidad, definido en la norma, como el cociente entre la carga gravitatoria total "Px", por la deriva "Δ" de un entrepiso determinado entre la fuerza cortante "V" aplicada al entrepiso por la altura "hsx" de ese mismo entrepiso y por el factor de amplificación de desplazamientos "Cd".

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

Tabla 6.14a EFECTO P-Δ, EDIFICIO TIPO B-5, 20 NIVELES

Entrepiso	Px (Kg)	Δ(cm)	V (Kg)	hsx (mts)	Cd	θ
20	1,641,055.21	2.48	419,858.97	3.5	8	0.003
19	4,085,589.32	3.26	567,935.07	3.5	8	0.008
18	6,530,123.43	3.94	708,217.69	3.5	8	0.013
17	8,974,657.54	4.46	840,706.83	3.5	8	0.017
16	11,419,191.65	4.48	965,402.50	3.5	8	0.019
15	13,925,026.66	4.13	1,085,236.21	3.5	8	0.019
14	16,448,847.14	4.36	1,197,883.76	3.5	8	0.021
13	18,972,667.62	4.66	1,302,485.06	3.5	8	0.024
12	21,496,488.10	4.92	1,399,040.11	3.5	8	0.027
11	24,020,308.58	5.00	1,487,548.90	3.5	8	0.029
10	26,577,449.20	4.79	1,569,073.73	3.5	8	0.029
9	29,153,643.66	4.93	1,642,992.79	3.5	8	0.031
8	31,729,838.12	5.06	1,708,698.62	3.5	8	0.034
7	34,306,032.58	5.15	1,766,191.22	3.5	8	0.036
6	36,882,227.04	5.10	1,815,470.59	3.5	8	0.037
5	39,492,093.30	4.78	1,857,073.48	3.5	8	0.036
4	42,122,849.45	4.76	1,890,622.19	3.5	8	0.038
3	44,753,605.60	4.67	1,915,783.72	3.5	8	0.039
2	47,384,361.75	4.28	1,932,558.08	3.5	8	0.037
1	50,015,117.90	2.55	1,940,945.26	3.5	8	0.023

El máximo valor de coeficiente de estabilidad (θ), obtenido es de 0.039 menor que 0.1 (establecido como máximo en la normativa salvadoreña), lo que indica que no hay que considerar el efecto P-Δ, (las acciones internas de los elementos no necesitan ser incrementados).

Tabla 6.14b EFECTO P- Δ , EDIFICIO TIPO B-5, 25 NIVELES

Entrepiso	Px (Kg)	Δ (cm)	V (Kg)	hsx (mts)	Cd	θ
25	1,650,309.73	2.90	523,634.42	3.5	8	0.003
24	4,280,119.50	3.67	660,899.30	3.5	8	0.008
23	6,909,929.27	4.29	792,444.81	3.5	8	0.013
22	9,539,739.04	4.72	918,270.95	3.5	8	0.018
21	12,169,548.81	4.64	1,038,377.72	3.5	8	0.019
20	14,877,153.40	4.12	1,156,384.98	3.5	8	0.019
19	17,613,384.74	4.31	1,269,757.31	3.5	8	0.021
18	20,349,616.08	4.58	1,377,162.67	3.5	8	0.024
17	23,085,847.42	4.79	1,478,601.07	3.5	8	0.027
16	25,822,078.76	4.77	1,574,072.50	3.5	8	0.028
15	28,607,105.11	4.49	1,665,279.82	3.5	8	0.028
14	31,410,589.20	4.60	1,751,007.86	3.5	8	0.029
13	34,214,073.29	4.74	1,830,612.46	3.5	8	0.032
12	37,017,557.38	4.86	1,904,093.63	3.5	8	0.034
11	39,821,041.47	4.85	1,971,451.37	3.5	8	0.035
10	42,657,787.43	4.74	2,033,459.53	3.5	8	0.036
9	45,513,247.61	4.68	2,089,658.73	3.5	8	0.036
8	48,368,707.79	4.73	2,139,613.58	3.5	8	0.038
7	51,224,167.97	4.74	2,183,324.07	3.5	8	0.040
6	54,079,628.15	4.64	2,220,790.20	3.5	8	0.040
5	56,966,517.34	4.38	2,252,377.58	3.5	8	0.040
4	59,866,920.40	4.33	2,277,773.25	3.5	8	0.041
3	62,767,323.46	4.22	2,296,820.00	3.5	8	0.041
2	65,667,726.52	3.86	2,309,517.83	3.5	8	0.039
1	68,568,129.58	2.33	2,315,866.75	3.5	8	0.025

El máximo valor de coeficiente de estabilidad (θ), obtenido es de 0.041 menor que 0.1 (establecido como máximo en la normativa salvadoreña), lo que indica que no hay que considerar el efecto P- Δ , (las acciones internas de los elementos no necesitan ser incrementados)

Tabla 6.14a EFECTO P- Δ , EDIFICIO TIPO B-5, 30 NIVELES

Entrepiso	Px (Kg)	Δ (cm)	V (Kg)	hsx (mts)	Cd	θ
30	1,741,787.18	2.54	689,322.45	3.5	8	0.002
29	4,505,781.03	3.07	832,516.23	3.5	8	0.006
28	7,269,774.88	3.47	970,772.29	3.5	8	0.009
27	10,033,768.73	3.81	1,104,090.63	3.5	8	0.012
26	12,797,762.58	3.94	1,232,471.26	3.5	8	0.015
25	15,601,778.93	3.94	1,357,819.86	3.5	8	0.016
24	18,415,267.36	4.17	1,478,587.49	3.5	8	0.019
23	21,228,755.79	4.41	1,594,323.14	3.5	8	0.021
22	24,042,244.22	4.62	1,705,026.81	3.5	8	0.023
21	26,855,732.65	4.72	1,810,698.49	3.5	8	0.025
20	29,703,113.46	4.63	1,912,629.23	3.5	8	0.026
19	32,569,845.28	4.78	2,010,163.70	3.5	8	0.028
18	35,436,577.10	4.94	2,102,564.78	3.5	8	0.030
17	38,303,308.92	5.05	2,189,832.46	3.5	8	0.032
16	41,170,040.74	5.04	2,271,966.75	3.5	8	0.033
15	44,070,597.50	4.74	2,349,934.00	3.5	8	0.032
14	46,987,215.24	4.93	2,423,131.70	3.5	8	0.034
13	49,903,832.98	5.00	2,491,100.99	3.5	8	0.036
12	52,820,450.72	5.05	2,553,841.87	3.5	8	0.037
11	55,737,068.46	4.96	2,611,354.35	3.5	8	0.038
10	58,691,483.40	4.70	2,664,358.31	3.5	8	0.037
9	61,664,205.74	4.70	2,712,375.69	3.5	8	0.038
8	64,636,928.08	4.70	2,755,057.81	3.5	8	0.039
7	67,609,650.42	4.67	2,792,404.66	3.5	8	0.040
6	70,582,372.76	4.50	2,824,416.25	3.5	8	0.040
5	73,607,829.00	4.12	2,851,594.76	3.5	8	0.038
4	76,664,177.86	4.03	2,873,572.93	3.5	8	0.038
3	79,720,526.72	3.91	2,890,056.55	3.5	8	0.039
2	82,776,875.58	3.54	2,901,045.63	3.5	8	0.036
1	85,833,224.44	2.10	2,906,540.17	3.5	8	0.022

El máximo valor de coeficiente de estabilidad (θ), obtenido es de 0.040 menor que 0.1 (establecido como máximo en la normativa salvadoreña), lo que indica, que no hay que considerar el efecto P- Δ , (las acciones internas de los elementos no necesitan ser incrementados).

PLANTA ESTRUCTURAL TIPO C-3
 EDIFICIO DISEÑADO CON ACERO A36 Y A572
 CON ALTURA DE ENTREPISO DE 3.50 M

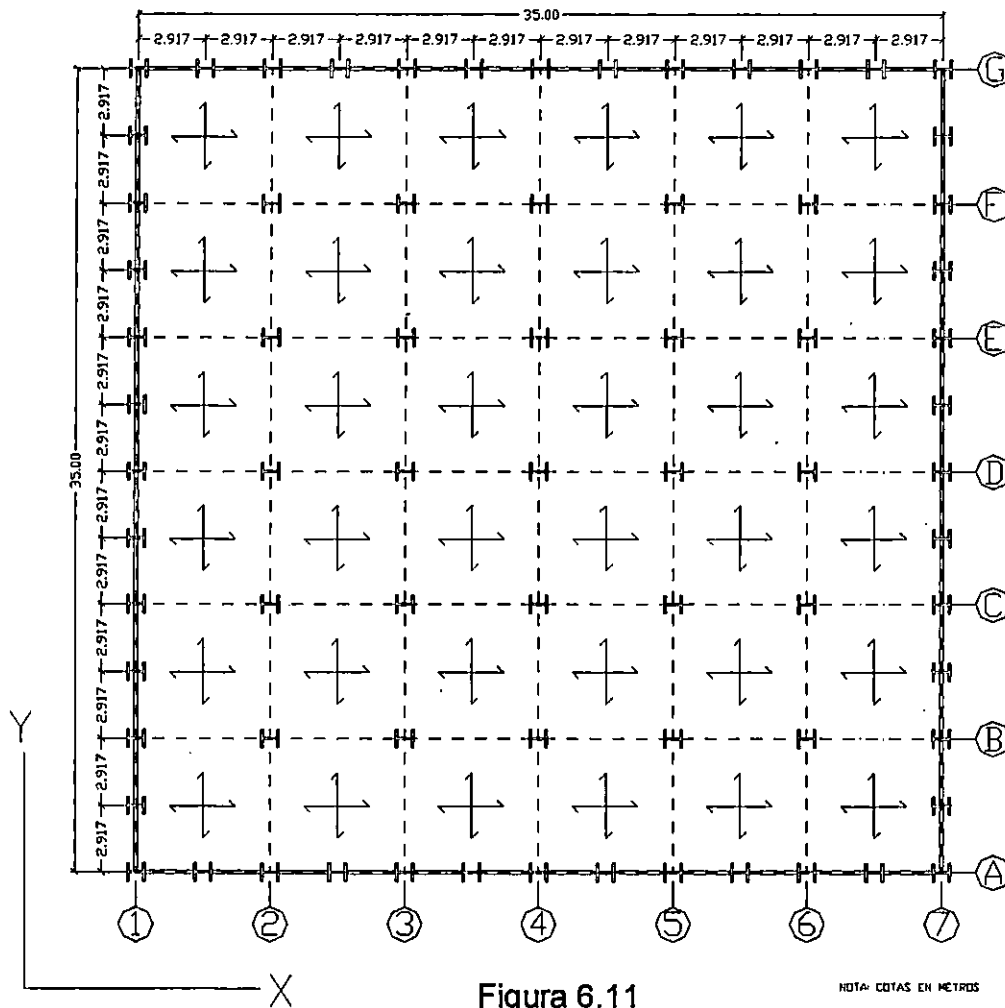


Figura 6.11

NOTA: COTAS EN METROS

Tabla 6.15 EDIFICIO TIPO C-3

ALTURA = 20.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area Kg/m²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
20-16	W14x176	0.505	0.365	W18x158	0.357	0.257	1.990	2.3966	1,094,612	967,023	823,318	734,594	4.616	4.11E6	24,500	167.76
15-11	W14x211	0.690	0.502	W18x175	0.352	0.253										
10-6	W14x233	0.804	0.588	W18x192	0.333	0.240										
5-1	W14x257	0.917	0.672	W18x211	0.282	0.203										

(a)

ALTURA = 25.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area Kg/m²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
25-21	W14x283	0.296	0.214	W21x83	0.560	0.403	2.5304	2.8759	1,161,536	1,120,445	867,313	805,131	4.984	4.92E9	30,625	160.65
20-16	W14x311	0.457	0.290	W21x93	0.550	0.396										
15-11	W14x342	0.545	0.399	W21x101	0.520	0.375										
10-6	W14x370	0.625	0.459	W21x11	0.482	0.347										
5-1	W14x398	0.721	0.530	W21x122	0.407	0.293										

(b)

ALTURA = 30.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m²)	Peso/ Area Kg/m²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
30-26	W14x370	0.251	0.182	W21x93	0.550	0.396	2.7850	3.1479	1,402,475	1,402,475	1,010,693	940,752	5.144	7.44E6	36,750	202.45
25-21	W14x398	0.327	0.238	W21x101	0.538	0.387										
20-16	W14x426	0.471	0.340	W21x111	0.531	0.382										
15-11	W14x455	0.537	0.394	W21x122	0.504	0.363										
10-6	W14x500	0.578	0.425	W21x132	0.464	0.334										
5-1	W14x550	0.633	0.464	W21x147	0.387	0.279										

(c)

PLANTA ESTRUCTURAL TIPO C-4

EDIFICIO DISEÑADO CON ACERO A36 Y A572
CON ALTURA DE ENTREPISO DE 3.50 M

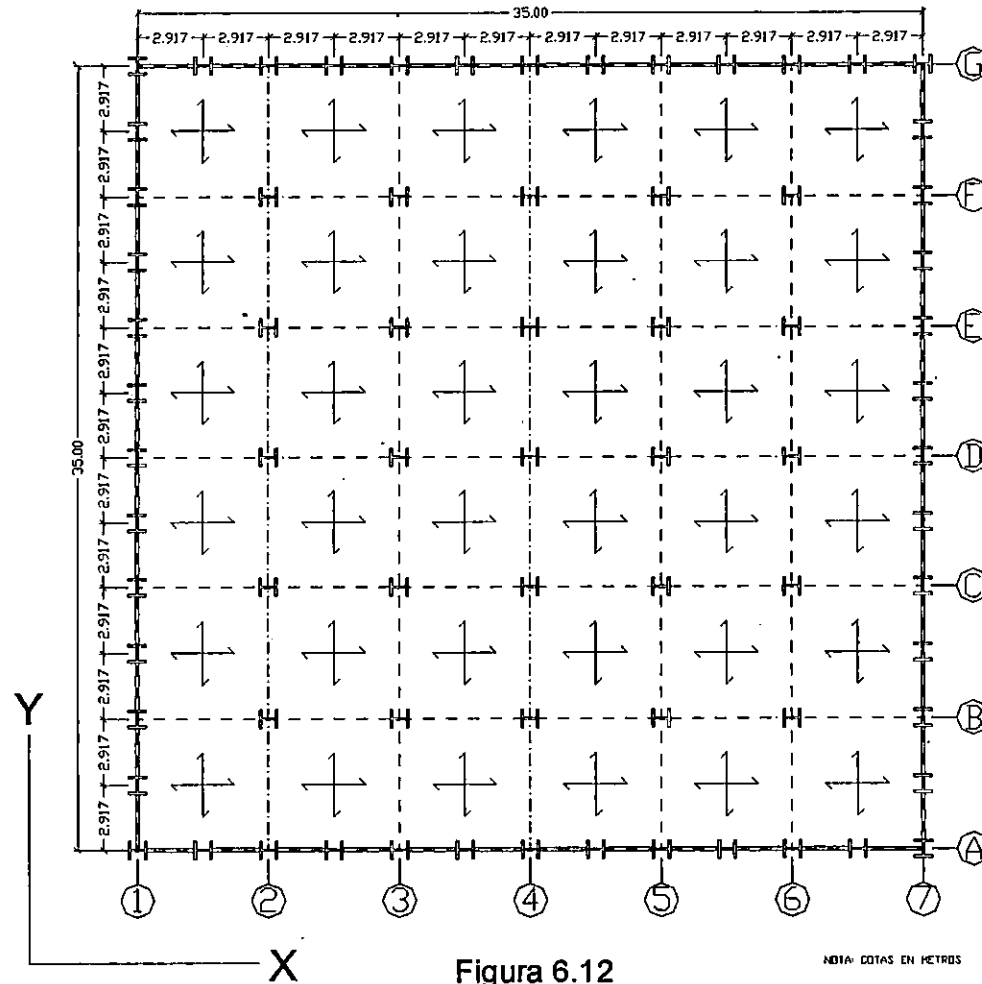


Figura 6.12

NOTA: COTAS EN METROS

Tabla 6.16 EDIFICIO TIPO C-4

ALTURA = 20.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m ²)	Peso/ Area (Kg/m ²)
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
20-16	W14x176	0.456	0.330	W21x101	0.437	0.315	2.1868	2.3226	986,582	947,740	747,300	720,005	4.432	3.09E6	24,500	126.12
15-11	W14x193	0.685	0.499	W21x111	0.415	0.299										
10-6	W14x211	0.815	0.596	W21x122	0.391	0.281										
5-1	W14x233	0.934	0.686	W21x132	0.332	0.239										

(a)

ALTURA = 25.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m ²)	Peso/ Area Kg/m ²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
25-21	W14x193	0.453	0.327	W21x 93	0.56	0.403	2.6902	2.8397	1,091,316	1,091,316	815,750	789,585	4.904	4.09E6	30,625	133.55
20-16	W14x211	0.666	0.485	W21x101	0.504	0.363										
15-11	W14x233	0.767	0.560	W21x111	0.483	0.348										
10-6	W14x257	0.847	0.621	W21x122	0.437	0.315										
5-1	W14x283	0.930	0.685	W21X132	0.366	0.263										

(b)

ALTURA = 30.0 Niveles
 ENTREPISOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columnas en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna	Relación de Esfuerzo		Viga	Relación de Esfuerzo		Periodos (Seg)		Cortante Estático (Kg)		Cortante Modal (Kg)		Deriva (cm)	Peso (Kg)	Area (m ²)	Peso/ Area Kg/m ²
		A-36	A-572		A-36	A-572	Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy				
30-26	W14x257	0.368	0.266	W21x93	0.588	0.423	2.9823	3.1235	1,353,623	1,353,623	937,307	911,842	5.024	6.06E6	36,750	164.90
25-21	W14x283	0.531	0.343	W21x101	0.549	0.395										
20-16	W14x311	0.620	0.453	W21x111	0.533	0.384										
15-11	W14x342	0.673	0.493	W21x122	0.504	0.363										
10-6	W14x370	0.733	0.537	W21X132	0.452	0.325										
5-1	W14x398	0.802	0.588	W21x147	0.397	0.286										

(c)

Tabla 6.17 EDIFICIO TIPO C-5

ALTURA = 20.0 Niveles
 ENTREPIOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columna en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna		Relación de Esfuerzo Mayor	Viga		Relación de Esfuerzo Mayor	Periodo(seg)		Cortante Estático(Kg)		Cortante Modal(kg)		Deriva (cm)	Relación Viga/Columna
	Perim	Centr		Perim	Centr		Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy		
20-16	W14x257	W14x311	0.269	W21x93	W21x57	0.505	1.8889	1.9386	1,121,953	1,102,699	831,593	820,766	3.888	0.92
15-11	W14x283	W14x342	0.356	W21x166	W21x73	0.460								0.93
10-6	W14x342	W14x398	0.423	W21x182	W21x83	0.429								0.90
5-1	W14x398	W14x455	0.505	W21x201	W21x93	0.368								0.97

(a)

ALTURA = 25.0 Niveles
 ENTREPIOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columna en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna		Relación de Esfuerzo Mayor	Viga		Relación de Esfuerzo Mayor	Periodo(seg)		Cortante Estático(kg)		Cortante Modal(kg)		Deriva (cm)	Relación Viga/Columna
	Perim	Centr		Perim	Centr		Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy		
25-21	W14X233	W14X257	0.291	W21X73	W21X50	0.669	2.5981	2.6707	1,130,446	1,109,882	831,413	820,028	5.072	0.92
20-16	W14X283	W14X311	0.404	W21X83	W21X62	0.628								0.64
15-11	W14X342	W14X370	0.465	W21X93	W21X68	0.600								0.65
10-6	W14X398	W14X426	0.525	W21X111	W21X83	0.522								0.75
5-1	W14X455	W14X500	0.555	W21X132	W21X93	0.420								0.74

(b)

ALTURA = 30.0 Niveles
 ENTREPIOS = 3.50 mts
 CLAROS = 5.83 mts + Columna en el Perímetro a L/2

Nivel	Columna		Relación de Esfuerzo Mayor	Viga		Relación de Esfuerzo Mayor	Periodo(seg)		Cortante Estático(kg)		Cortante Modal(kg)		Deriva (cm)	Relación Viga/Columna
	Perim	Centr		Perim	Centr		Tx	Ty	Vx	Vy	Vx	Vy		
30-26	W14X342	W14X257	0.270	W21X101	W21X50	0.816	2.7590	2.8297	1,376,049	1,376,049	980,110	968,138	5.072	0.91
25-21	W14X342	W14X283	0.450	W21X122	W21X68	0.664								0.80
20-16	W14X370	W14X370	0.467	W21X132	W21X73	0.643								0.69
15-11	W14X426	W14X426	0.513	W21X166	W21X83	0.585								0.74
10-6	W14X455	W14X455	0.600	W21X182	W21X101	0.468								1.00
5-1	W14X605	W14X605	0.543	W21X201	W21X122	0.347								0.82

(c)

6.7 EFECTO "P- Δ" DEL EDIFICIO TIPO C-5

El coeficiente de estabilidad, definido en la norma, como el cociente entre la carga gravitatoria total "Px", por la deriva "Δ" de un entrepiso determinado entre la fuerza cortante "V" aplicada al entrepiso por la altura "hsx" de ese mismo entrepiso y por el factor de amplificación de desplazamientos "Cd".

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

Tabla 6.18a EFECTO P-Δ, EDIFICIO TIPO C-5, 20 NIVELES

Entrepiso	Px (Kg)	Δ(cm)	V (Kg)	hsx (mts)	Cd	θ
20	787,687.16	1.608	204,613.75	3.5	8	0.002
19	2,090,726.87	2.184	294,183.96	3.5	8	0.006
18	3,393,766.58	2.680	379,039.95	3.5	8	0.009
17	4,696,806.29	3.096	459,181.72	3.5	8	0.011
16	5,999,846.00	3.216	534,609.27	3.5	8	0.013
15	7,329,053.05	3.040	606,842.68	3.5	8	0.013
14	8,663,651.49	3.280	674,552.84	3.5	8	0.015
13	9,998,249.93	3.528	737,426.56	3.5	8	0.017
12	11,332,848.37	3.744	795,463.84	3.5	8	0.019
11	12,667,446.81	3.832	848,664.68	3.5	8	0.020
10	14,020,248.08	3.592	897,734.02	3.5	8	0.020
9	15,384,101.00	3.688	942,281.63	3.5	8	0.022
8	16,747,953.92	3.808	981,879.50	3.5	8	0.023
7	18,111,806.84	3.888	1,016,527.64	3.5	8	0.025
6	19,475,659.76	3.832	1,046,226.05	3.5	8	0.025
5	20,857,970.95	3.512	1,071,332.14	3.5	8	0.024
4	22,250,833.21	3.496	1,091,580.46	3.5	8	0.025
3	23,643,695.47	3.480	1,106,766.70	3.5	8	0.027
2	25,036,557.73	3.344	1,116,890.86	3.5	8	0.027
1	26,429,419.99	2.304	1,121,952.94	3.5	8	0.019

El máximo valor de coeficiente de estabilidad (θ), obtenido es de 0.027 menor que 0.1 (establecido como máximo en la normativa salvadoreña), lo que indica que no hay que considerar el efecto P-Δ, (las acciones internas de los elementos no necesitan ser incrementados).

Tabla 6.18b EFECTO P-Δ, EDIFICIO TIPO C-5, 25 NIVELES

Entrepiso	Px (Kg)	Δ(cm)	V (Kg)	hsx (mts)	Cd	θ
25	774,469.92	2.296	248,128.59	3.5	8	0.003
24	2,057,784.86	2.920	316,694.25	3.5	8	0.007
23	3,341,099.80	3.408	382,403.00	3.5	8	0.011
22	4,624,414.74	3.832	445,254.85	3.5	8	0.014
21	5,907,729.68	4.064	505,249.80	3.5	8	0.017
20	7,208,281.51	3.960	563,210.25	3.5	8	0.018
19	8,518,609.66	4.232	618,715.80	3.5	8	0.021
18	9,828,937.81	4.528	671,300.01	3.5	8	0.024
17	11,139,265.96	4.776	720,962.87	3.5	8	0.026
16	12,449,594.11	4.880	767,704.39	3.5	8	0.028
15	13,775,727.03	4.640	812,090.12	3.5	8	0.028
14	15,113,265.37	4.800	853,897.72	3.5	8	0.030
13	16,450,803.71	4.952	892,719.06	3.5	8	0.033
12	17,788,342.05	5.072	928,554.15	3.5	8	0.035
11	19,125,880.39	4.992	961,402.98	3.5	8	0.035
10	20,483,798.88	4.616	991,751.74	3.5	8	0.034
9	21,852,047.34	4.656	1,019,287.41	3.5	8	0.036
8	23,220,295.80	4.704	1,043,763.56	3.5	8	0.037
7	24,588,544.26	4.728	1,065,180.19	3.5	8	0.039
6	25,956,792.72	4.552	1,083,537.30	3.5	8	0.039
5	27,345,368.23	4.120	1,099,077.36	3.5	8	0.037
4	28,746,024.85	4.064	1,111,624.69	3.5	8	0.038
3	30,146,681.47	4.016	1,121,035.19	3.5	8	0.039
2	31,547,338.09	3.760	1,127,308.85	3.5	8	0.038
1	32,947,994.71	2.416	1,130,445.68	3.5	8	0.025

El máximo valor de coeficiente de estabilidad (θ), obtenido es de 0.039 menor que 0.1 (establecido como máximo en la normativa salvadoreña), lo que indica que no hay que considerar el efecto P-Δ, (las acciones internas de los elementos no necesitan ser incrementados).

Tabla 6.18c EFECTO P- Δ , EDIFICIO TIPO C-5, 30 NIVELES

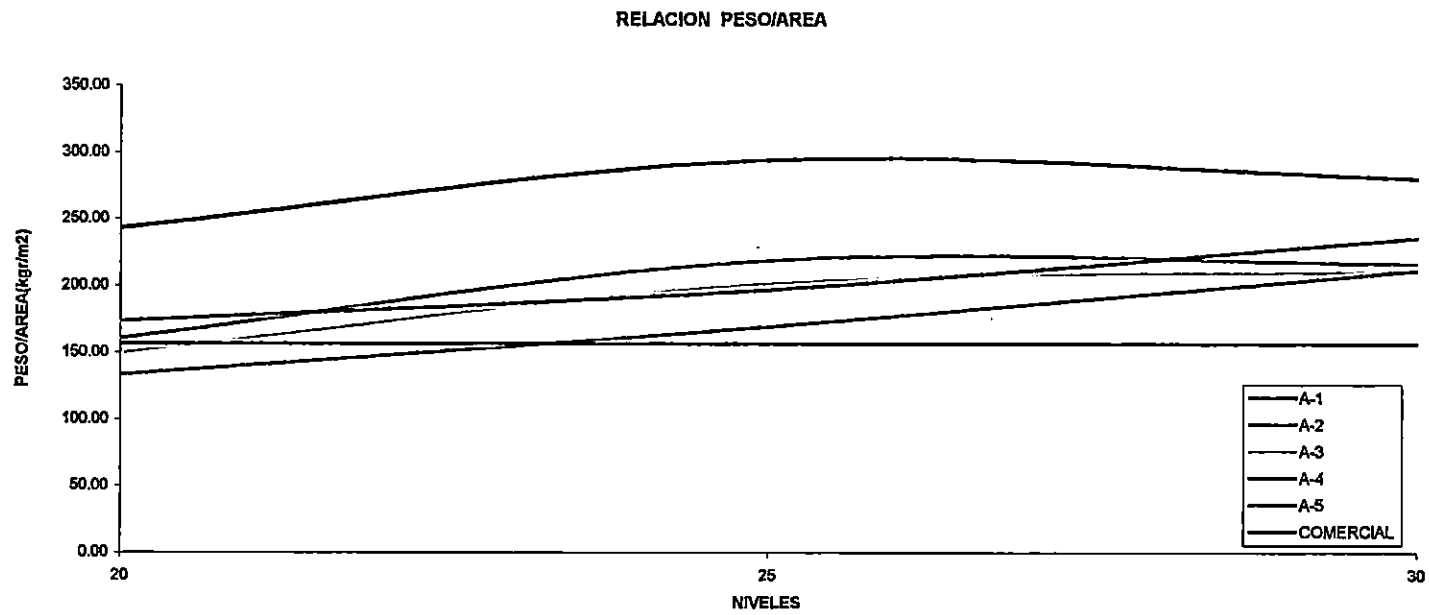
Entrepiso	Px (Kg)	Δ (cm)	V (Kg)	hsx (mts)	Cd	θ
30	793,042.92	2.536	308,359.09	3.5	8	0.002
29	2,108,727.73	3.080	377,569.62	3.5	8	0.006
28	3,424,412.54	3.480	444,393.58	3.5	8	0.010
27	4,740,097.35	3.816	508,830.97	3.5	8	0.013
26	6,055,782.16	3.960	570,881.79	3.5	8	0.015
25	7,385,510.37	3.968	631,227.29	3.5	8	0.017
24	8,716,941.08	4.216	689,238.26	3.5	8	0.019
23	10,048,371.79	4.464	744,832.10	3.5	8	0.022
22	11,379,802.50	4.704	798,008.82	3.5	8	0.024
21	12,711,233.21	4.848	848,768.41	3.5	8	0.026
20	14,055,747.38	2.048	897,618.62	3.5	8	0.011
19	15,409,340.07	4.776	944,361.03	3.5	8	0.028
18	16,762,932.76	4.944	988,643.31	3.5	8	0.030
17	18,116,525.45	5.072	1,030,465.46	3.5	8	0.032
16	19,470,118.14	5.048	1,069,827.49	3.5	8	0.033
15	20,844,298.74	4.736	1,107,328.62	3.5	8	0.032
14	22,228,809.31	4.792	1,142,610.30	3.5	8	0.033
13	23,613,319.88	4.872	1,175,371.86	3.5	8	0.035
12	24,997,830.45	4.912	1,205,613.30	3.5	8	0.036
11	26,382,341.02	4.832	1,233,334.62	3.5	8	0.037
10	27,784,330.18	4.608	1,258,874.97	3.5	8	0.036
9	29,192,129.95	4.824	1,281,962.76	3.5	8	0.039
8	30,599,929.72	4.384	1,302,485.24	3.5	8	0.037
7	32,007,729.49	4.592	1,320,442.41	3.5	8	0.040
6	33,415,529.26	4.440	1,335,834.27	3.5	8	0.040
5	34,864,016.19	4.112	1,349,055.57	3.5	8	0.038
4	36,340,910.54	4.032	1,359,853.10	3.5	8	0.038
3	37,817,804.89	3.936	1,367,951.25	3.5	8	0.039
2	39,294,699.24	3.640	1,373,350.01	3.5	8	0.037
1	40,771,593.59	2.264	1,376,049.39	3.5	8	0.024

El máximo valor de coeficiente de estabilidad (θ), obtenido es de 0.040 menor que 0.1 (establecido como máximo en la normativa salvadoreña), lo que indica, que no hay que considerar el efecto P- Δ , (las acciones internas de los elementos no necesitan ser incrementados).

6.8 DESCRIPCION DE LAS GRAFICAS DEL DISEÑO

En las figuras 6.13a, 6.13b y 6.13c; se presentan las relaciones de peso/área para todos los diseños realizados a los edificios tipo A, B y C , y en las cuales se puede observar que los valores del diseño tipo A-5, B-5 y C-5 se encuentran como un valor promedio y más cercano al valor que se considera como comercial es decir, el que esta dentro del limite aceptable según datos estadísticos de diversos diseños realizados utilizando estructuras de acero.

