

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



**“EFECTO DE LA SOBRESISTENCIA DEL CONCRETO
EN OBRA EN LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE
EDIFICACIONES DE CONCRETO REFORZADO”**

PRESENTADO POR:

MARCO ANTONIO ALFARO HERNÁNDEZ

PARA OPTAR AL TÍTULO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO DE 2017

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

MSc. ROGER ARMANDO ARIAS ALVARADO

SECRETARIO GENERAL:

MSc. CRISTOBAL HERNAN RÍOS BENÍTEZ

FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

DECANO:

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

SECRETARIO:

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE POSGRADO

DIRECTORA:

MSc. PATRICIA HAYDÉE ESTRADA DE LÓPEZ

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

Trabajo de graduación previo a la opción al grado de:

MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

Título:

**“EFECTO DE LA SOBRESISTENCIA DEL CONCRETO EN OBRA
EN LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICACIONES DE
CONCRETO REFORZADO”**

Presentado por:

MARCO ANTONIO ALFARO HERNÁNDEZ

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docente Asesor:

MSc. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

SAN SALVADOR, JUNIO DE 2017

Trabajo de Graduación aprobado por:

Docente Asesor:

MSc. FREDY FABRICIO ORELLANA CALDERÓN

DEDICATORIA

En primer lugar y sobre todas las cosas, quiero agradecer a DIOS que me ha permitido concluir un ciclo más de vida en mi carrera profesional; al culminar con éxito la Maestría en Ingeniería Estructural. Dándome la salud y claridad mental, para poner la dedicación y el empeño en el desarrollo del trabajo de graduación.

A mis padres, que a pesar de sus enfermedades y sus limitantes; siempre me han motivado a seguir adelante y apoyarme en cada uno de los proyectos que he desarrollado, tanto en el ámbito profesional como personal. A mi compañera de vida Yerushalmi, que ha sido mi apoyo en todo el proceso de la tesis y el motor que me impulsa a salir adelante, a pesar de las adversidades que la vida nos ha presentado. A mi pequeña sofi, que con sus ocurrencias, hace que la vida valga la pena y sea más placentera.

A mis hermanos y demás familiares, por siempre apoyarme y darme ánimos para no desfallecer, para siempre lograr las metas que me propongo.

Al Ing. Víctor Manuel Figueroa Moran, por siempre estar disponible y transmitirme toda su capacidad cognoscitiva sin ninguna restricción. Y finalmente, al Ing. Fredy Fabricio Orellana, por tomar el desafío de asesorar mi trabajo de graduación.

Ing. Marco Antonio Alfaro Hernández

INDICE GENERAL

	Pag.
RESUMEN	i
INTRODUCCION GENERAL	ii
 CAPITULO I: GENERALIDADES	
1.1 Antecedentes	2
1.2 Planteamiento del Problema	5
1.3 Objetivos	10
1.3.1 Objetivo General	10
1.3.2 Objetivos Específicos	10
1.4 Alcances	11
1.5 Limitaciones	12
1.6 Justificación del Problema	14
 CAPITULO II: MARCO CONCEPTUAL	
2. Generalidades del Concreto Reforzado	18
2.1 Resistencia a la Compresión	18
2.2 Resistencia a la Tensión	20
2.3 Módulo de Elasticidad	22

2.4 Evaluación y Aceptación del Concreto	25
2.5 Factores que afectan la Resistencia del Concreto	27
2.5.1 Tipo de Cemento	27
2.5.2 Tipo de Agregado	28
2.5.3 Tipo de Agua de Mezcla	28
2.5.4 Relación Agua / Cemento (A/C)	29
2.5.5 Tiempo, Temperatura y Humedad	30
2.5.6 Aditivos	32
2.6 Comportamiento Acero de Refuerzo	32
2.7 Comportamiento Estructural del Concreto Reforzado	34
2.7.1 Modelos Matemáticos sobre el Comportamiento del Concreto	38
2.7.1.1 Modelo de Kent y Park	38
2.7.1.2 Modelo de Park Modificado	41
2.7.1.3 Modelo de Mander	42
2.8 Importancia de la Resistencia Lateral	47
2.8.1 Sobrerresistencia en la Resistencia Lateral	48
2.8.2 Causas de la Existencia de Sobrerresistencia	50
2.9 Sobrerresistencia debido a las Características Reales	
Esfuerzo – Deformación de los Materiales	53
2.9.1 Concreto Confinado	53
2.9.2 Efectos Adversos de la Sobrerresistencia	55
2.10 Edificios de Concreto Reforzado Estructurados a Base de Marcos	56

2.11	Articulaciones Plásticas y Mecanismos de Falla	59
2.11.1	Deformaciones a partir de curvaturas	63
2.11.2	Rótula o Articulación Plástica	65
2.11.3	Longitud de Rótula Plástica	66
2.11.4	Propiedades de Rótula Plástica	68
2.11.5	Relación Momento Curvatura	70
2.12	Métodos de Análisis Estructural	71
2.12.1	Análisis Lineal	71
2.12.1.1	Diseño por Capacidad	72
2.12.2	Análisis no Lineal	76
2.12.2.1	Método del Espectro de Capacidad ATC-40.	79
2.12.2.2	Método de Coeficientes de Desplazamiento.	81
2.12.2.3	Método N2, Eurocode - 8.	83
2.12.2.4	Análisis Pushover Modal.	86
2.12.2.5	Otros procedimientos no Lineal Estáticos	88
2.13	Análisis no Lineal a utilizar	91
2.13.1	Curva de Capacidad	93
2.13.2	Distribución de Carga Lateral	93
2.13.2.1	Criterio 1: Modo Fundamental	95
2.13.2.2	Criterio 2: Modos Superiores	96
2.13.3	Ventajas y Desventajas	96
2.14	Programas a Utilizar	99

2.14.1 Programa ETABS para análisis no lineal	99
2.14.2 Programa SEISMOSTRUCT para análisis no lineal	104

CAPÍTULO III: ESTRUCTURA EN ESTUDIO

3. Edificio Bajo Consideración	110
3.1 Generalidades	110
3.2 Geometría	111
3.3 Secciones Transversales de Elementos Estructurales	114
3.4 Análisis Lineal	116
3.5 Cargas Actuantes sobre la Estructura	121
3.6 Condiciones y Combinaciones de Carga	122
3.7 Modos de Vibrar	125
3.8 Revisión de Cortante Basal	126
3.9 Evaluación de Deriva de Entrepiso	129
3.10 Diseño Estructural	131
3.10.1 Requisitos Generales de Diseño	131
3.10.2 Diseño de Vigas y Columnas	132

CAPÍTULO IV: ANALISIS NO LINEAL Y RESULTADOS OBTENIDOS

4. Análisis no Lineal Pushover	148
4.1 Análisis no lineal utilizando SAP200 y ETABS	151
4.1.1 Modelaje de Secciones de Elementos de Concreto Reforzado	152

4.1.2 Patrón de Cargas Laterales	152
4.1.2.1 Vector de Carga para Distribución Modal	155
4.1.2.2 Vector de Carga Triangular	157
4.1.2.3 Vector de Carga Uniforme	158
4.1.3 Modelación de la No Linealidad de los Materiales	159
4.1.3.1 Modelo de Plasticidad Concentrada	160
4.1.3.2 Modelación de las Vigas	164
4.1.3.3 Modelación de las Columnas	168
4.1.4 Consideraciones para el Análisis	171
4.1.4.1 Nudo de Control	171
4.1.4.2 Caso de Carga no Lineal Gravitacional	171
4.1.4.3 Caso de Carga no Lineal para Carga Modal	172
4.1.4.4 Control de la Carga Aplicada	174
4.1.4.5 Control de Carga	175
4.1.4.6 Control de Desplazamiento	175
4.1.4.7 Control del Desplazamiento Conjugado	176
4.1.4.8 Obtención de la Curva de Capacidad	176
4.1.4.9 Comparación de Resultados	185
4.2 Análisis No Lineal SeismoStruct	194
4.2.1 Modelo de Plasticidad por Fibras	197
4.2.2 Modelación de Materiales	202
4.2.3 Definición de Secciones	205

4.2.4 Definición de Clases de Elementos	207
4.2.5 Definición de Carga Aplicada y Fases de Carga	210
4.2.6 Definición de Criterios de Desempeño	213
4.2.6.1 Tipo de Criterio	215
4.2.7 Curva de Capacidad	219
4.2.8 Comparación de Curvas de Capacidad (SeismoStruct)	224
4.3 Análisis e Interpretación de Resultados Obtenidos	228
4.3.1 Ductilidad y Energía de Disipación	228
4.3.2 Punto de Desempeño	249
4.3.2.1 Definición del Objetivo de Desempeño	249
4.3.2.2 Revisión del Objetivo de Desempeño	249
4.3.2.2.1 Límites de Desplazamiento	249
4.3.2.3 Mecanismos de Falla	251
4.3.2.3.1 Objetivo de Desempeño del Edificio	252
4.3.2.3.2 Niveles de Desempeño Estructural	252
4.3.2.3.3 Niveles de Desempeño no Estructural	254
4.3.2.3.4 Proceso para Determinar la Demanda Sísmica	257
4.3.2.3.5 Representación Bilineal del Espectro de Capacidad ...	260
4.3.2.3.6 Determinación del Punto de desempeño	261
4.3.3 Objetivos de Desempeño	268
4.3.4 Mecanismo de Falla	280

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y/O RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones	309
5.2 Recomendaciones	322

CAPÍTULO VI: BIBLIOGRAFIA

Bibliografía	324
--------------------	-----

ANEXOS:

Anexo 1. Curvas de capacidad y Comparacion de Resultados SAP2000 . . .	328
Anexo 2. Cálculo de deformaciones en los elementos estructurales para criterios de desempeño	341

INDICE DE FIGURAS

FIGURA	Pag.
Capítulo I:	
1.1 Fuerza concentrada o distribuida uniformemente	6
1.2 Fuerza Triangular	6
1.3 Distribución según Primer Modo	7
Capítulo II:	
2.1 Curva esfuerzo-deformación para un espécimen sujeto a carga de corta duración	19
2.2 Modelos del concreto no confinado	20
2.3 Métodos para evaluar la resistencia a la tensión del concreto . . .	22
2.4 Curva esfuerzo – deformación para concretos con diferente resistencia a la compresión	23
2.5 Efectos de las condiciones de humedad durante el curado y en el instante de falla sobre la resistencia a la compresión del concreto	31
2.6 Diagrama esfuerzo – deformación del acero de refuerzo	33
2.7 Modelo tensión-deformación para carga monótonamente creciente	36
2.8 Comparación de curvas esfuerzo-deformación de un concreto simple y uno confinado (Kent y Park, 1971)	40
2.9 Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para un concreto simple, (Kent y Park, 1971) y uno confinado, (Park et al. 1982) . . .	42

2.10 Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para un concreto simple y uno confinado, (Mander et al.1988)	43
2.11 Núcleo efectivo de concreto confinado para una sección rectangular, (Mander et al. 1988)	46
2.12 Factor de confinamiento, “ λ ” para elementos cuadrados y rectangulares, (Mander et al. 1988)	46
2.13 Modelo de Kent y Park	54
2.14 Formas típicas de curvas de histéresis de elementos estructurales de concreto	57
2.15 Relaciones idealizadas de momento – curvatura, Adaptada de Park (a) Relación de Ramberg – Osgood, (b) Relación de rigidez degradante de Clough	58
2.16 Mecanismos de falla (a) Mecanismo de Columna (b) Mecanismo de viga (c) Mecanismo mixto	59
2.17 Mecanismos de colapso en edificios de marcos de varios pisos	63
2.18 Deformación de un elemento a flexión	64
2.19 Curva de deformación plástica	68
2.20 Método de Capacidad Espectral	79
2.21 Relación no lineal fuerza-desplazamiento entre corte basal y desplazamiento del nodo de control	82
2.22 Curva de Capacidad Convencional y Enfoque Alternativo . . .	90
2.23 Curva de Capacidad	92

2.24 Modelos de Carga Lateral	94
2.25 Modelación de Elementos Finitos de Fibra	107
Capítulo III:	
3.1 Planta Tipo de Edificio para Análisis	111
3.2a Marco Transversal Tipo (Y-Y)	112
3.2b Marco Longitudinal Tipo (X-X)	113
3.3a Modelo Tridimensional	116
3.3b Planta Estructural de Entrepiso Tipo	117
3.3c Planta Estructural para Identificación de Elementos	117
3.3d Marcos Estructurales Tipo	118
3.4 Espectro de Respuesta utilizado	120
3.5 Modos de Vibración	125
3.6.1a Columnas Primer Nivel (Esquinas y Lado Largo)	133
3.6.1b Columnas Primer Nivel (Lado Corto y Centrales)	134
3.6.2a Columnas Segundo a Cuarto Nivel (Esquinas y Lado Largo) ..	134
3.6.2b Columnas Segundo a Cuarto Nivel (Lado Corto y Centrales) ...	135
3.6.3a Columnas Quinto a Séptimo Nivel (Esquinas y Lado Largo) ..	135
3.6.3b Columnas Quinto a Séptimo Nivel (Lado Corto y Centrales) ...	136
3.6.4a Columnas Octavo a Decimo Nivel (Esquinas y Lado Largo) ..	136
3.6.4b Columnas Octavo a Decimo Nivel (Lado Corto y Centrales) ...	137
3.6.5a Vigas de Entrepiso Lado Largo (N1)	137
3.6.5b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Largo (N1)	138

3.6.6a Vigas de Entrepiso Lado Largo (N2)	138
3.6.6b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Largo (N2)	139
3.6.7a Vigas de Entrepiso Lado Largo (N3, N4 y N5)	139
3.6.7b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Largo (N3, N4 y N5)	140
3.6.8a Vigas de Entrepiso Lado Largo (N6 y N7)	140
3.6.8b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Largo (N6 y N7)	141
3.6.9a Vigas de Entrepiso Lado Corto (N1)	141
3.6.9b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Corto (N1)	142
3.6.10a Vigas de Entrepiso Lado Corto (N2)	142
3.6.10b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Corto (N2)	143
3.6.11a Vigas de Entrepiso Lado Corto (N3, N4 y N5)	143
3.6.11b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Corto (N3, N4 y N5)	144
3.6.12a Vigas de Entrepiso Lado Corto (N6 y N7)	144
3.6.12b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Corto (N7 y N7)	145
3.6.13a Vigas de Entrepiso Lado Corto, Lado Largo (N8)	145
3.6.13b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Corto, Lado Largo (N8)	146
3.6.14 Vigas de Entrepiso N9 y N10 Lado Corto, Lado Largo	146
Capítulo IV:	
4.1 Esquema de la técnica del pushover 3D	148
4.2 Diagrama Momento – Curvatura	160
4.3 Modelo de Plasticidad Concentrada	162

4.4 Parámetros para la asignación automática de rótulas a las vigas según el FEMA 356	166
4.5 Rótulas asignadas, vista en elevación	166
4.6 Parámetros de una rótula a momento asignada a una viga	167
4.7 Relaciones generalizadas para elementos de concreto armado, según el ASCE/SEI 41-13	168
4.8 Parámetros para la asignación automática de rótulas a las columnas según el FEMA 356	169
4.9 Rótulas asignadas, vista en elevación eje estructural	169
4.10 Parámetros de una rótula a momento asignada a una columna	170
4.11 Identificación del nudo de control del techo	171
4.12 Caso de carga gravitacional no lineal	172
4.13 Caso de carga no lineal para la distribución modal en la dirección X	173
4.14 Caso de carga no lineal para la distribución modal en la dirección Y	173
4.15 Control de la carga aplicada	174
4.16 Curva de capacidad, carga lateral modal, diseño original, dir. X – X	177
4.17 Curva de capacidad, carga lateral modal, diseño original, dir. Y – Y	178
4.18 Curva de capacidad, carga lateral triangular, diseño original, dir. X – X	178
4.19 Curva de capacidad, carga lateral triangular, diseño original, dir. Y – Y	179
4.20 Curva de capacidad, carga lateral uniforme, diseño original, dir. X – X	179
4.21 Curva de capacidad, carga lateral uniforme, diseño original, dir. Y – Y	180
4.22 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia	

$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, dir. X – X	180
4.23 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia	
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, dir. Y – Y	181
4.24 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia	
$f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, dir. X – X	181
4.25 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia	
$f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, dir. Y – Y	182
4.26 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia	
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N1 – N3, dir. X – X	182
4.27 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia	
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N1 – N3, dir. Y – Y	183
4.28 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia	
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N4 – N7, dir. X – X	183
4.29 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia	
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N4 – N7, dir. Y – Y	184
4.30 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia	
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N8 – N10, dir. X – X	184
4.31 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia	
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N8 – N10, dir. Y – Y	185
4.32 Curvas de capacidad, para diferentes patrones de carga, dir. X – X .	187
4.33 Curvas de capacidad, para diferentes patrones de carga, dir. Y – Y .	189
4.34 Curvas de capacidad, para diferentes resistencias del concreto,	

dir. X – X	191
4.35 Curvas de capacidad, para diferentes resistencias del concreto,	
dir. Y – Y	193
4.36 Estructura del software SeismoStruct	195
4.37 Modelo de análisis por fibras de secciones de concreto reforzado ...	198
4.38 Modelo de miembro estructural con secciones de gauss	199
4.39 Modelo de ejes de referencia	200
4.40 Aplicación del modelado de fibras	201
4.41 Modelación del concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	203
4.42 Modelación del acero de refuerzo $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$	204
4.43 Esquema general de definición de secciones	205
4.44 Definición de sección de columna	206
4.45 Definición de sección de viga	206
4.46 Definición de tipo de elemento con secciones de integración	208
4.47 Definición de esquema de discretización de la sección	209
4.48 Modelo 3D, SeismoStruct	209
4.49 Definición de carga incremental en la dirección X – X	210
4.50 Definición del Desplazamiento Objetivo	213
4.51 Módulo de Definición de Criterios de Desempeño	214
4.52 Progreso del análisis pushover	221
4.53 Curva de capacidad para concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	
(dirección X – X), Modal	222

4.54 Curva de capacidad para concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$	
(direccion X – X), Modal	222
4.55 Curva de capacidad para concreto $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$	
(direccion X – X), Modal	223
4.56 Curva de capacidad para concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ -N1-N4	
(direccion X – X), Modal	223
4.57 Curva de capacidad para concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ -N5-N7	
(direccion X – X), Modal	224
4.58 Curva de capacidad para concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ -N8-N10	
(direccion X – X), Modal	224
4.59 Curva de capacidad para diferentes patrones de carga	
(direccion X – X)	225
4.60 Curva de capacidad para diferentes patrones de carga	
(direccion Y – Y)	225
4.61 Curva de capacidad para diferentes resistencias del concreto	
(direccion X – X)	226
4.62 Curva de capacidad para diferentes resistencias del concreto	
(direccion X – X) - 1	226
4.63 Curva de capacidad para diferentes resistencias del concreto	
(direccion Y – Y)	227
4.64 Curva de capacidad para diferentes resistencias del concreto	
(direccion Y – Y) – 1	227

4.65 Definición de Ductilidad Estructural (Elnashai & Di Sarno, 2008) . . .	229
4.66 Ductilidad y Energía de Deformación $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)	230
4.67 Ductilidad y Energía de Deformación $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)	231
4.68 Ductilidad y Energía de Deformación $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)	232
4.69 Ductilidad y Energía de Deformación N1-N4 – $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (X - X)	233
4.70 Ductilidad y Energía de Deformación N5-N7 – $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (X - X)	234
4.71 Ductilidad y Energía de Deformación N8-N10 – $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (X - X)	235
4.72 Ductilidad y Energía de Deformación $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)	236
4.73 Ductilidad y Energía de Deformación $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)	237
4.74 Ductilidad y Energía de Deformación $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)	238
4.75 Ductilidad y Energía de Deformación N1-N4 – $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (X - X)	239
4.76 Ductilidad y Energía de Deformación N5-N7 – $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (X - X)	240
4.77 Ductilidad y Energía de Deformación N8-N10 – $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (X - X)	241
4.78 Ductilidad y Energía de Deformación ($f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$)	242
4.79 Ductilidad y Energía de Deformación ($f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$)	243
4.80 Ductilidad y Energía de Deformación ($f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$)	244

4.81 Ductilidad y Energía de Deformación ($f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N1 – N4) . .	245
4.82 Ductilidad y Energía de Deformación ($f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N4 – N7) . .	246
4.83 Ductilidad y Energía de Deformación ($f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N8 – N10)	247
4.84 Representación bilineal de la curva de capacidad	261
4.85 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DL)	
Programa ETABS	262
4.86 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DS)	
Programa ETABS	263
4.87 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DC)	
Programa ETABS	263
4.88 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DL)	
Programa SAP2000	264
4.89 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DS)	
Programa SAP2000	265
4.90 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DC)	
Programa SAP2000	265
4.91 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DL)	
Programa SEISMOSTRUCT	266
4.92 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DS)	
Programa SEISMOSTRUCT	267
4.93 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DC)	
Programa SEISMOSTRUCT	267

4.94 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ “ETABS”	269
4.95 Niveles de desempeño (daño severo) para concreto	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ “ETABS”	269
4.96 Niveles de desempeño (daño colapso) para concreto	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ “ETABS”	270
4.97 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto	
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ “ETABS”	270
4.98 Niveles de desempeño (daño severo) para concreto	
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ “ETABS”	271
4.99 Niveles de desempeño (daño colapso) para concreto	
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ “ETABS”	271
4.100 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto	
$f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ “ETABS”	272
4.101 Niveles de desempeño (daño severo) para concreto	
$f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ “ETABS”	272
4.102 Niveles de desempeño (daño colapso) para concreto	
$f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ “ETABS”	273
4.103 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ “SAP2000”	273
4.104 Niveles de desempeño (daño severo) para concreto	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ “SAP2000”	274

4.105 Niveles de desempeño (daño colapso) para concreto	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ “SAP2000”	274
4.106 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto	
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ “SAP2000”	275
4.107 Niveles de desempeño (daño severo) para concreto	
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ “SAP2000”	275
4.108 Niveles de desempeño (daño colapso) para concreto	
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ “SAP2000”	276
4.109 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto	
$f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ “SAP2000”	276
4.110 Niveles de desempeño (daño severo) para concreto	
$f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ “SAP2000”	277
4.111 Niveles de desempeño (daño colapso) para concreto	
$f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ “SAP2000”	277
4.112 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ “SEISMOSTRUCT”	278
4.113 Niveles de desempeño (daño severo) para concreto	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ “SEISMOSTRUCT”	278
4.114 Niveles de desempeño (daño colapso) para concreto	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ “SEISMOSTRUCT”	279
4.115 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto	
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ “SEISMOSTRUCT”	279

4.116 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto	
$f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ “SEISMOSTRUCT”	280
4.117 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño leve),	
resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X - X)	281
4.118 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X - X)	281
4.119 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño leve),	
resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y - Y)	282
4.120 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y - Y)	282
4.121 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño severo),	
resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X - X)	283
4.122 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X - X)	283
4.123 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño colapso),	
resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X - X)	284
4.124 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X - X)	284
4.125 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño colapso),	
resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y - Y)	285
4.126 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y - Y)	285

4.127 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño leve),	
resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X - X) SAP2000	286
4.128 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X - X) SAP2000	286
4.129 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño severo),	
resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X - X) SAP2000	287
4.130 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X - X) SAP2000	287
4.131 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño colapso),	
resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X - X) SAP2000	288
4.132 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X - X) SAP2000	288
4.133 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño leve),	
resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y - Y) SAP2000	289
4.134 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y - Y) SAP2000	289
4.135 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño severo),	
resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y - Y) SAP2000	290
4.136 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y - Y) SAP2000	290
4.137 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño colapso),	
resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y - Y) SAP2000	291

4.138 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y - Y) SAP2000	291
4.139 Fluencia de Acero, Resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$,	
daño leve (X - X)	292
4.140 Fluencia de Acero y Fractura del concreto,	
Resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, daño severo (X - X)	292
4.141 Fluencia de Acero y Fractura del concreto, Resistencia	
$f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, daño colapso (X - X)	293
4.142 Fluencia de Acero, Resistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, daño leve (X-X)	293
4.143 Fluencia de Acero y Fractura del concreto, Resistencia	
$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, daño severo (X - X)	294
4.144 Fluencia de Acero, Resistencia $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, daño leve (X-X)	294
4.145 Fluencia de Acero, Resistencia $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, daño severo (X-X)	295
4.146 Fluencia de acero, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N1-N4,	
daño leve (X - X)	295
4.147 Fluencia y rotura de acero, Cortante; Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$	
N1-N4, daño severo (X - X)	296
4.148 Fluencia en acero, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N5-N7,	
daño leve (X - X)	296
4.149 Fluencia y rotura en acero, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N5-N7,	
daño severo (X - X)	297

4.150 Fluencia del acero, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N8-N10, daño Leve (X - X)	297
4.151 Fluencia del acero y Fractura del concreto en elementos de viga y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N8-N10, daño severo (X - X)	298
4.152 Fluencia del acero y Fractura del concreto en elementos de viga y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N8-N10, daño colapso (X - X)	298
4.153 Fluencia del acero en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, daño ligero (Y - Y)	299
4.154 Fluencia del acero y fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, daño severo (Y - Y)	299
4.155 Fluencia y rotura del acero, fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, daño colapso (Y - Y)	300
4.156 Fluencia del acero en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, daño leve (Y - Y)	300
4.157 Fluencia del acero y fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, daño severo (Y - Y)	301
4.158 Fluencia y rotura del acero, fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, daño colapso (Y - Y)	301
4.159 Fluencia del acero en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, daño ligero (Y - Y)	302
4.160 Fluencia del acero y fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, daño severo (Y - Y)	302

4.161 Fluencia y rotura del acero, fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, daño colpaso (Y - Y)	303
4.162 Fluencia del acero en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N1 - N4, daño ligero (Y - Y)	303
4.163 Fluencia del acero y fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N1 - N4, daño severo (Y - Y)	304
4.164 Fluencia y rotura del acero, fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N1 - N4, daño colapso (Y - Y)	304
4.165 Fluencia del acero en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N5 - N7 daño ligero (Y - Y)	305
4.166 Fluencia del acero y fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N5 - N7 daño severo (Y - Y)	305
4.167 Fluencia y rotura del acero, fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N5 - N7 daño colapso (Y - Y)	306
4.168 Fluencia del acero en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N8 - N10, daño ligero (Y - Y)	306
4.169 Fluencia del acero y fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N8 - N10, daño severo (Y - Y)	307
4.170 Fluencia y rotura del acero, fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N8 - N10, daño colapso (Y - Y)	307

INDICE DE TABLAS

TABLA	Pag.
Capítulo III:	
3.1 Resumen de Dimensionamiento de vigas y Columnas	115
3.2 Cortante Basal en la Direccion X – X	127
3.3 Cortante Basal en la Direccion Y – Y	128
3.4 Revisión de Deriva de Entrepiso en la Direccion X – X	129
3.5 Revisión de Deriva de Entrepiso en la Direccion Y – Y	130
Capítulo IV:	
4.1 Carga lateral uniforme	154
4.2 Carga lateral triangular	154
4.3 Carga lateral modal	155
4.4 Vector de carga para “distribución modal” en la dirección X, caso de carga PUSH-1M-X	156
4.5 Vector de carga para “distribución modal” en la dirección Y, caso de carga PUSH-1M-Y	156
4.6 Vector de carga triangular en la dirección X, caso de carga PUSH-CT-1M-X	157
4.7 Vector de carga triangular en la dirección Y, caso de carga PUSH-CT-1M-Y	157

4.8 Vector de cargas uniformes en la dirección X, caso de carga	
Push-CL-U-X	158
4.9 Vector de cargas uniformes en la dirección X, caso de carga	
Push-CL-U-Y	158
4.10 Comparación de curvas de capacidad, diferentes patrones de	
carga lateral (X – X)	186
4.11 Comparación de curvas de capacidad, diferentes patrones de	
carga lateral (Y – Y)	188
4.12 Comparación de curvas de capacidad, diferentes resistencias	
del concreto (X – X)	190
4.13 Comparación de curvas de capacidad, diferentes resistencias	
del concreto (Y – Y)	192
4.14 Deformaciones para columnas de concreto de 1.20 x 1.20 m	217
4.15 Deformaciones para columnas de concreto de 1.00 x 1.00 m	217
4.16 Deformaciones para columnas de concreto de 0.80 x 0.80 m	218
4.17 Deformaciones para vigas de concreto de 0.40 x 0.95 m	218
4.18 Deformaciones para vigas de concreto de 0.35 x 0.90 m	219
4.19 Deformaciones para vigas de concreto de 0.35 x 0.80 m	219
4.20 Deformaciones para vigas de concreto de 0.35 x 0.70 m	220
4.21 Cuadro comparativo ETABS	248
4.22 Cuadro comparativo SAP2000	248
4.23 Cuadro comparativo SEISMOSTRUCT	248

4.24 Límites de Deformación (ATC 40)	250
4.25 Límites de Desplazamiento y derivas (FEMA 356)	251
4.26 Niveles y rangos de desempeño específicos del edificio (FEMA 356)	256
4.27 Resumen de puntos de desempeño utilizando ETABS	264
4.28 Resumen de puntos de desempeño utilizando SAP2000	266
4.29 Resumen de puntos de desempeño utilizando SEISMOSTRUCT ...	268
4.30 Límites desplazamientos de la estructura de gran altura y desplazamiento en el punto de desempeño	268

RESUMEN

El trabajo investigativo desarrollado, contempla realizar el análisis en el rango inelástico, de un edificio de 10 niveles, con un área de 24 x 35 m; por medio del análisis pushover a través de la utilización de programas de cálculo avanzado, con énfasis en la generación de las articulaciones plásticas y los mecanismos de falla. Se tomará en cuenta que la principal variable es la sobrerresistencia a la compresión del concreto en obra versus la resistencia a la compresión establecida en el diseño.

Esto obedece a que en muchos casos, solo se le pone énfasis y se penaliza a las estructuras cuando la resistencia del concreto está por debajo de la resistencia establecido en el diseño y en los documentos contractuales, pero no se conoce de casos en el cual la situación se da en sentido inverso; en otras palabras, que la resistencia obtenida en campo a través de un laboratorio de materiales, mediante un control de calidad registra valores superiores a los establecidos en el diseño estructural.

Esto nos permitirá conocer o determinar qué tan beneficioso o perjudicial puede ser proporcionar una resistencia del concreto superior a la establecida en el diseño original. A la vez, establecer en qué áreas o elementos de la estructura se requiera un mayor control de calidad en la producción del concreto, a fin de garantizar un buen comportamiento estructural.

Palabras Claves: pushover, análisis inelástico, sobrerresistencia, concreto reforzado

SUMMARY

Research work to develop, intends to make the analysis in the inelastic rank of a 10 levels buildings, with an area of 24 x 35 m; through the pushover analysis through the utilization of advanced calculation program, with emphasis in the generation of the plastics joints and failure mechanism, taking into consideration the on compressive overstress main variable of the concrete on work versus the design strength.

This is because in many cases, you only put an emphasis and it penalizes to those structures when the concrete stress is underneath of the stress stablish on the design and on the contractual documents, but one is not familiarized on cases in which some situations it provides and opposite sense; in other words, the stress obtained on the field through a laboratory material through a quality control that records high values to the ones that are already stablish in the structural design.

This will allow us to know or determine how beneficial or harmful it can be to provide a concrete stress superior to the one that is already stablish in the original design. At the same time, to stablish in witch areas or elements of the structure is required a bigger quality control of the concrete production and structural behavior.

Key Word: pushover, inelastic analysis, overstress, reinforced concrete.

INTRODUCCION

La presente investigación del trabajo de graduación, está enfocada al tema de la evaluación del comportamiento estructural de edificaciones de marcos de concreto reforzado, utilizando el método de análisis estático no lineal (PUSHOVER) para la evaluación de la capacidad estructural; entendiéndose que la aplicación de la metodología antes mencionada, es la tendencia por medio de la cual se diseñan edificaciones en los países desarrollados. Esta permite estimar la demanda sísmica y verificar el desempeño de una estructura ante un movimiento sísmico en particular.

La metodología del pushover, se basa en procedimientos estáticos no-lineales con distribuciones de fuerzas laterales que incluye las contribuciones de los modos de vibración del comportamiento elástico mediante la teoría clásica de la dinámica de estructuras. A partir del análisis realizado al sistema de varios grados de libertad (edificio de varios pisos) se obtienen las curvas del desplazamiento de la cubierta vs. el cortante basal hasta un desplazamiento lateral máximo esperado, usando distribuciones de fuerzas laterales proporcionales a las formas modales.

Como resultado del análisis se obtiene también información del comportamiento no-lineal de la edificación como la secuencia de fluencia y falla (las secciones van ingresando al rango no-lineal), los desplazamientos laterales en cada incremento de carga, la deriva de entrepisos, las fallas de elementos por flexión y/o corte etc.

En el presente estudio se tratarán únicamente las propiedades mecánicas de los materiales como variables aleatorias, manteniendo constantes y como variables determinísticas las dimensiones de los elementos estructurales.

Sabiendo que el comportamiento sísmico de las edificaciones de concreto reforzado depende entre otros aspectos, de dos variables fundamentales: su curva de capacidad (fuerza vs. desplazamiento en los rangos elástico e inelástico) y los movimientos del terreno (efectos externos). Sobre esta segunda variable no se tiene hasta la actualidad ningún tipo de control ya que obedece a fenómenos que dependen del comportamiento de las capas superficiales de la corteza terrestre. Sin embargo las incertidumbres sobre las curvas de capacidad (fuerza - desplazamiento) depende de variables ampliamente conocidas: las dimensiones de los elementos estructurales, cimentación, las cargas actuantes en la historia de la estructura y las características mecánicas de los materiales (resistencia y flexibilidad).

De acuerdo con Prieto *et. al.* (2005) el conocimiento de las incertidumbres involucradas en el proceso de estimación del punto de desempeño estructural es esencial tanto para el diseño como para la estimación de riesgo y pérdidas esperadas por futuros sismos. De acuerdo con González *e.t al.* (2005) las diferencias entre los resultados analíticos y experimentales de respuestas de edificios sometidos a eventos sísmicos, son ocasionadas por las incertidumbres involucradas en el proceso de diseño, que hacen referencia a la variación entre la resistencia real y nominal de los materiales, las diferencias entre las sollicitaciones

reales y las empleadas en el diseño, y el grado de aproximación entre el modelo propuesto y el construido.

La investigación de la problemática se realizó por el interés de conocer más a fondo el comportamiento de edificaciones de marcos de concreto reforzados, de gran altura, que constituyen la tendencia de la edificación del siglo XXI. Por lo tanto, se tiene que tener el cuidado en el control de calidad en la resistencia de diseño versus la resistencia en obra, primordialmente la del concreto.

Actualmente en El Salvador, uno de los métodos de análisis que se utiliza para poder llevar a cabo el diseño de un edificio de marcos con detallado especial es el Método Estático, los resultados obtenidos mediante este análisis pasan a ser comparados con los parámetros establecidos por el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de la Republica de El Salvador, sobre todo en la Norma Técnica de Diseño por Sismo, la Norma Técnica de Diseño de Estructuras de Concreto (las cuales han sido adaptadas al medio local de los códigos americanos: Uniform Building Code (UBC), American Concrete Institute (ACI). Cabe mencionar que nuestra norma desde su última modificación en 1994, no se ha vuelto a actualizar para los nuevos procedimientos de análisis.

De ahí nace el interés de estudiar los marcos de concreto reforzados por métodos no lineales por ser un tipo de análisis novedoso y de modelación más realista para la estimación de la formación de los mecanismos de falla. Cabe decir que es una manera más para estimar la

demanda sísmica y verificar el desempeño de una estructura para sismos severos, de esta forma se presentan antecedentes en los que se menciona el desarrollo evolutivo que ha obtenido el método al transcurrir los años, y la presencia de eventos naturales.

La idea del método estático no lineal ha proporcionado también modos para poder evaluar una edificación que haya sido dañada por algún evento sísmico de cualquier magnitud, para así mejorar el diseño de las edificaciones y suministrar mayores probabilidades de que no surja ningún daño colateral contra la sociedad, también de la misma forma proporcionar una garantía de que la estructura permita la evacuación de los usuarios y no tener que lamentar alguna pérdida (humanas y materiales), y obtener resultados apropiados como para no demoler la estructura.

El estudio de esta nueva era de métodos para controlar los movimientos que son adsorbidos por las edificaciones, nace aproximadamente hace 30 años en los que se demostró que se podía incluir análisis dinámico no lineales que al final mostro una complejidad en el proceso haciéndolo impracticable, de esa complejidad resulto el análisis estático no lineal en el que se tomó en cuenta las inelasticidad de los materiales.

Al desarrollar y/o culminar esta investigación se pretende presentar una información más amplia de como la sobrerresistencia en el concreto ya sea en columnas o en vigas de entrepiso pueden o no afectar el comportamiento estructural en el rango inelástico a través de la formación de los mecanismos de falla y en el comportamiento de la curva de capacidad

de la estructura; tomando en consideración que siempre existirá una diferencia entre la resistencia a la compresión del concreto establecido en el diseño conceptual y en la que se proporciona en el proceso constructivo.

CAPITULO I
GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

Con el paso del tiempo, ha sido de gran interés en el área del análisis y diseño estructural, el conocer la respuesta y el comportamiento de las edificaciones multinivel de concreto reforzado ante acciones sísmicas, más aún cuando las construcciones de edificios crecen en altura en nuestro país, y existe aún el temor de los daños que podrían ser causados en dichas estructuras por los eventos sísmicos, tanto estructurales como de vidas humanas.

La experiencia de sismos recientes ha puesto en evidencia una importante limitación del enfoque implícito en los códigos de diseño sísmico hasta ahora empleados; el desempeño de una edificación durante un sismo no está dado de manera explícita en estos códigos y los enfoques empleados no conducen a un eficiente control de los daños ni a una plena satisfacción de la filosofía de diseño sismo resistente (Bertero 1992). De hecho, la mayoría de las metodologías de evaluación y previsiones para el diseño sísmico, sólo consideran un nivel de movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar, estas previsiones raramente reconocen que pueden ocurrir daños sustanciales y grandes pérdidas asociados a sismos de naturaleza más frecuente.

En tal sentido, es importante reconocer que la seguridad ante el colapso debido a grandes sismos, no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la edificación durante sismos de pequeña o moderada intensidad, por lo que se requiere definir múltiples niveles de comportamiento como una estrategia para disponer de nuevas alternativas aceptables de evaluación.

La filosofía de diseño sísmico de nuestra normativa, tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso.

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus elementos estructurales (vigas y columnas); en el cual para determinar el comportamiento más allá del límite elástico, debe utilizarse algún tipo de análisis no lineal, como por ejemplo, el análisis estático no lineal pushover (análisis de colapso), que es una metodología sencilla pero eficiente para determinar la respuesta no lineal de la estructura. El objeto de estudio en este análisis es la resistencia y la deformación de todos los elementos que componen el sistema sismo – resistente; para lo cual, la estructura debe ser sometida a un patrón de cargas laterales las cuales se van incrementando hasta llevar a la estructura a un cierto nivel de sollicitación o a la formación de un mecanismo de falla y determinar la curva de capacidad de la edificación.

El análisis tiene como base dos conceptos primordiales: la capacidad y la demanda. La primera puede entenderse como una característica propia de la edificación que depende de factores como la geometría de los elementos, la cantidad de refuerzo, las propiedades de los materiales como rigidez y ductilidad, entre otras.

La demanda depende de un sismo en particular, representado mediante un acelerograma o un espectro de respuesta y hace referencia a las fuerzas y deformaciones impuestas por este. En la actualidad, existen diversas metodologías de análisis no lineal, que pueden utilizarse y su procedimiento ha sido plasmado en algunas normas internacionales como el FEMA – 356 y el ATC – 40, las cuales están incorporados en los programas de análisis más reconocidos y como se mencionó anteriormente, es la tendencia para el análisis de las nuevas estructuras y la evaluación de las estructuras existentes.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La estimación de la respuesta no lineal de estructuras sometidas a movimientos sísmicos fuertes, es fundamental para el análisis y diseño sísmico de edificaciones nuevas y para la evaluación sísmica de las existentes. Para lograr este propósito, un análisis dinámico no lineal de un modelo que tome en cuenta varios grados de libertad sería la mejor solución, sin embargo, éste a menudo es demasiado complejo e involucra datos con altos niveles de incertidumbre.

Para superar estos limitantes, varios investigadores durante los últimos años han desarrollado procedimientos simplificados de análisis no lineal, los cuales utilizan el análisis estático en su modalidad no lineal para evaluar la capacidad estructural. Estos procedimientos permiten tener una idea aproximada de aspectos estructurales tales como las deformaciones globales y locales, la secuencia de plastificación de los elementos, el deterioro de la resistencia y una estimación de la demanda de desplazamiento sísmico (MORA, 2006).

El método del Pushover consiste en una serie de análisis secuenciales, superpuestos para aproximar la curva de fuerza – desplazamiento de la estructura global, utilizando un modelo de dos o tres dimensiones los cuales incluyen diagramas de carga-deformación bilineal o trilineal de todos los miembros resistentes a las cargas laterales y las cargas verticales son aplicadas inicialmente.

Un patrón predefinido de carga lateral, el cual se distribuye a lo largo de la altura del edificio es entonces aplicado, las fuerzas laterales son incrementadas hasta que algunos miembros fluyen. El modelo estructural es modificado para tener en cuenta la reducción de la rigidez de los miembros que han fluido y las fuerzas laterales son incrementadas nuevamente hasta la fluencia de miembros adicionales. El proceso se continúa hasta un control del desplazamiento en la parte superior del edificio donde alcanza un cierto nivel de deformación o hasta que la estructura se vuelva inestable. El desplazamiento de la azotea es representado con un cortante basal para obtener la curva de capacidad global.

La configuración de fuerzas laterales más usadas son las siguientes:

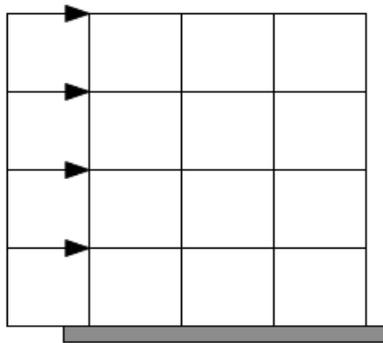
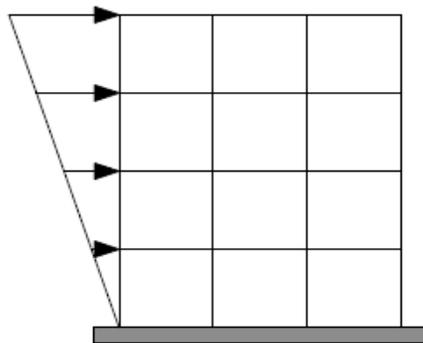


Fig. 1.1: Fuerza concentrada o distribuida uniformemente



$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_i h_i^k} V$$

Fig. 1.2: Fuerza Triangular

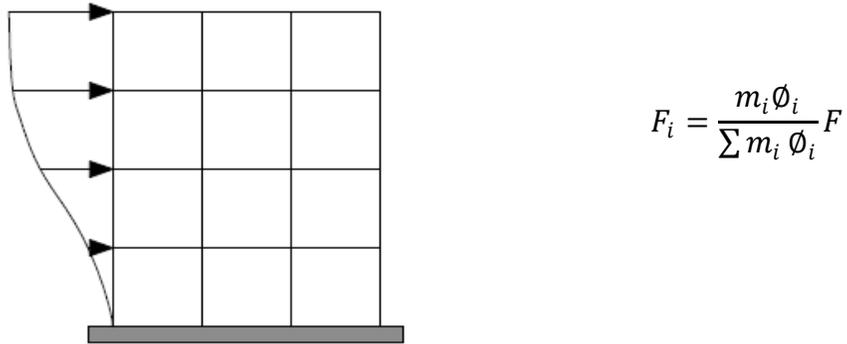


Fig. 1.3: Distribución según primer modo

El análisis Pushover, permite obtener la secuencia de rotulas plásticas y falla en uno o varios miembro de la estructura; junto con la curva de la capacidad total de la estructura.

Es del conocimiento en el área estructural, que el comportamiento sísmico de las edificaciones de concreto reforzado depende entre otros aspectos, de dos variables fundamentales: su curva de capacidad (fuerza vs. desplazamiento en los rangos elástico e inelástico) y los movimientos del terreno asociado a los sismos (efectos externos).

Es importante mencionar, que sobre la segunda variable que se identifica no se tiene hasta la actualidad ningún tipo de control ya que obedece a fenómenos naturales que dependen del comportamiento de las capas superficiales de la corteza terrestre. Sin embargo las incertidumbres sobre las curvas de capacidad (fuerza - desplazamiento) depende de variables ampliamente conocidas: el dimensionamiento de los elementos estructurales (vigas y columnas), cimentación, las cargas actuantes en la historia de la estructura y las características mecánicas de los materiales (resistencia y flexibilidad).

De acuerdo con Prieto *et. al.* (2005) el conocimiento de las incertidumbres involucradas en el proceso de estimación del punto de desempeño estructural es esencial tanto para el diseño como para la estimación de riesgo y pérdidas esperadas por futuros sismos. De acuerdo con González *e.t al.* (2005) las diferencias entre los resultados analíticos y experimentales de las respuestas de edificios sometidos a eventos sísmicos, son ocasionadas por las incertidumbres involucradas en el proceso de diseño, que hacen referencia a la variación entre la resistencia real y nominal de los materiales, las diferencias entre las solicitaciones reales y las empleadas en el diseño, y el grado de aproximación entre el modelo propuesto y el construido.

Debido a lo antes expuesto, a lo establecido en nuestro reglamento y a las particularidades en la aplicación de la metodología del pushover, se planteó la necesidad de conocer el comportamiento en el rango inelástico de una estructura en particular (Edificación de 10 niveles de forma regular con un sistema estructural de marcos de concreto reforzado con detallado especial, espaciados @ 7.0 y 8.0 m, con dimensiones en planta de 24 x 35 m y altura de entrepiso de 3.40 m); cuando se proporciona sobrerresistencia en el concreto en el proceso constructivo. Esto obedece a que en muchos casos, solo se le pone énfasis y se penaliza a las estructuras cuando la resistencia del concreto está por debajo de la resistencia establecido en el diseño y en los documentos contractuales, en muchos casos se llega a la demolición parcial del elemento en cuestión; pero no se conoce de casos o al menos en la práctica, en el cual la situación se da en sentido inverso, en otras palabras, que la resistencia

obtenida en campo a través de un laboratorio de materiales, mediante un control de calidad; registra valores superiores a los establecidos en el diseño estructural.

Esto nos permitirá conocer o determinar qué tan beneficioso o perjudicial puede ser proporcionar una resistencia del concreto superior a la establecida en el diseño original; a la vez, de establecer en qué áreas o elementos de la estructura se requiera un mayor control de calidad en la producción del concreto, a fin de garantizar un buen comportamiento estructural.

Por lo tanto, se procederá a realizar el análisis y diseño de la estructura seleccionada; primeramente en el rango elástico tomando en cuenta las consideraciones de la Norma Técnica, para el insumo del dimensionamiento y detallado de los elementos que conforman el sistema sismo - resistente. Luego con el dimensionamiento y reforzamiento obtenido, se procederá a realizar el análisis pushover de dicha estructura, para obtener la curva de capacidad y la secuencia en la generación de los mecanismos de falla, variando la resistencia a la compresión de concreto que se obtiene en la obra.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVO GENERAL:

- Determinar la forma y nivel de afectación en la capacidad estructural en edificaciones de concreto reforzado, cuando la resistencia a la compresión del concreto en obra excede la resistencia de diseño especificada a la compresión del concreto, en el análisis y diseño estructural de la edificación en estudio.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS:

- Estudiar e identificar los cambios significativos que se produzcan en los mecanismos de falla de la estructura.
- Aplicar la metodología del análisis estático no lineal (pushover), para una edificación a base de marcos de concreto reforzado, para la determinación de la curva de capacidad y predecir la formación de mecanismos de falla, tomado como referencia la variación de la resistencia del concreto, establecida en el diseño y la proporcionada en obra.
- Utilizar un programa de análisis estructural avanzado para el modelaje de las estructuras a analizar, a fin de representar de mejor manera el comportamiento estructural y el comportamiento del concreto en el rango inelástico.
- Obtener las ventajas o desventajas en el comportamiento estructural al considerar la sobrerresistencia del concreto.

1.4 ALCANCES

El presente estudio, permitió documentar bibliográficamente y analíticamente sobre algunos aspectos propios del comportamiento y desempeño sísmico de un edificio de 10 niveles de forma rectangular, con dimensiones en planta de 24.0 x 35.0 m, y con énfasis en la variación en la resistencia a la compresión (f'_c) del concreto, debido a que por lo general la resistencia de diseño difiere de la resistencia obtenida en el campo, durante el proceso constructivo. Dicha sobrerresistencia se puede deber a muchos factores entre los cuales podemos mencionar los factores de seguridad que se utilizan en el diseño de la mezcla o incertidumbres que se tiene de que la resistencia no sea menor de la especificada en el diseño de la estructura a construir.

Se realizó el diseño de la estructura en el rango elástico que servirá como insumo para la obtención del dimensionamiento y el detallado del acero de refuerzo, de acuerdo a los establecido en la Norma Técnica para Diseño por Sismo, y luego llevar a cabo la metodología del pushover (análisis de colapso) a fin de verificar la secuencia de la generación de las rotulas plásticas, cuando se obtiene la sobrerresistencia del concreto en determinados elementos de la estructura.

El análisis de la estructura antes mencionada, se pretende realizar con la utilización del programa de análisis SEISMOSTRUCT, que utiliza el modelo de plasticidad por fibras para la modelación de la no linealidad de los materiales y los programas de análisis no lineal ETABS y SAP200, que utilizan plasticidad concentrada.

1.5 LIMITACIONES

- Debido a que en nuestro país, no se tienen antecedentes en la utilización de la metodología del pushover en el diseño de una estructura nueva o un análisis de una estructura existente; se tomaran de referencia estudios realizados en diferentes países, teniendo en cuenta que este tipo de análisis representan la nueva tendencia en el área de la Ingeniería Estructural.
- La estructura que se utilizará para el estudio, se diseñará de acuerdo a las características de las estructuras que más se utilizan en nuestro país, ya que es difícil poder obtener información técnica de estructuras ya construidas y que podrían constituir casos de estudios para la aplicación de la metodología.
- Se establecerá de manera aleatoria o de acuerdo al tipo de elemento (viga o columnas), la variación de la resistencia a la compresión del concreto.
- Para realizar de forma directa un análisis estático no lineal, se auxiliará de programas asistidos por computadora. En el caso particular de estudio, el análisis estático no lineal del edificio, se hará uso del programa de análisis y diseño estructural ETABS y SAP2000; también se utilizará el programa de análisis estructural SeismoStruct como herramientas de análisis. Para el caso del programa ETABS y SAP2000 se utilizara la versión estudiantil, ya que se requiere de una licencia para la utilización de la versión profesional, en tanto, para el programa

SeismoStruct, este se encuentra de forma gratis en la red, utilizando una licencia estudiantil.

- El estudio se enfocó, en la obtención de la curva de capacidad y de los mecanismos de falla de la estructura (generación de rotulas plásticas) para cada una de las condiciones de sobre resistencia a evaluar, al variar la resistencia a la compresión del concreto de las vigas y columnas, mediante la utilización de los programas antes mencionados.

1.6 JUSTIFICACION DEL PROBLEMA

Desde hace más de 40 años (1975 en Nueva Zelanda, por Park y Paulay) se comenzó a estudiar el comportamiento no lineal de las estructuras. De estos estudios, surgen los métodos de análisis estáticos no lineales; que utilizan directamente las propiedades inelásticas de los materiales.

El análisis estático no lineal pushover (análisis de colapso) nace como una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia – deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales. [Bonett Díaz, 2003].

San Salvador ha sido destruida al menos en 15 ocasiones durante los últimos 200 años. Los últimos sismos ocurridos en el país han puesto en evidencia el pobre funcionamiento de estructuras antiguas, y la necesidad de evaluar todas aquellas estructuras que han sido diseñadas con criterios de normativas antiguas o inadecuadas, y todas las estructuras diseñadas sin ningún criterio de sismo - resistencia.

En nuestro país, un gran porcentaje de las edificaciones existentes han sido sometidas a sollicitaciones sísmicas debido a los eventos del 19/06/1982 y 10/10/1986. En adición, ha habido nuevas demandas sísmicas impuestas en las estructuras por los eventos de 13/01/2001 y 13/02/2001 con la consiguiente reducción de su capacidad debido al daño acumulado.

Existen varias maneras de evaluar la capacidad estructural de una estructura: análisis por fuerza lateral equivalente, espectro de respuesta modal, análisis no lineal estático y dinámico; pero se conoce que el mejor método para evaluar la capacidad estructural y el desempeño sísmico de una edificación es el análisis dinámico no lineal, ya que la demanda de fuerzas y deformaciones internas puede ser determinada adecuadamente.

Sin embargo, la implementación de este método requiere la disponibilidad de un grupo de registros de acciones sísmicas, que tomen en cuenta las incertidumbres y diferencias en severidad, características de frecuencia y duración; provocado por la ruptura de algunas características y distancias a las fallas que pueden causar un sismo en la región [Seneviratna & Krawinkler, 1998].

Cuando todos estos parámetros no se encuentran definidos, es mejor hacer uso del método de análisis estático no lineal. Hasta la fecha en nuestro país existen pocos estudios relacionados con la aplicación del análisis estático no lineal pushover (Análisis de Colapso) para la evaluación de una estructura existente y mucho menos para el diseño de una nueva edificación.

Por lo que, la realización de este trabajo de graduación se justifica bajo la perspectiva de conocer la respuesta estructural de una edificación de marcos dúctiles de concreto reforzado en el rango inelástico, mediante la aplicación de la técnica del pushover.

La principal variante a incluir en el estudio realizado, es la variación de la resistencia a la compresión del concreto que se establece en el diseño estructural (f'_c) con la obtenida en obra (sobre resistencia); manteniendo las dimensiones y el detallado de los elementos estructurales, con lo cual se establecerá las diferencias entre el comportamiento estructural (curva de capacidad) y la generación de los mecanismos de falla, de cada análisis o condición de sobre resistencia que se realice.

La estructura a considerar, es una edificación de marcos de concreto reforzado de diez (10) niveles, con una altura característica de entrepiso de 3.40 m; y una dimensión en planta de 24 m (3 claros de 8.00m) de ancho y 35 m (5 claros de 7.0 m) de largo.

CAPITULO II
MARCO CONCEPTUAL

2. GENERALIDADES DEL CONCRETO SIMPLE

La resistencia de un material, en general, se puede definir como su habilidad para resistir esfuerzos sin fallar; entendiéndose lo anterior, para el caso del concreto, como el nivel de esfuerzo requerido para causar la fractura, lo que hace incapaz al material para soportar una carga mayor. La resistencia a la compresión ha sido la propiedad más valorada en el concreto, ya sea porque es el principal indicador de la fortaleza del material o porque es una propiedad que se relaciona con la mayoría de las otras características del concreto, como son su resistencia al esfuerzo cortante y su módulo de elasticidad.

Es así que el índice universal de medición de la calidad del concreto sea su resistencia a la compresión, la cual se obtiene sometiendo a fuerzas uniaxiales probetas de dimensiones estandarizadas, moldeadas a partir de una muestra del material. El concreto es un material heterogéneo constituido por dos partes o componentes: un grupo de partículas de roca de diferentes tamaños y una pasta de cemento hidratado. Además de estos dos componentes se considera que este material tiene un tercer elemento constitutivo que son las interfases entre las partículas de agregado y la pasta de cemento, que influyen tanto en la resistencia como en la rigidez del concreto.

2.1 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

Generalmente el diseñador estructural, especifica en la memoria de cálculos y en los planos una resistencia a la compresión del concreto (f'_c), la cual utilizó como base para calcular el dimensionamiento y el detallado del refuerzo de los diferentes elementos de una estructura.

En la práctica resulta antieconómico indicar una resistencia mínima, igual a la resistencia de diseño; puesto que de acuerdo al análisis estadístico, siempre existe la posibilidad de obtener algunos valores más bajos. En el ACI 318 – 08 Cap. 5, se establece valores promedio de la resistencia del concreto; cuando no se tiene un diseño de mezcla.

Las curvas esfuerzo-deformación se obtienen del ensaye de prismas sujetos a carga axial repartida uniformemente en la sección transversal mediante una placa rígida. Los valores del esfuerzo resultan de dividir la carga total aplicada, P , entre el área de la sección transversal del prisma (A), y representan valores promedio obtenidos bajo la hipótesis de que la distribución de deformaciones es uniforme y de que las características esfuerzo-deformación del concreto son constantes en toda la masa. El valor de la deformación unitaria (%), es la relación entre el acortamiento total (a), y la longitud de medición (l) figura 2.1 (González O. 2005).

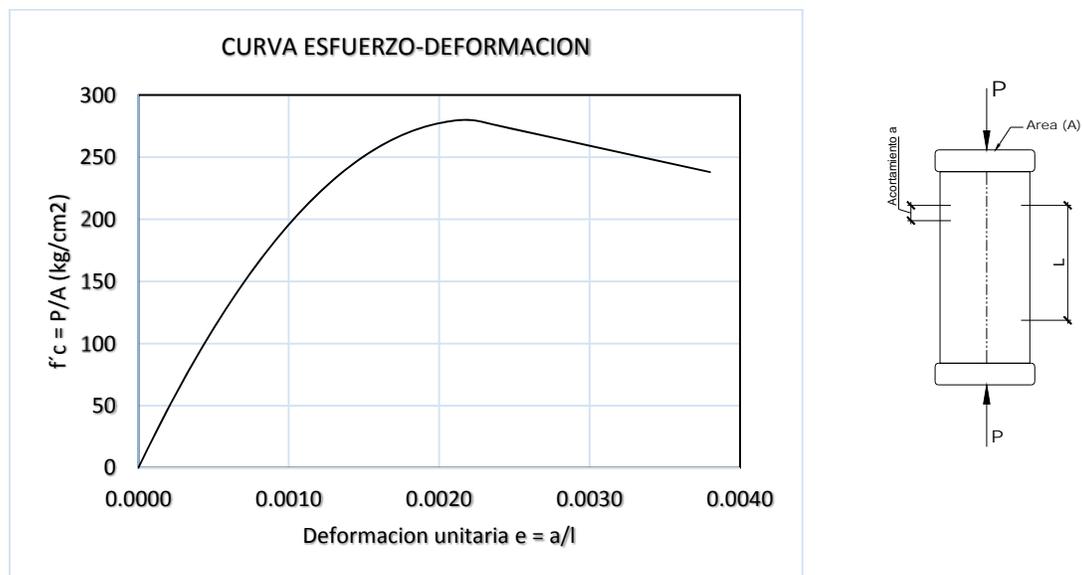


Fig. 2.1 Curva esfuerzo-deformación para un espécimen sujeto a carga de corta duración

De las diferentes curvas esfuerzo deformación que se han obtenido algunos investigadores han propuesto modelos simplificados de estas curvas. En la figura 2.2 (Aguilar 2003), se presentan tres modelos para el concreto no confinado, el de la izquierda es el modelo de Jensen o bloque trapezoidal, el del centro es el modelo de Hognestad (1955) y el de la derecha el bloque rectangular del ACI o de Whitney (1942).

Este último se utiliza para el diseño por ser un modelo conservador y sencillo para encontrar la resultante de la fuerza a compresión: el valor de $\beta_1=0.85$ para concretos con una resistencia a la compresión menor a 35MPa en el modelo de Whitney.

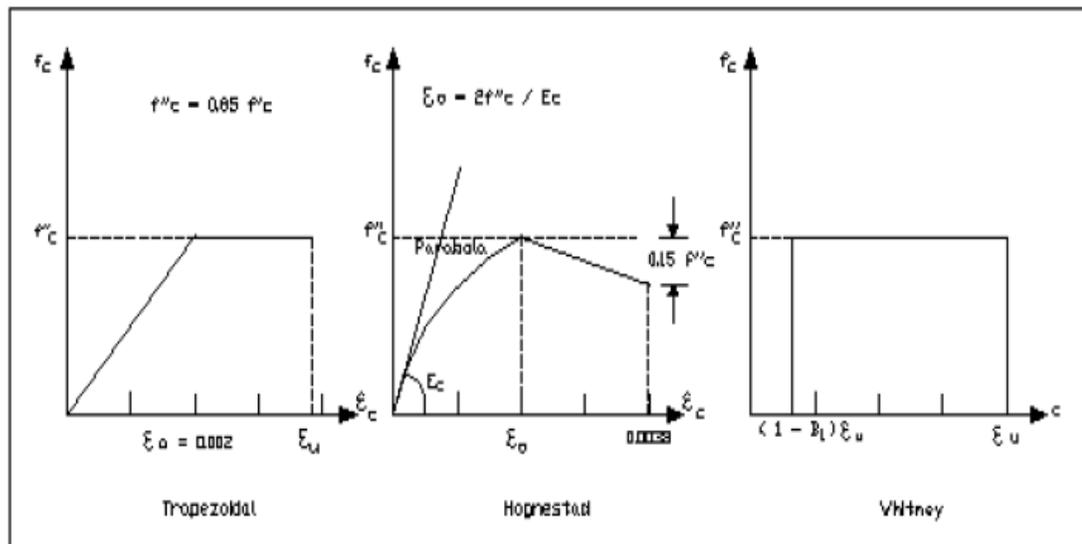


Fig. 2.2 Modelos del concreto no confinado

2.2 RESISTENCIA A LA TENSIÓN

El concreto posee muy baja resistencia a la tensión y por lo tanto esta propiedad no se tiene en cuenta en el diseño de estructuras normales. Sin embargo, la tensión tiene importancia

en el agrietamiento del concreto debido a la restricción de la contracción inducida por el secado o por disminución de la temperatura. Los concretos preparados con agregados livianos, se encogen considerablemente más que los normales y por lo tanto la resistencia a la tensión puede ser tomada en cuenta en el diseño de la estructura correspondiente.

La resistencia a tensión depende de las resistencias a tensión propias de la pasta de cemento y los agregados, y de la adherencia que se genera entre ambos, la influencia relativa de estos factores puede variar en función de los procedimientos que se utilizan para determinar la resistencia del concreto a tensión, que son básicamente tres y se presentan esquemáticamente en la figura 2.3.

1. Prueba de tensión directa, por medio del ensayo de especímenes cilíndricos o prismáticos, sometidos a una fuerza de tensión axial.
2. Prueba de tensión indirecta, mediante el ensayo de especímenes cilíndricos, sujetos a una carga de compresión diametral.
3. Prueba de tensión por flexión en especímenes prismáticos (vigas), los cuales pueden ser ensayados opcionalmente con una carga en el centro del claro, o con dos cargas concentradas iguales aplicadas en los dos tercios del claro.

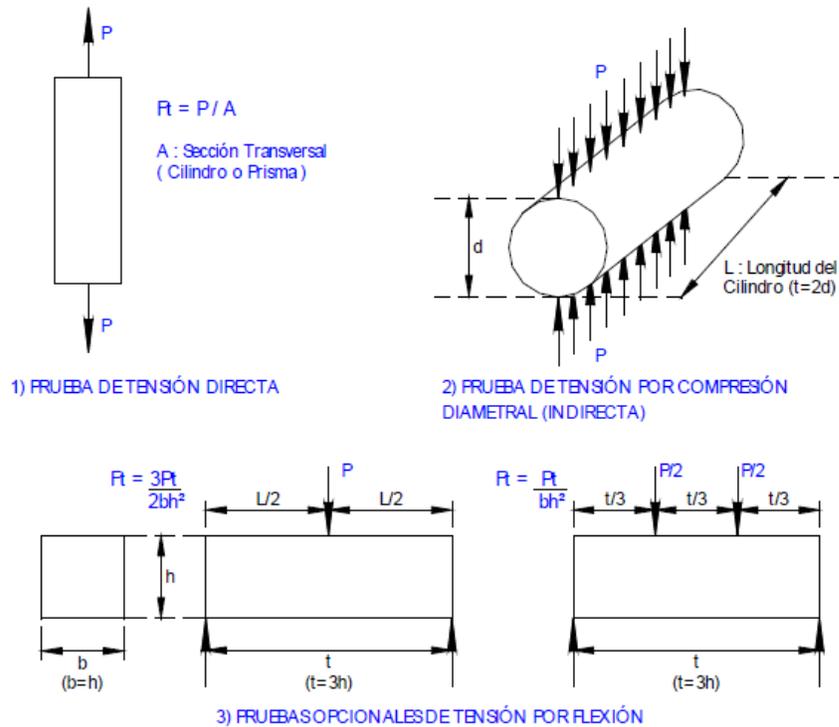


Fig. 2.3 Métodos para evaluar la resistencia a la tensión del concreto

2.3 MÓDULO DE ELASTICIDAD

En el caso del concreto el módulo de elasticidad suele definirse en función de la secante al origen de la curva, abarcando un intervalo inicial de esfuerzos adecuados a los valores de diseño, de modo que al trabajar el concreto dentro de este intervalo pueda suponerse razonablemente elástico. Tanto la relación agua/cemento de la pasta como su edad, son factores que determinan la resistencia a compresión del concreto en el momento de su ensayo, por consiguiente su influencia en el módulo de elasticidad puede considerarse agrupada al examinar la relación que normalmente se manifiesta entre la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del concreto. Con el uso de agregados de buena

calidad, el módulo de elasticidad del concreto tiende a incrementarse a medida que aumenta su resistencia a compresión, tal como se puede apreciar en las curvas esfuerzo – deformación unitaria de la figura 2.4.