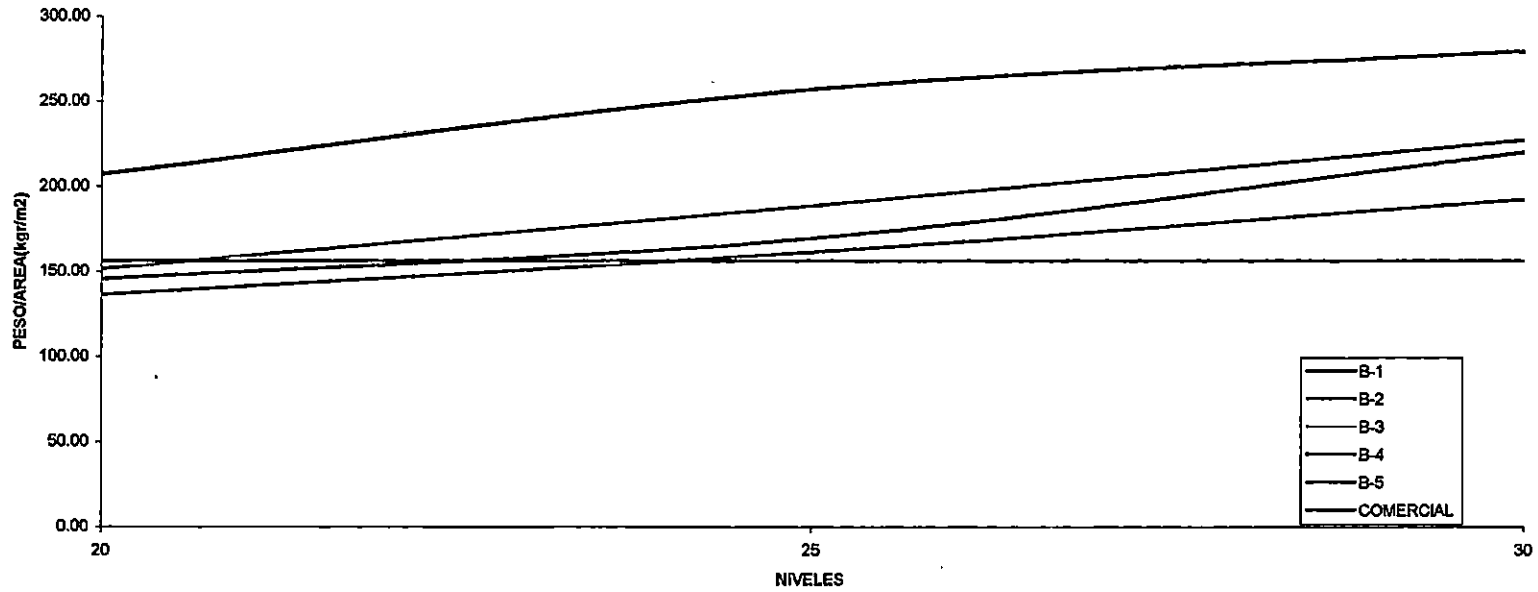
En las figuras 6.14a, 6.14b y 6.14c; se presenta una comparación de los periodos (promedios para cada nivel) obtenidos del diseño utilizando el programa ETABS y los determinados por la formula empírica que presenta la NTDS en el numeral 4.2.2(método A) y de las cuales se puede decir que los valores de comparación presentan una diferencia que se puede considerar como aceptable.



PLANTA TIPO A			
NIVELES	20	25	30
EDIFICIO	RELACION PESO/AREA (kg/m ²)		
A-1	242.78	294.22	280.37
A-2	160.41	219.10	216.33
A-3	149.39	201.48	211.26
A-4	133.06	169.14	211.26
A-5	173.06	196.90	235.65
COMERCIAL	156.20	156.20	156.20

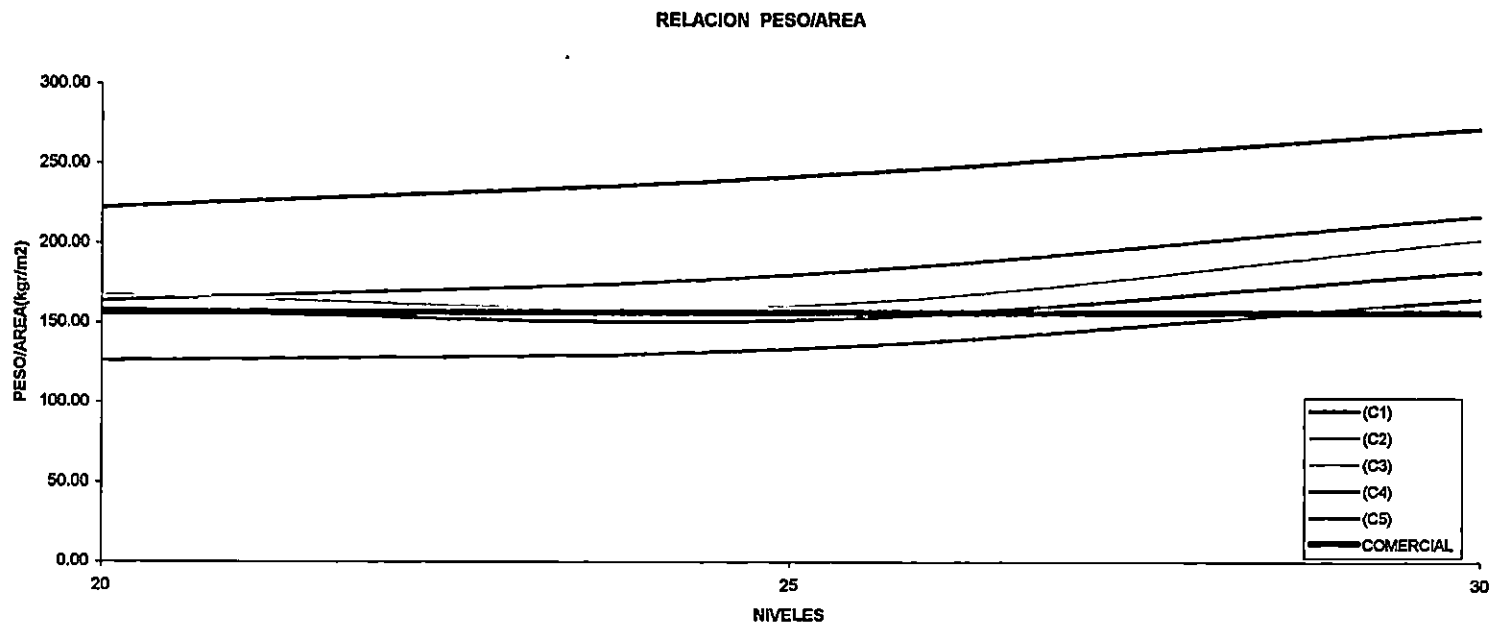
Figura 6.13a

RELACION PESO/AREA



PLANTA TIPO B			
NIVELES	20	25	30
EDIFICIO	RELACION PESO/AREA (kgr/m2)		
B-1	207.22	257.11	279.44
B-2	151.43	188.73	227.48
B-3	136.53	161.47	192.52
B-4	136.53	161.47	192.52
B-5	145.71	169.47	220.27
COMERCIAL	156.20	156.20	156.20

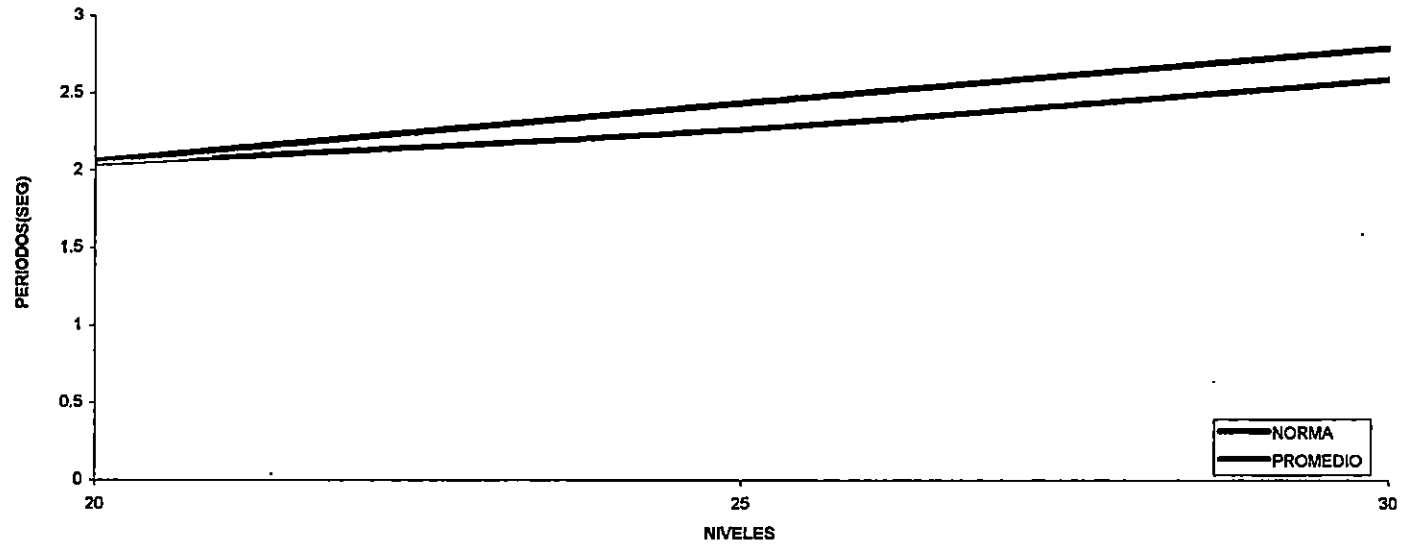
Figura 6.13b



PLANTA TIPO C			
NIVELES	20	25	30
EDIFICIO	RELACION PESO/AREA (kgr/m2)		
C-1	222.22	241.78	272.22
C-2	163.67	180.24	217.14
C-3	167.76	160.65	202.45
C-4	126.12	133.55	164.90
C-5	158.37	151.51	182.58
COMERCIAL	156.20	156.20	156.20

Figura 6.13c

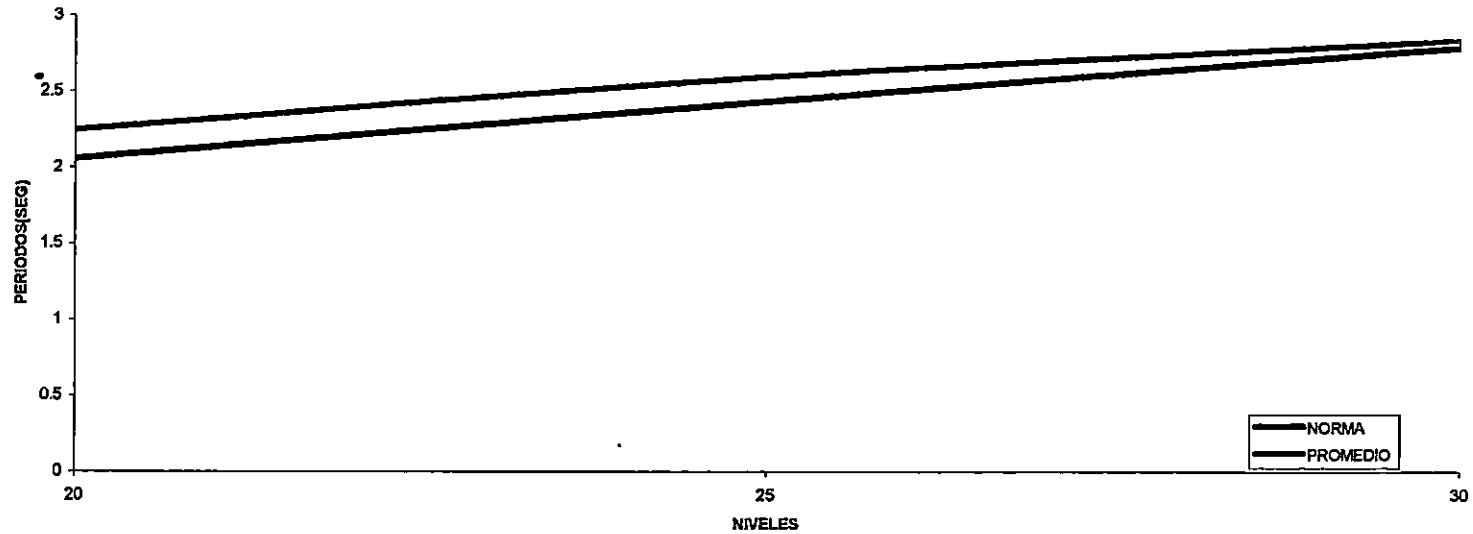
PERIODOS NORMA vs PROMEDIO
EDIFICIO TIPO A



EDIFICIO TIPO A			
NIVELES	20	25	30
EDIFICIOS	PERIODOS (seg)		
A-1	1.996	2.401	2.972
A-2	2.052	2.165	2.682
A-3	1.941	2.099	2.484
A-4	2.105	2.375	2.503
A-5	2.065	2.420	2.674
PROMEDIO	2.041	2.265	2.586
NORMA	2.057	2.432	2.788

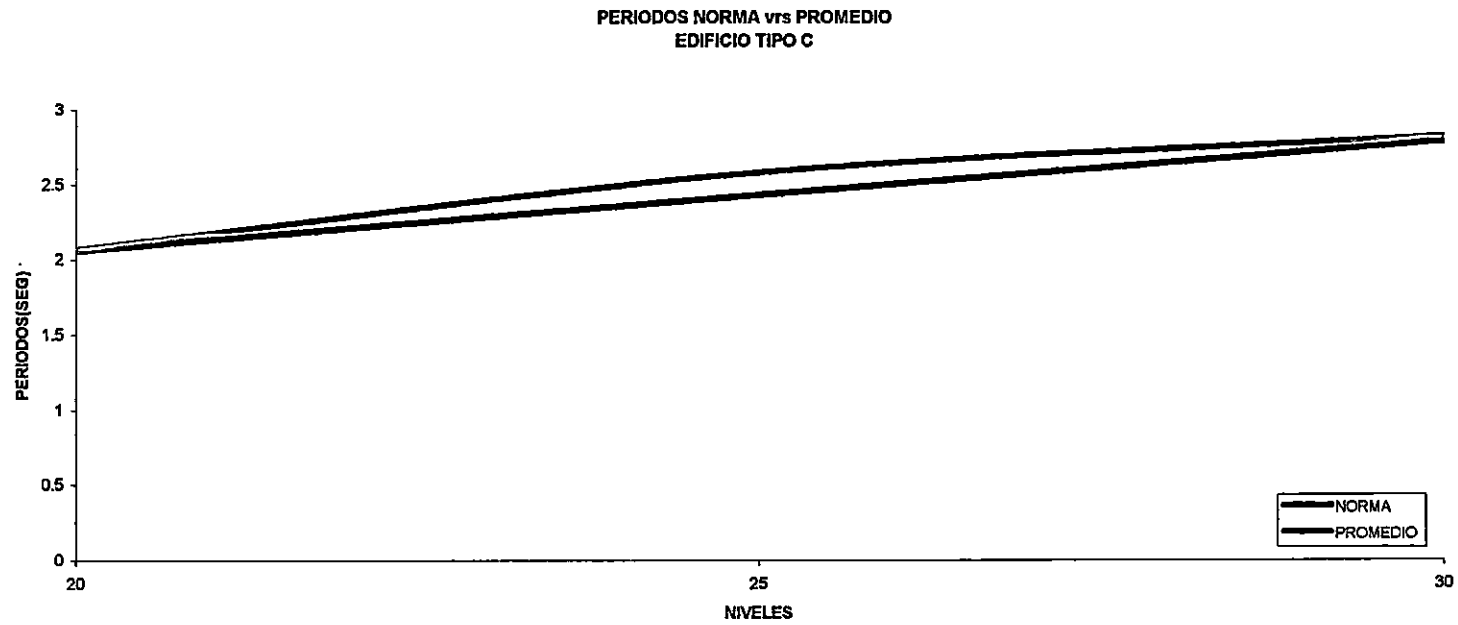
Figura 6.14a

PERIODOS NORMA vrs PROMEDIO
EDIFICIO TIPO B



EDIFICIO TIPO B			
NIVELES	20	25	30
EDIFICIOS	PERIODOS (seg)		
B-1	2.650	3.068	3.304
B-2	2.473	2.768	3.035
B-3	2.340	2.774	3.048
B-4	2.114	2.501	2.731
B-5	2.060	2.333	2.519
PROMEDIO	2.247	2.594	2.833
NORMA	2.057	2.432	2.788

Figura 6.14b



EDIFICIO TIPO C			
NIVELES	20	25	30
EDIFICIOS	PERIODOS (seg)		
C-1	2.381	2.613	2.855
C-2	2.212	2.504	2.755
C-3	1.990	2.530	2.785
C-4	2.187	2.690	2.982
C-5	1.889	2.598	2.759
PROMEDIO	2.069	2.581	2.820
NORMA	2.057	2.432	2.788

Figura 6.14c

**6.9 DATOS DE ENTRADA PARA EL ANALISIS
PUSH-OVER Y NO LINEAL PASO A PASO
UTILIZANDO EL PROGRAMA DRAIN-2DX.**

Los Cortantes actuando en cada extremo de las vigas serán calculados empleando la ecuación

$$V = \frac{Wxl}{2} \times 0.001 \text{ (Ton)}$$

Mientras que los momentos serán calculados empleando la ecuación

$$M = \frac{Wxl^2}{12} \times 0.10 \text{ (Ton - cm)}$$

Tabla 6.19a EJES CENTRALES DIRECCION "X" y "Y" EDIFICIO TIPO A-5 DE 20 NIVELES

Nivel	Sección Viga	Peso Viga (kg/ml)	Claro (mts)	Claros Extremos						Claros Centrales					
				Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)		Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)	
						Vd	VI	Md	MI			Vd	VI	Md	MI
20	W 18x 55	81.85	5.00	1301.82	127.39	3.25	0.32	271.21	26.54	2476.00	250.00	6.19	0.63	515.83	52.08
19-16	W 18 x 55	81.85	5.00	1719.66	458.61	4.30	1.15	358.26	95.54	3296.00	900.00	8.24	2.25	686.67	187.50
15-11	W 18 x 97	144.36	5.00	1796.92	462.74	4.49	1.16	374.36	96.40	3358.51	900.00	8.40	2.25	699.69	187.50
10-6	W 18 x 119	177.10	5.00	1830.15	462.88	4.58	1.16	381.28	96.43	3391.25	900.00	8.48	2.25	706.51	187.50
5-1	W 18 x 130	193.47	5.00	1846.10	462.76	4.62	1.16	384.60	96.41	3407.62	900.00	8.52	2.25	709.92	187.50

Tabla 6.19b EJES CENTRALES DIRECCION "X" y "Y" EDIFICIO TIPO A-5 DE 25 NIVELES

Nivel	Sección Viga	Peso Viga (kg/ml)	Claro (mts)	Claros Extremos						Claros Centrales					
				Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)		Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)	
						Vd	VI	Md	MI			Vd	VI	Md	MI
25	W 18 x 71	105.66	5.00	2499.81	250.00	6.25	0.63	520.79	52.08	1325.95	127.42	3.31	0.32	276.24	26.55
24-21	W 18 x 71	105.66	5.00	3319.81	900.00	8.30	2.25	691.63	187.50	1743.90	458.73	4.36	1.15	363.31	95.57
20-16	W 18 x 106	157.75	5.00	3371.90	900.00	8.43	2.25	702.48	187.50	1810.54	462.80	4.53	1.16	377.20	96.42
15-11	W 18 x 130	193.47	5.00	3407.62	900.00	8.52	2.25	709.92	187.50	1846.10	462.76	4.62	1.16	384.60	96.41
10-6	W 18 x 143	212.81	5.00	3426.96	900.00	8.57	2.25	713.95	187.50	1865.69	462.82	4.66	1.16	388.68	96.42
5-1	W 18 x 158	235.14	5.00	3449.29	900.00	8.62	2.25	718.60	187.50	1888.34	462.92	4.72	1.16	393.40	96.44

Tabla 6.19c EJES CENTRALES DIRECCION "X" y "Y" EDIFICIO TIPO A-5 DE 30 NIVELES

Nivel	Sección Viga	Peso Viga (kg/ml)	Claro (mts)	Claros Extremos						Claros Centrales					
				Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)		Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)	
						Vd	VI	Md	MI			Vd	VI	Md	MI
30	W 18 x 71	105.66	5.00	2499.81	250.00	6.25	0.63	520.79	52.08	1325.95	127.42	3.31	0.32	276.24	26.55
29-26	W 18 x 71	105.66	5.00	3319.81	900.00	8.30	2.25	691.63	187.50	1743.90	458.73	4.36	1.15	363.31	95.57
25-21	W 18 x 106	157.75	5.00	3371.90	900.00	8.43	2.25	702.48	187.50	1810.54	462.80	4.53	1.16	377.20	96.42
20-16	W 18 x 143	212.81	5.00	3426.96	900.00	8.57	2.25	713.95	187.50	1865.69	462.82	4.66	1.16	388.68	96.42
15-11	W 18 x 158	235.14	5.00	3449.29	900.00	8.62	2.25	718.60	187.50	1888.34	462.92	4.72	1.16	393.40	96.44
10-6	W 18 x 175	260.44	5.00	3474.59	900.00	8.69	2.25	723.87	187.50	1913.94	463.00	4.78	1.16	398.74	96.46
5-1	W 18 x 192	285.74	5.00	3499.89	900.00	8.75	2.25	729.14	187.50	1939.57	463.09	4.85	1.16	404.08	96.48

Tabla 6.20a MASAS EDIFICIO A-5 20 NIVELES

Nivel	Nodo	Area (mt ²)	WD (Kg/mt)	WL (Kg/mt)	Wpared (Kg/mt)	Lviga (mt)	Wviga (Kg)	L col (mt)	W col (Kg)	Masa (Kg)
20	Extremo	12.50	478.83	50.00	280.00	5.00	81.85	1.75	421.16	8.57
	Ejes	25.00	478.83	50.00	280.00	5.00	81.85	1.75	421.16	14.78
19-16	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	81.85	3.50	421.16	13.80
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	81.85	3.50	421.16	23.27
15	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	144.36	3.50	506.73	14.41
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	144.36	3.50	506.73	23.88
14-11	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	144.36	3.50	592.30	14.71
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	144.36	3.50	592.30	24.18
10	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	177.10	3.50	634.72	15.03
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	177.10	3.50	634.72	24.49
9-6	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	177.10	3.50	677.13	15.17
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	177.10	3.50	677.13	24.64
5	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	193.47	3.50	710.62	15.37
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	193.47	3.50	710.62	24.84
4-1	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	193.47	3.50	744.10	15.49
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	193.47	3.50	744.10	24.96

Tabla 6.20b MASAS EDIFICIO A-5 25 NIVELES

Nivel	Nodo	Area (mt ²)	WD (Kg/mt)	WL (Kg/mt)	Wpared (Kg/mt)	Lviga (mt)	Wviga (Kg)	L col (mt)	W col (Kg)	Masa (Kg)
25	Extremo	12.50	478.83	50.00	280.00	5.00	105.66	1.75	508.97	8.85
	Ejes	25.00	478.83	50.00	280.00	5.00	105.66	1.75	508.97	15.05
24-21	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	105.66	3.50	508.97	14.23
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	105.66	3.50	508.97	23.70
20	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	157.75	3.50	529.80	14.56
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	157.75	3.50	529.80	24.03
19-16	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	157.75	3.50	550.64	14.63
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	157.75	3.50	550.64	24.10
15	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	193.47	3.50	592.30	14.96
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	193.47	3.50	592.30	24.43
14-11	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	193.47	3.50	633.97	15.10
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	193.47	3.50	633.97	24.57
10	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	212.81	3.50	689.04	15.39
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	212.81	3.50	689.04	24.86
9-6	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	212.81	3.50	744.10	15.59
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	212.81	3.50	744.10	25.06
5	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	235.14	3.50	822.23	15.97
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	235.14	3.50	822.23	25.44
4-1	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	235.14	3.50	900.36	16.25
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	235.14	3.50	900.36	25.71

Tabla 6.20c MASAS EDIFICIO A-5 30 NIVELES

Nivel	Nodo	Area (mt ²)	WD (Kg/mt)	WL (Kg/mt)	Wpared (Kg/mt)	Lviga (mt)	Wviga (Kg)	L col (mt)	W col (Kg)	Masa (Kg)
30	Extremo	12.50	478.83	50.00	280.00	5.00	105.66	1.75	550.64	8.92
	Ejes	25.00	478.83	50.00	280.00	5.00	105.66	1.75	550.64	15.12
29-26	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	105.66	3.50	550.64	14.37
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	105.66	3.50	550.64	23.84
25	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	157.75	3.50	592.30	14.78
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	157.75	3.50	592.30	24.25
24-21	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	157.75	3.50	633.97	14.93
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	157.75	3.50	633.97	24.40
20	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	212.81	3.50	689.04	15.39
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	212.81	3.50	689.04	24.86
19-16	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	212.81	3.50	744.10	15.59
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	212.81	3.50	744.10	25.06
15	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	235.14	3.50	822.23	15.97
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	235.14	3.50	822.23	25.44
14-11	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	235.14	3.50	900.36	16.25
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	235.14	3.50	900.36	25.71
10	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	260.44	3.50	945.01	16.53
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	260.44	3.50	945.01	26.00
9-6	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	260.44	3.50	989.66	15.87
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	260.44	3.50	989.66	26.15
5	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	285.74	3.50	1038.02	16.98
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	285.74	3.50	1038.02	26.45
4-1	Extremo	12.50	642.83	180.00	560.00	5.00	285.74	3.50	1086.39	17.15
	Ejes	25.00	642.83	180.00	560.00	5.00	285.74	3.50	1086.39	26.62

Los Cortantes actuando en cada extremo de las vigas serán calculados empleando la ecuación

$$V = \frac{Wxl}{2} \times 0.001 \text{ (Ton)}$$

Mientras que los momentos serán calculados empleando la ecuación

$$M = \frac{Wxl^2}{12} \times 0.10 \text{ (Ton - cm)}$$

Tabla 6.21a EJE 2Y EDIFICIO TIPO B-5 DE 20 NIVELES

Nivel	Sección Viga	Peso Viga (kg/ml)	Clar o (mts)	Claros Extremos						Claros Centrales					
				Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)		Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)	
						Vd	VI	Md	MI			Vd	VI	Md	MI
20	W18x55	81.85	5.83	81.85	0.00	0.24	0.00	23.21	0.00	81.85	0.00	0.24	0.00	23.21	0.00
19-16	W18x55	81.85	5.83	81.85	0.00	0.24	0.00	23.21	0.00	81.85	0.00	0.24	0.00	23.21	0.00
15-11	W18x86	127.99	5.83	127.99	0.00	0.37	0.00	36.29	0.00	127.99	0.00	0.37	0.00	36.29	0.00
10-6	W18x97	144.36	5.83	144.36	0.00	0.42	0.00	40.93	0.00	144.36	0.00	0.42	0.00	40.93	0.00
5-1	W18x106	157.75	5.83	157.75	0.00	0.46	0.00	44.73	0.00	157.75	0.00	0.46	0.00	44.73	0.00

Tabla 6.21b ETJE 2Y EDIFICIO TIPO B-5 DE 25 NIVELES

Nivel	Sección Viga	Peso Viga (kg/ml)	Claro (mts)	Claros Extremos						Claros Centrales					
				Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)		Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)	
						Vd	VI	Md	MI			Vd	VI	Md	MI
25	W18x60	89.29	5.83	89.29	0.00	0.26	0.00	25.32	0.00	89.29	0.00	0.26	0.00	25.32	0.00
24-21	W18x60	89.29	5.83	89.29	0.00	0.26	0.00	25.32	0.00	89.29	0.00	0.26	0.00	25.32	0.00
20-16	W18x97	144.36	5.83	144.36	0.00	0.42	0.00	40.93	0.00	144.36	0.00	0.42	0.00	40.93	0.00
15-11	W18x119	177.10	5.83	177.10	0.00	0.52	0.00	50.21	0.00	177.10	0.00	0.52	0.00	50.21	0.00
10-6	W18x130	193.47	5.83	193.47	0.00	0.56	0.00	54.85	0.00	193.47	0.00	0.56	0.00	54.85	0.00
5-1	W18x143	212.81	5.83	212.81	0.00	0.62	0.00	60.34	0.00	212.81	0.00	0.62	0.00	60.34	0.00

Tabla 6.21c EJE 2Y EDIFICIO TIPO B-5 DE 30 NIVELES

Nivel	Sección Viga	Peso Viga (kg/ml)	Claro (mts)	Claros Extremos						Claros Centrales					
				Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)		Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)	
						Vd	VI	Md	MI			Vd	VI	Md	MI
30	W18x97	144.36	5.83	144.36	0.00	0.42	0.00	40.93	0.00	144.36	0.00	0.42	0.00	40.93	0.00
29-26	W18x97	144.36	5.83	144.36	0.00	0.42	0.00	40.93	0.00	144.36	0.00	0.42	0.00	40.93	0.00
25-21	W18x119	177.10	5.83	177.10	0.00	0.52	0.00	50.21	0.00	177.10	0.00	0.52	0.00	50.21	0.00
20-16	W18x130	193.47	5.83	193.47	0.00	0.56	0.00	54.85	0.00	193.47	0.00	0.56	0.00	54.85	0.00
15-11	W18x143	212.81	5.83	212.81	0.00	0.62	0.00	60.34	0.00	212.81	0.00	0.62	0.00	60.34	0.00
10-6	W18x158	235.14	5.83	235.14	0.00	0.69	0.00	66.67	0.00	235.14	0.00	0.69	0.00	66.67	0.00
5-1	W18x175	260.44	5.83	260.44	0.00	0.76	0.00	73.84	0.00	260.44	0.00	0.76	0.00	73.84	0.00

Tabla 6.22a MASAS EDIFICIO B-5 20 NIVELES

Nivel	Nodo	Area (m2)	WD (Kg/mt)	WL (Kg/mt)	Wpared (Kg/mt)	Lviga (mt)	Wviga (Kg)	L col (mt)	W col (Kg)	Masa (Kg)
20	Extremo	8.80	498.50	50.00	0.00	5.83	81.85	1.75	462.83	6.11
	Ejes	34.02	498.50	50.00	0.00	11.67	81.85	1.75	462.83	20.43
19-16	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	81.85	3.50	462.83	9.51
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	81.85	3.50	462.83	31.24
15	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	127.99	3.50	503.76	9.92
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	127.99	3.50	506.73	31.93
14-11	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	127.99	3.50	550.64	10.09
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	127.99	3.50	550.64	32.09
10	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	144.36	3.50	592.30	10.33
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	144.36	3.50	592.30	32.42
9-6	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	144.36	3.50	633.97	10.47
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	144.36	3.50	633.97	32.57
5	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	157.75	3.50	689.04	10.74
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	157.75	3.50	689.04	32.92
4-1	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	157.75	3.50	744.10	10.94
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	157.75	3.50	744.10	33.11

Tabla 6.22b MASAS EDIFICIO B-5 25 NIVELES

Nivel	Nodo	Area (mt ²)	WD (Kg/mt)	WL (Kg/mt)	Wpared (Kg/mt)	Lviga (mt)	Wviga (Kg)	L col (mt)	W col (Kg)	Masa (Kg)
25	Extremo	8.80	498.50	50.00	0.00	5.83	89.29	1.75	462.83	6.16
	Ejes	34.02	498.50	50.00	0.00	11.67	89.29	1.75	462.83	20.51
24-21	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	89.29	3.50	462.83	9.55
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	89.29	3.50	462.83	31.33
20	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	144.36	3.50	485.90	9.95
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	144.36	3.50	485.90	32.05
19-16	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	144.36	3.50	508.97	10.04
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	144.36	3.50	508.97	32.13
15	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	177.10	3.50	593.05	10.52
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	177.10	3.50	593.05	32.81
14-11	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	177.10	3.50	677.13	10.82
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	177.10	3.50	677.13	33.10
10	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	193.47	3.50	747.82	11.16
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	193.47	3.50	747.82	33.54
9-6	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	193.47	3.50	818.51	11.41
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	193.47	3.50	818.51	33.79
5	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	212.81	3.50	859.44	11.66
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	212.81	3.50	859.44	34.16
4-1	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	212.81	3.50	900.36	11.80
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	212.81	3.50	900.36	34.30

Tabla 6.22c MASAS EDIFICIO B-5 30 NIVELES

Nivel	Nodo	Area (mt ²)	WD (Kg/mt)	WL (Kg/mt)	Wpared (Kg/mt)	Lviga (mt)	Wviga (Kg)	L col (mt)	W col (Kg)	Masa (Kg)
30	Extremo	8.80	498.50	50.00	0.00	5.83	144.36	1.75	633.97	6.78
	Ejes	34.02	498.50	50.00	0.00	11.67	144.36	1.75	633.97	21.46
29-26	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	144.36	3.50	633.97	10.47
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	144.36	3.50	633.97	32.57
25	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	177.10	3.50	655.55	10.74
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	177.10	3.50	655.55	33.03
24-21	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	177.10	3.50	677.13	10.82
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	177.10	3.50	677.13	33.10
20	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	193.47	3.50	747.82	11.16
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	193.47	3.50	747.82	33.54
19-16	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	193.47	3.50	818.51	11.41
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	193.47	3.50	818.51	33.79
15	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	212.81	3.50	859.44	11.66
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	212.81	3.50	859.44	34.16
14-11	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	212.81	3.50	900.36	11.80
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	212.81	3.50	900.36	34.30
10	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	235.14	3.50	945.01	12.09
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	235.14	3.50	945.01	34.72
9-6	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	235.14	3.50	989.66	12.25
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	235.14	3.50	989.66	34.87
5	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	260.44	3.50	1038.02	12.56
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	260.44	3.50	1038.02	35.34
4-1	Extremo	8.80	662.50	180.00	0.00	5.83	260.44	3.50	1086.39	12.73
	Ejes	34.02	662.50	180.00	0.00	11.67	260.44	3.50	1086.39	35.51

Los Cortantes actuando en cada extremo de las vigas serán calculados empleando la ecuación