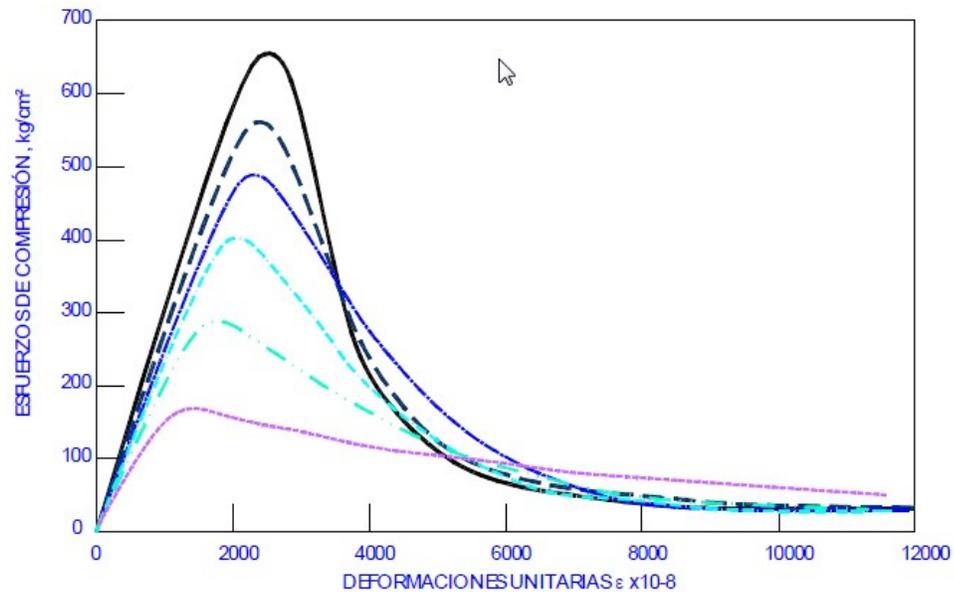


Fig. 2.4 Curva esfuerzo – deformación para concretos con diferente resistencia a la compresión

Para concretos con diferentes grados de resistencia; en donde se aprecia también que al aumentar su resistencia a compresión el concreto tiende a perder “ductilidad”, esto es, su forma de falla de vuelve más frágil, dado el aumento de pendiente que exhiben consecutivamente las ramas descendentes de dichas gráficas. Cuando se requiere definir el módulo de elasticidad del concreto para fines de diseño, frecuentemente es posible determinarlo en forma directa en el concreto o estimarlo mediante relaciones empíricas que lo relacionan con la resistencia a compresión. Entre las expresiones propuestas para

relacionar el módulo de elasticidad y la resistencia a compresión del concreto se encuentran las siguientes:

En el reglamento ACI 318 se recomienda la siguiente expresión, en unidades del sistema inglés, que es aplicable a concretos de peso unitario entre 90 y 155 lb/pie³ (entre 1.5 y 2.5 ton/m³):

$$E_c = 33w_c^{1.5}f'_c \quad (2.1)$$

O su equivalente en unidades del sistema métrico:

$$E_c = 0.1363w_c^{1.5}f'_c \quad (2.2)$$

En el cual E_c es el módulo de elasticidad estático a compresión, en lb/plg² o en kg/cm², respectivamente; W_c es el peso unitario del concreto endurecido, en condición seca al aire, en lb/pie³ o kg/m³; y f'_c es la resistencia a compresión en lb/plg² o kg/cm². Procede señalar que el hecho de incluir como variable el peso unitario del concreto, es una forma de reconocer la influencia que sobre el módulo de elasticidad ejercen el peso específico de los agregados y su proporción en el concreto.

En lo relativo a concretos de alta resistencia, se cuestiona la aproximación con que puede estimarse el módulo de elasticidad mediante la expresión anterior, cuando la resistencia del concreto a compresión es mayor de 400 kg/cm², y se plantea la posibilidad de una mejor estimación con el uso de la siguiente expresión que es aplicable en el intervalo de resistencias entre 3000 y 12000 lb/plg² (entre 200 y 850kg/cm²) aproximadamente, aunque

solo para concretos de peso normal al que usualmente se le supone un peso unitario entre 140 y 155 lb/pie³ (entre 2.2 y 2.5 ton/m³):

$$E_c = 4000\sqrt{f'_c} + 1 \times 10^6 \quad (2.3)$$

Expresada en unidades del sistema inglés, o su equivalente en unidades del sistema métrico:

$$E_c = 10615\sqrt{f'_c} + 70423 \quad (2.4)$$

El comité Europeo del concreto propone:

Cuando la densidad del concreto es 2300 kg/m³ o mayor:

$$E_c = 21100\sqrt{f'_c} \quad (2.5)$$

Cuando la densidad, ρ , esta entre 1.4 y 2.3 ton/m³, se recomienda:

$$E_c = 5600\rho^{1.5}\sqrt{f'_c} \quad (2.6)$$

Se ha considerado el módulo de elasticidad en compresión, pero para cualquier concreto, el módulo de elasticidad en tensión es sensiblemente el mismo o ligeramente más bajo. El módulo en tensión puede determinarse midiendo las deflexiones en una prueba de flexión, aunque deberá aplicarse una corrección por cortante.

2.4 EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL CONCRETO

Según la NSR/98; las muestras para las pruebas de resistencia correspondientes para cada clase de concreto, deben estar conformadas cuando menos por una pareja de cilindros tomados no menos de una vez por día, ni menos de una vez por cada 120m³ de concreto o una vez por cada 500m de área de losas o muros (ACI – 318 – 08). Como mínimo debe

tomarse una pareja de muestra de concreto de columnas por piso. De igual manera como mínimo debe tomarse una pareja de muestras por cada 50 bacheadas de cada clase de concreto.

Si en una determinada obra, el volumen total de concreto es tal que la frecuencia de los ensayos, da lugar a menos de 5 ensayos de resistencia para una misma clase de concreto, las muestras deben tomarse de por lo menos 5 mezclas seleccionadas al azar, o en cada mezcla si se usan menos de 5. Cuando la cantidad total de una clase de concreto sea menor de 10m^3 , pueden suprimirse las pruebas de resistencia si, a juicio del supervisor, existe suficiente evidencia de que la resistencia que se va a obtener es satisfactoria.

Un ensayo de resistencia debe ser el resultado del promedio de resistencia de 2 cilindros tomados de una misma mezcla y ensayados a los 28 días, o a la edad especificada en caso de que sea diferente de 28 días. El nivel de resistencia para cada clase de concreto se considera satisfactorio si cumple simultáneamente los siguientes requisitos:

- A) Que los promedios aritméticos de todos los conjuntos de tres resultados consecutivos de ensayos de resistencia a la compresión, iguallen o excedan el valor especificado para f_c , y
- B) Que ningún resultado individual de las pruebas de resistencia a la compresión (promedio de al menos dos cilindros), sea inferior a f_c en más de 3.5 MPa.

Si no se cumple cualquiera de los dos requisitos, deben tomarse las medidas necesarias para asegurar que la capacidad de carga de la estructura no se esté comprometiendo. Lo anterior, está en función de no obtener resultados de resistencia inferior a la especificada en el diseño estructural; pero nunca se tiene el cuidado de que puede ocurrir en el comportamiento de la estructura cuando su resistencia es superior a la especificada, más allá del rango elástico.

2.5 FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA DEL CONCRETO

Haremos una enumeración rápida de algunos de los factores que pueden influir en la variación de la resistencia a compresión tanto hacia la baja como al alza, de la resistencia especificada en el diseño estructural, las cuales pueden ser:

2.5.1 TIPO DE CEMENTO

Es lógico pensar que las características del cemento empleado tienen una gran influencia en la resistencia final alcanzada por el concreto, ya que el cemento es un material "activo" en las mezclas. Se ha demostrado en diversas investigaciones y en la práctica constructiva misma, que existe una estrecha correlación entre la resistencia de un cemento determinado de acuerdo con un proceso normalizado (norma ASTM C39) y la resistencia de los concretos preparados con dicho cemento; de ahí que distintas marcas de cemento, aún de un mismo tipo, no deban ser intercambiadas sin un cuidadoso análisis del efecto que dicho cambio pueda tener sobre las propiedades del concreto endurecido.

La resistencia que puede producir un determinado cemento depende fundamentalmente de su composición química; por ejemplo, con un cemento con alto contenido de C_3S se obtendrán buenas resistencias y en un tiempo relativamente corto, acompañadas por un desprendimiento de calor relativamente alto durante el endurecimiento, en tanto que un cemento rico en C_2S producirá altas resistencias pero en un tiempo relativamente largo, con un moderado calor de hidratación, lo cual conlleva a una mejor resistencia a los ataques químicos.

2.5.2 TIPOS DE AGREGADOS

Los concretos que tengan agregados angulosos o rugosos son generalmente más resistentes que otros de igual relación agua / cemento que tengan agregados redondeados o lisos; sin embargo, para igual contenido de cemento, los primeros exigen más agua para no variar la manejabilidad y por lo tanto el efecto en la resistencia no varía apreciablemente. Sin embargo, como es lógico la calidad del agregado afecta el desarrollo de resistencia.

2.5.3 TIPO DE AGUA DE MEZCLA

Se ha dicho usualmente que el agua que se puede beber y que no tenga color, olor y sabor apreciable puede usarse en mezclas de concreto. El agua utilizada en una mezcla de concreto debe estar limpia y libre de cantidades perjudiciales de: aceite, ácidos, álcalis, sales, materiales orgánicos u otras sustancias que puedan ser dañinas para el concreto o el refuerzo. El agua de mezcla para el concreto pre esforzado o para el concreto que vaya a

contener elementos de aluminio embebido, o el agua debida a la humedad libre de los agregados, no debe contener cantidades perjudiciales de ion cloro.

El agua impotable no debe utilizarse en el concreto a menos que se cumplan las siguientes condiciones:

- A) La dosificación debe estar basada en mezclas de concreto que utilice agua de la misma fuente.
- B) Los cubos para ensayos de morteros hechos con agua impotable de mezcla, deben tener una resistencia a la compresión a los 7 y 28 días de edad, igual o mayor al 90% de la resistencia a la compresión de probetas similares hechas con agua potable.

La comparación de los ensayos de resistencia debe hacerse sobre morteros idénticos, excepto para el agua de mezcla, preparados y ensayados de acuerdo con la norma ASTM C39. El agua con una salinidad de 355% produce una reducción de resistencia a los 28 días del 12%, aumentando la salinidad a 5% la reducción de resistencia es del orden del 30%. La presencia de sales produce oxidación del refuerzo, por lo tanto no debe usarse agua salada en concreto reforzado y pre esforzado.

2.5.4 RELACION AGUA / CEMENTO (A/C)

Duff Abrams, enunció la siguiente ley que lleva su nombre: "Dentro del campo de las mezclas plásticas, la resistencia a los esfuerzos mecánicos, así como las demás propiedades del concreto endurecido, varían en razón inversa a la relación agua / cemento".

Lo que significa que a menor relación agua / cemento (A/C), mayor resistencia, más durabilidad y en general mejoran todas las propiedades del concreto endurecido. La ley de Abrams se expresa matemáticamente como:

$$R = \frac{k_1}{k_2^{A/c}} \quad (2.7)$$

Dónde:

R = Resistencia a los esfuerzos mecánicos

A/C = Relación agua / cemento

k₁ y k₂ = son valores que dependen de la calidad del cemento, edad del concreto

2.5.5 TIEMPO, TEMPERATURA Y HUMEDAD

Una vez que el agua ha entrado en contacto con el cemento, el concreto empieza a endurecer gradualmente hasta que pasa del estado plástico al rígido, entonces se dice que el concreto ha "fraguado". Una elevación en la temperatura de curado acelera las reacciones químicas de hidratación, incrementando la resistencia temprana del concreto, sin efectos contrarios en la resistencia posterior; sin embargo, una temperatura más alta durante la colocación y el fraguado, aunque incrementa la resistencia a muy temprana edad, puede afectar adversamente la resistencia a partir de aproximadamente los 7 días. Esto es debido, a que una rápida hidratación inicial parece formar productos de una estructura física más pobre, probablemente más porosa.

La exposición al aire del concreto, debido a la pérdida de humedad, impide la hidratación completa del cemento y por lo tanto la resistencia final disminuirá. La velocidad e intensidad del secamiento depende de la masa de concreto relativa al área de la superficie expuesta, así como también de la humedad ambiente. En la figura 2.5 se representa en forma gráfica el efecto de las condiciones de humedad durante el curado y de la humedad del concreto en el instante de falla. A mayor tiempo de curado, en mayor o menor grado, mayor será la resistencia alcanzada por el concreto. Si el concreto es moldeado y mantenido a una temperatura constante, mientras más alta sea ésta, las resistencias serán mayores hasta edades cercanas a los 28 días; a edades superiores las resistencias no varían apreciablemente pero a mayor temperatura la resistencia será menor. Para una edad de 28 días, tomando como base una temperatura de 23 °C, a una temperatura de 10 °C la resistencia es un 18% menor y a 35 °C un 10% mayor. Lo anterior es válido hasta una temperatura máxima cercana a 50 °C, pues de ahí en adelante los resultados se invierten.

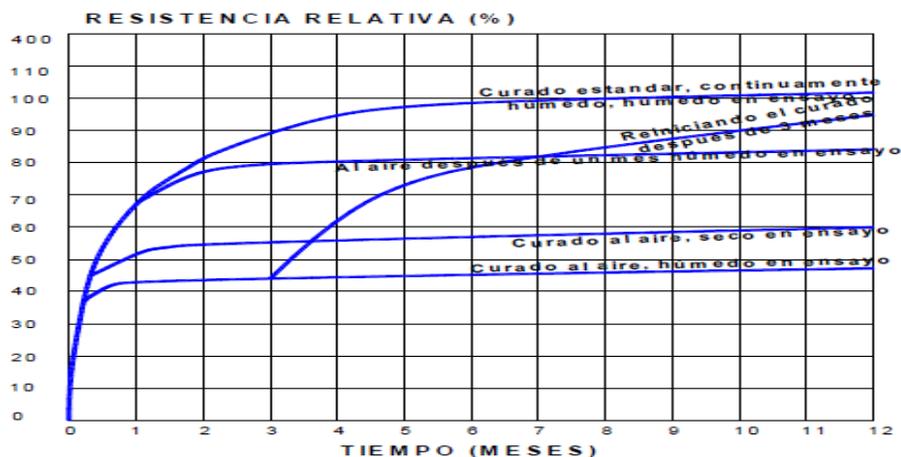


Fig. 2.5 Efectos de las condiciones de humedad durante el curado y en el instante de falla sobre la resistencia a la compresión del concreto

2.5.6 ADITIVOS

Son productos químicos que modifican el desarrollo de la resistencia. Pueden ser acelerantes cuando permiten un rápido desarrollo de la resistencia, siendo el más común el cloruro de calcio el cual debe añadirse en forma de solución como parte del agua de mezcla; o retardantes si hacen que el tiempo de fraguado sea mayor. El uso de retardantes, en general, acompaña alguna reducción en la resistencia en los primeros días (de 1 a 3) mientras que los efectos de estos materiales en las demás propiedades del concreto, como la retracción, pueden no ser previsibles. Por lo tanto, las pruebas de aceptación deberán hacerse con materiales de la obra para las condiciones previstas.

2.6 COMPORTAMIENTO ACERO DE REFUERZO

Uno de los ensayos más simples y completos que existen para determinar las propiedades mecánicas de cualquier material es el ensayo a tracción, los metales como se mencionó anteriormente son ensayados a tracción y los materiales como el concreto son ensayados a compresión.

Las propiedades mecánicas del acero se obtienen de los diagramas de esfuerzo-deformación obtenidos de ensayos de tracción realizados a las probetas, se puede decir que las propiedades obtenidas dependen básicamente de las propiedades químicas y del tratamiento térmico de los aceros ensayados.

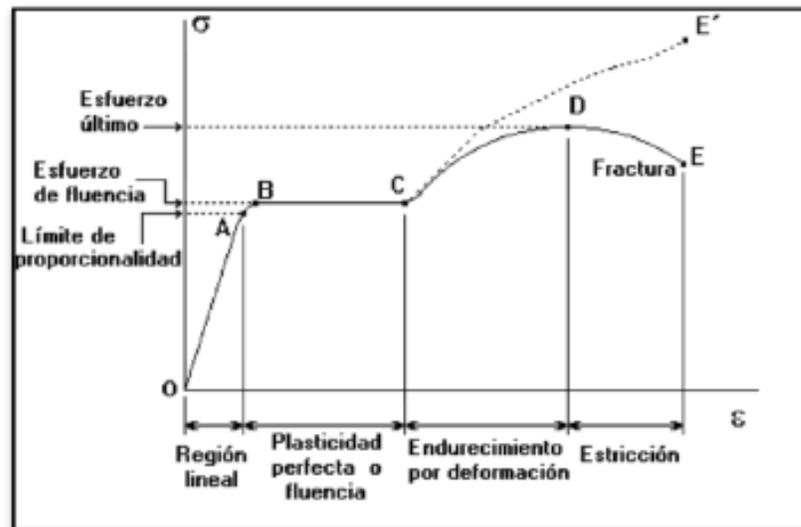


Fig. 2.6 Diagrama esfuerzo – deformación del acero de refuerzo

Rango elástico

Abarca la recta comprendida entre el origen y el punto A. esta zona, el esfuerzo o tensión es proporcional a la deformación, en otras palabras, el acero está en el rango elástico y por lo tanto su comportamiento en esta zona es elástico.

Un concepto que entra en discusión es el módulo de elasticidad el cual es la relación que resulta al dividir el esfuerzo que se aplica entre la deformación elástica resultante en la región elástica de la curva esfuerzo-deformación

Rango Plástico

Una vez que el acero sobrepasa su límite elástico, también conocido para fines prácticos como el punto de cedencia (punto A), el acero incursiona en el rango plástico, (rango BC). En este rango se dice que el acero se comporta plásticamente. Con esto podemos decir que la deformación unitaria del acero no es reversible, si se suprime súbitamente la tracción del

acero, este no recuperara su longitud original sino más bien retendrá una deformación permanente.

A partir del punto A se verifica que la deformación sigue aumentando sin que se produzca ningún incremento en la tensión o esfuerzo de la muestra que se está ensayando. El punto en el cual este comportamiento se inicia y recibe el nombre del punto cedente y el esfuerzo o tensión correspondiente recibe el nombre de esfuerzo o tensión cedente, la deformación unitaria correspondiente es la deformación cedente.

Rango de endurecimiento

En este rango se observa que a partir de un cierto instante (punto C de la figura 2.6) aumenta nuevamente la capacidad resistente del acero, incrementándose de forma continua hasta alcanzar la ordenada máxima en el punto C donde la tangente de la curva se hace horizontal, este punto representa la tensión última este punto se conoce como punto resistente a la tracción o punto de endurecimiento y luego la fractura inminente.

2.7 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL CONCRETO REFORZADO

Debido a que el sismo introduce en la estructura varios ciclos de sollicitaciones en diversas direcciones, interesa el comportamiento ante repeticiones de carga alternadas. (Meli y Bazán 1988) Este se presenta mediante las curvas de carga-deformación obtenidas de ensayos ante cargas alternadas; estas curvas tienen la forma de lazos de histéresis (Meli y Bazán 1988). Para un buen comportamiento sísmico, las estructuras deben mantener su

capacidad de carga para deformaciones superiores a la de fluencia ya que la zona de comportamiento inelástico es importante para disipar la energía inducida por el sismo, éste efecto de disipación de energía producido por el comportamiento hysterético de la estructura de un edificio debe evaluarse con precisión, partiendo de un análisis inelástico. Parte de esa energía introducida por el sismo es absorbida de forma elástica, mientras que la otra es disipada gracias a la ductilidad (Moreno R. 2006).

La ductilidad perfecta corresponde al modelo ideal de (Paulay T .y Priestley M.J.N 1992). En zonas sísmicas conviene que las estructuras desarrollen lazos de histéresis con gran disipación de energía, es decir que la curva obtenga un área grande y que el nivel de carga se mantenga después de varios ciclos. Si la rigidez en el rango elástico se deteriora, se reduce notablemente la capacidad de disipación de la energía. Además, si la resistencia se deteriora con el número de ciclos, se produce un daño excesivo que compromete el estado límite de no colapso (Meli y Bazán 1999)

El diseño sísmico se orienta a satisfacer los requerimientos de ductilidad que permiten alcanzar deformaciones más grandes que la de fluencia, sin un deterioro importante en la resistencia o rigidez. Así la estructura incursiona en el rango no lineal y es capaz de disipar energía. En otras palabras, una estructura tiene ductilidad cuando es capaz de responder inelásticamente sin degradación significativa de rigidez durante un sismo severo.

Las curvas de esfuerzo-deformación del concreto no confinado ponen de manifiesto un comportamiento frágil, éste se puede reducir o eliminar por medio del confinamiento. El efecto de confinamiento es incrementar la resistencia a compresión y la deformación última del concreto como se muestra en la figura 2.7, donde la deformación a compresión se denota por ϵ_c y el esfuerzo a compresión por f_c , f'_c es la resistencia a compresión del concreto, f'_{cc} es la resistencia a la compresión del concreto confinado, f'_t es la resistencia a tracción del concreto, ϵ_{cu} es la deformación última a compresión, ϵ_{cc} es la deformación a compresión del concreto confinado en la tensión máxima.

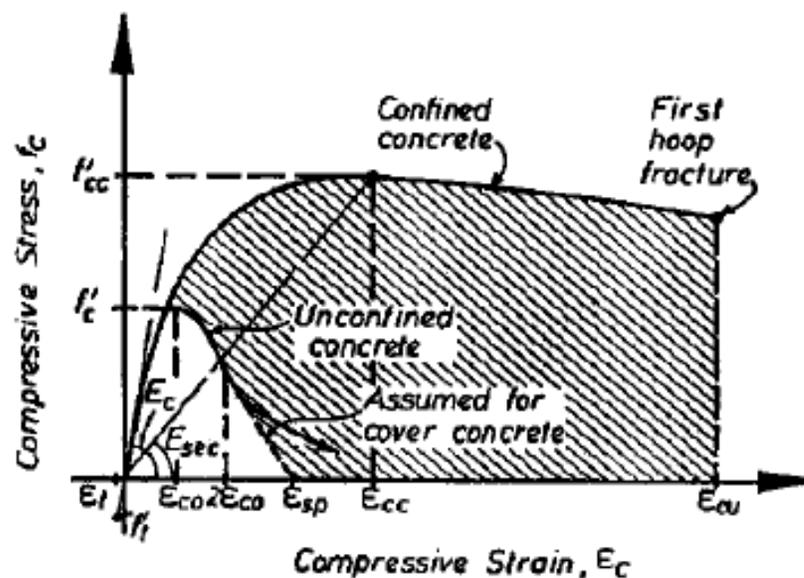


Fig. 2.7 Modelo tensión-deformación para carga monótonamente creciente

El confinamiento del concreto lo proporciona el refuerzo transversal que rodea al núcleo de una sección, aunque en la práctica es difícil encontrar concreto no confinado se considera así si no se cumple con las separaciones máximas estipuladas para las estribos de acero. Estudios experimentales realizados por Chan (1955), Blume et al. (1961), Roy y

Sozen (1964), Soliman y Yu (1967), Sargin et al. (1971), Kend y Park (1971) y Mander et al. (1988), indican que un buen confinamiento mejora el desempeño de un elemento y sus deformaciones se incrementan, haciendo del concreto un material más dúctil.

El grado de confinamiento es función de la cantidad acero transversal, puesto que incrementa sustancialmente la resistencia a la compresión y la capacidad de deformación del concreto. El confinamiento se inicia cuando los niveles de esfuerzos de compresión en el concreto se aproximan a su resistencia máxima, en este momento las deformaciones transversales de la sección se incrementan debido al agrietamiento interno progresivo, por lo cual el concreto se apoya contra el refuerzo transversal, el cual induce a su vez una fuerza de confinamiento sobre el concreto, aumentando así su resistencia a compresión y disminuyendo las deformaciones transversales.

Para que el confinamiento de un elemento con estribos circulares, rectangulares o cuadrados sea eficiente, se requiere que la separación del acero de refuerzo transversal sea mínima. En los siguientes incisos se mencionan brevemente los factores que intervienen para que el confinamiento sea eficiente:

1. Cuantía de acero transversal, ρ_w
2. Separación de estribos, s
3. Esfuerzo de fluencia nominal del acero longitudinal, f_y
4. Resistencia a compresión, f'_c
5. Esfuerzo de fluencia nominal del acero de refuerzo transversal, f_{yh}

6. Relación entre el volumen de acero confinante (estribos) y el volumen de concreto confinado, ρ_s
7. Cuantía de acero longitudinal, ρ

El acero longitudinal funciona como apoyos de los estribos, de tal modo que la separación entre varillas longitudinales debe ser la mínima permisible, evitando así que el estribo se flexione.

2.7.1 MODELOS MATEMATICOS SOBRE EL COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO

De igual forma que en el concreto simple o no confinado, las propiedades mecánicas de un espécimen de concreto confinado bajo cargas de compresión se pueden conocer a partir de su curva esfuerzo-deformación. Dichas curvas también presentan características generales a partir de las cuales es posible generar modelos analíticos para describirlas. A continuación se describen los modelos más conocidos y aceptados.

2.7.1.1 MODELO DE KENT Y PARK

Este modelo se basa en pruebas experimentales, fue propuesto por Kent y Park, (1971) y es aplicable únicamente a secciones rectangulares o cuadradas. El modelo considera que el confinamiento no tiene efecto en la resistencia, ya que esta es igual a la de un concreto simple.

La curva está formada por tres ramas (*A*, *B* y *C*), como se muestra en la fig. 2.8; En donde en la primera rama el efecto del confinamiento aún no se presenta y su forma es igual a la

de un concreto simple, idealizada como una parábola de segundo grado y está definida en un intervalo ($0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_o$ (Eq. 2.8). La rama *B* (Eq. 2.9) se aproxima o se idealiza por una recta, inicia cuando el concreto alcanza su resistencia máxima y concluye cuando esta se ha degradado en un ochenta por ciento $f_c = 0.20f'_c$, definida por el intervalo ($\varepsilon_o \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$).

Su pendiente es función de factores relacionados con el confinamiento de la sección. En la rama *C* (Eq. 2.10) definida en un intervalo ($\varepsilon > \varepsilon_{20c}$).se aprecia que el concreto podrá seguir tomando deformaciones más allá de ε_{20c} pero no podrá tomar esfuerzos adicionales, (fig. 2.8).

Las expresiones que definen a cada rama de la curva son las siguientes:

➤ Para la primera rama:

$$f_{cA} = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right]; \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_o \quad (2.8)$$

➤ Para la segunda rama:

$$f_{cB} = f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_o)]; \quad \varepsilon_o \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c} \quad (2.9)$$

➤ Para la tercera rama:

$$f_{cC} = 0.2f'_c; \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{20c} \quad (2.10)$$

$$Z = \frac{1}{2(\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_o)} \quad (2.11)$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + \varepsilon_o f'_c}{f'_c - 1000} \quad (2.12)$$

$$\epsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b_c}{s}} \quad (2.13)$$

En donde:

ϵ_c : Deformación unitaria del concreto

ϵ_o : Deformación unitaria asociada a la resistencia máxima a compresión del concreto f'_c

ϵ_{20c} : Deformación unitaria asociada al $0.20f'_c$

b_c : Ancho de la sección

s : Separación entre los estribos

ρ_s : Relación entre el volumen de acero confinante (estribos) y el volumen de concreto confinado

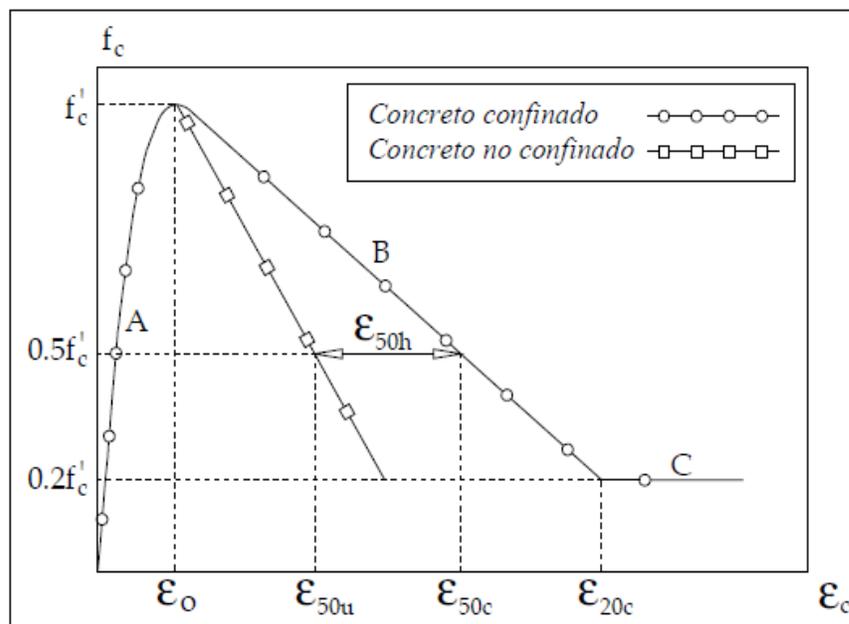


Fig. 2.8 Comparación de curvas esfuerzo-deformación de un concreto simple y uno confinado (Kent y Park, 1971)

2.7.1.2 MODELO DE PARK MODIFICADO

A diferencia del modelo anterior éste si considera el incremento en la resistencia a compresión debido al confinamiento, fue modificado por Park et al. (1982), la modificación en la curva esfuerzo-deformación consistió en aceptar que el efecto de confinamiento no solo incrementa las deformaciones si no también los esfuerzos. Dicho incremento está definido por un factor k , que depende del confinamiento, como se muestra en la fig. 2.9. Para su definición se emplean las ecuaciones utilizadas en el modelo Kent y Park (1971), excepto que ahora las variables f'_c y ϵ_o , están multiplicadas por un factor k .

Las ecuaciones que definen a cada una de las ramas de la curva son las siguientes:

➤ Para la primera rama:

$$f_{CA} = kf'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{k\epsilon_o} - \left(\frac{\epsilon_c}{k\epsilon_o} \right)^2 \right] ; \quad 0 \leq \epsilon_c \leq k\epsilon_o \quad (2.14)$$

➤ Para la segunda rama:

$$f_{CB} = f'_c [1 - Z(\epsilon_c - k\epsilon_o)] ; \quad \epsilon_o \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{20c} \quad (2.15)$$

$$k = 1 + \frac{\rho_s f_y}{f'_c} \quad (2.16)$$

$$Z = \frac{1}{2(\epsilon_{50u} + \epsilon_{50h} - k\epsilon_o)} \quad (2.17)$$

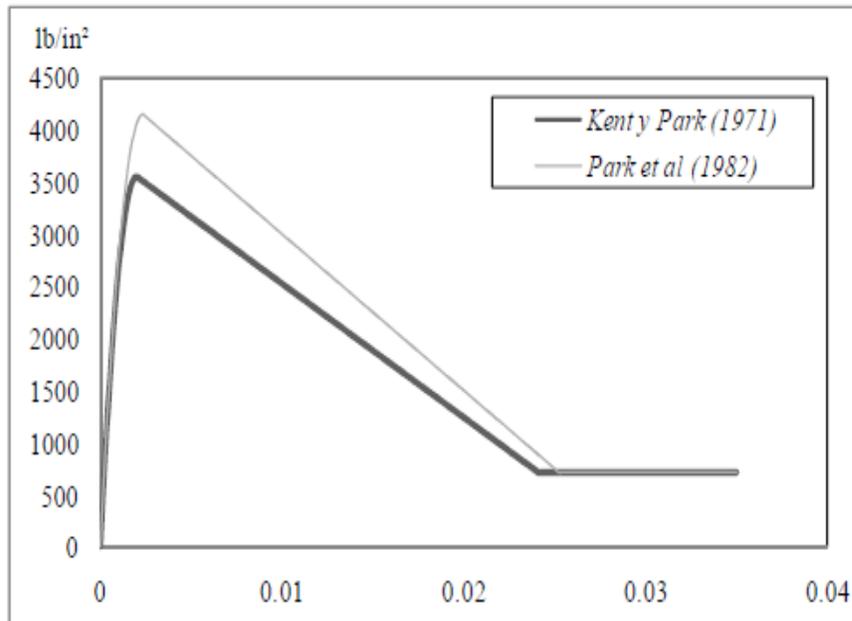


Fig. 2.9 Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para un concreto simple, (Kent y Park, 1971) y uno confinado, (Park et al. 1982).

2.7.1.3 MODELO DE MANDER

Este modelo propuesto por Mander et al. (1988), está definido por una curva continua, y también considera que el efecto del confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto ϵ_c , sino también la resistencia a compresión del concreto. Es aplicable para secciones circulares y rectangulares o cuadradas, Popovics, (1973). En este modelo la deformación unitaria última o de falla ϵ_{cu} del concreto se presenta cuando se fractura el refuerzo transversal y por lo tanto ya no es capaz de confinar al núcleo de concreto, por lo que las deformaciones transversales del núcleo de concreto tenderán a ser muy grandes.

En la fig. 2.10 se comparan las curvas esfuerzo-deformación para un concreto no confinado y uno confinado, según el modelo propuesto por Mander et al. (1988).

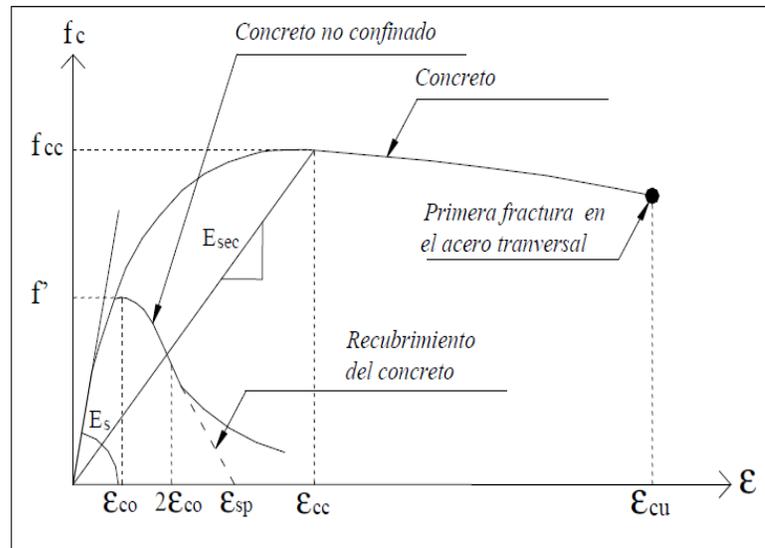


Fig. 2.10 Comparación de los modelos esfuerzo-deformación para un concreto simple y uno confinado, (Mander et al.1988).

La curva esfuerzo-deformación propuesta por Mander et al. (1988), se define mediante las siguientes expresiones:

$$f_c = \frac{xr f_{cc}}{r - 1 + x^r} \quad (2.18)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.19)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.20)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (2.21)$$

Dónde:

f_{cc} : Resistencia máxima del concreto confinado

f'_c : Resistencia máxima del concreto no confiando

ϵ_c : Deformación unitaria del concreto

ϵ_{cu} : Deformación unitaria ultima

ϵ_{co} : Deformación asociada a la resistencia máxima del concreto f'_c

ϵ_{sp} : Deformación unitaria ultima asociada al recubrimiento del concreto

ϵ_{cc} : Deformación unitaria del concreto simple, asociada al esfuerzo máximo confinante

E_c : Modulo de elasticidad del concreto no confinado

E_{sec} : Modulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo confinante

La resistencia máxima a compresión f_{cc} está en función de la fuerza lateral de confinamiento efectivo (f_{le}), y del tipo de estribo con el que fue confinado el elemento.

Para secciones rectangulares o cuadradas la resistencia máxima a compresión (f_{cc}), se define mediante las siguientes ecuaciones:

$$f_{cc} = \lambda f'_c \quad (2.22)$$

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{s d_c} k_e f_{yh} \quad (2.23)$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{s b_c} k_e f_{yh} \quad (2.24)$$

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2 b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2 d_c} \right) \quad (2.25)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (2.26)$$

Dónde:

f_{cc} : Resistencia máxima del concreto confinado

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto

f_{yh} : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal

λ : Factor de esfuerzo confinado, se obtiene de la fig. 2.12

ρ_{cc} : Relación del área del acero longitudinal y el área del concreto confinada

A_e : Área confinada efectiva, se utiliza A_{sx} o A_{sy} dependiendo si la sección es paralela al eje “x” o al eje “y”

A_{sx} , A_{sy} : Area de refuerzo transversal paralela al eje “x” o “y”

f_{ix} , f_{iy} : Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección “x” o “y”

s' , s : Separación entre los estribos interior y exterior respectivamente

En la fig. 2.11 se muestra de forma esquemática el área de concreto confinado y no confinado de una sección rectangular, así como algunas de las variables que se utilizan en las expresiones que definen el modelo de Mander et al. (1988).

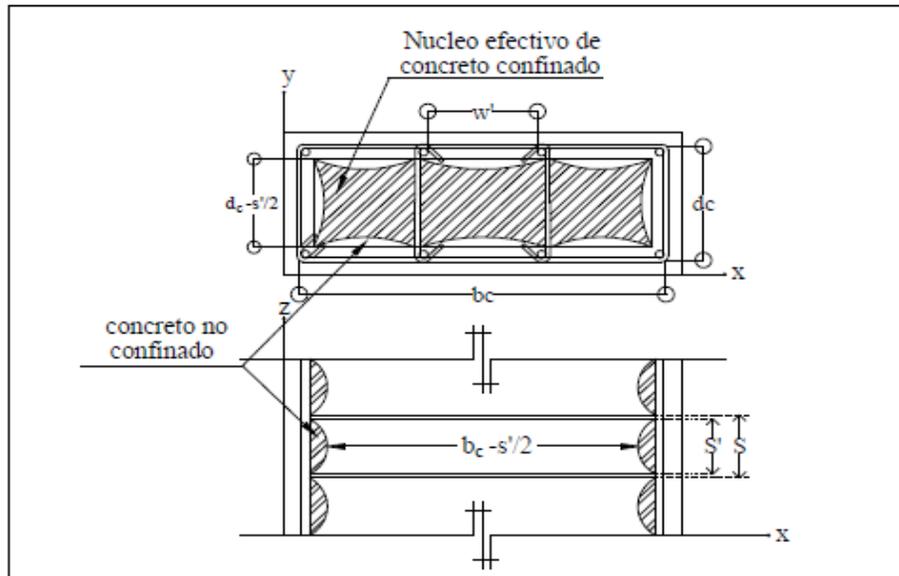


Fig. 2.11 Núcleo efectivo de concreto confinado para una sección rectangular, (Mander et al. 1988).

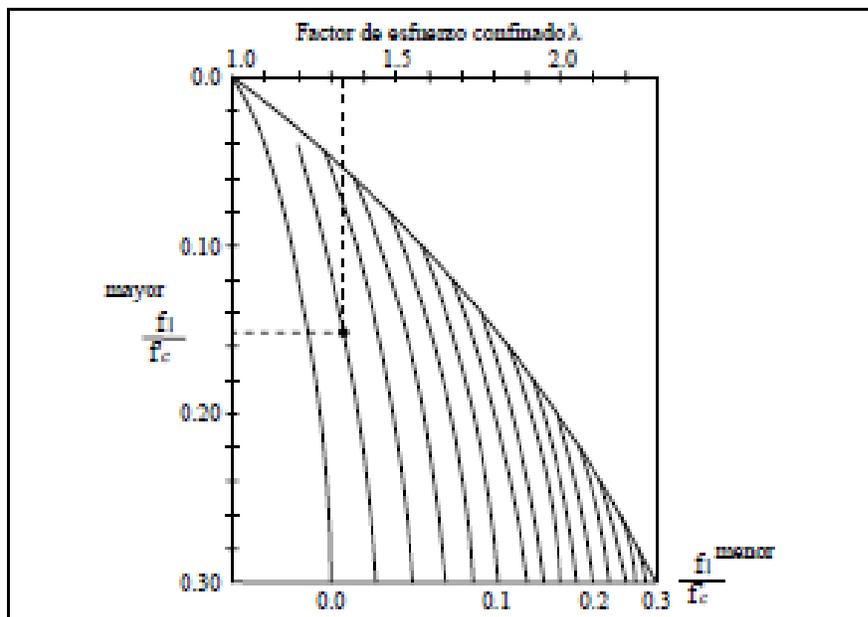


Fig. 2.12 Factor de confinamiento, “ λ ” para elementos cuadrados y rectangulares, (Mander et al. 1988).

2.8 IMPORTANCIA DE LA RESISTENCIA LATERAL

Aunque el diseño basado en el control exclusivo del desplazamiento lateral es un enfoque razonable para la concepción y diseño de estructuras desplantadas en suelo firme, varios investigadores han observado que cuando las estructuras exhiben demandas muy severas de energía, la resistencia lateral tiene un papel fundamental en el control del daño estructural (Bertero y Bertero 2000, Arroyo et al. 2000). Dentro del contexto del diseño contra la fatiga de bajo número de ciclos, la resistencia lateral se provee para controlar las demandas máxima y acumulada de deformación plástica en la estructura, y así evitar la degradación excesiva e incontrolada de sus propiedades estructurales. Es decir, la resistencia lateral juega un papel fundamental al limitar la demanda máxima de ductilidad de la estructura y el número de ciclos de comportamiento plástico.

Por tanto, si una sección fluye ante las cargas reducidas, deberá aumentarse su resistencia hasta que esto no ocurra. Se supone entonces que la resistencia nominal de la estructura es aquella con la cual ninguna sección fluye. En realidad algunas secciones fluirán ante el sismo de diseño, y los requisitos normativos están orientados a que las demandas de ductilidad en estas secciones no sobrepasen su capacidad. Dado que el comportamiento global de la estructura no es, en general, estrictamente elasto-plástico, y que existen varias fuentes de sobrerresistencia, la resistencia global real de la estructura será siempre mayor que la nominal (Ordaz et al, 2000).

Aunque la sobrerresistencia debería tomarse en cuenta explícitamente cuando se evalúa la resistencia lateral de la estructura, actualmente se plantea su consideración dentro del proceso de diseño a través de un factor de reducción que permite establecer la resistencia lateral de diseño. Ordaz et al. (2000) observan que aunque el primero es un enfoque más racional, su planteamiento implica cambios profundos en los criterios de análisis estructural, lo que llevaría casi seguramente a la obligatoriedad del uso de métodos inelásticos de análisis.

2.8.1 SOBRRRESISTENCIA EN LA RESISTENCIA LATERAL

Cualquier estructura diseñada con un reglamento actual de diseño sísmico presentará sobrerresistencia; es decir, su resistencia lateral real resultará mayor que lo indicado por las fuerzas laterales de diseño. Quizá no sea posible destacar lo suficiente la importancia de la sobrerresistencia para las estructuras sismo - resistentes. Por ejemplo, Bertero et al. (1991) comentan que gracias a la sobrerresistencia ante cargas laterales, muchos edificios no han sufrido daños excesivos o aún colapso durante eventos sísmicos severos. A su vez Uang (1991) destaca el papel de la sobrerresistencia para la supervivencia de edificios cuyo periodo es pequeño, ya que en ellos la ductilidad no es efectiva para limitar las fuerzas sobre la estructura.

Desde otra perspectiva, la consideración explícita de la sobrerresistencia de los elementos estructurales es fundamental dentro del uso del enfoque de diseño por capacidad. Un buen proporcionamiento de la resistencia relativa de los diferentes elementos estructurales de

una estructura le permite a ésta desarrollar niveles adecuados de comportamiento plástico durante sismos severos, y resulta en que el nivel de cargas sísmicas de diseño sea consistente con lo esperado en la estructura durante el sismo (Park, 1996). Desde un enfoque de diseño basado en el control de la respuesta dinámica, es muy importante estimar de manera razonable la resistencia lateral de la estructura, ya que de aquélla dependen las demandas de ductilidad global de las estructuras, y las demandas locales de ductilidad en los elementos estructurales (Park y Paulay, 1992). Por ejemplo, Luna (1999) comenta que las demandas de deformación plástica estimadas en un modelo que considera las resistencias nominales de los elementos estructurales son mayores que aquellas correspondientes a un modelo que considera resistencias reales.

Dentro del contexto de uso de un formato de diseño sísmico basado en el uso de métodos de análisis elásticos, la única forma posible de manejar la resistencia real de las estructuras es a través de un factor de sobrerresistencia. Dicho de otra manera, para que sea posible proporcionar a una estructura sismo - resistente una resistencia lateral adecuada dentro de los formatos actuales de diseño sísmico, es fundamental tener factores de sobrerresistencia bien calibrados.

El comportamiento sísmico de las edificaciones de concreto reforzado depende entre otros aspectos, de dos variables fundamentales: su curva de capacidad (fuerza vs. desplazamiento en los rangos elástico e inelástico) y los movimientos del terreno (efectos externos). Sobre esta segunda variable no se tiene hasta la actualidad ningún tipo de control ya que obedece

a fenómenos que dependen del comportamiento de las capas superficiales de la corteza terrestre. Sin embargo las incertidumbres sobre las curvas de capacidad (en fuerza y desplazamiento) depende de variables ampliamente conocidas: las dimensiones de los elementos estructurales, cimentación, las cargas actuantes en la historia de la estructura y las características mecánicas de los materiales (resistencia y flexibilidad). De acuerdo con Prieto *et. al.* (2005) el conocimiento de las incertidumbres involucradas en el proceso de estimación del punto de desempeño estructural es esencial tanto para el diseño como para la estimación de riesgo y pérdidas esperadas por futuros sismos. De acuerdo con González *e.t al.* (2005) las diferencias entre los resultados analíticos y experimentales de respuestas de edificios sometidos a eventos sísmicos, son ocasionadas por las incertidumbres involucradas en el proceso de diseño, que hacen referencia a la variación entre la resistencia real y nominal de los materiales, las diferencias entre las sollicitaciones reales y las empleadas en el diseño, y el grado de aproximación entre el modelo propuesto y el construido. No obstante en las referencias Prieto *et. al.* (2005) y Muñoz *et. al.* (2005) se realizaron estimaciones de los desplazamientos espectrales en el punto de desempeño y se asociaron dichos desplazamientos a niveles de daño.

2.8.2 CAUSAS DE LA EXISTENCIA DE SOBRESISTENCIA

La sobrerresistencia de una estructura ante cargas laterales se origina en diversas fuentes, dentro de las cuales Paulay (1996) destaca:

- a) Uso de factores de carga y resistencia durante el diseño.
- b) La resistencia esperada de los materiales es mayor que su resistencia nominal.

- c) Las dimensiones de las secciones transversales y las cuantías de acero de los elementos estructurales suelen ser mayores que las mínimas requeridas por cuestiones de resistencia.
- d) Endurecimiento por deformación del acero.
- e) Sobre-diseño por cargas gravitacionales.
- f) La contribución de la losa a la capacidad sismo resistente de las vigas a momento negativo.
- g) La no fluencia simultánea de los elementos estructurales que forman parte del mecanismo plástico de la estructura.
- h) El uso de enfoques como el de diseño por capacidad, que resulta en requerimientos de resistencia mayores a los indicados por el análisis estructural, con la finalidad de favorecer los mecanismos de falla deseados, por ejemplo, el diseño a flexión de columnas se hace con elementos mecánicos substancialmente mayores a los obtenidos durante el análisis estructural.

Aunque existen muchas causas para la sobrerresistencia de una estructura, no todas ellas tienen el mismo peso en la resistencia lateral de una estructura. Shahrooz y Moehle (1990) observan, a partir del estudio experimental de marcos dúctiles, que las causas más significativas son:

- a) Requisitos especiales de armado, tal como el que contempla el armado que debe colocarse a flexión positiva en vigas de marcos dúctiles para garantizar que su

resistencia a momento positivo sea al menos la mitad de la resistencia proporcionada a momento negativo.

- b) La resistencia esperada de los materiales es mayor que su resistencia nominal.
- c) La contribución de la losa a la capacidad sismo resistente de las vigas a momento negativo (la cual aumenta conforme el tamaño y cuantía de acero en la viga se reduzcan, lo que implica que el impacto de la losa será mayor conforme se incremente el valor de Q utilizado en el diseño). En particular, el efecto de la losa duplicó la resistencia a momento negativo en las vigas del marco de Shahrooz y Moehle, y consecuentemente la fuerza cortante actuante en las vigas se incrementó hasta un 50%.

Indudablemente, además de las tres causas anteriores, el procedimiento utilizado en el diseño de la estructura sismo - resistente tiene un impacto importante en su resistencia lateral. Al respecto, Ordaz et al. (2000) observan: “Quizá la fuente más grande de sobrerresistencia en muchas estructuras sea el procedimiento mismo de diseño que se utiliza en las disposiciones reglamentarias”.

Vale la pena mencionar que no todas las causas que se han discutido deben considerarse en todos los casos como fuentes de sobrerresistencia. En particular, es muy importante considerar cómo se maneja el diseño de resistencia lateral en los diferentes códigos de diseño. En algunos de ellos, existen otras fuentes identificadas que se toman en cuenta de

manera implícita (de manera indirecta) de tal forma que no deben ser consideradas explícitamente como causas de sobrerresistencia (a riesgo de duplicar el efecto).

2.9 SOBRESISTENCIA DEBIDA A LAS CARACTERÍSTICAS REALES ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE LOS MATERIALES

2.9.1 CONCRETO CONFINADO

Las tres funciones básicas del refuerzo transversal en una columna de concreto reforzado son evitar el pandeo de las barras longitudinales, confinar el concreto a compresión y soportar fuerzas cortantes. En vigas, donde la carga axial no es de tanta importancia, la tercera función suele ser la más importante. El detallado transversal también permite al elemento desarrollar un comportamiento dúctil, al incrementar la deformación última a compresión del concreto mediante arreglos apropiados que muchas veces incluyen la distribución del refuerzo longitudinal. Además de lo anterior, el confinar el concreto resulta en un aumento importante de su resistencia máxima a compresión para niveles de carga axial superiores a la correspondiente a la falla balanceada, lo que permite que se incrementen la resistencia a flexión del elemento y su capacidad de deformación plástica (al hacer posible una redistribución del daño en una zona más amplia del mismo).

El incremento de resistencia que exhibe un concreto confinado puede tomarse en cuenta a través de modelos planteados, por ejemplo; Kent y Park (1971) han propuesto, con base en evidencia experimental, una curva esfuerzo-deformación para concreto confinado por

estribos (Figura 2.13). La curva sugerida retoma y combina muchas características de modelos propuestos anteriormente, como el de Hognestad (Kent y Park 1971). La parte ascendente de la curva propuesta no es afectada por el confinamiento. Los valores del esfuerzo máximo y su correspondiente deformación están dados, respectivamente, por f'_c y un ϵ_o de 0.002. La rama descendente de la curva es una línea recta cuya pendiente está en función de la resistencia especificada de compresión del concreto, la relación entre el ancho del concreto confinado y la separación del refuerzo transversal, y la relación volumétrica entre el refuerzo transversal y el núcleo de concreto.

La parte descendente de la curva se extiende hasta $0.2 f'_c$ a partir de lo cual continúa en forma de una línea recta constante. Aunque este modelo sugiere que el confinamiento debido al refuerzo transversal no incrementa la resistencia del concreto, el efecto del confinamiento sobre la ductilidad sí queda capturado.

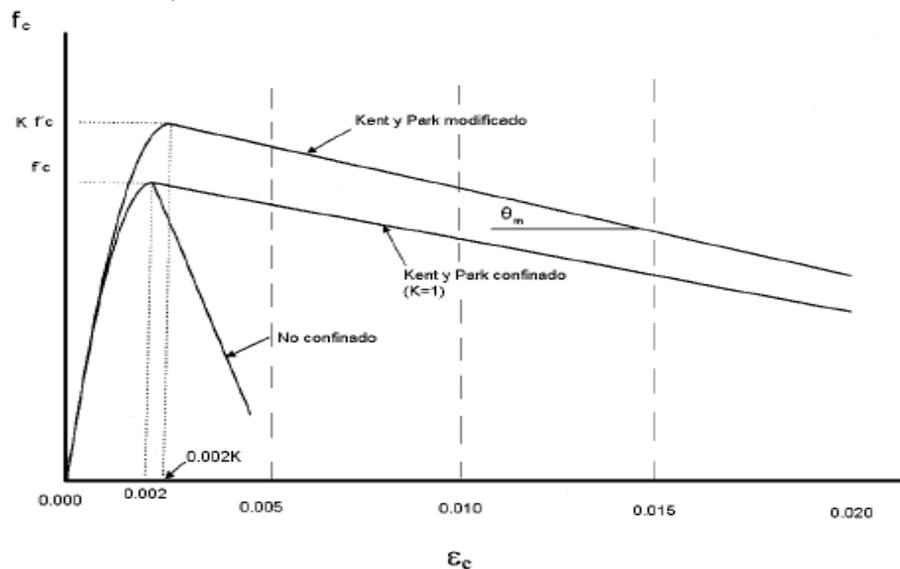


Fig. 2.13 Modelo de Park y Kent

2.9.2 EFECTOS ADVERSOS DE LA SOBRESISTENCIA

Los efectos de la sobrerresistencia no son siempre benéficos para una estructura. Por ejemplo, la debida a flexión de las vigas de un marco dúctil puede producir la formación de un piso suave. También puede ocasionar que el momento de volteo de un edificio aumente a tal grado que el efecto sobre la cimentación conduzca al colapso de la estructura. Otro ejemplo importante es que la sobrerresistencia a flexión de los elementos estructurales resulta en un incremento importante en las fuerzas cortantes que actúan en ellos, lo que puede resultar en un comportamiento dominado por corte que resulte en fallas frágiles por corte.

Debido a los posibles efectos adversos de la sobrerresistencia, es importante considerarla durante el diseño local de los elementos estructurales y sus conexiones, así como durante el diseño global de resistencia de la estructura. De esta manera será posible fomentar mecanismos deseables de comportamiento a través de jerarquizar los modos de comportamiento y falla en la estructura (Park 1996), y racionalizar el diseño de su resistencia lateral.

La sobrerresistencia a considerar en el estudio de esta tesis es la proporcionada por la resistencia a compresión del concreto, debido a que existen variaciones fuertes en la resistencia proporcionada en obra durante en proceso constructivo y la especificada en el diseño estructural. De esta manera establecer la afectación o no en el comportamiento de la estructura en el rango inelástico (utilizando el método del pushover); a través de la

obtención de la curva de capacidad y la secuencia en la generación de las articulaciones plástica.

2.10 EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO ESTRUCTURADOS EN BASE A MARCOS

Es necesario conocer y considerar el comportamiento de los marcos de hormigón armado en la carga máxima y cerca de ella para determinar las distribuciones posibles del momento flexionante, la fuerza cortante o la fuerza axial que se podría utilizar en el diseño. Es posible utilizar una distribución de momentos y fuerzas distinta a la dada por el análisis estructural elástico lineal, si las secciones críticas tienen suficiente ductilidad para permitir que ocurra la redistribución de las acciones conforme se acerca la carga máxima (Park, 1983).

Los marcos sujetos a movimientos intensos de sismos sufren varias inversiones de carga que penetran bastante en el intervalo inelástico durante un terremoto. Las relaciones de momento curvatura, en las secciones críticas de los marcos bajo cargas alternadas repetidas hasta el intervalo de fluencia, pueden ser modeladas a partir de idealizaciones como curvas elasto-plásticas bilineales figura 2.14(a), pero en la realidad ocurre una reducción apreciable en la rigidez, figura 2.14(b), 2.14(c), y 2.14(f). Esta degradación de rigidez no impide que un miembro debidamente detallado alcance su resistencia a flexión de diseño, pero la deformación en que se alcanza la resistencia a flexión es mayor. Una reducción en la rigidez debida a la deformación inelástica provoca un aumento en el periodo de vibración de la estructura (Park, 1983).

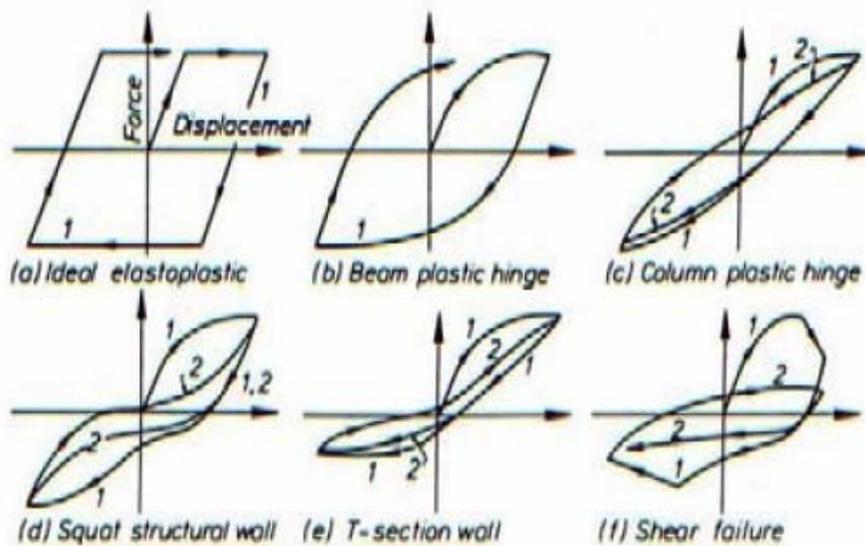


Fig. 2.14 Formas típicas de curvas de histéresis de elementos estructurales de concreto

Dentro de los factores que afectan las relaciones de carga–deflexión de los elementos sujetos a grandes deformaciones inelásticas alternadas, se pueden mencionar los siguientes (Park, 1983):

- El comportamiento inelástico del refuerzo de acero. El acero con carga alternada en el intervalo de fluencia muestra el efecto Bauschinger, donde la curva de esfuerzo–deformación es no lineal a un esfuerzo mucho menor que la resistencia inicial de fluencia.
- El nivel de agrietamiento del concreto. La apertura y cierre de grietas provoca un deterioro del concreto, por lo que produce una degradación en la rigidez.
- La efectividad de la adherencia y el anclaje. Bajo cargas cíclicas de alta intensidad ocurre un deterioro gradual de la adherencia entre el concreto y el acero.

- La presencia de cortante. Las fuerzas cortantes altas producen una pérdida adicional de rigidez debido a la mayor deformación cortante en las zonas de articulación plástica bajo las cargas alternadas.

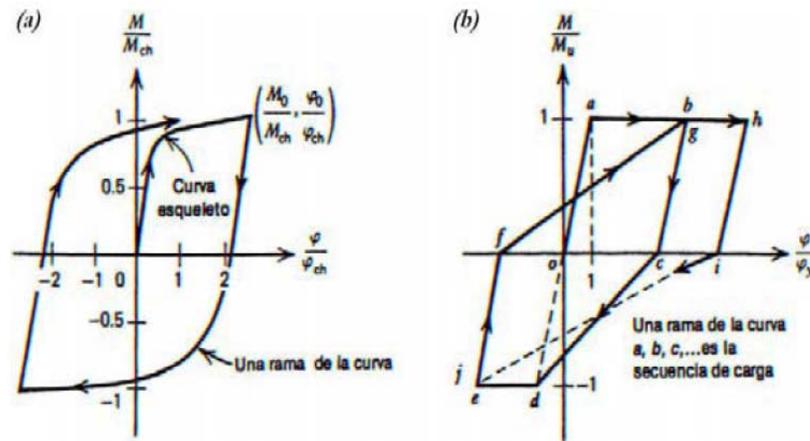


Fig. 2.15 Relaciones idealizadas de momento – curvatura, Adaptada de Park
 (a) Relación de Ramberg – Osgood, (b) Relación de rigidez degradante de Clough

Para lograr una mejor precisión en los análisis éstos deben basarse en ciclos más exactos de momento–curvatura. Para las vigas, una buena idealización de la respuesta es la propuesta por Ramberg–Osgood, figura 2.15(a) o la rigidez degradante, figura 2.15(b), sugerida por Clough.

Como ya se ha mencionado, la posibilidad de incursión de una estructura dentro del rango inelástico implica que uno o varios de sus elementos constituyentes se articulen, el desplazamiento lateral que ocurre después de la fluencia se debe a la rotación en las posiciones de las articulaciones plásticas, tras esto se pueden desarrollar tres tipos de mecanismo de colapso:

- Mecanismo de traslación de la columna. Se produce cuando ha comenzado la fluencia en las secciones críticas de las columnas antes que las vigas alcancen la curvatura de fluencia, figura 2.16(a).
- Mecanismo de traslación lateral de viga. En este caso ha comenzado la fluencia en las secciones críticas de las vigas antes que en las columnas, figura 2.16(b).
- Mecanismo mixto. Un mecanismo mixto implica la combinación de los dos anteriores, se producen rotulaciones en vigas y columnas a la vez, figura 2.16(c).

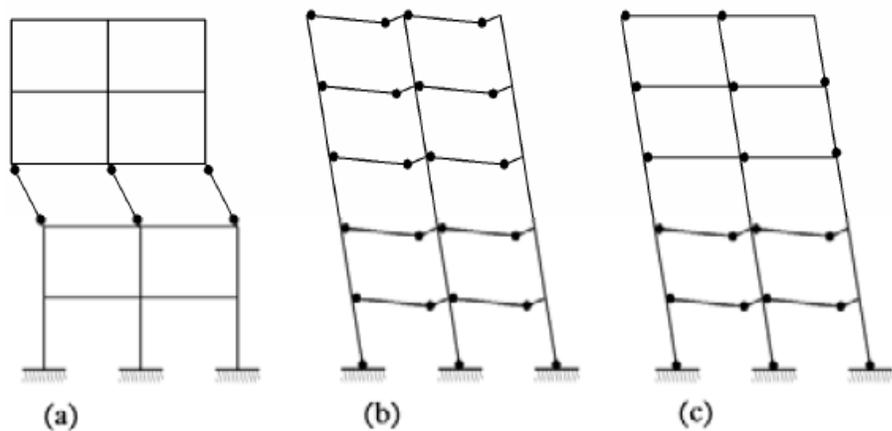


Fig. 2.16 Mecanismos de falla (a) Mecanismo de Columna (b) Mecanismo de viga (c) Mecanismo mixto

2.11 ARTICULACIONES PLASTICAS Y MECANISMOS DE FALLA

El mecanismo de colapso en estructuras de concreto armado debe basarse en la flexión como fuente de disipación de energía. Por lo tanto, deben suprimirse definitivamente los mecanismos asociados con deformaciones inelásticas por corte, transferencia de esfuerzos por adherencia entre el refuerzo y el concreto, e inestabilidad de los elementos.

Por consiguiente, el diseñador deberá elegir la ubicación de las rótulas plásticas potenciales en vigas y columnas que posibiliten la formación de un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible en el sistema estructural dado. El principio más importante en esta selección es que, para una ductilidad global dada, las ductilidades de curvatura asociadas en las rótulas plásticas permanezcan dentro de los límites admisibles.

El mecanismo viga débil – columna fuerte ha sido preferido por muchos ingenieros estructurales; es decir, el sistema de marcos que desarrolla rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer piso y/o muros estructurales para formar un mecanismo de colapso, como se muestra en la Fig. 2.17 (a).

En este tipo de mecanismo, la energía del sismo que ingresa puede ser rápidamente disipada por una histéresis gruesa y estable de vigas que han fluido por flexión. Este tipo de mecanismo es preferido por las siguientes razones:

- a) La falla de las columnas representa el colapso total de todo el edificio.
- b) En una estructura con columnas débiles, la deformación plástica se concentra en cierto entrepiso y por consiguiente requiere un factor de ductilidad relativamente grande, usualmente difícil de conseguir.
- c) Tanto en la falla por corte como en la de flexión, la resistencia de las columnas se degrada con más rapidez que en las vigas, debido a la presencia de la carga axial.

Para un desplazamiento dado de una estructura, la demanda de ductilidad en rótulas plásticas en estructuras viga débil – columna fuerte es mínima debido a que las deformaciones plásticas son uniformemente distribuidas a lo largo de la estructura.

Asimismo, la capacidad de deformación es razonablemente mayor en vigas donde no actúa la carga axial; por otro lado, la formación de una rótula plástica en la base de una columna del primer piso no es deseable porque grandes capacidades de deformación es difícil desarrollar en este lugar debido a la existencia de una alta carga axial. Alguna resistencia extra de momento debe ser proporcionada en la base de las primeras columnas para retrasar la formación de rótulas plásticas en esta zona.

Cuando se ha elegido el mecanismo viga débil – columna fuerte, se debe evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas de todos los pisos ubicados por encima del segundo piso, como se muestra en la Fig. 2.17 (a), para lo cual se provee a estas columnas suficiente resistencia.

Puede también aceptarse el mecanismo de la Fig. 2.17 (b) cuando las columnas se detallan adecuadamente para que en sus extremos se formen rótulas plásticas, como muchas veces se requiere en el extremo superior de las columnas del último piso. Sin embargo, se debe recalcar que no debe permitirse la posibilidad de formación simultánea de rótulas plásticas en el extremo superior e inferior de todas las columnas de un mismo piso, mecanismo de colapso local, conocido como “piso blando”, tal como se muestra en la Fig. 2.17 (c). Es

evidente que en este caso, las demandas de ductilidad de curvatura pueden llegar a ser excesivas.

El mecanismo aceptable mostrado en la Fig. 2.17 (b), requiere que los extremos de las columnas se confinen adecuadamente, de manera de conferirle a las secciones una capacidad de rotación plástica importante. Además, los empalmes por traslape del refuerzo longitudinal debe ubicarse en el centro medio, puesto que estos empalmes se deterioran rápidamente bajo deformaciones cíclicas inelásticas. Sin embargo, el mecanismo mostrado por la Fig. 2.17 (a) permite una reducción del refuerzo transversal en los extremos de las columnas por encima del piso dos y la ubicación de los empalmes inmediatamente por encima de la cara superior de la losa. Esta concesión se justifica porque no se espera la formación de rótulas plásticas con demandas de ductilidad importantes en dichas columnas.

Para vigas de grandes luces, los requerimientos derivados de las cargas gravitatorias pueden ser más severos que los asociados con las demandas sísmicas. En estos casos, una aplicación discriminada de la filosofía de diseño por capacidad, usando un mecanismo como el mostrado en la Fig. 2.17 (a), puede llevar a un conservatismo innecesario o verdaderamente absurdo, y por consiguiente a un diseño antieconómico, particularmente en el diseño de columnas. En tales marcos el diseñador debe permitir la formación de rótulas plásticas en columnas interiores arriba y debajo de cada piso para completar el mecanismo del pórtico; siempre y cuando rótulas plásticas se formen en las luces más externas de la viga cerca de las columnas exteriores, y las columnas exteriores encima del

primer piso sean diseñadas para que permanezcan elásticas, evitando de esta forma la formación de “piso blando”, como se muestra en la Fig. 2.17 (d). La ductilidad en estos pórticos deberá ser limitada.

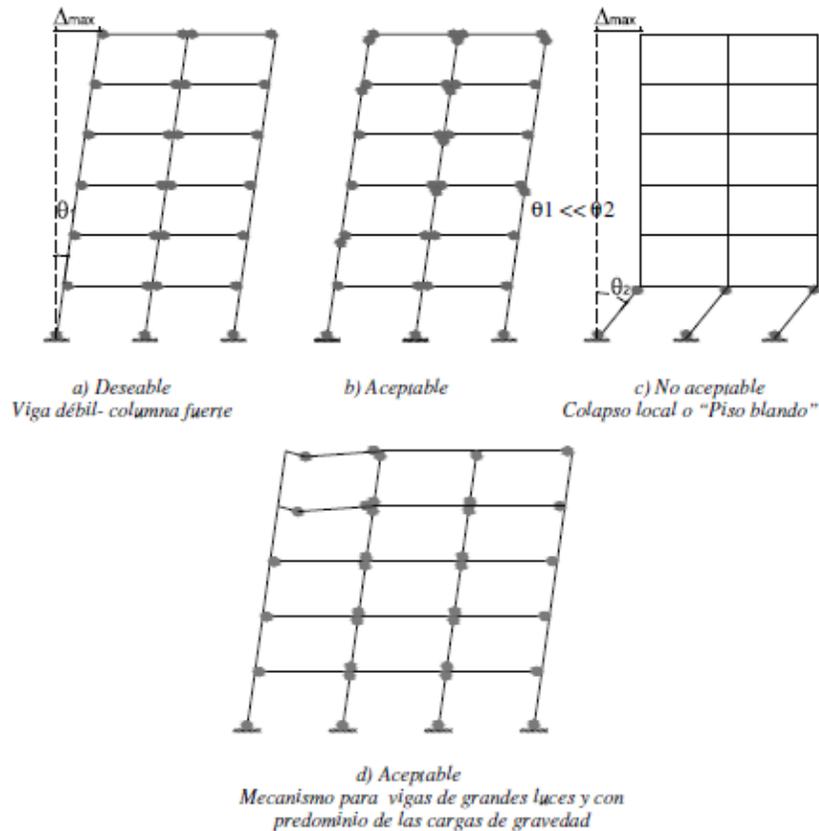


Fig. 2.17 Mecanismos de colapso en edificios de marcos de varios pisos

2.11.1 DEFORMACIONES A PARTIR DE CURVATURAS

Teniendo en cuenta que la rotación de las rótulas plásticas de las vigas y las deflexiones de los elementos de un sistema de marcos son parámetros importantes para evaluar el desempeño de una edificación diseñada por flexión, se ha visto conveniente definir estas deformaciones a partir de las curvaturas.

La deformación del elemento causada por el momento flector M se mide por la curvatura ϕ de la superficie neutra. La curvatura se define como el inverso del radio de curvatura R . El radio de curvatura R , la profundidad del eje neutro kd , la deformación del concreto en la fibra extrema a compresión ϵ_c , y la deformación del acero a tensión ϵ_s , varían a lo largo del elemento debido a que entre las grietas el concreto toma cierta tensión, como se muestra en la Fig. 2.18.

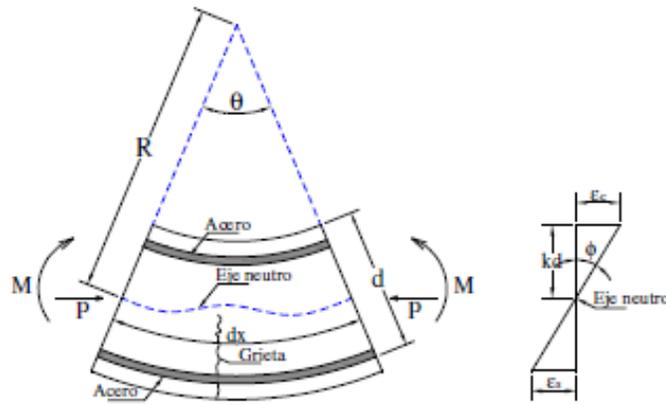


Fig. 2.18 Deformación de un elemento a flexión.

Considerando solamente un pequeño elemento de longitud dx del elemento, las siguientes relaciones proporcionan la rotación entre los extremos del elemento.

$$\theta = \frac{dx}{R} = \frac{\delta}{kd} = \frac{\epsilon_c dx}{kd} \quad (22a)$$

$$\frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \phi \quad (22b)$$

Se puede calcular la rotación y deflexión de un elemento integrando las curvaturas a lo largo del mismo. Ya que la curvatura se define como la rotación por longitud unitaria del

miembro, la siguiente expresión proporciona la rotación entre dos puntos cualesquiera A y B del elemento, en que dx es una longitud del elemento.

$$\theta_{AB} = \int_A^B \phi dx \quad (2.27)$$

2.11.2 ROTULA O ARTICULACION PLASTICA

Es una zona de fluencia cuya formación se inicia en una sección de un miembro estructural cuando en ésta se excede el momento de agotamiento del material y por lo tanto se obtiene altos niveles de deformación sin un incremento notable de la carga. En tal estado, la sección rota como si estuviera articulada, excepto que permanece sometida al momento de agotamiento.

Se puede insertar rotulas plásticas en cualquier número de localizaciones a lo largo de la luz libre de cualquier elemento estructural (viga y columna). Cada rotula representa el comportamiento concéntrico en uno o más grados de libertad.

El comportamiento, rendimiento y post-fluencia de las rotulas puede ser modelado utilizando discretas definiciones realizadas por el usuario. Actualmente las rotulas no sólo pueden ser introducidos en los elementos del marco, sino que se pueden asignar a un elemento del pórtico en cualquier ubicación a lo largo de dicho elemento. Cuando se desacoplan las rotulas; el momento, la torsión, la fuerza axial y el corte están disponibles. También hay un acoplamiento P-M2-M3 rotula que produce sobre la base de la interacción de la fuerza axial y momentos de flexión en la ubicación de la rótula. Más de un tipo de

rotula puede existir en el mismo lugar de emplazamiento, por ejemplo, se puede asignar tanto un M3 (momento) y una rotula V2 (Corte) para el mismo extremo de un elemento del pórtico, trabajando en este trabajo especial de grado con rotulas únicamente en de momento. Las propiedades predeterminadas de rotula se proporcionan sobre la base de criterios obtenidos de FEMA “The Federal Emergency Management Agency”.

2.11.3 LONGITUD DE RÓTULA PLÁSTICA

Cada articulación plástica se modela como una rotula o punto discreto, toda deformación plástica, ya sea el desplazamiento o rotación, se produce en el punto de la rótula o punto de deformación plástica. Esto significa que debe asumir una longitud de la rótula sobre la los elementos de concreto analizados.

No hay una manera fácil de elegir esta longitud, aunque las directrices se dan en FEMA-356 “Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation of Buildings Supplement”.Típicamente se trata de una fracción de la longitud del elemento, y es a menudo del orden de la profundidad de la sección, en particular para rotulas de momento-rotación.

Valores teóricos para la longitud equivalente de la rótula plástica l_p basada en la integración de la distribución de la curvatura para elementos típicos harían l_p directamente proporcional a l , sin embargo, estos valores no van de acuerdo a las longitudes medidas experimentalmente.

Esto es debido a que la distribución teórica de la curvatura termina abruptamente en el empotramiento del elemento en voladizo, aun cuando las deformaciones de tensión del acero continúan, debido a los esfuerzos de adherencia dentro del apoyo. La elongación de varillas más allá de la cara del apoyo produce una adicional rotación y deflexión. El fenómeno es conocido como penetración de la deformación por tensión. Es evidente que la magnitud de penetración estará relacionada al diámetro de la varilla, puesto que las varillas de mayor diámetro requerirán de mayor longitud de desarrollo.

Una segunda razón de la discrepancia entre lo teórico y lo experimental es la propagación incrementada de la plasticidad resultante del agrietamiento inclinado debido a la flexión y corte. Estas grietas resultan de la deformación del acero a cierta distancia lejos de la cara de apoyo mayor a las que se producen por los momentos flectores en esa distancia.

Una buena estimación de la longitud efectiva de rótula plástica se puede obtener de las siguientes expresiones:

$$l_p = 0.08l + 0.022d_b f_y \quad MPa \quad (2.28)$$

Para proporciones típicas de vigas y columnas, estas ecuaciones resulta en valores de $l_p \sim 0.5h$, donde h es el peralte de la sección. La longitud equivalente de la rótula plástica l_p

debe distinguirse de la región de plasticidad sobre la cual requerimientos especiales del refuerzo deben proporcionarse para asegurar capacidad de rotación inelástica confiable.

2.11.4 PROPIEDADES DE LAS ROTULAS PLASTICA

Por cada grado que la fuerza de libertad (axial y corte), es posible especificar el comportamiento de la fuerza del desplazamiento plástico. Por cada grado o momento de libertad (flexión y torsión), puede especificar el comportamiento de la rotación del momento plástico. Cada rótula puede tener propiedades plásticas especificadas para cualquier de los seis grados de libertad, los tres grados direccionales y tres grados de libertad de momento. La fuerza axial y los dos momentos de flexión puede acoplarse a través de una superficie de interacción.

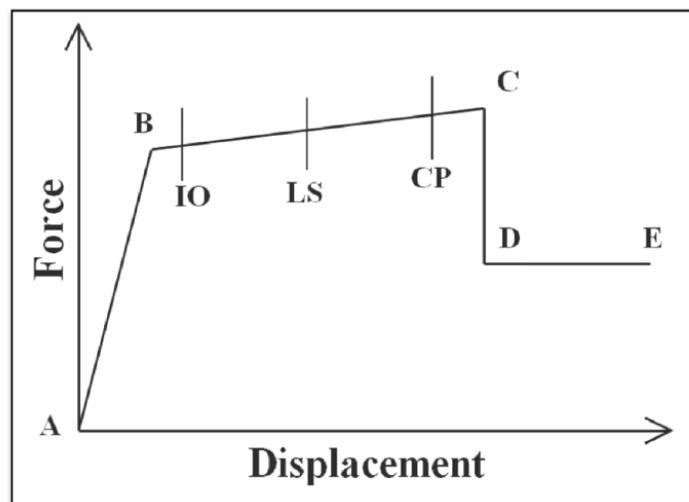


Fig. 2.19 Curva de deformación plástica.

Por cada grado de libertad, se define una curva fuerza-desplazamiento (momento de rotación) que da el valor de rendimiento y el rendimiento a su vez después da el valor de

la deformación plástica. Esto se hace en términos de una curva con los valores en cinco puntos (ABCDE), como se muestra en la figura 2.19.

Puede especificarse como una curva simétrica, o una que difiere en la dirección positiva y negativa. La forma de esta curva como se muestra está pensado para análisis paso a paso y se puede utilizar cualquier forma que desee. Los siguientes puntos deben tenerse en cuenta:

- El punto A es siempre el origen.
- El punto B representa la fluencia. No se produce la deformación de la rótula hasta el punto B, independientemente del valor de la deformación especificada para el punto B. El desplazamiento (rotación) en el punto B se resta de las deformaciones en los puntos C, D, y E. Sólo la deformación plástica del punto B será expuesta por la rótula.
- El punto C representa la capacidad última para el análisis estático inelástico (pushover). Sin embargo, puede especificar una pendiente positiva de C a D para otros fines.
- El punto D representa un esfuerzo residual para el análisis estático inelástico (pushover). Sin embargo, puede especificar una pendiente positiva de C a D o D a E para otros fines.
- El punto E representa la falla total. Más allá del punto E, la rótula representa la caída de la carga hasta el punto F (no mostrado) directamente debajo del punto E en el eje horizontal. Si no se quiere que la rótula falle de esta manera, se debe asegurar de especificar un valor grande para la deformación en el punto E.

Además, se debe especificar medidas de deformación adicional en los puntos IO (Ocupación inmediata), LS (Seguridad de vida) y CP (Prevención del colapso). Estas son medidas adicionales que son reportadas en los resultados del análisis y utilizados para el diseño basado en desempeño. Estos no tienen ningún efecto en el comportamiento de la estructura. El ATC-40, en su sección 11.4.3.1, establece que el límite de Seguridad de Vida debe estar al 75% de la distancia entre el origen y el punto C, para elementos de acciones primarias.

Previo a alcanzar el punto B, todas las deformaciones son lineales y ocurren en el elemento del marco por sí solas, no en las rótulas. La deformación plástica más allá del punto B, ocurre en la rótula en adición para cualquier deformación que puede ocurrir en el elemento. Cuando la rótula descarga elásticamente, lo hace sin ninguna deformación plástica, paralela a la pendiente de los puntos A y B.

2.11.5 RELACIÓN MOMENTO CURVATURA

Cuando se termina un diseño estructural, es muy importante conocer la relación momento curvatura $M - \phi$ de las secciones de sus elementos, con el objeto de conocer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura μ_ϕ , la máxima capacidad a flexión del elemento M_u y comparar estas cantidades con las demandas que se tienen en el diseño.

Si un elemento tiene muy poca capacidad de ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, lo cual no es deseable. Lo ideal

es que tenga un valor alto de μ_ϕ para que la edificación disipe la mayor cantidad de energía, para que sea posible la redistribución de momentos y de esa manera trabajen todos los elementos en una forma adecuada.

En el análisis no lineal, es fundamental conocer la relación $M - \phi$ para encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histérico que se utiliza para definir la no linealidad del material. La relación $M - \phi$ es la base del análisis no lineal dinámico y del análisis no lineal estático.

El diagrama $M - \phi$, es función de los modelos constitutivos que se utilizan para determinar la relación esfuerzo-deformación del concreto y del acero. En efecto si emplea el bloque rectangular y el modelo elasto- plástico para el concreto y el acero, respectivamente, los valores de μ_ϕ que se obtengan serán bajos. En cambio si se utiliza un modelo de hormigón confinado y un modelo de acero que contemple endurecimiento post fluencia se encontraran valores más altos de μ_ϕ y son más cercanos a la realidad.

2.12 MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.12.1 ANÁLISIS LINEAL

En la actualidad, la mayor parte de las estructuras de hormigón armado se diseñan para momentos, cortantes y fuerzas axiales encontrados mediante la teoría elástica. Por otra parte, el dimensionamiento real de los elementos se lleva a cabo con modelos de resistencia que reconocen que se tendría una respuesta inelástica de la sección y del elemento para

estados de sobrecarga. Por ejemplo, las cargas mayoradas se utilizan en el análisis elástico para determinar los momentos de viga continua después de lo cual las secciones críticas de viga se diseñan con el conocimiento que el acero estaría muy dentro del intervalo de fluencia y que la distribución de esfuerzos en el concreto sería no lineal antes del colapso final.

2.12.1.1 DISEÑO POR CAPACIDAD

El presente apartado se hará una revisión del estado actual del conocimiento respecto de las características de los edificios de hormigón armado con énfasis en sus capacidades para resistir cargas laterales, así mismo se hará una breve descripción de algunos métodos de análisis no lineal estático desarrollado hasta la fecha.

Desde los años setenta se ha utilizado en Nueva Zelanda un procedimiento de diseño sísmico que fomenta el desarrollo del mecanismo más apropiado de deformación inelástica ante sismos severos (Park 1996). Este enfoque, conocido como Diseño por Capacidad, fue el primero en tomar en cuenta explícitamente la sobrerresistencia de los elementos de concreto reforzado. El diseño por capacidad, que ha sido incorporado a varios reglamentos de diseño sísmico de estructuras, resulta de un esfuerzo por darle igual o mayor importancia a la concepción adecuada de la estructura que al aspecto numérico involucrado en su diseño sísmico.

Dicho enfoque resalta la importancia de considerar, desde un punto de vista conceptual, el comportamiento real de la estructura ante la excitación sísmica de diseño, antes de llevar a cabo un análisis estructural u otro tipo de cálculo.

El objetivo del método de diseño por capacidad es producir sistemas estructurales que sean capaces de resistir las excitaciones sísmicas por medio de un mecanismo plástico consistente y estable, y que sean capaces de absorber demandas importantes de comportamiento plástico y disipar un gran porcentaje de la energía que la excitación sísmica introduce en la estructura (Park y Paulay 1978, Paulay 1996). Los pasos de un diseño por capacidad pueden resumirse conforme a lo siguiente:

- a) Identificación de los posibles modos de comportamiento y falla de la estructura, estableciendo entre ellos una jerarquía de ocurrencia, la cual favorezca los modos de comportamiento dúctil, e identifique como altamente indeseable todo modo de falla frágil (como los originados por inestabilidad, cortante o adherencia).
- b) Selección, de entre todos los modos de comportamiento identificados como deseables, de un mecanismo plástico estable. La selección de este mecanismo debe hacerse tomando en consideración el desempeño sísmico de la estructura y el costo de construcción. La selección del mecanismo plástico implica la selección del material y sistema estructural, así como la identificación de las zonas de la estructura donde se concentrarán las demandas de comportamiento plástico.
- c) Diseño de la estructura para que responda, ante cualquier excitación sísmica, a través del mecanismo plástico seleccionado. Lo anterior se logra mediante la

selección de configuraciones estructurales adecuadas, el diseño contra los modos de comportamiento indeseables (se les proporciona suficiente resistencia para que excedan la capacidad resistente de las articulaciones plásticas del modo deseable, considerando que éstas desarrollan sobrerresistencia), y el detallado de las zonas que concentran el comportamiento plástico. Las zonas potencialmente frágiles o aquellos elementos no diseñados para disipar energía son protegidos a través de que su resistencia exceda las demandas originadas por la resistencia real, incluida la sobrerresistencia, de las articulaciones plásticas. De esta manera se promueve que, hasta cierto límite de intensidad del sismo, las zonas frágiles permanezcan elásticas independientemente de la intensidad del movimiento del terreno o de la magnitud de las deformaciones inelásticas que pudieran ocurrir.

Si se considera el caso de marcos dúctiles de concreto reforzado, un comportamiento plástico estable de éstos implica la formación de un mecanismo de desplazamiento lateral dominado por la aparición de articulaciones plásticas en las vigas. De esta forma se promueve el enfoque de columna fuerte/viga débil que contemplan las Normas Técnicas Nacionales e Internacionales aplicables.

En el diseño de las articulaciones plásticas por cortante, y en el diseño de las demás regiones de la estructura por flexión y cortante, se toman en cuenta las máximas acciones posibles que se impondrán en dichas regiones, las cuales deberán calcularse tomando en cuenta los efectos de sobrerresistencia a flexión en las articulaciones plásticas. Con lo

anterior se busca que el comportamiento de la estructura esté dominado por la flexión en las vigas, ya que éste es el mecanismo más estable, tanto para deformaciones plásticas monotónicas como reversibles.

La sobrerresistencia, tanto de los elementos estructurales como de la estructura misma, suele ser mucho mayor que la resistencia de diseño a flexión. Si esto no se toma en cuenta, es posible que los efectos de corte dominen sobre los de flexión, lo cual es indeseable desde el punto de vista de la estabilidad de los lazos histeréticos de la estructura. La fuerza cortante de diseño debe entonces determinarse a partir del equilibrio del miembro entre las caras de los apoyos, suponiendo que en los extremos actúan momentos del mismo sentido valuados con las propiedades esperadas del elemento en esas secciones. Esto implica no utilizar factores de reducción de resistencia, utilizar un esfuerzo de tensión en el acero de $1.25f_y$, y considerar que a lo largo del miembro actúan las cargas verticales multiplicadas por el factor de carga. Con esto se fomenta un comportamiento dominado por flexión en los elementos estructurales. Además, el diseño de las columnas se establece de tal manera que la suma de los momentos resistentes de las columnas que llegan a un nudo sea mayor que la suma de los momentos reales de las vigas que llegan a ese mismo nudo. Lo anterior pretende evitar la formación de mecanismos de desplazamiento lateral en columnas (llamados “de piso suave”), que involucran una demanda excesiva de rotación plástica en las columnas de un solo nivel (Park 1996).

Terán (2004), en particular, hace énfasis en el planteamiento de una fase conceptual para el diseño sísmico y en el desarrollo de herramientas de diseño que fomentan la construcción de estructuras que son capaces de exhibir una respuesta sísmica consistente y controlada. En cuanto a sus limitaciones, es importante recalcar que el método de diseño por capacidad no se ha planteado para establecer el valor de las características mecánicas globales de la estructura con fines de control, sino que consiste en un planteamiento que, a través de la correcta distribución de los suministros locales de resistencia, busca fomentar el buen desempeño sísmico de la estructura. Por tanto, aunque esta filosofía ha aportado un adelanto conceptual dentro del contexto de la ingeniería sísmica, no aporta elementos suficientes para plantear un control adecuado de las demandas sísmicas, por lo que debe complementarse con otro tipo de requerimientos de diseño sísmico, derivados de la dinámica estructural y del uso de índices de daño.

2.12.2 ANÁLISIS NO LINEAL

Basado en una gran cantidad de ensayos y estudios los análisis no lineales han presentado un amplio desarrollo, apoyados también en el avance tecnológico de los computadores. Los métodos de análisis no lineales se clasifican en dos grandes grupos: los análisis dinámicos no lineales y los análisis estáticos no lineales. Ambos requieren de un acabado conocimiento de las características de los materiales sobretodo de aquellas que dicen tener relación con propiedades relativas al comportamiento frente a cargas de tipo dinámicas.

Los análisis estáticos no lineales (nonlinear static procedure: NSP, o también llamados análisis pushover) nacen como una alternativa a los análisis dinámicos no lineales. Estos métodos se desarrollaron como herramienta para descubrir la vulnerabilidad presente en edificios al ser sometidos a cargas laterales provocadas por sismos. Los análisis pushover consisten básicamente en aplicar, sobre los edificios, una carga monotónicamente creciente hasta alcanzar un desplazamiento objetivo o fuerza de corte basal previamente definida.

Actualmente existen al menos tres documentos de amplia difusión que indican una o varias formas de realizar un análisis pushover, éstos son el ATC-40, el FEMA356 y el Eurocode-8 (EC8). Chopra (Chopra, 2000) explica que los procedimientos estáticos no lineales incorporados en el ATC-40 (ATC, 1996) y el FEMA273 (FEMA, 1997) se basan en el capacity spectrum method originalmente desarrollado por Freeman, el cual consiste en los siguientes pasos:

1. Desarrollar la relación entre el corte basal V_b y el desplazamiento del piso último u_n figura 2.20(a), comúnmente conocida como curva pushover.
2. Convertir la curva pushover en un diagrama de capacidad, figura 2.20(b), donde m_j es la masa concentrada en el j -ésimo nivel de piso; Φ_{j1} es el j -ésimo elemento de piso del modo fundamental Φ_1 ; n es el número de pisos; y M_1^* es la masa modal efectiva para el modo de vibrar fundamental:

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \cdot \Phi_{j1}}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot \Phi_{j1}^2} \quad (2.29)$$

$$M_1^* = \frac{(\sum_{j=1}^n m_j \cdot \Phi_{j1})^2}{\sum_{j=1}^n m_j \cdot \Phi_{j1}^2} \quad (2.30)$$

3. Convertir el espectro de respuesta elástico (o el de diseño) del formato estándar pseudo aceleración A versus periodo natural T_n al formato A-D, donde D es la ordenada de deformación espectral, figura 2.20(c).
4. Graficar el diagrama de demanda y el diagrama de capacidad juntos y determinar la demanda de desplazamiento figura 2.20 (d). Involucrados en este paso están los análisis dinámicos como una secuencia de sistemas lineales equivalentes con sucesivas actualizaciones de los valores de periodo natural de vibración T_{eq} y el amortiguamiento viscoso equivalente ζ_{eq} .
5. Convertir la demanda de desplazamiento determinada en el paso 4 a desplazamiento global (de piso) y la componente de deformación individual compararlas con los valores límites para el desempeño objetivo especificado.

Chopra (Chopra, 2000) además explica que existen varias aproximaciones en varios de los pasos descritos del análisis simplificado de sistemas inelásticos de varios grados de libertad. Implícito en los pasos 1 y 2 es que la distribución de fuerzas laterales asumida se aproxima y sustenta sólo en el modo fundamental de vibración del sistema elástico.

Implícito en el paso 4 está la convicción que la deformación inducida por el sismo de un sistema inelástico de un grado de libertad puede ser estimada satisfactoriamente por un método iterativo requiriendo del análisis de una secuencia de sistemas lineales equivalentes, evitando así el análisis dinámico del sistema inelástico de un grado de libertad.

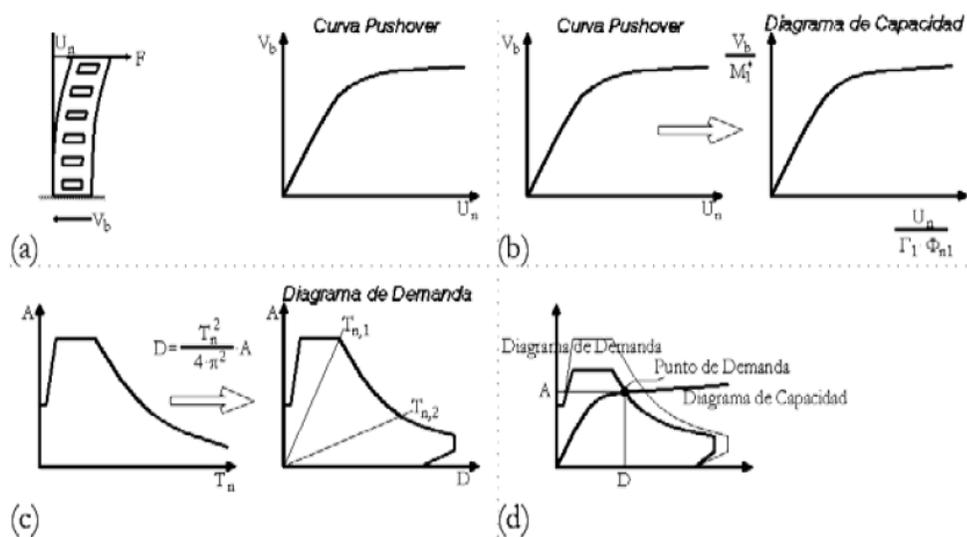


Fig. 2.20 Metodo de Capacidad Espectral

- (a) Curva desplazamiento del ultimo piso versus cortante basal. Curva pushover
- (b) Conversion de la curva pushover a diagrama de capacidad
- (c) Conversion del formato estandar del espectro de respuesta elastico al formato A-D
- (d) Diagrama de demanda, de capacidad y punto de demanda

2.12.2.1 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (ATC-40)

El CSM (capacity spectrum method: CSM) o método del espectro de capacidad está incluido en el documento ATC-40 (ATC, 1996), este método de análisis no lineal estático utiliza la curva de capacidad de la estructura (curva pushover) y una reducción del espectro de respuesta para evaluar el desempeño del edificio (Valenzuela, 2002).

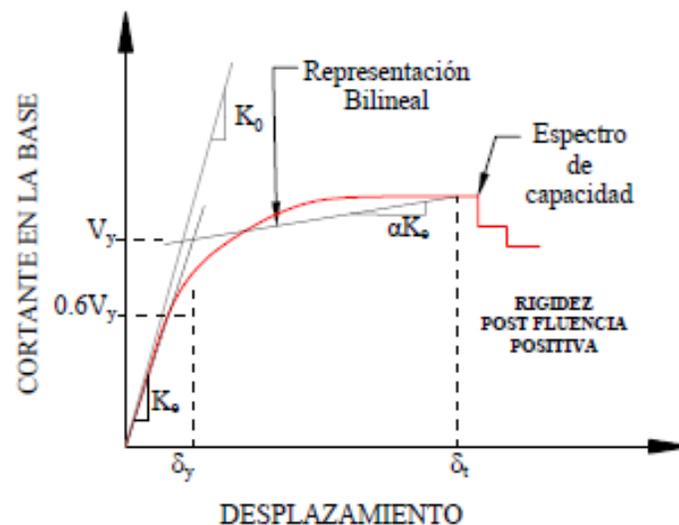
Valenzuela (Valenzuela, 2002) explica que éste método de análisis estático no lineal involucra tres conceptos: capacidad, demanda y desempeño. La capacidad está asociada a la curva pushover o curva de fuerza basal versus deformación, este proceso usa una serie de análisis elásticos secuenciales, bajo la acción de patrones de carga lateral aplicado a la estructura. La demanda es la curva que representa la acción sísmica y el desempeño es una medida del comportamiento del edificio mediante una serie de parámetros preestablecidos. El ATC-40 especifica tres métodos (métodos A, B y C) para estimar la demanda de deformación inducida por acciones sísmicas (Chopra, 2000). El procedimiento A y B son analíticos y computacionalmente amenos, considerando que el procedimiento C es gráfico y más adecuado para un análisis manual.

Chopra y Goel evaluaron la precisión de los procedimientos estáticos no lineales contenidos en el ATC-40, con respecto a su capacidad para estimar las deformaciones sísmicas (Chopra, 2000) en la investigación los autores demuestra importantes deficiencias en el procedimiento A. Este procedimiento iterativo no converge para algunos de los sistemas analizados. Converge en la mayoría de los casos, pero a una deformación muy diferente a la entregada por procedimientos dinámicos no lineales. El procedimiento B del ATC-40 siempre entrega un único valor de deformación, semejante al entregado por el procedimiento A, cuando este converge. Estos procedimientos aproximados subestiman significativamente la deformación para un amplio rango de periodos y factores de ductilidad con errores del orden del 50%, implicando que la deformación estimada es cerca de la mitad del valor “exacto”.

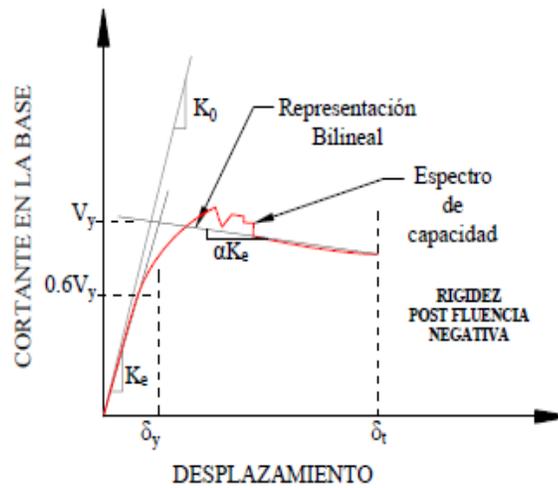
2.12.2.2 MÉTODO DE COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, (Federal Emergency Management Agency: FEMA) junto a la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, (*American Society of Civil Engineers*: ASCE), ambas instituciones estadounidenses, redactaron un documento con características de pro-norma en el cual se entregan, entre otras cosas, directivas para la realización de análisis dinámicos no lineales, un procedimiento para realizar análisis estáticos no lineales y parámetros de modelación numérica de rótulas plásticas en los materiales estructurales más usados (FEMA, 2000).

La relación no lineal fuerza-desplazamiento entre el corte basal y el desplazamiento del nodo de control será suplida con una relación idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva, K_e , y la resistencia de fluencia efectiva, V_y , de la estructura, Fig. 2.21.



a) Pendiente positiva post-fluencia



b) Pendiente negativa post-fluencia

Fig. 2.21 Relación no lineal fuerza-desplazamiento entre corte basal y desplazamiento del nodo de control

El procedimiento estático no lineal incorporado en el FEMA 356 (FEMA, 2000) indica que un modelo matemático incorporará directamente las características de carga-deformación no lineal de los componentes individuales y elementos de la estructura, éste será sometido a cargas laterales incrementadas monotónicamente representando las fuerzas de inercia producidas durante un sismo, hasta alcanzar un desplazamiento objetivo.

El desplazamiento objetivo se medirá en un nodo de control ubicado en el centro de masa del último nivel de la estructura. El desplazamiento objetivo intenta representar la deformación máxima como la que podría ocurrir durante el sismo de diseño. Debido a que el modelo matemático considera directamente los efectos de la respuesta inelástica del material, las fuerzas de inercia calculadas serán aproximaciones razonables de aquellas

esperadas durante el sismo (FEMA, 2000). El desplazamiento objetivo se calcula según la ecuación (2.31).

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot C_3 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot g \quad (2.31)$$

Dónde:

- C_0 : Factor de modificación relativo al desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad.
- C_1 : Factor de modificación relativo al desplazamiento inelástico máximo esperado.
- C_2 : Factor de modificación que representa el efecto de las características histeréticas, degradación de rigidez y deterioro de resistencia.
- C_3 : Factor de modificación que representa el incremento de los desplazamientos debidos a efectos $P - \Delta$ dinámicos.
- S_a : Espectro de respuesta de aceleraciones.
- T_e : Periodo fundamental efectivo.
- g : Aceleración de gravedad.

Para los análisis no lineales estáticos al menos dos distribuciones de carga lateral serán aplicados, estos serán seleccionados de dos grupos:

1. Un patrón modal seleccionado de entre los que siguen:
 - Una distribución vertical proporcional a los valores de C_{vx} , que es un factor de distribución vertical de fuerzas sísmicas.
 - Una distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección de análisis.
 - Una distribución vertical proporcional a la distribución de corte de entrepiso calculada mediante la combinación modal de un análisis de espectro de respuesta que incluya suficientes modos para incorporar al menos el 90% de la masa total de la estructura.

2. Un segundo patrón seleccionado a partir de uno de los siguientes:
 - Una distribución uniforme consistente de una fuerza lateral en cada nivel proporcional a la masa total de cada nivel.
 - Una distribución de carga adaptable que cambie a medida que la estructura se deforma.

2.12.2.3 MÉTODO N2, EUROCODE-8

El método N2 ha sido desarrollado por Fajfar (Fajfar, 2000) en la University of Ljubljana, donde N representa análisis No lineal y 2 por dos modelos matemáticos. El método N2 combina el análisis pushover de un sistema de múltiples grados de libertad con el análisis de espectro de respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad. El procedimiento se formula en formato aceleración-desplazamiento, el cual permite una interpretación visual del procedimiento y de las relaciones entre los conceptos básicos que controlan la respuesta sísmica. Un espectro inelástico, mejor que un espectro elástico con periodo y amortiguamiento equivalente, es utilizado, este aspecto representa la mayor diferencia con respecto al CSM. Más aún, la demanda requerida puede ser obtenida sin iteración. Generalmente, los resultados del método N2 son razonablemente adecuados, dado que la estructura oscila predominantemente en el primer modo (Fajfar, 2000).

En el método N2, el vector de cargas laterales P usado en el análisis pushover es determinado con la ecuación (5), donde M es la matriz diagonal de masa:

$$P = p \cdot \Psi = p \cdot M \cdot \Phi \quad (2.32)$$

La magnitud de las fuerzas laterales es controlada por p . La distribución de cargas laterales se denomina Ψ . Este relaciona el modo de deformación Φ . Consecuentemente, la fuerza asumida y la forma de la deformada no son mutuamente independientes como en la mayoría de los otros pushovers.

La curva pushover representa la relación entre la fuerza de corte basal y el desplazamiento del nodo de control. Actualmente el método N2 se encuentra incorporado al Eurocode-8 (CEN, 2002). El EC8 indica que un análisis pushover puede ser aplicado para verificar el desempeño estructural de edificaciones recientemente diseñadas y de las ya existentes en los siguientes aspectos:

- Verificar o revisar los valores de la razón de sobre-resistencia.
- Estimar mecanismos plásticos esperados y la distribución de daños.
- Cuantificar el desempeño estructural de estructuras existentes o rehabilitadas.
- Como alternativa al diseño basado el análisis lineal elástico.

Al menos dos distribuciones verticales de cargas laterales deben ser aplicadas:

- Un patrón uniforme, basado en fuerzas laterales que son proporcionales a la masa independiente de la elevación.
- Un patrón modal, proporcional a fuerzas laterales consistente con la distribución de fuerzas laterales determinada en el análisis elástico.

2.12.2.4 ANÁLISIS PUSHOVER MODAL

Originalmente el capacity spectrum method supone que la respuesta fundamental de la estructura analizada se basa en su modo fundamental de vibración. En este supuesto radica una de las principales deficiencias teóricas del método, además de producir una insuficiencia en la base conceptual, se produce una fuerte limitación de la utilidad de éste, debido a que existen estructuras cuya respuesta está influenciada por modo altos de vibración (González, 2003).

En un estudio y evaluación preliminar realizado por Chopra y Goel (Chopra, 2001) presentan un nuevo procedimiento estático no lineal que incorpora los efectos de los modos superiores de vibrar que llaman MPA (Modal Pushover Analysis).

A continuación se presenta un resumen del procedimiento propuesto por Chopra (Chopra, 2003):

- Calcular los periodos naturales, T_n , y los modos Φ_n , para una vibración lineal elástica de una estructura.
- Desarrollar la curva pushover de desplazamiento de piso versus corte basal ($V_{bn} - u_m$) para la distribución de fuerzas del n-ésimo modo $S_n^* = m \cdot \Phi_n$.
- Idealizar la curva pushover como una curva bilineal.
- Convertir la curva pushover idealizada a la relación fuerza-deformación ($F_{sn}/L_n - D_n$) del n-ésimo modo del sistema inelástico de un grado de libertad utilizando las

$$\text{relaciones; } \frac{F_{sny}}{L_n} = \frac{V_{bny}}{M_n^*} \text{ y } \frac{u_{my}}{\Gamma_n \cdot \Phi_m}$$

- Calcular la máxima deformación, D_n del n-ésimo modo del sistema inelástico de un grado de libertad con las relaciones fuerza-deformación y razón de amortiguamiento ζ_n . El periodo inicial de vibración del sistema es:

$$T_n = 2. \pi. \left(\frac{L_n \cdot D_{ny}}{F_{ny}} \right)^{1/2} \quad (2.33)$$

- Calcular el desplazamiento peak del último nivel de piso u_m asociado con el n-ésimo modo del sistema inelástico de un grado de libertad, a partir de $u_m = \Gamma_n \cdot \Phi_m \cdot D_n$
- A partir de los valores entregados por el pushover en el desplazamiento del último piso u_m , extraer los valores solicitados de la respuesta r_n : desplazamientos de piso, deformaciones relativas de entrepiso, giros en rótulas plásticas, etc.
- Repetir los pasos 3 al 7 para varios modos como requerimiento de exactitud; usualmente los primeros dos o tres modos serán suficientes.
- Determinar la respuesta total (demanda) r_{MPA} mediante combinación de las repuestas modales *peak* usando una regla de combinación apropiada, por ejemplo SRSS, donde j es el número de modos incluidos.

$$r_{MPA} = \left(\sum_{n=1}^j r_n^2 \right) \quad (2.34)$$

El MPA estima las demandas sísmicas de entrepiso con un grado de exactitud que podría ser suficiente para la mayoría de los casos de diseño y rehabilitación de edificios. Con pocos modos incluidos, la distribución en altura de la demanda de deformación relativa de

entrepiso determinada por el MPA es similar a los resultados *exactos* provenientes de procedimientos dinámicos no lineales (Chopra, 2003).

Basado en la teoría de dinámica estructural, este análisis pushover retiene la simplicidad conceptual de los procedimientos comunes con distribución de fuerzas invariable. El análisis pushover para las dos o tres primeras distribuciones de fuerza modal son suficientes en el MPA, de esta manera, el esfuerzo computacional requerido es comparable al procedimiento del FEMA 356 que requiere análisis pushover para al menos dos distribuciones de fuerza (Chopra, 2003).

2.12.2.5 OTROS PROCEDIMIENTOS NO LINEALES ESTÁTICOS

Uno de los principales supuestos en que se sustentan los análisis pushover es en la tendencia predominante de las estructuras a vibrar en su primer modo, de aquí el hecho que se utilicen sistemas equivalentes de un grado de libertad. Éste punto débil ha sido ampliamente estudiado y criticado, es por ello que métodos como el MPA que incorporan los efectos de modos superiores logran una mejor precisión.

Otros análisis pushover desarrollados son aquellos que varían, con cada incremento, el patrón de cargas que se aplica a la estructura, estos métodos se conocen como Adaptive Pushover Procedure. Una metodología adaptable fue propuesta por Gupta y Kunnath, en la cual la carga aplicada es constantemente actualizada, dependiendo de las características dinámicas instantáneas de la estructura, además un espectro específico puede ser usado

para definir el patrón de fuerzas. De acuerdo al método, un análisis modal es llevado a cabo antes de cada incremento de carga, dando cuenta de la condición actual de la rigidez estructural.

Entonces, un análisis estático es realizado para cada modo independientemente y los efectos de la acción calculada para cada modo son combinadas mediante la fórmula SRSS y adicionado al valor correspondiente del paso previo. Al final de cada paso, el estado de la rigidez estructural es evaluada para ser usada en el análisis modal del paso siguiente (Antoniou, 2004). Un enfoque distinto, respecto de las metodologías propuestas, la hace Hernández-Montes (junto a otros dos autores), quien propone visualizar el problema desde el punto de vista energético.

Los autores explican que la energía absorbida por una estructura de múltiples grados de libertad en el análisis pushover puede ser usada para derivar un desplazamiento basado en energía que caracterice el trabajo realizado por un sistema equivalente de un grado de libertad. Así, en contraste al enfoque convencional del análisis pushover figura 2.22(a) uno puede ver el análisis pushover equivalentemente en términos del trabajo realizado (o energía absorbida) versus la respuesta al corte basal (ilustrado esquemáticamente en la figura 2.12(b), con los ejes rotados). El valor asociado con la figura 2.22(b) puede ser usado para determinar el desplazamiento basado en energía, $D_{e,n}$, de acuerdo a la ecuación 2.35.

$$\Delta D_{e,n} = \frac{\Delta E_n}{V_{bn}} \quad (2.35)$$

La curva de capacidad del sistema equivalente de un grado de libertad puede entonces ser obtenido usando transformaciones convencionales del corte basal junto con el desplazamiento basado en energía, como ilustra esquemáticamente la figura 2.22(c).

La curva de capacidad basada en energía para igualar la curva de capacidad obtenida usando aproximaciones convencionales para los análisis de los primeros modos además de los modos más altos en el dominio elástico. Consecuentemente, se concluye que la formulación basada en energía provee de una fuerte base teórica para establecer la curva de capacidad del primer modo así como los modos superiores de un sistema de un grado de libertad equivalente (Hernández-Montes, 2004).

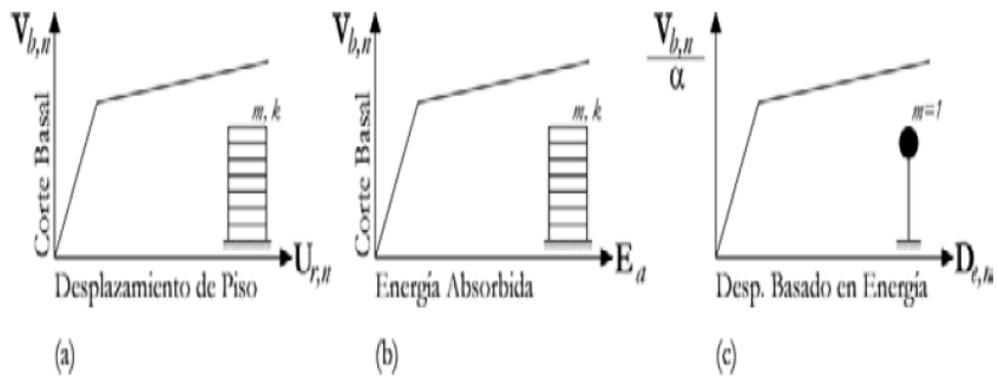


Fig. 2.22

- (a) Curva de capacidad convencional
- (b) Enfoque alternativo del analisis pushover
- (c) Curva de capacidad de un sistema de un grado de libertad equivalente

2.13 ANALISIS NO LINEAL A UTILIZAR

Después de describir de manera somera algunos de los métodos utilizados en el análisis no lineal; describiremos en forma conceptual el análisis pushover como metodología a seguir para la obtención de la curva de capacidad y la generación de las articulaciones plásticas. Además, se describirá brevemente los programas de cálculo a utilizar para el diseño en el rango elástico tradicionalmente realizado y plasmado en los distintos códigos de diseño.

El análisis estático no lineal o análisis Pushover es una metodología sencilla pero eficiente para determinar la respuesta no lineal de la estructura. El objeto de estudio en este análisis es la resistencia y la deformación de todos los elementos que componen la estructura. Para llevar a cabo el presente análisis, la estructura debe ser sometida a un patrón de cargas laterales las cuales se van incrementando hasta llevar a la estructura a un cierto nivel de sollicitación o a la formación de un mecanismo.

La técnica del “Pushover” o también conocida con el nombre de análisis incremental del colapso es la más utilizada dentro de un análisis estático no lineal. El objetivo de esta técnica es encontrar la “*curva de capacidad resistente*” Fig. 2.23 de una estructura, ante acciones sísmicas, dicha curva relaciona el cortante basal V (ordenada), con el desplazamiento lateral máximo de la estructura D (abscisa), esta curva es la base del análisis sísmico por desempeño o (PBE).

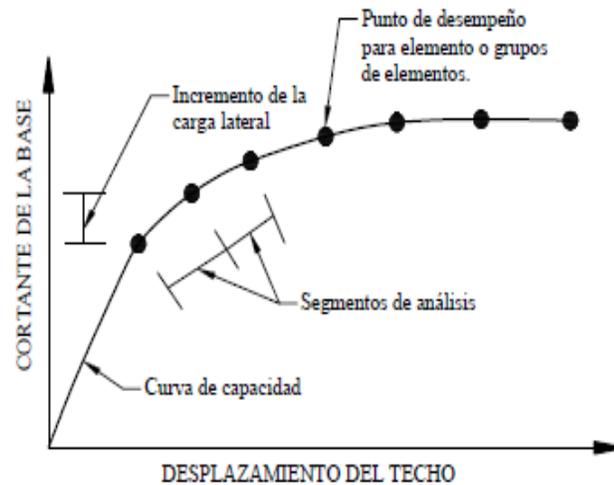


Fig. 2.23 Curva de Capacidad

La técnica del Pushover se puede llevar a cabo aplicando un patrón de cargas laterales a la estructura, que representen las fuerzas sísmicas, patrón que se va incrementando monótonamente hasta alcanzar la capacidad última de la estructura o el colapso (Moreno R 2006), con cada incremento de carga la estructura va perdiendo rigidez. Las curvas Pushover muestran la respuesta global del sistema (desplazamientos laterales, cortante basal, y drift o derivas).

La técnica del Pushover se realiza con pequeños incrementos de carga alrededor de 0.1 T. esto para cuando se utiliza un programa de ordenador. Para resolver manualmente se pueden plantear incrementos de carga de 2 T como lo recomienda Aguiar, la carga con la que se resuelve es muy alta pero se tendrán menos operaciones y será factible mostrar la secuencia de cálculo (Aguiar 2003).

2.13.1 CURVA DE CAPACIDAD

Como se describió en el inciso anterior, aplicando la técnica de Pushover obtendremos la respuesta no lineal de una estructura, la cual podemos representar en la “*curva de capacidad*”. El análisis tiene como base dos conceptos primordiales: la capacidad y la demanda. La primera puede entenderse como una característica propia de la edificación que depende de factores como la geometría de los elementos, la cantidad de refuerzo, las propiedades de los materiales como rigidez y ductilidad, entre otras.

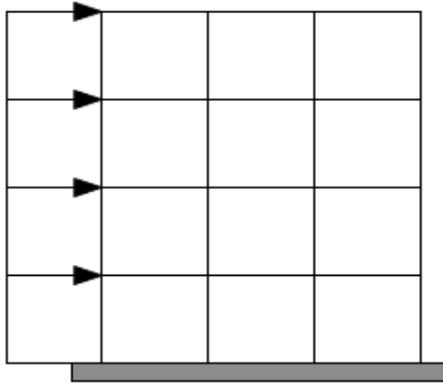
La demanda depende de un sismo en particular, representado mediante un acelerograma o un espectro de respuesta y hace referencia a las fuerzas y deformaciones impuestas por este. De manera que la demanda a diferencia de la capacidad, no es en teoría un valor constante, pues depende del conjunto de fuerzas externas o aceleraciones a las que se somete a la edificación.

2.13.2 DISTRIBUCIÓN DE CARGA LATERAL

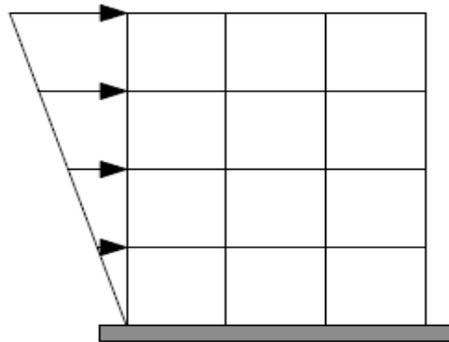
Existen diversas distribuciones de fuerzas laterales que se pueden aplicar a la estructura para obtener la *curva de capacidad*, (triangular, parabólica, uniforme), la elección de cada una de ellas afecta los resultados que se obtienen en la *curva de capacidad*.

No existe un único patrón de fuerzas que sea universalmente aceptado (Moreno Gonzales 2006), una solución práctica es usar al menos 2 dos distribuciones diferentes y definir la

curva de capacidad mediante la envolvente de los resultados obtenidos (Fajfar, 2000). Es posible utilizar las fuerzas obtenidas del análisis sísmico estático o ELF.

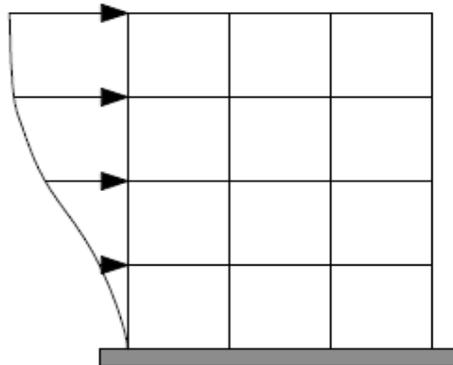


Tipo 1: Fuerza concentrada o distribuida uniformemente



$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_i h_i^k} V$$

Tipo 2: Fuerza Triangular



$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i} F$$

Tipo 3: Distribución según primer modo

Fig. 2.24 Modelos de Carga Lateral

El profesor Aguilar propone algunos criterios para obtener las fuerzas laterales. El primero de ellos, sólo trabaja con el modo fundamental, éste criterio es válido para estructuras regulares en planta y elevación, y el segundo criterio considera los modos superiores para el efecto se debe encontrar el modo fundamental equivalente, este criterio es para estructuras en las cuales los modos superiores tienen un papel importante en la respuesta estructural.

La curva de capacidad sísmica resistente de una estructura es función de la distribución de fuerzas laterales que se aplican en cada uno de los pisos. Por este motivo es importante tener presente los principios de la dinámica de estructuras para aplicar las fuerzas laterales en cada uno de los pisos, con los cuales se va aplicar la técnica del “Pushover”.

2.13.2.1 CRITERIO 1: MODO FUNDAMENTAL

Si se tiene una estructura muy regular en planta y elevación ésta va a trabajar básicamente en el primer modo de vibración. En consecuencia las fuerzas laterales a aplicarse en cada uno de los pisos se determinan con la siguiente ecuación.

$$F_i = \frac{m_i \Phi_i}{\sum_j^N m_j \Phi_j} V \quad (2.36)$$

Donde

m_i = masa en el piso i

Φ_i = forma del primer modo en el piso i

V = cortante basal

N = número de pisos

F_i = fuerza correspondiente al piso i

2.13.2.2 CRITERIO 2: MODOS SUPERIORES

Cuando se tiene una estructura en la cual se conoce que la influencia de los modos superiores es importante en la respuesta sísmica, se debe encontrar las fuerzas laterales aplicando el presente criterio que está basado en el *Modo fundamental equivalente* Φ_i propuesto por Valles (1996). El modo fundamental equivalente Φ_i se determina empleando el criterio del Máximo Valor Probable en la combinación de los modos de vibración, utilizando la siguiente ecuación:

$$\Phi_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N (\Phi_{ij} \gamma_j)} \quad (2.37)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{k=1}^N m_k \Phi_{kj}}{\sum_{k=1}^N m_k \Phi_{kj}^2} \quad (2.38)$$

Finalmente las fuerzas laterales en cada piso se obtienen aplicando la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{m_i \Phi_i}{\sum_j m_j \Phi_j} \quad (2.39)$$

2.13.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Hay buenas razones para abogar por el uso del análisis inelástico paso a paso para la predicción de la demanda, ya que en muchos casos se proporcionará información mucho más relevante que un análisis estático o incluso dinámico elástico, pero sería contraproducente defender este método como una solución general técnica para todos los casos. El análisis paso a paso es una herramienta útil, pero no es infalible, para valorar la fuerza elástica y demandas de deformación y para exponer las debilidades del diseño. Su

principal ventaja es que anima a los ingenieros de diseño a reconocer importantes cantidades de respuesta sísmica y utilizar el buen juicio en relación con la fuerza y las demandas de deformación y capacidades que controlan la respuesta sísmica cerca de la falla, pero hay que reconocer que en algunos casos puede proporcionar una falsa sensación de seguridad si sus deficiencias y las dificultades no son reconocidos.

Un análisis paso a paso cuidadosamente realizado proporcionará información sobre los aspectos estructurales que controlan el desempeño durante los terremotos severos. Para las estructuras que vibran sobre todo en el modo fundamental, tal análisis es muy probable que de una buena estimación de las demandas de deformación inelástica globales así como locales, también expone las debilidades de diseño que puede permanecer oculto en un análisis elástico. Estas debilidades incluyen mecanismos de piso, las demandas de deformación excesivas, irregularidades de fuerza y sobrecargas en elementos potencialmente frágiles, como las columnas y conexiones. Se debe enfatizar que el análisis paso a paso es aproximado en la naturaleza y se basa en la carga estática.

Como tal, no puede representar fenómenos dinámicos con un alto grado de precisión. Puede no detectar algunos modos de deformación importantes que pueden ocurrir en una estructura sometida a terremotos, y puede exagerar otros. La respuesta dinámica inelástica puede diferir significativamente de las predicciones basadas en modelos de carga estáticas invariables o de adaptación, sobre todo si los efectos del modo más altas se vuelven importantes.

Cualquiera que sea el patrón de la carga que se elija, es probable que favorezca a ciertos modos de deformación que se activan por el patrón de carga y se pierda otras que se inicia y se propaga por el movimiento del suelo e inelásticas características de respuesta dinámica de la estructura.

El ejemplo más simple es una estructura con un piso débil principal. Cualquier modelo de carga invariante conducirá a una concentración de deformaciones inelásticas en el piso superior y nunca podrán iniciar deformaciones inelásticas en ninguna de los otros pisos. Por lo tanto, el buen juicio necesita ser empleada en la selección de patrones de carga y en la interpretación de los resultados obtenidos a partir de patrones de carga seleccionadas.

Una evaluación completa de la precisión de las predicciones de demanda del pushover requerirá la ejecución de un gran número de casos de estudio para muchas configuraciones diferentes. Hasta ese momento, una evaluación preliminar debe basarse en estudios anteriores, cuyo objetivo primario no puede haber sido una evaluación del procedimiento paso a paso.

A pesar de sus debilidades, el método del análisis pushover, permitirá obtener la respuesta estructural e identificar la generación de las articulaciones plásticas; para detectar los mecanismos de falla que se puedan producir.

2.14 PROGRAMAS A UTILIZAR

En los últimos años, el uso de programas de cómputo en los procesos de análisis y diseño en ingeniería se ha extendido ampliamente; particularmente en ingeniería estructural. Los programas de análisis cubren un campo de aplicaciones que van desde las estructuras de marcos estructurales, combinados con elementos de arriostres o muros de corte, hasta la inclusión de disipadores de energía o de aisladores sísmicos en la base. Los sistemas de entrepisos o cubiertas laminares pueden ser modelados con elementos finitos apropiados. Asimismo, debido al desarrollo de aplicaciones con elementos finitos, con ciertos programas es posible modelar el suelo circundante a la cimentación en conjunto con las estructuras de la cimentación.

2.14.1 PROGRAMA ETABS PARA ANALISIS NO LINEAL

El programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems o Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones) es uno de los programas de propósito específico, con el que se pueden realizar análisis estáticos y dinámicos. Los análisis se realizan básicamente en el rango lineal, pero pueden ser considerados elementos no lineales en los apoyos o en los disipadores de energía.

VENTAJAS:

- Facilidad en el ingreso de datos, enfocado en trabajar con términos propios a los edificios, pues el modelamiento se hace a partir de pisos, vanos, ejes de columnas, muros, en lugar de nudos y elementos genéricos.

- En forma consistente con los datos, los resultados son presentados en forma rápidamente entendible para el ingeniero, de acuerdo a cada elemento de la estructura.
- Las plantas típicas las identifica, permitiendo disminuir cálculos locales que sería innecesario duplicar. De igual forma cualquier modificación o asignación que se realice en una planta típica, se realiza sólo una vez y el se encarga del resto de los pisos semejantes.
- La mayoría de los programas trabajan con el centerline (eje central) de los miembros, el ETABS permite conectar las vigas a las columnas y viceversa en cualquier excentricidad.
- Permite modelar y cargar las losas de piso de cualquier geometría, tipo y sistema de cargas. Evita el procedimiento de determinar reacciones sobre vigas por áreas tributarias, aunque no está limitado a esto. Maneja losas macizas, nervadas en una dirección, en dos direcciones.
- Los resultados los arroja en formatos especiales en términos de pisos, columnas, vigas, pantallas. Los desplazamientos los puede arrojar directamente como derivas de piso.
- Las columnas pueden tener la sección simétrica o asimétrica, tanto en concreto como en acero. Incluye secciones variables para vigas acarteladas.
- Puede seleccionar entre una lista de perfiles de acero de una base de datos, para determinar cuál es el más apropiado, con la función AUTOSELECT, prefijando un

desplazamiento máximo de la estructura como objetivo, o un periodo de vibración prefijado o simplemente para que cumpla con la resistencia requerida.

- Diseña o revisa el acero de muros de corte de geometría general. Secciones rectangulares C, L, con cualquier tipo de refuerzo. Calcula los elementos de borde. Diseña los dinteles de unión entre muros de corte.
- Realiza análisis no lineal con historia en el tiempo con acelerogramas de movimientos sísmicos pushover, como nueva técnica para determinar la resistencia y ductilidad global de la estructura, principalmente como herramienta para la rehabilitación sísmica de edificios.

El programa ETABS, permite desarrollar el modelo matemático tridimensional de una manera minuciosa con una malla de elementos finitos; y apegado al comportamiento que dicha estructura experimentará ante cualquier excitación sísmica; logrando que la estructuración y el detallado de refuerzos proporcionen la seguridad estructural requerida, según las normas de diseño vigente.

Los elementos utilizados en el modelo estructural, básicamente se agrupan en dos tipos:

- A. Elementos lineales (frame elements), que simulan las características de los elementos de marcos, como columnas, vigas, tensores, etc., en posición vertical, horizontal o inclinada.

- B. Elementos superficiales o paneles (Shell elements), para simular el sistema de piso de entepiso y paredes; las que pueden ser verticales, horizontales o en planos inclinados.

Con la simulación de estos elementos estructurales, se logra obtener la evaluación de la rigidez del sistema tridimensional y la evaluación del peso total de la estructura que ha sido simulada y/o cargada con cargas de superficie y/o lineales para incorporar aquellos elementos no estructurales que no han sido modelados como elementos estructurales, por no aportar rigidez en la respuesta estructural.

Los esfuerzos resultantes que actúan sobre la estructura son una interacción de Fuerzas y Momentos: Axial, Cortante, Torsión y Flexión. El análisis estructural fue realizado bajo el criterio de combinación de cargas de diseño; sobre la base de los resultados obtenidos del ETABS, considerando los esfuerzos permisibles o resistencia última de cada uno de los materiales, y además, cumpliendo los requisitos para garantizar la estabilidad y resistencia necesaria, según las normas de diseño contenidas en los respectivos Reglamentos.

Todos los resultados derivados del análisis dinámico se obtienen, mediante el análisis por cargas verticales u horizontales estáticas y efectos dinámicos espectrales de edificaciones tridimensionales, independientes de cada variable (fuerzas, momentos y/o desplazamientos) para cada miembro y utilizando criterios de combinación modal actualizados (CQC). En el análisis dinámico y diseño de las estructuras se evalúan, las

deformadas y períodos correspondientes a cada una de las soluciones estructurales, fuerzas cortantes de pisos, etc. En el diseño se chequean las diferentes cuantías de acero de refuerzo correspondientes a cada elemento estructural (viga, columna, etc.), de acuerdo a las combinaciones de cargas sísmicas y de gravedad más desfavorables.

El diseño lo realiza bajo las consideraciones de diversas normas internacionales, entre ellas ACI-318, AISC-ASD y AISC-LRFD, UBC, EUROCODIGO entre otras, aplicado a vigas, columnas, losas, secciones mixtas, muros de corte.

Las fuerzas internas que se obtienen, para cada uno de los elementos estructurales; son los siguientes:

Para las barras (columnas y vigas de concreto):

P: Carga Axial, en Ton.

V2, V3: Cortante en ambas direcciones, en Ton.

M2, M3: Momentos de Flexión en ambas direcciones, en Ton-m.

T: Momento de Torsión, en Ton-m.

Para los paneles (losas, muros y/o paredes):

M11: Flexión XX (Horizontal), en Ton-m/m.

M22: Flexión YY (Vertical), en Ton-m/m.

V12: Cortante Diagonal, paralelo al plano, en Ton/m.

V13: Fuerzas cortante en la cara X, perpendicular al plano, en Ton/m

V23: Fuerzas cortante en la cara Y, perpendicular al plano, en Ton/m

El programa permite calcular el acero de refuerzo para los elementos lineales (columnas, vigas, etc) de concreto reforzado, obteniendo como resultado los valores máximos para la envolvente de las acciones de diseño, así:

As Top = Acero longitudinal, lecho superior, cm²

As Bottom = Acero longitudinal, lecho inferior, cm²

Av/s = Area de refuerzo de estribos, cm²/m

2.14.2 PROGRAMA SEISMOSTRUCT PARA ANALISIS NO LINEAL

Para los análisis no lineales llevados a cabo en este estudio se utilizó el programa Seismostruct, este programa está basado en la teoría de fibras para predecir el comportamiento de marcos tridimensionales bajo carga estática y dinámica tomando en consideración la no linealidad tanto de la geometría como de los materiales. Además, contiene algoritmos de estabilidad numérica para los casos en los que se tiene que evaluar altos niveles de deformación, lo que permite una buena estimación de la respuesta inelástica, así como la capacidad de carga última.

Para evaluar la inelasticidad del material, el programa contempla varios modelos constitutivos del material, entre los cuales podemos mencionar:

1. Modelo de acero bi-lineal con endurecimiento por deformación. Comportamiento bajo carga monotónica.
2. Modelo de acero con endurecimiento por deformación. Comportamiento bajo carga cíclica y pandeo del refuerzo longitudinal.
3. Modelo del concreto tri-lineal. Comportamiento bajo carga monotónica.
4. Modelo de concreto con confinamiento constante. Comportamiento bajo carga cíclica.