Mientras que los momentos serán calculados empleando la ecuación

$$V = \frac{Wxl}{2} \times 0.001 \text{ (Ton)}$$

$$M = \frac{Wxl^2}{12} \times 0.10 \text{ (Ton - cm)}$$

Tabla 6.23a EJES 11X EDIFICIO TIPO C-5 DE 20 NIVELES

Nivel	Sección Viga	Peso Viga (kg/ml)	Claro (mts)	Claros Extremos						Claros Centrales					
				Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)		Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)	
						Vd	VI	Md	MI			Vd	VI	Md	MI
20	W 21 x 57	84.83	5.83	1481.42	145.83	4.32	0.43	420.08	41.35	1481.42	145.83	4.32	0.43	420.08	41.35
19-16	W 21 x 57	84.83	5.83	1959.76	525.00	5.72	1.53	555.72	148.87	1959.76	525.00	5.72	1.53	555.72	148.87
15-11	W 21 x 73	108.64	5.83	1983.57	525.00	5.79	1.53	562.47	148.87	1983.57	525.00	5.79	1.53	562.47	148.87
10-6	W 21 x 83	123.52	5.83	1998.45	525.00	5.83	1.53	566.69	148.87	1998.45	525.00	5.83	1.53	566.69	148.87
5-1	W 21 x 93	138.40	5.83	2013.33	525.00	5.87	1.53	570.91	148.87	2013.33	525.00	5.87	1.53	570.91	148.87

Tabla 6.23b EJE 11X EDIFICIO TIPO C-5 DE 25 NIVELES

Nivel	Sección Viga	Peso Viga (kg/ml)	Claro (mts)	Claros Extremos						Claros Centrales					
				Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)		Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)	
						Vd	VI	Md	MI			Vd	VI	Md	MI
25	W 21 x 50	74.41	5.83	1471.01	145.83	4.29	0.43	417.12	41.35	1471.01	145.83	4.29	0.43	417.12	41.35
24-21	W 21 x 50	74.41	5.83	1949.35	525.01	5.69	1.53	552.76	148.87	1949.35	525.01	5.69	1.53	552.76	148.87
20-16	W 21 x 62	92.27	5.83	1967.21	525.01	5.74	1.53	557.83	148.87	1967.21	525.01	5.74	1.53	557.83	148.87
15-11	W 21 x 68	101.20	5.83	1976.14	525.01	5.76	1.53	560.36	148.87	1976.14	525.01	5.76	1.53	560.36	148.87
10-6	W 21 x 83	123.52	5.83	1998.46	525.01	5.83	1.53	566.69	148.87	1998.46	525.01	5.83	1.53	566.69	148.87
5-1	W 21 x 93	138.40	5.83	2013.34	525.01	5.87	1.53	570.91	148.87	2013.34	525.01	5.87	1.53	570.91	148.87

Tabla 6.23c EJE 11X EDIFICIO TIPO C-5 DE 30 NIVELES

Nivel	Sección Viga	Peso Viga (kg/ml)	Claro (mts)	Claros Extremos						Claros Centrales					
				Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)		Wd (kg/ml)	Wl (kg/ml)	Cortante (Ton)		Momento (Ton-cm)	
						Vd	VI	Md	MI			Vd	VI	Md	MI
30	W 21 x 50	74.41	5.83	1471.01	145.83	4.29	0.43	417.12	41.35	1471.01	145.83	4.29	0.43	417.12	41.35
29-26	W 21 x 50	74.41	5.83	1949.35	525.01	5.69	1.53	552.76	148.87	1949.35	525.01	5.69	1.53	552.76	148.87
25-21	W 21 x 68	101.20	5.83	1976.14	525.01	5.76	1.53	560.36	148.87	1976.14	525.01	5.76	1.53	560.36	148.87
20-16	W 21 x 73	108.64	5.83	1983.58	525.01	5.79	1.53	562.47	148.87	1983.58	525.01	5.79	1.53	562.47	148.87
15-11	W 21 x 83	123.52	5.83	1998.46	525.01	5.83	1.53	566.69	148.87	1998.46	525.01	5.83	1.53	566.69	148.87
10-6	W 21 x 101	150.31	5.83	2025.25	525.01	5.91	1.53	574.28	148.87	2025.25	525.01	5.91	1.53	574.28	148.87
5-1	W 21 x 122	181.56	5.83	2056.50	525.01	6.00	1.53	583.14	148.87	2056.50	525.01	6.00	1.53	583.14	148.87

Tabla 6.24a MASAS EDIFICIO C-5 20 NIVELES

Nivel	Nodo	Area (mt ²)	WD (Kg/mt)	WL (Kg/mt)	Wpared (Kg/mt)	Lviga (mt)	Wviga (Kg)	L col (mt)	W col (Kg)	Masa (Kg)
20	Extremo	8.97	478.83	50.00	0.00	5.83	111.62	1.75	382.47	6.07
	Ejes	34.03	478.83	50.00	0.00	11.67	84.83	1.75	462.83	19.79
19-16	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	5.83	111.62	3.50	382.47	9.37
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	84.83	3.50	462.83	30.61
15	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	5.83	177.84	3.50	401.81	9.83
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	108.64	3.50	485.90	30.97
14-11	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	5.83	177.84	3.50	421.16	9.90
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	108.64	3.50	508.97	31.05
10	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	5.83	197.19	3.50	465.06	10.16
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	123.52	3.50	550.64	31.37
9-6	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	5.83	197.19	3.50	508.97	10.32
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	123.52	3.50	592.30	31.51
5	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	5.83	218.77	3.50	550.64	10.59
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	138.40	3.50	634.72	31.83
4-1	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	5.83	218.77	3.50	592.30	10.73
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	138.40	3.50	677.13	31.98

Tabla 6.24 b MASAS EDIFICIO C-5 25 NIVELES

Nivel	Nodo	Area (mt ²)	WD (Kg/mt)	WL (Kg/mt)	Wpared (Kg/mt)	Lviga (mt)	Wviga (Kg)	L col (mt)	W col (Kg)	Masa (Kg)
25	Extremo	8.97	478.83	50.00	0.00	6.81	74.41	1.75	346.75	5.86
	Ejes	34.03	478.83	50.00	0.00	11.67	74.41	1.75	382.47	19.53
24-21	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	74.41	3.50	346.75	9.10
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	74.41	3.50	382.47	30.21
20	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	92.27	3.50	383.96	9.36
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	92.27	3.50	422.65	30.55
19-16	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	92.27	3.50	421.16	9.49
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	92.27	3.50	462.83	30.70
15	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	101.20	3.50	465.06	9.70
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	101.20	3.50	506.73	30.95
14-11	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	101.20	3.50	592.30	10.15
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	101.20	3.50	633.97	31.40
10	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	123.52	3.50	550.64	10.15
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	123.52	3.50	592.30	31.51
9-6	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	123.52	3.50	592.30	10.30
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	123.52	3.50	633.97	31.66
5	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	138.40	3.50	634.72	10.55
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	138.40	3.50	689.04	32.03
4-1	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	138.40	3.50	677.13	10.70
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	138.40	3.50	744.10	32.22

Tabla 6.24c MASAS EDIFICIO C-5 30 NIVELES

Nivel	Nodo	Area (mt ²)	WD (Kg/mt)	WL (Kg/mt)	Wpared (Kg/mt)	Lviga (mt)	Wviga (Kg)	L col (mt)	W col (Kg)	Masa (Kg)
30	Extremo	8.97	478.83	50.00	0.00	6.81	74.41	1.75	508.97	6.14
	Ejes	34.03	478.83	50.00	0.00	11.67	74.41	1.75	382.47	19.53
29-26	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	74.41	3.50	508.97	9.67
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	74.41	3.50	382.47	30.21
25	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	101.20	3.50	508.97	9.85
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	101.20	3.50	401.81	30.59
24-21	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	101.20	3.50	508.97	9.85
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	101.20	3.50	421.16	30.65
20	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	108.64	3.50	529.80	9.98
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	108.64	3.50	485.90	30.97
19-16	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	108.64	3.50	550.64	10.05
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	108.64	3.50	550.64	31.19
15	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	123.52	3.50	592.30	10.30
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	123.52	3.50	592.30	31.51
14-11	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	123.52	3.50	633.97	10.44
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	123.52	3.50	633.97	31.66
10	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	150.31	3.50	581.14	10.44
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	150.31	3.50	655.55	32.05
9-6	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	150.31	3.50	677.13	10.78
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	150.31	3.50	677.13	32.12
5	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	181.56	3.50	788.75	11.38
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	181.56	3.50	788.75	32.88
4-1	Extremo	8.97	642.83	180.00	0.00	6.81	181.56	3.50	900.36	11.77
	Ejes	34.03	642.83	180.00	0.00	11.67	181.56	3.50	900.36	33.27

CAPITULO 7

ANALISIS DE RESULTADOS

7.1 ANALISIS DE COLAPSO (PUSH-OVER)

Mediante el uso de este método se puede determinar la ductilidad global para diferentes estados de comportamiento del edificio al aplicársele a estos poco a poco un factor que multiplique las fuerzas sísmicas calculadas por el método estático de tal forma que por medio de este incremento se lleve al colapso total la estructura a analizar.

Los diferentes estados de comportamiento que se estudiaron para los edificios tenemos:

- 1) Estado de [?]funcionabilidad: Se da cuando la estructura ha excedido el valor máximo de la deriva de entrepiso como resultado del incremento de las fuerzas sísmicas y se determina de la siguiente manera

$$Dg = \frac{X \max d}{Xy}$$

Donde : $X \max d$ = desplazamiento del último entrepiso al momento en que la deriva máxima permitida ha sido excedida

Xy = desplazamiento en el último entrepiso cuando sucede la primera fluencia en algún punto de la estructura

- 2) Estado de colapso: Se da cuando en la estructura se ha dado un mecanismo el cual hace que la estructura quede en un estado irreparable y se determina de la siguiente manera:

$$Dgc = \frac{Xmaxc}{Xy}$$

Donde : $Xmaxc$ =desplazamiento del último entrepiso al momento del colapso total de la estructura

Xy = desplazamiento en el último entrepiso cuando sucede la primera fluencia en algún punto de la estructura

7.1.1 CONDICIONES DE MECANISMOS A CONSIDERAR

Las condiciones de mecanismos que se utilizaran para evaluar el colapso de la estructura para los marcos son las siguientes:

1) Capacidad de rotación de las secciones en los extremos de los elementos:

El valor de rotación última de la sección W utilizado en nuestro trabajo fue obtenido a través de estudios realizados después del terremoto de Northridge en 1994 en los cuales se consideró que la capacidad de rotación máxima esta en el orden de 0.025 a 0.030, lo cual para nuestro trabajo tomamos el valor de 0.02 que esta por abajo del limite inferior propuesto lo cual nos garantizará que los edificios están dentro de un intervalo más seguro.

2) Condición de inestabilidad debido a la formación de n+1 rótulas en donde n es el número de rótulas plásticas generadas antes de que el marco analizado se vuelva inestable tomando en cuenta lo siguiente:

$$N_p = 3m + n_r - 3n_j$$

Donde: m = es el número de miembros

n_r = número de reacciones

n_j = número de nodos

N_p = número de articulaciones

3) Control de deriva de entrepiso:

Esta condición de control será regida por la Norma Técnica de Diseño por Sismo en la cual para nuestros edificios considera el siguiente límite:

$$\delta = 0.015h_{sx}$$

Donde : δ es la deriva de entrepiso

H_{sx} es la altura de entrepiso.

4) Capacidad de Resistencia al Corte.

El cortante nominal para los elementos estructurales viene dado por la ecuación siguiente:

$$V_n = 0.6 A_w F_{yw}$$

Donde:

A_w = área del alma del elemento

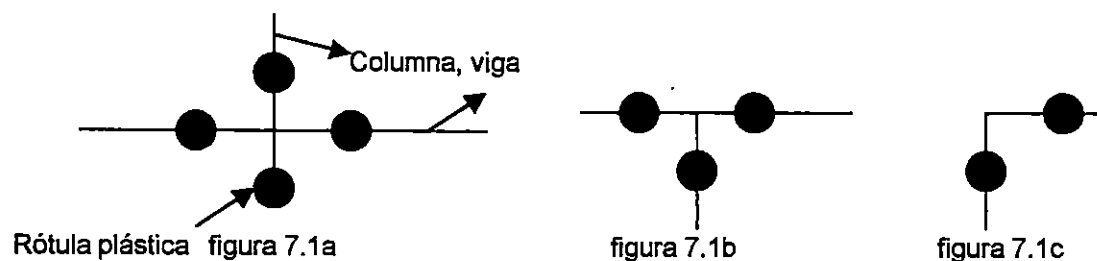
F_{yw} = Esfuerzo de fluencia del alma del elemento

Por lo que el cortante último es $V_u = \phi_v V_n$; donde $\phi_v = 0.9$

5) Formación de Mecanismos de Falla

Los mecanismos a considerar son los siguientes:

- Mecanismo de formación de rótulas alrededor de un nodo sea este superior, extremo o central, de tal manera que la distribución de los momentos se impida por las rótulas plásticas por ejemplo:



Las figura 71a, 71b y 71c son los tipos de mecanismos que se consideró pueden ocurrir en un nodo.

- La Falla por Mecanismo de Traslación Lateral de Columna el cual esta representado en la siguiente figura 7.2:

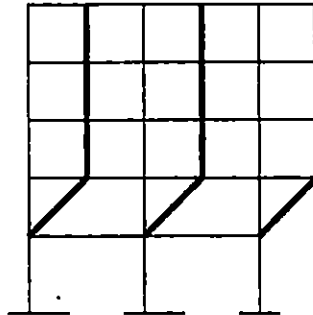


Figura 7.2 (columna débil-viga fuerte)

- Mecanismo de Traslación Lateral de Viga (columna fuerte-viga débil): Se ha comenzado la cedencia de las secciones críticas de las vigas antes de que las columnas alcancen la curvatura de cedencia, ocurrirá deformación lateral bajo carga lateral constante por deformaciones plásticas en las articulaciones plásticas de las vigas.

7.1.2 RESULTADOS

El análisis de colapso se realizó con el programa DRAIN-2DX, el proceso de desarrollo del método fue el siguiente:

Partiendo de la obtención de las fuerzas laterales para cada edificio, utilizando el método estático propuesto por la NTDS (método de las fuerzas equivalentes) se procedió a incrementar dichas fuerzas con el propósito de observar el comportamiento de los edificios y poder determinar así los parámetros de ductilidad y resistencia, utilizando para esto los criterios de colapso descritos anteriormente.

7.1.2.1 EDIFICIO TIPO A-5 DE 20, 25 Y 30 NIVELES

En las figuras 7.3a, 7.3b y 7.3c se presentan las fuerzas sísmicas de entrepisos obtenidas aplicando el método de las fuerzas equivalentes propuesto por la NTDS, así como la numeración de los elementos principales que componen el marco en estudio para las diferentes alturas (20,25 y 30 niveles). Al incrementar las fuerzas laterales se pudo observar los diferentes estados de comportamiento a través de la formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales principales (vigas y columnas), esto se puede observar en las figuras 7.4a, 7.4b y 7.4c, en las cuales se presentan además los valores de ductilidad y resistencia para los diferentes estados de comportamiento. Los resultados obtenidos para este tipo de edificio son los siguientes:

El estado de fluencia ó la primera rótula plástica se observa en el entrepiso 18, 16 y 22 para los marcos de 20, 25 y 30 niveles respectivamente, lo cual se logró al incrementar 2.452, 3.381 y 2.595 veces las fuerzas laterales para los marcos de 20, 25 y 30 niveles. Luego a medida el factor se va incrementando van apareciendo rótulas plásticas en los diversos

elementos estructurales, lo cual indica la forma en que cada marco va cediendo hasta llegar a su estado límite de funcionalidad. El estado de funcionalidad se da cuando aparece la condición de mecanismo del numeral tres, es decir que la deriva de entrepiso (según lo indica la NTDS) se excede, los valores de incremento de las fuerzas laterales, necesarias para llegar a esta condición son 3.843 para una ductilidad de 2.8313, 4.483 para una ductilidad de 2.4782 y 3.649 para una ductilidad de 2.3336; para los marcos de 20, 25 y 30 niveles respectivamente.

La parte más crítica del comportamiento de una estructura es el llegar a colapsar, y para poder lograr esto fue necesario seguir incrementando las cargas laterales hasta un valor con el cual se logre dicho objetivo, los factores de incrementos fueron:

- 1) Para el marco de 20 niveles el factor de incremento de las cargas laterales es de 7.1019 para una ductilidad de 51.62 y el tipo de mecanismo de colapso que se presentó es el mostrado en la figura 7.1b, en el entrepiso 14.
- 2) Para el marco de 25 niveles el factor de incremento de las cargas laterales es de 9.4097 para una ductilidad de 50.75 y el tipo de mecanismo de colapso que se presentó es el mostrado en la figura 7.1b, en el entrepiso 19.
- 3) Para el marco de 30 niveles el factor de incremento de las cargas laterales es de 6.1196 para una ductilidad de 30.654 y el tipo de mecanismo de colapso que se presentó es el mostrado en la figura 7.1a, en el entrepiso 25.

**FUERZAS LATERALES PARA
EL MARCO 4Y
EDIFICIO A-5, 20 NIVELES**

	1	2	3	4	5	6	7	8
28.0 Ton →	1	2	3	4	5	6	7	8
9.52 Ton →	9	10	11	12	13	14	15	16
8.96 Ton →	17	18	19	20	21	22	23	24
8.48 Ton →	25	26	27	28	29	30	31	32
8.00 Ton →	33	34	35	36	37	38	39	40
7.84 Ton →	41	42	43	44	45	46	47	48
7.36 Ton →	49	50	51	52	53	54	55	56
6.88 Ton →	57	58	59	60	61	62	63	64
6.32 Ton →	65	66	67	68	69	70	71	72
5.84 Ton →	73	74	75	76	77	78	79	80
5.36 Ton →	81	82	83	84	85	86	87	88
4.88 Ton →	89	90	91	92	93	94	95	96
4.32 Ton →	97	98	99	100	101	102	103	104
3.84 Ton →	105	106	107	108	109	110	111	112
3.28 Ton →	113	114	115	116	117	118	119	120
2.72 Ton →	121	122	123	124	125	126	127	128
2.24 Ton →	129	130	131	132	133	134	135	136
1.68 Ton →	137	138	139	140	141	142	143	144
1.12 Ton →	145	146	147	148	149	150	151	152
0.56 Ton →	153	154	155	156	157	158	159	160

Figura 7.3a

MAPA DE ARTICULACIONES
MARCO 4Y EDIFICIO A-5
20 NIVELES

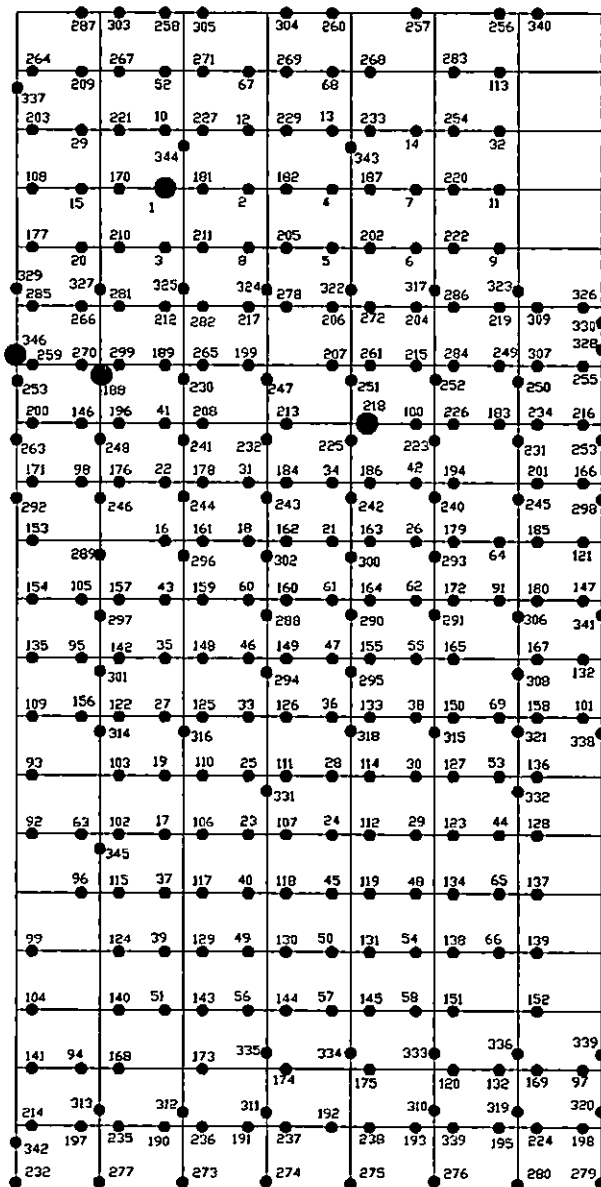


Figura 7.4a

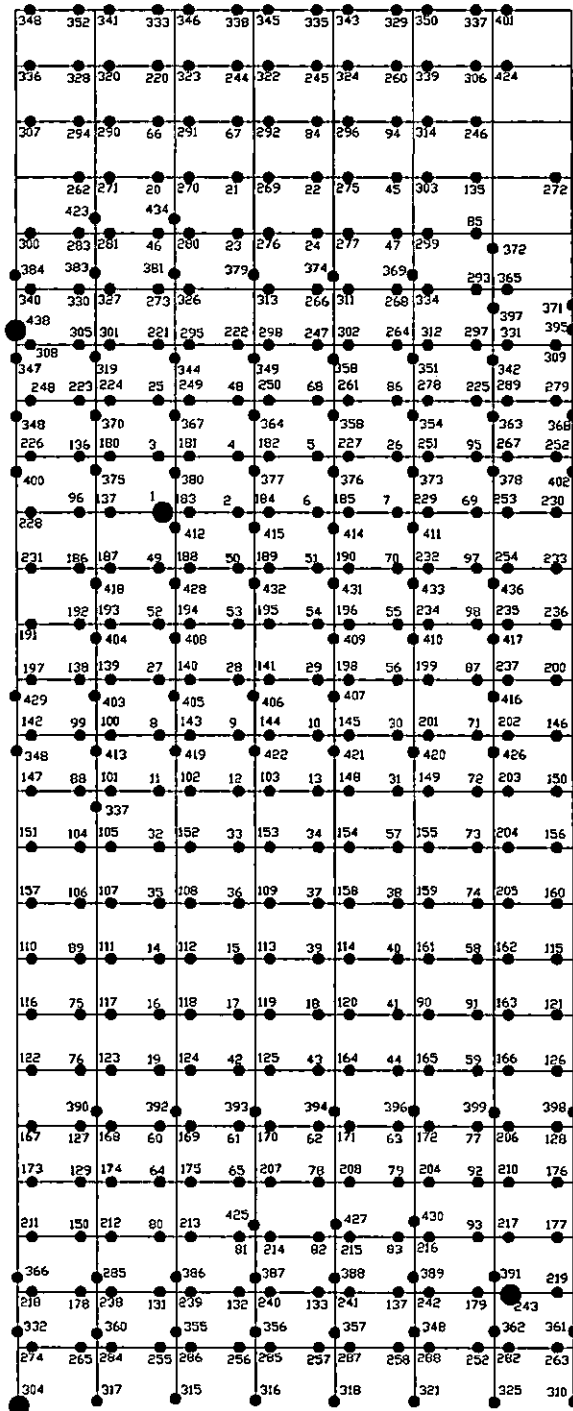
● 1a. ARTICULACION Resistencia = 2.452 Desplaza. = 22.46cm
● ROTULAS PLASTICAS
● FALLA POR DERIVA Resistencia = 3.843 Desplazamiento = 67.608 cm Ductilidad = 2.8313
● 1a. ARTICULACION EN COL. Resistencia = 3.7114 Desplazamiento = 50.57 cm Ductilidad = 2.25
● FALLA POR COLAPSO Resistencia = 7.1019 Desplazamiento = 1159.7 cm Ductilidad = 51.62

FUERZAS LATERALES PARA EL MARCO 4Y EDIFICIO A-5, 25 NIVELES

32.72 Ton →	1	2	3	4	5	6	7	8
8.64 Ton →	9	10	11	12	13	14	15	16
8.32 Ton →	17	18	19	20	21	22	23	24
7.92 Ton →	25	26	27	28	29	30	31	32
7.36 Ton →	33	34	35	36	37	38	39	40
7.04 Ton →	41	42	43	44	45	46	47	48
6.64 Ton →	49	50	51	52	53	54	55	56
6.32 Ton →	57	58	59	60	61	62	63	64
5.92 Ton →	65	66	67	68	69	70	71	72
5.68 Ton →	73	74	75	76	77	78	79	80
5.36 Ton →	81	82	83	84	85	86	87	88
4.96 Ton →	89	90	91	92	93	94	95	96
4.56 Ton →	97	98	99	100	101	102	103	104
4.24 Ton →	105	106	107	108	109	110	111	112
3.92 Ton →	113	114	115	116	117	118	119	120
3.52 Ton →	121	122	123	124	125	126	127	128
3.12 Ton →	129	130	131	132	133	134	135	136
2.72 Ton →	137	138	139	140	141	142	143	144
2.32 Ton →	145	146	147	148	149	150	151	152
2.00 Ton →	153	154	155	156	157	158	159	160
1.60 Ton →	161	162	163	164	165	166	167	168
1.20 Ton →	169	170	171	172	173	174	175	176
0.80 Ton →	177	178	179	180	181	182	183	184
0.48 Ton →	185	186	187	188	189	190	191	192
0.40 Ton →	193	194	195	196	197	198	199	200

Figura 7.3b

MAPA DE ARTICULACIONES
MARCO 4Y EDIFICIO A-5
25 NIVELES



<p>● 1a. ARTICULACION Resistencia = 3.381 Desplaza. = 36.47 cm</p>
<p>● ROTULAS PLASTICAS</p>
<p>● FALLA POR DERIVA Resistencia = 3.153 Desplazamiento = 90.689 cm Ductilidad = 2.4782</p>
<p>● 1a. ARTICULACION EN COL. Resistencia = 4.8451 Desplazamiento = 162.22 cm Ductilidad = 4.44</p>
<p>● FALLA POR COLAPSO Resistencia = 9.4047 Desplazamiento = 1850.9 cm Ductilidad = 50.75</p>

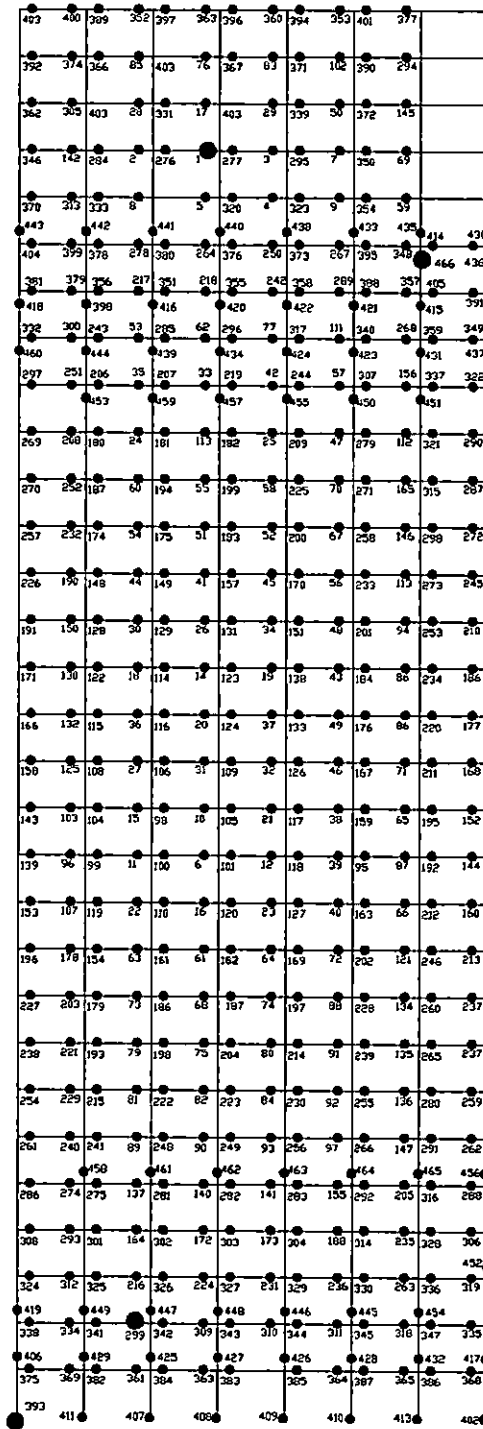
Figura 7.4b

**FUERZAS LATERALES PARA
EL MARCO 4Y
EDIFICIO 5-A, 30 NIVELES**

39.84 Ton →	1	2	3	4	5	6	7	8
9.18 Ton →	9	10	11	12	13	14	15	16
7.84 Ton →	17	18	19	20	21	22	23	24
7.90 Ton →	25	26	27	28	29	30	31	32
7.28 Ton →	33	34	35	36	37	38	39	40
7.20 Ton →	41	42	43	44	45	46	47	48
6.96 Ton →	49	50	51	52	53	54	55	56
6.72 Ton →	57	58	59	60	61	62	63	64
6.40 Ton →	65	66	67	68	69	70	71	72
6.08 Ton →	73	74	75	76	77	78	79	80
6.00 Ton →	81	82	83	84	85	86	87	88
5.78 Ton →	89	90	91	92	93	94	95	96
5.44 Ton →	97	98	99	100	101	102	103	104
5.12 Ton →	105	106	107	108	109	110	111	112
4.88 Ton →	113	114	115	116	117	118	119	120
4.64 Ton →	121	122	123	124	125	126	127	128
4.40 Ton →	129	130	131	132	133	134	135	136
4.08 Ton →	137	138	139	140	141	142	143	144
3.76 Ton →	145	146	147	148	149	150	151	152
3.44 Ton →	153	154	155	156	157	158	159	160
3.20 Ton →	161	162	163	164	165	166	167	168
2.88 Ton →	169	170	171	172	173	174	175	176
2.66 Ton →	177	178	179	180	181	182	183	184
2.24 Ton →	185	186	187	188	189	190	191	192
1.92 Ton →	193	194	195	196	197	198	199	200
0.96 Ton →	201	202	203	204	205	206	207	208
0.80 Ton →	209	210	211	212	213	214	215	216
0.68 Ton →	217	218	219	220	221	222	223	224
0.40 Ton →	225	226	227	228	229	230	231	232
0.18 Ton →	233	234	235	236	237	238	239	240

Figura 7.3c

MAPA DE ARTICULACIONES
MARCO 4Y EDIFICIO A-5
30 NIVELES



<ul style="list-style-type: none"> ● 1a. ARTICULACION Resistencia = 2.595 Desplaza. = 40.406 cm
<ul style="list-style-type: none"> ● ROTULAS PLASTICAS
<ul style="list-style-type: none"> ● FALLA POR DERIVA Resistencia = 3.649 Desplazamiento = 94.291 cm
<ul style="list-style-type: none"> ● 1a. ARTICULACION EN COL Resistencia = 4.2073 Desplazamiento = 265.44 cm Ductilidad = 6.57
<ul style="list-style-type: none"> ● FALLA POR COLAPSO RESISTENCIA = 6.1196 Desplazamiento = 1238.6 cm Ductilidad = 30.654

Figura 7.4c

7.1.2.2 EDIFICIO TIPO B-5 DE 20, 25 y 30 NIVELES

En las figuras 7.5a, 7.5b y 7.5c se presentan las fuerzas sísmicas de entrepisos obtenidas aplicando el método de las fuerzas equivalentes propuesto por la NTDS, así como la numeración de los elementos principales que componen el marco en estudio para las diferentes alturas (20,25 y 30 niveles). Al incrementar las fuerzas laterales se pudo observar los diferentes estados de comportamiento a través de la formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales principales (vigas y columnas), esto se puede observar en las figuras 7.6a, 7.6b y 7.6c, en las cuales se presentan además los valores de ductilidad y resistencia para los diferentes estados de comportamiento. Los resultados obtenidos para este tipo de edificio son los siguientes:

El estado de fluencia ó la primera rótula plástica se observa en el entrepiso 6, 11 y 12 para los marcos de 20, 25 y 30 niveles respectivamente, lo cual se logro al incrementar 2.637, 2.712 y 2.782 veces las fuerzas laterales para los marcos de 20, 25 y 30 niveles. Luego a medida el factor se va incrementando van apareciendo rótulas plásticas en los diversos elementos estructurales, lo cual indica la forma en que cada marco va cediendo hasta llegar a su estado limite de funcionalidad. El estado de funcionalidad se da cuando aparece la condición de mecanismo del numeral tres, es decir que la deriva de entrepiso (según lo indica la NTDS) se excede, los valores de incremento de las fuerzas laterales, necesarias para llegar a esta condición son 3.158 para una ductilidad de 1.872, 3.153 para una ductilidad de 1.8393 y 3.342 para una ductilidad de 2.2876; para los marcos de 20, 25 y 30 niveles respectivamente.

El colapso de la estructura tipo B-5 se logra con los incrementos de cargas presentados lográndose los siguientes resultados:

- 1) Para el marco de 20 niveles el factor de incremento de las cargas laterales es de 7.2219 para una ductilidad de 60.406 y el tipo de mecanismo de colapso que se presentó es el mostrado en la figura 7.1b, en el entrepiso 7.
- 2) Para el marco de 25 niveles el factor de incremento de las cargas laterales es de 6.143 para una ductilidad de 41.9271 y el tipo de mecanismo de colapso que se presentó es el mostrado en la figura 7.1b, en el entrepiso 3.
- 3) Para el marco de 30 niveles el factor de incremento de las cargas laterales es de 4.8329 para una ductilidad de 22.54 y el tipo de mecanismo de colapso es el de traslación lateral de las vigas (columna fuerte-viga débil)

FUERZAS LATERALES PARA EL MARCO 2Y EDIFICIO B-5, 20 NIVELES

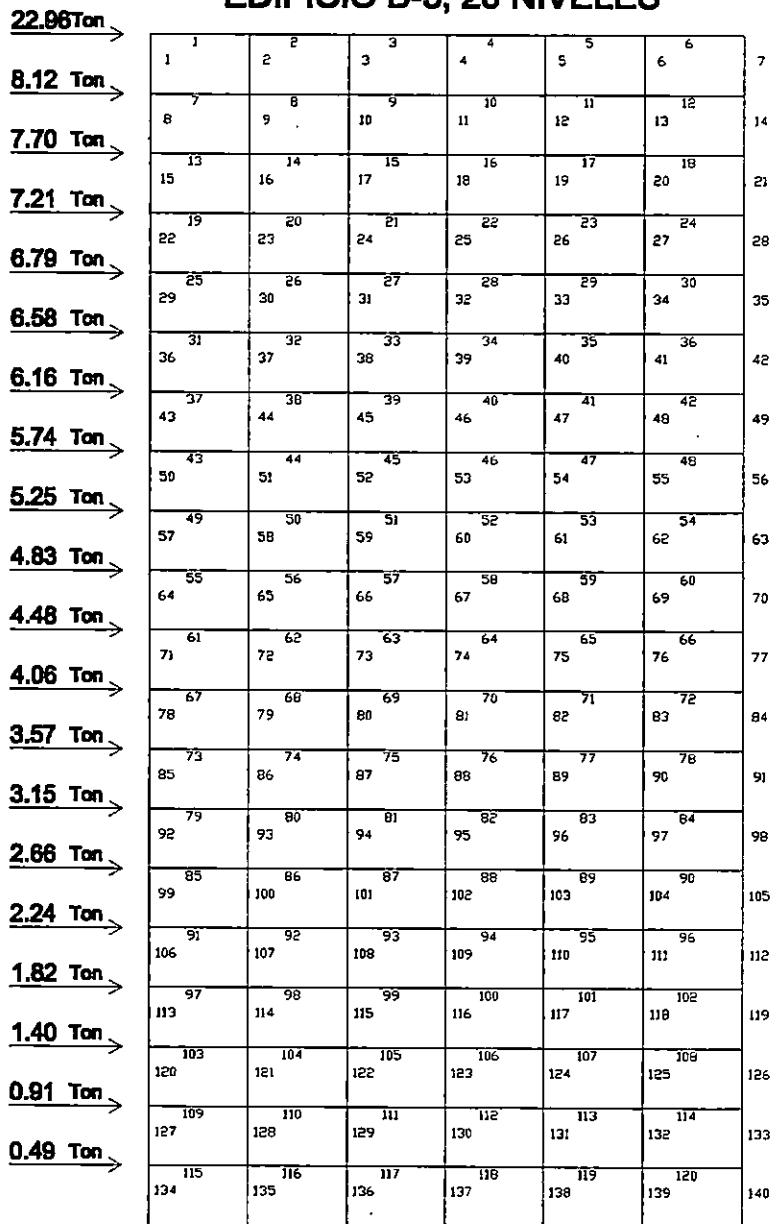
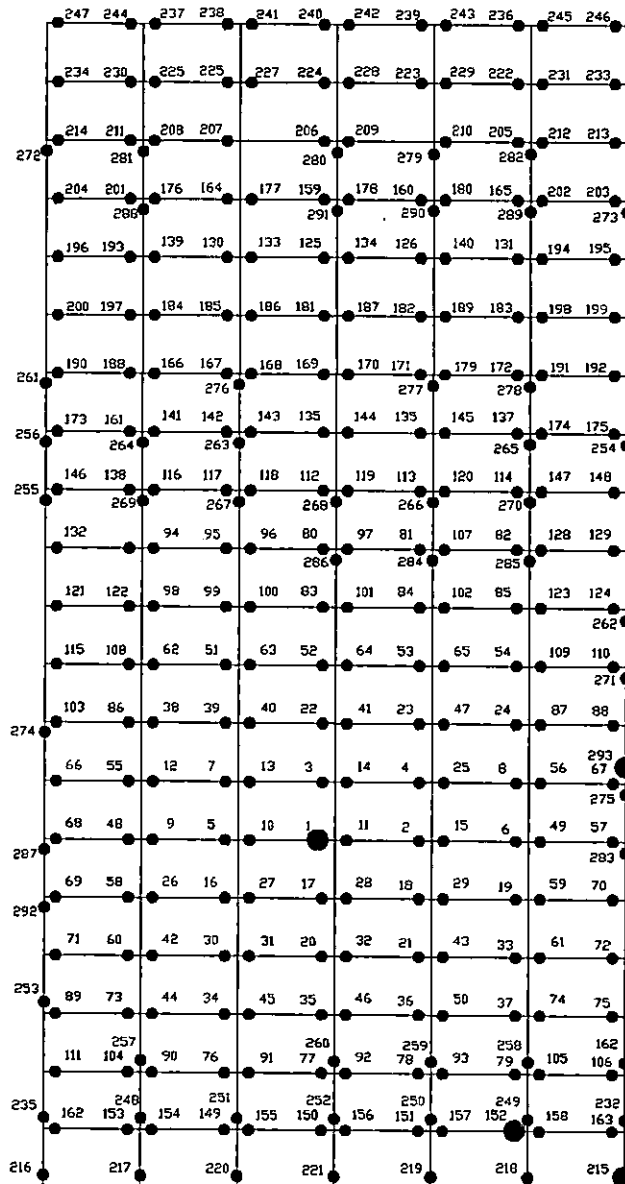


Figura 7.5a

MAPA DE ARTICULACIONES
MARCO 2Y EDIFICIO B-5
20 NIVELES



● 1a. ARTICULACION Resistencia = 2.673 Desplaza. = 34.75 cm
● ROTULAS PLASTICAS
● FALLA POR DERIVA Resistencia = 3.158 Desplazamiento = 65.051 cm Ductilidad = 1.872
● 1a. ARTICULACION EN COL. Resistencia = 3.5693 Desplazamiento = 161.62 cm Ductilidad = 4.65
● FALLA POR COLAPSO Resistencia = 7.2219 Desplazamiento = 2099.1 cm Ductilidad = 60.406

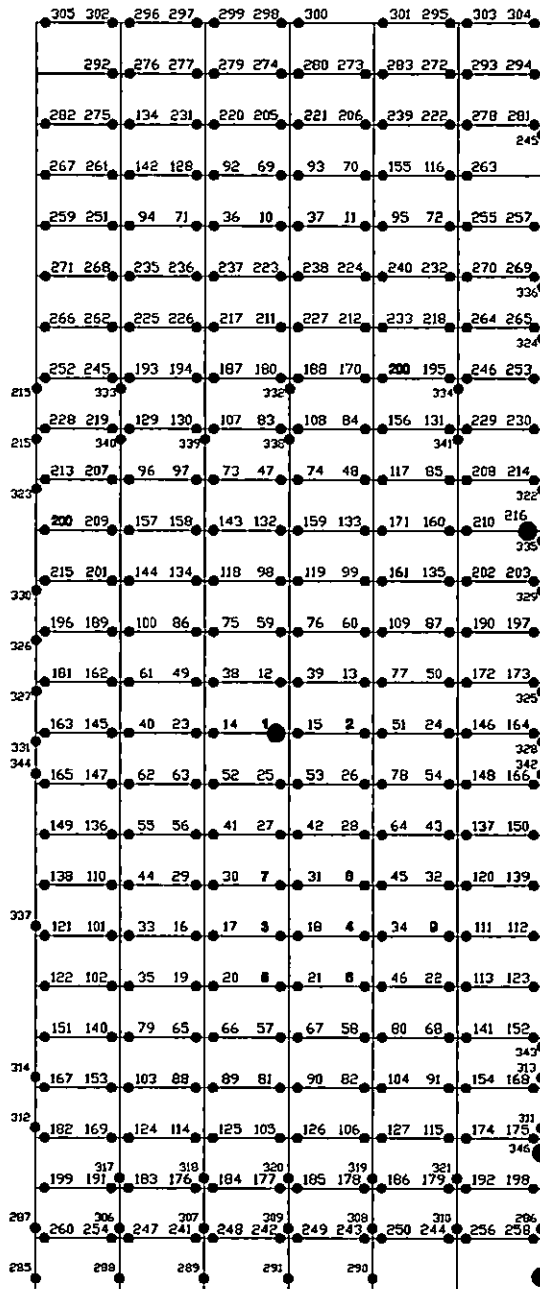
Figura 7.6a

FUERZAS LATERALES PARA EL MARCO 2Y EDIFICIO B-5, 25 NIVELES

31.01 Ton →	1	2	3	4	5	6	7
8.12 Ton →	8	9	10	11	12	13	14
7.77 Ton →	15	16	17	18	19	20	21
7.42 Ton →	22	23	24	25	26	27	28
7.14 Ton →	29	30	31	32	33	34	35
7.00 Ton →	36	37	38	39	40	41	42
6.72 Ton →	43	44	45	46	47	48	49
6.37 Ton →	50	51	52	53	54	55	56
6.16 Ton →	57	58	59	60	61	62	63
5.87 Ton →	64	65	66	67	68	69	70
5.39 Ton →	71	72	73	74	75	76	77
5.04 Ton →	78	79	80	81	82	83	84
4.69 Ton →	85	86	87	88	89	90	91
4.34 Ton →	92	93	94	95	96	97	98
3.99 Ton →	99	100	101	102	103	104	105
3.71 Ton →	106	107	108	109	110	111	112
3.36 Ton →	113	114	115	116	117	118	119
2.94 Ton →	120	121	122	123	124	125	126
2.59 Ton →	127	128	129	130	131	132	133
2.24 Ton →	134	135	136	137	138	139	140
1.89 Ton →	141	142	143	144	145	146	147
1.47 Ton →	148	149	150	151	152	153	154
1.12 Ton →	155	156	157	158	159	160	161
0.77 Ton →	162	163	164	165	166	167	168
0.35 Ton →	169	170	171	172	173	174	175

Figura 7.5b

MAPA DE ARTICULACIONES
MARCO 2Y EDIFICIO B-5
25 NIVELES



- 1a. ARTICULACION
Resistencia = 2.712
Desplaza. = 46.3638 cm

- ROTULAS PLASTICAS

- FALLA POR DERIVA
Resistencia = 3.153
Desplazamiento = 85.277 cm
Ductilidad = 1.8393

- 1a. ARTICULACION EN COL.
Resistencia = 3.5132
Desplazamiento = 219.61 cm
Ductilidad = 4.7367

- FALLA POR COLAPSO
Resistencia = 6.143
Desplazamiento = 1943.9 cm
Ductilidad = 41.927

Figura 7.6b

**FUERZAS LATERALES PARA
EL MARCO 2Y
EDIFICIO B-5, 30 NIVELES**

44.31 Ton →	1	2	3	4	5	6	7
9.24 Ton →	8	9	10	11	12	13	14
8.89 Ton →	15	16	17	18	19	20	21
8.54 Ton →	22	23	24	25	26	27	28
8.28 Ton →	29	30	31	32	33	34	35
8.05 Ton →	36	37	38	39	40	41	42
7.77 Ton →	43	44	45	46	47	48	49
7.42 Ton →	50	51	52	53	54	55	56
7.14 Ton →	57	58	59	60	61	62	63
6.79 Ton →	64	65	66	67	68	69	70
6.58 Ton →	71	72	73	74	75	76	77
6.30 Ton →	78	79	80	81	82	83	84
5.95 Ton →	85	86	87	88	89	90	91
5.80 Ton →	92	93	94	95	96	97	98
5.32 Ton →	99	100	101	102	103	104	105
5.04 Ton →	106	107	108	109	110	111	112
4.69 Ton →	113	114	115	116	117	118	119
4.34 Ton →	120	121	122	123	124	125	126
4.08 Ton →	127	128	129	130	131	132	133
3.71 Ton →	134	135	136	137	138	139	140
3.43 Ton →	141	142	143	144	145	146	147
3.08 Ton →	148	149	150	151	152	153	154
2.73 Ton →	155	156	157	158	159	160	161
2.38 Ton →	162	163	164	165	166	167	168
2.03 Ton →	169	170	171	172	173	174	175
1.76 Ton →	176	177	178	179	180	181	182
1.40 Ton →	183	184	185	186	187	188	189
1.05 Ton →	190	191	192	193	194	195	196
0.70 Ton →	197	198	199	200	201	202	203
0.35 Ton →	204	205	206	207	208	209	210

Figura 7.5c

MAPA DE ARTICULACIONES
MARCO 2Y EDIFICIO B-5
30 NIVELES

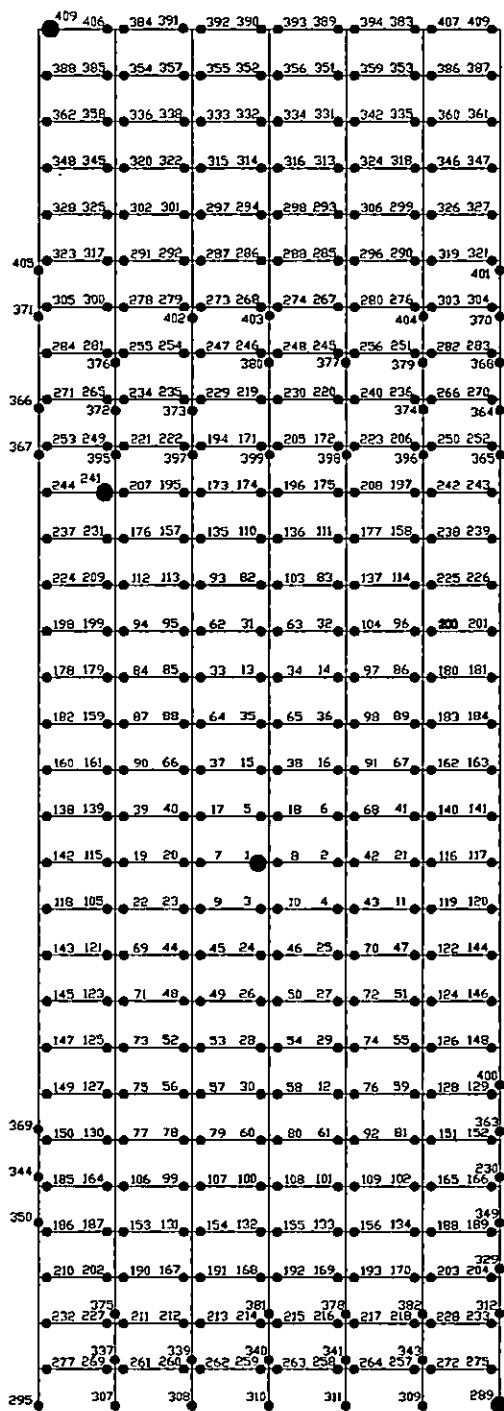


Figura 7.6c

- | |
|---|
| <ul style="list-style-type: none"> ● 1a. ARTICULACION
Resistencia = 2.782
Desplaza. = 34.1948 cm |
| <ul style="list-style-type: none"> ● ROTULAS PLASTICAS |
| <ul style="list-style-type: none"> ● FALLA POR DERIVA
Resistencia = 3.342
Desplazamiento = 95.13 cm
Ductilidad = 2.782 |
| <ul style="list-style-type: none"> ● 1a. ARTICULACION EN COL.
Resistencia = 3.6237
Desplazamiento = 185.41 cm
Ductilidad = 5.422 |
| <ul style="list-style-type: none"> ● FALLA POR COLAPSO
Resistencia = 5.1114
Desplazamiento = 929.42 cm
Ductilidad = 27.180 |

7.1.2.3 EDIFICIO TIPO C-5 DE 20, 25 y 30 NIVELES

En las figuras 7.7a, 7.7b y 7.7c se presentan las fuerzas sísmicas de entrepisos obtenidas aplicando el método de las fuerzas equivalentes propuesto por la NTDS, así como la numeración de los elementos principales que componen el marco en estudio para las diferentes alturas (20,25 y 30 niveles). Al incrementar las fuerzas laterales se pudo observar los diferentes estados de comportamiento a través de la formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales principales (vigas y columnas), esto se puede observar en las figuras 7.8a, 7.8b y 7.8c, en las cuales se presentan además los valores de ductilidad y resistencia para los diferentes estados de comportamiento. Los resultados obtenidos para este tipo de edificio son los siguientes:

El estado de fluencia ó la primera rótula plástica se observa en el entrepiso 6, 11 y 16 para los marcos de 20, 25 y 30 niveles respectivamente, lo cual se logro al incrementar 2.634, 2.248 y 2.8385 veces las fuerzas laterales para los marcos de 20, 25 y 30 niveles. Luego a medida el factor se va incrementando van apareciendo rótulas plásticas en los diversos elementos estructurales, lo cual indica la forma en que cada marco va cediendo hasta llegar a su estado límite de funcionalidad. El estado de funcionalidad se da cuando aparece la condición de mecanismo del numeral tres, es decir que la deriva de entrepiso (según lo indica la NTDS) se excede, los valores de incremento de las fuerzas laterales, necesarias para llegar a esta condición son 3.273 para una ductilidad de 2.1080, 2.934 para una ductilidad de 1.8553 y 3.7103 para una ductilidad de 1.9779; para los marcos de 20, 25 y 30 niveles respectivamente.

Los resultados al incrementar las cargas laterales para los edificios tipo C-5 son los siguientes:

- 1) Para el marco de 20 niveles el factor de incremento de las cargas laterales es de 5.953 para una ductilidad de 33.82 y el tipo de mecanismo de colapso que se presentó es el mostrado en la figura 7.1b, en el entrepiso 1.
- 2) Para el marco de 25 niveles el factor de incremento de las cargas laterales es de 3.8486 para una ductilidad de 11.912 y el tipo de mecanismo de colapso que se presentó es el mostrado en la figura 7.1a, en el entrepiso 10.
- 3) Para el marco de 30 niveles el factor de incremento de las cargas laterales es de 4.9883 para una ductilidad de 12.398 y el tipo de mecanismo de colapso que se presentó es el mostrado en la figura 7.1a, en el entrepiso 22.

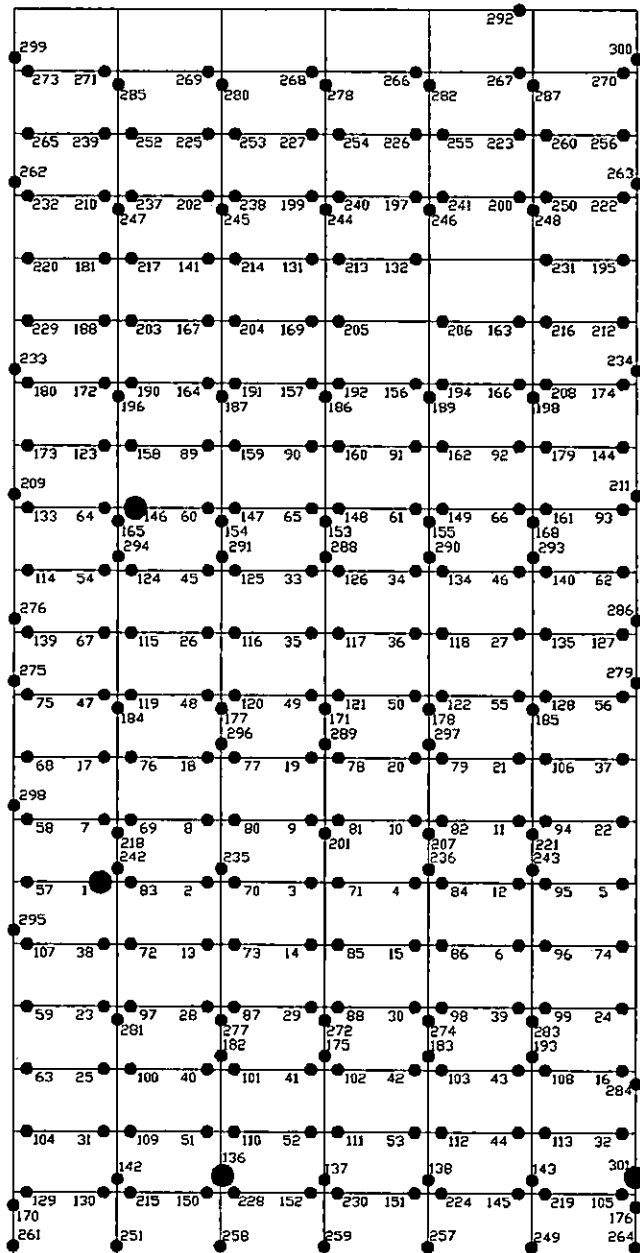
Los resultados de análisis push-over, para los marcos de los edificios tipo A-5, B-5 y C-5 se presentan en forma resumida en las tablas 7.1a, 7.1b y 7.1c

FUERZAS LATERALES PARA
MARCO "F" EDIFICIO C-5
20 NIVELES

18.94 ton	1	2	3	4	5	6	7
7.42 ton	7	8	9	10	11	12	14
7.00 ton	13	14	15	16	17	18	21
6.65 ton	19	20	21	22	23	24	28
6.23 ton	25	26	27	28	29	30	35
5.85 ton	31	32	33	34	35	36	42
5.60 ton	37	38	39	40	41	42	49
5.18 ton	43	44	45	46	47	48	56
4.83 ton	49	50	51	52	53	54	63
4.41 ton	55	56	57	58	59	60	70
4.06 ton	61	62	63	64	65	66	77
3.71 ton	67	68	69	70	71	72	84
3.29 ton	73	74	75	76	77	78	91
2.87 ton	79	80	81	82	83	84	98
2.45 ton	85	86	87	88	89	90	105
2.10 ton	91	92	93	94	95	96	112
1.68 ton	97	98	99	100	101	102	119
1.28 ton	103	104	105	106	107	108	126
0.84 ton	109	110	111	112	113	114	133
0.42 ton	115	116	117	118	119	120	140
	134	135	136	137	138	139	

Figura 7.7a

MAPA DE ARTICULACIONES
 MARCO "F" EDIFICIO C-5
 20 NIVELES



●	1a. ARTICULACION Resistencia = 2.634 Desplaza. = 30.491 cm
●	ROTULAS PLASTICAS
●	FALLA POR DERIVA Resistencia = 3.273 Desplazamiento = 64.274 cm Ductilidad = 2.108
●	1a. ARTICULACION EN COL. Resistencia = 3.2206 Desplazamiento = 57.982 cm Ductilidad = 1.902
●	FALLA POR COLAPSO Resistencia = 5.9543 Desplazamiento = 1031.10 cm Ductilidad = 33.82

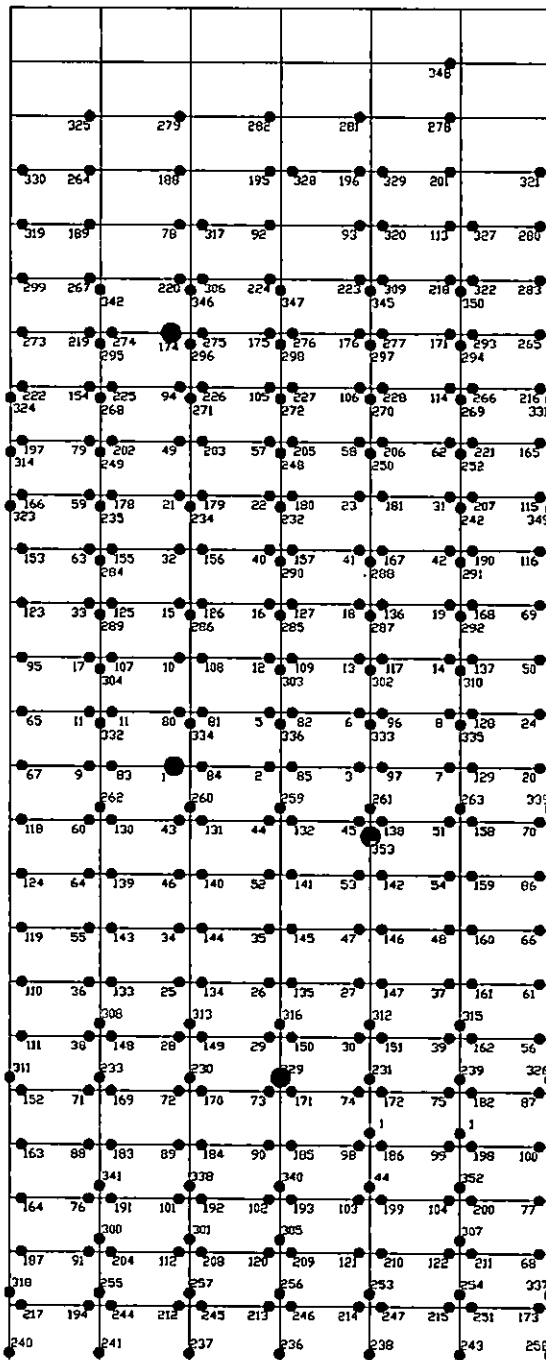
Figura 7.8a

FUERZAS LATERALES PARA
MARCO "F" EDIFICIO C-5
25 NIVELES

20.51 ton	1	2	3	4	5	6	7
5.67 ton	7	8	9	10	11	12	14
5.48 ton	8	9	10	11	12	13	14
5.18 ton	15	16	17	18	19	20	21
4.87 ton	19	20	21	22	23	24	28
4.76 ton	25	26	27	28	29	30	35
4.82 ton	29	30	31	32	33	34	42
4.34 ton	31	32	33	34	35	36	49
4.13 ton	36	37	38	39	40	41	49
3.85 ton	37	38	39	40	41	42	56
3.64 ton	43	44	45	46	47	48	56
3.43 ton	43	44	45	46	47	48	63
3.22 ton	49	50	51	52	53	54	63
2.94 ton	57	58	59	60	61	62	70
2.73 ton	55	56	57	58	59	60	70
2.62 ton	64	65	66	67	68	69	77
2.31 ton	61	62	63	64	65	66	77
2.09 ton	71	72	73	74	75	76	84
1.78 ton	67	68	69	70	71	72	84
1.54 ton	78	79	80	81	82	83	91
1.28 ton	73	74	75	76	77	78	91
1.09 ton	85	86	87	88	89	90	98
0.79 ton	79	80	81	82	83	84	98
0.49 ton	92	93	94	95	96	97	105
0.28 ton	85	86	87	88	89	90	105
	99	100	101	102	103	104	112
	91	92	93	94	95	96	112
	106	107	108	109	110	111	119
	97	98	99	100	101	102	119
	113	114	115	116	117	118	126
	103	104	105	106	107	108	126
	120	121	122	123	124	125	133
	109	110	111	112	113	114	133
	127	128	129	130	131	132	140
	115	116	117	118	119	120	140
	134	135	136	137	138	139	147
	121	122	123	124	125	126	147
	141	142	143	144	145	146	154
	127	128	129	130	131	132	154
	148	149	150	151	152	153	161
	133	134	135	136	137	138	161
	155	156	157	158	159	160	168
	139	140	141	142	143	144	168
	162	163	164	165	166	167	175
	145	146	147	148	149	150	175
	169	170	171	172	173	174	175

Figura 7.7b

MAPA DE ARTICULACIONES
 MARCO "F" EDIFICIO C-5
 25 NIVELES



<p>● 1a. ARTICULACION Resistencia = 2.248 Desplaza. = 42.669 cm</p>
<p>● ROTULAS PLASTICAS</p>
<p>● FALLA POR DERIVA Resistencia = 2.934 Desplazamiento = 79.157 cm Ductilidad = 1.8553</p>
<p>● 1a. ARTICULACION EN COL. Resistencia = 3.1348 Desplazamiento = 143.48 cm Ductilidad = 3.8446</p>
<p>● FALLA POR COLAPSO Resistencia = 3.8446 Desplazamiento = 508.09 cm Ductilidad = 11.91</p>

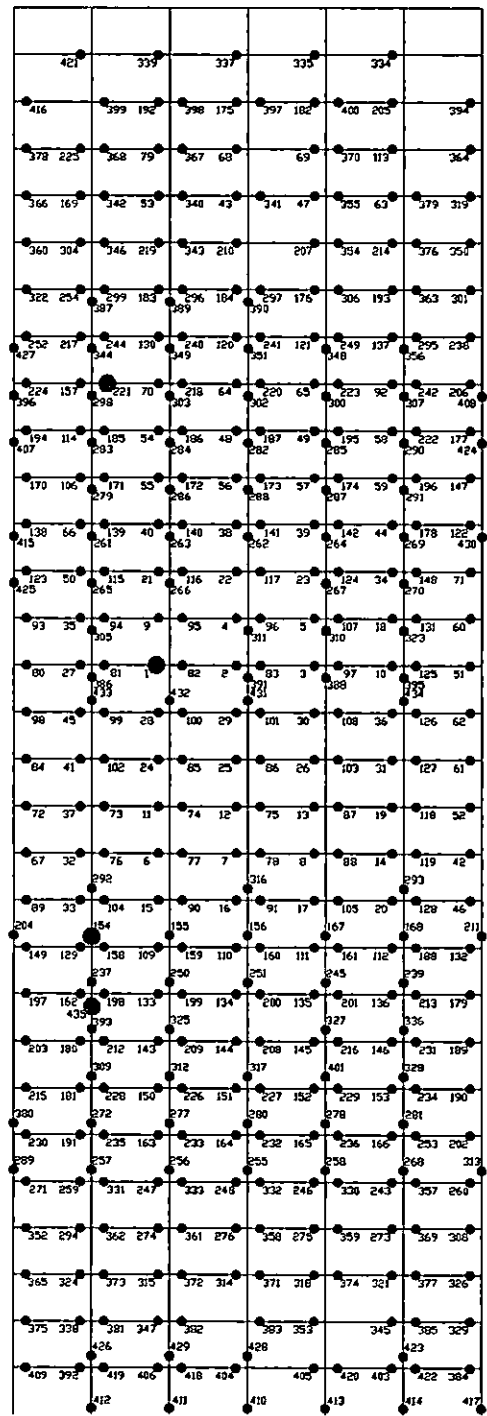
Figura 7.8b

FUERZAS LATERALES PARA
MARCO "F" EDIFICIO C-5
30 NIVELES

23.10 ton	1	2	3	4	5	6	7
5.18 ton	7	8	9	10	11	12	14
0.04 ton	13	14	15	16	17	18	21
4.83 ton	19	20	21	22	23	24	28
4.62 ton	25	26	27	28	29	30	35
4.65 ton	31	32	33	34	35	36	42
4.34 ton	37	38	39	40	41	42	49
4.20 ton	43	44	45	46	47	48	56
3.80 ton	49	50	51	52	53	54	63
3.78 ton	55	56	57	58	59	60	70
3.64 ton	61	62	63	64	65	66	77
3.60 ton	67	68	69	70	71	72	84
3.20 ton	73	74	75	76	77	78	91
3.18 ton	79	80	81	82	83	84	98
2.94 ton	85	86	87	88	89	90	105
2.80 ton	91	92	93	94	95	96	112
2.80 ton	97	98	99	100	101	102	119
2.40 ton	103	104	105	106	107	108	126
2.34 ton	109	110	111	112	113	114	133
2.10 ton	115	116	117	118	119	120	140
1.88 ton	121	122	123	124	125	126	147
1.78 ton	127	128	129	130	131	132	154
1.64 ton	133	134	135	136	137	138	161
1.30 ton	139	140	141	142	143	144	168
1.12 ton	145	146	147	148	149	150	175
0.98 ton	151	152	153	154	155	156	182
0.84 ton	157	158	159	160	161	162	189
0.60 ton	163	164	165	166	167	168	196
0.42 ton	169	170	171	172	173	174	203
0.21 ton	175	176	177	178	179	180	210
	181	182	183	184	185	186	
	187	188	189	190	191	192	
	193	194	195	196	197	198	
	199	200	201	202	203	204	
	205	206	207	208	209	210	

Figura 7.7c

MAPA DE ARTICULACIONES
MARCO "F" EDIFICIO C-5
30 NIVELES



- 1a. ARTICULACION
Resistencia = 2.8385
Desplaza. = 39.591 cm

- ROTULAS PLASTICAS

- FALLA POR DERIVA
Resistencia = 3.7103
Desplazamiento = 78.301 cm
Ductilidad = 1.9779

- 1a. ARTICULACION EN COL.
Resistencia = 3.6111
Desplazamiento = 66.001 cm
Ductilidad = 1.667

- FALLA POR COLAPSO
Resistencia = 4.9883
Desplazamiento = 480.83 cm
Ductilidad = 12.398

Figura 7.8c

TABLA 7.1a

EDIFICIO TIPO A-5 (dirección más desfavorable "Y")										
NIVELES	FLUENCIA		FUNCIONABILIDAD		COLAPSO		DUCTILIDAD GLOBAL (μg)		RESISTENCIA (α)	
	F.C	DESP.(cm)	F.C	DESP.(cm)	F.C	DESP.(cm)	FUNCIONABILIDAD	COLAPSO	FUNCIONALIDAD	COLAPSO
20	2.452	22.46	3.843	67.608	7.1019	1159.7	2.8313	51.62	3.843	7.1019
25	3.381	36.47	4.483	90.689	9.4047	1850.9	2.4782	50.75	4.483	9.4047
30	2.595	40.406	3.649	94.291	6.1196	1238.6	2.3336	30.654	3.649	6.1196

TABLA 7.1b

EDIFICIO TIPO B-5 (dirección más desfavorable "Y")										
NIVELES	FLUENCIA		FUNCIONABILIDAD		COLAPSO		DUCTILIDAD GLOBAL (μg)		RESISTENCIA (α)	
	F.C	DESP.(cm)	F.C	DESP.(cm)	F.C	DESP.(cm)	FUNCIONABILIDAD	COLAPSO	FUNCIONALIDAD	COLAPSO
20	2.673	34.75	3.158	65.051	7.2219	2099.1	1.872	60.406	3.158	7.2619
25	2.712	46.3638	3.153	85.277	6.143	1943.9	1.8393	41.9271	3.153	6.1413
30	2.782	34.1948	3.342	95.13	4.8329	770.64	2.2876	22.54	3.342	4.8329

TABLA 7.1c

EDIFICIO TIPO C-5 (dirección más desfavorable "X")										
NIVELES	FLUENCIA		FUNCIONABILIDAD		COLAPSO		DUCTILIDAD GLOBAL (μg)		RESISTENCIA (α)	
	F.C	DESP.(cm)	F.C	DESP.(cm)	F.C	DESP.(cm)	FUNCIONABILIDAD	COLAPSO	FUNCIONALIDAD	COLAPSO
20	2.634	30.491	3.273	64.274	5.9543	1031.1	2.1080	33.82	3.273	5.9543
25	2.248	42.669	2.934	79.157	3.8446	508.09	1.8553	11.91	2.934	3.8446
30	2.8385	39.591	3.7103	78.301	4.9883	490.83	1.9779	12.398	3.7103	4.9883

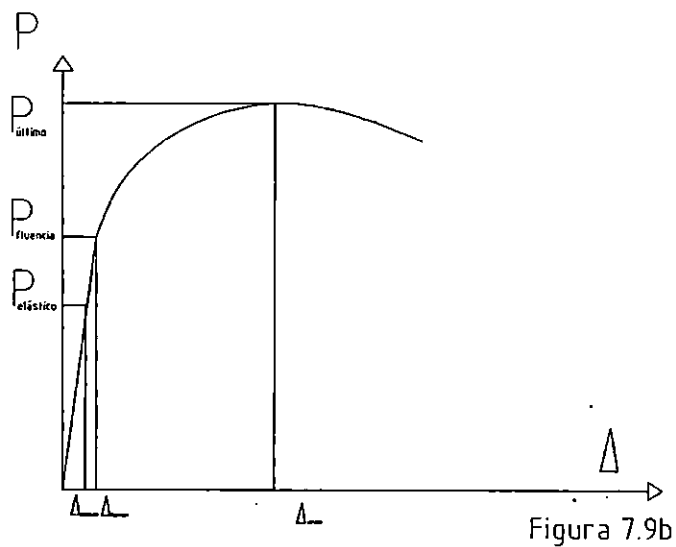
7.1.2.4 DESCRIPCION DE LAS GRAFICAS DE RESULTADOS DEL ANALISIS PUSH-OVER.