En este programa los análisis no lineales implican procedimientos de solución iterativos ante cargas que son aplicadas en incrementos predefinidos. El algoritmo de solución que se maneja es el método de Newton-Raphson Modificado. El programa tiene la virtud de que si la solución no converge para el número de iteraciones especificado, de manera automática se reduce el incremento de carga (análisis bajo carga monotónica) o el incremento del tiempo (análisis de historia en el tiempo), entonces el análisis se restablece a partir del último punto de equilibrio, para poder alcanzar la convergencia.

En el análisis no lineal de estructuras de concreto reforzado, por lo general se emplea la formulación de plasticidad concentrada, en la cual el comportamiento no lineal se concentra en los extremos de vigas y columnas, que son zonas en donde comúnmente se presenta la formación de articulaciones plásticas. Dicho comportamiento se representa mediante resortes no lineales a los cuales se les asigna un modelo constitutivo de plasticidad concentrada, en el que se busca reproducir la degradación de rigidez y

resistencia, así como el estrangulamiento de la curva histerética por efecto del deslizamiento relativo entre el refuerzo longitudinal y el concreto que lo rodea, y los efectos de corte.

Para describir el comportamiento inelástico a todo lo largo de miembros de concreto reforzado se recurre a formulaciones de plasticidad distribuida, la cual no ha sido tan ampliamente usada como la de plasticidad concentrada. El comportamiento constitutivo del material se basa en la modelación de elementos finitos de fibra tipo viga o columna, según sea el caso, que es conocida como teoría de fibras, en la que a cada fibra se le asigna un modelo constitutivo del material en estudio para de esta manera evaluar el comportamiento no lineal del miembro (Spacone et al., 1996).

Esta formulación consiste en subdividir la sección de un elemento en fibras, para posteriormente, mediante una integración numérica de la misma estimar las deformaciones y esfuerzos resultantes de la sección. El comportamiento constitutivo de las fibras se plantea en función del comportamiento esfuerzo-deformación del material; así, para las estructuras de concreto reforzado se requieren los modelos correspondientes del concreto simple y confinado, y del acero de refuerzo. El comportamiento no lineal a lo largo del miembro se obtiene a partir de dos puntos de integración de Gauss para cada uno de los elementos que discretizan el miembro estructural. Para un elemento de extremos A y B, los puntos de integración de Gauss o las secciones que usa el programa para definir el

comportamiento del elemento, se encuentran a una distancia de $L/2\sqrt{3}$ del centro del elemento.

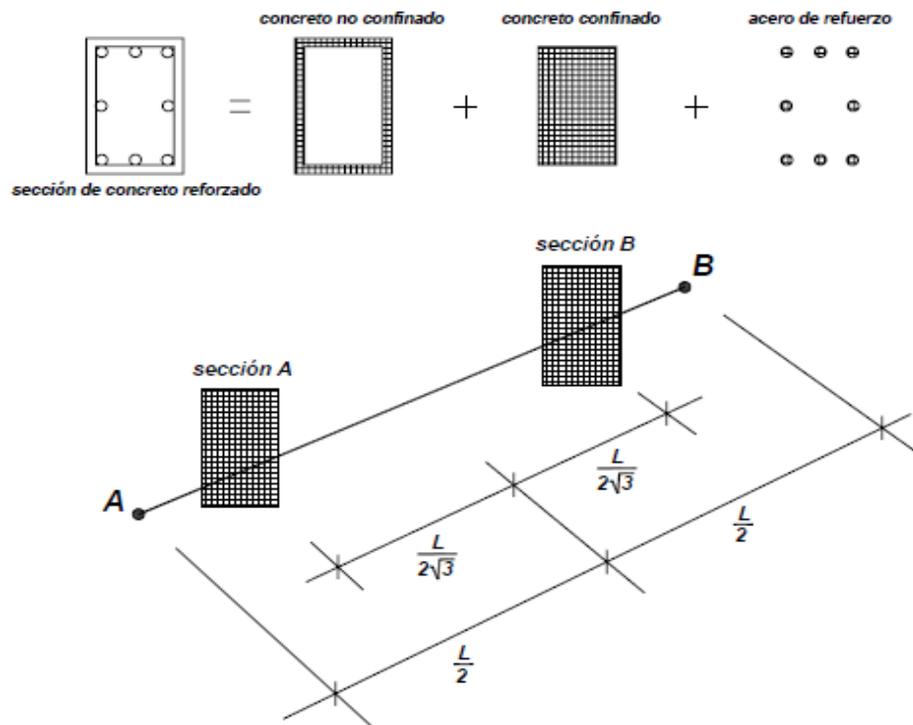


Fig. 2.25 Modelación de elementos finitos de fibra

La modelación por fibras presenta dos inconvenientes. El primero tiene que ver con la modelación de las deformaciones debidas a cortante, ya que se ha comprobado que el elemento fibra no reproduce la deformación por cortante, por lo que este tipo de análisis no son recomendados para el estudio de elementos cortos, en donde la influencia de la deformación por cortante no es despreciable (Spacone et al., 1996).

La segunda limitación de esta formulación está relacionada con el hecho de que la misma es incapaz de reproducir el deslizamiento relativo entre el concreto y la barra de acero, por lo que la respuesta analítica tiende a sobrestimar la capacidad de disipación de energía de la estructura. Sin embargo cabe señalar que el uso de una formulación que permita considerar la plasticidad distribuida a lo largo del elemento, y no concentrada, hacen más reales los resultados analíticos que pudiesen obtenerse con la misma, ya que es como sucede en las estructuras de concreto, la concentración de la plasticidad es una simplificación del problema.

CAPITULO III
ESTRUCTURA EN ESTUDIO

3. EDIFICIO BAJO CONSIDERACIÓN

En este capítulo se presentan la estructura considerada para el estudio que se presenta en esta tesis, así como los criterios seguidos para diseñarlos según la Norma Técnica de Diseño por Sismo y algunas normativas internacionales aplicables. En lo esencial se buscó que el edificio abarcara un intervalo suficiente del valor de las variables por considerar, para el caso específico la variación en la resistencia del concreto en obra contra la resistencia especificada en el proceso de diseño. El uso considerado para el edificio es de oficinas y debido a que la estructuración del mismo es idealizada, debido a que no fue posible obtener información de alguna edificación construida en nuestro país. Además, se ha considerado las condiciones de sitio más desfavorable considerado en nuestra norma.

3.1 GENERALIDADES

Se consideró un edificio con 10 niveles, estructurados con base en marcos de concreto reforzado con detallado especial (Sistema A.1 de la norma). Las características consideradas para el análisis y diseño del edificio se consideró lo siguiente:

Factor de Zona Sísmica	(A) = 0.40	-----	Zona 1 (Crítica)
Factor de Importancia	(I) = 1.20	-----	Edificio de ocupación esencial
Sistema Sismo Resistente	(R) = 12	-----	Marcos Estructurales con Detallado especial
Coeficiente de Sitio	(Co) = 3.00	-----	Perfil S3
Periodo del Suelo	(To) = 0.60	-----	Perfil S3

Los esfuerzos de diseño fueron $f'c$ de 280 kg/cm² para el concreto de columnas y para las vigas de entrepiso, siendo ambos concretos de clase I. En cuanto al acero de refuerzo, se utilizó un f_y de 4,200 kg/cm².

3.2 GEOMETRÍA

La Figura 3.1 muestra la planta tipo del edificio de análisis. La planta, de 24 x 35 metros, exhibe la misma estructuración en las dos direcciones de análisis. Para fines de diseño se han clasificado las columnas en esquineras, de borde y centrales para simplicidad del detallado de los elementos. La Figura 3.2a y 3.2b muestra una vista frontal del edificio de 10 niveles. Mientras que el primer entrepiso tiene una altura de 5 metros considerando la cota de desplante de la fundación, los entrepisos restantes exhiben una altura de 3.40 metros.

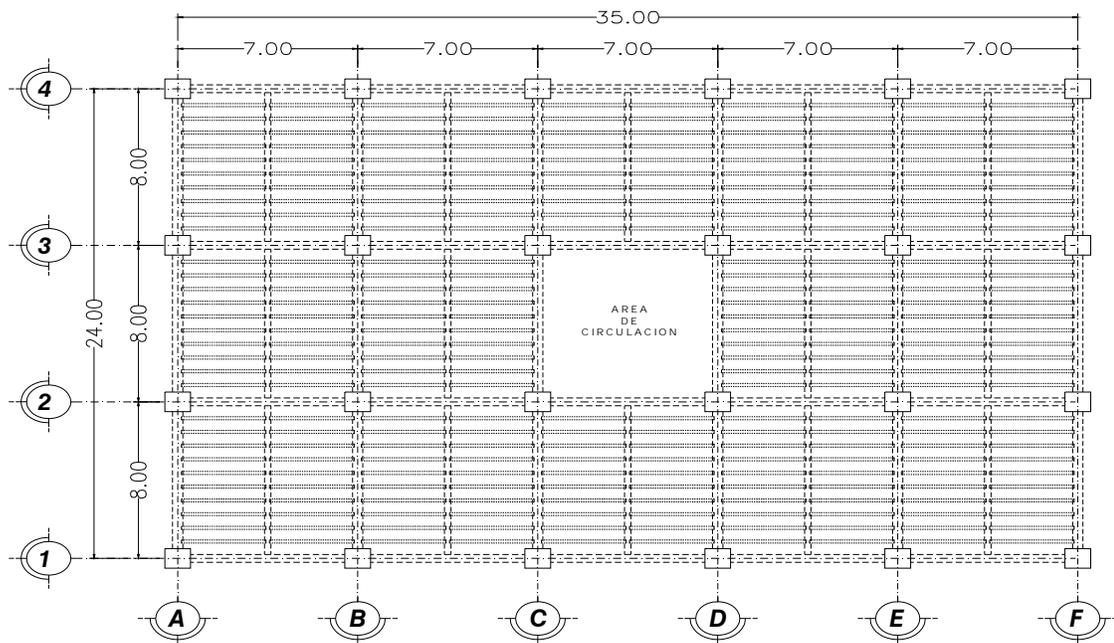


Fig. 3.1 Planta tipo de edificio para análisis

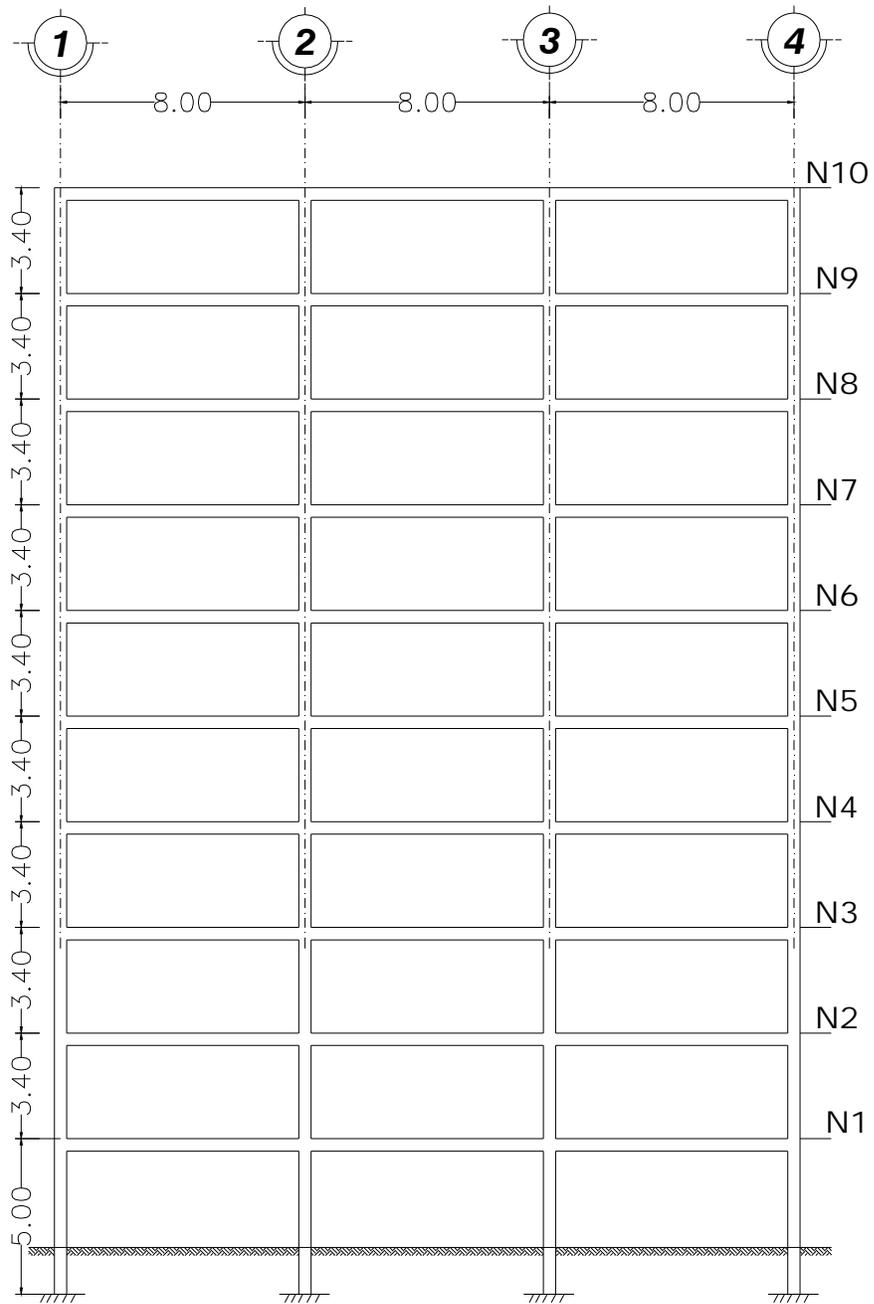


Fig. 3.2a Marco transversal tipo (Dirección Y - Y)

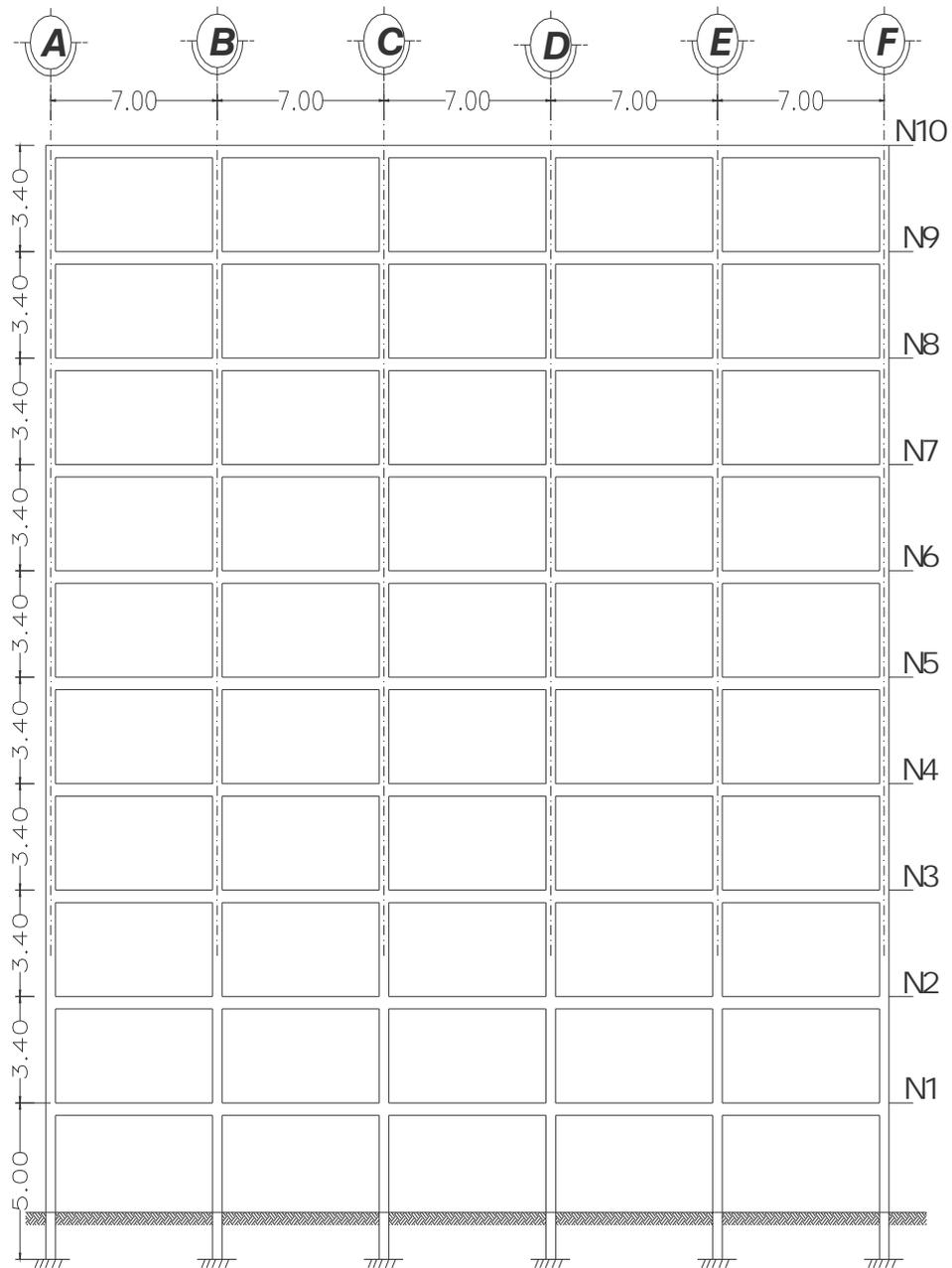


Fig. 3.2b Marco longitudinal tipo (Dirección X – X)

3.3 SECCIONES TRANSVERSALES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La tabla 3.1 resumen las secciones transversales de los elementos estructurales del diseño final del edificio. Para el edificio se planteó un modelo inicial que se fue refinando conforme a los resultados de los análisis lineales estáticos y dinámicos, y a la revisión que se hizo de las distorsiones máximas de entrepiso y deflexiones en vigas y losas.

El diseño de los elementos estructurales del edificio se llevó a cabo en dos etapas. La etapa 1 consistió en el diseño de columnas y vigas por resistencia una vez que los edificios cumplían con las restricciones de deformación. La etapa 2 consistió en la revisión de la capacidad a corte de las conexiones, así como de los requisitos de flexión mínima de las columnas, que implican que la sumatoria de los momentos en las vigas que llegan al nudo sean iguales o menores que la sumatoria de los momentos de las columnas que llegan al mismo.

Se han clasificado las vigas por su detallado como de borde (b) y centrales (c); al igual que las columnas se clasificaron como esquineras (e), perimetrales (p) y centrales (c), para una mejor comprensión del dimensionamiento y detallado de los mismos a fin de facilitar el proceso constructivo.

	Nivel	Viga	Seccion (cm)	Tipo		Nivel	Columna	Seccion (cm)	Tipo
VIGAS	N1	1	40 x 95	b	COLUMNAS	N1	1	120 x120	e
	N1	2	40 x 95	c		N2 a N4	2	120 x120	e
	N2	3	40 x 95	b		N1	3	120 x120	p
	N2	4	40 x 95	c		N1	4	120 x120	c
	N3 a N5	5	35 x 90	b		N2 a N4	5	120 x120	p
	N3 a N5	6	35 x 90	c		N2 a N4	6	120 x120	c
	N6 a N8	7	35 x 80	b		N5 a N7	7	100 x 100	e
	N6 a N8	8	35 x 80	c		N5 a N7	8	100 x 100	p
	N6 a N8	9	35 x 80	b		N5 a N7	9	100 x 100	c
	N6 a N8	10	35 x 80	c		N8 a N10	10	80 x 80	e
	N9 a N10	11	35 x 70	b,c		N8 a N10	11	80 x 80	p
	N9 a N10	12	35 x 70	b,c		N8 a N10	12	80 x 80	c

Tabla 3.1: Resumen de dimensionamiento de vigas y columnas

Durante el dimensionado de los elementos estructurales de los edificios se contemplaron criterios que normalmente se usan en la práctica de la ingeniería estructural. En cuanto al costo de la estructura, se decidió iniciar el diseño con modelos que exhibían secciones transversales pequeñas, tal como se hace en muchos despachos de cálculo estructural. Posteriormente, se ajustó el modelo en función de si cumplía o no con los requerimientos de rigidez y resistencia planteados en los respectivos códigos de diseño aplicables.

Además, pensando en facilitar el proceso de construcción, se plantearon secciones y armados tipo para vigas y columnas, llegando incluso a plantear plantas tipo con el fin de simplificar el proceso constructivo.

3.4 ANÁLISIS LINEAL

El edificio fue modelado con el programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems), elaborado por la compañía Computers and Structures Inc., es un programa de análisis ampliamente conocido en el gremio de la ingeniería estructural.



Fig. 3.3a Modelo Tridimensional

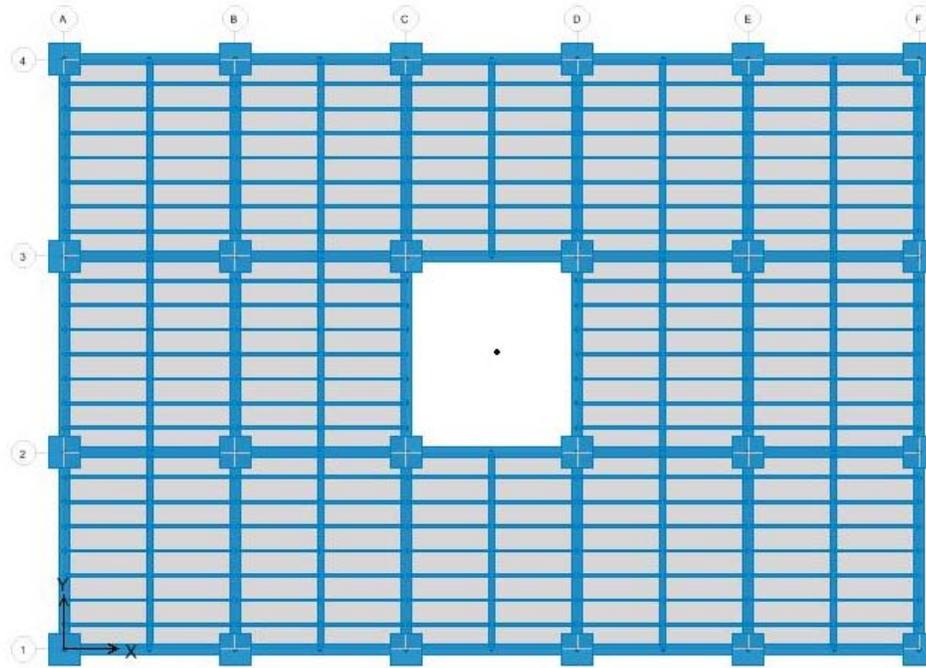


Fig. 3.3b Planta Estructural de Entrepiso Tipo

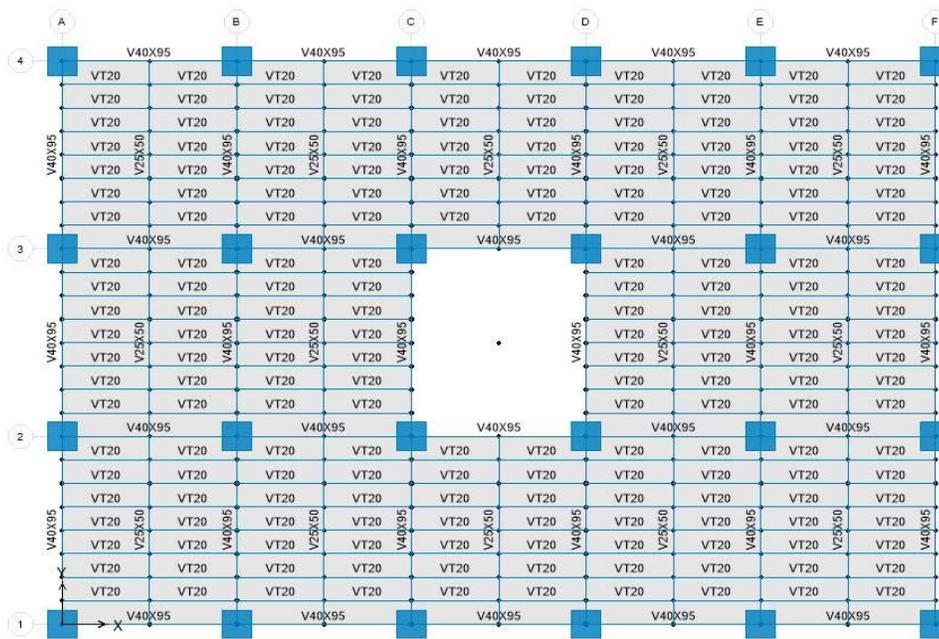


Fig. 3.3c Planta Estructural para identificación de elementos

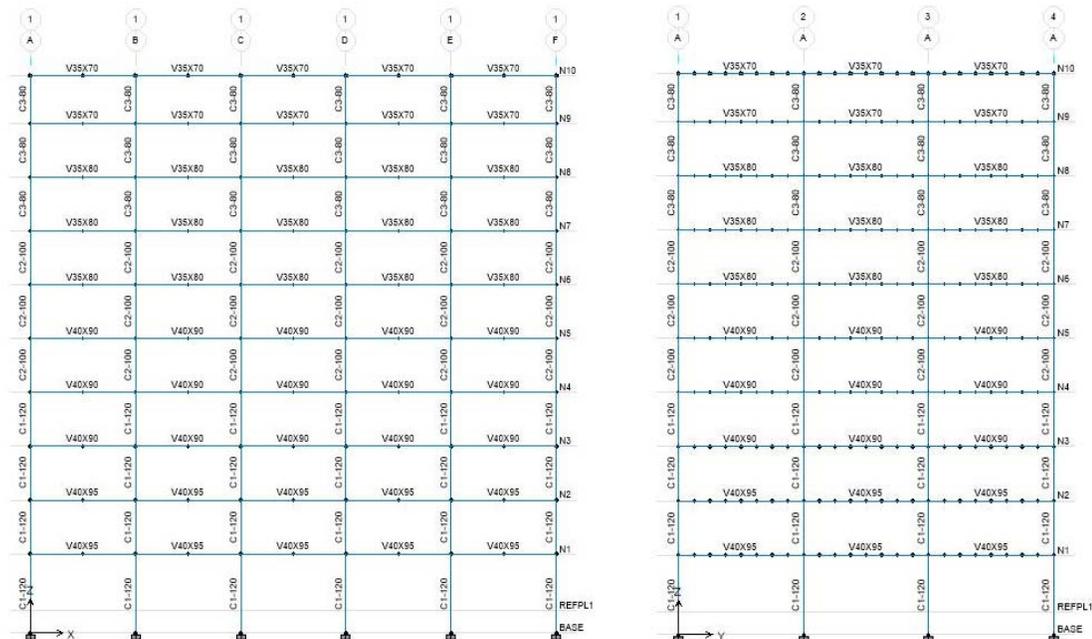


Fig. 3.3d Marcos Estructurales Tipo

El análisis y diseño de los edificios se apejó a dos condiciones:

- a) Requerimientos planteados en el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones y normativa internacional aplicable.
- b) Requerimientos prácticos utilizados normalmente en nuestro país.

En cuanto a los requerimientos planteados por el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones se cuidó entre otras cosas, que:

- La revisión de deflexiones en vigas correspondiera a lo especificado en la tabla 9.5(a) del ACI 318 - 08.

- La revisión por agrietamiento en vigas correspondiera a lo especificado en el inciso 10.10.4.1 del ACI 318 – 08, en cuanto a la consideración de la reducción de la inercia bruta de las secciones en consideración.
- Verificación de las deriva de entrepiso de acuerdo a lo planteado en la Norma Técnica de Diseño por Sismo en la Tabla 8.
- El valor del cortante basal dinámico, V_{bo} , fuera mayor que 0.8 del cortante basal estático V_b , tal como lo especifica la Norma Técnica de Diseño por Sismo en el Capítulo 5.

En cuanto a los requerimientos prácticos, puede mencionarse lo siguiente:

- Las vigas se consideraron rectangulares y simplemente armadas para su diseño a flexión.
- Se utilizaron solo dos diámetros diferentes para el armado longitudinal. El diseño de la columna que se encuentra en la parte superior de un nodo trata de acoplarse al diseño de la que se encuentra debajo, de tal manera de aprovechar mejor el refuerzo longitudinal.
- Se hizo un esfuerzo especial por eficientizar el diseño a flexocompresión de las columnas (que el momento resistente se acercara lo más posible al momento de diseño).

En cuanto a los elementos no-estructurales, se consideró que los edificios tendrían paredes divisorias de tablaroca y paredes perimetrales de mampostería desligadas del sistema sismo

- resistente. Además, se consideró que ambos tipos de paredes se encuentran desligados de la estructura, de tal manera que la distorsión de entrepiso permitida por las NTDS es de 0.015. En cuanto al impacto de las paredes en la carga gravitacional, se consideraron cargas muertas distribuidas en toda la superficie de cada nivel igual a 0.035 ton/m² para las divisiones y de 0.90 ton/m sobre las vigas perimetrales.

La demanda impuesta al edificio, se estableció por medio del espectro de respuesta contenido en la Norma Técnica de Diseño por Sismo.

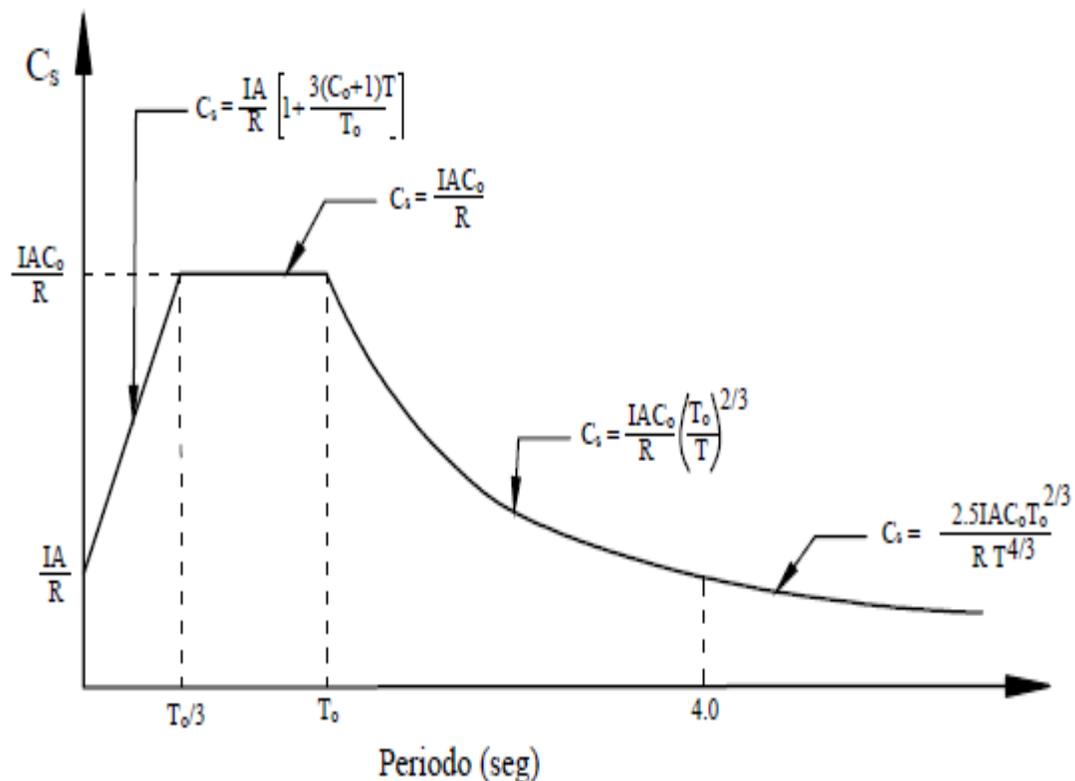


Fig. 3.4 Espectro de Respuesta utilizado.

3.5 CARGAS ACTUANTES SOBRE LA ESTRUCTURA

Cargas Permanentes (D): Estas cargas son generadas por el peso propio (D) de los elementos estructurales y son calculados automáticamente, por el programa de cálculo, al asignar las dimensiones de los elementos y el tipo de material de que será construido, para los elementos incluidos en el modelo estructural. Además se adicionan las **Sobrecargas Permanentes (SD)**, que no aportan rigidez pero si generan cargas: las instalaciones eléctricas y mecánicas, el piso utilizado, las divisiones internas apoyadas sobre la losa de entrepiso.

Cargas Permanentes

Peso Propio (D):

- Concreto reforzado	-----	2,400 kg/m ³
- Mampostería de Bloques	-----	2,000 kg/m ³

Sobrecargas Permanentes (SD):

En Losa - Techo:

- Cielo Falso + Instalaciones	-----	40 kg/m ²
- Piso sobre losa	-----	50 kg/m ²
- Divisiones de Tabla roca	-----	50 kg/m ²

Cargas Variables o Carga Viva de Losa (L): Se asignan como carga superficial sobre la losa de entrepiso, de acuerdo a lo establecido en el Capítulo 4 del Reglamento para la Seguridad Estructural para las Construcciones.

Cargas Vivas:

En Losa:

- Carga Viva en losa ----- 250 kg/m²

Cargas Accidentales por Sismo: Son evaluadas automáticamente al asignar el coeficiente Sísmico Estático, Cs, según normativa de análisis sísmico. El programa de cálculo convierte los pesos, de las cargas y sobrecargas permanentes, en fuerzas laterales; utilizando además, un factor de reducción para afectar las cargas vivas variables y convertirlas para análisis sísmico.

- Carga viva sísmica en losa ----- 180.0 kg/m²

3.6 CONDICIONES Y COMBINACIONES DE CARGA

Es de mencionar, que el cálculo de las cargas y sobrecargas sobre la losa, se realiza con criterios de evaluación muy elementales; y el programa se encarga de distribuir las a los elementos de marco, de acuerdo a la configuración estructural establecida en el modelo matemático tridimensional.

CASOS DE CARGAS

En el modelaje de las estructuras, se han generado los siguientes casos de cargas, en donde las cargas son asignadas con los valores nominales de las cargas de servicio, sin factores de carga, utilizando los criterios básicos de la evaluación de cargas en edificaciones, así:

- Peso Propio (PP)

- Sobre Carga Muerta (SD)
- Sismo Estático X (Ex)
- Sismo Estático Y (Ey)
- Sobre Carga de Paredes (PB)
- Dinámico X
- Dinámico Y

COMBINACIONES DE CARGAS DE DISEÑO (ACI 318 – 2008):

Las combinaciones de Carga a que la estructura podría ser sometida durante su vida útil se mayorizan con factores de carga, según la probabilidad de ocurrencia, establecidos por el código de referencia, así:

COMBINACIONES DE CARGA (COMB #):

1. $1.4 PP + 1.4 SD + 1.4 PB$
2. $1.2 D + 1.2 SD + 1.2 PB + 1.6 L$
3. $1.2 D + 1.2 SD + 1.2 PB + 1.0 L + 1.4 SX + 0.42 SY$ (100% SX + 30% SY)
4. $1.2 D + 1.2 SD + 1.2 PB + 1.0 L + 1.4 SX - 0.42 SY$
5. $1.2 D + 1.2 SD + 1.2 PB + 1.0 L - 1.4 SX + 0.42 SY$
6. $1.2 D + 1.2 SD + 1.2 PB + 1.0 L - 1.4 SX - 0.42 SY$
7. $1.2 D + 1.2 SD + 1.2 PB + 1.0 L + 0.42 Ex + 1.4Ey$ (30% SX + 100% SY)
8. $1.2 D + 1.2 SD + 1.2 PB + 1.0 L + 0.42 Ex + 1.4Ey$
9. $1.2 D + 1.2 SD + 1.2 PB + 1.0 L - 0.42 Ex + 1.4Ey$

$$10. 1.2 D + 1.2 SD + 1.2 PB + 1.0 L + 0.42 E_x - 1.4 E_y$$

$$11. 1.2 D + 1.2 SD + 1.2 PB + 1.0 L - 0.42 E_x - 1.4 E_y$$

$$12. 0.9 D + 0.9 SD + 0.9 PB + 1.4 SX + 0.42 SY \quad (100\% SX + 30\% SY)$$

$$13. 0.9 D + 0.9 SD + 0.9 PB + 1.4 SX - 0.42 SY$$

$$14. 0.9 D + 0.9 SD + 0.9 PB - 1.4 SX + 0.42 SY$$

$$15. 0.9 D + 0.9 SD + 0.9 PB - 1.4 SX - 0.42 SY$$

$$16. 0.9 D + 0.9 SD + 0.9 PB + 0.42 SX + 1.4 SY \quad (30\% SX + 100\% SY)$$

$$17. 0.9 D + 0.9 SD + 0.9 PB - 0.42 SX + 1.4 SY$$

$$18. 0.9 D + 0.9 SD + 0.9 PB + 0.42 SX - 1.4 SY$$

$$19. 0.9 D + 0.9 SD + 0.9 PB - 0.42 SX - 1.4 SY$$

Estas combinaciones de cargas mayorizadas son utilizadas para evaluar las Fuerzas Axiales, Fuerzas Cortantes, Momentos Flexionantes y Momentos de Torsión en los diferentes elementos estructurales que conforman el modelo matemático tridimensional; y así, con los requisitos de resistencia última de los materiales utilizados (Concreto Reforzado), sometidos a una combinación de fuerzas y/o esfuerzos de Tensión Axial o Compresión Axial, Flexión, Cortante y Torsión, se revisan los criterios de detallado y/o resistencia establecidos en los Reglamentos de Diseño, que están incorporados en el Programa de Cálculo Estructural avanzado ETABS y algunos auxiliares de cálculo utilizados.

3.7 MODOS DE VIBRAR

Se estimaron las propiedades dinámicas para cada uno de los edificios bajo consideración.

La Figura 3.5 presenta, a manera de ejemplo, algunos de los modos de vibrar del edificio en estudio.

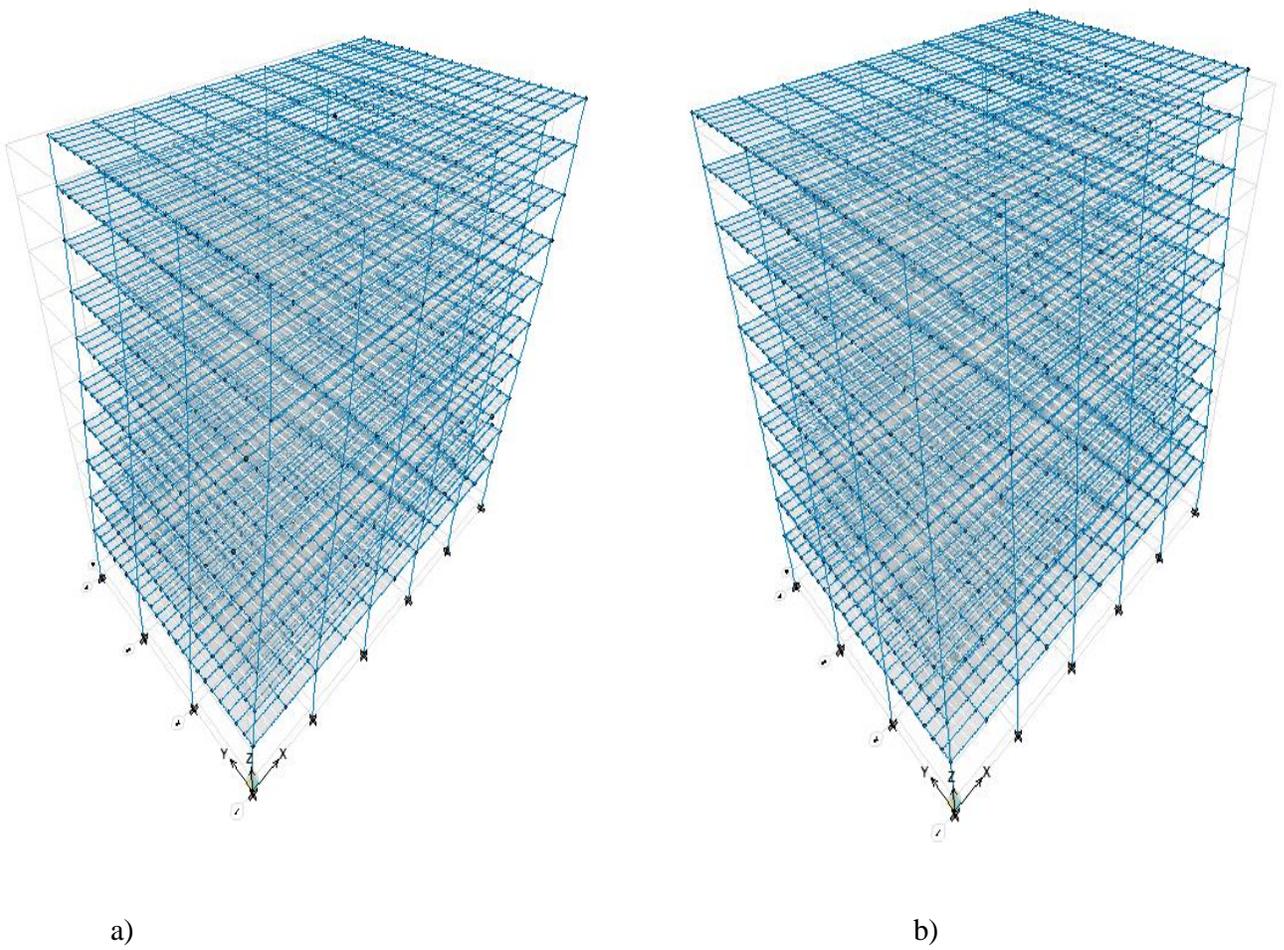


Fig. 3.5 Modos de Vibracion a) Modo 1 $T = 1.1996$ seg, b) Modo 2 $T = 1.0953$ seg

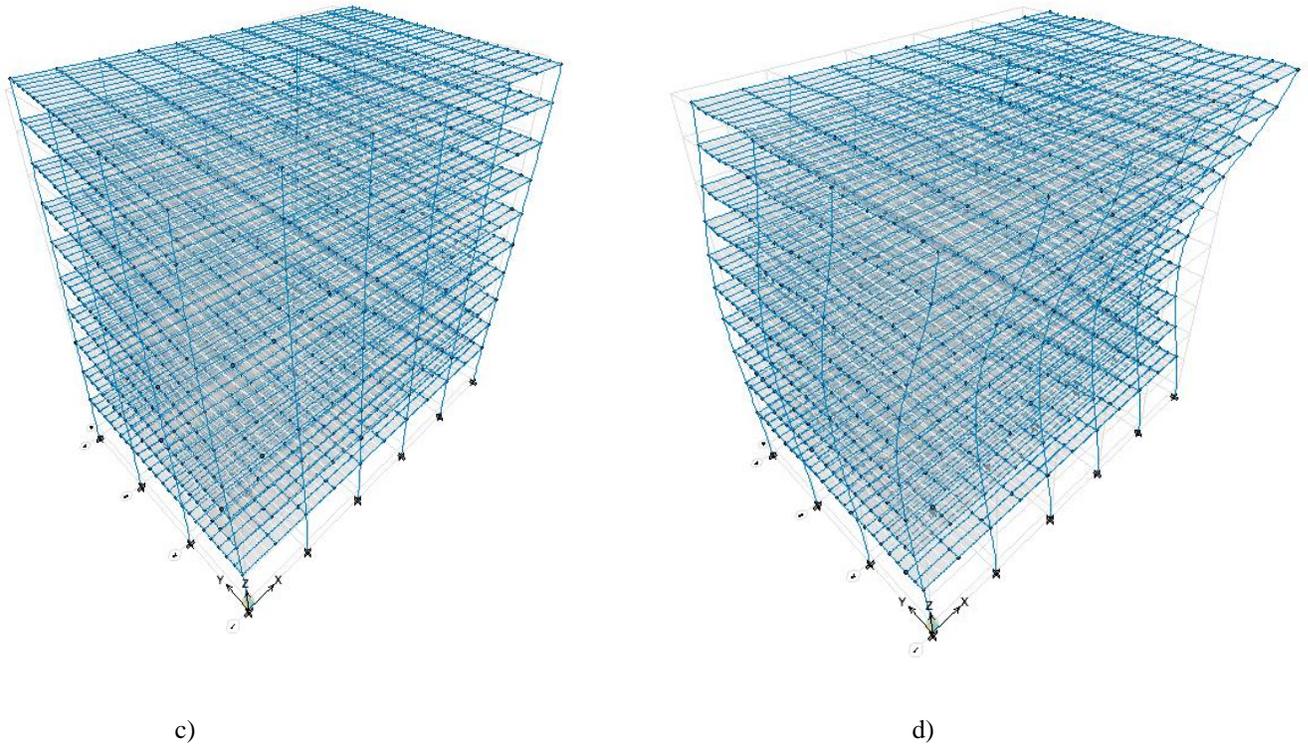


Fig. 3.5 Modos de Vibracion c) Modo 3 T = 1.0116 seg, d) Modo 4 T = 0.4311 seg

3.8 REVISIÓN DE CORTANTE BASAL

Es importante la revision del cortante basal, para la obtencion de las fuerzas internas en cada uno de los elementos estructurales del sistema sismo – resistente y su distribucion horizontal y vertical. El calculo del cortante se realiza por el metodo estatico establecido en la Norma Tecnica asi:

$$C_s = \frac{AIC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T} \right)^{2/3} \quad (3.1)$$

Luego se compara con el dinámico y se establece que al menos sea el 80% del cortante estático. En las Tablas 2 y 3, se presenta el resumen.

DISTRIBUCION VERTICAL DE FUERZAS DEL ANALISIS SISMICO																			
REF.	ALTURA (m)	NIVELES	Factor(g)= 9.81		PESO SISMICO		DINAMICO: XX			ESTATICO: XX			ESTATICO CORREGIDO: XX						
			MASA T/(m/s ²)	PESO (Ton)	TOTAL (Ton)	PARCIAL (Ton)	CORTANTE (Ton)	FUERZA (Ton)	% VB	CORTANTE (Ton)	FUERZA (Ton)	% VB	CORTANTE (Ton)	FUERZA (Ton)	% VB	CORECCION			
N - 10	35.20	65.19	639.52		732.27		136.82	11.98%		142.21	10.76%		142.21	10.76%	0.00				
3.000					732.27		136.82			142.21			142.21						
N - 9	32.20	106.69	1,046.68		1,085.20		194.28	17.01%		212.91	16.11%		212.91	16.11%	0.00				
3.400					1,817.47		331.10			355.12			212.91						
N - 8	28.80	107.36	1,053.17		1,082.36		163.19	14.29%		191.61	14.50%		191.61	14.50%	0.00				
3.400					2,899.83		494.29			546.73			191.61						
N - 7	25.40	110.68	1,085.78		1,160.69		142.95	12.52%		174.22	13.19%		174.22	13.19%	0.00				
3.400					4,060.52		637.24			720.95			174.22						
N - 6	22.00	114.68	1,124.96		1,160.70		128.33	11.24%		156.35	11.83%		156.35	11.83%	0.00				
3.400					5,221.22		765.57			877.30			156.35						
N - 5	18.60	115.89	1,136.89		1,174.52		111.41	9.75%		133.59	10.11%		133.59	10.11%	0.00				
3.400					6,395.74		876.98			1,010.89			133.59						
N - 4	15.20	119.98	1,176.99		1,268.52		96.33	8.43%		113.01	8.55%		113.01	8.55%	0.00				
3.400					7,664.26		973.31			1,123.90			246.60						
N - 3	11.80	124.77	1,224.01		1,268.52		80.12	7.01%		91.25	6.91%		91.25	6.91%	0.00				
3.400					8,932.78		1,053.43			1,215.15			337.85						
N - 2	8.40	124.77	1,223.99		1,268.52		57.21	5.01%		64.95	4.92%		64.95	4.92%	0.00				
3.400					10,201.30		1,110.64			1,280.10			1,280.10		0.00				
N - 1	5.00	132.71	1,301.91		1,424.28		31.56	2.76%		41.12	3.11%		41.12	3.11%	0.00				
5.000					11,625.58		1,142.20			1,321.22			1,321.22		0.00				
BASE	0.00																		
SUMAN		1,122.724	11,013.92	Ws =	11,625.58		1,142.20	100.00%		1,321.22	100.00%		1,321.22	100.00%					
										C _{sx} = V _b /W _s =		0.114							
										Dinamico x-x = 86.45% DEL CORTANTE ESTATICO					V _b x corr. = 100.0% DEL CORTANTE ESTATICO				

Tabla 3.2: Cortante Basal en la Direccion X - X

DISTRIBUCION VERTICAL DE FUERZAS DEL ANALISIS SISMICO																
REF.	ALTURA (m)	NIVELES	Factor(g)= 9.81		PESO SISMICO		DINAMICO: YY			ESTATICO: YY			ESTATICO CORREGIDO: YY			
			MASA T/(m/sz)	PESO (Ton)	TOTAL (Ton)	PARCIAL (Ton)	CORTANTE (Ton)	FUERZA (Ton)	% VB	CORTANTE (Ton)	FUERZA (Ton)	% VB	CORTANTE (Ton)	FUERZA (Ton)	% VB	CORRECCION
N - 10	35.200		65.19	639.52		732.27		141.98	12.61%		142.21	10.76%		142.21	10.76%	0.00
3.000					732.27		141.98			142.21			142.21			
N - 9	32.200		106.69	1,046.68		1,085.20		197.08	17.50%		212.91	16.11%		212.91	16.11%	0.00
3.400					1,817.47		339.06			355.12			355.12			
N - 8	28.800		107.36	1,053.17		1,082.36		162.13	14.40%		191.61	14.50%		191.61	14.50%	0.00
3.400					2,899.83		501.19			546.73			546.73			
N - 7	25.400		110.68	1,085.78		1,160.69		139.12	12.35%		174.22	13.19%		174.22	13.19%	0.00
3.400					4,060.52		640.31			720.95			720.95			
N - 6	22.000		114.68	1,124.96		1,160.70		122.17	10.85%		156.35	11.83%		156.35	11.83%	0.00
3.400					5,221.22		762.48			877.30			877.30			
N - 5	18.600		115.89	1,136.89		1,174.52		105.59	9.38%		133.59	10.11%		133.59	10.11%	0.00
3.400					6,395.74		868.07			1,010.89			1,010.89			
N - 4	15.200		119.98	1,176.99		1,268.52		92.40	8.20%		113.01	8.55%		113.01	8.55%	0.00
3.400					7,664.26		960.47			1,123.90			1,123.90			
N - 3	11.800		124.77	1,224.01		1,268.52		77.99	6.92%		91.25	6.91%		91.25	6.91%	0.00
3.400					8,932.78		1,038.46			1,215.15			1,215.15			
N - 2	8.400		124.77	1,223.99		1,268.52		56.38	5.01%		64.95	4.92%		64.95	4.92%	0.00
3.400					10,201.30		1,094.84			1,280.10			1,280.10			
N - 1	5.000		132.71	1,301.91		1,424.28		31.41	2.79%		41.12	3.11%		41.12	3.11%	0.00
5.000					11,625.58		1,126.25			1,321.22			1,321.22			
BASE	0.000															
SUMAN			1,122.724	11,013.92	Ws =	11,625.58		1,126.25	100.00%		1,321.22	100.00%		1,321.22	100.00%	
										Csx = Vb/Ws =			0.114			
Dinamico x-x = 85.24% DEL CORTANTE ESTATICO Vbx corr. = 100.0% DEL CORTANTE ESTATICO																

Tabla 3.3: Cortante Basal en la Direccion Y - Y

3.9 EVALUACION DE DERIVAS DE ENTREPISO

Se ha realizado la revision de las derivas de entrepiso, de acuerdo a los establecido en la Norma Tecnica.

CONTROL DE DERIVA DE ENTREPISOS				DESPLAZAMIENTOS LATERALES POR FUERZAS SISMICAS								
REF.	ALTURA (m)	NIVELES	DERIVA ADMISIBLE		DINAMICO X-X				ESTATICO X-X			
			RELATIVA (m)	TOTAL (Ton)	Cd = 8.00			CONTROL Observacion	Cd = 8.00			CONTROL Observacion
$\Delta a = 0.0150$	$\bar{\delta}x$ total servicio (m)	$\bar{\delta}x.Cd$ Total (m)			$\bar{\delta}x.Cd$ Relativo (m)	$\bar{\delta}x$ total servicio (m)	$\bar{\delta}x.Cd$ Total (m)		$\bar{\delta}x.Cd$ Relativo (m)			
N - 10	35.200			0.5280	0.0540	0.4320		O.K.	0.0467	0.3736		O.K.
3.000			0.0450				0.0144	O.K.			0.012	O.K.
N - 9	32.200			0.4830	0.0522	0.4176		O.K.	0.0452	0.3616		O.K.
3.400			0.0510				0.0264	O.K.			0.0232	O.K.
N - 8	28.800			0.4320	0.0489	0.3912		O.K.	0.0423	0.3384		O.K.
3.400			0.0510				0.0400	O.K.			0.0344	O.K.
N - 7	25.400			0.3810	0.0439	0.3512		O.K.	0.0380	0.304		O.K.
3.400			0.0510				0.0464	O.K.			0.04	O.K.
N - 6	22.000			0.3300	0.0381	0.3048		O.K.	0.0330	0.264		O.K.
3.400			0.0510				0.0488	O.K.			0.0464	O.K.
N - 5	18.600			0.2790	0.0320	0.2560		O.K.	0.0272	0.2176		O.K.
3.400			0.0510				0.0464	O.K.			0.0504	O.K.
N - 4	15.200			0.2280	0.0262	0.2096		O.K.	0.0209	0.1672		O.K.
3.400			0.0510				0.0496	O.K.			0.048	O.K.
N - 3	11.800			0.1770	0.0200	0.1600		O.K.	0.0149	0.1192		O.K.
3.400			0.0510				0.0480	O.K.			0.0448	O.K.
N - 2	8.400			0.1260	0.0140	0.1120		O.K.	0.0093	0.0744		O.K.
3.400			0.0510				0.0504	O.K.			0.0408	O.K.
N - 1	5.000			0.0750	0.0077	0.0616		O.K.	0.0042	0.0336		O.K.
5.000			0.0750				0.0616	O.K.			0.0336	O.K.
BASE	0.000					0.0000				0.0000		
SUMAN			0.5280									

Tabla 3.4: Revision de Deriva de Entrepiso en la Direccion X - X

CONTROL DE DERIVA DE ENTREPISOS				DESPLAZAMIENTOS LATERALES POR FUERZAS SISMICAS							
REF.	NIVELES	DERIVA ADMISIBLE		DINAMICO Y-Y				ESTATICO Y - Y			
		$\Delta a = 0.0150$		Cd = 8.00		CONTROL		Cd = 8.00		CONTROL	
ALTURA (m)		RELATIVA (m)	TOTAL (Ton)	δy total servicio (m)	$\delta y.Cd$ Total (m)	$\delta y.Cd$ Relativo (m)	Observacion	δy total servicio (m)	$\delta y.Cd$ Total (m)	$\delta y.Cd$ Relativo (m)	Observacion
N - 10	35.200		0.5280	0.0607	0.4856		O.K.	0.0511	0.4088		O.K.
3.00		0.0450				0.0176	O.K.			0.0152	O.K.
N - 9	32.200		0.4830	0.0585	0.468		O.K.	0.0492	0.3936		O.K.
3.40		0.0510				0.044	O.K.			0.028	O.K.
N - 8	28.800		0.4320	0.0530	0.424		O.K.	0.0457	0.3656		O.K.
3.40		0.0510				0.048	O.K.			0.0392	O.K.
N - 7	25.400		0.3810	0.0470	0.376		O.K.	0.0408	0.3264		O.K.
3.40		0.0510				0.048	O.K.			0.0456	O.K.
N - 6	22.000		0.3300	0.0410	0.328		O.K.	0.0351	0.2808		O.K.
3.40		0.0510				0.0504	O.K.			0.0488	O.K.
N - 5	18.600		0.2790	0.0347	0.2776		O.K.	0.0290	0.232		O.K.
3.40		0.0510				0.0504	O.K.			0.0504	O.K.
N - 4	15.200		0.2280	0.0284	0.2272		O.K.	0.0227	0.1816		O.K.
3.40		0.0510				0.0504	O.K.			0.0504	O.K.
N - 3	11.800		0.1770	0.0221	0.1768		O.K.	0.0164	0.1312		O.K.
3.40		0.0510				0.05088	O.K.			0.0504	O.K.
N - 2	8.400		0.1260	0.0157	0.1259		O.K.	0.0101	0.0808		O.K.
3.4		0.0510				0.0510	O.K.			0.0448	O.K.
N - 1	5.000		0.0750	0.0094	0.0750		O.K.	0.0045	0.036		O.K.
5.00		0.0750									
BASE	0.000										
SUMAN		0.5280									

Tabla 3.5: Revision de Deriva de Entrepiso en la Direccion Y – Y

3.10. DISEÑO ESTRUCTURAL

En este apartado se presentan los requisitos generales de diseño para el edificio bajo consideración. Se comenta de manera más detallada cómo la revisión de las conexiones viga-columna y el control de deriva, implicó en casi todos los casos; la necesidad de hacer varias iteraciones de diseño.

3.10.1 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

En resumen, los elementos estructurales del edificio se dimensionaron y diseñaron para que cumplieran con los siguientes requisitos:

- a) La resistencia de los elementos estructurales debe cumplir con lo especificado en la Norma Técnica de Diseño por Sismo y el ACI 318 - 08.
- b) Las deflexiones máximas estimadas en vigas y losas deben ser menores a lo permitido por el ACI.

Una vez que los elementos estructurales se dimensionaron y diseñaron conforme a lo anterior, se revisaron las uniones viga-columna conforme a lo estipulado en el ACI e incorporado en el programa de cálculo utilizado para el diseño del edificio.

La revisión de las uniones viga-columna del edificio diseñado, debe contemplar que la suma de momentos resistentes de las columnas que llegan a un nudo sea mayor o igual a la suma de los momentos resistentes de las vigas que llegan a ese mismo nudo, y que los nudos tengan suficiente capacidad para acomodar el corte que en ellos inducen las vigas.

3.10.2 DISEÑO DE VIGAS Y COLUMNAS

Las vigas se diseñaron para soportar las acciones internas actuantes (cortantes y momentos flexionantes) obtenidos a partir del análisis estructural. Además, se revisó que todas las vigas cumplieran con los requisitos de deflexión y agrietamiento establecidos en los respectivos reglamentos. Debido a los peraltes de las vigas de entrepiso, se dispondrá de refuerzo de piel (refuerzo lateral), a fin de cumplir los requerimientos de diseño establecidos.

Inicialmente, las columnas se diseñaron por flexocompresión, cuidando que para todas las combinaciones de carga los puntos axial-momento se ubicaran dentro de los diagramas de flexocompresión de diseño. Una vez concluido el diseño por flexocompresión se procedió a diseñarlas por corte. Finalmente se revisó, que la suma de momentos resistentes de las columnas que llegan a un nudo sea mayor o igual a la suma de los momentos resistentes de las vigas que llegan a ese mismo nudo.

Conforme a lo discutido anteriormente, el dimensionado y diseño de vigas y columnas se llevó a cabo en dos etapas:

- 1) Se cumplió primero con las limitaciones de deflexión vertical y desplazamientos laterales especificadas en la Norma Técnica de Diseño por Sismo y el ACI 318, respectivamente, y se revisó que las dimensiones y cuantía de acero longitudinal de los elementos estructurales fueran suficientes para resistir las acciones internas actuantes, obtenidos directamente del análisis; y

2) Se revisó además, que se cumpliera con el requerimiento de columna fuerte/viga débil, y que los nudos pudieran acomodar las fuerzas cortantes inducidas en ellos por las vigas.

Las Figuras 3.6.1 hasta 3.6.14 muestran, respectivamente, los armados definitivos de vigas y columnas.