De los resultados obtenidos aplicando el análisis de Push-Over a los edificios en estudio, se pueden determinar diferentes parámetros que son de gran importancia en este trabajo; algunos de estos son los siguientes:

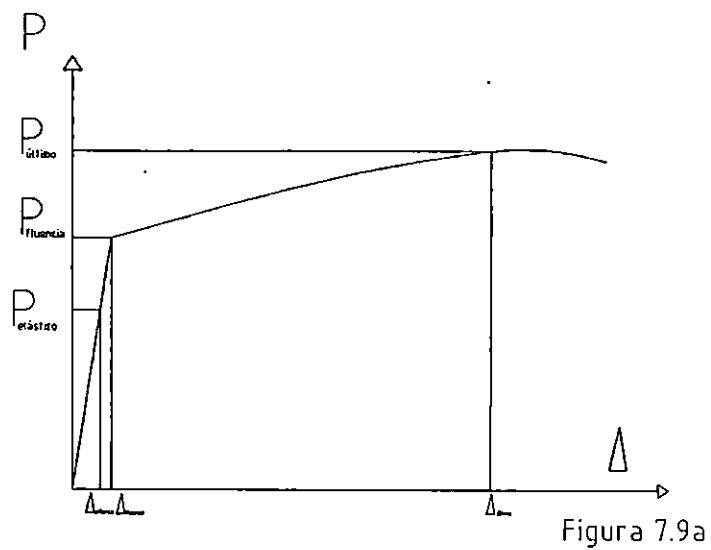
- 1) En las figuras 7.10a, 7.10b y 7.10c; 7.11a, 7.11b y 7.11c; 7.12, 7.12b y 7.12c; para los edificios tipo 5-A, 5-B y 5-C respectivamente; se presenta la comparación entre los desplazamientos obtenidos con los programas ETABS y DRAIN-2DX, en los cuales se utiliza como factor común las fuerzas laterales obtenidas aplicando los criterios y procedimientos de la NTDS (método de las fuerzas laterales equivalente o método estático).

- 2) Al graficar los valores de desplazamiento vs fuerzas sísmicas, se pueden determinar de acuerdo a la forma o tendencia que tienen las gráficas, si el edificio presenta las de ser dúctil, sobre-resistente o tienen una combinación de ambos. En las figuras 7.13a, 7.13b y 7.13c; 7.14a, 7.14b y 7.14c; 7.15, 7.15b y 7.15c; para los edificios tipo 5-A, 5-B y 5-C respectivamente, las cuales se pueden comparar con las figuras 7.9a y 7.9b, y poder identificar la forma típica de la curva en cada edificio ya que se presenta en las gráficas la tendencia que tiene cada uno de los edificios (en el rango lineal y no lineal) y con esto poder determinar si estos se caracterizan por ser dúctil, sobre-resistente o ambas características.

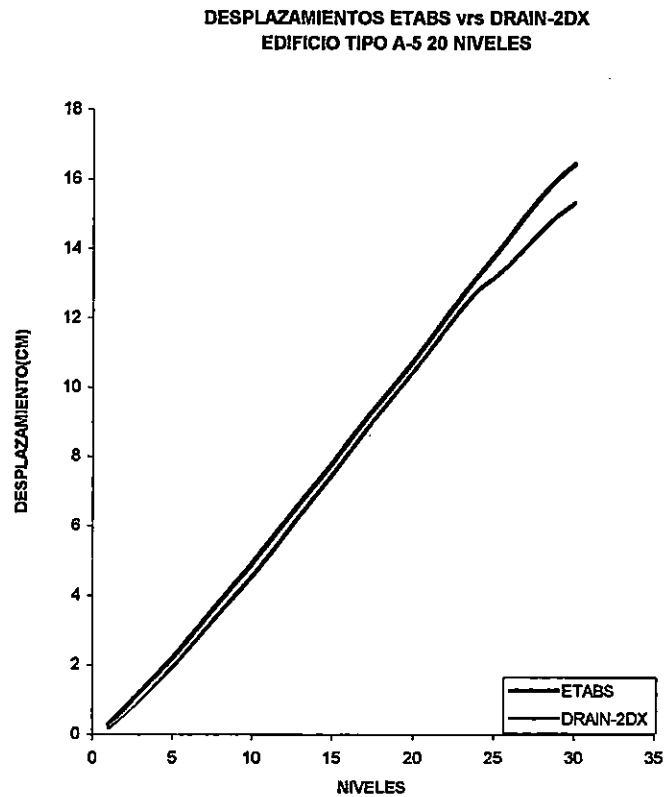
FORMAS TÍPICAS DE LAS CURVAS
FUERZAS SÍSMICAS vs DESPLAZAMIENTO LATERAL



a) Estructuras con sobrerresistencia



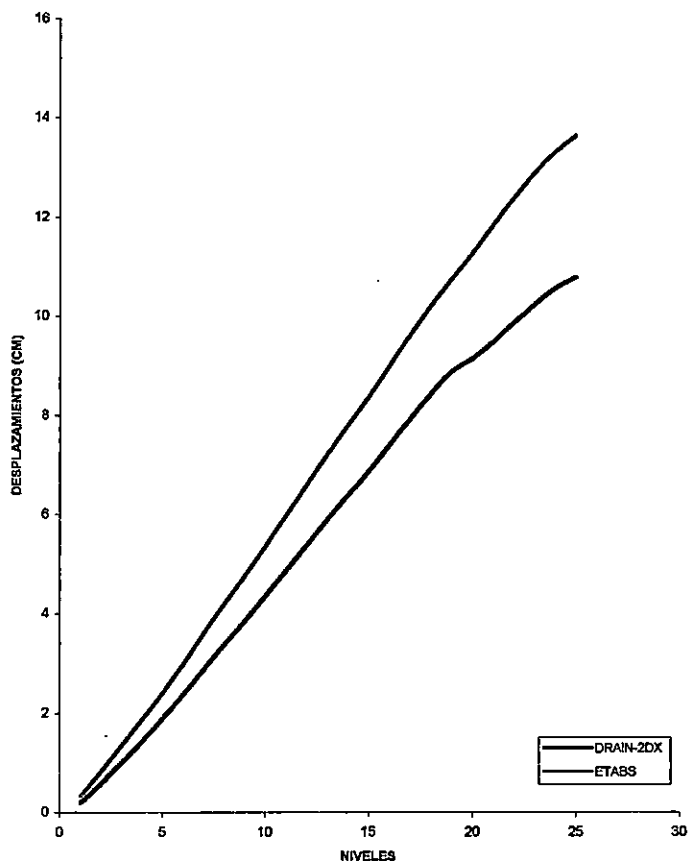
b) Estructura dúctil



COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS PARA LAS FUERZAS LATERALES DE LAS NTDS(cms)			
20 NIVELES	ETABS	DRAIN-2DX	DIFERNC.
20	10.696	9.523	1.173
19	10.378	9.245	1.133
18	9.940	8.860	1.080
17	9.403	8.384	1.019
16	8.789	7.894	0.895
15	8.192	7.499	0.693
14	7.707	7.201	0.506
13	7.189	6.732	0.457
12	6.632	6.189	0.443
11	6.042	5.626	0.416
10	5.454	5.071	0.383
9	4.907	4.540	0.367
8	4.344	3.996	0.348
7	3.762	3.438	0.325
6	3.167	2.869	0.298
5	2.577	2.310	0.267
4	2.018	1.774	0.244
3	1.457	1.241	0.216
2	0.896	0.720	0.176
1	0.358	0.250	0.108

Figura 7.10a

DESPLAZAMIENTOS ETABS vs DRAIN-2DX
EDIFICIO TIPO A-5 25 NIVELES



COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS PARA LAS FUERZAS LATERALES DE LAS NTDS(cms)			
25 NIVELES	ETABS	DRAIN-2DX	DIFERNC.
25	13.63	10.779	2.86
24	13.30	10.548	2.76
23	12.88	10.233	2.64
22	12.38	9.859	2.52
21	11.82	9.470	2.35
20	11.27	9.142	2.13
19	10.75	8.876	1.87
18	10.20	8.429	1.77
17	9.61	7.917	1.69
16	8.99	7.388	1.60
15	8.37	6.872	1.50
14	7.80	6.388	1.41
13	7.21	5.892	1.32
12	6.60	5.381	1.22
11	5.98	4.861	1.12
10	5.35	4.346	1.01
9	4.77	3.856	0.92
8	4.18	3.364	0.82
7	3.59	2.867	0.72
6	2.99	2.370	0.62
5	2.40	1.888	0.51
4	1.87	1.440	0.43
3	1.35	1.000	0.35
2	0.83	0.577	0.25
1	0.33	0.198	0.13

Figura 7.10b

DESPLAZAMIENTOS ETABS vs DRAIN-2DX
EDIFICIO TIPO A-5 30 NIVELES

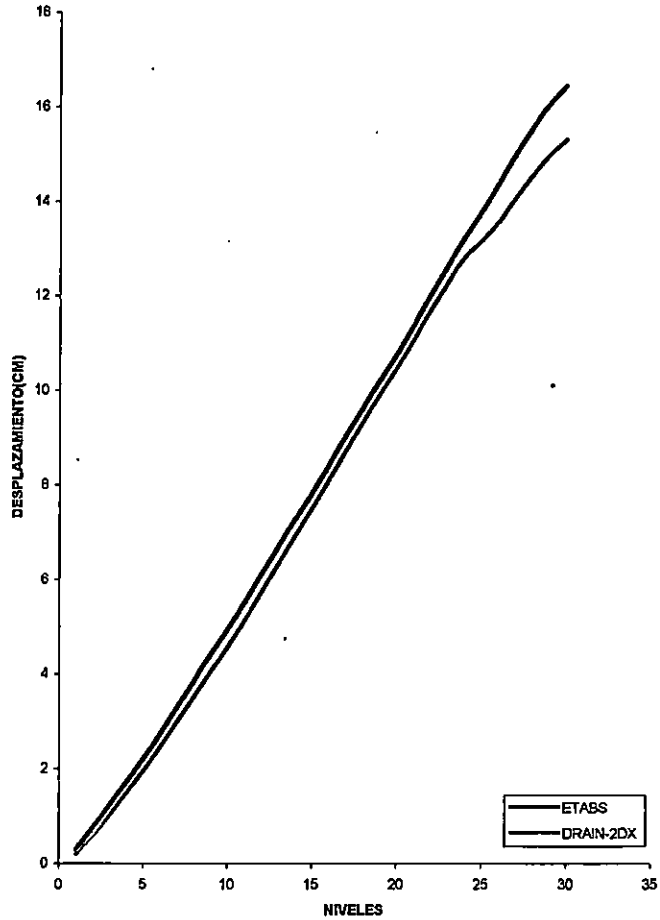
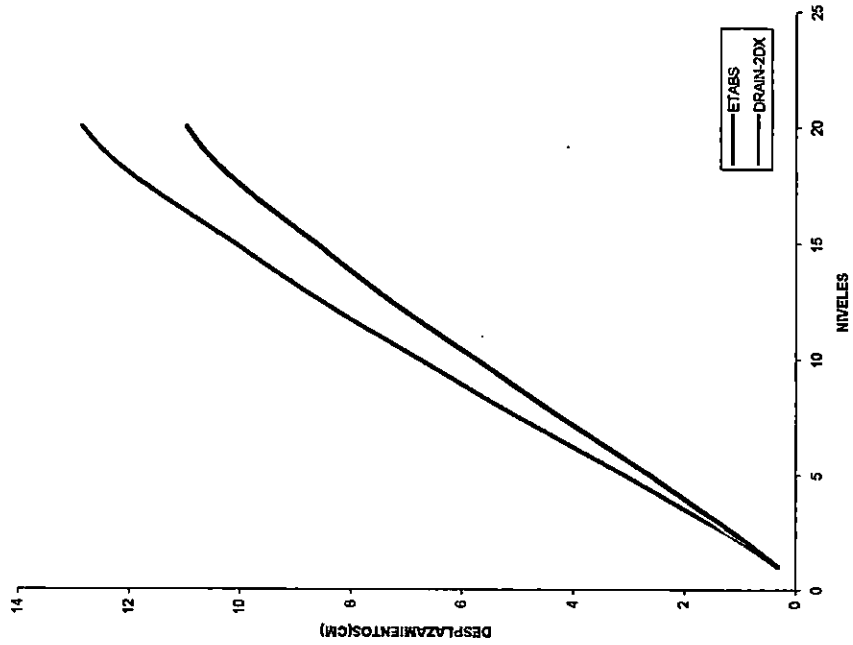


Figura 7.10c

COMPARACION DE DESPLAZAMIENTO PARA LAS FUERZAS LATERALES DE LAS NTDS(cms)			
30 NIVELES	ETABS	DRAIN-2DX	DIFERNC.
30	16.446	15.318	1.128
29	16.051	14.984	1.067
28	15.556	14.557	0.999
27	14.994	14.07	0.924
26	14.380	13.575	0.805
25	13.775	13.165	0.610
24	13.222	12.817	0.405
23	12.641	12.292	0.349
22	12.025	11.695	0.330
21	11.382	11.080	0.302
20	10.758	10.479	0.279
19	10.200	9.911	0.289
18	9.628	9.328	0.300
17	9.038	8.728	0.310
16	8.431	8.114	0.317
15	7.823	7.503	0.320
14	7.259	6.918	0.341
13	6.686	6.325	0.361
12	6.102	5.726	0.376
11	5.512	5.127	0.385
10	4.932	4.558	0.374
9	4.385	4.029	0.356
8	3.838	3.504	0.334
7	3.288	2.981	0.307
6	2.739	2.462	0.277
5	2.207	1.962	0.245
4	1.714	1.491	0.223
3	1.228	1.032	0.196
2	0.750	0.591	0.159
1	0.298	0.202	0.096

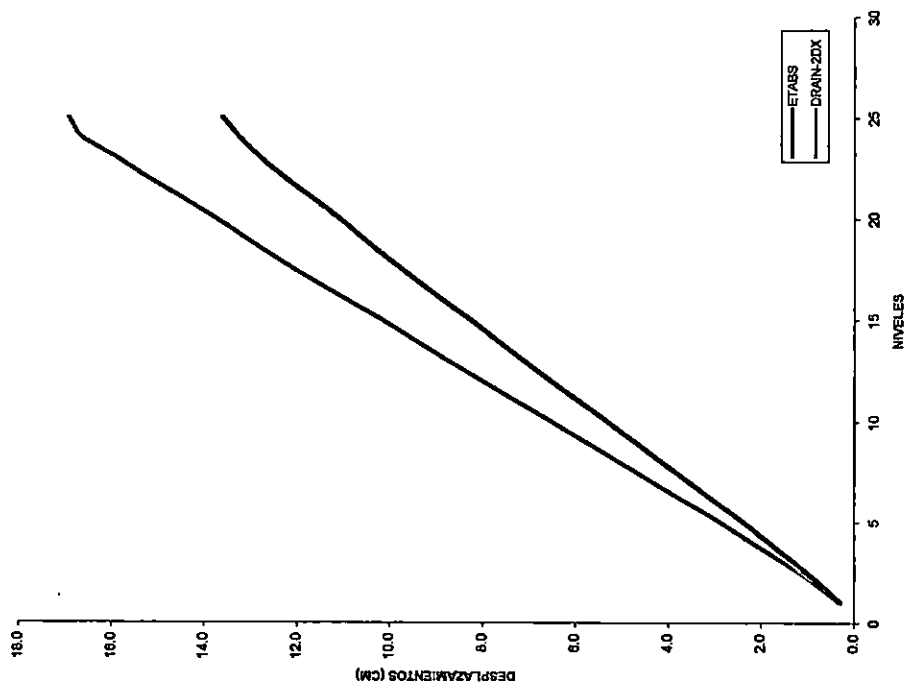
DESPLAZAMIENTOS ETABS vs DRAIN-2DX
EDIFICIO TIPO B-5 20 NIVELES



20 NIVELES	ETABS	DRAIN-2DX	DIFERNC.
20	10.971	12.857	1.886
19	10.661	12.487	1.826
18	10.254	12.000	1.746
17	9.761	11.410	1.649
16	9.204	10.750	1.546
15	8.644	10.107	1.463
14	8.128	9.512	1.384
13	7.583	8.884	1.301
12	7.000	8.214	1.214
11	6.385	7.508	1.123
10	5.760	6.791	1.031
9	5.161	6.087	0.926
8	4.545	5.363	0.818
7	3.912	4.616	0.704
6	3.268	3.855	0.587
5	2.631	3.098	0.467
4	2.033	2.371	0.338
3	1.438	1.648	0.210
2	0.854	0.945	0.091
1	0.319	0.326	0.007

Figura 7.11a

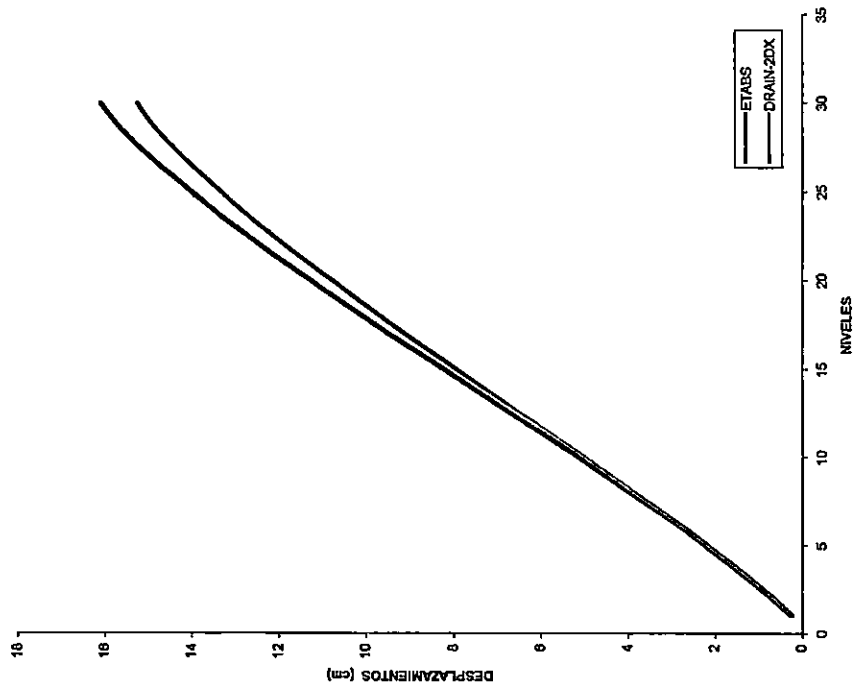
DESPLAZAMIENTOS ETABS vs DRAIN-2DX
EDIFICIO TIPO B-5 25 NIVELES



COMPARACION DE DESPLAZAMIENTO PARA LAS FUERZAS LATERALES DE LAS NTDS(cms)			
25 NIVELES	ETABS	DRAIN-2DX	DIFERENC.
25	13.609	16.924	3.315
24	13.246	16.644	3.398
23	12.787	15.883	3.096
22	12.251	15.201	2.950
21	11.661	14.457	2.796
20	11.081	13.747	2.666
19	10.566	13.095	2.529
18	10.027	12.412	2.385
17	9.455	11.686	2.231
16	8.856	10.926	2.070
15	8.260	10.172	1.912
14	7.699	9.476	1.777
13	7.124	8.761	1.637
12	6.531	8.023	1.492
11	5.924	7.268	1.344
10	5.318	6.518	1.200
9	4.740	5.803	1.063
8	4.155	5.080	0.925
7	3.564	4.348	0.784
6	2.971	3.613	0.642
5	2.391	2.896	0.505
4	1.843	2.212	0.369
3	1.302	1.537	0.235
2	0.774	0.884	0.110
1	0.291	0.307	0.016

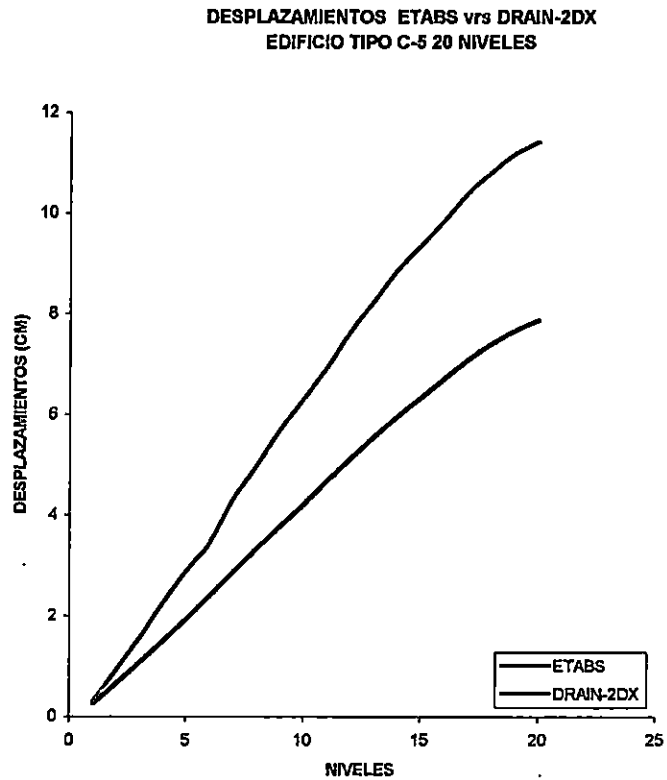
Figura 7.11b

DESPLAZAMIENTOS ETABS vs DRAIN-2DX
EDIFICIO TIPO B-5 30 NIVELES



COMPARACION DE DESPLAZAMIENTO PARA LAS FUERZAS LATERALES DE LAS NTDS(cms)				
30 NIVELES	ETABS	DRAIN-2DX	DIFERNC.	
30	16.116	15.268		0.848
29	15.799	14.979		0.820
28	15.415	14.630		0.785
27	14.981	14.232		0.749
26	14.505	13.794		0.711
25	14.012	13.341		0.671
24	13.519	12.882		0.637
23	12.998	12.396		0.602
22	12.447	11.882		0.565
21	11.870	11.343		0.527
20	11.280	10.793		0.487
19	10.701	10.253		0.448
18	10.104	9.695		0.409
17	9.487	9.120		0.367
16	8.856	8.531		0.325
15	8.226	7.942		0.284
14	7.617	7.365		0.252
13	7.001	6.780		0.221
12	6.376	6.185		0.191
11	5.745	5.586		0.159
10	5.125	4.996		0.129
9	4.537	4.425		0.112
8	3.949	3.853		0.096
7	3.361	3.280		0.081
6	2.777	2.710		0.067
5	2.214	2.158		0.056
4	1.699	1.636		0.063
3	1.195	1.125		0.070
2	0.706	0.637		0.069
1	0.263	0.216		0.047

Figura 7.11c



COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS PARA LAS FUERZAS LATERALES DE LAS NTDS(cms)			
20 NIVELES	ETABS	DRAIN-2DX	DIFERENC.
20	7.868	11.425	3.557
19	7.672	11.195	3.523
18	7.409	10.822	3.413
17	7.086	10.406	3.320
16	6.713	9.859	3.146
15	6.326	9.366	3.040
14	5.955	8.869	2.914
13	5.557	8.247	2.690
12	5.130	7.648	2.518
11	4.676	6.932	2.256
10	4.214	6.306	2.092
9	3.776	5.697	1.921
8	3.327	4.978	1.651
7	2.865	4.303	1.438
6	2.394	3.444	1.050
5	1.930	2.890	0.960
4	1.502	2.269	0.767
3	1.077	1.564	0.487
2	0.656	0.929	0.273
1	0.258	0.299	0.041

Figura 7.12a

DESPLAZAMIENTOS ETABS vs DRAIN-2DX
EDIFICIO TIPO C-5 25 NIVELES

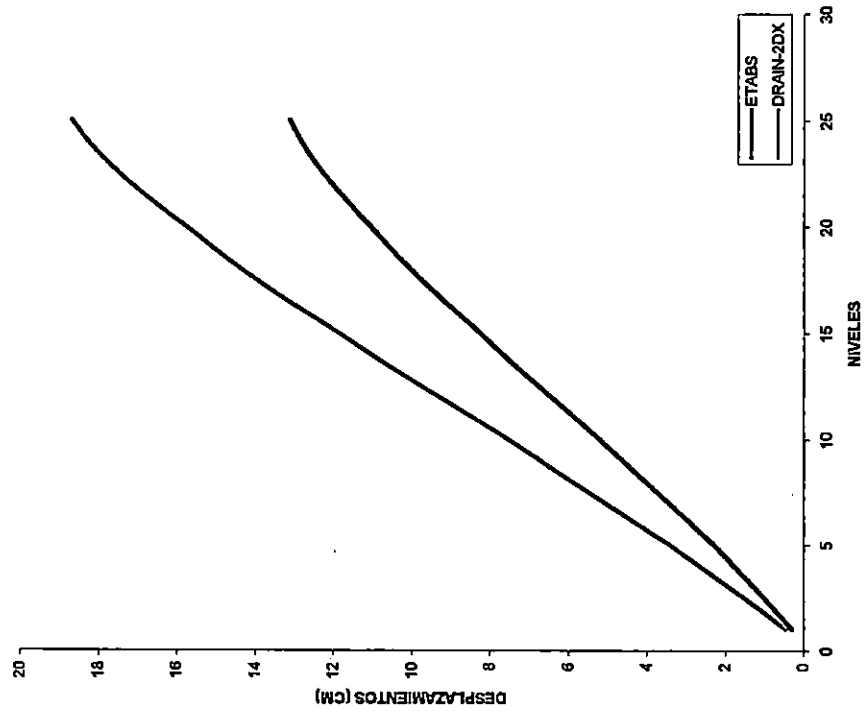
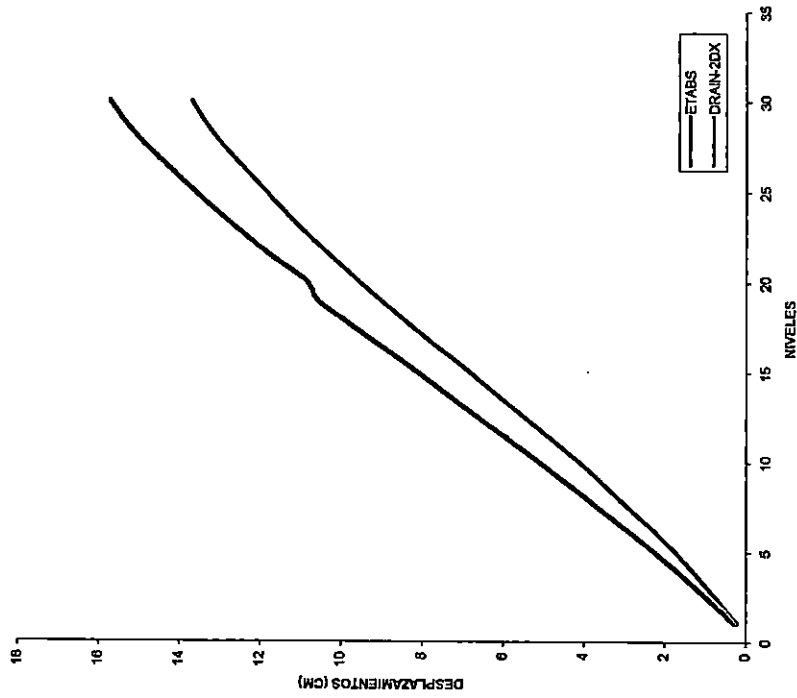


Figura 7.12b

COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS PARA LAS FUERZAS LATERALES DE LAS NTDS(cms)			
25 NIVELES	ETABS	DRAIN-2DX	DIFERENC.
25	13.123	18.693	5.570
24	12.836	18.289	5.453
23	12.471	17.781	5.310
22	12.045	17.173	5.128
21	11.566	16.486	4.920
20	11.058	15.774	4.716
19	10.563	15.089	4.526
18	10.034	14.357	4.323
17	9.468	13.570	4.102
16	8.871	12.736	3.865
15	8.261	11.879	3.618
14	7.681	11.058	3.377
13	7.081	10.206	3.125
12	6.462	9.323	2.861
11	5.828	8.418	2.590
10	5.204	7.538	2.334
9	4.627	6.730	2.103
8	4.045	5.913	1.868
7	3.457	5.082	1.625
6	2.866	4.244	1.378
5	2.297	3.425	1.128
4	1.782	2.667	0.885
3	1.274	1.910	0.636
2	0.772	1.158	0.386
1	0.302	0.445	0.143