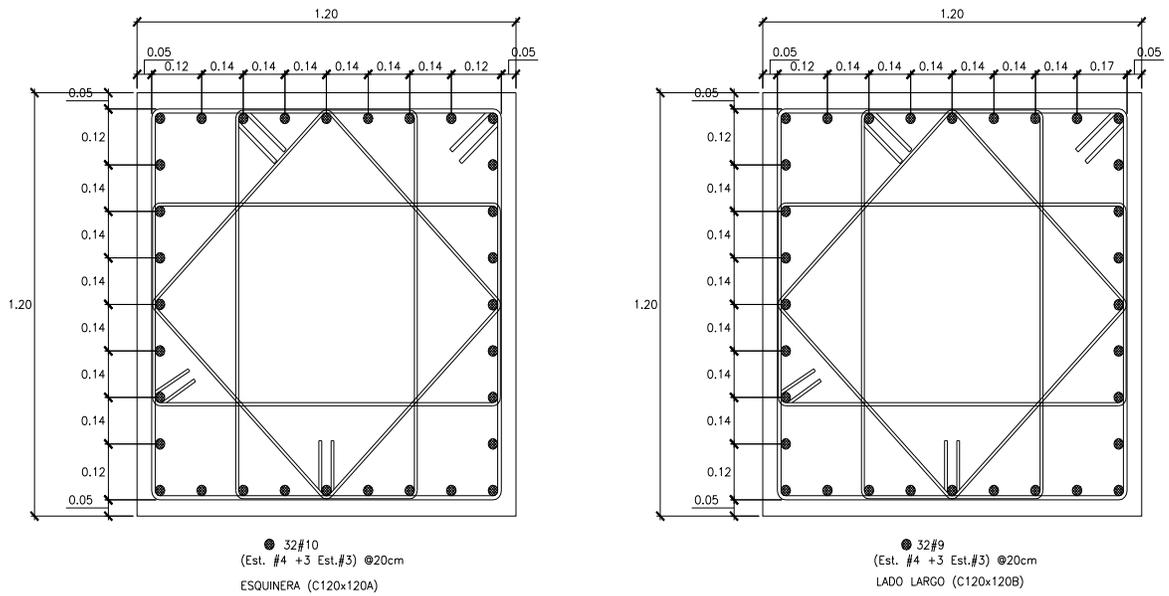


Fig. 3.6.1a Columnas Primer Nivel (Esquinas y Lado Largo)

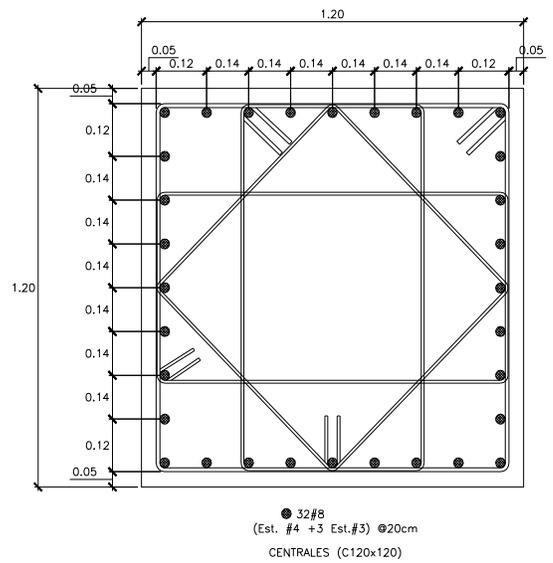
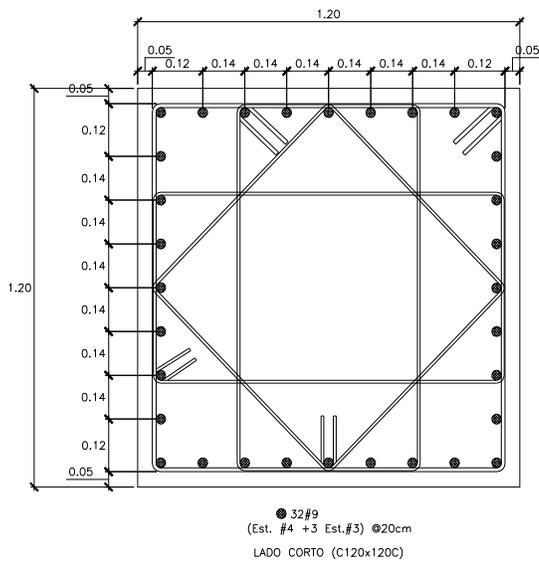


Fig. 3.6.1b Columnas Primer Nivel (Lado Corto y Centrales)

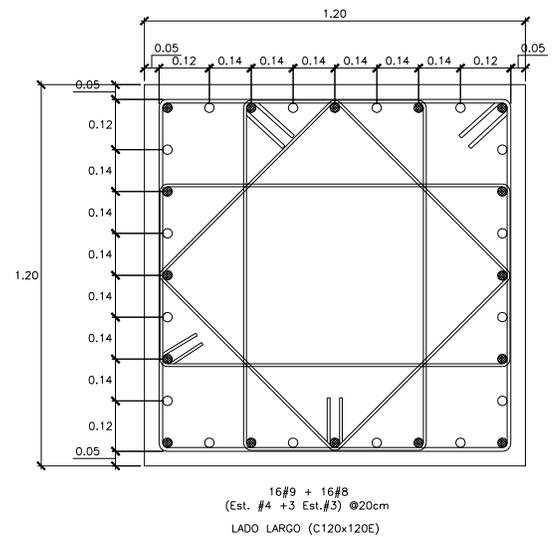
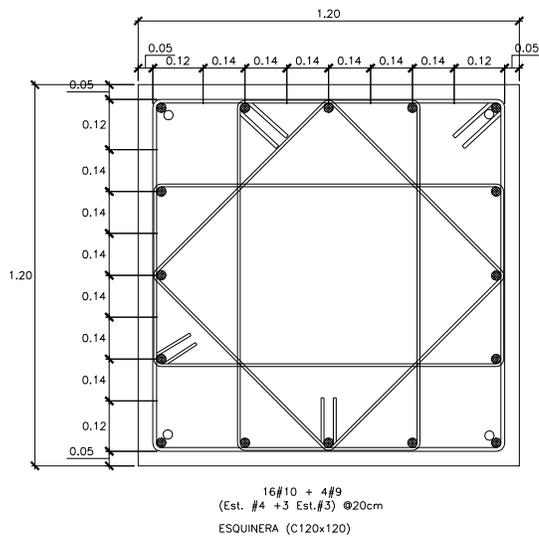


Fig. 3.6.2a Columnas Segundo a Cuarto Nivel (Esquinas y Lado Largo)

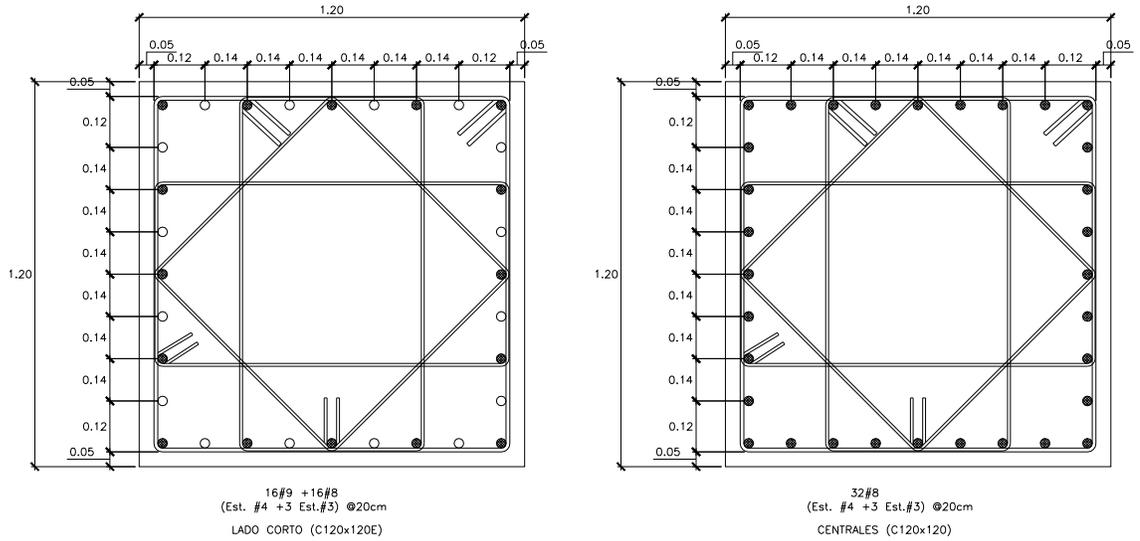


Fig. 3.6.2b Columnas Segundo a Cuarto Nivel (Lado Corto y Centrales)

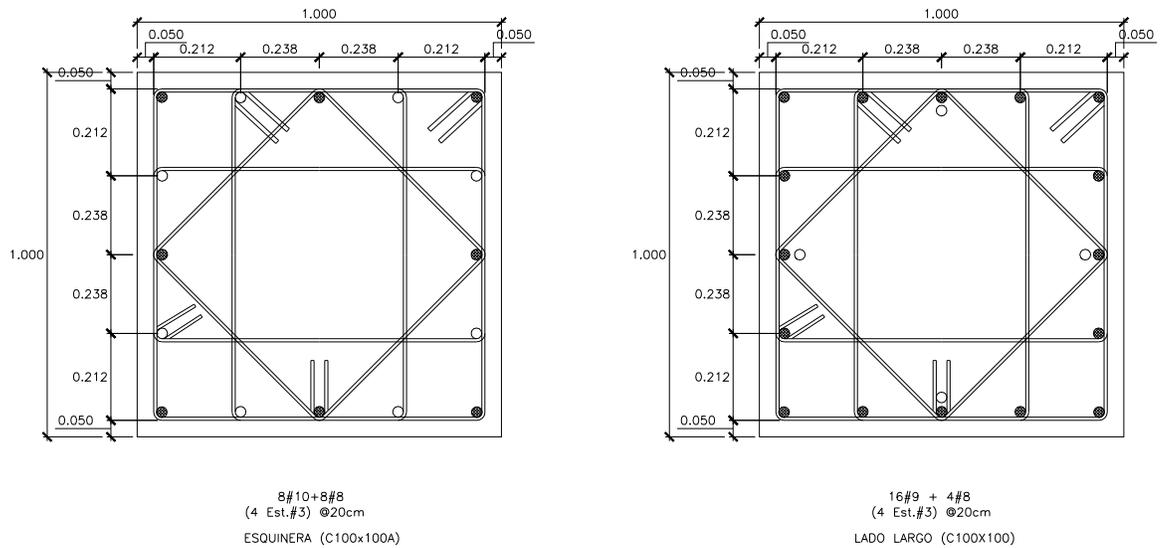


Fig. 3.6.3a Columnas Quinto a Séptimo Nivel (Esquinas y Lado Largo)

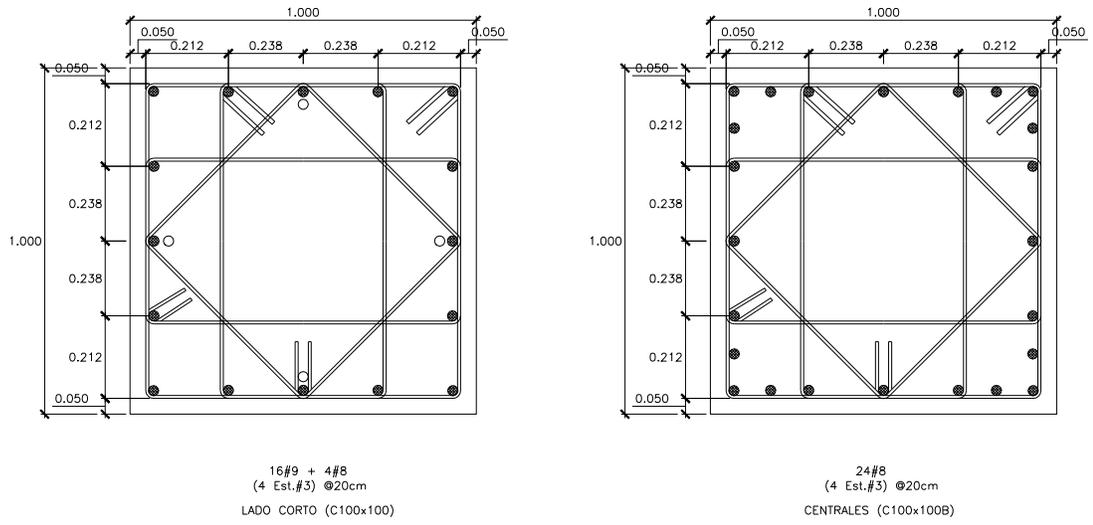


Fig. 3.6.3b Columnas Quinto a Séptimo Nivel (Lado Corto y Centrales)

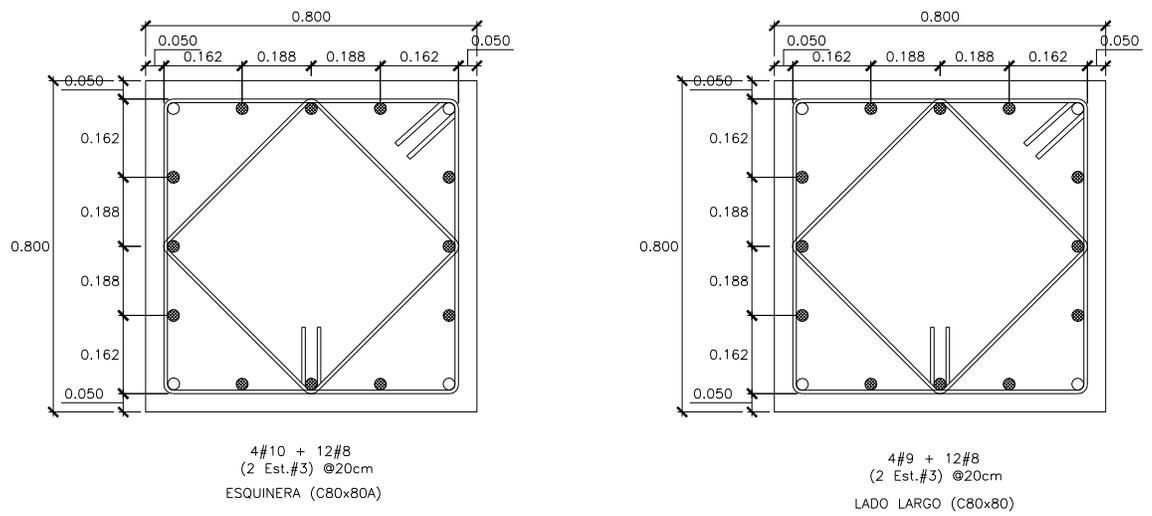


Fig. 3.6.4a Columnas Octavo a Decimo Nivel (Esquinas y Lado Largo)

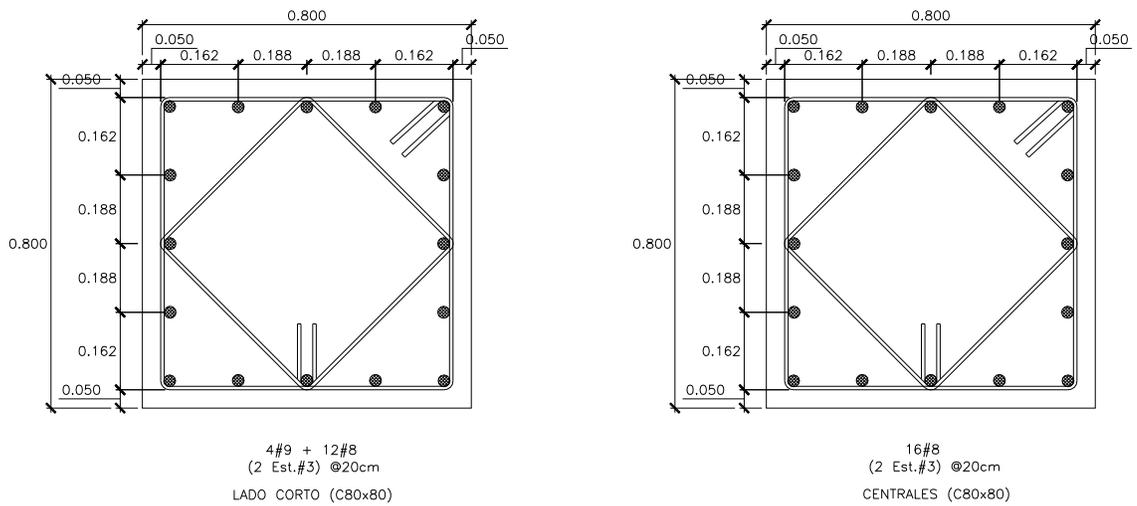


Fig. 3.6.4b Columnas Octavo a Decimo Nivel (Lado Corto y Centrales)

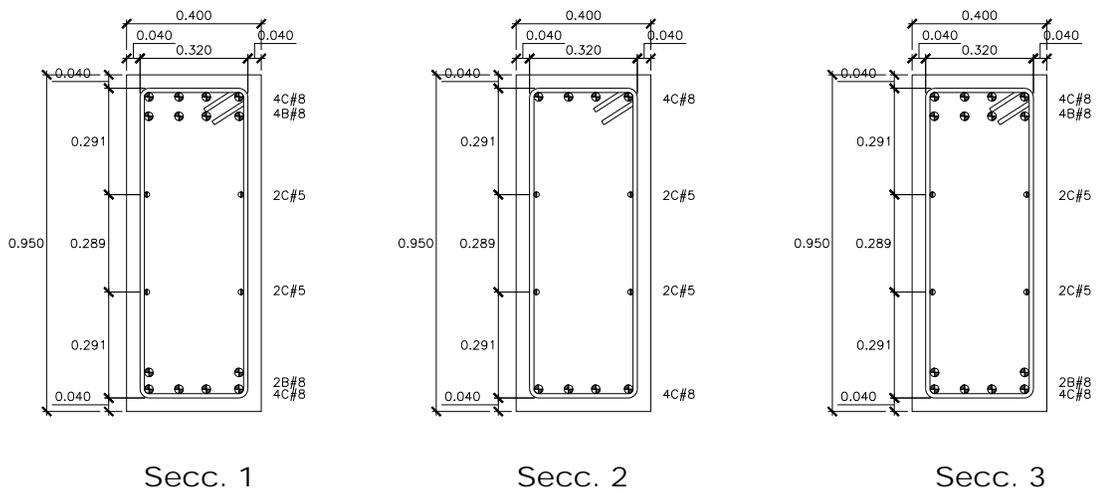


Fig. 3.6.5a Vigas de Entrepiso Lado Largo (N1)

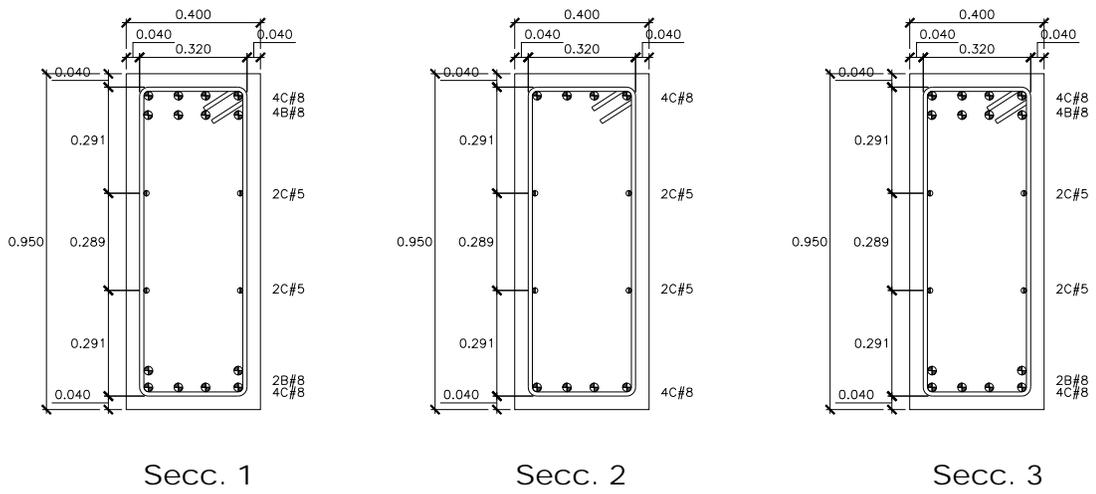


Fig. 3.6.5b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Largo (N1)

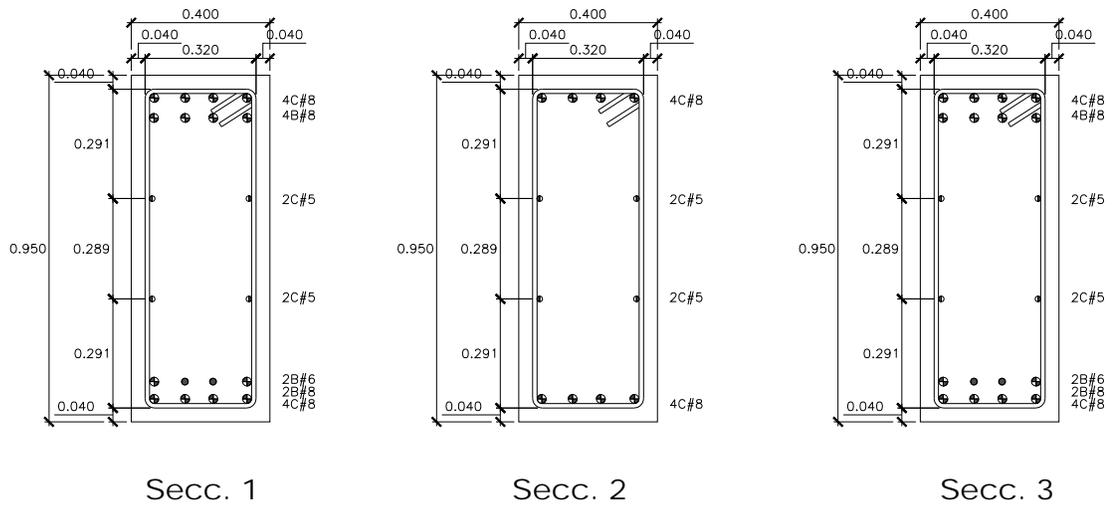


Fig. 3.6.6a Vigas de Entrepiso Lado Largo (N2)

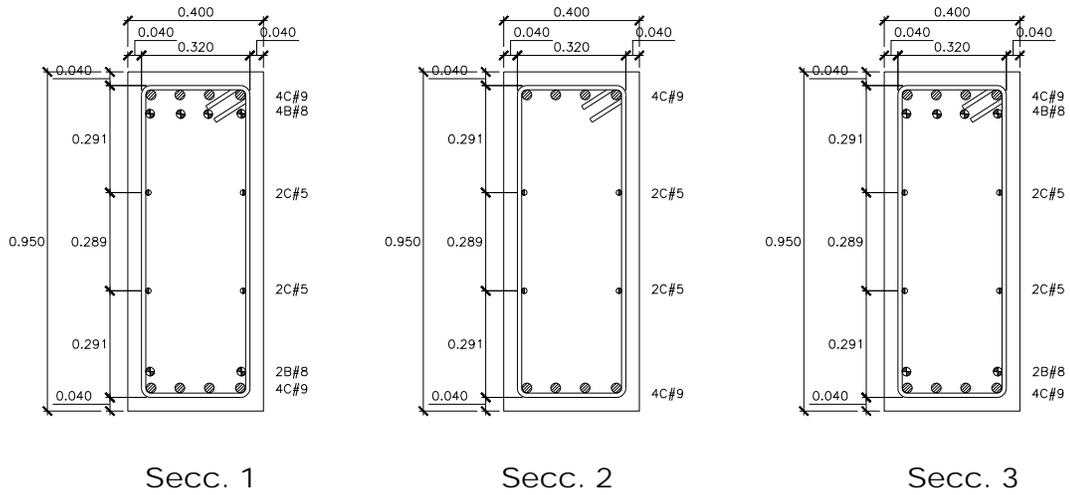


Fig. 3.6.6b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Largo (N2)

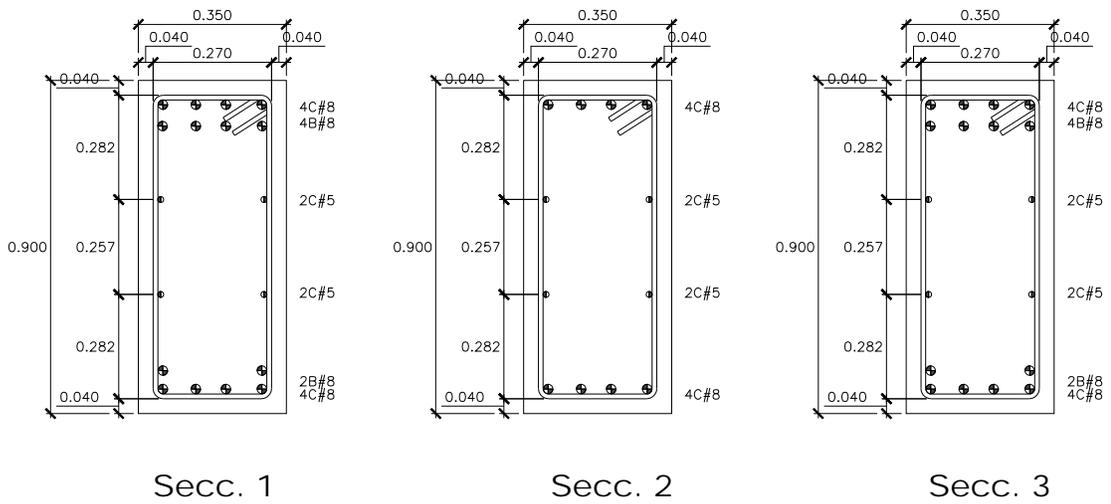


Fig. 3.6.7a Vigas de Entrepiso Lado Largo (N3, N4 y N5)

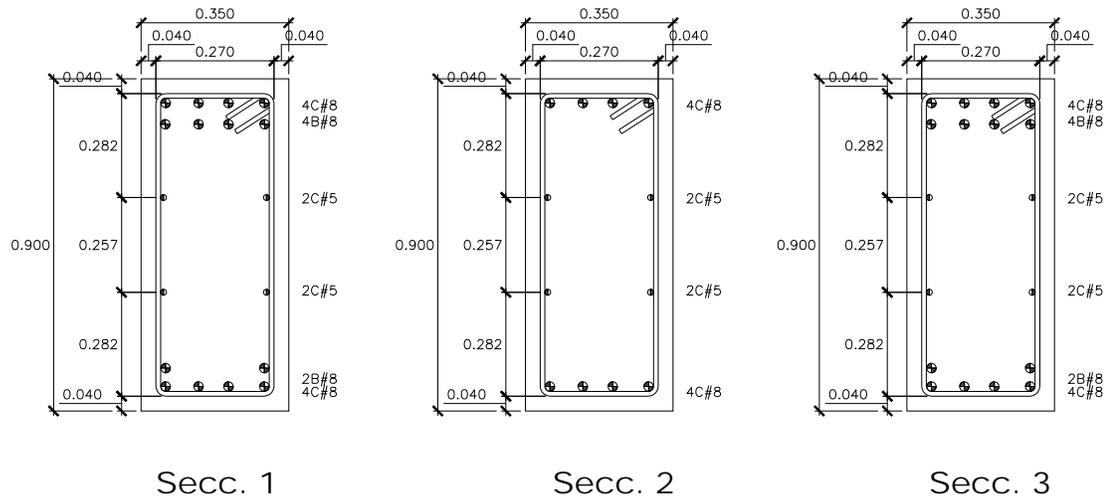


Fig. 3.6.7b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Largo (N3, N4 y N5)

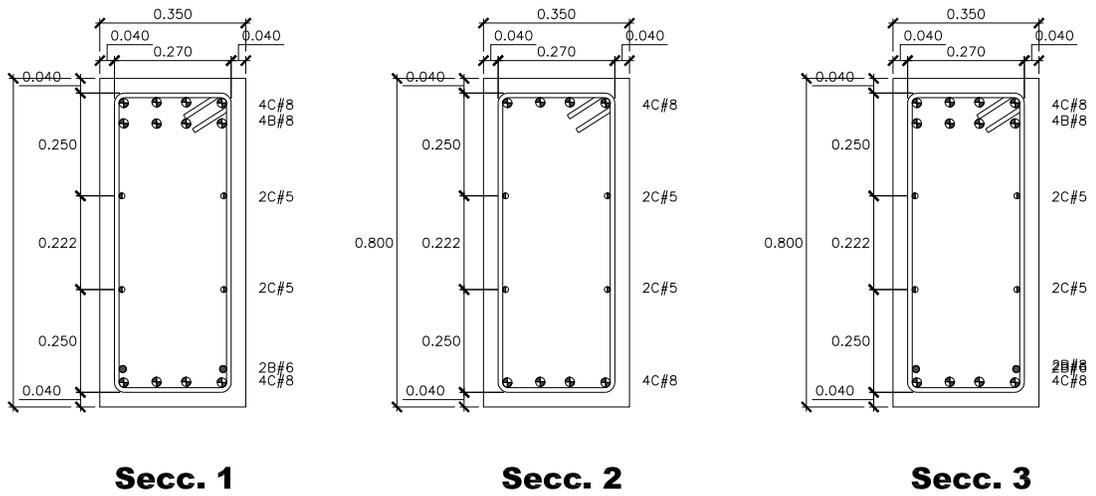


Fig. 3.6.8a Vigas de Entrepiso Lado Largo (N6 y N7)

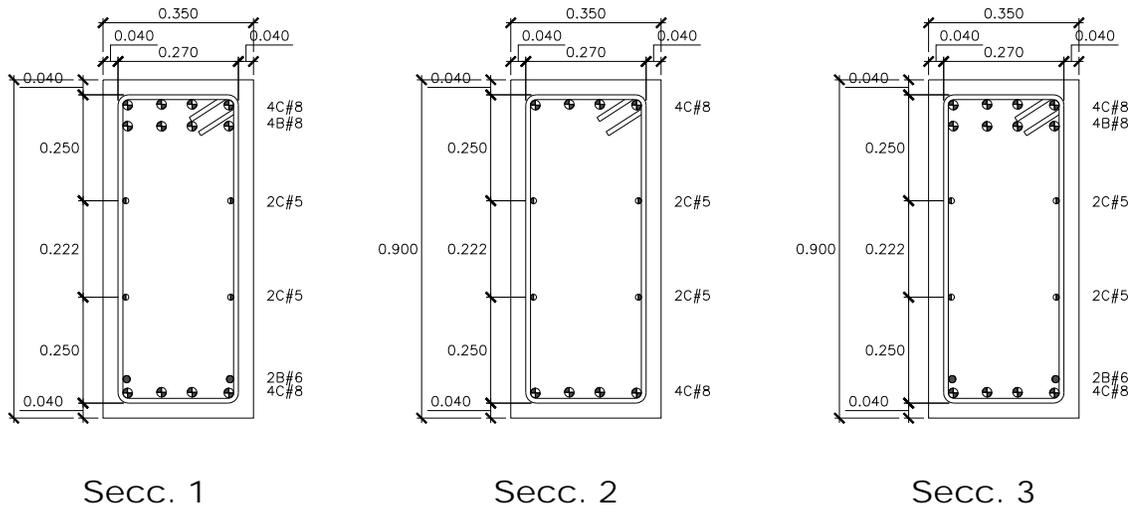


Fig. 3.6.8b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Largo (N6 y N7)

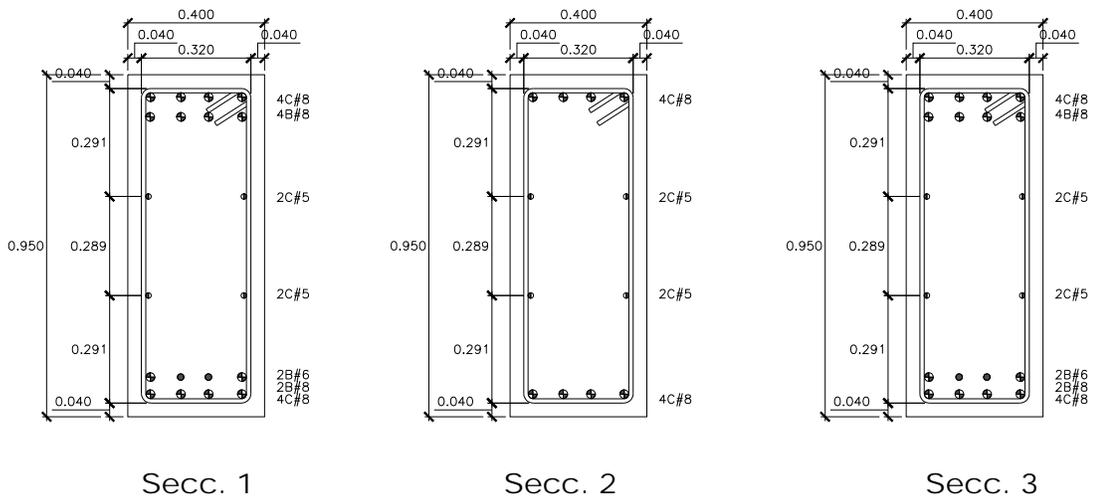


Fig. 3.6.9a Vigas de Entrepiso Lado Corto (N1)

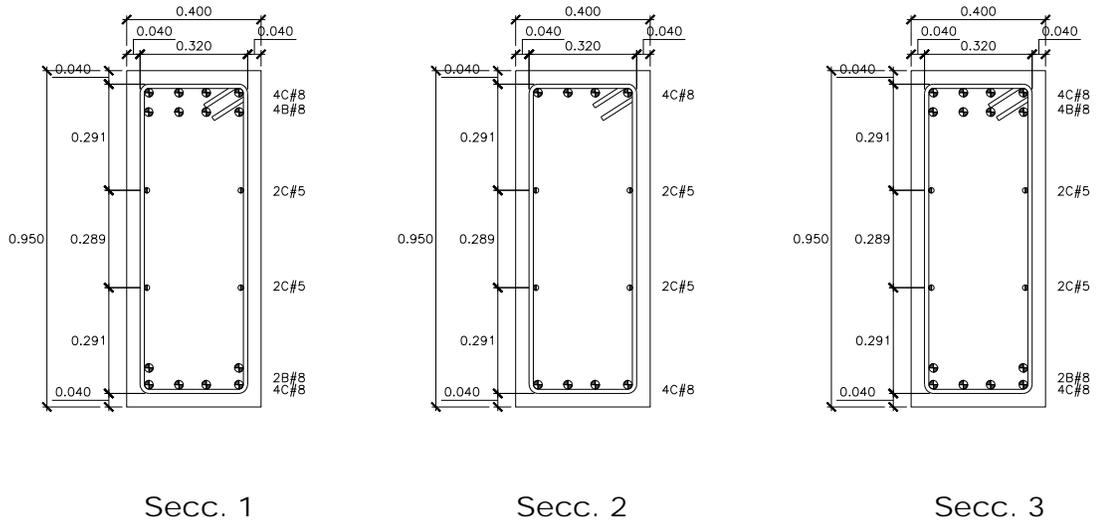


Fig. 3.6.9b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Corto (N1)

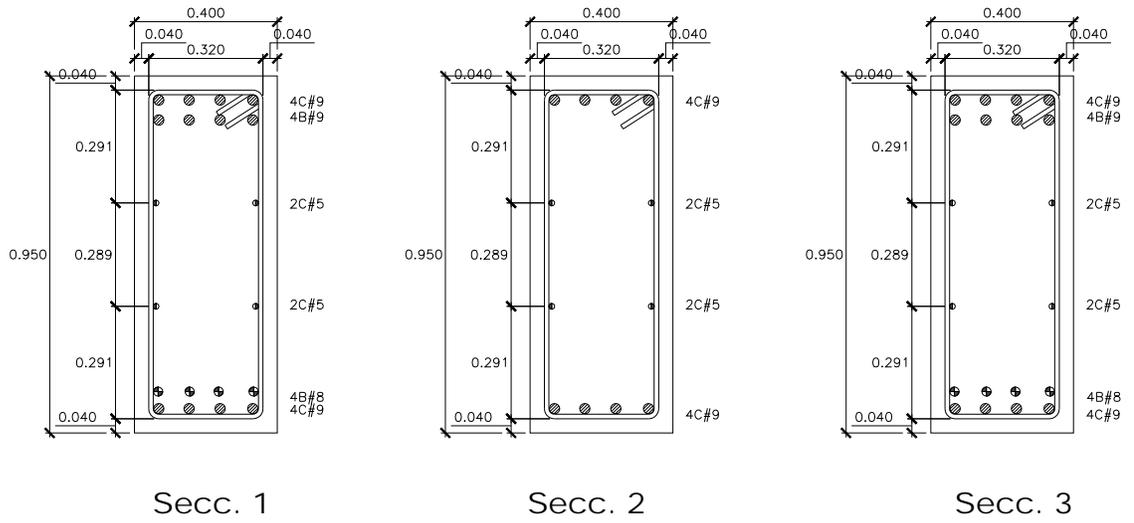


Fig. 3.6.10a Vigas de Entrepiso Lado Corto (N2)

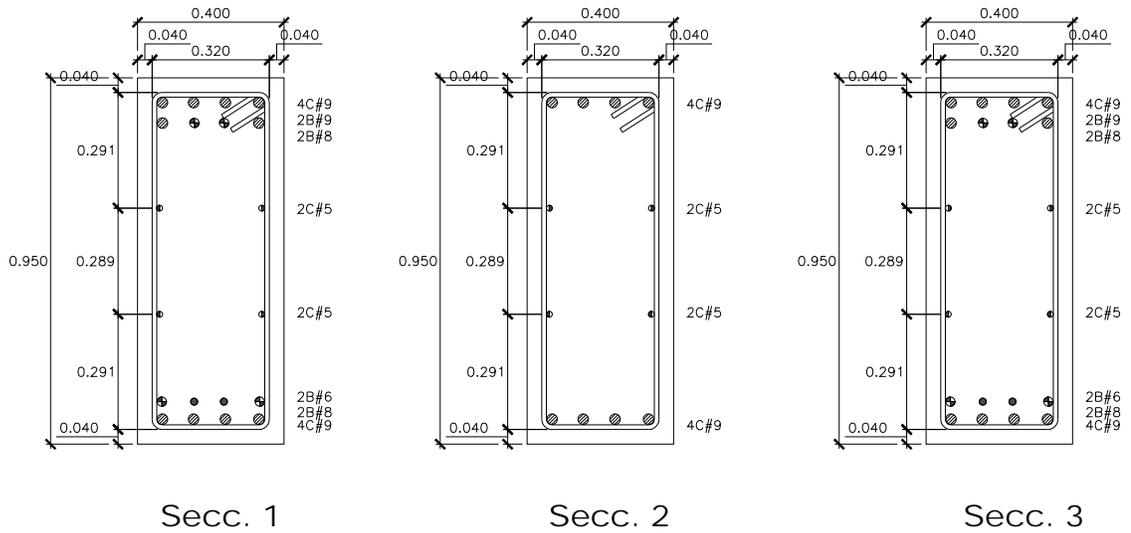


Fig. 3.6.10b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Corto (N2)

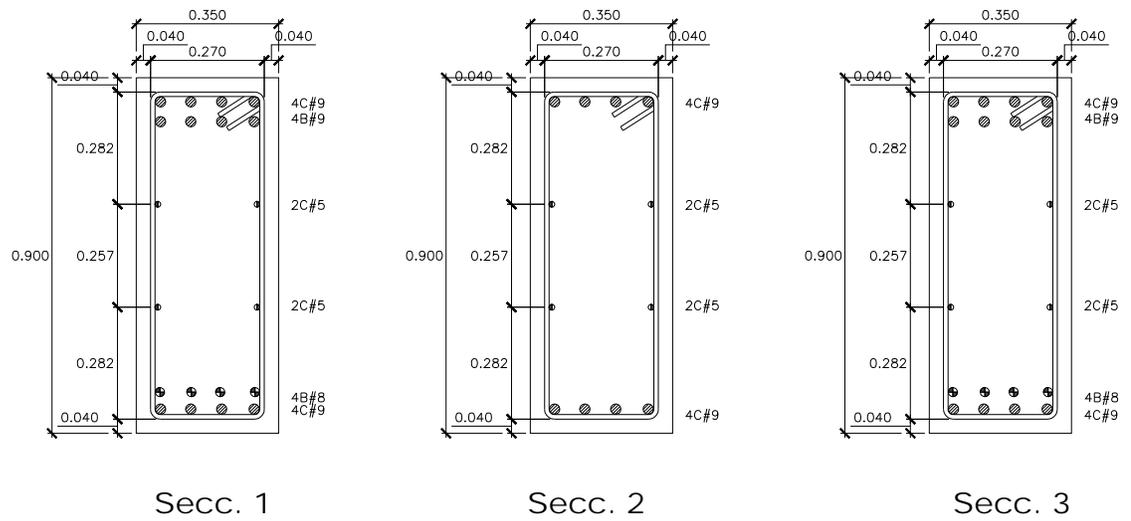


Fig. 3.6.11a Vigas de Entrepiso Lado Corto (N3, N4 y N5)

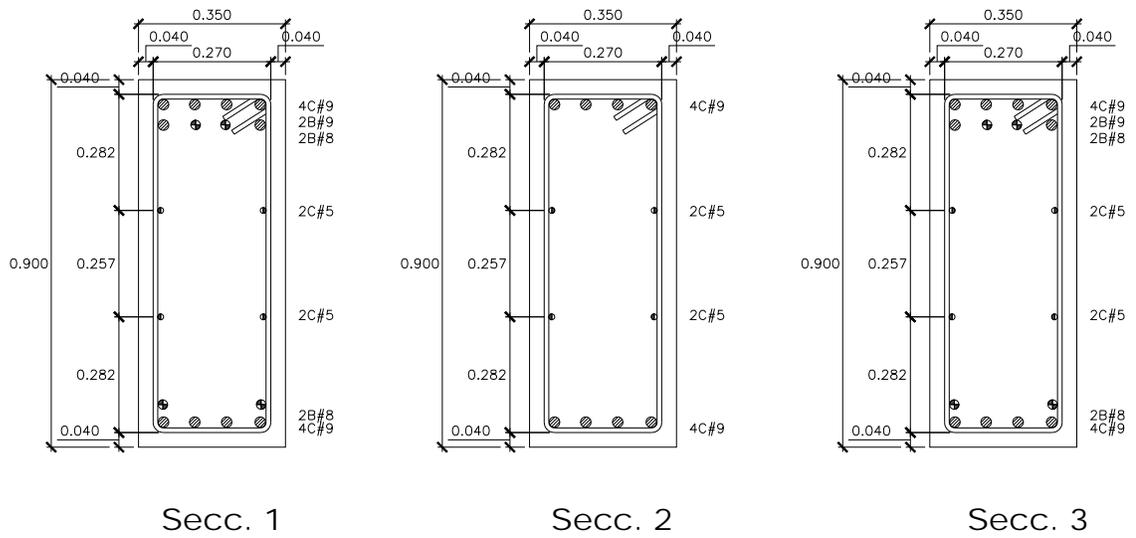


Fig. 3.6.11b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Corto (N3, N4 y N5)

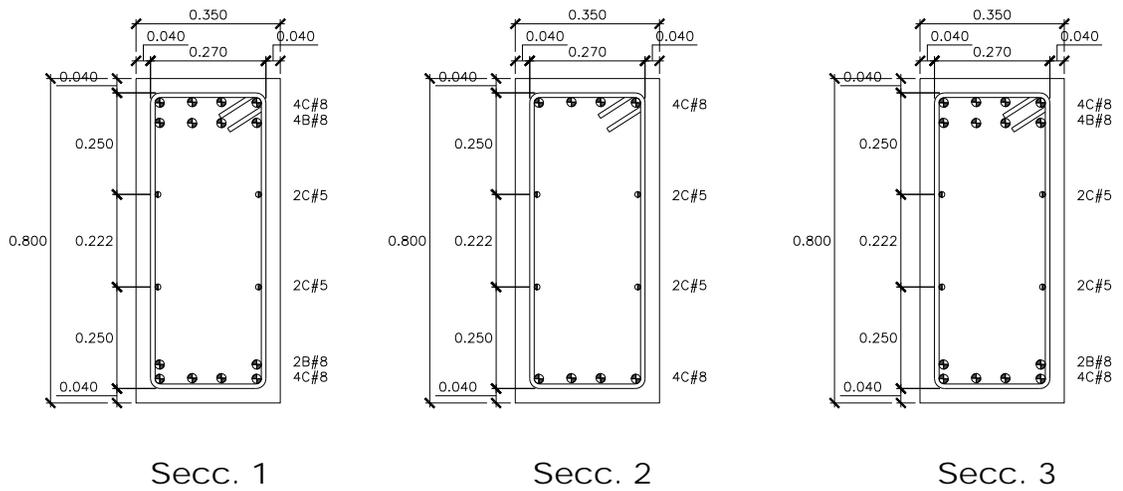


Fig. 3.6.12a Vigas de Entrepiso Lado Corto (N6 y N7)

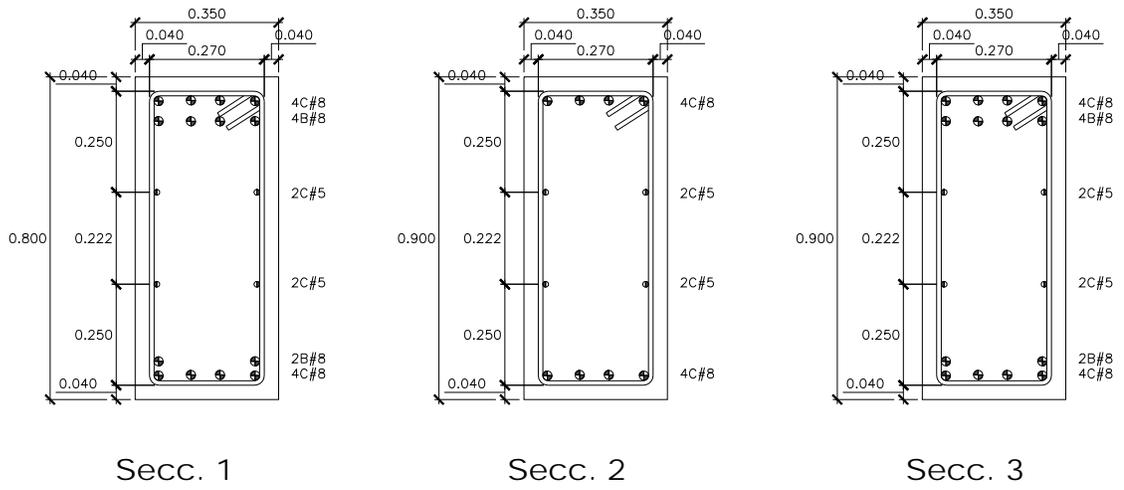


Fig. 3.6.12b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Corto (N6 y N7)

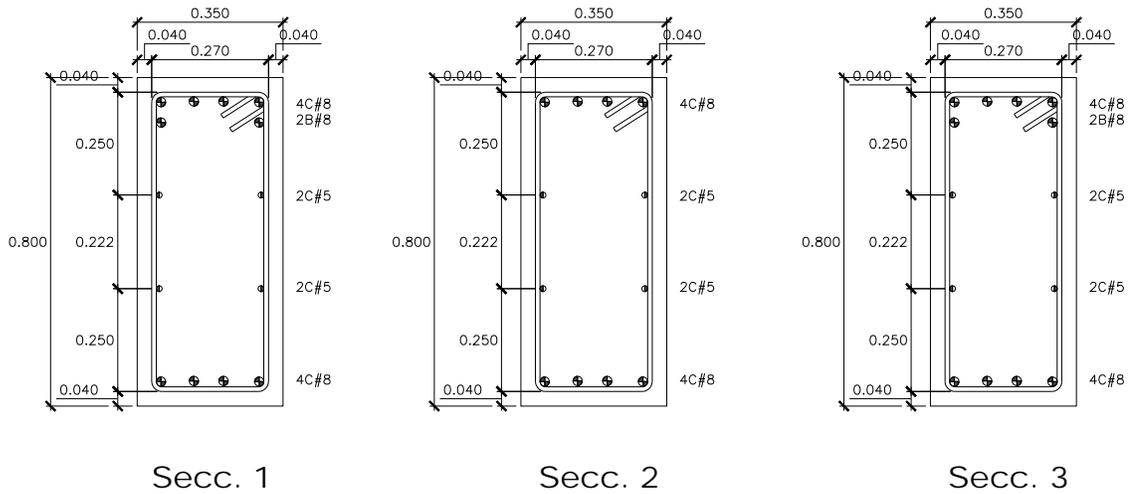


Fig. 3.6.13a Vigas de Entrepiso Lado Corto, Lado Largo (N8)

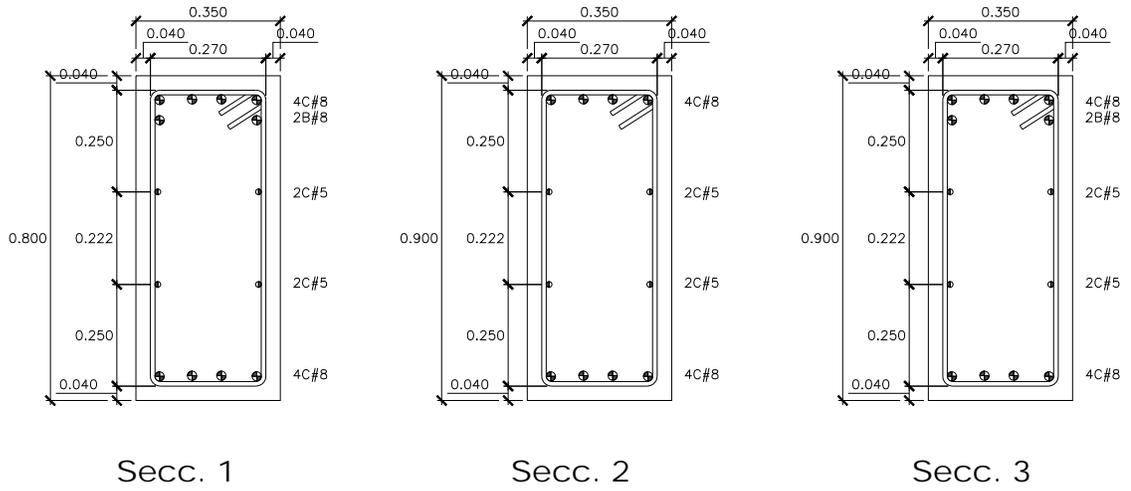


Fig. 3.6.13b Vigas de Entrepiso Centrales Lado Corto y Lado Largo (N8)

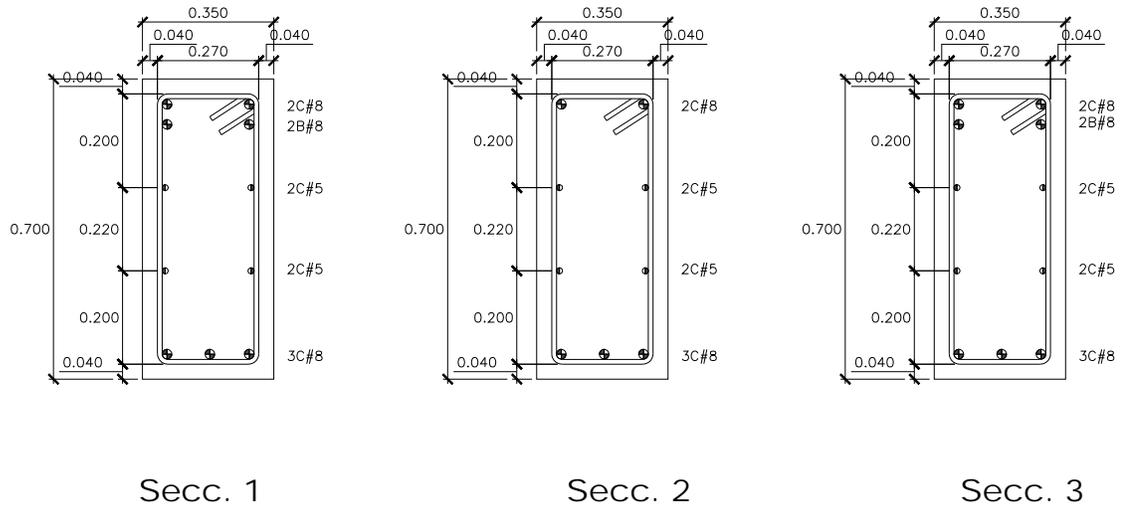


Fig. 3.6.14 Vigas de Entrepiso N9 y N10, Lado Corto, Lado Largo y Centrales

CAPITULO IV
ANÁLISIS NO LINEAL Y RESULTADOS
OBTENIDOS

4. ANALISIS NO LINEAL PUSHOVER

Es más conocido como Pushover, por su nombre en inglés, cuya principal característica es la de usar sistemas equivalentes de un grado de libertad, para modelar una estructura de múltiples grados de libertad y que únicamente nos permiten apreciar respuestas globales de la estructura.

En este tipo de análisis, el modelo de la estructura incorpora directamente las características no lineales de la relación fuerza-deformación de los elementos y componentes individuales debidas a la respuesta inelástica del material; la representación más común para este análisis es la curva de capacidad de carga o curva “pushover”, la cual corresponde a la relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura.

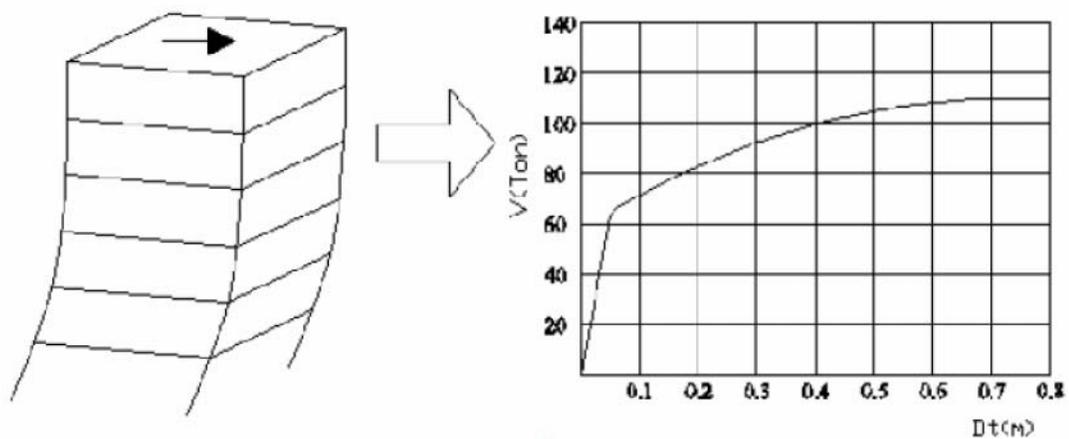


Fig. 4.1 Esquema de la técnica del pushover 3D

El o los análisis estáticos no lineales, o también llamados análisis pushover; surgen como una alternativa a los análisis dinámicos no lineales, estos métodos se desarrollan como herramientas para descubrir la vulnerabilidad presente en edificios al ser sometidos a cargas laterales provocadas por sismos.

El análisis pushover consisten básicamente en aplicar, sobre los edificios, una carga monotónicamente creciente hasta alcanzar un desplazamiento objetivo o fuerza de corte basal previamente definida. Al menos existen tres documentos de amplia difusión, establecen las diferentes formas de realizar un análisis pushover, éstos son el FEMA356, el ATC-40 y el Eurocode-8 (EC8), los cuales se describieron en el capítulo 2.

La Técnica del Pushover consiste en llevar al colapso la estructura ya diseñada, de la cual se conoce sus secciones y armados; esto se logra mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse o hasta cierto valor de carga. Con esta técnica es posible evaluar el desempeño esperado de la estructura por medio de la estimación de fuerzas y demanda de deformaciones en el diseño sísmico. Además se puede aplicar:

- Para verificar o revisar la proporción de sobrerresistencia.
- Para estimar mecanismos de plasticidad esperada, además de estimar una distribución de daño.

- Verificar que las conexiones críticas permanezcan con capacidad de transmitir cargas entre los elementos.
- Como alternativa de rediseño.

Para el caso de la presente tesis, el análisis pushover permitirá determinar el comportamiento estructural de la edificación en estudio en donde se considerara como única variable la resistencia del concreto, teniendo en cuenta que la mayoría de las veces cuando se lleva a cabo el proceso constructivo de la edificación, siempre existe variación en la resistencia del concreto que se establece en el diseño y el que se proporciona en obra, a pesar de que se tenga un control de calidad.

Dicha sobrerresistencia es la que se evaluará en el presente estudio, para el cual se consideraran varios modelos a fin de realizar un análisis comparativo que nos permita establecer que tan beneficioso es proporcionar a la estructura una resistencia superior a la de diseño. Los modelos de análisis a considerar, serán los siguientes:

1. Modelo tridimensional con una resistencia del concreto de $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, tal cual ha sido diseñada la estructura.
2. Modelo tridimensional con una resistencia del concreto de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, considerando que todos los elementos (vigas y columnas), presentan la misma sobrerresistencia.

3. Modelo tridimensional con una resistencia del concreto de $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, considerando que todos los elementos (vigas y columnas), presentan la misma sobrerresistencia.
4. Modelo tridimensional con una resistencia del concreto de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, para las vigas y columnas de los niveles del 1° al 3^{er} nivel y manteniendo la resistencia original en los demás elementos.
5. Modelo tridimensional con una resistencia del concreto de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, para las vigas y columnas de los niveles del 4^{to} al 7° nivel y manteniendo la resistencia original en los demás elementos.
6. Modelo tridimensional con una resistencia del concreto de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, para las vigas y columnas de los niveles del 8° al 10° nivel y manteniendo la resistencia original en los demás elementos.

En todos los casos, se utilizarán al menos tres patrones de carga lateral que se describirán posteriormente y se realizarán los modelos en diferentes programas de análisis y establecer un análisis comparativo de los resultados obtenidos.

4.1 ANALISIS NO LINEAL UTILIZANDO SAP2000 Y ETABS

El programa SAP2000 y el ETABS, son unas herramientas de diseño y análisis basado en la teoría de elementos finitos, en el cual se pueden desarrollar análisis estáticos y dinámicos para el rango lineal, o para el rango no lineal. Se definen elementos tipo frame o shell, es decir, se pueden considerar los elementos de marco con una longitud

determinada por nudos de extremo y de la misma forma poder definir elementos tipo shell con rotación y desplazamiento en cada uno de sus ejes locales. Para el caso de análisis no lineal, la generación de rótulas plásticas la realiza utilizando modelos de plasticidad concentrada en las zonas de mayor rigidez del elemento.

El manejo y las características del modelaje de cada uno de los programas de análisis a utilizar, no se explicara en este documento, en el entendido que ya se tiene el conocimiento previo del uso de los programas; por lo que describirá los aspectos más importantes del modelaje para el análisis del pushover.

4.1.1 MODELAJE DE SECCIONES DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO

Con la obtención previa del detallado de los elementos de columnas y vigas y la resistencia de diseño establecida, se procedió a proporcionar las características no lineales de los materiales constituyentes y el modelaje de las secciones de análisis de acuerdo a sus dimensiones y al detalle del refuerzo longitudinal y transversal.

4.1.2 PATRÓN DE CARGAS LATERALES

Para poder aplicar la Técnica de Pushover primero se selecciona una carga real que se obtiene de los códigos nacionales e internacionales aplicables, para que luego sea incrementada monotónicamente. El patrón de cargas utilizado debe aproximarse a las fuerzas inerciales esperadas en el edificio durante el sismo. Es necesario mencionar que

aunque la distribución de fuerzas inerciales variará con la intensidad de un sismo y con el periodo de exposición de la estructura, usualmente se usa un patrón de cargas que no varía [López Menjivar, 2004].

Esta aproximación probablemente sea la más adecuada para el análisis de deformaciones (pequeñas o medianas), de los elementos para estructuras de marcos, donde su comportamiento lo determina el primer modo de vibración o modo fundamental de vibración de la estructura.

Los dos grupos de distribución de carga lateral que más se utilizan en el análisis de Pushover, propuestos por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias [FEMA356] y por el Consejo de Tecnología Aplicada [ATC-40] son:

- Un patrón de carga uniforme, basado en la fuerza lateral, proporcional a la masa de cada nivel, sin tomar en cuenta la elevación (respuesta uniforme de aceleración).
- Una distribución de fuerzas proporcional al producto de la masa y la deformación modal relacionada con el primer modo de vibración del edificio, que es un patrón modal que se determina utilizando un número suficiente de modos de vibración.
- Se utilizará un tercer patrón de cargas, triangular en función del cortante de diseño.

En los siguientes cuadros se presentan los valores obtenidos del diseño y que se utilizaran en el análisis pushover.

NIVEL	PESO(tON)	%	Fi(Ton)
W10	1025.59	0.10	107.69
W9	1025.59	0.10	107.69
W8	1025.59	0.10	107.69
W7	1025.59	0.10	107.69
W6	1025.59	0.10	107.69
W5	1025.59	0.10	107.69
W4	1025.59	0.10	107.69
W3	1025.59	0.10	107.69
W2	1025.59	0.10	107.69
W1	1025.59	0.10	107.69
SUMA	10255.91	Vb=	1076.87

Tabla 4.1 Carga lateral uniforme

NIVEL	PESO (Ton)	Hx(m)	Wi (tonf)	Wihi	Vi (Ton)
W10	1025.59	35.20	10255.91	361008.03	275.68
W9	1025.59	31.80	9230.32	293524.14	224.15
W8	1025.59	28.40	8204.73	233014.28	177.94
W7	1025.59	25.00	7179.14	179478.43	137.06
W6	1025.59	21.60	6153.55	132916.59	101.50
W5	1025.59	18.20	5127.96	93328.78	71.27
W4	1025.59	14.80	4102.36	60714.99	46.36
W3	1025.59	11.40	3076.77	35075.21	26.78
W2	1025.59	8.00	2051.18	16409.46	12.53
W1	1025.59	4.60	1025.59	4717.72	3.60
			SUMA	1410187.63	

Tabla 4.2 Carga lateral triangular

NIVEL	PESO (TON)	DEF. MODAL	UNIFORM.	Wihi	%	Fi (Ton)
W10	1025.59	1.42	1.00	1025.59	0.159	170.91
W9	1025.59	1.37	0.96	989.48	0.153	164.89
W8	1025.59	1.28	0.90	924.48	0.143	154.06
W7	1025.59	1.15	0.81	830.58	0.129	138.41
W6	1025.59	1.00	0.70	722.25	0.112	120.36
W5	1025.59	0.82	0.60	613.86	0.095	102.30
W4	1025.59	0.63	0.49	504.78	0.078	84.12
W3	1025.59	0.45	0.39	401.32	0.062	66.88
W2	1025.59	0.28	0.28	287.17	0.044	47.85
W1	1025.59	0.13	0.16	162.59	0.025	27.10
				6462.10		

Tabla 4.3 Carga lateral modal

En el programa se han introducido los siguientes patrones carga establecidos anteriormente, de la siguiente manera:

4.1.2.1. Vector de Carga para la Distribución Modal

La Distribución del vector de cargas “Distribución Modal” se puede ver en las Tablas 4.4 y 4.5.

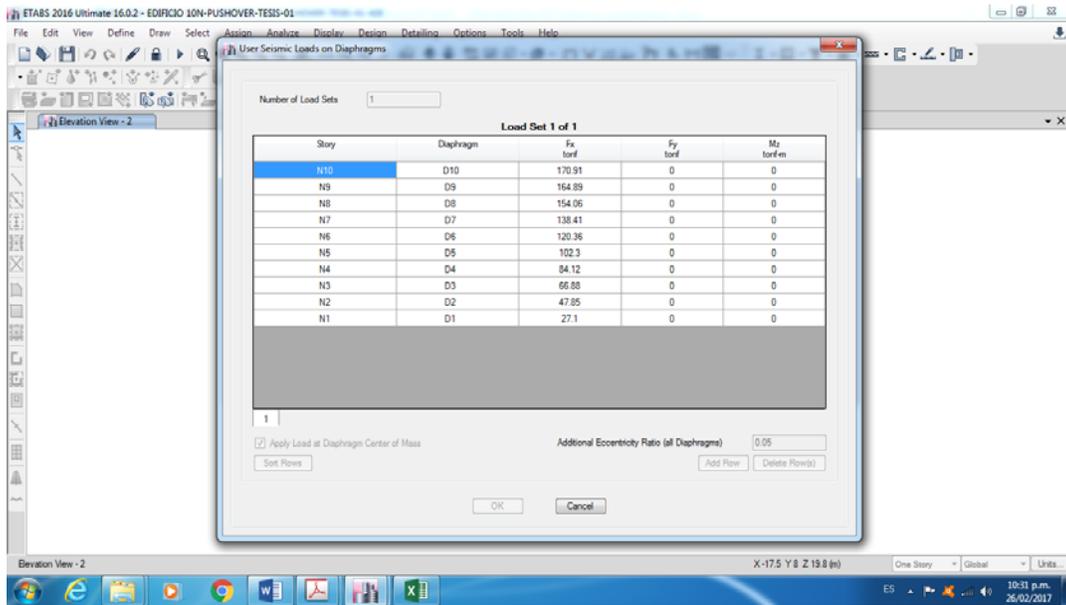


Tabla 4.4 Vector de carga para “distribución modal” en la dirección X, caso de carga PUSH-1M-X.

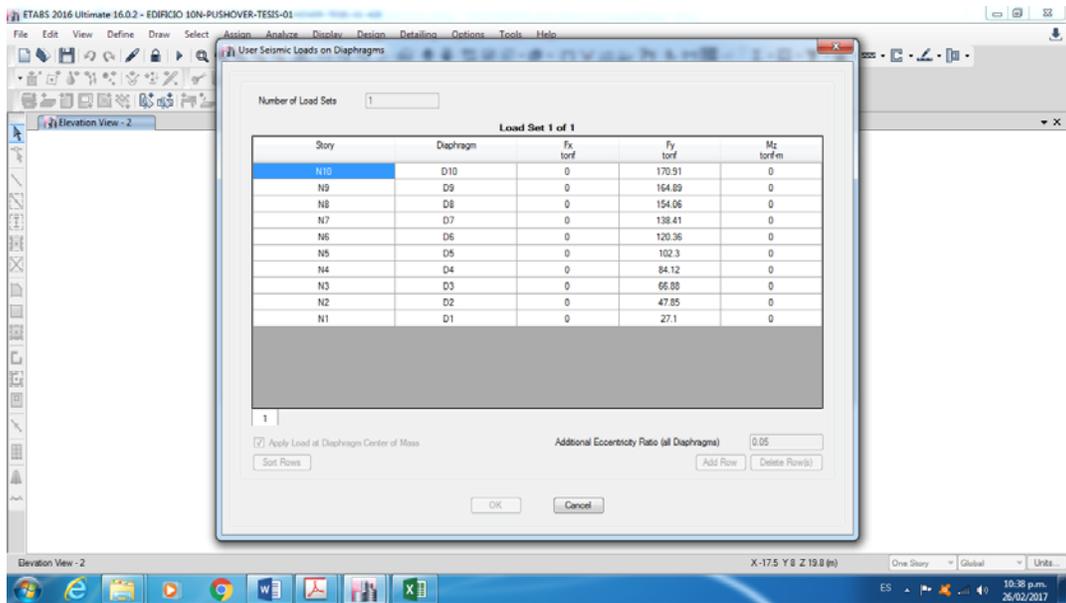


Tabla 4.5 Vector de carga para “distribución modal” en la dirección Y, caso de carga PUSH-1M-Y.

4.1.2.2. Vector de Carga Triangular

En las Tablas 4.6 y 4.7 se pueden observar las cargas a usar para considerar el vector de fuerzas triangular.

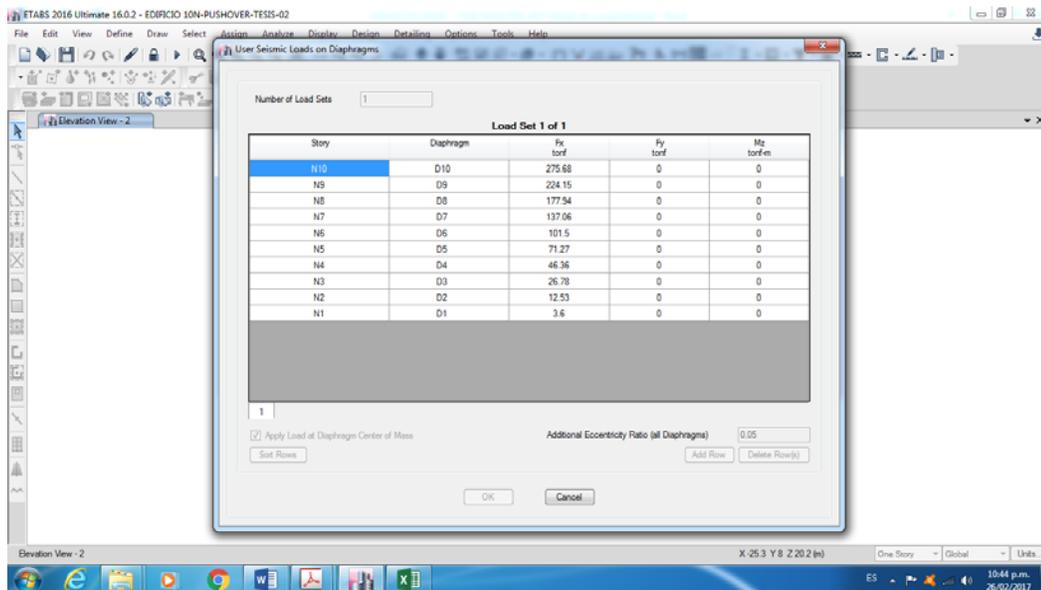


Tabla 4.6 Vector de carga triangular en la dirección X, caso de carga PUSH-CT-1M-X.

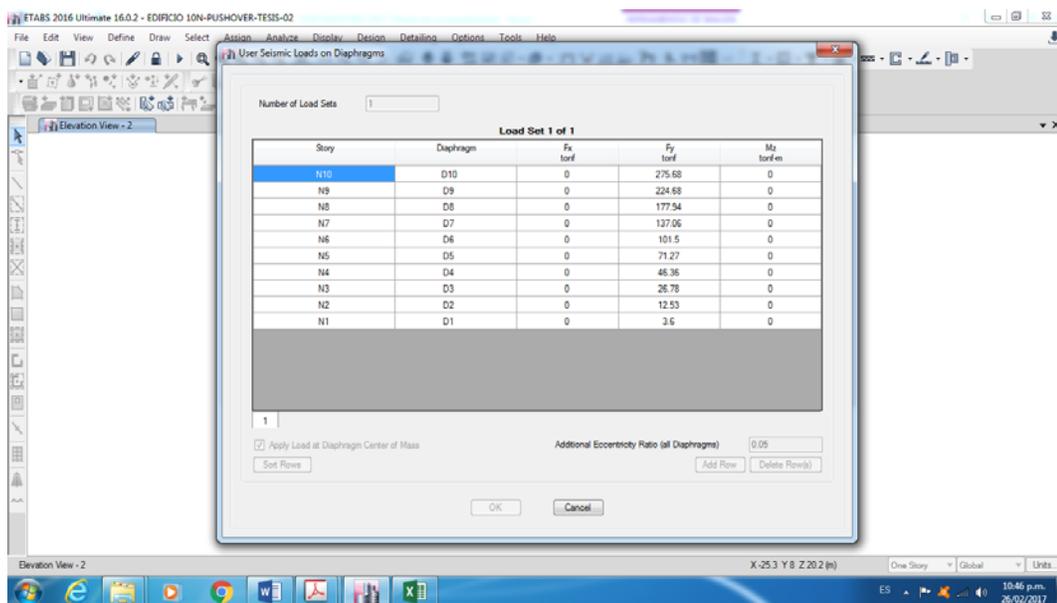


Tabla 4.7 Vector de carga triangular en la dirección Y, caso de carga PUSH-CT-1M-Y.

4.1.2.3. Vector de Carga Uniforme

En las Tablas 4.8 y 4.9 se pueden observar las cargas uniformes a usar.

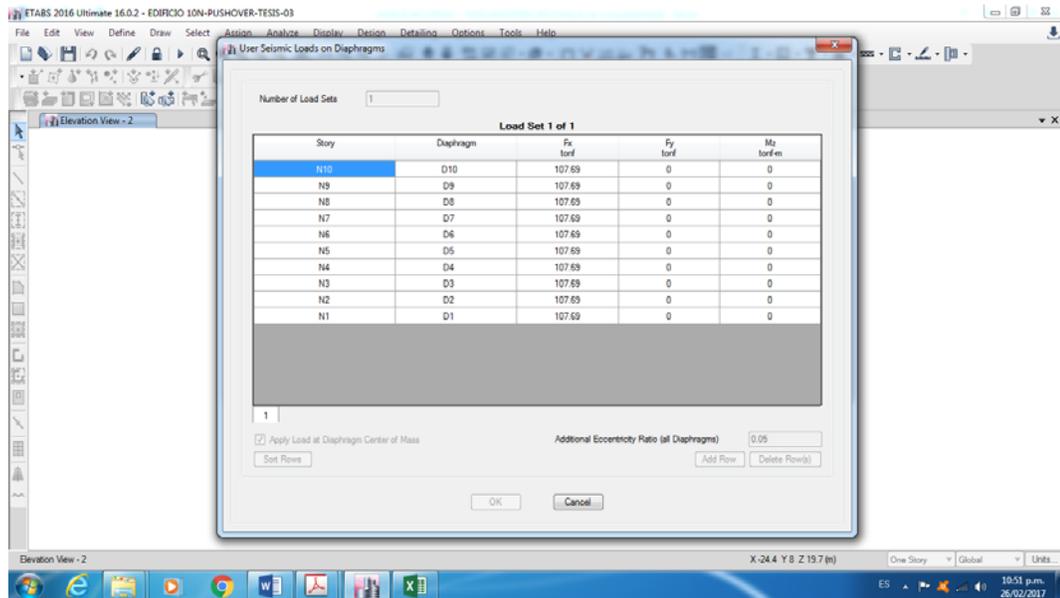


Tabla 4.8 Vector de cargas uniformes en la dirección X, caso de carga Push-CL-U-X.

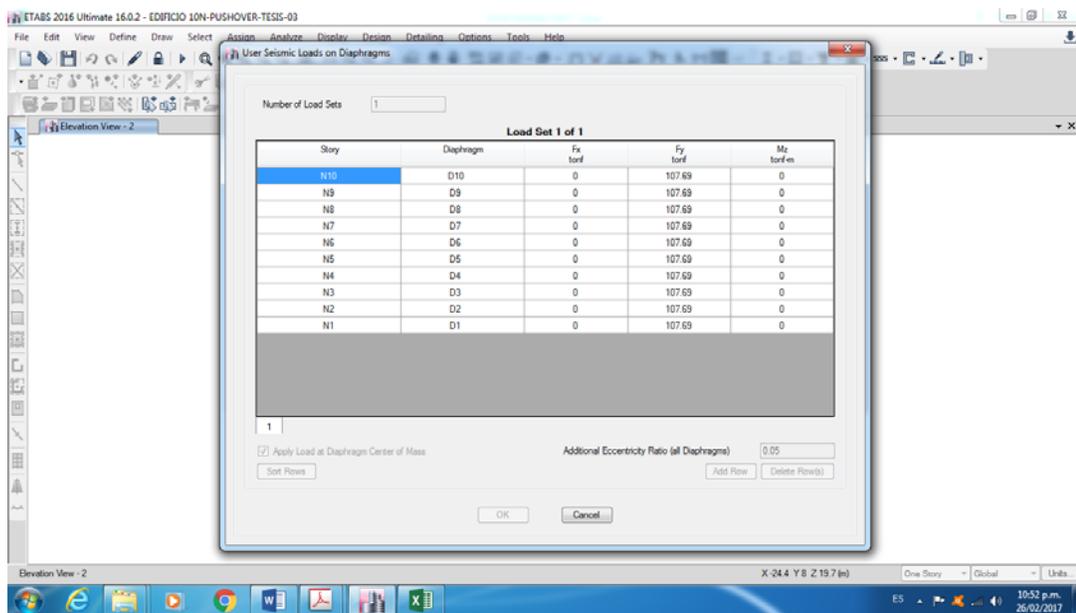


Tabla 4.9 Vector de cargas uniformes en la dirección X, caso de carga Push-CL-U-Y.

4.1.3 MODELACIÓN DE LA NO LINEALIDAD DE LOS MATERIALES (ROTULAS PLASTICAS).

El mayor efecto significativo del comportamiento no lineal de los materiales se representa por medio de rótulas plásticas, las cuales se generan en zonas específicas a lo largo de la longitud de un elemento estructural (vigas y columnas).

Una rótula plástica se define como aquel punto en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar. Este punto se genera a una longitud que varía de acuerdo al tipo de conexión entre elementos, así como de las características propias de la sección.

En la realidad no existe la rótula plástica, pero es una definición que se utiliza en el campo de la Ingeniería Sísmica para encontrar fórmulas que simplifican algún problema [Aguiar Falconi, 2000].

Las rótulas plásticas pueden ser modeladas de diferentes formas, dependiendo de la calidad de resultados que se necesitan para la evaluación. Se debe definir el modelo de plasticidad a utilizar, ya que los resultados del cálculo de la capacidad sísmica resistente dependen del modelo de plasticidad que se use. Se puede utilizar un modelo de plasticidad concentrada, en el cual, el daño se concentra solo en un punto, no considera

longitud de daño; y si se requieren resultados más precisos donde se considere la longitud de daño o se puede utilizar una modelación de rótulas plásticas por análisis de fibras.

4.1.3.1 MODELO DE PLASTICIDAD CONCENTRADA

En este método, el daño se concentra en un solo punto; es decir, no se considera una longitud de daño para el elemento. Es un modelo muy sencillo, pero se obtienen buenos resultados [Paulina, 2004].

La formación de rótulas plásticas se da por la constante degradación de la rigidez de los elementos. Para verificar el cambio en la rigidez se establece el diagrama momento curvatura para la sección de un elemento determinado.

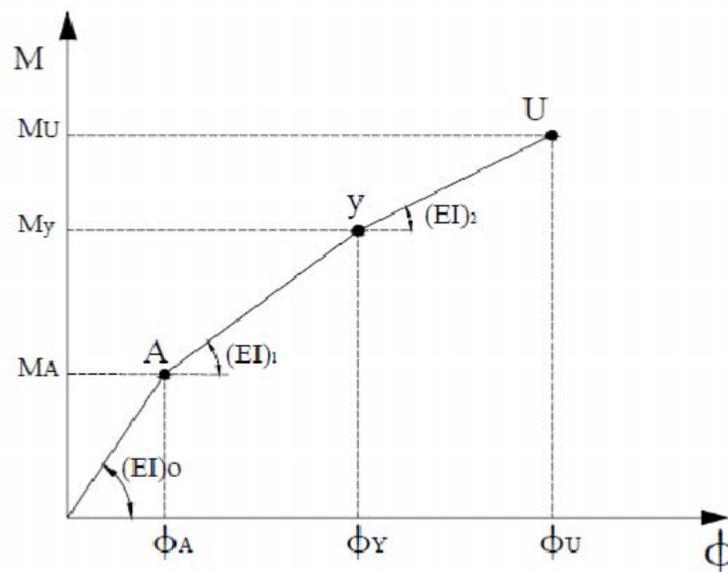


Fig. 4.2 Diagrama Momento – Curvatura

El comportamiento elástico de la viga se define hasta el punto A, el punto Y es cuando fluye el acero a tensión que se convierte en una zona potencial de rótula plástica, ya que la sección ha comenzado a fluir; y el punto U se refiere a la capacidad última a compresión del concreto.

Si el momento actuante es menor que M_A se tendrá la rigidez $(EI)_0$, si el momento actuante supera M_A pero es menor que M_y se trabajará con la rigidez $(EI)_1$, finalmente si el momento actuante en una sección del elemento es mayor que M_y se deberá trabajar con $(EI)_2$.

Conocer el diagrama momento curvatura de un elemento es muy importante ya que podemos conocer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura del elemento. Si un elemento posee poca capacidad de ductilidad por curvatura, este presentará una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal, que no es deseable. Lo ideal sería que el elemento posea una capacidad de ductilidad por curvatura alto para que la estructura disipe la mayor cantidad de energía, y que se realice una distribución de momentos para que todos los elementos trabajen de una forma adecuada.

Los modelos de plasticidad se utilizan para simular el daño que sufrirán los elementos de una estructura ante una demanda sísmica cuando el momento actuante supere a M_A . Para representar de forma matemática este modelo, se considera que el elemento está

compuesto por una parte rígida (extremos de unión viga-columna), y una parte elástica (en el centro del claro, entre las partes rígidas).

La formulación del modelo de plasticidad concentrada, se basa en los principios básicos del análisis matricial de estructuras, se considera que el miembro está compuesto por tres elementos, uno de plasticidad con rigidez $(EI)_a$ “rigidez a flexión en el nudo inicial”, otro que tiene longitud L' de rigidez $(EI)_o$ “rigidez a flexión el centro de la luz”, y por último el otro extremo de plasticidad $(EI)_b$ “rigidez a flexión en el nudo final”. Estos datos se obtienen del respectivo diagrama momento curvatura.

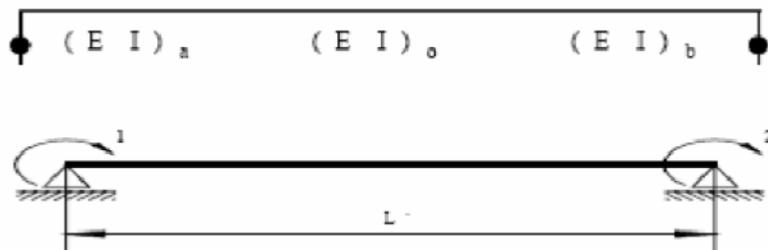


Fig. 4.3 Modelo de Plasticidad Concentrada

La degradación de la rigidez calculada es la que genera la formación de rótulas plásticas en los elementos estructurales, sean vigas, columnas, paredes de corte, etc.; específicamente en las partes rígidas cerca de las uniones vigas-columnas o en los empotramientos, como se muestra en la figura anterior.

En esta modelación de plasticidad concentrada, la rótula plástica únicamente se puede formar en la longitud de los extremos rígidos, debido a que las acciones de mayor magnitud se estima se darán en esa región. En este modelo no puede existir una rótula en el centro del claro, es decir, en la parte flexible que posee la ductilidad necesaria para disipar la energía inducida por una demanda sísmica en la estructura.

La longitud rígida para la formación de rótulas, dependerá del elemento estructural que se analice y de las condiciones de apoyo; no será la misma para una pared estructural que para una viga o una columna, ya que la rotación del extremo rígido será diferente para cada uno de ellos.

De manera general, en este modelo se establece que la rótula plástica se formará en la unión de la parte rígida con la flexible en el instante en que el acero a tensión en un elemento alcance la fluencia, se considera que en ese punto la sección del elemento no será capaz de soportar las acciones impuestas.

El comportamiento no lineal ocurre en puntos discretos predefinidos (hinges), introducidos en cualquier localización sobre los elementos unidimensionales tipo frame.

En particular se ha considerado la posibilidad de formación de rotulas plásticas a flexión, en los extremos de vigas (M3) y a flexo compresión, en los extremos de columnas (P-M2-M3).

4.1.3.2 MODELACIÓN DE LAS VIGAS

De acuerdo al diseño por capacidad (columna fuerte/viga débil), se espera que las vigas fluyan antes que las columnas. Para modelar cada rótula plástica se necesita la siguiente información:

- La rigidez inicial (momento por unidad de rotación).
- El momento de fluencia efectivo.
- La rigidez secundaria.
- La ubicación de la rótula con respecto a la cara de la columna.

La determinación de las propiedades enumeradas, en particular la ubicación de la rótula, es complicada por el hecho que las rótulas crecen en longitud durante el aumento de la deriva de piso. Ya que no se tiene cómo representar este cambio de la longitud de rótula, se hará considerando una longitud y ubicación fija para las rótulas. Para las vigas se usarán dos rótulas en los extremos.

Para determinar las propiedades de las rótulas es necesario desarrollar un análisis momento-curvatura de la sección transversal (función de la curva esfuerzo-deformación del material). Para fines de esta tesis, se trabajarán con los diagramas estándar del ASCE/SEI 41-13 y gráficas normalizadas que el SAP2000 y el ETABS utilizan en la opción de asignar rótulas automáticamente. Las rótulas se asignarán a una distancia de

5.0% de la longitud total de la viga, para así asegurar que la formación esté cercana a la cara de la columna y no dentro de la unión, en ambos extremos del elemento.

Para la asignación de las rótulas se seleccionan todas las vigas, y desde el menú: “Assign/Frame/Hinges” se tendrá acceso al cuadro “Frame Hinge Assignments”, en el cuadro de texto “Relative Distance” de la sección “Frame Hinge Assignment Data”, ingresamos 0.05 y repetimos el procedimiento para una distancia de 0.95. En el cuadro “Auto Hinge Assignment Data” seleccionamos “From Tables In Fema 356” de la sección “Auto Hinge Type”, y en la sección “Select a FEMA 356 Table” elegimos “Table 6-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i”, el resto de parámetros se pueden observar en la Fig 4.4.

Haciendo click al botón OK, se aceptan los cambios y se sale del cuadro “Frame Hinge Assignments”, de vuelta a la ventana principal del programa se podrán ver las rótulas asignadas a las vigas.

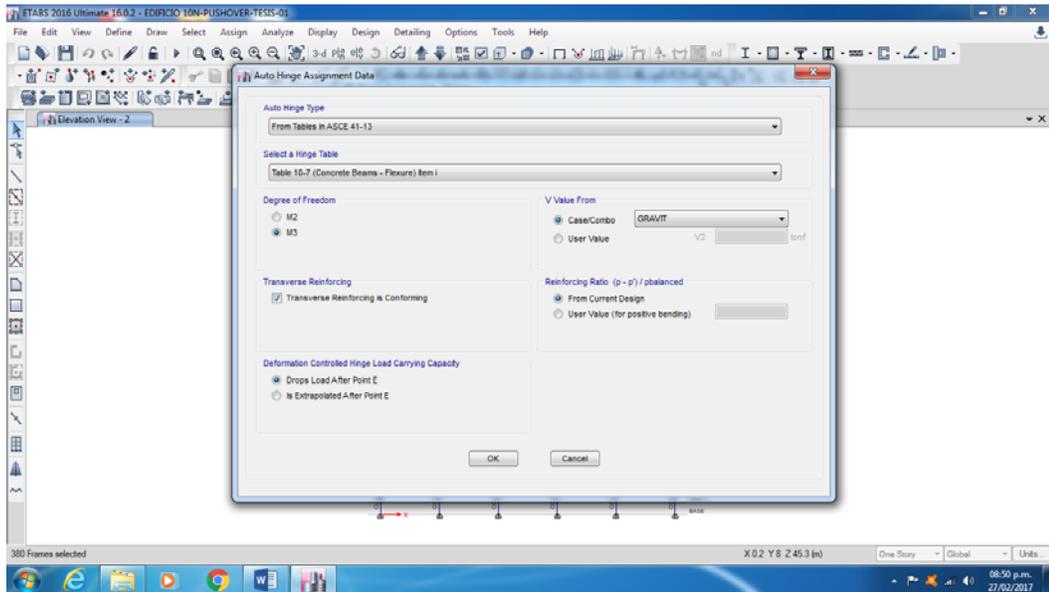


Fig. 4.4 Parámetros para la asignación automática de rótulas a las vigas según el FEMA 356.

En la Figura 4.5 se puede apreciar las rótulas asignadas en la vista en elevación.

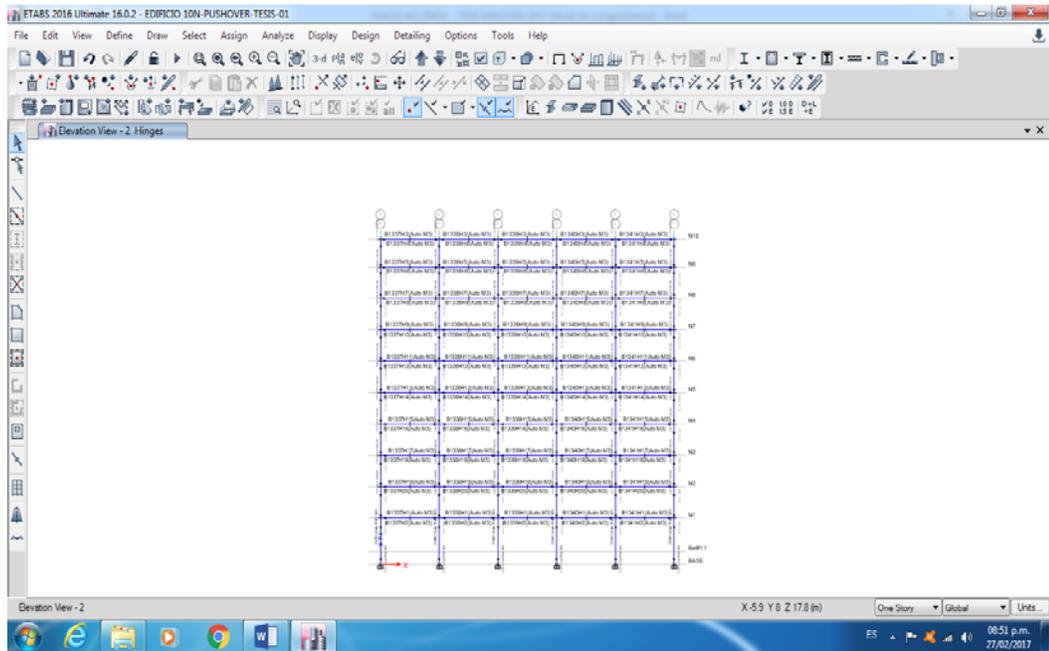


Fig. 4.5 Rótulas asignadas, vista en elevación

Al asignar las rótulas de manera automática, el programa genera los parámetros necesarios de acuerdo al diseño de las secciones realizadas, de esta forma se ahorra tiempo en comparación a definir e ingresar las propiedades para cada sección.

En la Figura 4.6 se presentan los parámetros de una de las rótulas asignadas. En la sección “Displacement Control Parameters” se observa las coordenadas normalizadas de los puntos característicos de las relaciones fuerza-deformación (ver Figura 4.7).

Frame Hinge Property Data for 803H1 - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.0492
D-	-0.2	-0.0248
C-	-1.1	-0.0248
B-	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.1	0.025
D	0.2	0.025
E	0.2	0.05

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment

	Positive	Negative
Moment SF	33.3183	35.1363
Rotation SF	1.	1.

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	0.01	-9.804E-03
Life Safety	0.02	-0.0196
Collapse Prevention	0.025	-0.0248

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Fig. 4.6 Parámetros de una rotula a momento asignada a una viga.

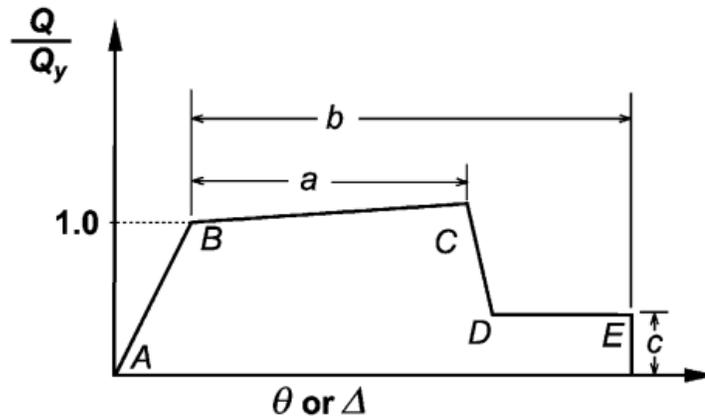


Fig. 4.7 Relaciones generalizadas para elementos de concreto armado, según el ASCE/SEI 41-13.

4.1.3.3 MODELACIÓN DE LAS COLUMNAS

Para la asignación de las rótulas a las columnas se seleccionan todas las columnas, y desde el menú: “Assign/Frame/Hinges” se tendrá acceso al formulario “Frame Hinge Assignments”, en el cuadro de texto “Relative Distance” de la sección “Frame Hinge Assignment Data”, ingresamos 0.05 para el inicio de la rótula y se repite el procedimiento para una distancia relativa de 0.95. En el cuadro “Auto Hinge Assignment Data” seleccionamos “From Tables In Fema 356” de la sección “Auto Hinge Type”, y en la sección “Select a FEMA 356 Table” elegimos “Table 6-7 (Concrete Columns - Flexure) Item i”, el resto de parámetros se pueden observar en la Figura 4.8

En el caso de las vigas se modelaron rótulas esperando una fluencia del acero longitudinal antes que se presente una falla por corte (el diseño conforme al ACI 318-08 nos asegura este comportamiento en edificios nuevos, de tenerse edificios existentes se debe de estudiar el tipo de falla que puede presentarse y seleccionar los parámetros de

modelamiento adecuados), eligiendo el tipo M3 (teniendo en cuenta el momento flector en el eje local 3). En el caso de las columnas se elige una rótula del tipo P-M2-M3, esta rótula tiene un acoplamiento para la formación de rótulas debidas a flexión y carga axial, comportamiento propio de una columna.

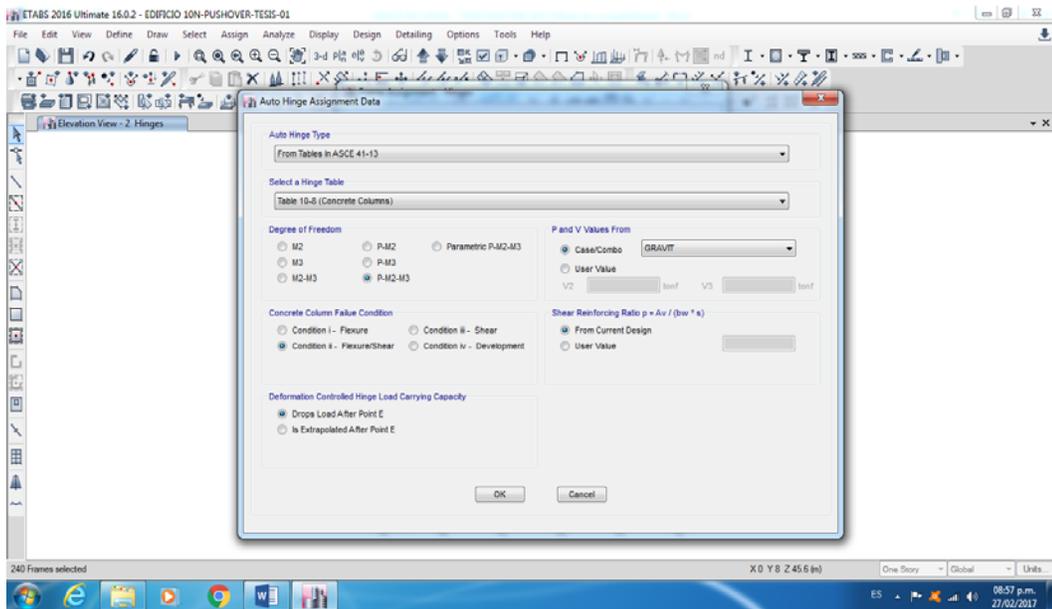


Fig. 4.8 Parámetros para la asignación automática de rótulas a las columnas según el FEMA 356.

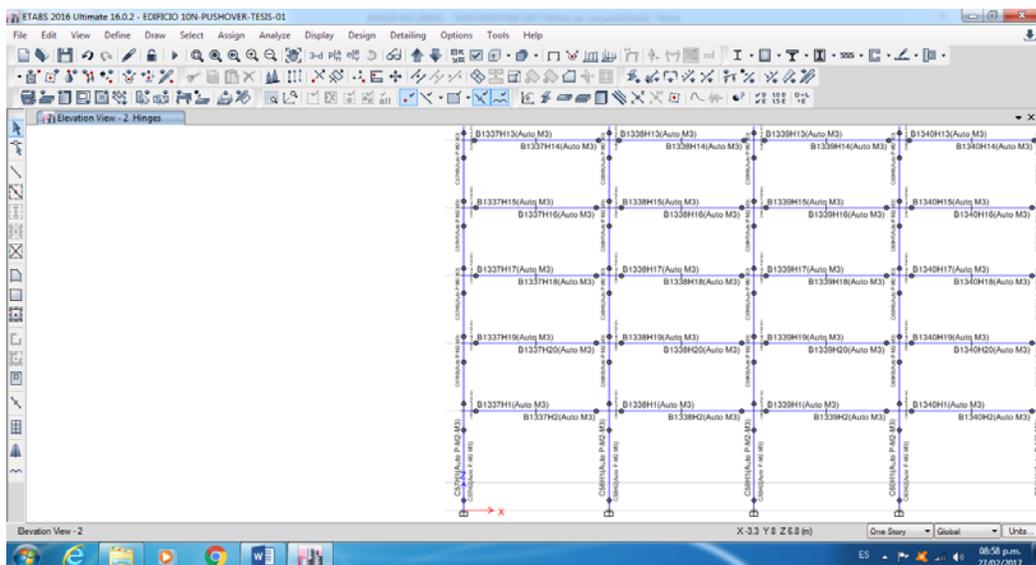


Fig. 4.9 Rótulas asignadas, vista en elevación eje estructural

En las Figura 4.10 se presentan los parámetros de una de las rótulas asignadas. Entre el FEMA 356 y el ASCE/SEI se presentan algunas variaciones entre los parámetros de modelamiento y criterios de aceptación, por tanto de considerarse necesario se podrían editar las rótulas asignadas para usar con los valores del ASCE/SEI 41-13, ya que el programa está calculando automáticamente con los valores del FEMA 356.

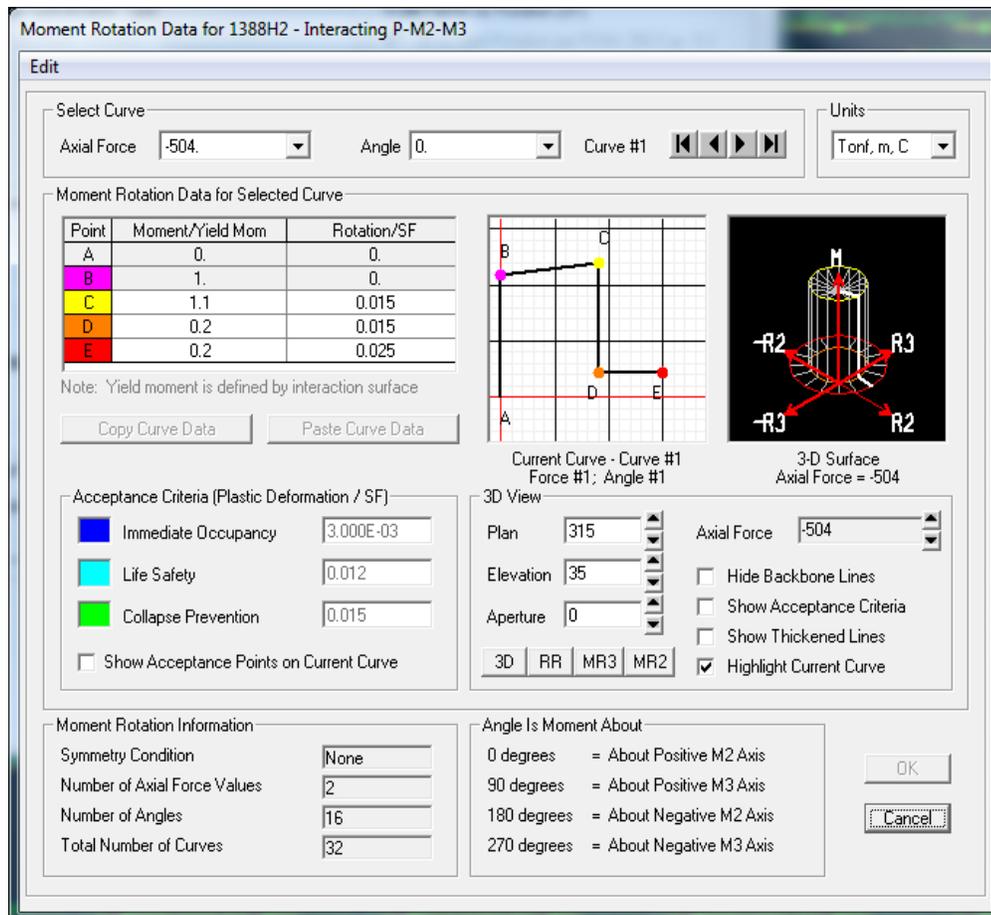


Fig. 4.10 Parámetros de una rotula a momento asignada a una columna.

4.1.4 CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS

4.1.4.1 NODO DE CONTROL

El nodo de control se ubicará en el centro de masas del diafragma del techo, o en su defecto se controlará un nodo que pertenezca a dicho diafragma. En la Figura 4.11 se pueden observar las etiquetas asignadas a los nodos en el techo del edificio, se escogerá como nudo de control el nodo 47. El desplazamiento a controlar en el nodo de control será igual a 100 cm, que corresponde mas o menos al 4% de la altura del edificio.

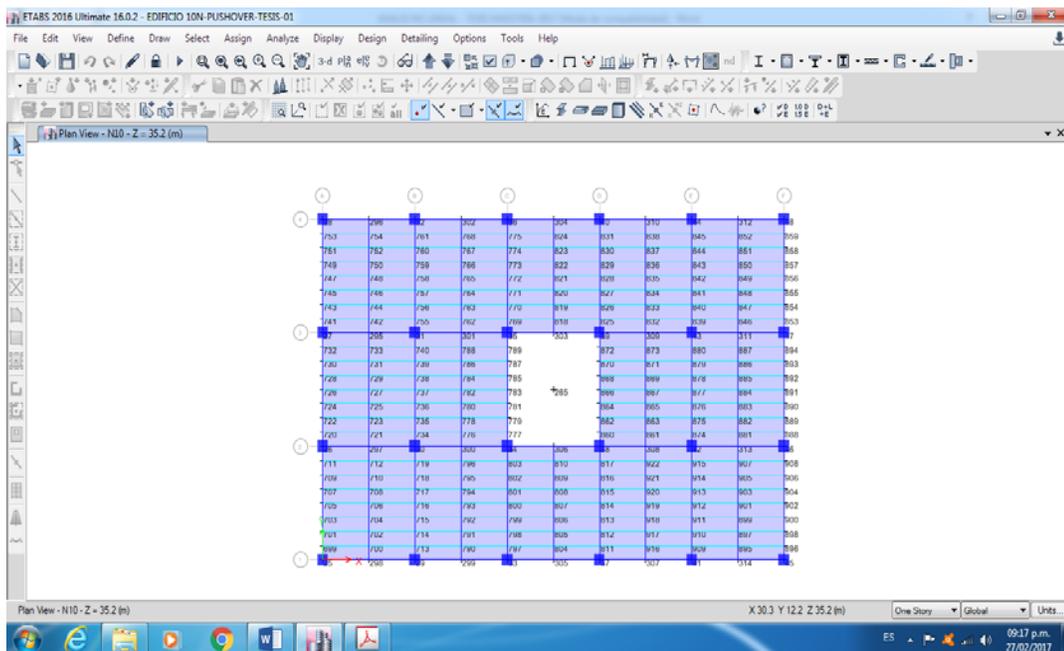


Fig. 4.11 Identificación del nudo de control del techo

4.1.4.2 CASO DE CARGA NO LINEAL GRAVITACIONAL

El siguiente paso previo a realizar los casos de análisis no lineales para cargas laterales es realizar un caso de carga no lineal para las cargas gravitacionales. Se considerara un

porcentaje de cargas vivas. En la Figura 4.12 se presentan los parámetros para el caso de cargas gravitacionales no lineal.

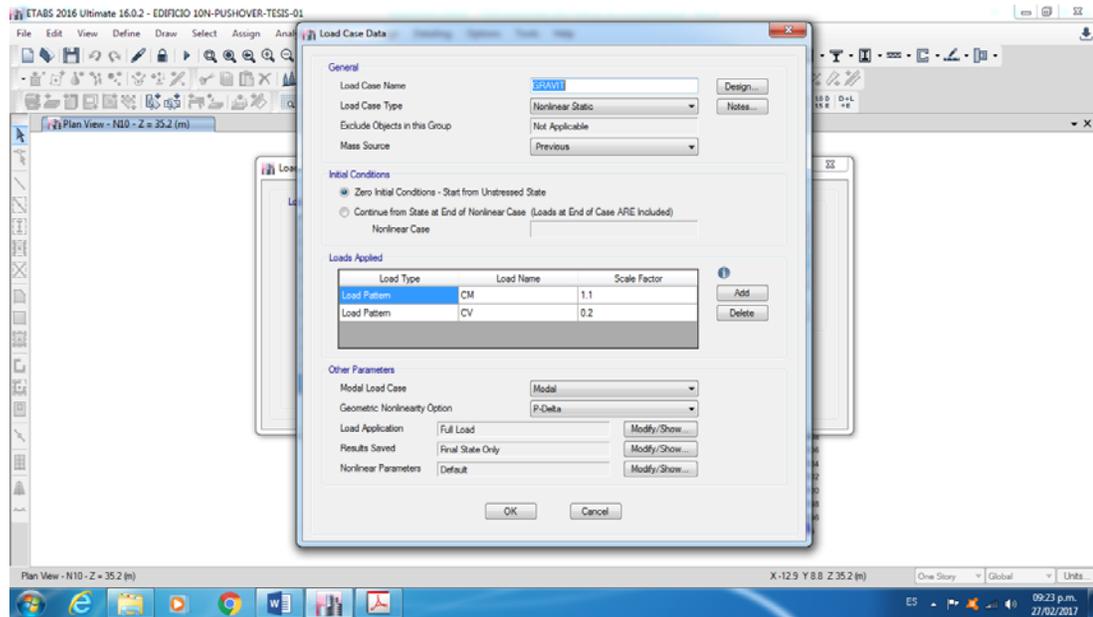


Fig. 4.12 Caso de carga gravitacional no lineal

Tomando como paso previo las deformaciones del caso de cargas gravitacionales no lineal, se definirán los casos para el análisis estático no lineal en cada dirección.

4.1.4.3 CASO DE CARGA NO LINEAL PARA EL VECTOR DE CARGA MODAL

En las Figuras 4.13 y la 4.14 se pueden observar los casos de carga no lineal para la distribución modal. Se están considerando los patrones de carga modal, triangular y uniforme, sólo con la finalidad de compararlos, ya que por concepto deben de arrojar similares resultados.

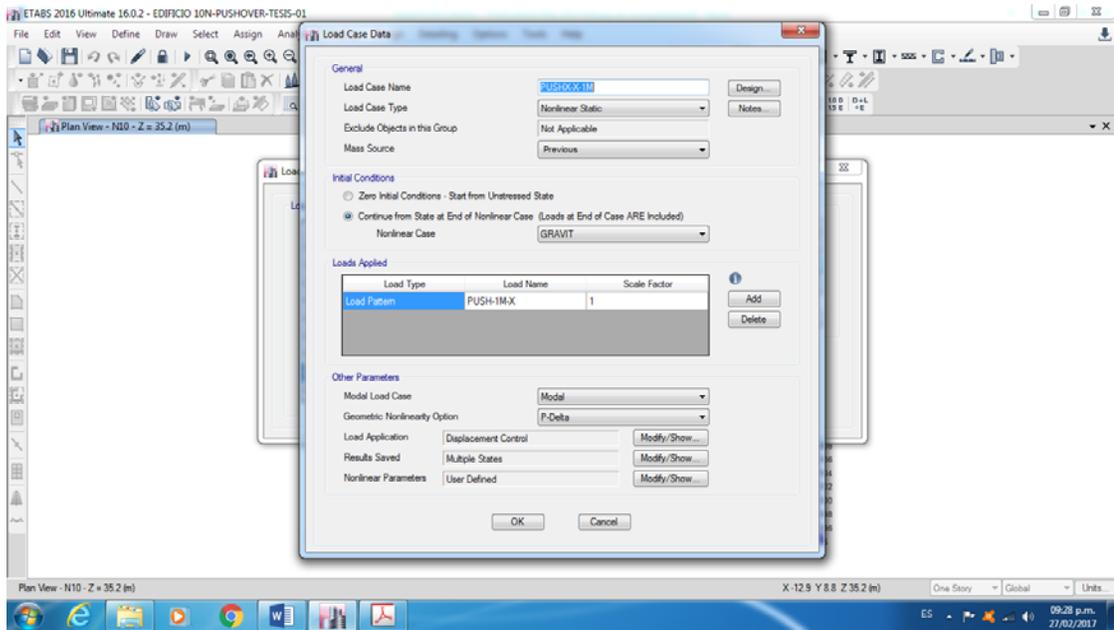


Fig. 4.13 Caso de carga no lineal para la distribucion modal en la direccion X.

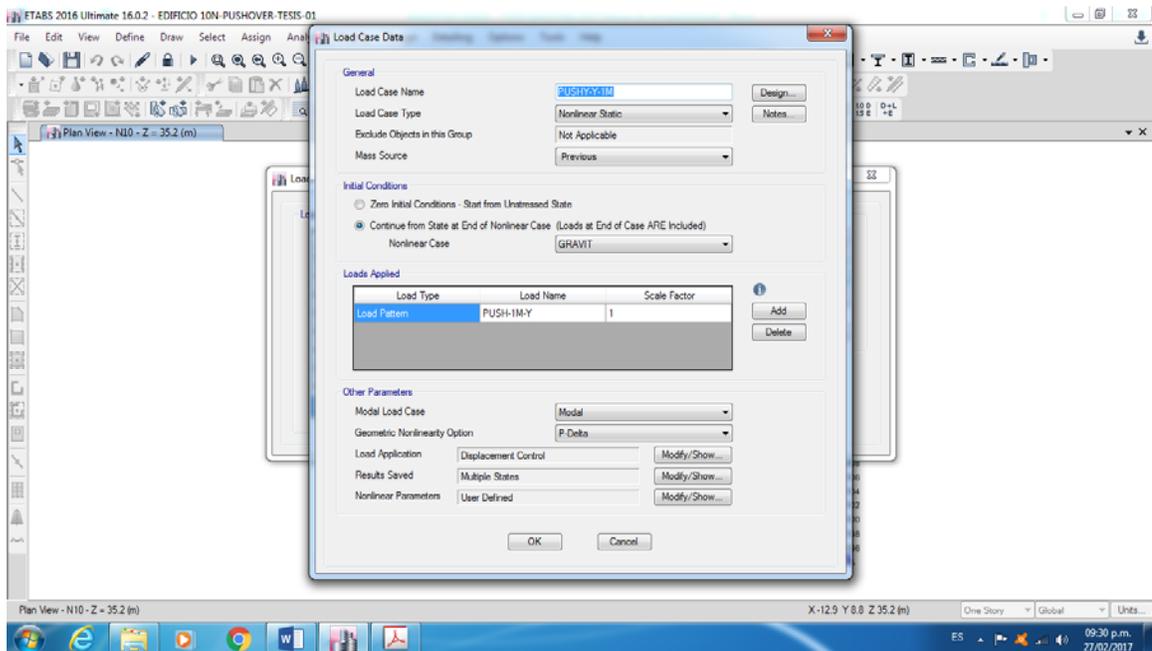


Fig. 4.14 Caso de carga no lineal para la distribucion modal en la direccion Y.

4.1.4.4 CONTROL DE LA CARGA APLICADA

A continuación se detallarán los parámetros a tomar en cuenta para un análisis no lineal en el Sap2000 o ETABS. Se debe elegir entre un análisis estático no lineal de carga-controlada o de desplazamiento-controlado. Para ambas opciones, el patrón de cargas actuantes sobre la estructura es determinado por la combinación de cargas especificadas.

Para especificar el tipo de control de la carga aplicada, en la sección “Modify/Show...” de los casos de análisis no lineales, hacemos click en el botón en “Load Application” y tendremos acceso al cuadro de dialogo para modificar los parámetros (ver Figura 4.15).

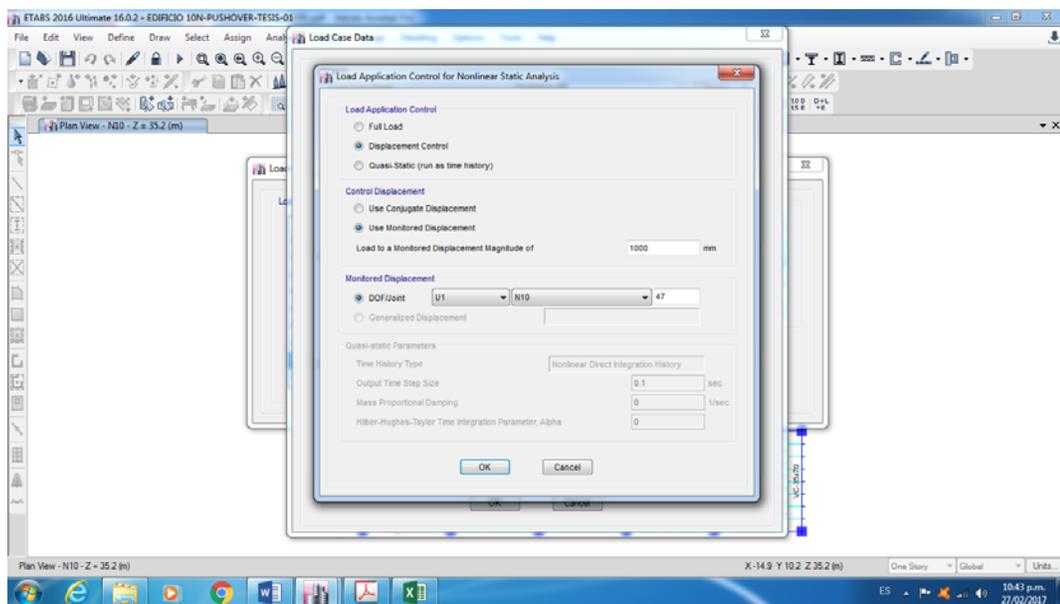


Fig. 4.15 Control de la carga aplicada

4.1.4.5 CONTROL DE CARGA

Se selecciona el control de carga cuando se conoce la magnitud de la carga que será aplicada y se espere que la estructura pueda soportar aquella carga. Un ejemplo podría ser cuando se aplican cargas de gravedad, ya que son gobernadas por la naturaleza.

Bajo el control de carga, todas las cargas son aplicadas incrementalmente desde cero hasta la magnitud total especificada. Se selecciona “full load” en el cuadro de dialogo de la Figura 4.16, y se desactiva automáticamente la opción de controlar el desplazamiento.

4.1.4.6 CONTROL DE DESPLAZAMIENTO

Se selecciona el control de desplazamiento cuando se conoce cuán lejos se quiere que la estructura se mueva, pero no se conoce cuanta carga es requerida. Es más útil para estructuras que serán inestables y pueden perder capacidad de trasportar carga durante el curso del análisis.

Para usar el control de desplazamiento, se debe de seleccionar un componente de desplazamiento a monitorear. Puede ser un simple grado de libertad en una unión, o un desplazamiento generalizado que se haya definido previamente. También se debe dar la magnitud del desplazamiento objetivo principal para el análisis. El programa intentará aplicar la carga hasta alcanzar aquel desplazamiento, la magnitud de la carga debe ser incrementada y disminuida durante el análisis.

Se debe estar seguro de elegir un componente de desplazamiento que aumente monotónicamente durante la carga. Si esto no es posible, se necesitará dividir el análisis en dos o más casos secuenciales, cambiando el desplazamiento monitoreado en los diferentes casos. El uso del control de desplazamiento conjugado, descrito más adelante, debe resolver automáticamente este problema.

4.1.4.7 CONTROL DEL DESPLAZAMIENTO CONJUGADO

Si el programa tiene problemas en converger, se puede elegir la opción para el programa para usar el desplazamiento conjugado para el control. El desplazamiento conjugado es un promedio pesado de todos los desplazamientos en la estructura, cada grado de libertad desplazado siendo pesado por la carga actuante sobre el grado de libertad. En otras palabras, es la medida del trabajo realizado por la carga aplicada.

Cuando son detectados cambios significativos en el patrón de deformación de la estructura, tales como cuando una rótula fluye o se descarga, el control del desplazamiento conjugado lo ajustará automáticamente para encontrar un aumento monotónico del componente desplazado para controlar. Esto sólo se aplica al modelo con elementos aporticados con rótulas o grandes desplazamientos.

4.1.4.8 OBTENCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD

Una vez establecidos los casos de carga no lineales con los patrones que uno desee el siguiente paso es correr el modelo. Dependiendo de los parámetros establecidos puede

tomar mucho tiempo en completarse el análisis; el programa nos indicará si se logra la convergencia en los casos, no se llegó al máximo número de pasos salvados, etc.

Una vez se haya completado el análisis podemos visualizar los resultados; ingresamos desde el menú “Display/Show Static Pushover Curve”, para visualizar las curvas de capacidad para cada caso analizado se debe de elegir “Resultant Base Shear vs Monitored Displacement” (Curva en la Base Resultante vs el Desplazamiento Monitoreado).

Los resultados entregados por el programa se pueden ver en las Figuras 4.16 hasta la 4.31. Eligiendo en “Static Nonlinear Case” los casos de carga, variamos a la curva de capacidad correspondiente. En la dirección X y Y “Displacement” se puede observar, en cada figura, el desplazamiento monitoreado de 100 cm.



Fig. 4.16 Curva de capacidad, carga lateral modal, diseño original, dir. X - X

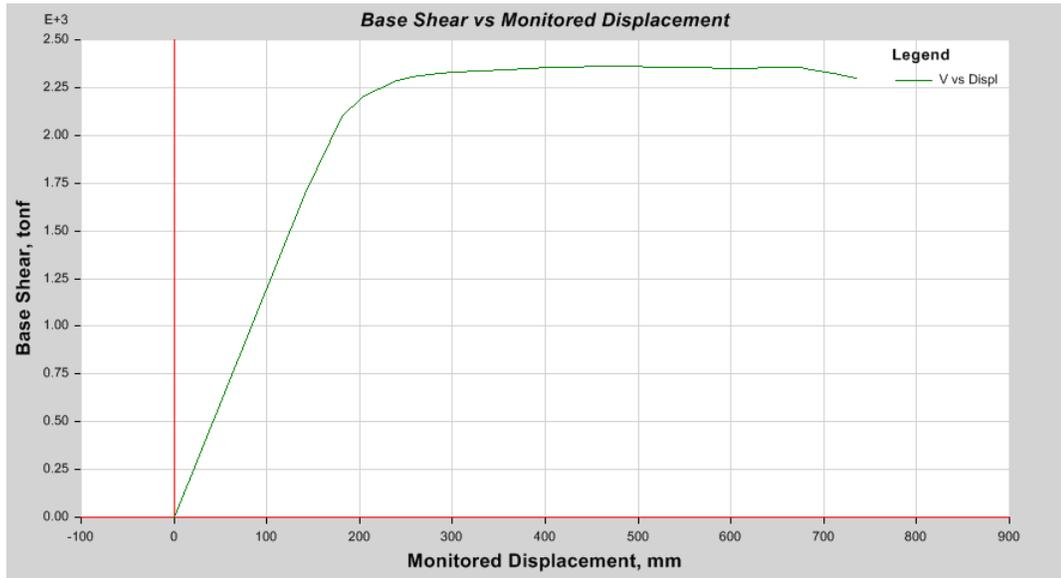


Fig. 4.17 Curva de capacidad, carga lateral modal, diseño original, dir. Y - Y

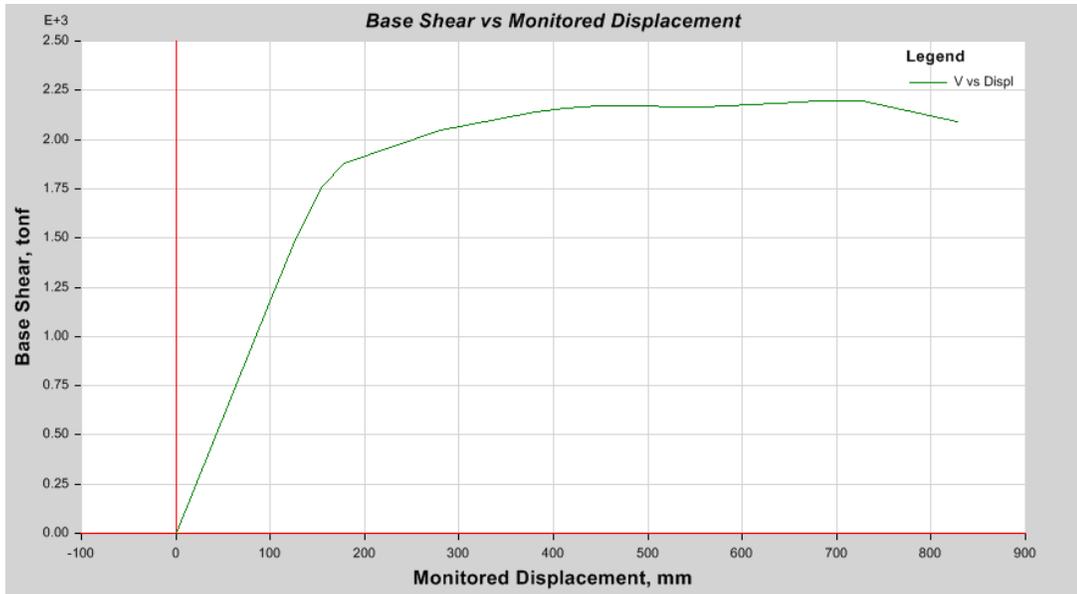


Fig. 4.18 Curva de capacidad, carga lateral triangular, diseño original, dir. X - X

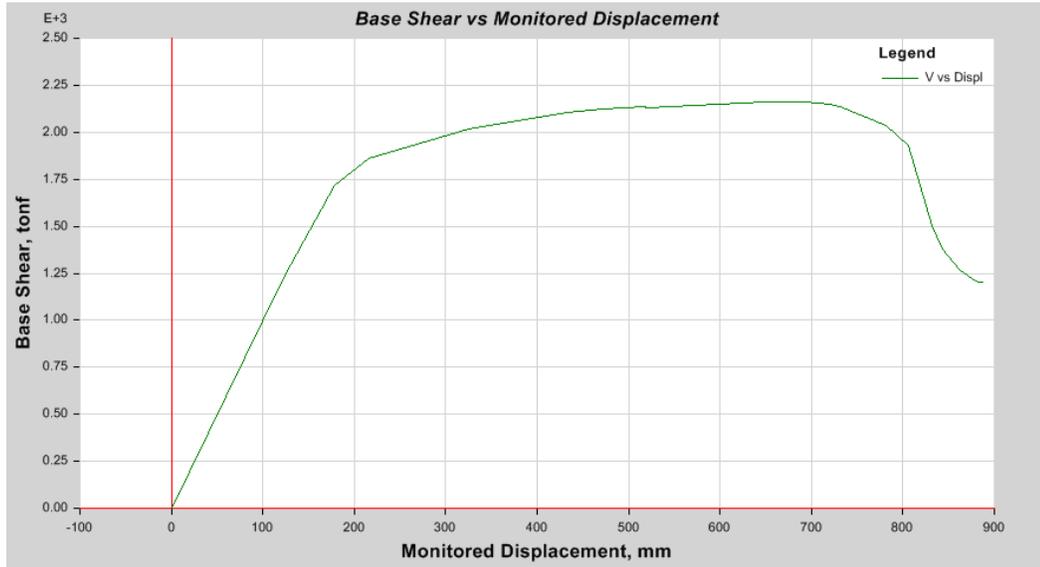


Fig. 4.19 Curva de capacidad, carga lateral triangular, diseño original, dir. Y - Y

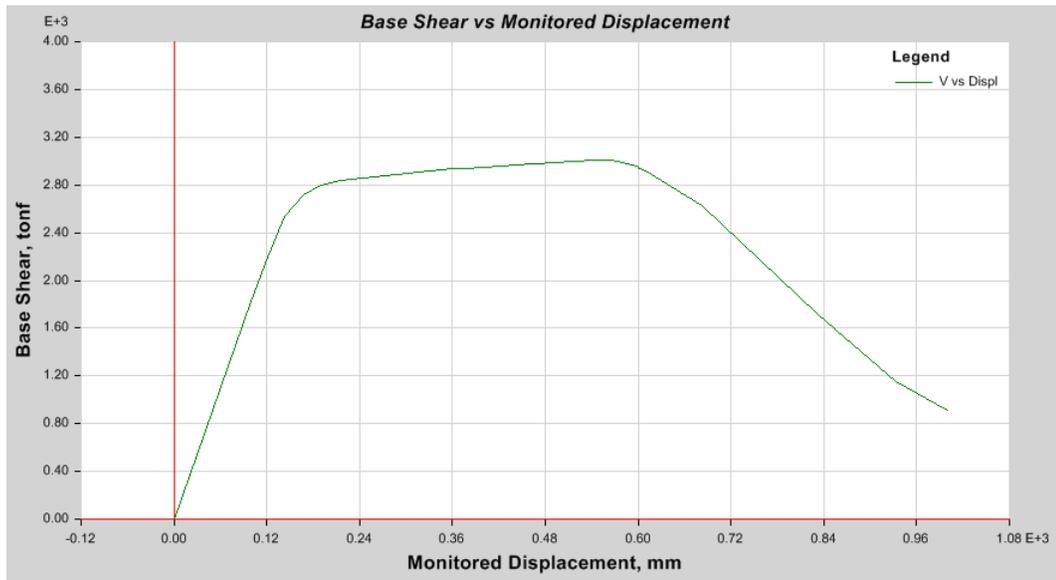


Fig. 4.20 Curva de capacidad, carga lateral uniforme, diseño original, dir. X - X

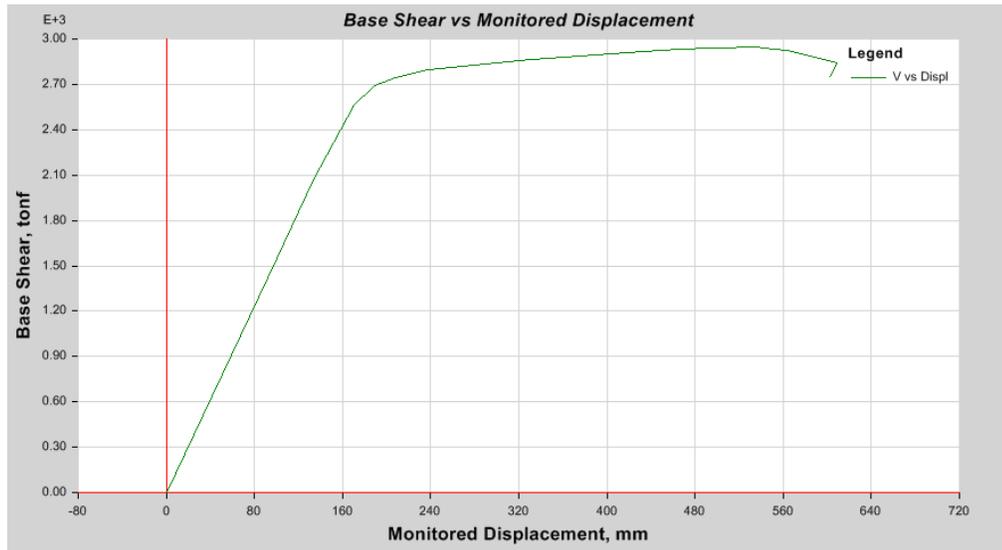


Fig. 4.21 Curva de capacidad, carga lateral uniforme, diseño original, dir. Y – Y

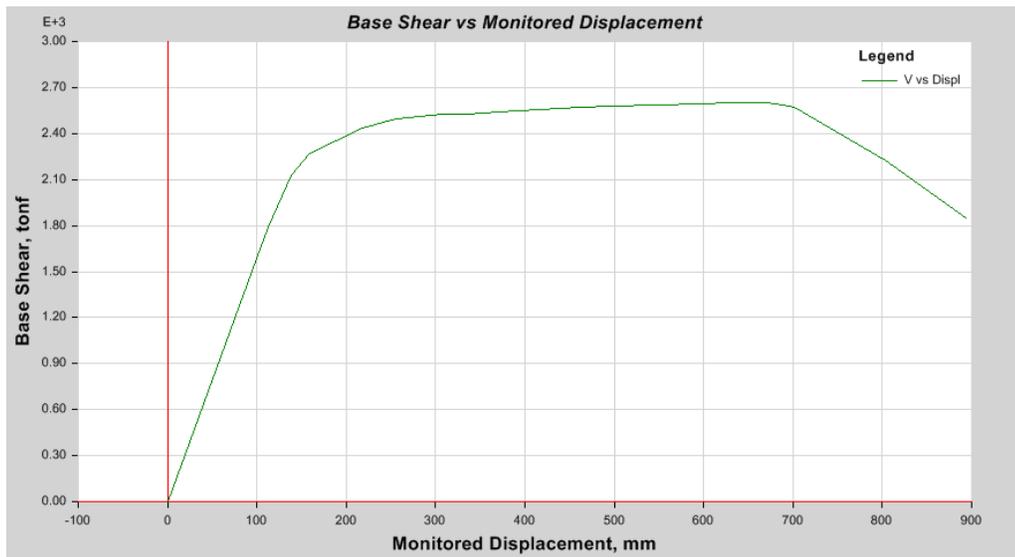


Fig. 4.22 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, dir. X – X

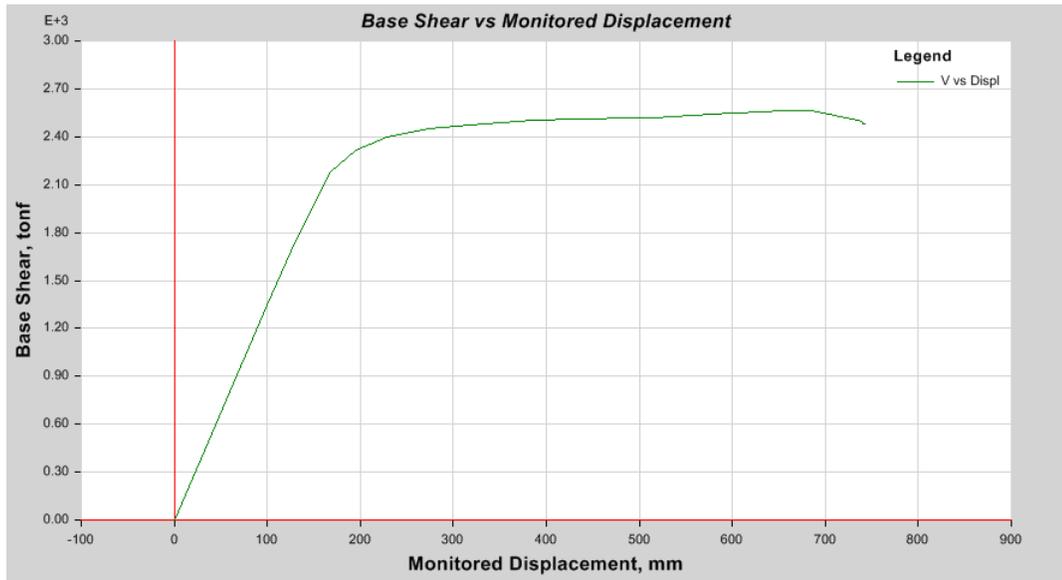


Fig. 4.23 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, dir. Y – Y

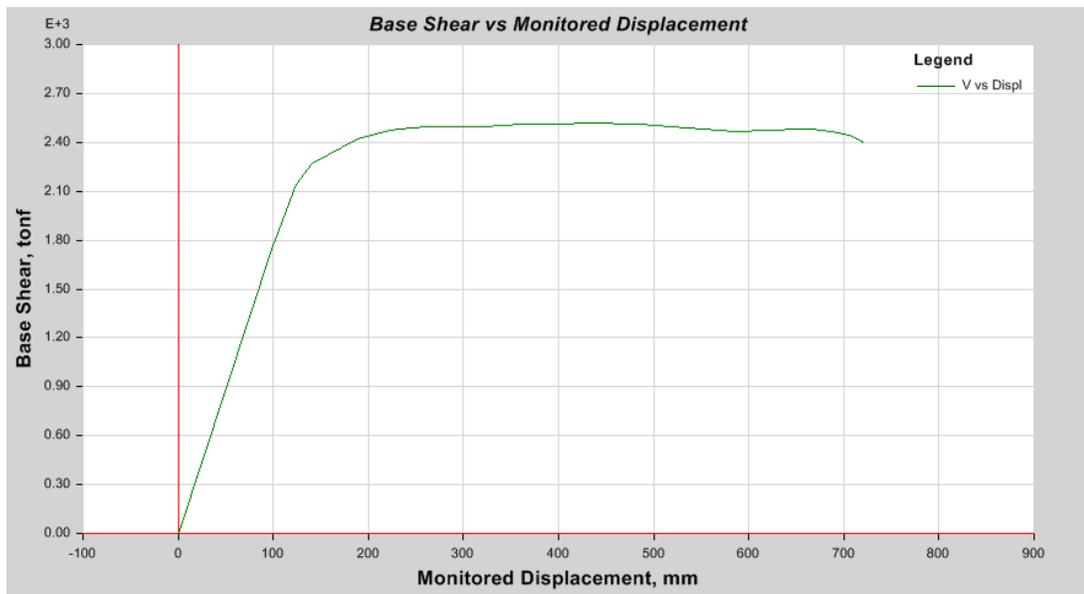


Fig. 4.24 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, dir. X – X

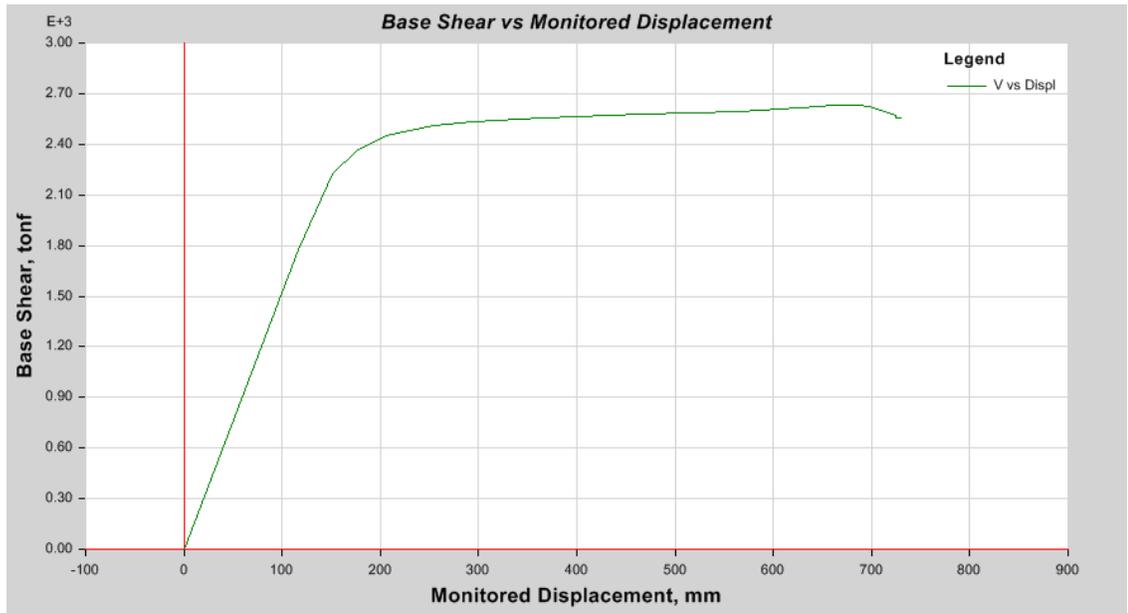


Fig. 4.25 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, dir. Y – Y

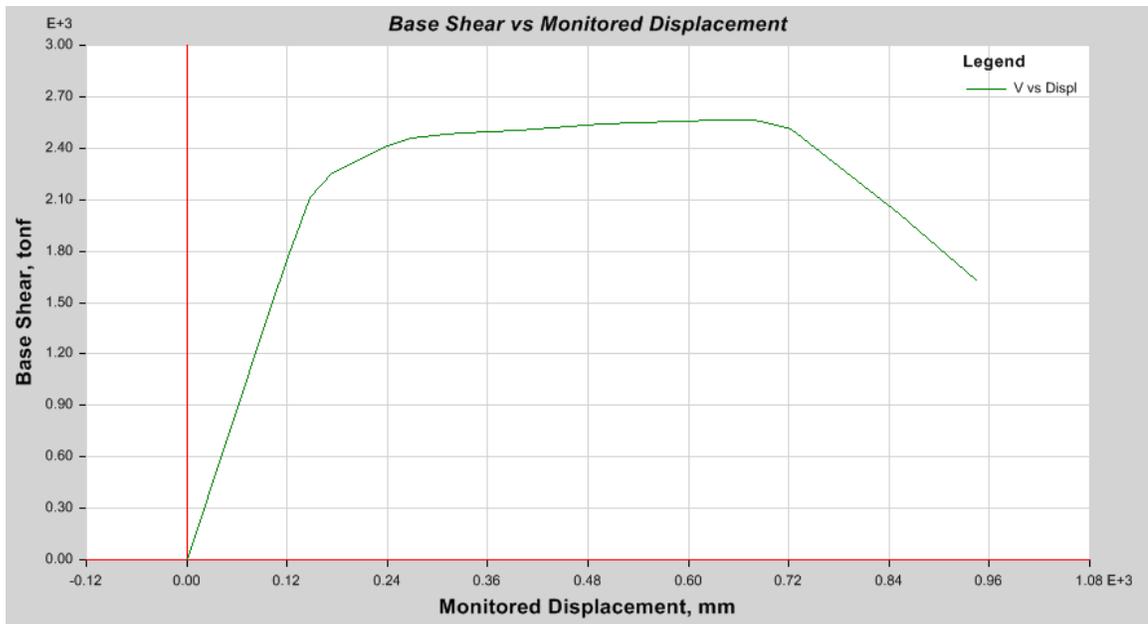


Fig. 4.26 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N1 – N3, dir. X – X