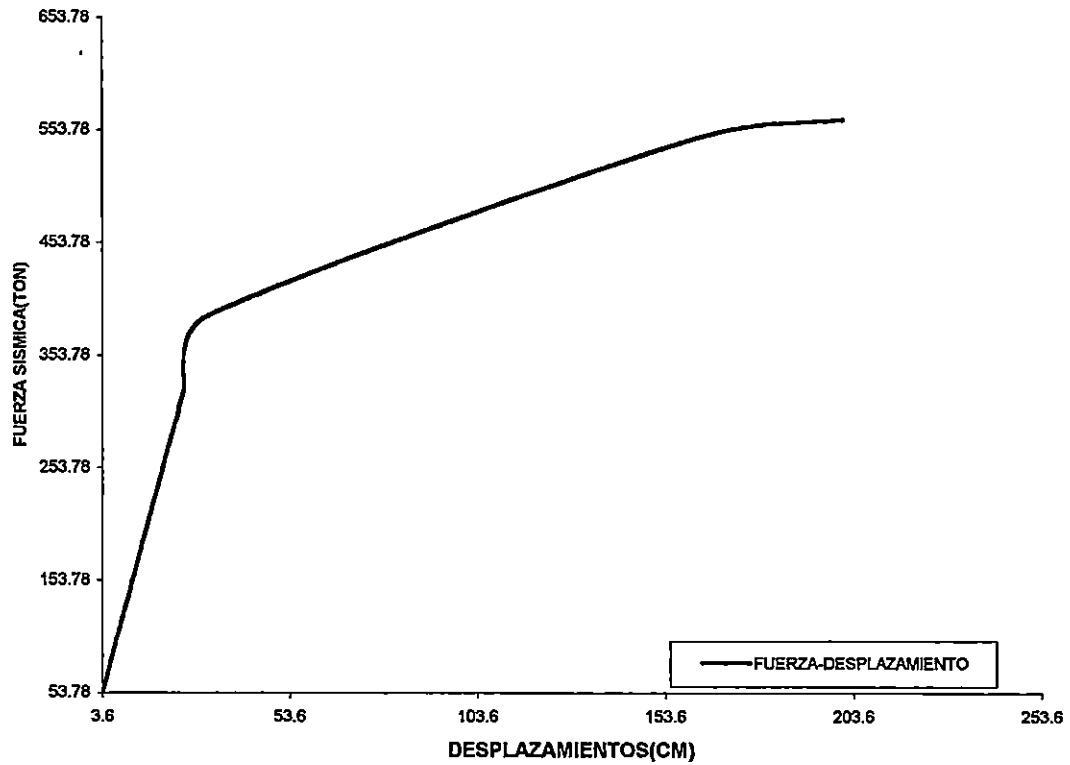
DESPLAZAMIENTOS ETABS vs DRAIN-2DX
EDIFICIO TIPO C-5 30 NIVELES



COMPARACION DE DESPLAZAMIENTOS PARA LAS FUERZAS LATERALES DE LAS NTDS(cms)			
30 NIVELES	ETABS	DRAIN-2DX	DIFERENC.
30	15.742	13.708	2.034
29	15.425	13.429	1.996
28	15.040	13.097	1.943
27	14.605	12.713	1.892
26	14.128	12.293	1.835
25	13.633	11.872	1.761
24	13.137	11.456	1.681
23	12.610	11.019	1.591
22	12.052	10.554	1.498
21	11.464	10.063	1.401
20	10.858	9.556	1.303
19	10.602	9.044	1.558
18	10.005	8.514	1.491
17	9.387	7.963	1.424
16	8.753	7.398	1.355
15	8.122	6.836	1.286
14	7.530	6.299	1.231
13	6.931	5.754	1.177
12	6.322	5.198	1.124
11	5.708	4.641	1.067
10	5.104	4.116	0.989
9	4.528	3.632	0.896
8	3.925	3.151	0.774
7	3.377	2.667	0.710
6	2.803	2.185	0.618
5	2.248	1.729	0.519
4	1.734	1.337	0.397
3	1.230	0.951	0.279
2	0.738	0.569	0.169
1	0.283	0.214	0.069

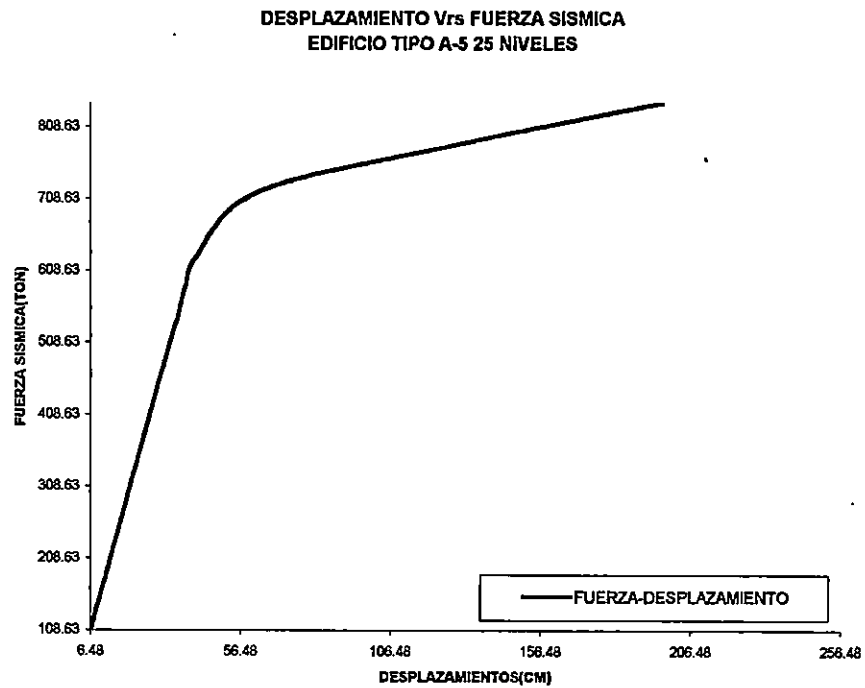
Figura 7.12c

**DESPLAZAMIENTO Vrs FUERZAS SISMICAS
EDIFICIO TIPO A-5 20 NIVELES**



20 NIVELES		
FC	FUERZA(ton)	DESPLAZ(cm)
0.430	53.78	3.60
0.862	107.86	7.93
1.544	193.09	14.76
1.952	244.19	18.86
2.179	272.59	21.15
2.420	302.69	23.65
2.452	306.70	23.88
2.496	312.20	24.33
2.510	313.95	24.56
2.600	325.21	25.44
3.103	388.12	31.33
4.353	544.45	160.34
4.492	561.90	200.80

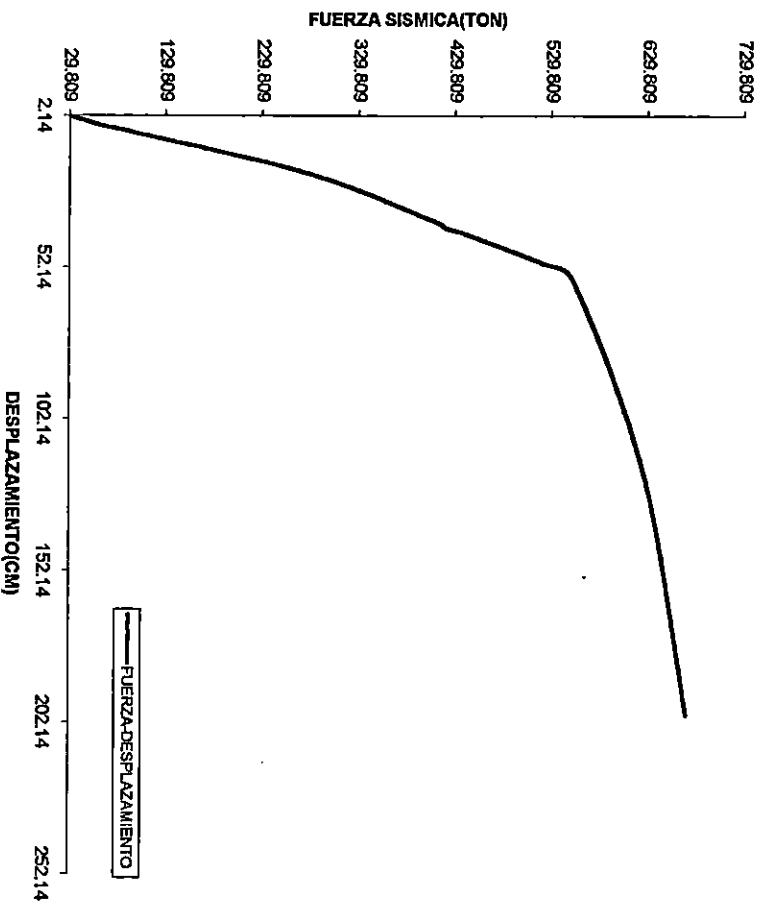
Figura 7.13a



25 NIVELES		
FC	FUERZA(ton)	DESPLAZ(cm)
0.650	108.73	6.48
0.910	152.25	9.35
1.040	174.00	10.78
1.560	261.01	16.52
2.210	369.69	23.69
3.121	522.01	33.72
3.251	543.76	35.58
3.381	565.57	36.59
3.510	587.15	38.08
3.750	627.30	41.54
4.288	717.30	61.78
4.670	781.20	125.00
5.034	842.09	197.44

Figura 7.13b

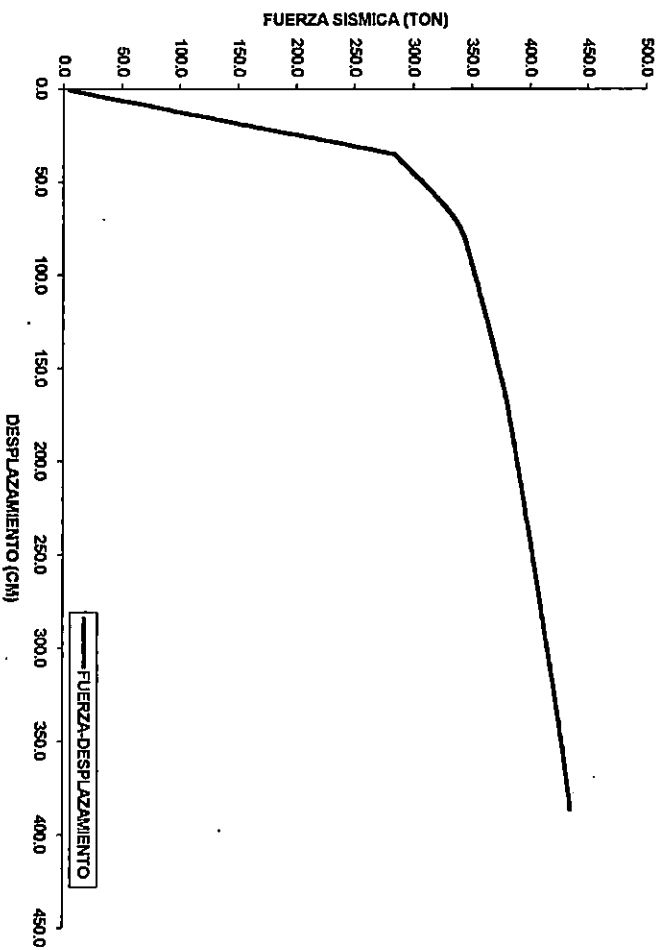
DESPLAZAMIENTO vs FUERZA SISMICA
EDIFICIO TIPO A-5 30 NIVELES



30 NIVELES		
FC	FUERZA(ton)	DESPLAZ(cm)
0.178	29,809	2.140
0.255	42,656	3.400
0.376	62,897	5.280
0.634	106,022	8.250
1.664	278,421	21.235
2.456	410,890	37.230
2.516	420,843	39.153
2.595	434,092	40.406
2.614	437,303	40.700
3.119	521,813	50.828
3.305	552,860	56.410
3.750	627,283	121.070
4.006	670,191	199.500

Figura 7.13c

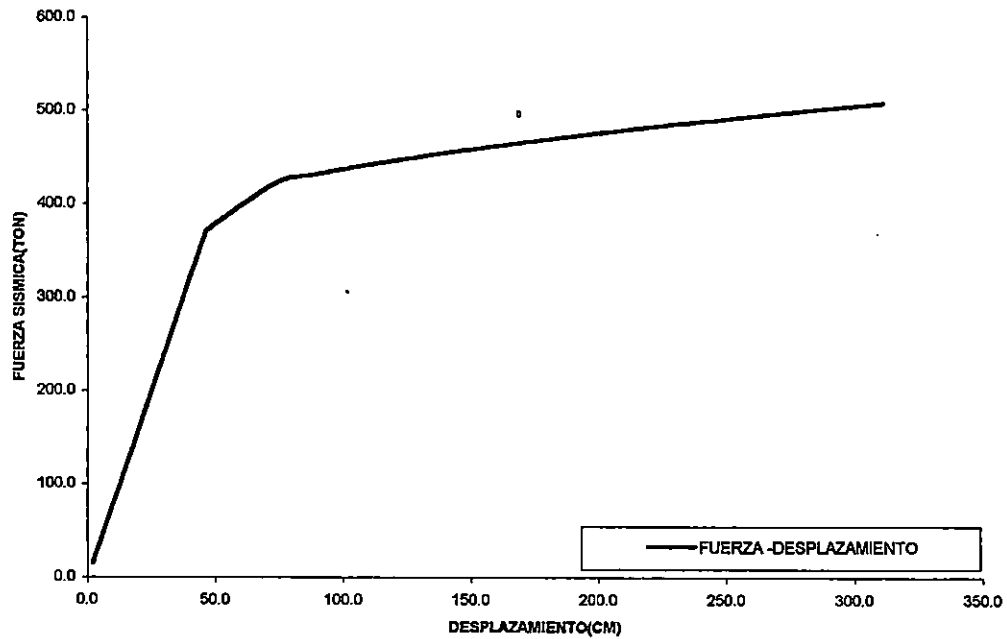
DESPLAZAMIENTO vs FUERZA SISMICA
EDIFICIO TIPO B-S 20 NIVELES



20 NIVELES		
F.C	FUERZA(ton)	DESPLAZ(cm)
0.053	5.67	0.69
0.214	22.69	2.78
0.829	87.94	10.77
1.497	158.86	19.46
2.005	212.76	26.06
2.192	232.62	28.50
2.406	255.31	31.28
2.566	272.34	33.36
2.620	278.01	34.06
2.647	280.85	34.40
2.673	283.68	34.75
3.158	335.07	68.83
3.292	349.39	92.71
3.552	376.90	158.14
3.670	389.46	202.43
3.724	395.19	222.15
3.928	416.87	308.71
4.004	424.88	342.22
4.093	434.35	386.59

Figura 7.14a

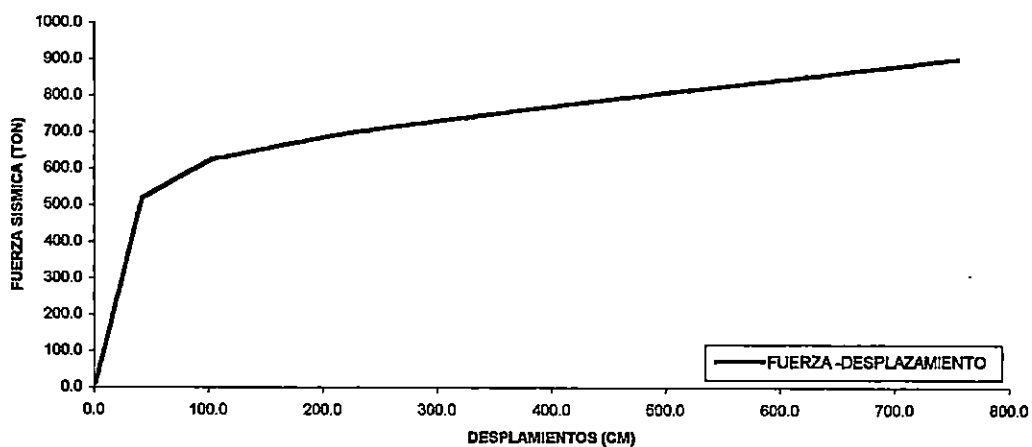
DESPLAZAMIENTO vs FUERZA SISMICA
EDIFICIO TIPO B-5 25 NIVELES



25 NIVELES		
F.C	FUERZA(ton)	DESPLAZ(cm).
0.108	14.75	1.84
0.387	53.09	6.62
0.926	126.83	15.82
1.614	221.22	27.59
2.088	286.10	35.69
2.540	348.04	43.42
2.626	359.84	44.89
2.669	365.75	45.62
2.691	368.69	45.99
2.712	371.64	46.36
3.085	422.78	73.83
3.153	432.00	89.56
3.282	449.69	128.50
3.407	466.81	175.04
3.514	481.51	220.96
3.698	506.71	310.84
3.733	511.56	330.93
3.839	526.07	393.16
3.889	532.95	424.47
3.902	534.62	432.46

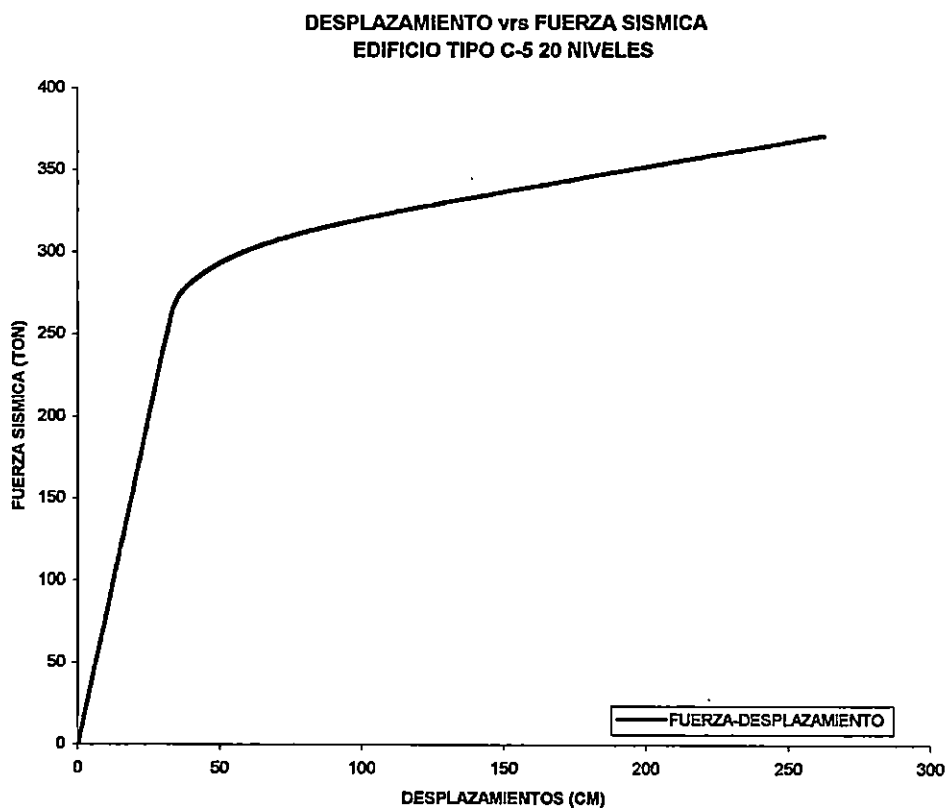
Figura 7.14b

**DESPLAZAMIENTOS vs FUERZA SISMICA
EDIFICIO TIPO B-5 30 NIVELES**



30 NIVELES		
F.C	FUERZA(cm)	DESPLAZ(cm).
0.070	13.17	1.05
0.528	98.74	7.90
1.021	190.90	15.27
1.585	296.23	23.69
2.007	375.23	30.01
2.324	434.47	34.75
2.571	480.55	38.43
2.676	500.31	40.01
2.712	506.89	40.54
2.747	513.47	41.06
2.782	520.03	41.60
3.342	624.83	103.07
3.373	630.59	111.06
3.498	653.88	146.65
3.651	682.56	195.28
3.764	703.64	234.72
4.000	747.70	342.39
4.074	761.56	377.74
4.232	791.04	456.34
4.478	837.12	582.66
4.590	858.09	641.41
4.706	879.72	702.32
4.804	897.98	755.32

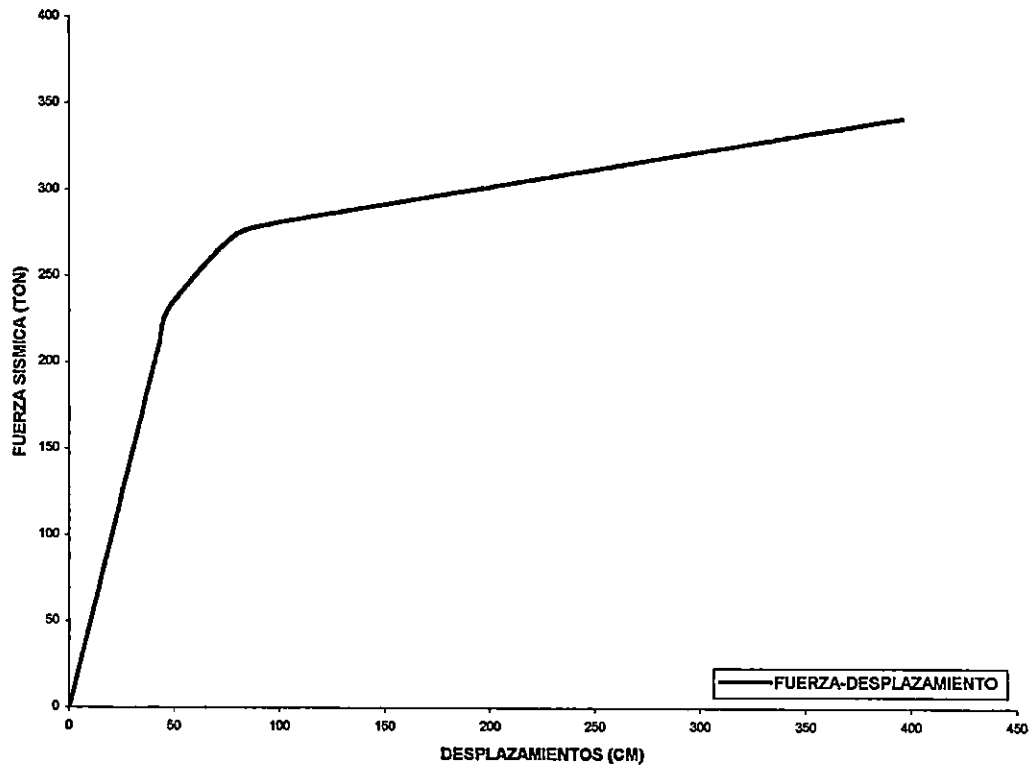
Figura 7.14c



20 NIVELES		
F.C	FUERZA(ton)	DESPLAZ(cm)
0.000	0.00	0.00
0.988	91.69	11.43
1.523	141.36	17.62
2.016	187.20	23.34
2.510	233.05	29.05
2.593	240.70	30.01
2.634	244.52	30.49
2.675	248.33	31.03
2.998	278.35	37.78
3.273	303.87	64.27
3.506	325.47	115.34
3.993	370.71	262.72

Figura 7.15a

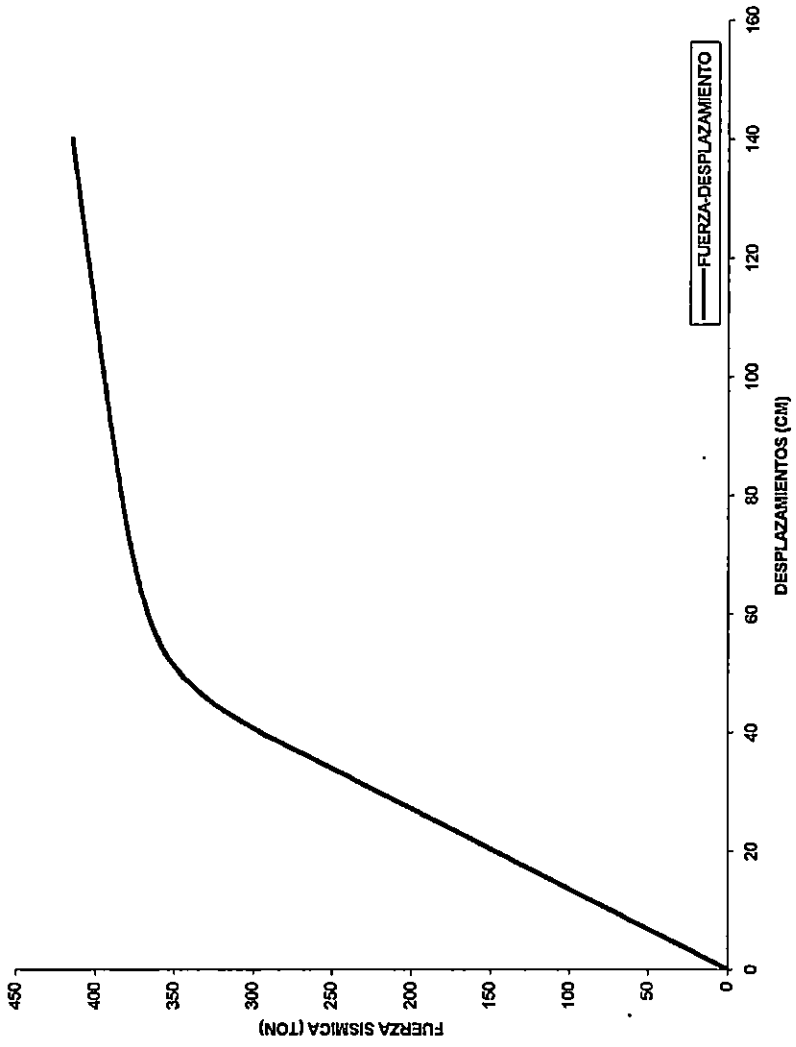
DESPLAZAMIENTO vs FUERZA SISMICA
EDIFICIO TIPO C-5 25 NIVELES



25 NIVELES		
F.C	FUERZA(ton)	DESPLAZ(cm)
0.000	0.00	0.00
0.988	92.31	18.69
1.507	140.77	28.56
2.001	186.93	37.96
2.223	207.69	42.20
2.248	210.03	42.67
2.272	212.29	43.15
2.491	232.71	47.90
2.934	274.12	79.16
3.003	280.56	97.86
3.649	340.92	395.60

Figura 7.15b

DESPLAZAMIENTO vs FUERZA SISMICA
EDIFICIO TIPO C-5 30 NIVELES



30 NIVELES		
F.C	FUERZA(ton)	DESPLAZ(cm)
0.000	0.00	0.00
0.983	101.31	13.71
1.529	157.60	21.32
2.002	206.38	27.92
2.511	258.91	35.02
2.802	288.93	39.08
2.839	292.68	39.59
3.257	335.82	47.17
3.519	362.88	57.21
3.710	382.57	78.30
4.019	414.358	140.05

Figura 7.15c

7.2 ANALISIS NO LINEAL PASO A PASO

Para este análisis se utilizarán los mismos modelos que para el análisis Push Over, con la única diferencia de que las fuerzas a la que es sometida la estructura no son las cargas laterales obtenidas a través del método estático sino que la estructura se somete a excitaciones sísmicas más reales, es decir, registros de aceleraciones (acelerogramas) del suelo en el cual estará fundada la estructura que se diseñará.

Los registros de aceleraciones que se estudiaron fueron los obtenidos en diversas estaciones sismográficas de El Salvador para el terremoto ocurrido el 10 de Octubre de 1986.

Estas estaciones son las siguientes:

- Instituto Geográfico Nacional(IGN): Para esta estación se estudiaron los registros de IGN-270 y IGN 90.
- Centro de Investigaciones Geotecnicas (CIG): Se estudiaron los registros de CIG-180, CIG-90 Y CIG-UP (componente vertical).
- Hotel Camino Real (HCR): Se estudiaron los registros de HCR-270 y HCR-90.
- Instituto de Vivienda Urbana (IVU): Se estudiaron los registros de IVU-180 y IVU-90.
- Universidad Centroamericana "José Simeón Cañas" (UCA): Se estudiaron los registros de UCA-180 y UCA-90.
-

Los registros anteriormente descritos fueron reducidos a la parte que puede causar mas daño a un edificio (reducción de los acelerogramas a su parte más destructiva), a través del programa ARIAS ^[26], el cual muestra como resultado la mayor intensidad del registro y los intervalos de tiempo en el cual se dan las mayores intensidades.

El proceso para la selección del acelerograma de diseño se realizó tomando como parámetro de evaluación el Índice de Ductilidad Demandada (IDD), definida como la norma

El proceso para la selección del acelerograma de diseño se realizó tomando como parámetro de evaluación el Índice de Ductilidad Demandada (IDD), definida como la norma euclídica de todos los valores de demanda de ductilidad local, dividida entre el número de elemento de la estructura ^[27], y viene dada por la siguiente ecuación:

$$IDD = \frac{\sqrt{\sum DD_i^2}}{nel}$$

Según los valores de IDD obtenidos para cada registro se observó en la figura 7.16 que el sismo más violento es el registrado para la estación del Instituto Geográfico Nacional (IGN), pero dicha estación no registró componente vertical por lo que para realizar un estudio completo tomando en cuenta la componente horizontal y vertical de un sismo tomaremos como sismo de diseño el registrado por la estación del Centro de Investigación Geotécnica (CIG), que se considera el segundo registro más violento.

En la figura 7.16 se muestran los valores de IDD para los diferentes sismos, los cuales son mostrados para cada tipo de edificio en estudio tanto en forma tabular como en gráficos, en la figura 7.17 se pueden observar la comparación del registro del CIG para la componente horizontal y la componente horizontal + vertical para cada tipo de edificio y en la figura 7.18 se presentan los IDD del sismo normal, el factor de incremento de los sismos el cual hace que la estructura llegue al colapso, además, se presentan los IDD de colapso en forma gráfica y tabular.

Todos estos gráficos tienen como parámetro común la gráfica del IDD elástico (IDD = 4.0) el cual es el límite entre el rango elástico e inelástico y define cuando una estructura es llevada más allá del rango elástico, es decir su valor de IDD es mayor que el IDD elástico.

A medida que las demandas de ductilidad del sismo aumentan los valores tienden a alejarse del IDD elástico = 4.0

7.2.1 DESCRIPCION DE LAS GRAFICAS DE RESULTADOS OBTENIDAS EN EL ANALISIS PASO A PASO

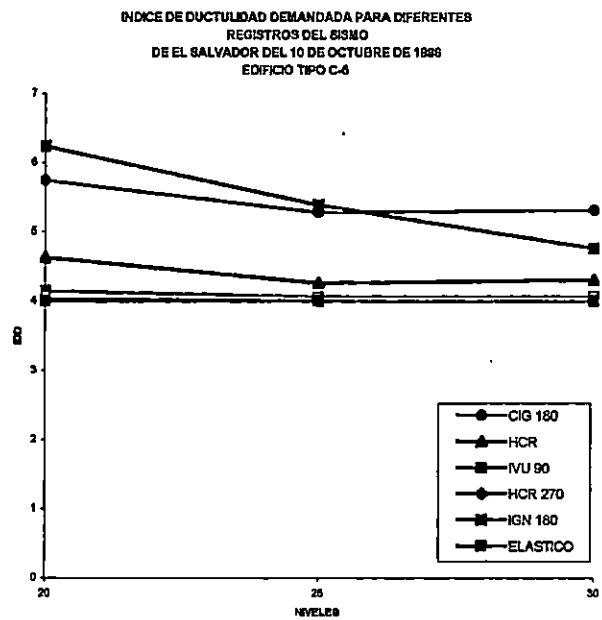
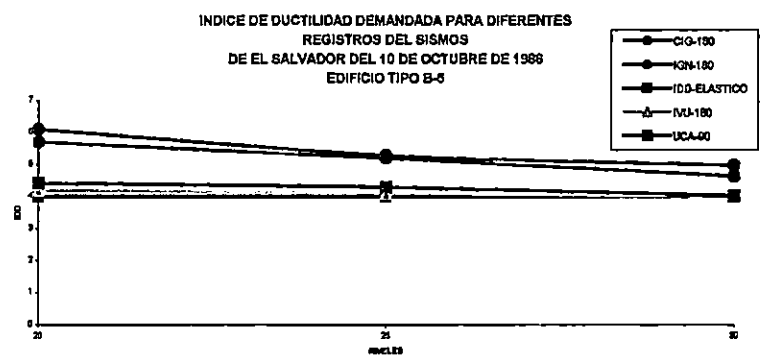
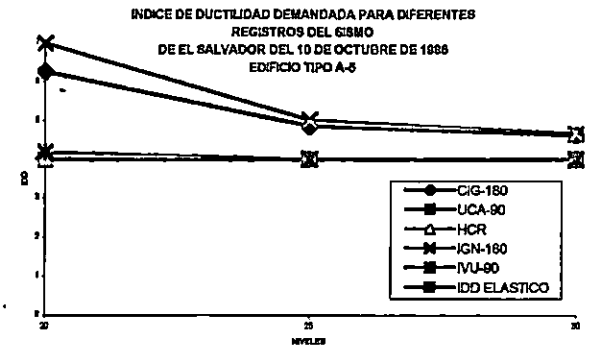
Los parámetros de mas importancia para nuestro estudio, que se pueden determinar utilizando el programa DRAIN-2DX y aplicando el análisis no lineal paso a paso son:

- 1) El Índice de Ductilidad Demandada (ductilidad demandada por el sismo)
- 2) El factor de incremento del sismo de diseño que hará que el edificio llegue al colapso

Los gráficos presentados en la figura 7.16, muestra los índices de ductilidad demandado para cada uno de los edificios; cuando estos son sometidos a los registros del sismo del 10 de Octubre de 1,986. Cada gráfico representa a un tipo de edificio en particular (tipo A-5, B-5 y C-5) y la tabla muestra los valores de IDD graficados así como también, el valor de IDD cuando un edificio esta en el rango elástico (IDD=4.0).