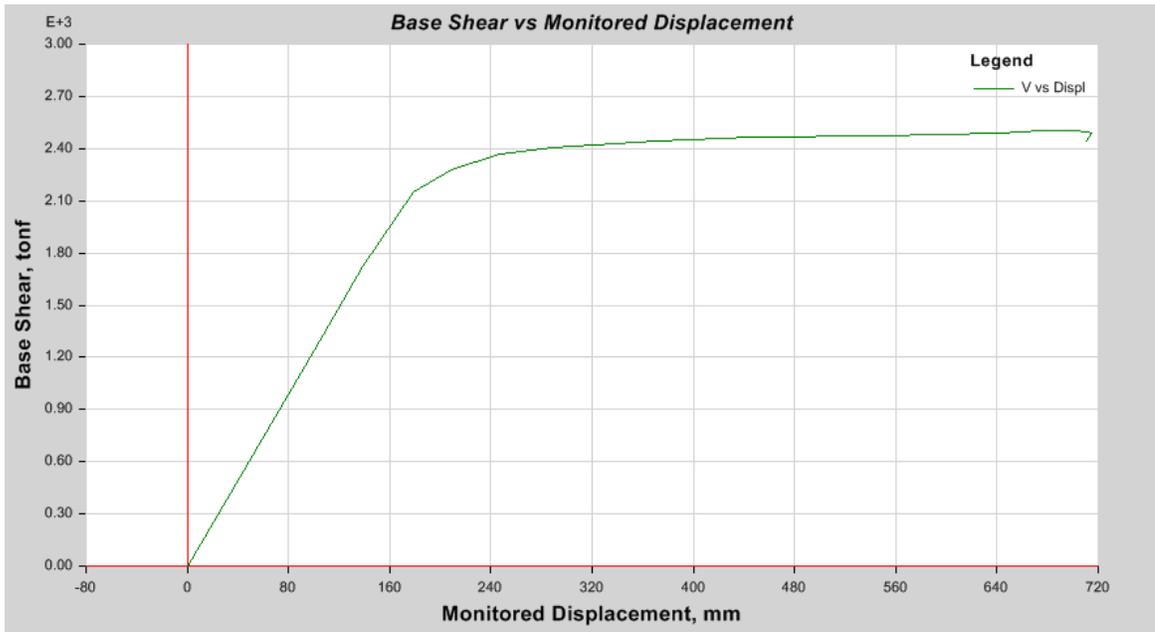


Fig. 4.27 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N1 – N3, dir. Y – Y

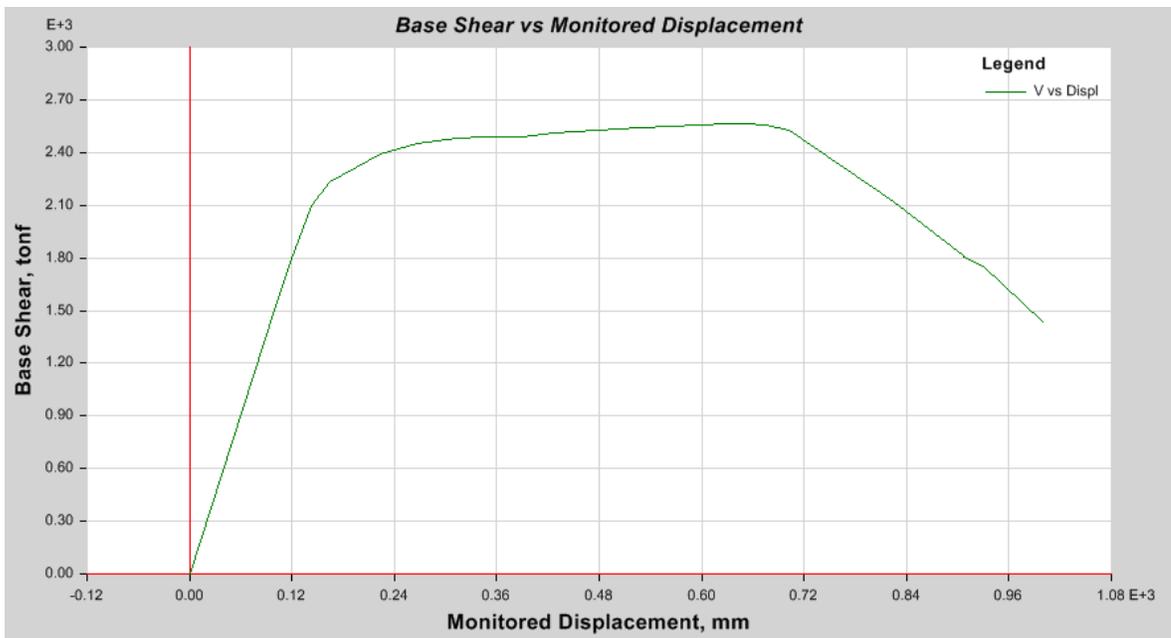


Fig. 4.28 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N4 – N7, dir. X – X

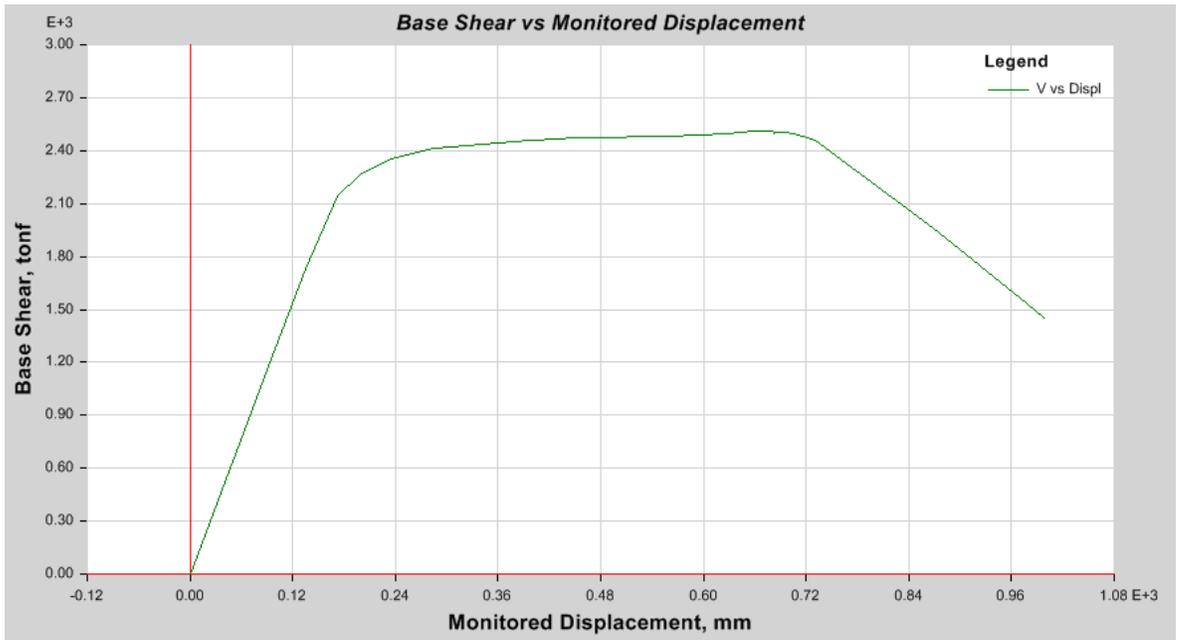


Fig. 4.29 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N4 – N7, dir. Y – Y

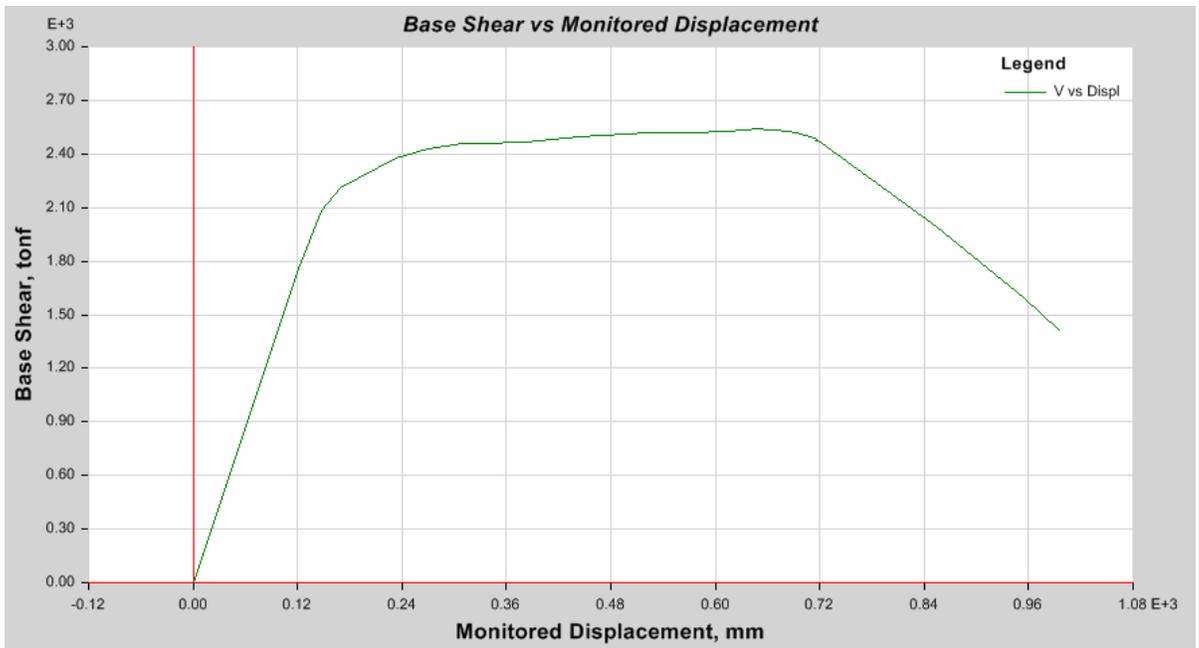


Fig. 4.30 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N8 – N10, dir. X – X

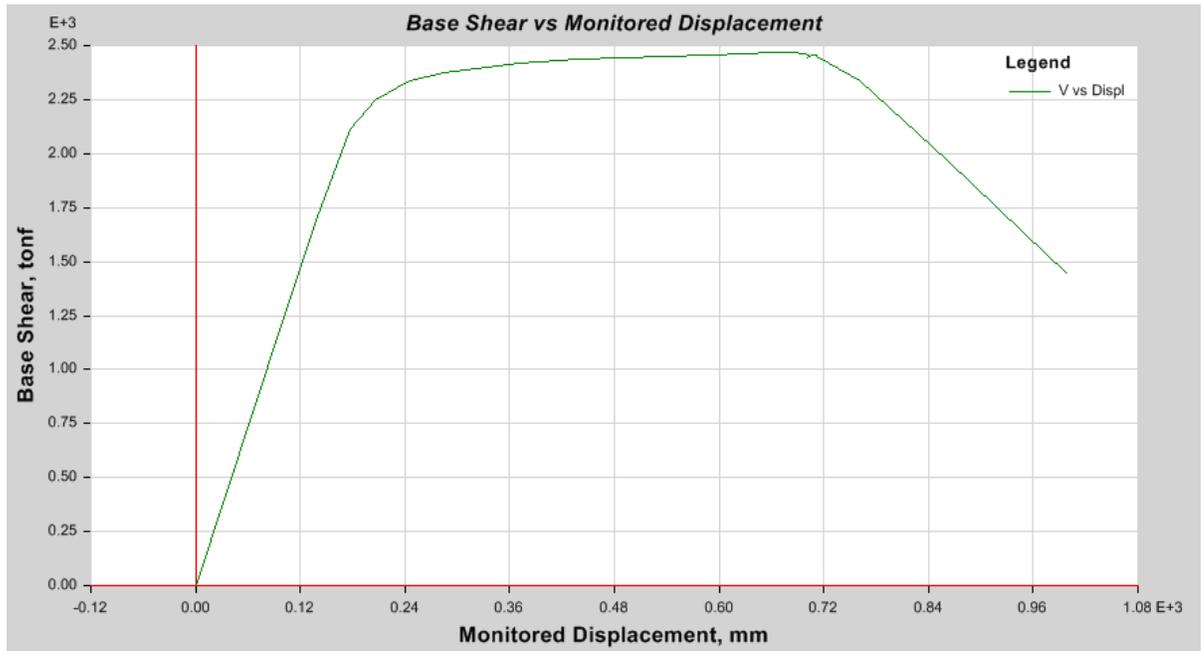


Fig. 4.31 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N8 – N10, dir. Y – Y

4.1.4.9 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

A continuación, se presentará un cuadro comparativo de las diferentes curvas de capacidad obtenidas, para poder realizar un análisis del comportamiento de la estructura para cada una de las condiciones analizadas.

PATRONES DE CARGA

DISTRIBUCION MODAL		DISTRIBUCION TRIANGULAR		DISTRIBUCION UNIFORME	
DIRECCION X - X					
BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement
Tonf	(mm)	Tonf	(mm)	Tonf	(mm)
0.000	0.000	0.000	-0.002	0.000	-0.002
1690.015	141.600	1179.174	100.000	1821.401	100.000
2097.317	181.500	1463.350	124.100	2141.398	117.600
2203.702	204.300	1756.246	153.300	2534.950	142.500
2283.906	239.700	1878.983	178.800	2716.033	167.800
2303.264	255.100	2048.514	279.600	2792.094	189.200
2323.588	284.800	2139.194	380.300	2836.266	215.100
2330.413	300.300	2157.854	412.100	2911.921	316.800
2345.766	357.200	2169.517	447.500	2934.338	358.900
2354.557	404.400	2172.283	464.100	2936.481	373.800
2355.517	413.100	2162.617	557.600	2942.238	381.400
2356.161	416.600	2189.525	660.700	2947.005	395.700
2362.263	466.800	2195.450	679.200	2950.682	402.200
2348.859	616.800	2198.149	691.800	2954.643	418.400
2354.272	641.600	2198.667	698.100	2958.623	424.500
2355.714	652.800	2198.890	704.300	2962.570	439.800
2355.609	660.400	2198.665	710.200	3004.489	542.600
2355.334	666.400	2197.662	716.000	3005.817	548.500
2354.404	674.400	2193.633	727.900	3005.836	553.100
2352.663	679.900	2093.034	827.500	3003.413	561.700
2316.586	717.400			2995.034	574.700
2310.181	721.200			2957.499	597.000
2310.200	721.200			2948.738	600.400
2309.939	722.400			2935.900	600.200
2307.320	728.000			2936.529	601.300
2302.252	733.400			2936.599	601.300
2299.903	734.700			2936.599	601.300
2299.907	734.700			2935.826	602.100
				2913.408	608.900
				2913.608	608.900
				2913.250	609.500
				2624.831	682.700
				2624.780	682.800
				1710.378	832.800
				1149.494	932.800
				913.562	999.800

Tabla 4.10 Comparación de curvas de capacidad, diferentes patrones de carga lateral (X – X)

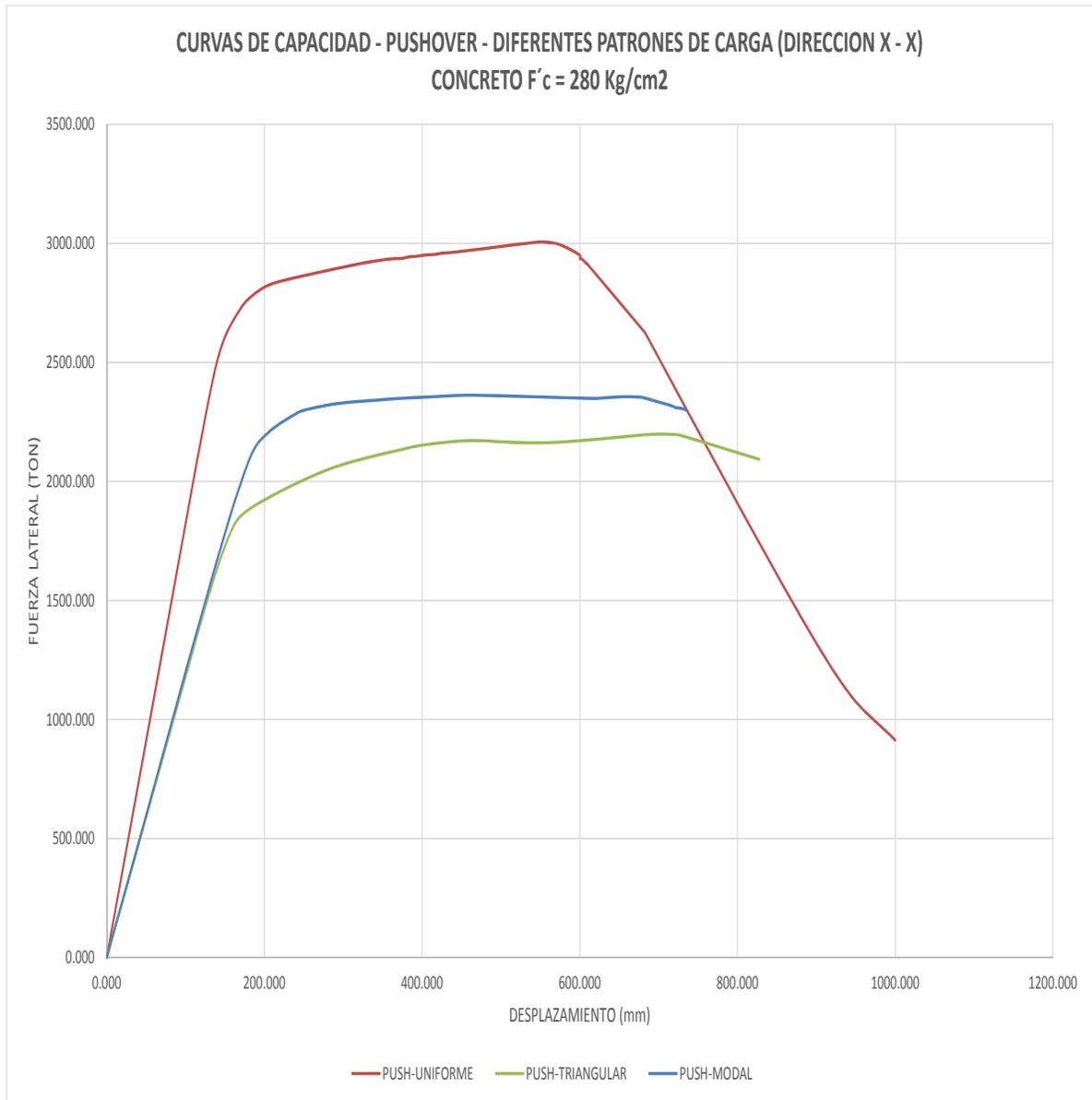


Fig. 4.32 Curvas de capacidad, para diferentes patrones de carga, dir. X – X

PATRONES DE CARGA					
DISTRIBUCION MODAL		DISTRIBUCION TRIANGULAR		DISTRIBUCION UNIFORME	
DIRECCION Y - Y					
BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement
Tonf	(mm)	Tonf	(mm)	Tonf	(mm)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1690.02	141.60	998.51	100.00	1549.03	100.00
2097.32	181.50	1242.72	124.50	2069.66	133.60
2203.70	204.30	1717.58	178.70	2561.30	170.10
2283.91	239.70	1858.80	215.50	2690.47	189.40
2303.26	255.10	2013.29	322.90	2747.35	207.50
2323.59	284.80	2085.08	411.70	2794.90	237.50
2330.41	300.30	2100.50	444.10	2867.86	331.40
2345.77	357.20	2114.91	487.30	2916.99	431.90
2354.56	404.40	2114.91	487.30	2931.91	466.00
2355.52	413.10	2115.87	490.00	2939.24	493.40
2356.16	416.60	2115.88	490.00	2943.39	512.90
2362.26	466.80	2115.88	490.00	2944.57	522.30
2348.86	616.80	2122.72	527.30	2944.25	536.70
2354.27	641.60	2124.80	532.80	2942.85	541.80
2355.71	652.80	2124.80	532.80	2926.60	563.20
2355.61	660.40	2126.69	536.90	2838.44	608.40
2355.33	666.40	2131.53	567.80	2750.89	602.40
2354.40	674.40	2148.88	632.90		
2352.66	679.90	2152.76	661.30		
2316.59	717.40	2153.22	668.60		
2310.18	721.20	2153.27	674.10		
2310.20	721.20	2152.99	680.80		
2309.94	722.40	2150.86	697.70		
2307.32	728.00	2148.23	708.20		
2302.25	733.40	2133.71	735.10		
2299.90	734.70	2130.04	739.60		
2299.91	734.70	2117.78	739.60		
		2118.56	740.80		
		2117.69	743.00		
		2102.03	756.50		
		2017.31	792.40		
		1917.98	817.40		
		1394.46	854.90		
		1264.58	873.60		
		1215.08	886.10		
		1214.43	886.50		
		1198.77	892.80		
		1192.37	896.30		

Tabla 4.11 Comparación de curvas de capacidad, diferentes patrones de carga lateral (Y - Y)

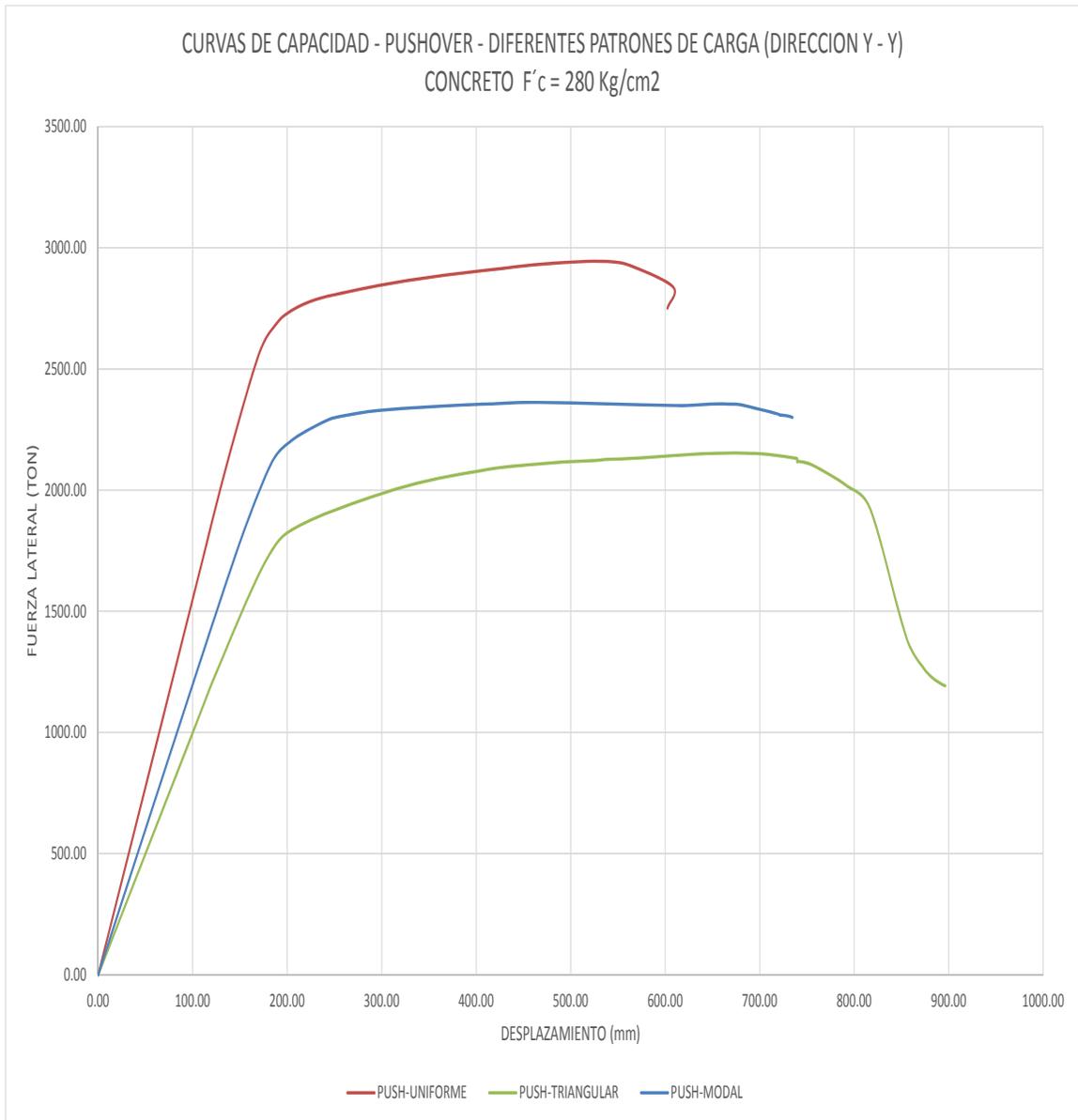


Fig. 4.33 Curvas de capacidad, para diferentes patrones de carga, dir. Y – Y

DIFERENTES RESISTENCIAS DE CONCRETO ETABS

CONCRETO F'c = 280 Kg/m2		CONCRETO F'c = 350 Kg/m2		CONCRETO F'c = 420 Kg/m2		CONCRETO F'c = 350 Kg/m2 (N-1 - N-4)		CONCRETO F'c = 350 Kg/m2 (N-5 - N-7)		CONCRETO F'c = 350 Kg/m2 (N-8 - N-10)	
DIRECCION X - X											
BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement
Tonf	(mm)	Tonf	(mm)	Tonf	(mm)	Tonf	(mm)	Tonf	(mm)	Tonf	(mm)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1398.07	100.00	1567.65	100.00	1768.80	100.00	1443.75	100.00	1486.13	100.00	1426.11	100.00
1736.58	124.20	1777.07	113.40	1805.84	102.10	1748.97	121.10	1761.55	118.50	1742.14	122.16
2048.95	150.00	2099.23	137.00	2143.68	124.30	2077.60	147.10	2072.93	143.30	2051.26	147.06
2163.61	169.20	2228.41	156.20	2272.04	141.50	2206.22	168.80	2197.98	163.90	2180.96	168.83
2303.30	226.10	2366.71	205.80	2419.56	188.90	2333.43	219.60	2328.55	215.40	2317.43	225.49
2350.34	265.60	2420.03	244.40	2471.16	221.80	2385.02	259.10	2377.87	254.20	2357.81	259.23
2368.11	303.70	2426.92	253.60	2480.64	232.70	2391.09	267.90	2384.57	263.70	2362.67	266.67
2372.28	330.50	2440.57	283.60	2494.95	261.10	2403.12	297.70	2398.27	295.20	2374.13	296.21
2373.23	339.90	2445.69	315.20	2498.49	276.00	2405.83	315.50	2401.04	314.90	2380.96	338.05
2374.05	344.90	2444.25	339.90	2497.32	318.20	2406.24	323.80	2404.67	337.80	2376.21	380.09
2374.78	356.10	2454.52	398.20	2505.69	342.10	2407.30	329.40	2404.52	351.10	2379.76	389.32
2368.40	396.70	2455.57	411.20	2509.14	359.40	2408.30	338.60	2399.82	393.40	2384.28	408.61
2372.04	407.00	2458.59	440.00	2511.97	381.90	2402.88	379.60	2403.51	402.90	2385.69	422.22
2375.29	427.10	2459.25	455.40	2512.24	385.60	2405.94	388.60	2408.41	422.80	2391.27	462.60
2382.92	473.60	2459.71	460.50	2512.94	389.50	2412.72	425.50	2413.92	457.80	2391.65	468.54
2383.54	480.60	2459.75	464.10	2513.19	396.00	2415.30	448.50	2415.53	475.20	2391.99	478.17
2383.66	487.20	2460.52	475.60	2514.91	409.50	2416.93	456.20	2415.59	480.90	2392.51	482.80
2384.07	494.60	2460.78	482.10	2515.03	413.50	2417.47	462.90	2416.73	494.10	2392.81	488.78
2385.57	502.40	2460.84	486.20	2515.57	418.30	2417.74	469.60	2417.71	501.60	2393.39	495.93
2387.79	530.30	2461.05	488.60	2516.06	425.10	2418.28	475.00	2417.81	506.50	2393.35	500.73
2388.04	544.20	2448.48	588.60	2516.05	428.20	2418.59	482.10	2418.48	519.40	2393.40	507.48
2383.99	590.30	2442.63	636.00	2515.98	432.00	2420.13	508.00	2418.66	526.70	2393.61	511.64
2383.90	613.60	2444.34	645.80	2508.83	482.00	2420.14	513.30	2419.47	537.90	2393.66	514.22
2385.11	625.40	2445.24	653.80	2509.23	483.80	2420.45	517.50	2414.59	630.50	2382.27	614.22
2385.04	636.80	2445.35	662.70	2509.23	483.80	2420.60	522.90	2415.40	637.10	2385.70	634.35
2385.71	643.60	2444.36	669.60	2509.42	484.90	2420.58	526.20	2415.31	648.20	2386.23	644.56
2385.22	650.20	2442.57	675.70	2464.82	584.90	2420.58	526.20	2414.13	655.20	2385.17	655.69
2382.06	665.40	2439.29	682.00	2479.16	655.20	2411.11	525.70	2400.72	681.30	2383.34	665.03
2376.60	678.30	2403.86	710.90	2479.58	661.50	2416.11	527.60	2337.46	721.90	2378.63	677.25
2330.87	717.10	2369.66	726.90	2479.13	667.70	2411.58	627.60	2323.19	727.90	2358.74	699.76
2301.23	731.70	2361.27	726.70	2477.44	673.90	2413.17	643.80	2317.82	727.50	2317.93	723.14
		2363.77	728.40	2468.41	686.90	2412.52	658.80				
		2318.34	743.70	2444.44	704.80	2411.51	665.90				
		2318.54	743.70	2405.69	720.20	2409.83	673.70				
		2317.90	744.10	2398.16	719.30	2407.90	679.50				
		2304.51	748.10	2405.53	719.70	2386.77	705.60				
		2299.54	748.10			2334.98	735.20				
		2295.50	748.10			1864.25	853.80				
		2294.94	748.10			1385.74	962.10				
		2292.78	748.20			1197.58	999.50				
		2291.58	748.70								
		1733.81	880.80								
		1234.74	986.00								
		1159.06	999.70								

Tabla 4.12 Comparación de curvas de capacidad, diferentes resistencias del concreto (X – X)

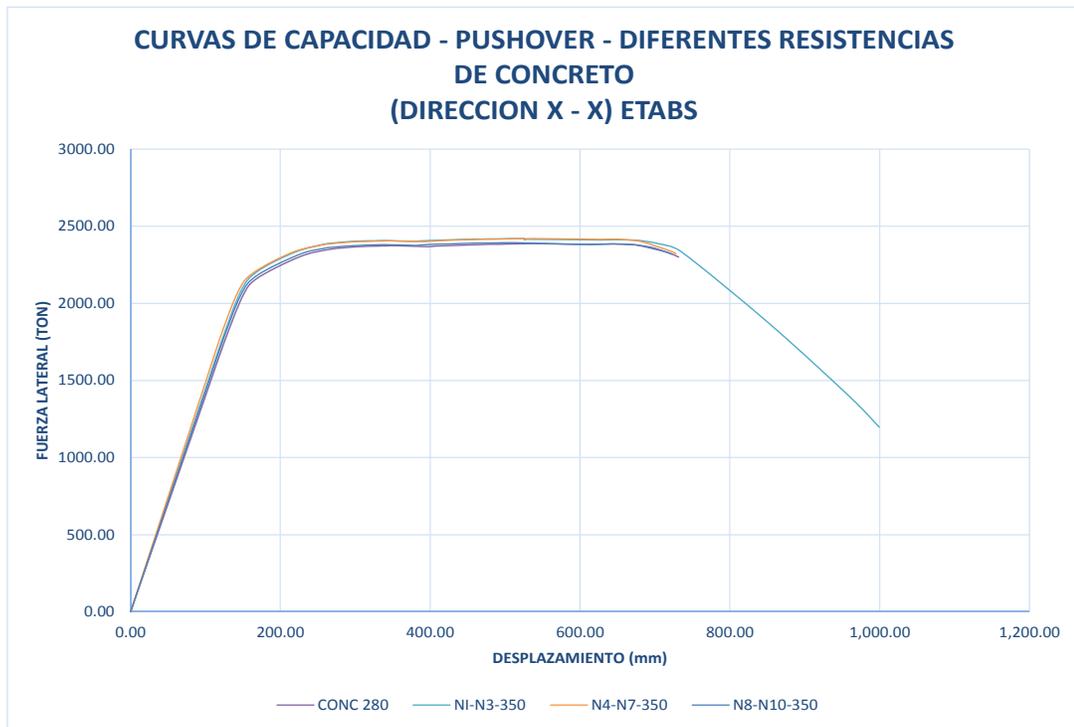
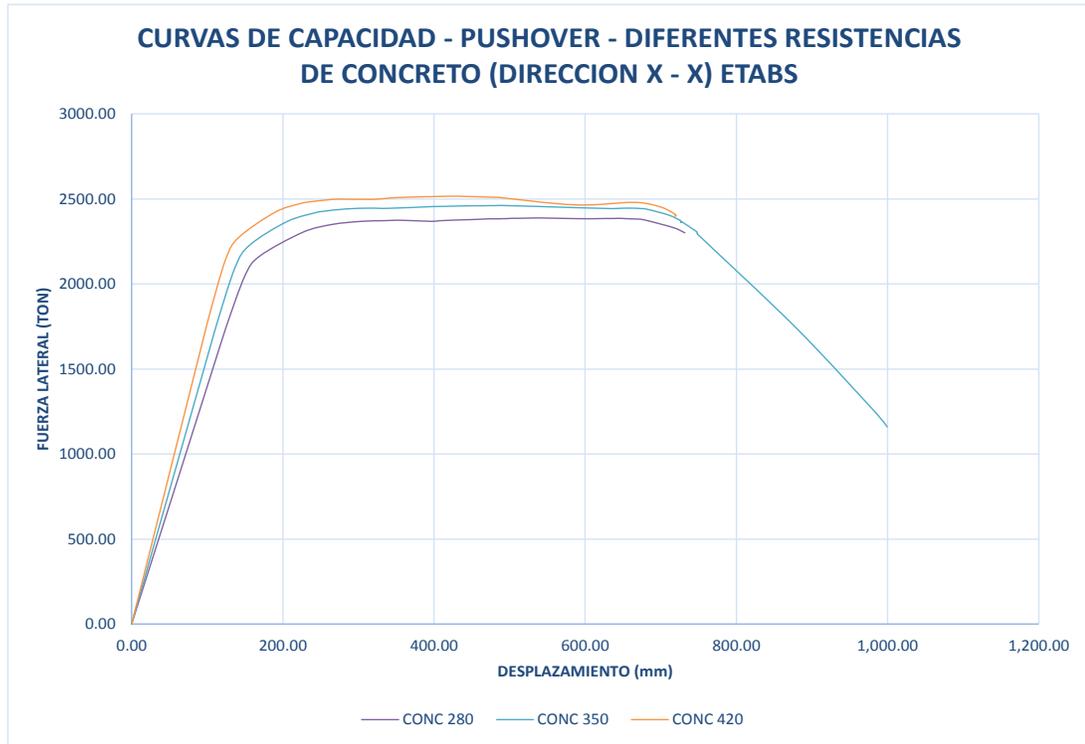


Fig. 4.34 Curvas de capacidad, para diferentes resistencias del concreto, dir. X – X

DIFERENTES RESISTENCIAS DE CONCRETO ETABS

CONCRETO F'c = 280 Kg/m2		CONCRETO F'c = 350 Kg/m2		CONCRETO F'c = 420 Kg/m2		CONCRETO F'c = 350 Kg/m2 (N-1 - N-4)		CONCRETO F'c = 350 Kg/m2 (N-5 - N-7)		CONCRETO F'c = 350 Kg/m2 (N-8 - N-10)	
DIRECCION Y - Y											
BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement
Tonf	(mm)	Tonf	(mm)	Tonf	(mm)	Tonf	(mm)	Tonf	(mm)	Tonf	(mm)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1690.02	141.60	1338.83	100.00	1511.29	100.00	1232.48	100.00	1269.39	100.00	1217.52	100.00
2097.32	181.50	1733.27	129.50	1753.65	116.00	1703.39	138.20	1716.14	135.20	1673.12	137.42
2203.70	204.30	2155.99	166.10	2207.85	151.20	2121.48	177.60	2117.98	171.90	2091.39	176.79
2283.91	239.70	2273.24	188.00	2330.87	172.80	2241.72	203.00	2235.12	194.70	2209.74	200.58
2303.26	255.10	2354.14	218.50	2415.64	203.40	2315.17	234.20	2319.98	230.70	2289.30	233.95
2323.59	284.80	2384.51	240.20	2440.29	220.60	2341.92	254.70	2354.26	264.90	2313.69	254.66
2330.41	300.30	2405.02	269.70	2457.46	241.20	2360.29	280.50	2374.12	309.10	2329.19	278.28
2345.77	357.20	2420.86	309.80	2475.54	276.50	2377.10	329.10	2393.69	399.20	2342.62	311.42
2354.56	404.40	2436.79	389.70	2491.04	344.60	2390.62	399.60	2394.83	408.70	2358.92	389.88
2355.52	413.10	2438.53	406.60	2492.63	359.60	2392.71	417.10	2398.67	432.10	2359.23	402.12
2356.16	416.60	2440.13	416.40	2494.43	368.60	2392.72	436.20	2398.85	450.70	2360.65	408.83
2362.26	466.80	2433.43	516.40	2492.78	468.60	2395.27	447.50	2401.68	462.90	2365.39	441.23
2348.86	616.80	2433.87	616.40	2488.62	568.60	2381.72	547.50	2385.79	562.90	2353.14	541.23
2354.27	641.60	2442.61	644.10	2514.30	643.80	2390.23	638.50	2401.43	616.20	2358.81	630.49
2355.71	652.80	2444.71	656.30	2517.63	661.10	2396.06	660.20	2402.77	623.30	2362.36	652.76
2355.61	660.40	2445.51	664.20	2518.11	672.90	2398.41	682.10	2403.55	631.10	2363.38	664.22
2355.33	666.40	2445.89	670.80	2517.64	678.90	2398.16	689.10	2404.05	646.80	2363.51	672.26
2354.40	674.40	2445.73	677.30	2515.74	684.90	2397.04	694.90	2403.21	662.20	2362.49	679.16
2352.66	679.90	2444.70	683.10	2490.90	709.90	2394.74	700.30	2402.44	668.20	2360.10	685.64
2316.59	717.40	2442.73	689.00	2459.53	724.30	2385.70	710.70	2398.44	680.80	2352.71	695.75
2310.18	721.20	2439.29	694.80	2453.20	724.20	2376.22	716.70	2355.91	716.80	2300.37	725.53
2310.20	721.20	2385.26	725.80	2455.24	726.20	2366.76	715.50	2347.28	716.60	2290.97	725.41
2309.94	722.40	2379.90	725.80	2452.19	730.20	2373.99	717.30	2349.25	718.60	2292.62	727.63
2307.32	728.00	2379.54	728.10	2452.22	730.20	2373.81	720.50	2346.45	723.20	2290.97	731.57
2302.25	733.40	2377.03	732.20			2372.12	724.40	2338.33	729.70	2286.90	736.28
2299.90	734.70	2370.67	737.90			2370.37	726.60	2323.33	735.80	2275.81	741.10
2299.91	734.70	2357.83	742.60			2370.35	726.70	2318.65	735.80	2272.11	741.11
		2350.85	742.60			2369.07	728.60	2318.75	737.50	2271.92	743.10
		2352.12	744.40			2369.07	728.60	2291.24	748.00	2261.78	746.70
		2323.86	753.50			2369.15	728.60	2289.49	748.00	2258.69	746.71
		2321.21	753.50			2367.60	730.30	2287.05	749.30	2257.50	748.26
		2321.38	753.50			1786.56	880.30	2276.36	752.80	2241.69	753.18
		2321.66	753.50			1367.49	980.30	2272.44	752.80	2240.79	753.18
		2321.93	753.60			1298.19	998.90	2270.71	752.80	2238.31	753.20
		2322.21	753.60					2270.72	752.80	2237.88	753.21
		2322.49	753.60					2270.40	752.90	2236.25	754.25
		2322.77	753.60					2270.66	752.90	1815.32	860.86
		2322.81	753.60					1888.51	852.90	1400.35	960.86
		1687.16	903.60					1461.86	954.40	1217.41	999.88
		1233.19	1000.10					1250.01	999.90		

Tabla 4.13 Comparación de curvas de capacidad, diferentes resistencias del concreto (Y – Y)

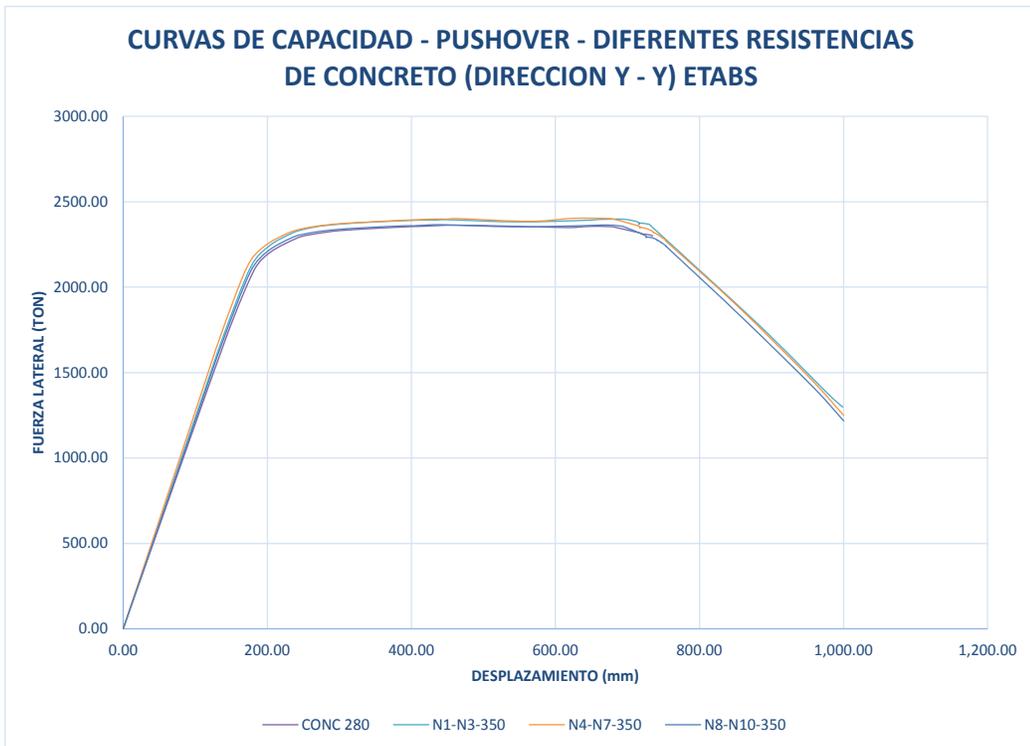
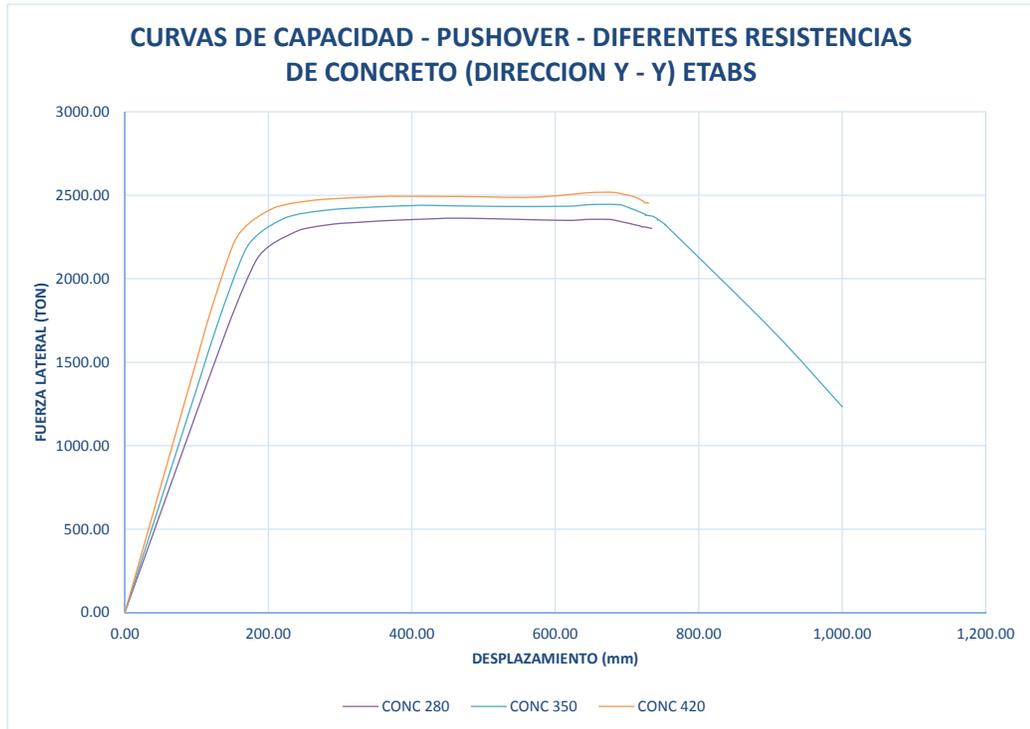


Fig. 4.35 Curvas de capacidad, para diferentes resistencias del concreto, dir. Y – Y

En el anexo 1, se presentan también los resultados de las curvas de capacidad obtenidas del análisis realizado en el programa SAP2000.

4.2 ANÁLISIS NO LINEAL SEISMOSTRUCT

Para los análisis no lineales llevados a cabo en este estudio, además de los programas antes mencionados, se utilizara el programa Seismostruct (2016). Este programa está basado en la teoría de fibras para predecir el comportamiento de marcos tridimensionales bajo carga estática y dinámica tomando en consideración la no linealidad tanto de la geometría como de los materiales.

En el Seismostruct, los análisis no lineales implican procedimientos de solución iterativos ante cargas que son aplicadas en incrementos predefinidos. El algoritmo de solución que se maneja es el método de Newton-Raphson Modificado.

SeismoStruct es un programa de elementos finitos capaz de predecir el comportamiento con grandes desplazamientos de pórticos espaciales sometidos a cargas estáticas o dinámicas, teniendo en cuenta tanto las no linealidades geométricas como la inelasticidad de los materiales.

El software consiste de tres módulos principales: un **Pre-Procesador**, en el cual es posible definir los datos de input del modelo estructural, un **Procesador**, en el cual se

ejecuta el análisis y, finalmente, un **Post-Procesador** para el procesamiento de los resultados.

Todas las acciones son llevadas a cabo a través de una interfaz completamente gráfica; no requiere de la configuración de archivos, ni códigos de programación, ni ningún otro tipo de edición compleja de textos. Además, el procesador permite visualizar en tiempo real la curva de desplazamiento y la deformada de la estructura, así como también pausar y reanudar el análisis cuando se desee, mientras que el post-procesador ofrece herramientas avanzadas de post-procesamiento, incluyendo la posibilidad de personalizar el formato de los gráficos y la deformada de acuerdo con las preferencias del usuario; es posible también crear archivos de video AVI para ilustrar mejor la secuencia de deformación de la estructura.

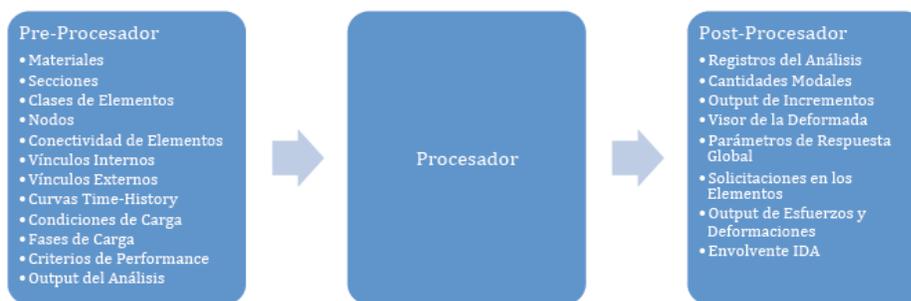


Fig. 4.36 Estructura del software SeismoStruct

El software se encuentra completamente integrado al entorno Windows, los datos de input creados en programas de planillas de cálculo (como microsoft excel) pueden ser

pegados en las tablas de ingreso de datos de SeismoStruct, lo cual facilita el pre - procesamiento.

Asimismo, toda la información visible dentro de la interfaz gráfica de SeismoStruct puede ser copiada y pegada en aplicaciones externas, como programas de procesamiento de texto; incluyendo datos de input y output, gráficos de alta calidad, gráficos del modelo deformado y no deformado, y mucho más.

Por último, a través del asistente, el usuario puede crear modelos regulares/irregulares en 2D o 3D y ejecutar todo tipo de análisis en forma sumamente veloz, ya que el proceso completo no lleva más que unos pocos segundos. A continuación se resumen algunas de las características más relevantes de SeismoStruct:

- Siete tipos diferentes de análisis: time-history dinámico y estático, pushover convencional y adaptativo, análisis dinámico incremental, eigenvalores y con carga estática no variable.
- Trece modelos de materiales, tales como modelos no lineales para hormigón armado, modelo no lineal para hormigón de alta resistencia, modelos no lineales para acero, modelo no lineal para hormigón confinado con FRP, modelo para aleaciones súper elásticas con memoria de forma, etc.

4.2.1 MODELO DE PLASTICIDAD POR FIBRAS

Los elementos estructurales son considerados, generalmente, en el análisis de daño o modelación de estos en forma de “línea”, el método de modelado por fibras pretende establecer un acercamiento de la armazón de los elementos de “línea”; esto permite la estimación exacta de distribución de daño estructural y la prolongación de la inelasticidad del material a lo largo de la longitud del miembro como en el área de la sección esto se puede representar explícitamente a través del empleo de una aproximación de modelado por fibras.

El estado de esfuerzo-tensión particular de los elementos de la estructura se obtiene a través de la integración uniaxial de la respuesta no lineal del esfuerzo-tensión de las fibras individuales en las que la sección se ha subdividido, esto se realiza haciendo uso de la discretización de la sección de concreto reforzada en un conjunto de fibras unidimensionales típicamente axiales, con una longitud definida y con su respectiva relación esfuerzo – deformación ($\sigma-\epsilon$), esta discretización de la estructura permite su resolución planteando un sistema de ecuaciones lineales y se aplica fácilmente a cualquier estructura por complicadas que sean sus características geométricas y condiciones de carga.

Un ejemplo de esto se establece en la figura 4.37, en donde se puede observar el análisis que se realiza primero dividiendo la sección completa en elementos con forma sencilla elegida, para el caso elementos cuadrados, estableciéndose para cada uno de ellos las

condiciones de contorno y equilibrio a través de los nodos, luego separando la sección en tres partes, concreto confinado, concreto no confinado y acero longitudinal. Esto se realiza en el modelo para incluir el efecto del confinamiento del concreto en la resistencia del elemento debido al refuerzo transversal.

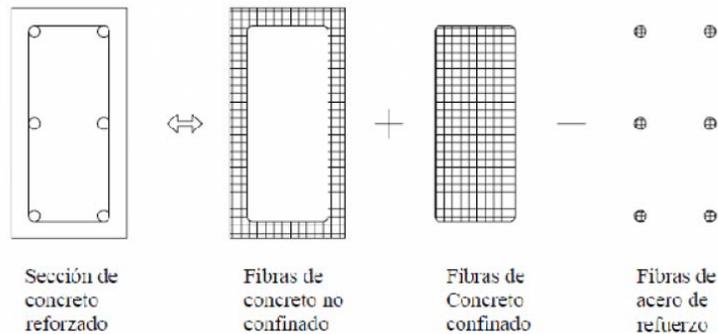


Fig. 4.37 Modelo de análisis por fibras de secciones de concreto reforzado.

En la versión actual que se está utilizando, ya no es necesario definir individualmente el concreto confinado y no confinado; ya que se tiene la posibilidad de definirlo a través del módulo de secciones al introducir el refuerzo transversal.

La distribución de la inelasticidad a lo largo de la longitud del miembro se establece entonces, como un producto de formulación cúbica inelástica en los elementos de la viga o columna, es decir en su longitud y sección transversal, en donde el modelado se lleva cabo a través del empleo de dos integraciones de tensiones de fibras en los puntos de control de Gauss en cada sección del elemento estructural para la integración numérica de las ecuaciones gobernantes de la formulación cúbica, en la figura 4.38 se establecen en el

miembro estructural dos puntos de control de Gauss, dividiendo el miembro en tres elementos y en cada uno de los extremos de ellos sus respectivas secciones de integración.

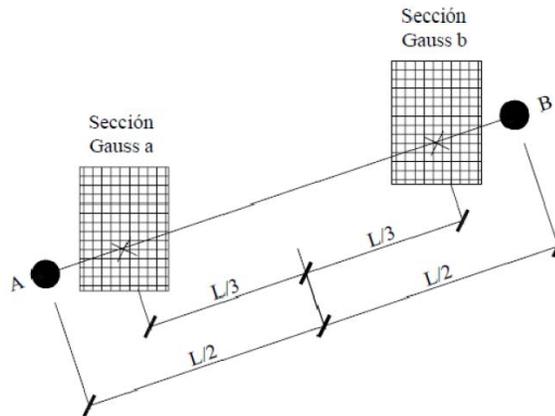


Fig. 4.38 Modelo de miembro estructural con secciones de gauss

En este sistema local, son empleados seis grado de libertad básicos, como es mostrado en la figura 4.39, en donde se definen los desplazamientos del elemento locales y fuerzas interiores, en los puntos de control de las secciones se colocan ejes locales, en este caso definidos como 1, 2 y 3, se obtienen los desplazamientos axiales y las rotaciones en todos los ejes, del mismo modo se establecen las tensiones axiales interiores y los momentos torsores en cada eje.

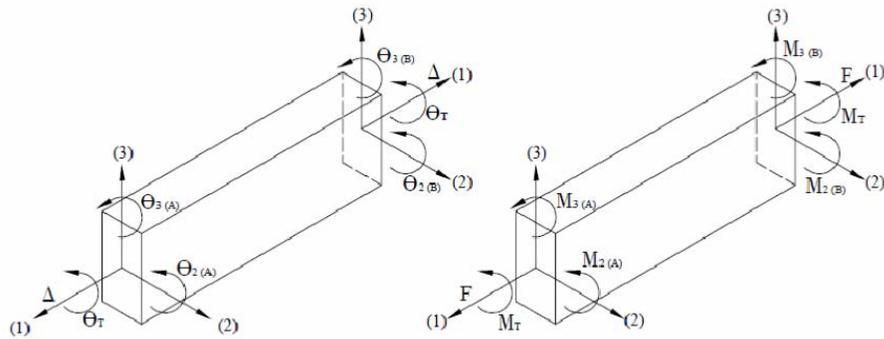


Fig. 4.39 Modelo de ejes de referencia

La interacción entre la fuerza axial y la deformación transversal del elemento (efecto de viga-columna), además, está implícitamente incorporada en el elemento la formulación cúbica sugerida por Izzuddin en 1991, en donde los estados de tensión dentro del elemento son completamente definidos por la tensión axial generalizada y curvatura a lo largo del eje de referencia del elemento (x).

Es supuesta una constante generalizada ($\Delta x = \Delta$) para la función de forma de tensión axial en la formulación cúbica adoptada, los resultados en su aplicación es solamente válida modelar la respuesta no lineal de miembros relativamente cortos [Izzuddin, 1991] y se requiere de varios elementos (3-4 por miembro estructural) para el modelado exacto de miembros de marcos estructurales.

Esto, sin embargo, normalmente no constituye una limitación para el método ya que la subdivisión del miembro es un requisito previo de la filosofía de modelado de fibra solicitado para la representación adecuada de las no linealidades del material.

Las tensiones del cortante en la sección del elemento no son modelados, así el estado de tensión de una sección es solamente representado por la curvatura centroidal y las tensiones axiales [Izzuddin, 1991]. Además, las tensiones de alabeo y efectos torsionales (distorsión de la sección) tampoco son considerados en la formulación actual.

Si un número suficiente de elementos se usa (5-6 por el miembro estructural) la longitud de rotula plástica en miembros estructurales sujeta a niveles altos de inelasticidad de material puede estimarse con precisión.

Si se emplea un número suficiente de fibras, la distribución de la no linealidad del material por el área de la sección se modela con precisión, incluso en un rango muy inelástico.

A diferencia del modelo de rótula con comportamiento de plasticidad concentrada, las rótulas tipo fibra permiten: una transición gradual entre el rango elástico y plástico de la sección, considerar la interacción entre los distintos tipos de esfuerzos, y evaluar en forma sencilla los esfuerzos en el elemento a partir de una integración sobre la sección.

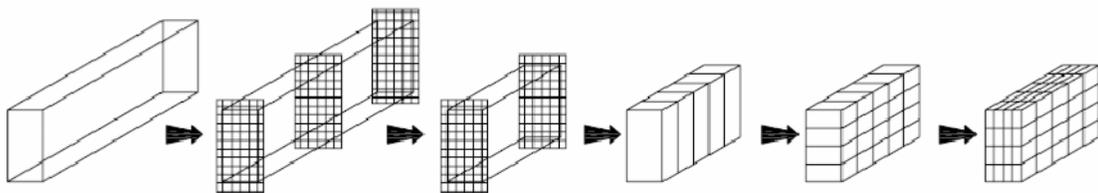


Fig. 4.40 Aplicación del modelado de fibras

En la figura anterior se puede apreciar la forma en que se realizan los cortes transversales y longitudinales en un elemento. Primero se establecen puntos de control, y de forma sucesiva se toda la sección se va discretizando, hasta obtener pequeños elementos de comportamiento uniaxial.

Para llegar a obtener la curva de capacidad de la estructura, utilizando el programa Seismostruct; se tomaran los mismos patrones de carga que se definieron con anterioridad y las condiciones de sobrerresistencia del concreto establecidos, para poder al final establecer las comparaciones necesarias.

4.2.2 MODELACION DE MATERIALES

El primer módulo a completar es el módulo Materiales, en donde es posible insertar un nuevo material haciendo clic en el botón Agregar Clase de Material, lo cual permite seleccionar una clase de material predefinida o haciendo clic en el botón Agregar Material General y definiendo todos los parámetros del material. En este caso definiremos concreto con resistencia a la compresión $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$.

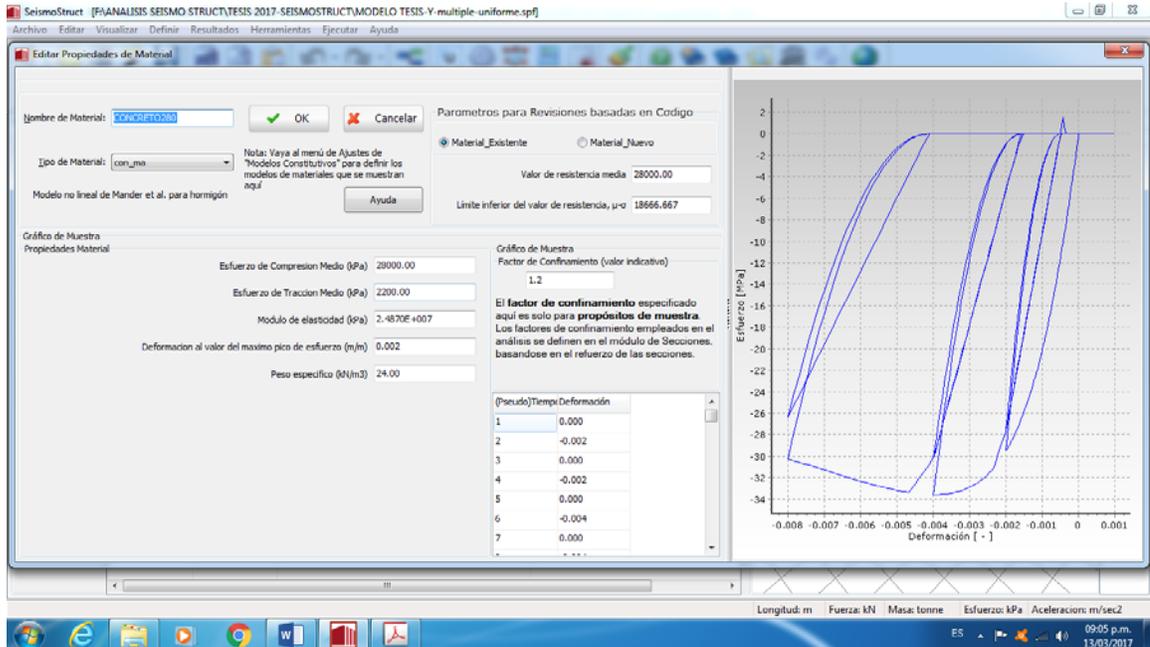


Fig. 4.41 Modelación del concreto $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

En el caso del concreto, se utilizara el modelo no lineal de Mander et al.; se trata de un modelo uniaxial no lineal de confinamiento constante, programado inicialmente por Madas [1993], que sigue la relación constitutiva propuesta por Mander et al. [1988] y las leyes cíclicas propuestas por Martinez-Rueda and Elnashai [1997]. Los efectos del confinamiento provisto por la armadura transversal son incorporados mediante las leyes propuestas por Mander et al. [1988], en las cuales se asume una presión de confinamiento constante a lo largo de todo el rango de esfuerzos-deformaciones.