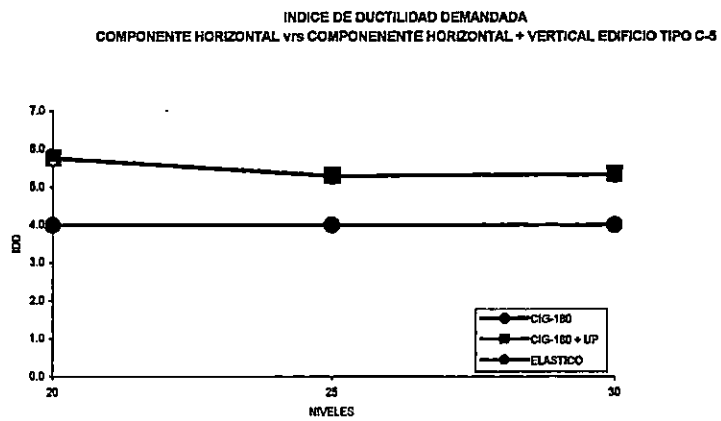
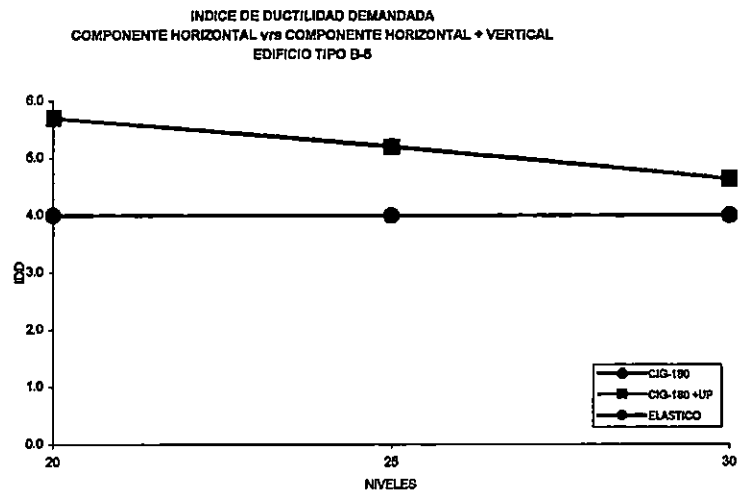
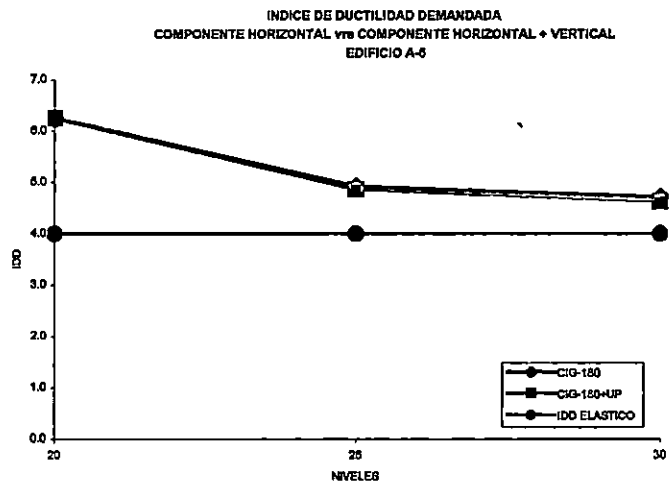
Los gráficos presentados en la figura 7.17, muestran la comparación de los IDD de la componente horizontal y la componente horizontal más la componente vertical(para cada tipo de edificio) del acelerograma del sismo del 10 de Octubre de 1986 registrado en Centro de Investigación Geográfica (CIG).

En la figura 7.18, se presenta graficada la comparación entre los valores de IDD elástico, IDD que presentan cada uno de los edificios, cuando son sometidos al acelerograma registrado por el CIG el 10 de Octubre de 1986 y los valores de IDD que tienen los edificios al momento en que colapsan (IDD de colapso). En la tabla se presentan los factores por los cuales es necesario multiplicar el acelerograma del CIG para poder llevar a cada uno de los edificios al colapso.



IDD PARA DIFERENTES REGITROS DEL SISMO DEL 10/10/86				
REGISTROS	NIVELES	TIPO A-5	TIPO B-5	TIPO C-5
CIG-180	20	6.252	5.701	5.743
	25	4.865	5.202	5.279
	30	4.627	4.632	5.320
UCA-90	20	4.000	4.413	4.456
	25	4.000	4.293	4.176
	30	4.000	4.012	4.000
HCR	20	4.029	4.000	4.630
	25	4.014	4.000	4.256
	30	4.000	4.000	4.043
IGN-180	20	6.981	6.103	6.243
	25	5.024	5.278	5.388
	30	4.662	4.967	4.763
IVU-90	20	4.193	4.196	4.144
	25	4.010	4.088	4.056
	30	4.012	4.000	4.058
EL IDD ELASTICO PARA TODOS LOS EDIFICIOS ES 4.0				

Figura 7.16



IDD PARA EL REGISTRO CIG-180 Y CIG-180+UP				
TIPO	SISMOS	NIVELES		
		20	25	30
A-5	CIG-180	6.252	4.919	4.704
	CIG-180+UP	6.252	4.865	4.627
B-5	CIG-180	5.701	5.202	4.632
	CIG-180+UP	5.702	5.200	4.631
C-5	CIG-180	5.743	5.279	5.320
	CIG-180+UP	5.758	5.288	5.333

Figura 7.17

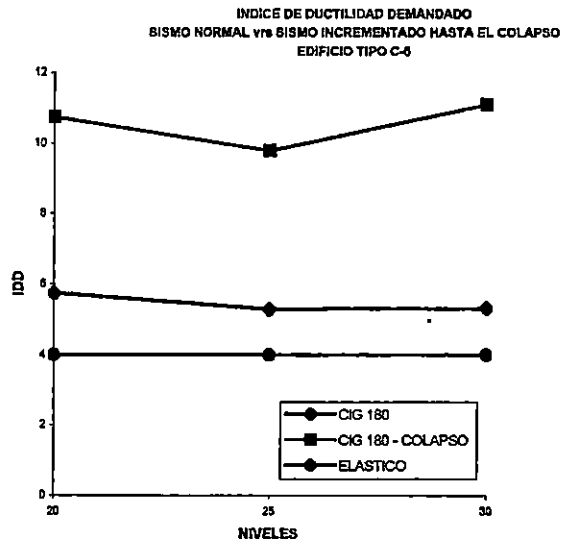
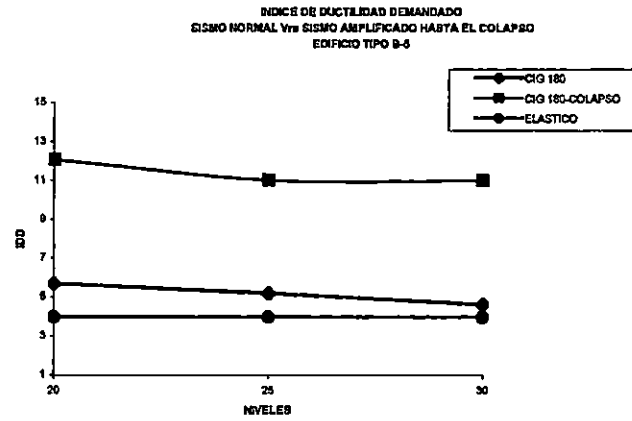
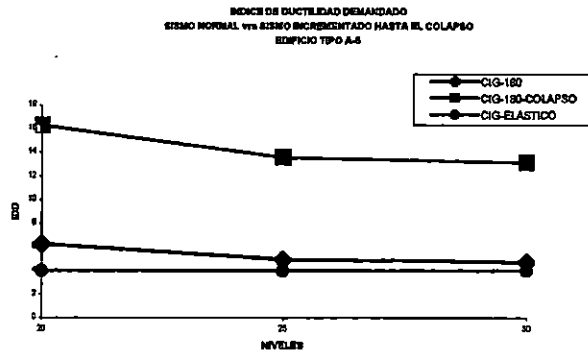


TABLA DE IDD NORMAL Y DE COLAPSO PARA EL CIG-180				
EDIFICIOS	NIVELES	IDD NORMAL	F. INCREM	IDD.COLAPSO
A-5	20	6.252	3.308	16.287
	25	4.919	3.595	13.589
	30	4.704	3.950	13.096
B-5	20	5.701	2.802	12.072
	25	5.202	3.153	11.015
	30	4.632	3.385	11.020
C-5	20	5.743	4.260	10.739
	25	5.279	4.572	9.782
	30	5.320	4.680	11.108
EL IDD ELASTICO PARA TODOS LOS EDIFICIOS ES 4.0				

Figura 7.18

CAPITULO 8

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES

8.1.1 SOBRE EL ESTUDIO Y APLICACION DE LAS PARTICULARIDADES DE DISEÑO SISMICO

La estructura utilizada para la calibración del programa ETABS es un edificio de tres niveles, estructurados a base de marcos resistentes a momentos en ambas direcciones, el cual se utilizó para comparar el análisis y diseño que se realiza con el ETABS y el desarrollado por medio manual aplicando el método de análisis de las cargas laterales propuestos por la NTDS y el método de diseño LRFD; de esta comparación de resultado puede decirse que:

En la etapa del análisis, los valores obtenidos para las acciones internas, es decir, fuerza axial, fuerza cortante y momentos, así como los desplazamientos y las fuerzas sísmica la diferencia máxima y la promedio son:

Condición	Gravedad			Gravedad + Sismo		
	Dif.máx	Dif.prom	Dif.mín	Dif.máx	Dif.prom	Dif.mín
Comparación (marco 3y)						
Axial (ton)	0.34	0.171	0.09	0.27	0.99	0.01
Cortante(ton)	0.26	0.26	0.00	0.37	0.15	0.01
Momento(ton-m)	0.68	0.34	0.01	0.99	0.35	0.05
Desplazamiento(cm)	-	-	-	0.05	0.03	0.00
F.sísmica(ton)	-	-	-	0.11	0.07	0.04

De los resultados obtenidos del edificio de calibración se concluye que el programa ETABS utilizado para el análisis y diseño de la muestra de los edificios que se utilizaron para la evaluación de la normativa salvadoreña cumple los requisitos de análisis y diseño establecidos en la normativa salvadoreña. Las diferencias entre los desplazamientos, fuerzas sísmicas o fuerzas laterales y las acciones internas (fuerza axial, fuerza cortante y momento flexionante), obtenidas utilizando el procedimiento de fuerzas laterales sugerido por la Norma Técnica y los calculados con ayuda del programa ETABS difieren en -7.14% (0.05 cm) para los desplazamientos y en 1.41% (0.11 Ton) para las fuerzas sísmicas; las acciones internas para la condición de gravedad difieren en -0.50% (0.34 Ton) para la fuerza axial, 3.11% (0.26 Ton) para la fuerza cortante y 8.03% (0.68 Ton-mt) para el momento flexionante, para la condición de gravedad+sismo las diferencias son 1.04% (0.27 Ton) para la fuerza axial, 5.12% (0.37 Ton) para la fuerza cortante y -22.45% (0.99 Ton-mt) para momento flexionante.

8.1.2 SOBRE EL ESTUDIO Y APLICACION DE LAS HERRAMIENTAS INFORMATICAS PROGRAMA DE ANALISIS Y DISEÑO ETABS

Este es un programa que realiza de una manera idealizada el ensamble de vigas, columnas y losas en tres dimensiones, lo cual permite tener un comportamiento más real de la estructura que se quiere analizar y diseñar; son diferentes los tipos de análisis que se pueden realizar con la ayuda de este programa (estático, dinámico lineal y de manera muy limitada dinámico no lineal); para el análisis estructural de los edificios utilizados para la evaluación de los parámetros de ductilidad y resistencia de edificios de acero de 20, 25 y 30 niveles diseñados aplicando las normativas salvadoreñas vigentes, fue necesario incluirle a este programa un factor de corrección que permitiera que el coeficientes sísmicos calculados con la ayuda de este programa y el calculado con la formula 4.2 establecida en la norma, fueran los mismos.

8.1.3 PROGRAMA DE ANALISIS DRAIN-2DX

Este fué el programa que se utilizó para realizar el análisis estático push-over y análisis dinámico paso a paso (no-lineal), los cuales permitieron obtener valores de ductilidad global y local respectivamente así como valores de resistencia. En este programa la no-linealidad de los elementos depende del tipo de elemento que se este utilizando, los cuales son presentados en el manual del usuario según el tipo de elemento que se requiere analizar.

8.1.4 SOBRE EL MARCO TEORICO

Los sismos de Northridge y Kobe pusieron en evidencia que el sistema de conexiones completamente soldadas no es efectivo para la disipación de energía en edificios altos, ya que la mayoría de conexiones presentaron agrietamiento en las soldaduras, fracturas en los extremos de las vigas y fracturas en los patines de las columnas.

Entre algunos de los sistemas de conexión sugeridos después de los estudios realizados están (Ver anexos):

1. Conexiones Sobre-resistentes:
 - Placas Dobles
 - Acanaladas
 - Apoyadas.
 - Columna Refugiada.
2. Vigas Débiles
 - Hueso de Perro (Dog-Bone)
 - Patines Taladrados.
3. Hidrido de Encima.

8.1.5 SOBRE LA MODELACION Y DISEÑO DE EDIFICIOS UTILIZANDO EL METODO AISC- LRFD

Al observar los resultados del análisis y diseño de los edificios que se utilizan para la evaluación de la normativa salvadoreña se concluye que:

Todos los diseños fueron regidos por el criterio de deriva de entrepiso lo que originó que se obtuvieran valores en las relaciones de esfuerzos en viga y columnas muy por debajo de su capacidad real.

El criterio de deriva de entrepiso no permite observar las mejoras que se podrían obtener al utilizar acero A-572, con este tipo de acero lo que se mejora es la relación de esfuerzo, la cual no es crítica en los diseños realizados.

El periodo obtenido utilizando la formula empírica propuesta por la norma es aceptable ya que la diferencia máxima entre los valores obtenidos utilizando dicha formula y los obtenidos utilizando un análisis modal espectral es de 0.15% (0.15 seg), menor que el obtenido con la Norma Técnica.

El cortante modal siempre resulto ser menor del 80% del cortante estático por lo que para el diseño siempre se utilizo el 90% del cortante estático.

Cumpliendo con el criterio de deriva de entrepiso propuesto por la normativa salvadoreña la relación peso/área para los edificios tipo 1 y tipo 2 es demasiado grande (mínima relación = 207.22 Kg/m², máxima relación = 294.22 Kg/m²) en comparación con la relación peso/área que se considera factible en términos económicos (156.20 Kg/m²), esto da lugar a decir que para estas alturas de edificios el sistema de marcos de acero sin arriostramiento no es adecuado ya que resultaría excesivamente caro hacer este tipo de edificaciones.

Al incluir el concepto estructural de anillo perimetral en los edificios tipo 3 y tipo 4 la relación peso/área mejoran notablemente (mínima relación = 133.06 Kg/mt², máxima relación = 211.26 Kg/mt²).

Al controlar el criterio de columna fuerte viga débil edificios tipo 5 la relación peso área tiene un incremento del 18% con relación a los edificios diseñados solo con el criterio de deriva de entrepiso (mínima relación = 133.06 Kg/mt², máxima relación = 227.48 Kg/mt²).

El efecto P-Δ no necesita ser incluido ya que el máximo valor de coeficiente de estabilidad obtenido es de 0.041 menor que 0.10 establecido como máximo por la normativa salvadoreña.

8.1.6 SOBRE EL ANALISIS DE RESULTADOS

8.1.6.1 ANALISIS DE COLAPSO PUSH-OVER

Para los edificios tipo A, el nivel o estado de fluencia (aparición de primera rotula plástica) se obtuvo al incrementar las fuerzas laterales en 2.452, 3.381 y 2.595 para el edificio de 20, 25 y 30 niveles respectivamente; para lograr el estado limite de servicio (máxima deriva de entrepiso permitida excedida) fue necesario incrementar las fuerzas sísmicas en 3.843, 4.483 y 3.649 para el edificio de 20,25 y 30 niveles respectivamente y para lograr el estado de colápsos las fuerzas sísmicas fueron incrementadas en 7.1019, 9.4097 y 6.1196 para el edificio de 20, 25 y 30 niveles respectivamente.

Los valores de ductilidad y resistencia obtenidos en el estado limite de servicio, muestran edificios con baja reserva de ductilidad (máxima ductilidad global = 2.8313) esto en comparación con otros códigos internacionales (código de Nueva Zelanda en donde para el estado limite de

servicio se estable un valor de ductilidad igual a 3.00) y alto nivel de resistencia (mínima resistencia global = 3.649) pues esto en comparación con un valor de 1.60 que es el promedio de los factores por los cuales deben ser multiplicadas las cargas a que es sometida una estructura.

En los edificios tipo B los factores por los que fue necesario multiplicar las fuerzas laterales para llegar al estado de fluencia (aparición de primera rotula plástica) fueron: 2.673, 2.712 y 2.782 para el edificio de 20, 25 y 30 niveles respectivamente; al incrementar las cargas de referencia por valores de 3.158, 3.153 y 3.342 en el edificio de 20, 25 y 30 niveles, la deriva de entrepiso máxima permitida por la norma es excedida es decir se ha sobre pasado el estado limite de servicio; la estructura se considera inservible estado de colapso cuando se multiplican las fuerzas laterales por valores de 7.2619, 6.143 y 5.1114 en el edificio de 20, 25 y 30 niveles respectivamente.

Al igual que para los edificios tipo A los valores de ductilidad y resistencia obtenidos en el estado limite de servicio muestran edificios con baja reserva de ductilidad (máxima ductilidad global = 2.782) esto en comparación con otros códigos internacionales (código de Nueva Zelanda en donde para el estado limite de servicio se estable un valor de 3.00) y alto nivel de resistencia (mínima resistencia global = 3.153), pues esto en comparación con un valor de 1.60 que es el promedio de los factores por los cuales deben ser multiplicadas las cargas a que es sometida una estructura.

Desde el punto de vista de ductilidad y resistencia los edificio tipo C son los que presentan el comportamiento más desfavorable, ya que para llegar al estado de fluencia (aparición de primera rotula plástica) fue necesario incrementar las fuerzas laterales por los siguientes factores 2.634, 2.248 y 2.8385 para el edificio de 20, 25 y 30 niveles respectivamente; la máxima deriva de entrepiso fue excedida cuando las fuerzas laterales fueron multiplicadas por

3.273, 2.934 y 3.7103 para el edificio de 20, 25 y 30 niveles respectivamente; el estado de colápsico para estos edificios fue alcanzado cuando las fuerzas laterales fueron amplificadas por los valores de 5.9543, 3.8446 y 4.9883 para el edificio de 20, 25 y 30 niveles respectivamente.

De igual manera que los edificios A y B se tienen edificios con poca reserva de ductilidad (máxima ductilidad global = 1.9779 muy por debajo del límite establecido por el código de Nueva Zelanda máxima ductilidad global estado límite de servicio = 3.00) y alto nivel de resistencia (mínima resistencia = 2.934) en comparación con un factor de 1.6 que es el promedio de los coeficiente por los cuales hay que multiplicar las carga a que son sometidas las estructuras al momento del diseño.

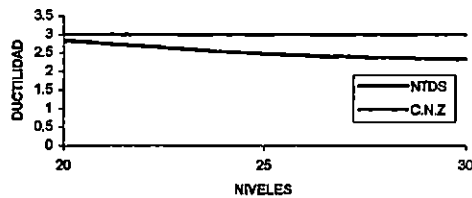
El tipo de mecanismo presentado por el 93.33% de los edificios fue el de al rededor de un nodo y el otro 6.67% de los edificios presenta un mecanismo de traslación de vigas (rotulación de todas las vigas); la primera articulación apareció en una viga y no en una columna demostrando de esta manera que el control de columna fuerte viga débil cumple con su objetivo.

En todos los edificios la primera rotula plástica en columna aparece en etapas tempranas de carga menores al 20% por encima de la carga de referencia

El promedio de los factores de ductilidad para todos los edificios fue del orden de 2.21, por lo tanto la reducción de cargas sísmicas por efecto de ductilidad no debería ser mayor a este.

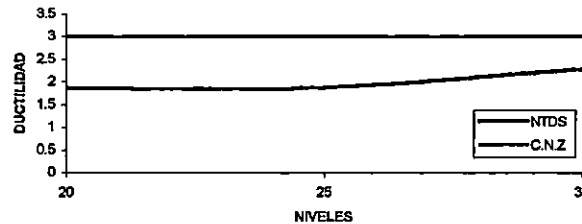
COMPARACION DE DUCTILIDADES DE LOS EDIFICIOS DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO DISEÑADOS SEGUN NTDS Y DUCTILIDAD PROPUESTA POR EL CODIGO DE NUEVA ZELANDIA

**DUCTILIDAD NTDS vs DUCTILIDAD C.N.Z
EDIFICIO TIPO A-5**



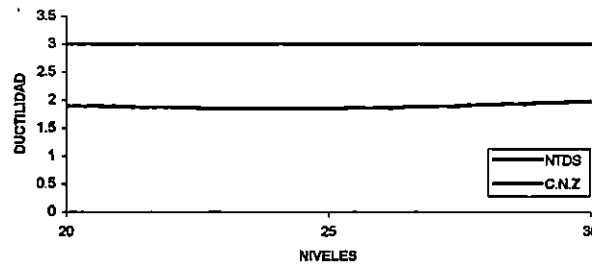
NIVELES	20	25	30
NORMA	DUCTILIDAD		
NTDS	2.831	2.478	2.334
C.N.Z	3.000	3.000	3.000

**DUCTILIDAD NTDS vs DUCTILIDAD C.N.Z
EDIFICIO TIPO B-5**



NIVELES	20	25	30
NORMA	DUCTILIDAD		
NTDS	1.872	1.839	2.288
C.N.Z	3.000	3.000	3.000

**DUCTILIDAD NTDS vs DUCTILIDAD C.N.Z
EDIFICIO TIPO C-5**



NIVELES	20	25	30
NORMA	DUCTILIDAD		
NTDS	2.108	1.855	1.978
C.N.Z	3.000	3.000	3.000

Figura 8.1

8.1.6.2 ANALISIS PASO A PASO

Fueron muchos los registros que se utilizaron para hacer este análisis, pero entre los más importantes y que se consideraron que se registraron en puntos más estratégicos son:

- Centro de Investigación Geográfico (CIG).
- Universidad Centroamericana (UCA).
- Hotel Camino Real (HCR).
- Instituto Geográfico Nacional (IGN).
- Instituto de la Vivienda Urbana (IVU).

De todos estos registros y basado en los resultados de **IDDpromedio** para los tres tipos de edificios y sus diferentes alturas se concluye lo siguiente:

IDD PROMEDIO PARA LOS REGISTROS DEL SISMO DEL 10/10/86 (COMPONENTE HORIZONTAL)				
REGISTROS	TIPO A-5	TIPO B-5	TIPO C-5	OBSERVACIONES
CIG-180	5.248	5.178	5.447	IDDelast. = 4.00
UCA-90	4.000	4.239	4.210	IDDelast. = 4.00
HCR	4.014	4.000	4.310	IDDelast. = 4.00
IGN-180	5.560	5.450	5.464	IDDprom MAYOR
IVU-90	4.072	4.094	4.086	IDDelast. = 4.00

El registro de aceleración horizontal, que más daño causaría a estos tipos de edificios es el registrado en el Instituto Geográfico Nacional (IGN); esto en base al Índice de Ductilidad Promedio de los edificios y por lo tanto si el diseño se hace solamente tomando en cuenta la componente horizontal del sismo sería este el que se utilizaría.

En lo que a combinación de componentes se refiere, todos los registros excepto el IGN presentan además de la componente horizontal su componente vertical por lo tanto; para poder hacer un estudio completo es necesario que el sismo que se utilice presente la componente horizontal y la vertical, por lo que en este trabajo no se tomo como sismo de diseño el IGN sino el CIG que fue el registro que tuvo el segundo mayor valor de IDD promedio.

Los valores de IDD para la componente horizontal y la componente vertical son:

IDD PARA EL REGISTRO CIG-180 Y CIG-180+UP				
TIPO	SISMOS	NIVELES		
		20	25	30
A-5	CIG-180	6.252	4.919	4.704
	CIG-180-UP	6.252	4.865	4.627
B-5	CIG-180	5.701	5.202	4.632
	CIG-180-UP	5.702	5.200	4.631
C-5	CIG-180	5.743	5.279	5.320
	CIG-180-UP	5.758	5.288	5.333

De estos valores podemos observar que los valores de Índice de Ductilidad Demandada (IDD), son muy similares y por lo tanto la componente vertical para nuestro estudio en particular no es muy relevante, aunque no descartamos la posibilidad de que para otros estudios dicha componente puede llegar a tener un efecto significativo en las estructuras a analizar.

Los resultados de nuestros edificios en particular, nos demuestran que la componente vertical afecta más a los edificios del tipo C-5 ya que el Índice de Ductilidad Demandado para la combinación de componente horizontal + vertical aumenta más significativamente que en los otros tipos.

En lo referente a la capacidad que presentan los edificios en estudio de resistir el sismo del 10 de Octubre de 1986 antes de colapsar; nuestro estudio refleja los siguientes resultados:

TABLA DE IDD NORMAL Y DE COLAPSO PARA EL CIG-180				
EDIFICIOS	NIVELES	IDD NORMAL	F. INCREM	IDD.COLAPSO
	20	6.252	3.308	16.287
A-5	25	4.919	3.595	13.589
	30	4.704	3.950	13.096
	20	5.701	2.802	12.072
B-5	25	5.202	3.153	11.015
	30	4.632	3.385	11.020
	20	5.743	4.260	10.739
C-5	25	5.279	4.572	9.782
	30	5.320	4.680	11.108
EL IDD ELASTICO PARA TODOS LOS EDIFICIOS ES 4.0				

Para los edificios tipo A-5, la capacidad de soportar el sismo registrado en el CIG es de 3.308, 3.595 y 3.95 veces ; para las alturas de 20, 25 y 30 niveles respectivamente.

Para los edificios tipo B-5, la capacidad de soportar el sismo registrado en el CIG es de 2.802, 3.153 y 3.385 veces ; para las alturas de 20, 25 y 30 niveles respectivamente

Para los edificios tipo C-5, la capacidad de soportar el sismo registrado en el CIG es de 4.260, 4.572 y 4.680 veces ; para las alturas de 20, 25 y 30 niveles respectivamente

Se observa que de los edificios en estudiados, el tipo C-5 es el que mayor capacidad tiene para resistir el sismo del 10 de octubre de 1986 y el que menos capacidad tiene son los edificios tipo B-5 ya que presentan un factor de incremento del sismo menor antes de que la estructura llegue a colapsar.

8.2 RECOMENDACIONES

- 1) El método de análisis dinámico se debería de utilizar para todo tipo de estructura y no solamente para edificios mayores de 70mt de altura, pues dicho método a pesar de lo complejo de su aplicación realiza un análisis más real a la estructura y por lo tanto los resultados serán más satisfactorios y a su vez este método hace que las construcciones sean más económicas (al menos en el caso de estructuras regulares) por la mayor exactitud de sus resultados.
- 2) Los buenos resultados obtenidos para los edificios tipo A-5, B-5 y C-5 (Presentados en el CAPITULO 5 de este documento), en el diseño aplicando todos los criterios de la NTDS, hacen que las plantas así como el sistema estructural utilizado se recomiende para edificios de acero de 20, 25 y 30 niveles ya que debido a la variedad de plantas y criterios utilizados en todo el estudio, fue este tipo de edificios los que presentaron menores secciones y una relación Peso/Area promedio que esta cerca de los valores promedios comunes según experiencias de diseñadores.
- 3) Se recomienda que los criterios a utilizar en los diseños estructurales, se tengan bien claros y que la estructura a diseñar cumpla con todos es decir, entre estos criterios se pueden mencionar: la deriva de entrepiso, la relación de esfuerzos y la relación columna fuerte-viga débil.
- 4) Todos los criterios de diseño son de gran importancia, pero para este estudio el que llevó a mejores resultados fue el cumplimiento de columna fuerte-viga débil y es este el que al momento de un sismo real hará que la energía liberada por este, sea absorbida en un gran porcentaje por las vigas y por lo tanto la probabilidad de colapso de la estructura

por el efecto de un sismo determinado será menor, por lo tanto es recomendable que este criterio sea bien interpretado y utilizado al momento de diseñar.

- 5) En base a los resultados obtenidos en los diseños se recomienda que la distribución en planta sean iguales o similares a los edificios tipo 5, así como también, que las dimensiones en planta cumplan con la relación de esbeltez entre 1:1 y 1:2 ya que para este tipo de edificios fueron los que mejor comportamiento presentaron al momento de evaluar los criterios de diseño.
- 6) El diseño de edificios realizado en este estudio se basó específicamente en el uso del método de factores de carga y resistencia (LRFD), pues actualmente esta en desarrollo y por lo tanto se recomienda para que futuros estudios apliquen este método y así poder tener mejores bases y opciones para diseñar.
- 7) Se recomienda desde el punto de vista de investigación, que en futuros trabajos de graduación se retomen temas acerca de la evaluación de la Normativa Salvadoreña y así lograr a través de todos los estudios reunidos que los resultados, conclusiones y recomendaciones propuesto se tomen en cuenta seriamente para poder usarlo en un momento determinado en la actualización de la Normativa Salvadoreña.
- 8) El método de análisis push-over y el método dinámico no lineal paso a paso es recomendable que sean utilizados en futuros estudios y así poder dar aportes de análisis más reales y lograr con esto un desarrollo relevante en el entendimiento del comportamiento de los edificios.

BIBLIOGRAFIA

1. Computer Program Tree Dimensional Analysis of Building Systems, Versión 6.2, Computers and Structures, Inc., 1995 University Avenue. Berkely, California, USA. Proporcionado por la Universidad de El Salvador (U.E.S.).
2. A general purpose computer Program for inelastic dynamic response of plane structures (DRAIN-2DX), Versión 1.0 by V. Prakash, G. H. Powell and S. Campbell. University of California, Noviembre de 1993. Proporcionado por la U.E.S.
3. Programa de análisis y diseño de estructuras en dos dimensiones, Versión 3.03, RISA Technologies, 1992.
4. Ductilidad y resistencia de un edificio de 6 niveles diseñados de acuerdo a las Normativas Salvadoreñas Contemporáneas.
Dr.-Ing. Edwin Portillo García, Septiembre de 1997.
5. El Temblor de San Salvador, 3 de Mayo de 1965. Emilio Rosenblueth y Jorge Prince, Enero de 1966.
6. Terremotos, Urbanización y Riesgos Sísmico en San Salvador.
Julian Bommer, Julio - Agosto 1996.
7. Normas Técnicas Para Diseño Por Sismo y sus Comentarios
Ministerio de Obras Publicas
República de El Salvador, San Salvador, 1994.

8. **Planing and Design of Tall Building**
Tomo II, "Estructural Design of Tall Steel Building"
Agosto de 1972.
9. **Advances in Design of Eccentrically Braced Frames**
Popov E. P., Kasai K. y Engelhart M. Eartquake Spectra, Vol. 3, Nol. 1987
10. **Diseño de Estructuras Metálicas**
Jack C. McCormac
Representaciones Y Servicios de Ingeniería, S.A. México, 1972.
11. **Diseño de Estructuras de Acero, Método LRFD.**
Jack C. McCormac
Editorial Alfaomega, Versión en español, 1996.
12. **Reglamento Para la Seguridad Estructural de las Construcciones**
Ministerio de Obras Publicas
República de El Salvador, San Salvador, 1994.
13. **Norma Técnica para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero**
Ministerio de Obras Publicas
República de El Salvador, San Salvador, 1994
14. **Manual of Steel Contruction "Load and Resistance Factor Design"**
American Institute of Steel Construction, Inc.
Srcond Edition, Vol. I and II, 1993.

15. Provisiones de Diseño Sísmico para Edificios de Acero. Seminario "La ingeniería Sísmica en El Salvador 10 años después del terremoto de 1986".
Ing.-Msc. Mario Alfredo Velásquez

16. The Seismic Design Handbook.
Edited by Farzard Naeim
Chapman and Hill, 1989

17. Diseño Estructural
Roberto Meli Piralla. Editorial LIMUSA,
Primera reimpresión, 1987.

18. Manual de Diseño Sísmico de Edificios
Enrique Bazán Zurita y Roberto Meli Piralla.
Editorial LIMUSA
Segunda reimpresión; 1989.

19. "Primer Seminario de la Norma Técnica para Diseño por Sismo y Viento"
Ing.-Msc. Roberto Salazar Martínez, San Salvador, 1997.

20. Manual de Diseño de estructural, Tomo 1, 2 y 3
Roberto Meli Piralla, Editorial LIMUSA, Grupo editorial Noriega Editores, 1993.

21. Optimización de Estructuras Sismoresistentes Considerando Explícitamente la ductilidad.
Dr.-Ing. Edwin Portillo García & Ing. Mario Durán Lillo.
Santiago, Chile, 1993.

22. ITERIM GUIDELINES: Evaluation, Repair, Modification and Design of Steel Moment Frames. FEMA 267/August 1995.
23. Short Course On Steel Connection Seismic Moment Connection Design (AISC).
By Mark Saunders Rutherford & Chackene. Phoenix, Arizona. March 30, 1996
24. Ductile Design of Steel Structures. Bruneau, Michael; Uang, Chia-Ming; Whittaker Andrew. McGraw Hill, 1ª Edition, Febrero de 1998.
25. Effects Of Recent Seismic Code Changes On Tall Buildings, S.K.Ghosh, Portland Cement Association, Skokie, USA.3
26. Programa ARIAS Elaborado por Ruhr-Universitaet, Bochum, 1988.
27. Fundamentos de Ingeniería Sísmica
N.M. Newmark & E. Rosenblueth
Editorial Diana, Mexico
3ª. Edición, Febrero de 1982.
28. Earthquake Resistant Design fo Engineers and Architects.
David J. Dowrick.
Wiley-Interscience Publication
Segunda Edición, 1984.
29. Análisis Estructural
Jack C. McCormac
Editorial Harla, Tercera Edición, 1983.

30. Manual de Diseño Sísmico de Edificios de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.
Enrique Bazán Zurita y Roberto Meli Piralla
Serie del Instituto de Ingeniería de La UNAM, D-18, Septiembre de 1983.

31. Fundamentos de Diseño y Construcción Sismoresistente.
Ing.-Arq. Raúl Gómez Tremari
Universidad de Guadalajara, México

32. Estructura de Concreto Reforzado
R. Park y T. Paulay, Departamento de Ingeniería civil, Universidad de Canterbury, Christchurch, Nueva Zelanda.
Editorial LIMUSA, Mexico. Segunda reimpresión, 1983

33. Code of Practice for General Structural Design And Design Loadings For Buildings.
New Zealand, 1992

34. Uniform Building Code, 1994 edition, International Conference of Building Officials, Whittier, California.

ANEXOS

Connection Types For Future Use

- **Strengthened Connections**
- **Weakened Beam**
- **Hybrid Of Above**

Connection Types For Future Use Strengthened Connections

- **Cover Plated**
- **Haunch (Single or Double)**
- **Ribbed**
- **Column Tree**
- **Side Plates**
- **Bolted**

Connection Types For Future Use Weakened Beams

- “Dogbone” - Trimmed or Drilled
- Slotted Bolted

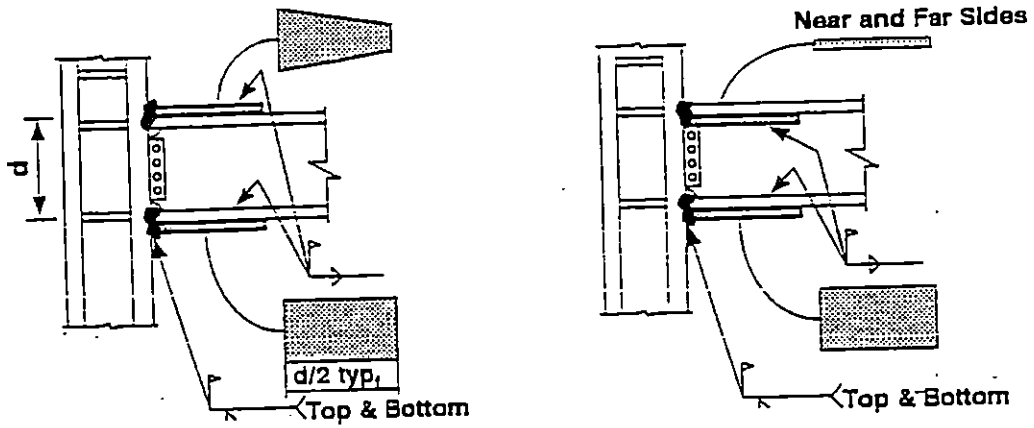
Hybrid

- Weakened Beam With Strengthened Connection

7.9 Moment Frame Connections for Consideration

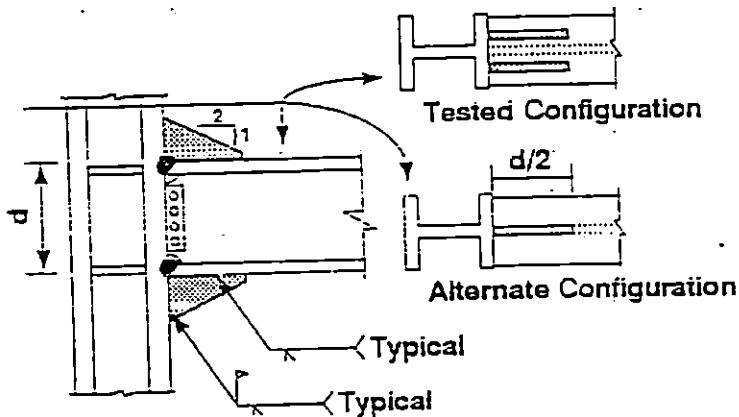
- 7.9.1 Cover plate
- 7.9.2 Flange Rib
- 7.9.3 Bottom Haunch
- 7.9.4 Top and Bottom Haunch
- 7.9.5 Side-Plate
- 7.9.6 Reduced Beam Section
- 7.9.7 Slip-Friction Energy Dissipating
- 7.9.8 Column-Tree
- 7.9.9 Slotted Web

Coverplate



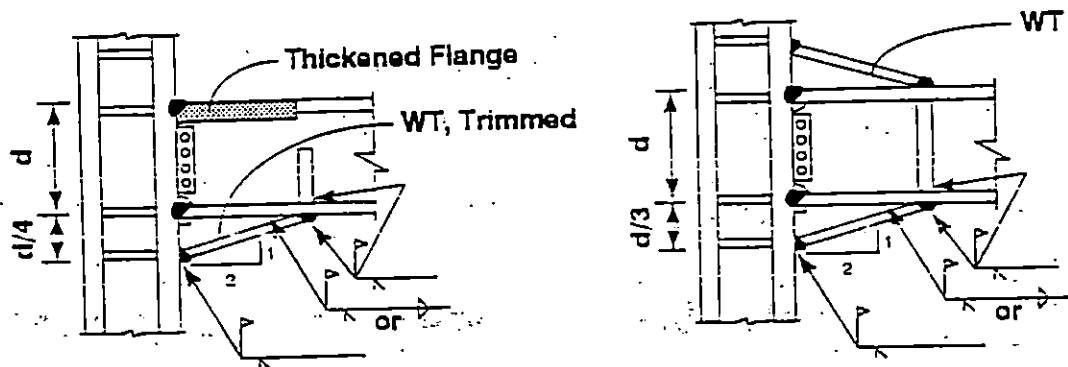
- Acceptable levels of plastic rotation (6 of 8 specimens)
- Depends on through-thickness properties
- Watch tendency to create thick coverplates

Upstanding Ribs



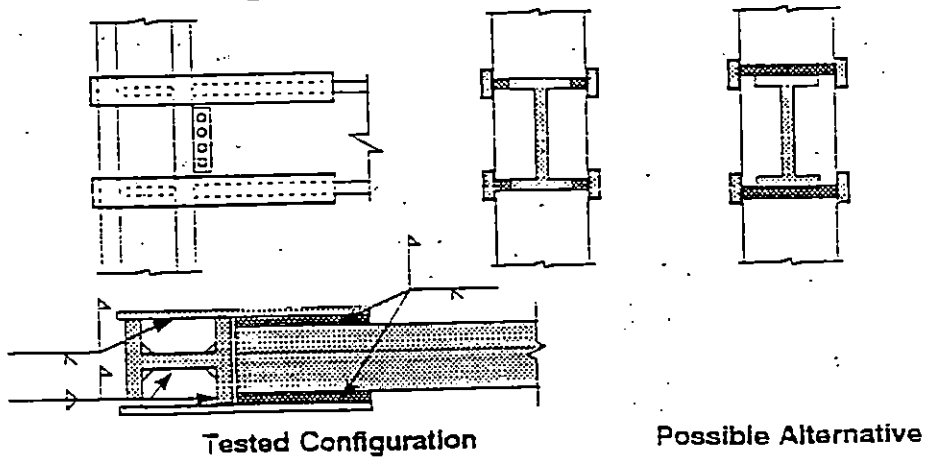
- Acceptable levels of plastic rotation
- Depends on through-thickness properties
- Disturbs slab at top flange
- Alternate configuration using single plates

Beam Haunch



- Acceptable levels of plastic rotation
- Depends on through-thickness properties

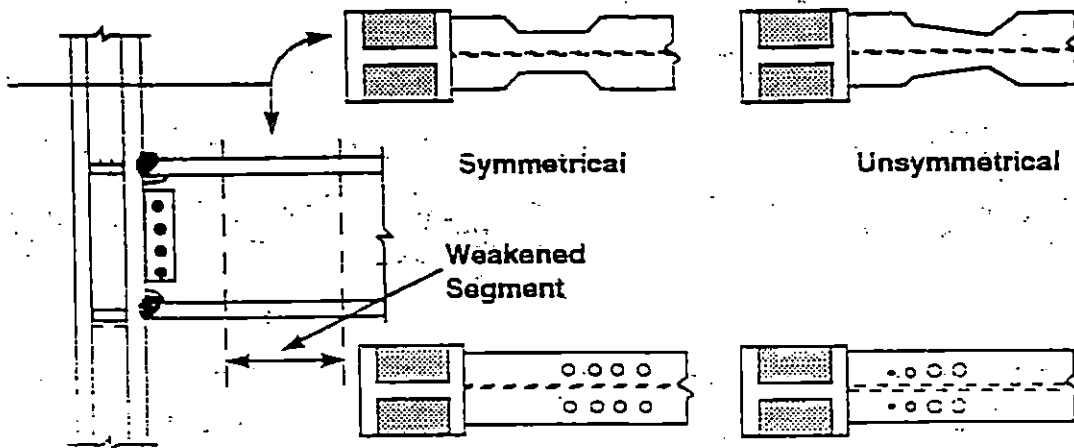
Side-Plate Connections



- Fair levels of plastic rotation
- Avoids through-thickness properties
- Disturbs slab at top flange
- Alternate configuration using solid side-plates (proprietary)

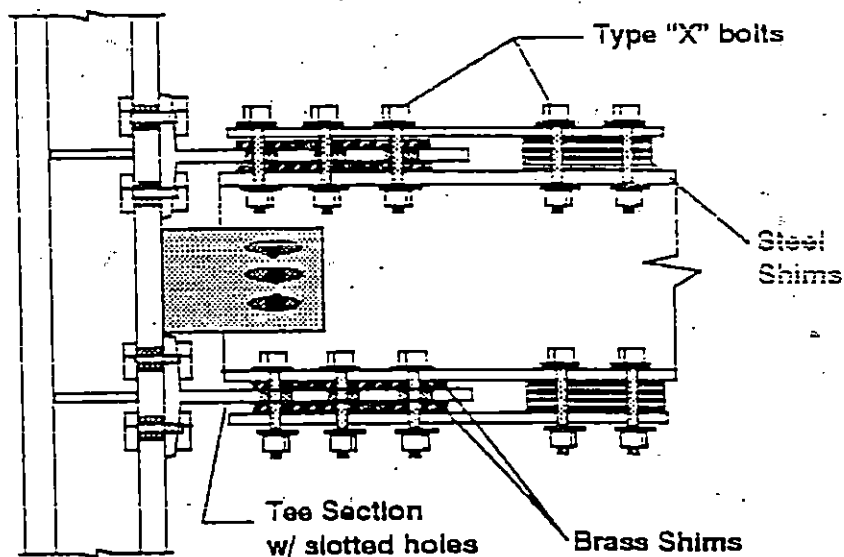
Reduced Beam Section Connection (Dog Bone)

Figure 7-11 - Reduced Beam Section Connection



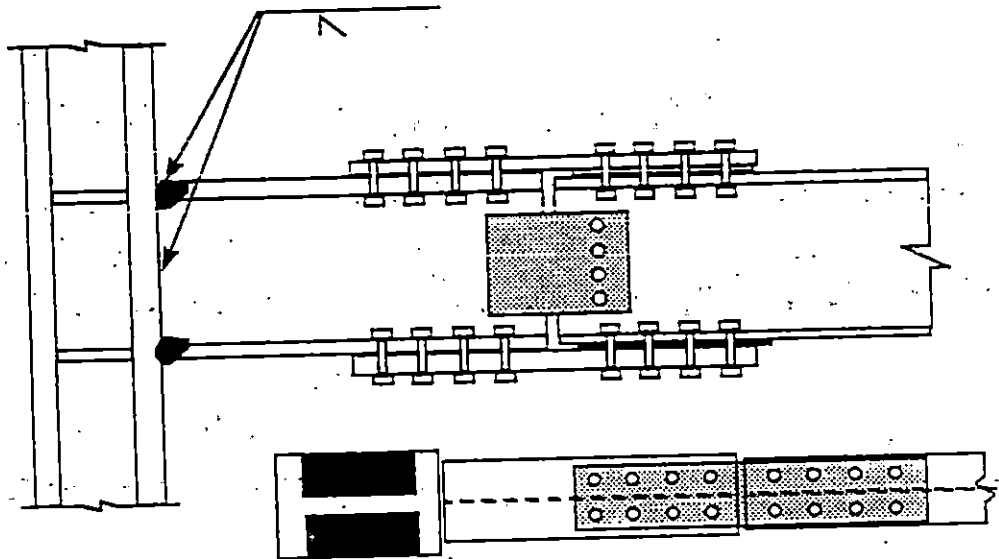
Slip-Friction Energy Dissipating Connection

Figure 7-12 - Slip Friction Energy Dissipation Connection



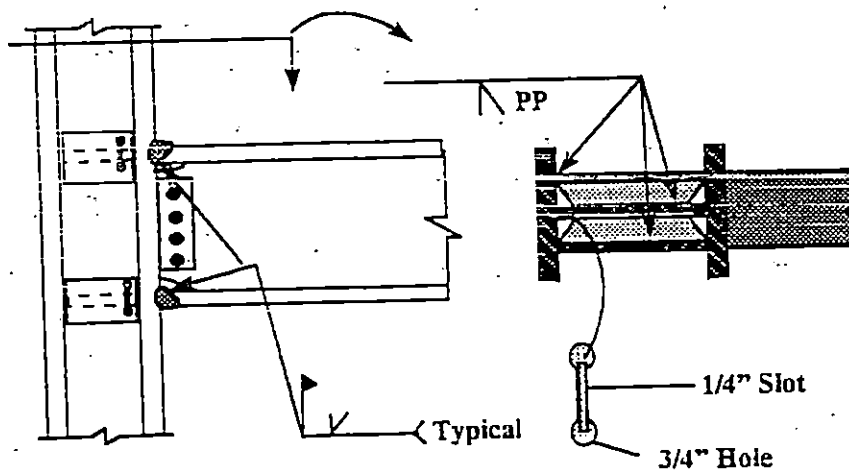
Column-Tree Connection

Figure 7-13 - Column Tree Connection



Slotted Web Connection

Figure 7-14 - Slotted Web Connection

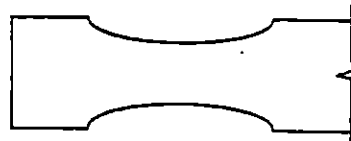


Reduced Beam Section (RBS)

or

“Dog Bone”

“Connection”



RBS Connection

Versions Under Consideration:

- **Shaped Flanges**
- **Drilled Flanges**
- **Use With No Connection Reinforcement**
- **Use With Light Connection Reinforcement**

RBS Connection

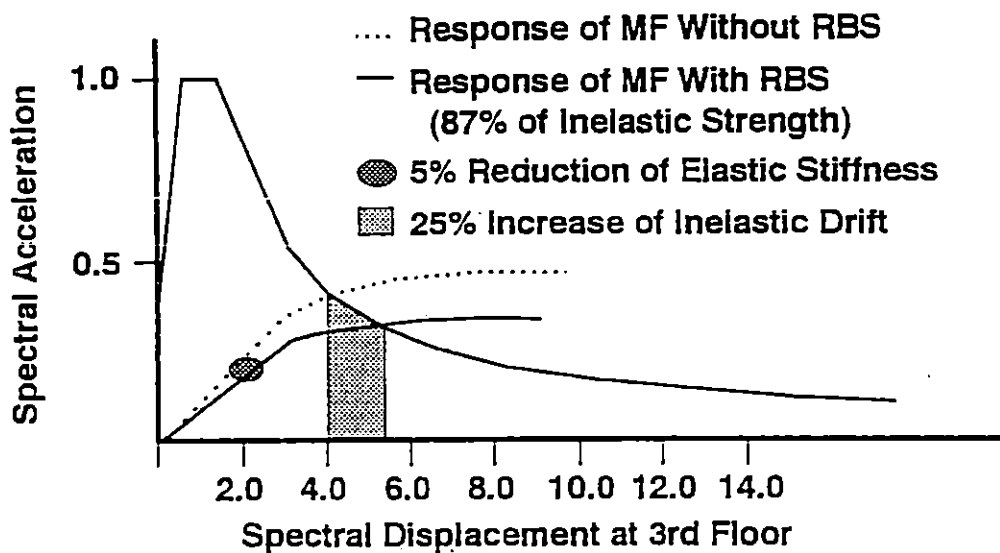
Strength Requirements:

- **RBS Must Meet Code Strength Requirements**
- **RBS Is The Beam Strength Limiter**
- **Connection Must Develop The “Strength” OR “Plastic Bending Moment” Of The RBS**

RBS Connection

- **Effect Of RBS On Elastic Stiffness Is In The Range Of 5%**
- **The Effect Of RBS On The Inelastic Deformation Of The Frame May Be Greater**

RBS Connection Effect On Inelastic Deformation



Reduced Beam Section ("Dog Bone") Connection (RBS)

Design an RBS connection based on AISC sponsored test specimen DBT-2A-150-257. This specimen had the same member sizes as used in the cover plated connection design.

Beam Size: W36 × 150 (A572-50)

Column Size: W14 × 257 (A572-50)

Member Properties: See cover plated example

Assumptions

Bay Width: 24' – 6''

Gravity Load: 1 k/ft ← Load
Factored per AISC-LRFD

Note:

See Cover Plated Example for
Discussion of Use of ϕ Factors

Design of Flange Reduction

- Keep Beam Essentially Elastic at End
- Allow About b_f to Dissipate Local Effects
- Otherwise Keep Hinge Point as Close as Possible to Beam End
- Design to Maintain Weld Stress and Column Thru-Thickness (T-T) Stress at Moderate Level

AISC Test Specimen

- Weld (and T-T) Maximum Elastic Stress = RBS Fully Plastic Stress

- In Other Words:

$$f_w S_x = f^* Z^* \alpha$$

- Where:

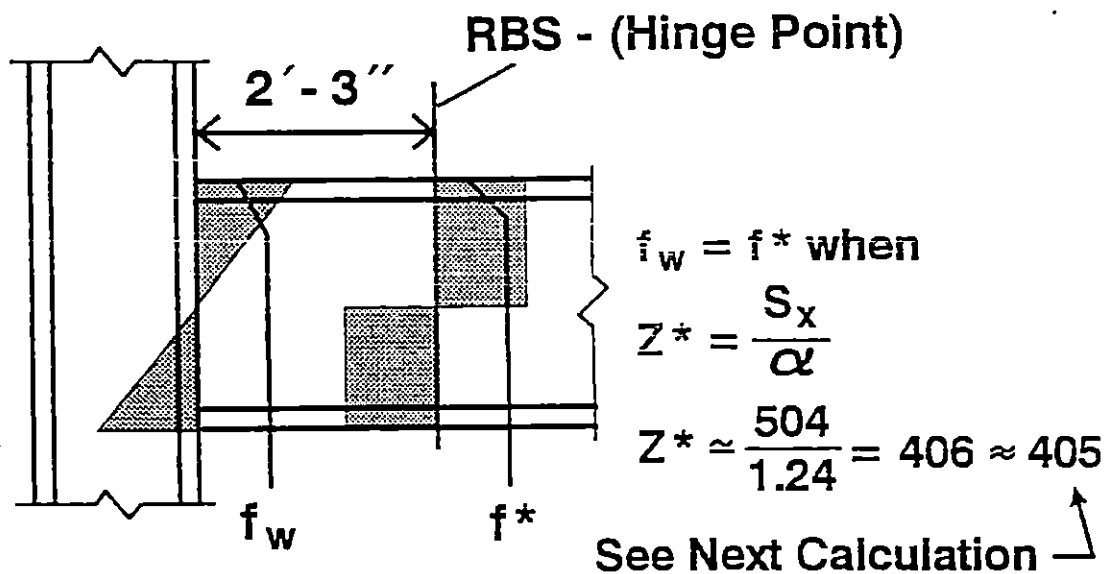
f_w = Weld (T-T) Stress

f^* = Uniform Stress at RBS Limit Moment

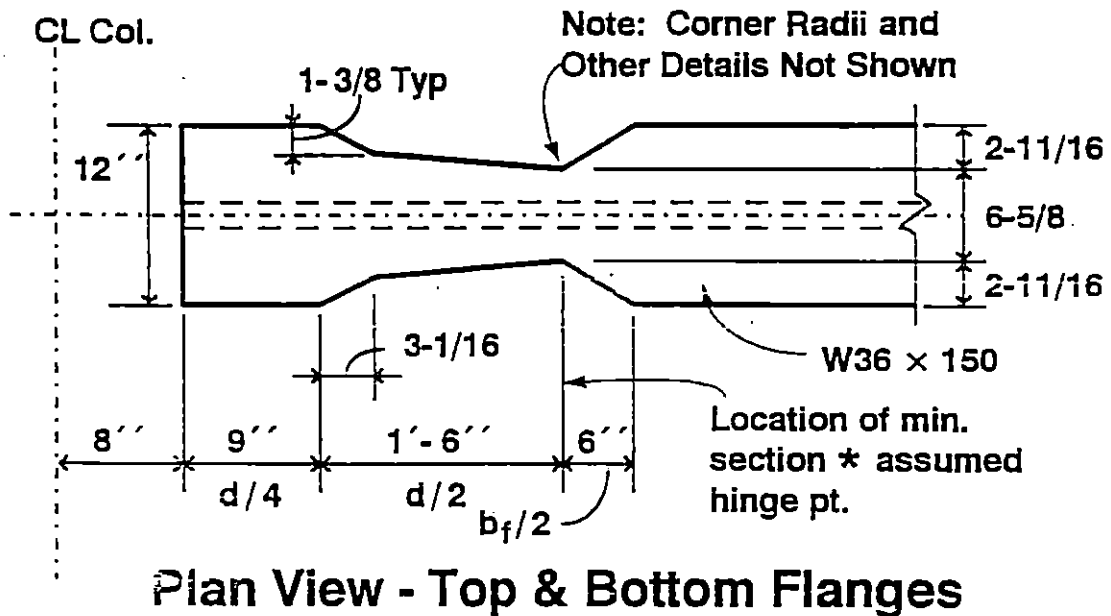
α = Amplification of Moment from RBS to Beam End

Z^* = Plastic Section Modulus at RBS

Design Stress Relationship - AISC Specimen



Tested Configuration



$$Z^* = 581 - (.940)(2)(2 \ 11/16)(35.85 - .94) = 405$$

If We ignore β , or Set $\beta = 1$

$$M_p^* = 50 (405) = 20250 \text{ k-in}$$

if we include $\beta = 1.21$

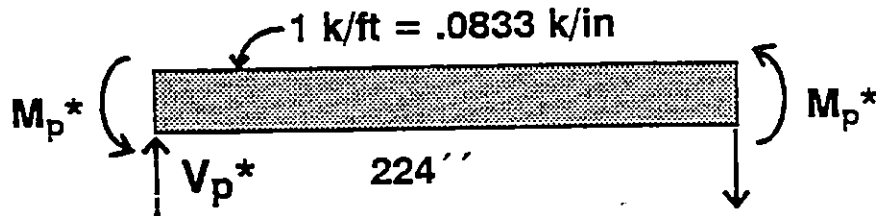
(see cover plate example)

$$M_p^* = 1.21 (20250) = 24,502 \text{ k-in}$$

Calculate Shear At Hinge Point

$$24' - 6'' = 294''$$

$$\text{Distance Between Hinges} = 294 - 2(8 + 9 + 18) = 224''$$



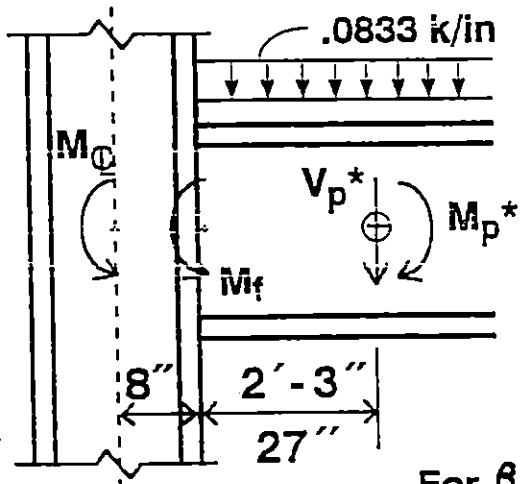
$$\text{For } \beta = 1 \quad M_p^* = 20250$$

$$V_p^* = 0.0833 \left(\frac{224}{2} \right) + \frac{2(20250)}{224} = 190.1$$

$$\text{For } \beta = 1.21 \quad M_p^* = 24502$$

$$V_p^* = 0.0833 \left(\frac{224}{2} \right) + \frac{2(24502)}{224} = 228.1$$

Calculate Moment at Column Face & Column C



$$\text{For } \beta = 1$$

$$M_f = 20250 + 190.1(27) + 0.0833(27)(13.5) = \underline{25413 \text{ k-in}}$$

$$M_c = 20250 + 190.1(35) + 0.0833(27)(21.5) = \underline{26952 \text{ k-in}}$$

$$\text{For } \beta = 1.21$$

$$M_f = 24502 + 228.1(27) + 0.0833(27)(13.5) = \underline{30691 \text{ k-in}}$$

$$M_c = 24502 + 228.1(35) + 0.0833(27)(21.5) = \underline{32534 \text{ k-in}}$$

Check Stresses at Column Face

Assume Elastic Condition $S = 504$

For $\beta = 1$

$$f_b = \frac{25413}{504} = 50.4 \text{ ksi}$$

For $\beta = 1.21$

$$f_b = \frac{30691}{504} = 60.9 \text{ ksi}$$

Note:

The use of the full S for this calculation presumes that the web connection will develop the moment capacity of the beam web.

Check Strong Column - Weak Beam

Use AISC LRFD (8.6)

$$\frac{\sum Z_c (F_{yc} - P_{uc}/A_g)}{\sum Z_b F_{yb}} \geq 1$$

For This Case We Can Substitute M_c For $Z_b F_{yb}$

For $\beta = 1$ $M_c = 26952$

For $\beta = 1.21$ $M_c = 32534$

$Z_b F_{yb} = 581 (50) = 29050$

↙ No Axial Load on Specimen

$$\frac{2 (487)(50 - 0)}{32534} = 1.5 > 1 \text{ Even for } \beta = 1.21$$

Check Panel Zone Shear

$$M_f = 25413 \text{ k-in} \quad \beta = 1.0$$

$$M_f = 30691 \text{ k-in} \quad \beta = 1.2$$

Member Sizes Same As Cover
Plate Example Where $M_f = 40168$
Which Required No Doubler

No Doubler Plates Required

Continuity Plates

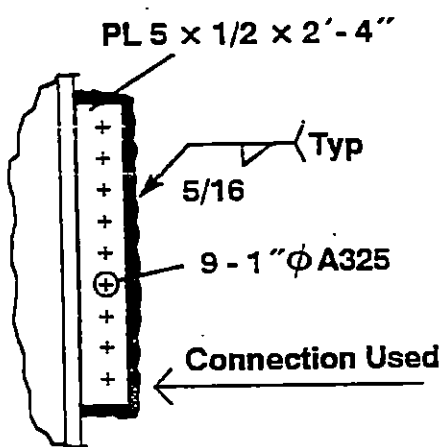
SAC Recommends That All Connection Assemblies for Welded SMRF's Include Continuity Plates. Minimum Thickness Recommended is 1/2 the Beam Flange Thickness.

$$\frac{0.940}{2} = 0.47 \quad \underline{\text{Use } 1/2'' \text{ Continuity Plates}}$$

Web Connection

$$V = 190.1 + .0833 (27) = 192.4^k \text{ for } \beta = 1$$

$$V = 228.1 + .0833 (27) = 230.4^k \text{ for } \beta = 1.21$$



Web Thickness of W36 x 150 = 5/8"

9 - 1" ϕ A325 Bolts \rightarrow 9(19) = 171^k

Shear Capacity of Plate

$$.9 (.6)(36)(1/2)(28) = 272^k$$

Plate design and bolt / weld combination are adequate for shear. But! The combination is not adequate for full development of web moment.

Observations

- Elastic bending stress at the weld (T-T) is equal to the actual stress developed in the full plastic section of the RBS for the configuration of the specimen.
- If $\beta = 1.21$ is used and weld (T-T) stress is to be limited to 50 ksi, a greater flange reduction is needed, or connection reinforcement must be provided.

Supplemental Cover Plate

Design a Joint Cover Plate to Reduce Weld and T-T Stress to 50 ksi Using $\beta = 1.21$ at the RBS.

Assumption: Web Connection Can Develop the Web of the Beam

$$S_{rq} = \frac{60.9}{50} (504) = 614$$

$$614 - 504 = A_{pL} (2)(18)^2 / 18.25$$

$$A_{pL} = 110 / 35.5 = 3.10 \text{ in}^2$$

Top Plate

Assume No Shear Lag ($U = 1.0$)

$$A_{pL} (\text{Top}) = 3.10 \text{ in}^2 \quad \text{Use } 3/8 \times 8 \ 1/4 \quad (A = 3.1)$$

Use 5/16" Fillet Weld to Develop Top Plate

$$L_w = \frac{3.10 (55)}{1.392 (5)(2)} = 12.25 \text{ in. each side}$$

Use 3/8 × 8 1/4 × 14 Tapered Top Plate

Bottom Plate

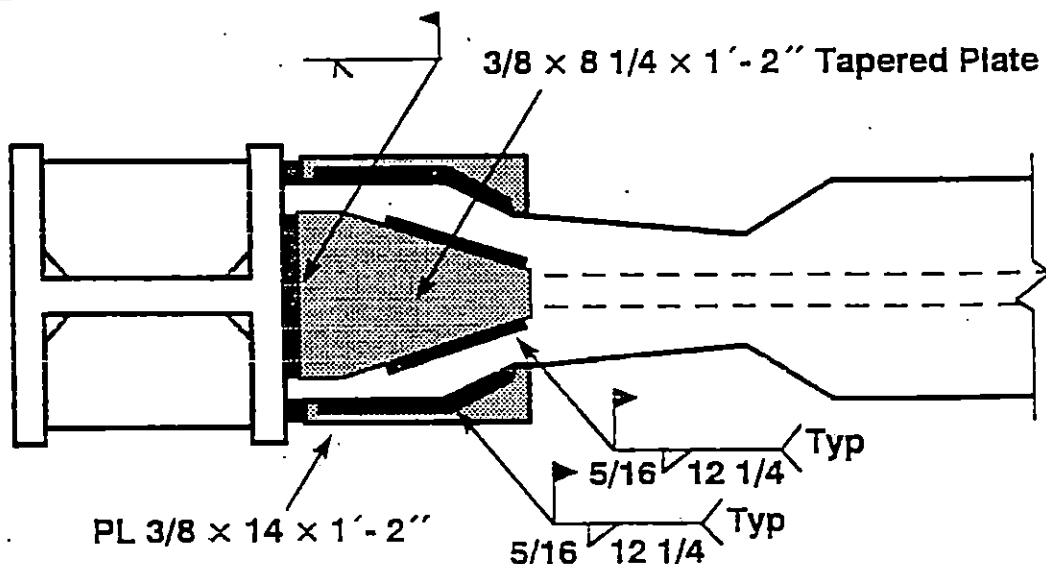
Shear Lag: $U = 0.75$ For $1.5 w > \ell > w$ (AISC B-3)

$$A_{pL} (\text{Bot.}) = \frac{3.10}{0.75} = 4.13 \text{ in}^2 \quad \text{Use } 3/8 \times 1'-2'' \quad (A = 5.25)$$

Use $5/16''$ Fillet Weld To Develop 3.10 in^2

$$\ell = \frac{3.10 (55)}{1.392 (5)(2)} = 12.25 \text{ in. each side}$$

Use $3/8 \times 14 \times 1'-2''$ Bot. Plate



Notes:

Field Weld T & B Plates After Beam Welded To Col.
Fillet Welds After Groove Weld for Each Plate.