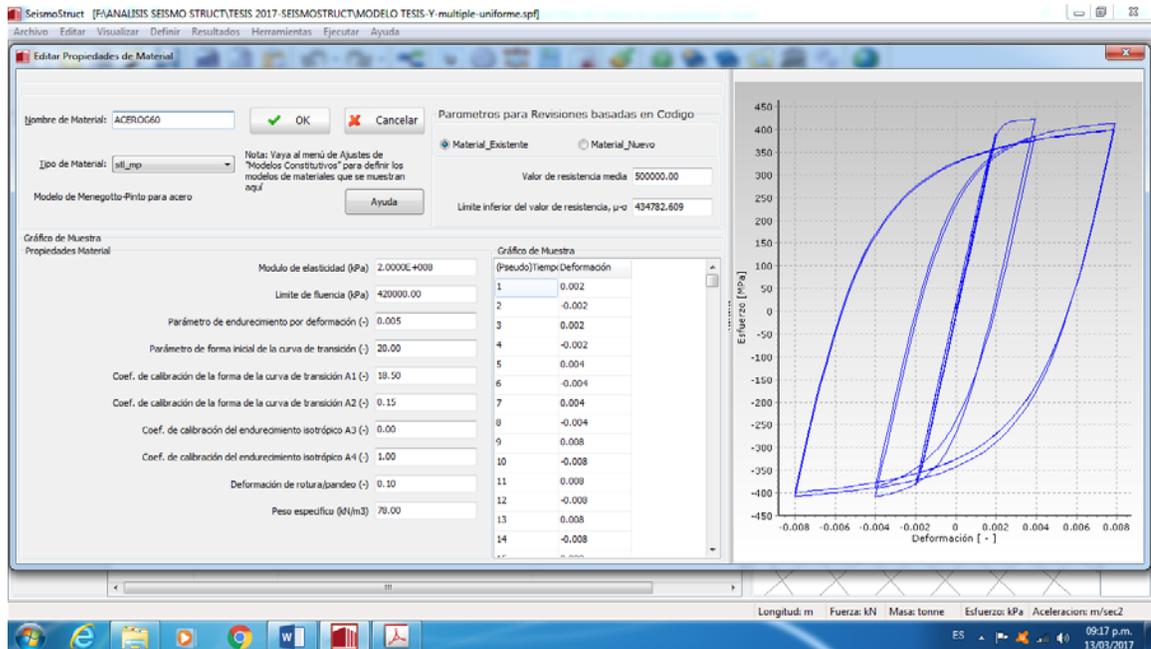


Fig. 4.42 Modelacion del acero de refuerzo $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Para el acero de refuerzo, se ha tomado el Modelo de Menegotto – Pinto, se trata de un modelo uniaxial para acero, programado inicialmente por Yassin [1994] sobre la base de una relación esfuerzo-deformación simple pero eficiente propuesta por Menegotto and Pinto [1973], enriquecida con las leyes de endurecimiento isotrópico propuestas por Filippou et al. [1983]. La actual implementación sigue aquella realizada por Monti et al. [1996]. Se ha introducido, además, una regla "de memoria" adicional propuesta por Fragiadakis et al. [2008], para una mayor estabilidad y precisión numérica bajo cargas sísmicas transitorias. Su utilización debe ser limitada al modelado de estructuras de hormigón armado, en particular de aquellas sometidas a historiales de carga complejos, en los cuales pueden ocurrir inversiones de carga significativas. Como se explica en Prota et al. [2009], este modelo, desarrollado inicialmente pensando en barras corrugadas,

puede ser utilizado también, con la calibración correcta, para el modelado de barras lisas, encontradas con frecuencia en estructuras existentes.

4.2.3 DEFINICION DE SECCIONES

En este módulo se definirán los tipos de secciones obtenidas en el capítulo III, ya sea para las vigas como para las columnas de acuerdo al tipo de armado; las cuales servirán posteriormente para definir la clase de elementos.

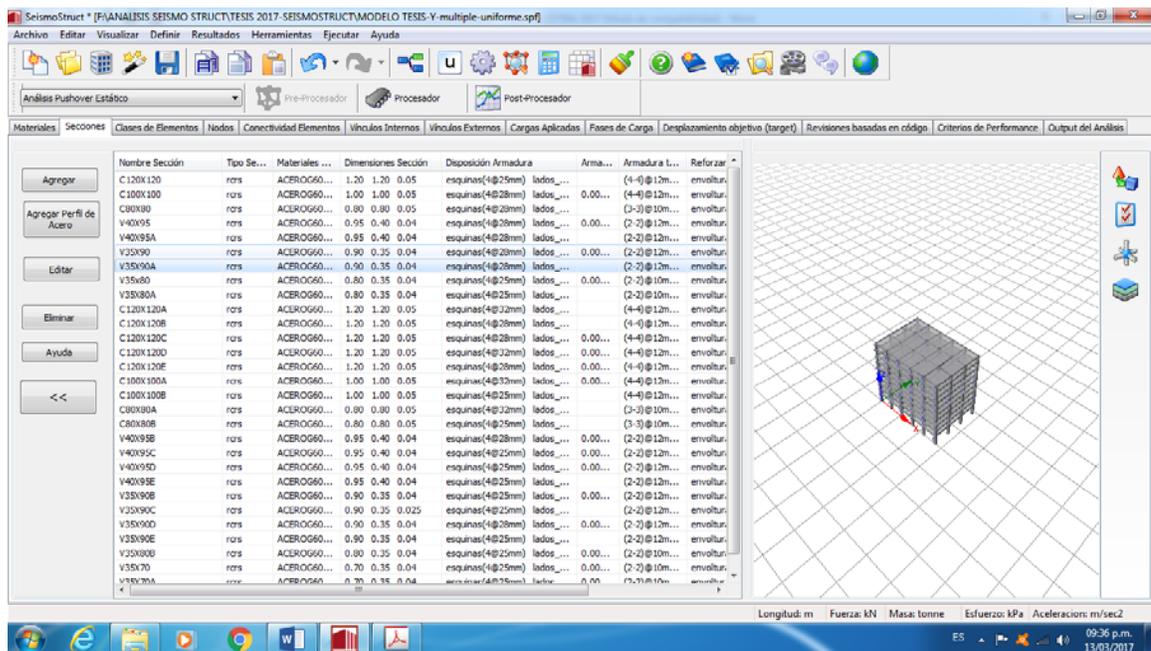


Fig. 4.43 Esquema general de definicion de secciones

En las figuras 4.44 y 4.45, se presentaran la manera en que se define una columna y una viga dentro del modelaje de seismostruct, en el cual se definirá su nombre particular, el tipo de sección (rcrs), el material constituyente, las dimensiones y el tipo de refuerzo longitudinal y transversal.

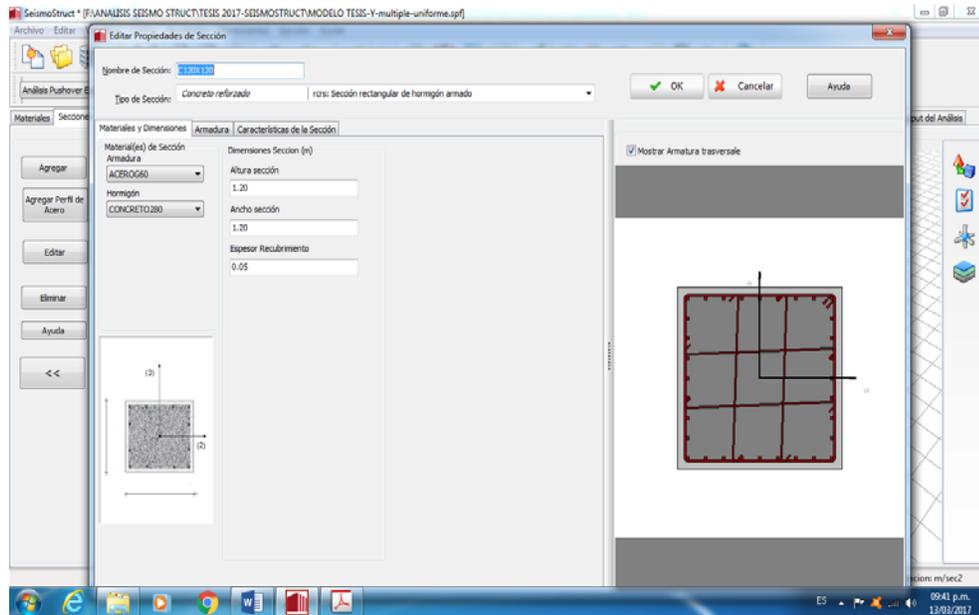


Fig. 4.44 Definición de sección de columna.

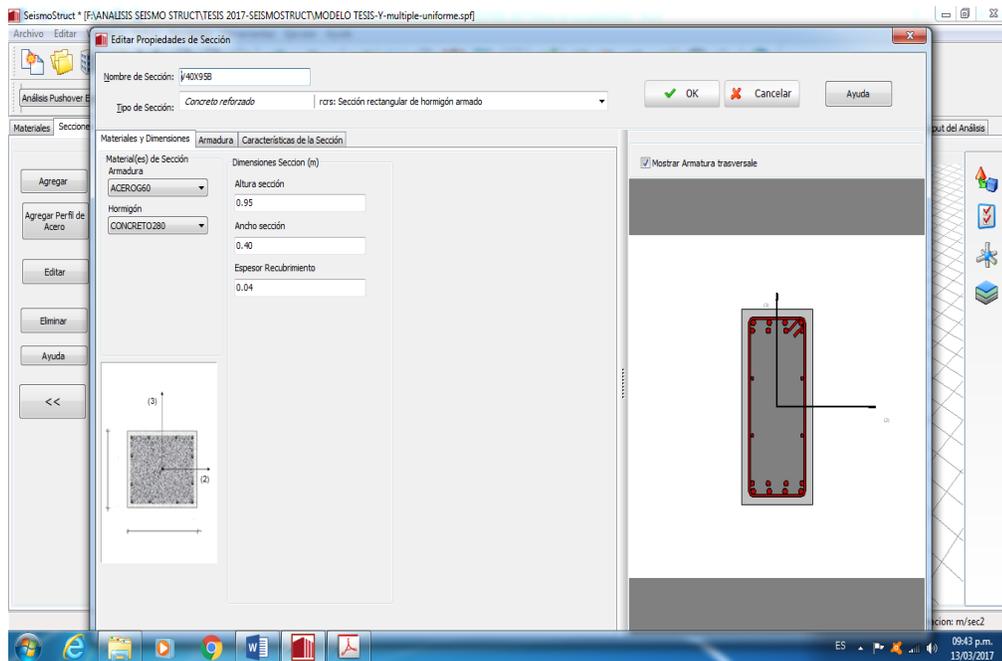


Fig. 4.45 Definición de sección de viga

4.2.4 DEFINICION DE CLASES DE ELEMENTOS

Las clases de elementos definidas en este módulo son luego utilizadas en el módulo de Conectividad de Elementos para crear los elementos que efectivamente permiten la construcción del modelo estructural.

Para el caso se ha seleccionado el elementos inelásticos de pórtico – `infrmFB`; los cuales son elementos 3D viga-columna que permiten modelar miembros de pórticos espaciales con no linealidades geométricas y de los materiales. El estado de esfuerzo-deformación de una sección de un elemento viga-columna se obtiene mediante la integración de la respuesta uniaxial no lineal del material en cada una de las fibras individuales en las cuales se ha subdividido la sección, de forma tal que se tiene en cuenta la propagación de la inelasticidad a lo largo de la longitud del miembro y en la altura de la sección.

El elemento `infrmFB` es el más preciso de los cuatro tipos de elementos de marco inelásticos de `SeismoStruct`, ya que es capaz de capturar el comportamiento inelástico a lo largo de toda la longitud del miembro estructural, aun cuando se usa solamente un solo elemento por miembro. Por tanto, permite al usuario obtener resultados muy precisos en los análisis, al mismo tiempo que da la posibilidad de obtener la rotación de cuerda de los elementos para llevar a cabo revisiones de cumplimiento de código.

El número ideal de fibras, suficiente para garantizar una representación adecuada de la distribución de esfuerzos-deformaciones en la sección del elemento, varía con la forma y

las características del material de ésta, y depende también del grado de inelasticidad al cual el elemento ha de ser llevado. Como regla aproximada general, puede considerarse que secciones compuestas por un solo tipo de material pueden ser representadas adecuadamente con 100 fibras, mientras que secciones más complicadas, sometidas a grandes niveles de inelasticidad, normalmente requieren el uso de 200 fibras o más.

Adicionalmente, y sólo para el caso del elemento `infrmFB`, es necesario definir el número de secciones de integración. Habitualmente se adoptan entre 4 y 7 secciones de integración, esto con el objetivo de no subdividir los elementos para representar cambios en los detalles de armadura, y utilizar un solo elemento `infrmFB` por miembro y definir secciones múltiples. Debe notarse que estas secciones sólo pueden diferir en la armadura (es decir, el tipo de sección, dimensiones y materiales deben ser los mismos).

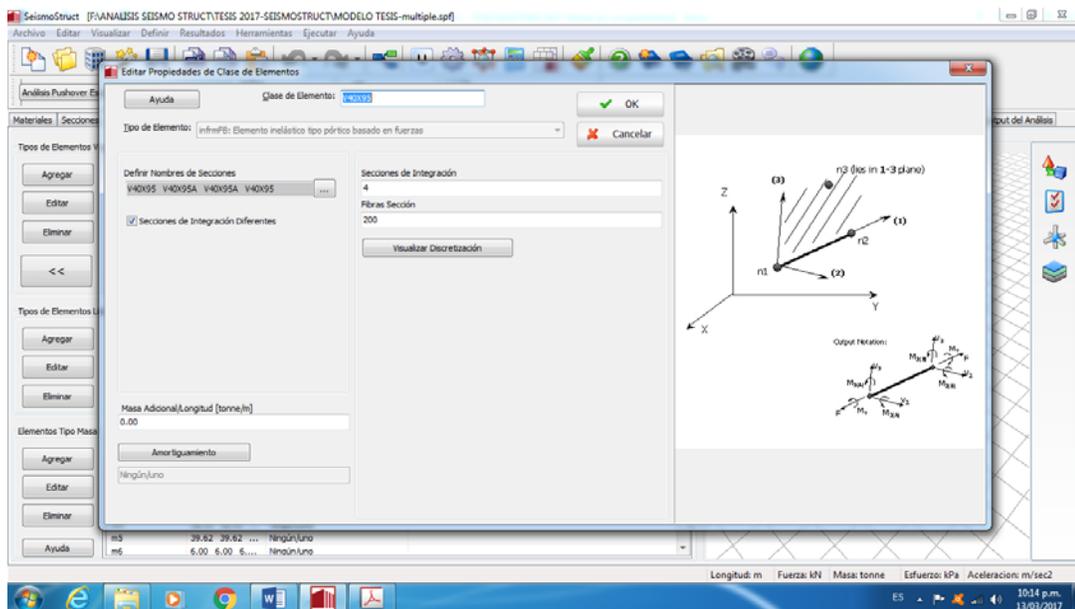


Fig. 4.46 Definición de tipo de elemento con secciones de integración.

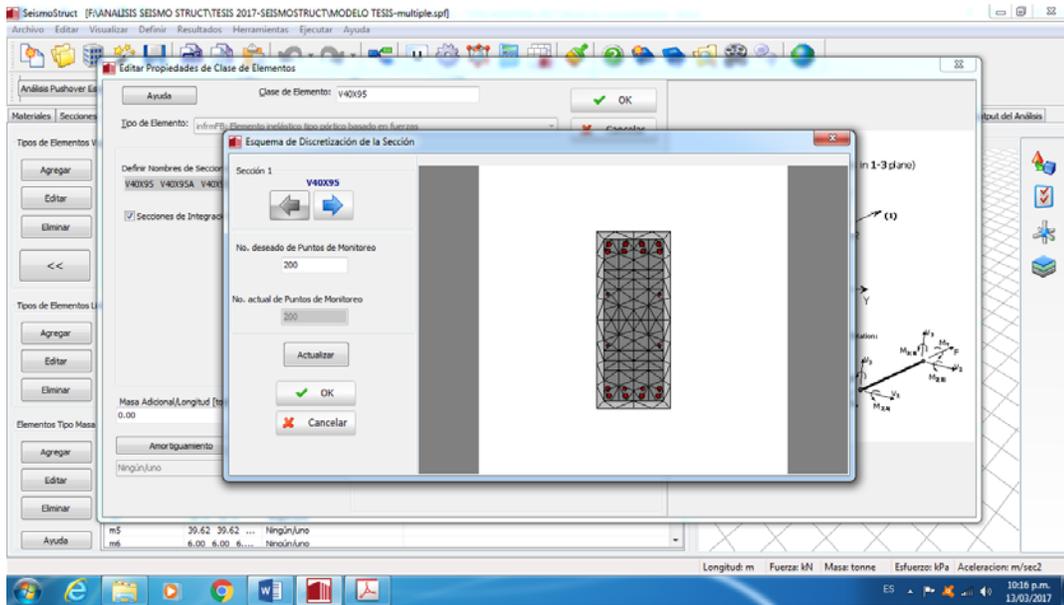


Fig. 4.47 Definición de esquema de discretización de la sección.

Con la definición de los diferentes pasos y la definición de los nudos y conectividad de los elementos, se obtiene el modelo 3D, de la estructura a analizar.

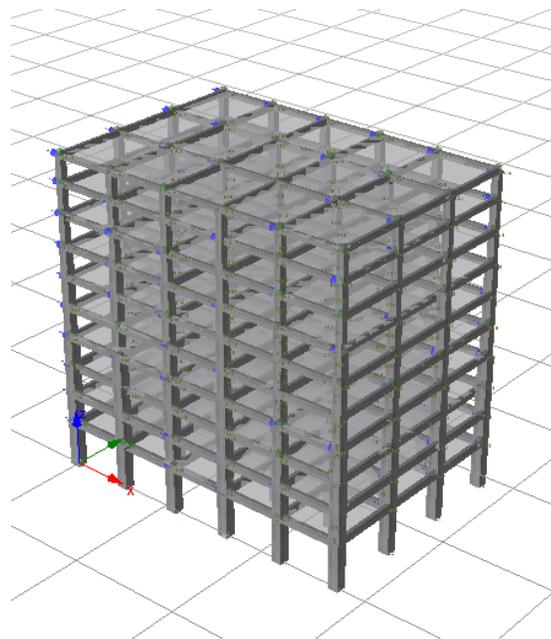


Fig. 4.48 Modelo 3D, SeismoStruct

4.2.5 DEFINICION DE CARGA APLICADA Y FASES DE CARGA

En este módulo se define el tipo de carga a imponer a la estructura, para el análisis pushover estático. Para el caso se utilizará una carga incremental en la dirección de interés de la estructura; tomando de referencia los patrones de carga establecidos al principio del capítulo IV.

Se aplicará el tipo de carga incremental, en cada uno de los nudos del entrepiso; las cuales representan cargas pseudo-estáticas (fuerzas o desplazamientos) que son variadas de forma incremental. La magnitud de la carga en cualquier paso del análisis está dada por el producto de su valor nominal, definido por el usuario, y el factor de carga actual, que puede ser actualizado automáticamente o definido por el usuario. Las cargas incrementales son empleadas exclusivamente en los análisis de tipo pushover, generalmente utilizados para estimar la capacidad resistente horizontal de la estructura.

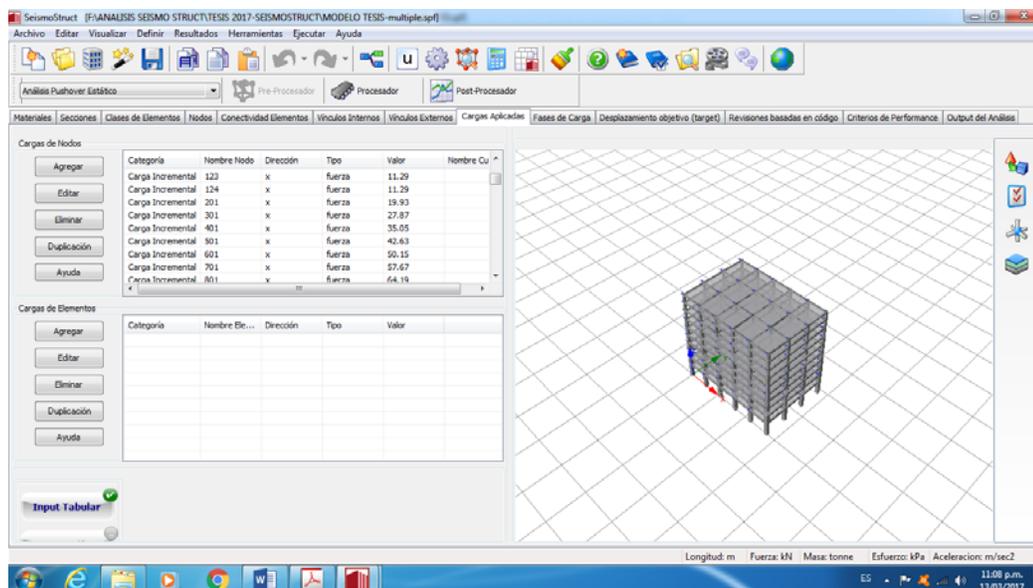


Fig. 4.49 Definición de carga incremental en la dirección X – X.

En el análisis de pushover, las cargas aplicadas consisten generalmente de cargas gravitatorias permanentes en la dirección vertical (z) y cargas incrementales en una o ambas direcciones transversales (x e y). La magnitud de las cargas incrementales P_i en cualquier incremento i está dada por el producto de su valor nominal P_0 , definido por el usuario en el módulo Cargas Aplicadas, y el factor de carga λ_i en ese incremento:

$$P_i = \lambda_i P_0 \quad (4.1)$$

La forma en la que el factor de carga es incrementado a lo largo del análisis o, en otras palabras, la estrategia de carga adoptada en el análisis pushover, se define por completo en el módulo Fases de Carga, en el cual un número ilimitado de etapas de carga/soluciones puede ser definido aplicando diferentes combinaciones de los tres tipos distintos de fases de control de pushover disponibles en SeismoStruct, y que son:

- Fase de control de la carga
- Fase de control de la respuesta
- Fase de control automático de la respuesta

Es digno de mencionar que la carga incremental P puede consistir en fuerzas o desplazamientos, permitiendo, por lo tanto, efectuar análisis pushover basados tanto en fuerzas como en desplazamientos. Claramente, para la mayoría de los casos será preferible la aplicación de fuerzas por sobre el uso de cargas de desplazamiento incremental, dado que el forzar la deformación de una estructura en una forma predefinida puede encubrir sus verdaderas características de respuesta (por ej., un piso débil), a menos que se realice un análisis de pushover adaptativo.

Se utilizará la Fase de Control de Carga, en este tipo de esquema de carga/solución, se define el multiplicador de carga objetivo (el factor por el cual todas las cargas nominales definidas en el módulo de Condiciones de Carga deben ser multiplicadas para obtener las cargas objetivos) y el número de incrementos con el cual el vector de carga debe ser subdividido para la aplicación incremental.

El factor de carga λ , por lo tanto, varía entre 0 y el valor del multiplicador de carga objetivo, con una magnitud inicial del incremento $\Delta\lambda_0$ que es igual a la razón entre el multiplicador de carga objetivo y el número de incrementos. El valor de $\Delta\lambda_0$ es cambiado sólo cuando la solución no converge, en cuyo caso se reduce el factor de incremento de carga hasta que se alcanza la convergencia, luego de lo cual el programa intenta retornar a su valor inicial. La fase finaliza cuando la carga objetivo es alcanzada o cuando ocurre el colapso estructural o numérico.

Cuando se ha definido las cargas incrementales en términos de fuerzas, entonces se ejecuta un pushover con control de fuerzas, y el factor de carga es utilizado directamente para escalar el vector de fuerza aplicado, hasta alcanzar la capacidad máxima.

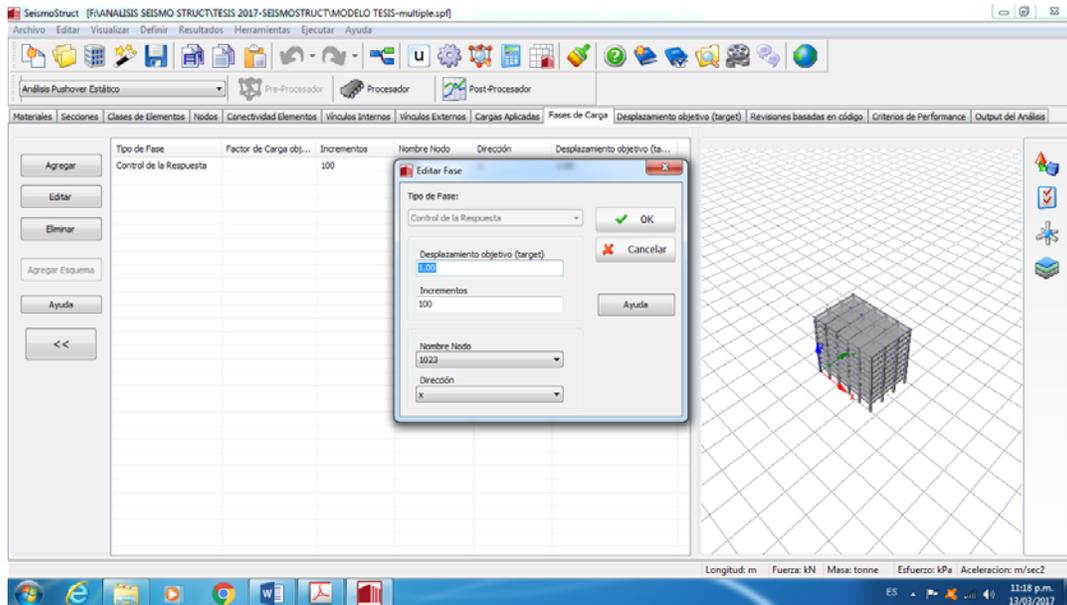


Fig. 4.50 Definición del Desplazamiento Objetivo

4.2.6 DEFINICION DE CRITERIOS DE DESEMPEÑO

Dentro del contexto de la ingeniería sísmica basada en el desempeño, resulta primordial que los ingenieros estructuristas sean capaces de identificar los instantes en los que distintos estados límites de desempeño (por ej., daño a componentes no estructurales, daño estructural, colapso) son alcanzados. Esta tarea puede ser llevada a cabo eficientemente con SeismoStruct mediante la definición de Criterios de Desempeño, con los cuales el programa monitorea automáticamente durante el análisis la consecución de determinados umbrales de deformación del material, curvatura de la sección, rotación de cuerda del elemento y/o corte del elemento.

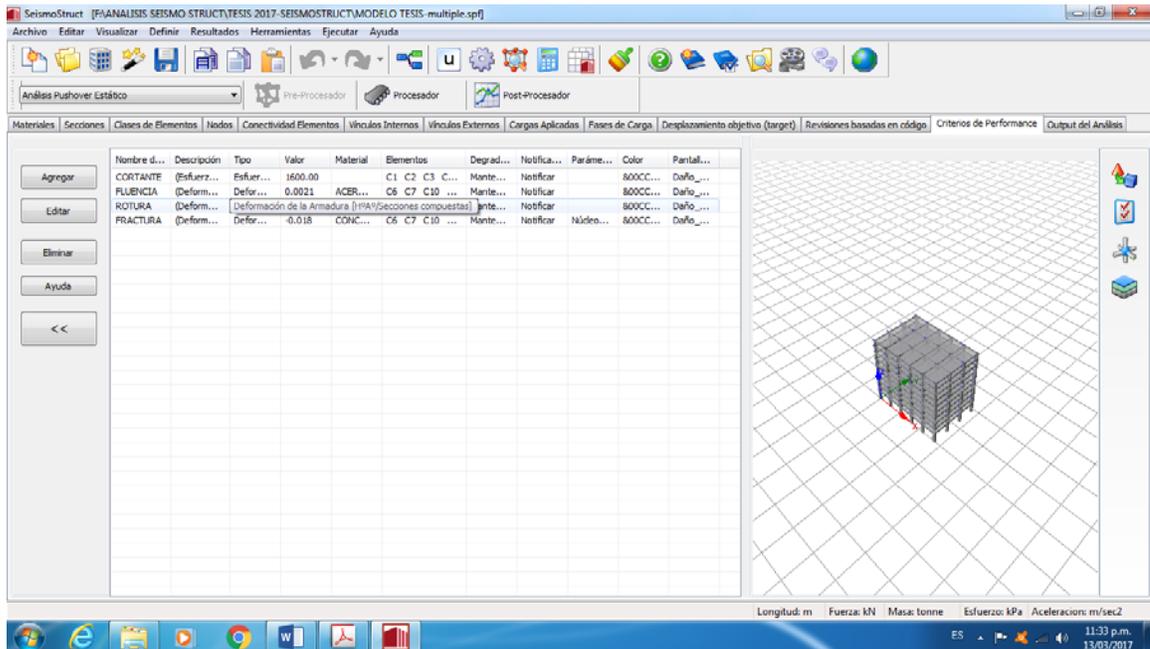


Fig. 4.51 Módulo de Definición de Criterios de Desempeño

Los pasos para indicar una verificación de desempeño estructural, son los siguientes:

1. Definir el nombre/identificador del criterio.
2. Seleccionar el tipo de criterio (es decir, el parámetro de respuesta a controlar: deformación del material, curvatura seccional, rotación de cuerda del elemento o corte del elemento).
3. Establecer el valor para el cual el criterio de desempeño es alcanzado.
4. Seleccione la ecuación para el cálculo del valor límite.
5. Indicar los elementos sobre los cuales el criterio debe ser aplicado (si se ha seleccionado un criterio de deformaciones, es necesario seleccionar un material en el menú desplegable antes de definir los elementos).

6. Definir el elemento de Degradación de Resistencia, cuando una revisión en particular ha sido alcanzada. El usuario puede especificar una resistencia residual como porcentaje de la capacidad, seleccionar remover el elemento completamente, o mantener su resistencia sin ningún tipo de degradación.
7. Definir el tipo de acción a seguir cuando el criterio es alcanzado: (i) detener el análisis e introducir una notificación en el registro del análisis, (ii) pausar el análisis e introducir una notificación en el registro, (iii) dejar que el análisis prosiga e introducir una notificación en el registro, (iv) ignorar la consecución, es decir, colocar el criterio en modo inactivo.
8. Asignar un color para cada criterio definido, para permitir la visualización gráfica en el módulo Visor de la Deformada.

4.2.6.1 TIPO DE CRITERIO

El tipo de criterio a utilizar depende claramente de los objetivos del trabajo. Sin embargo, dentro del contexto del enfoque de modelado con fibras implementado en SeismoStruct, las deformaciones de los materiales constituyen habitualmente el mejor parámetro para la identificación del estado de desempeño de una estructura dada.

Los criterios disponibles referidos a las deformaciones de los materiales son:

- **Fisuración de elementos estructurales.** Puede ser detectada controlando cuándo se verifican deformaciones (positivas) mayores que la razón entre la resistencia a tracción y la rigidez inicial del hormigón [valor típico: +0.0001].

- **Descascaramiento del hormigón de recubrimiento.** Puede ser identificado verificando si las deformaciones (negativas) del recubrimiento son mayores que la deformación última de aplastamiento del hormigón no confinado [valor típico: -0.002].
- **Aplastamiento del hormigón del núcleo.** Puede ser verificado controlando si las deformaciones (negativas) del núcleo son mayores que la deformación última de aplastamiento del hormigón confinado [valor típico: -0.006].
- **Fluencia del acero.** Puede ser detectada controlando cuándo se verifican deformaciones mayores que la razón entre el límite de fluencia y el módulo de elasticidad del acero [valor típico: +0.0025].
- **Rotura del acero.** Puede ser establecida controlando si las deformaciones (positivas) del acero son mayores que la deformación de rotura [valor típico: +0.060].

Finalmente, también es posible monitorear la posibilidad de que la capacidad a corte de los elementos de los marcos estructurales sea excedida por la demanda, mediante la definición de uno o más valores límite.

Para el caso, se presentan unos cuadros donde se calculan las rotaciones de cada uno de los elementos que servirán de criterio para la evaluación del desempeño.

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO						
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS						
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	COLUMNAS NIVELES 1 AL 4					
Seccion de C120x120 F'c (kg/cm2)	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Es= 2000000	kg/cm2
	120	120	1.27	1.27	Ec= 252671.328	kg/cm2
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento):	280.00	rectangulares		ps = 0.00589	fy= 4200.00	kg/cm2
	0.75				Estribos: 15.00	cm
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = f_y / E_s$	Esfuerzo de compresion maxima:		$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$	recubrimiento: 5.00	cm
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_y \epsilon_{yu} / f'_{cc}$	Cortante:		$\phi V_c = \phi(0.53 \sqrt{f'_c}) b.d$	hx = 110.00	cm
					fy = 0.03170	
					fy = 0.03455	
					Figura 3.6 (K) = 1.15	
					f'cc = 322.00	kg/cm2
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño						
Deformaciones				Corte		
Fluencia de Acero ϵ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ϵ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ϵ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ϵ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN
0.00210	0.06000	0.01045	0.0035	0.000587	86.691	850.4341

Tabla 4.14 Deformaciones para columnas de concreto de 1.20 x 1.20 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO						
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS						
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	COLUMNAS NIVELES 5 AL 7					
Seccion de C100x100 F'c (kg/cm2)	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Es= 2000000	kg/cm2
	100	100	1.27	1.27	Ec= 252671.328	kg/cm2
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento):	280.00	rectangulares		ps = 0.00720	fy= 4200.00	kg/cm2
	0.75				Estribos: 15.00	cm
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = f_y / E_s$	Esfuerzo de compresion maxima:		$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$	recubrimiento: 5.00	cm
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_y \epsilon_{yu} / f'_{cc}$	Cortante:		$\phi V_c = \phi(0.53 \sqrt{f'_c}) b.d$	hx = 90.00	cm
					hy = 90.00	cm
					py = 0.00375	
					px = 0.00344	
					f'1x/f'c = 0.03874	
					f'1y/f'c = 0.04223	
					Figura 3.6 (K) = 1.15	
					f'cc = 322.00	kg/cm2
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño						
Deformaciones				Corte		
Fluencia de Acero ϵ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ϵ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ϵ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ϵ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN
0.00210	0.06000	0.01189	0.0035	0.000719	71.614	702.5325

Tabla 4.15 Deformaciones para columnas de concreto de 1.00 x 1.00 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO						
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS						
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	COLUMNAS NIVELES 8 AL 10					
Seccion de C80x80 F'c (kg/cm2) = Ke (coeficiente efectivo de confinamiento) =	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Es = 2000000	kg/cm2
	80	80	0.95	0.71	Ec = 252671.328	kg/cm2
	280.00	rectangulares			fy = 4200.00	kg/cm2
	0.75	ps = 0.00390			Estribos: 20.00	cm
					recubrimiento: 5.00	cm
					hx = 70.00	cm
					hy = 70.00	cm
					py = 0.00204	
					px = 0.00187	
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Esfuerzo de compresion maxima:		$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_c}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$	f'1x/f'c = 0.02101	
					f'1y/f'c = 0.02290	
					Figura 3.6 (K) = 1.15	
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_y \frac{\epsilon_{yu}}{f'_c}$			Cortante:	$\phi V_c = \phi(0.53 \sqrt{f'_c}) b.d$	f'cc = 322.00
						kg/cm2
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño						
Deformaciones				Corte		
Fluencia de Acero ϵ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ϵ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ϵ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ϵ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN
0.00210	0.06000	0.00828	0.0035	0.000853	56.537	554.6309

Tabla 4.16 Deformaciones para columnas de concreto de 0.80 x 0.80 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO						
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS						
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	VIGAS NIVELES 1 AL 2					
Seccion de V40x95 F'c (kg/cm2) = Ke (coeficiente efectivo de confinamiento) =	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Es = 2000000	kg/cm2
	95	40	1.27	1.27	Ec = 252671.328	kg/cm2
	280.00	rectangulares			fy = 4200.00	kg/cm2
	0.75	ps = 0.01412			Estribos: 15.00	cm
					recubrimiento: 4.00	cm
					hx = 32.00	cm
					hy = 87.00	cm
					py = 0.01056	
					px = 0.00356	
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Esfuerzo de compresion maxima:		$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_c}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$	f'1x/f'c = 0.04008	
					f'1y/f'c = 0.11876	
					Figura 3.6 (K) = 1.30	
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_y \frac{\epsilon_{yu}}{f'_c}$			Cortante:	$\phi V_c = \phi(0.53 \sqrt{f'_c}) b.d$	f'cc = 364.00
						kg/cm2
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño						
Deformaciones				Corte		
Fluencia de Acero ϵ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ϵ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ϵ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ϵ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN
0.00210	0.06000	0.01768	0.005	0.00081773	68.599	672.9522

Tabla 4.17 Deformaciones para vigas de concreto de 0.40 x 0.95 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO							
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS							
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	VIGAS NIVELES 3 AL 5				Es = 2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
Seccion de V35x90 F'c (kg/cm2)	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec = 252671.328	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto
	90	35	0.95	0.71	fy = 4200.00	kg/cm2	separacion de los estribos
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento)	280.00	rectangulares		ps = 0.00916	Estribos:	15.00	cm
	0.75				recubrimiento:	4.00	cm
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = f_y / E_s$	Esfuerzo de compresion maxima:		$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$	hx = 27.00	cm	Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_y \epsilon_{yu} / f'_{cc}$	Cortante:		$\phi V_c = \phi(0.53 \sqrt{f'_c}) b.d$	hy = 82.00	cm	Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x
					py = 0.00704		
					px = 0.00213		
					f'1x/f'c = 0.02392		
					f'1y/f'c = 0.07917		
					Figura 3.6 (K) = 1.25		Valor de grafica
					f'cc = 350.00	kg/cm2	Esfuerzo del nucleo de concreto
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño							
Deformaciones					Corte		
Fluencia de Acero ϵ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ϵ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ϵ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ϵ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN	
0.00210	0.06000	0.01324	0.0045	0.00081374	64.829	635.9768	

Tabla 4.18 Deformaciones para vigas de concreto de 0.35 x 0.90 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO							
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS							
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	VIGAS NIVELES 6 AL 8				Es = 2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
Seccion de VC35x80 F'c (kg/cm2) =	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec = 252671.328	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto
	80	35	0.95	0.71	fy = 4200.00	kg/cm2	separacion de los estribos
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento) =	280.00	rectangulares		ps = 0.00941	Estribos:	15.00	cm
	0.75				recubrimiento:	4.00	cm
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = f_y / E_s$	Esfuerzo de compresion maxima:		$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$	hx = 27.00	cm	Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_y \epsilon_{yu} / f'_{cc}$	Cortante:		$\phi V_c = \phi(0.53 \sqrt{f'_c}) b.d$	hy = 72.00	cm	Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x
					py = 0.00700		
					px = 0.00241		
					f'1x/f'c = 0.02710		
					f'1y/f'c = 0.07876		
					Figura 3.6 (K) = 1.45		Valor de grafica
					f'cc = 406.00	kg/cm2	Esfuerzo del nucleo de concreto
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño							
Deformaciones					Corte		
Fluencia de Acero ϵ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ϵ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ϵ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ϵ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN	
0.00210	0.06000	0.01218	0.0065	0.00090221	57.291	562.026	

Tabla 4.19 Deformaciones para vigas de concreto de 0.35 x 0.80 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO								
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS								
ELEMENTOS DE REFERENCIA:		VIGAS NIVELES 9 AL 10				Es = 2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
Seccion de VC35x70 F'c (kg/cm2)	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec = 252671.328	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto	
	70	35	0.95	0.71	fy = 4200.00	kg/cm2	separacion de los estribos	
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento)	280.00	rectangulares	ρs = 0.00985		Estribos:	15.00	cm	
	0.75				recubrimiento:	4.00	cm	
					hx = 27.00	cm		
					hy = 62.00	cm		
					py = 0.00704		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y	
					px = 0.00281		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x	
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = f_y / E_s$	Esfuerzo de compresion maxima:		$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$	f'1x/f'c = 0.03163			
				Cortante:	f'1y/f'c = 0.07917			
					Figura 3.6 (K) = 1.20		Valor de grafica	
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_y \epsilon_{yu} / f'_{cc}$			$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c} b \cdot d)$	f'cc = 336.00	kg/cm2	Esfuerzo del nucleo de concreto	
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño								
Deformaciones					Corte			
Fluencia de Acero ϵ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ξ_y	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ξ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ξ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN		
0.00210	0.06000	0.01434	0.004	0.00106203	49.753	488.0752		

Tabla 4.20 Deformaciones para vigas de concreto de 0.35 x 0.70 m

En el anexo 2, se presentaran las demás tablas utilizadas para el cálculo de las resistencias de concreto utilizadas para el análisis.

4.2.7 CURVA DE CAPACIDAD

Habiendo completado el modelaje de la estructura y definiendo todos los parámetros adecuados para el análisis pushover, se va al módulo de Procesador, para obtener todas las fuerzas, esfuerzos y deformaciones de los elementos estructurales y obtener la curva de capacidad de la estructura en la dirección de análisis.

Dependiendo del tamaño de la estructura, las cargas aplicadas y la capacidad de procesamiento del ordenador que se esté utilizando, el análisis puede tardar algunos segundos. Durante la ejecución del análisis, una barra de progreso le indica al usuario el

porcentaje de avance del mismo. Gracias a esto, se puede evaluar rápidamente el tiempo que resta para terminar el proceso y planificar su esquema de trabajo subsiguiente.

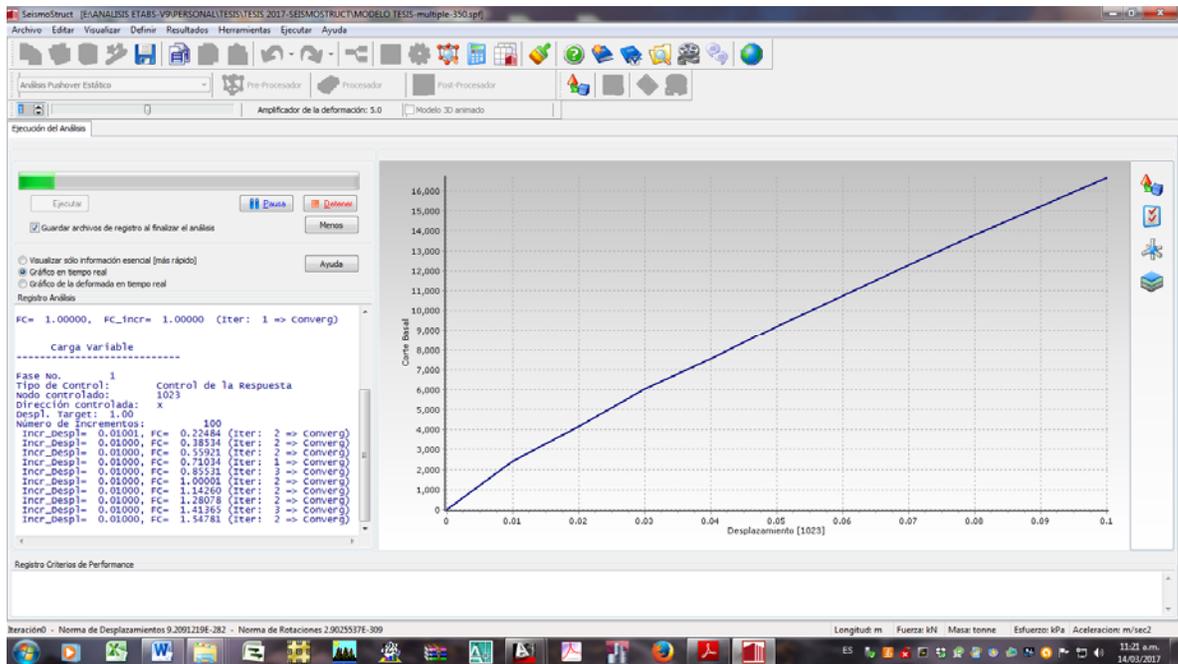


Fig. 4.52 Progreso del análisis pushover

A continuación se presentan las curvas de capacidad de la estructura, de acuerdo a las condiciones iniciales de diseño y a las condiciones de sobrerresistencia establecidas.

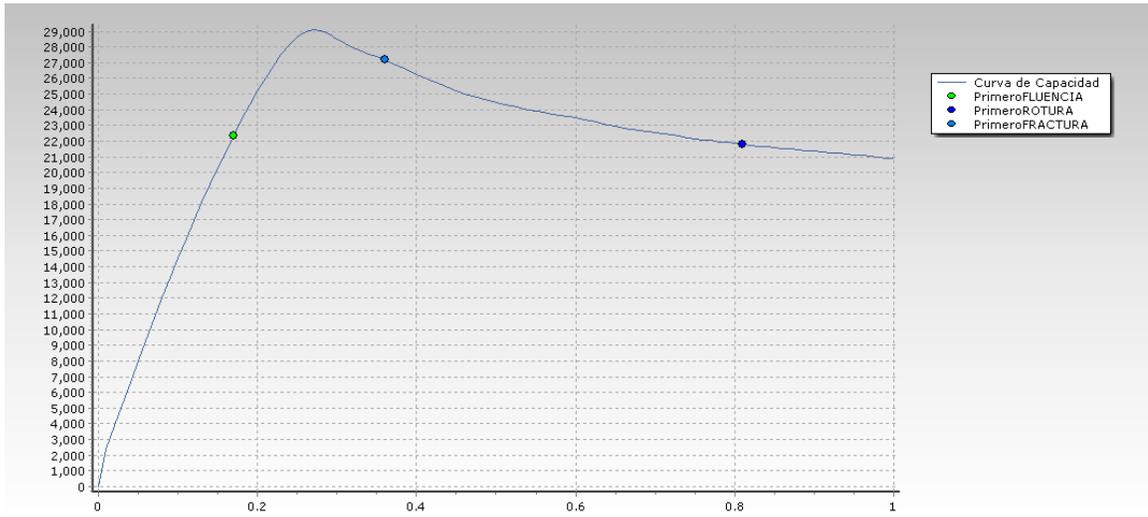


Fig. 4.53 Curva de capacidad para concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (direccion X - X), Modal

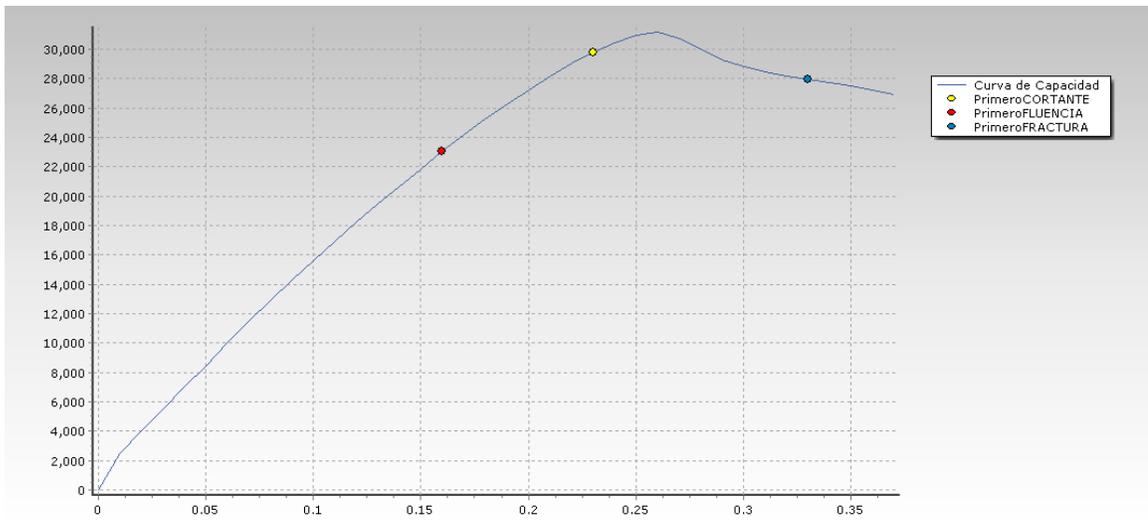


Fig. 4.54 Curva de capacidad para concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (direccion X - X), Modal

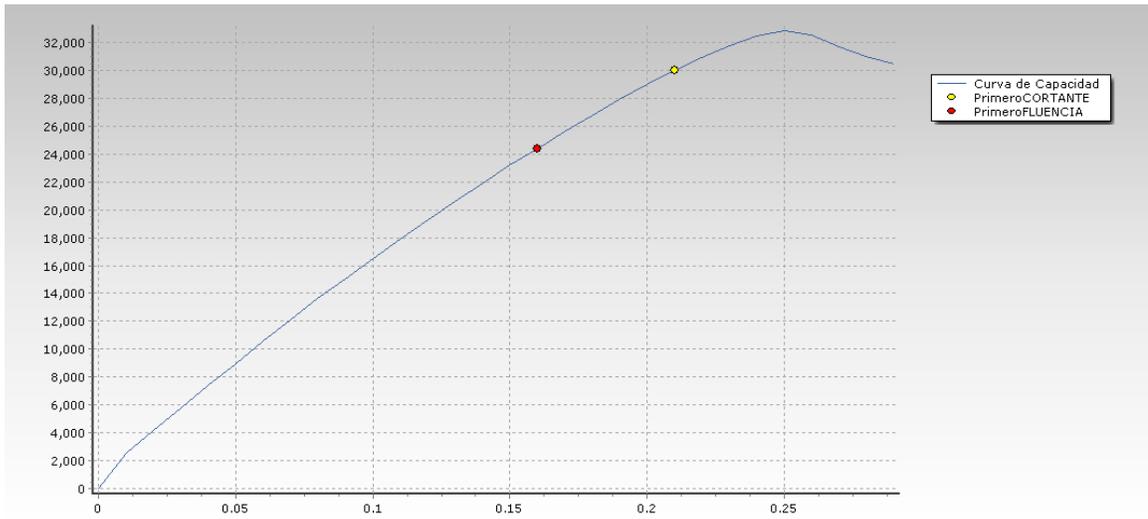


Fig. 4.55 Curva de capacidad para concreto $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ (direccion X - X), Modal

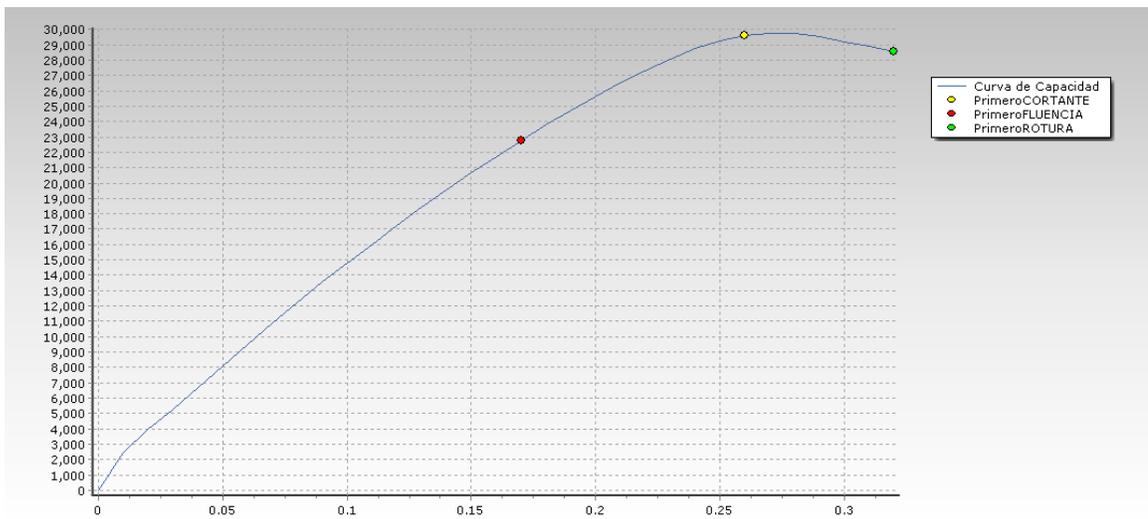


Fig. 4.56 Curva de capacidad para concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ -N1-N4 (direccion X - X), Modal

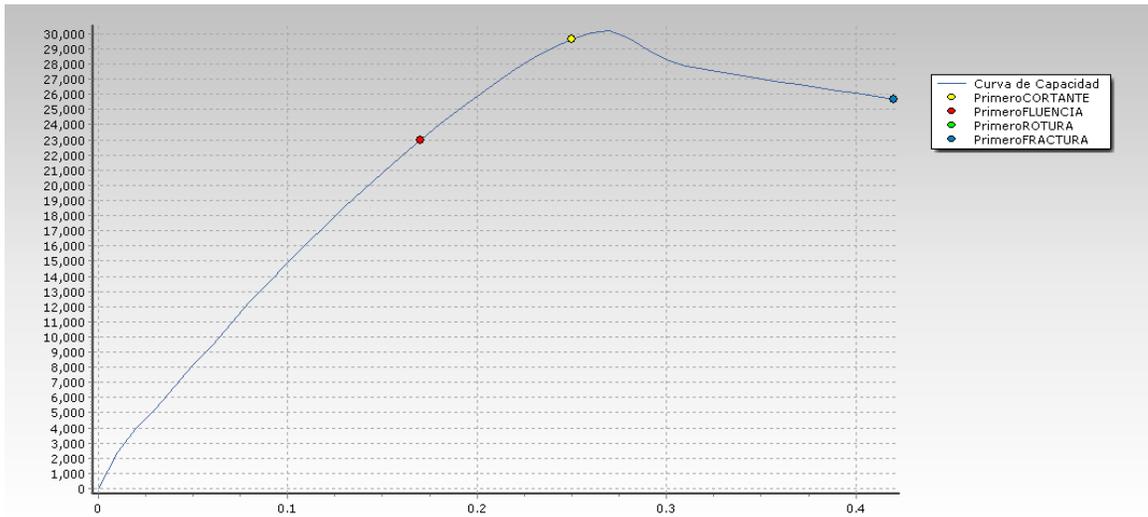


Fig. 4.57 Curva de capacidad para concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ -N5-N7 (direccion X - X), Modal

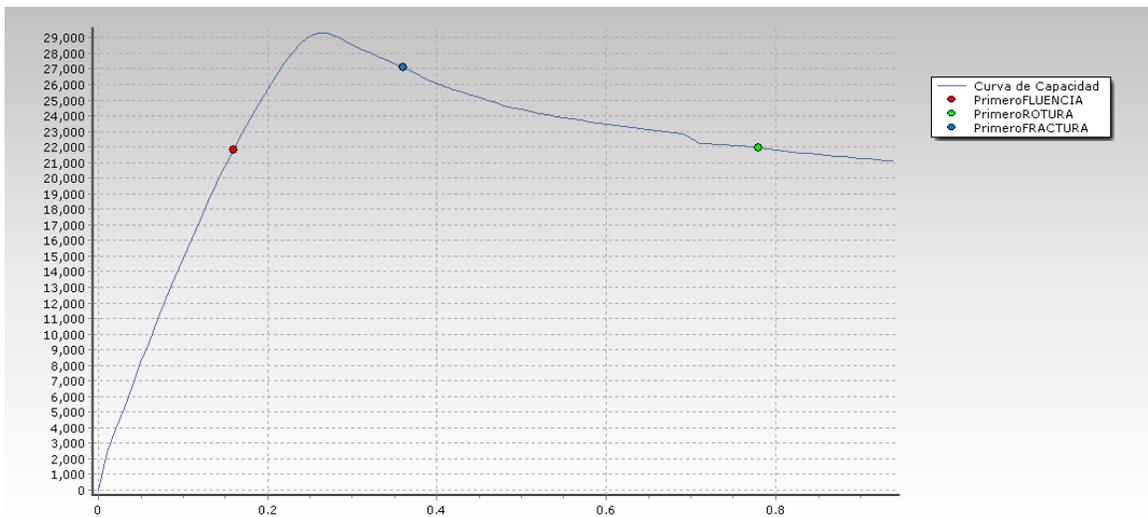


Fig. 4.58 Curva de capacidad para concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ -N8-N10 (direccion X - X), Modal

4.2.8 COMPARACION DE CURVAS DE CAPACIDAD (SEISMOSTRUCT)

A continuación se presentara un resumen comparativo de las curvas de capacidad obtenidas para los diferentes patrones de cargas y las diferentes resistencias del concreto.

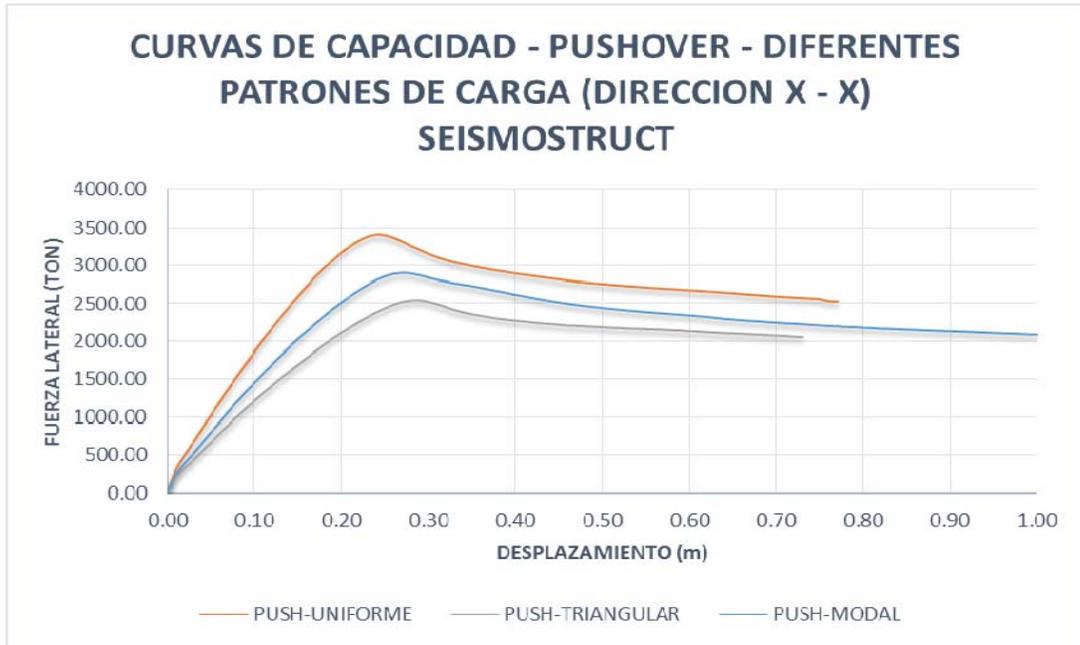


Fig. 4.59 Curva de capacidad para diferentes patrones de carga (direccion X - X) $F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

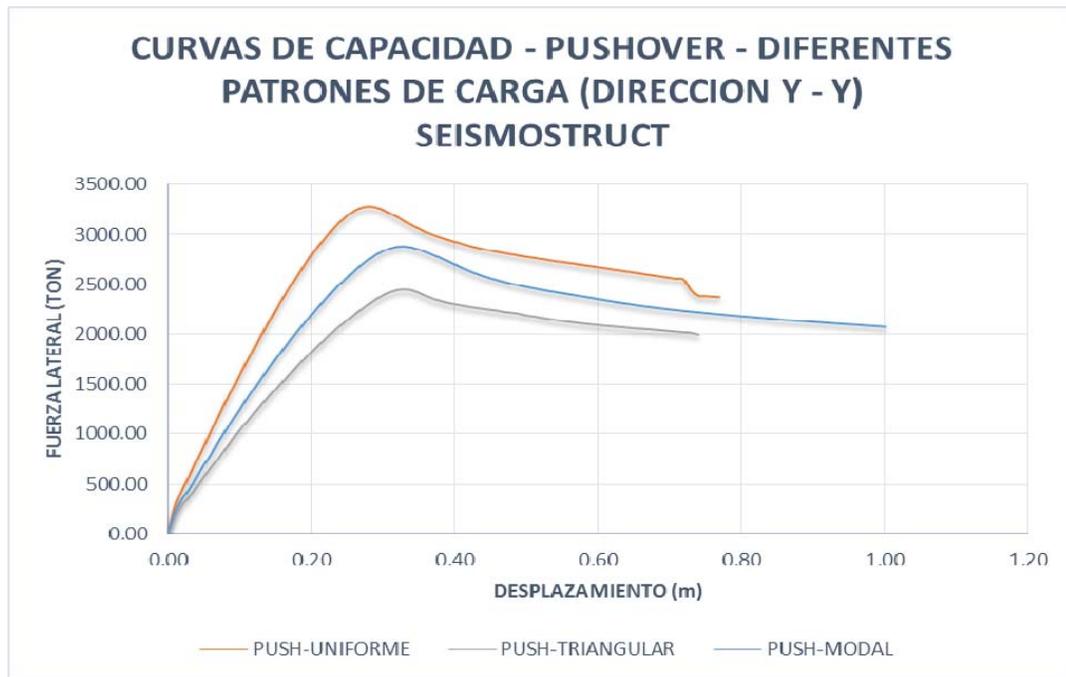


Fig. 4.60 Curva de capacidad para diferentes patrones de carga (direccion Y - Y) $F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

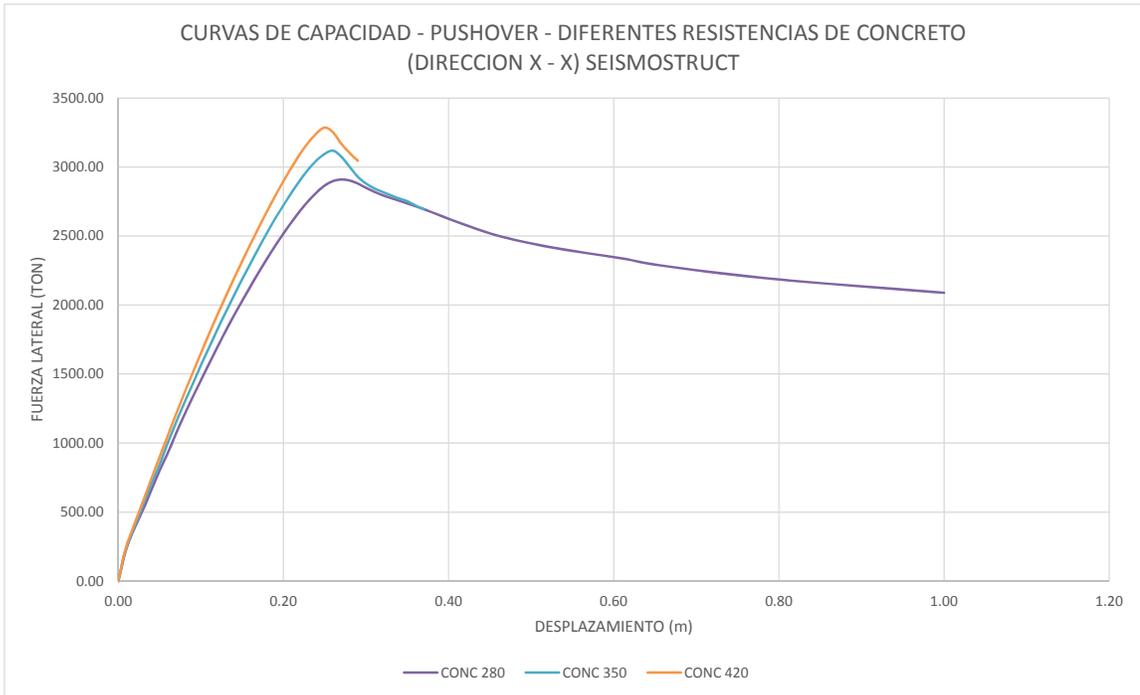


Fig. 4.61 Curva de capacidad para diferentes resistencias del concreto (direccion X – X)

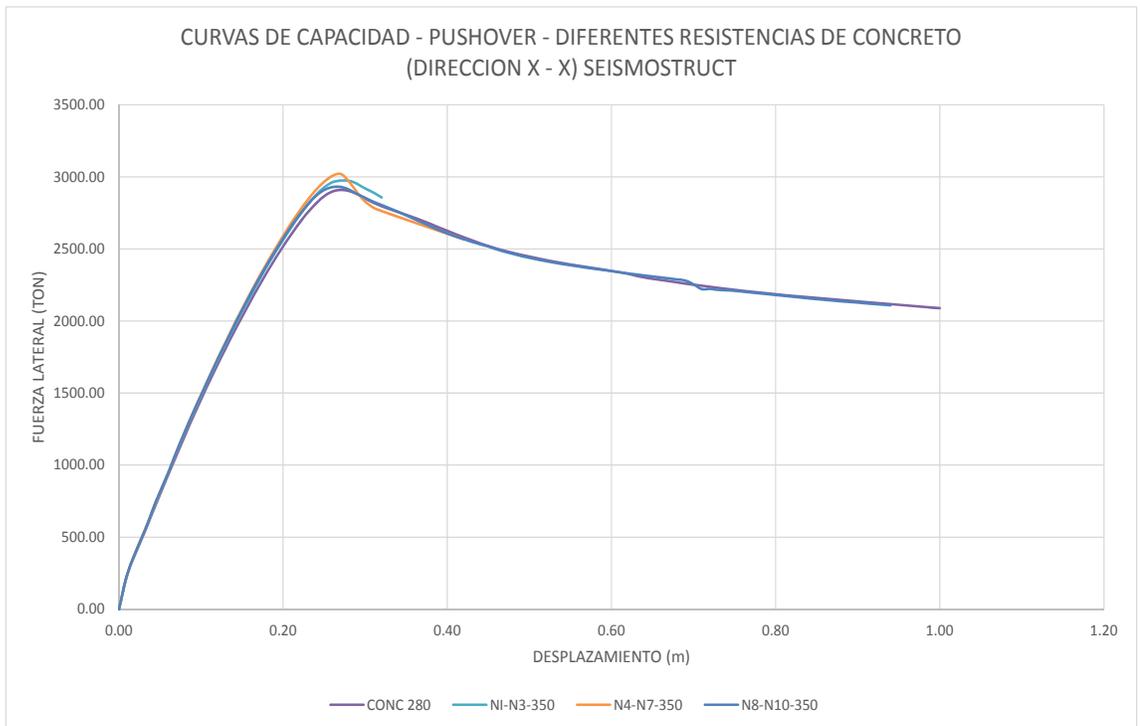


Fig. 4.62 Curva de capacidad para diferentes resistencias del concreto (direccion X – X) - 1

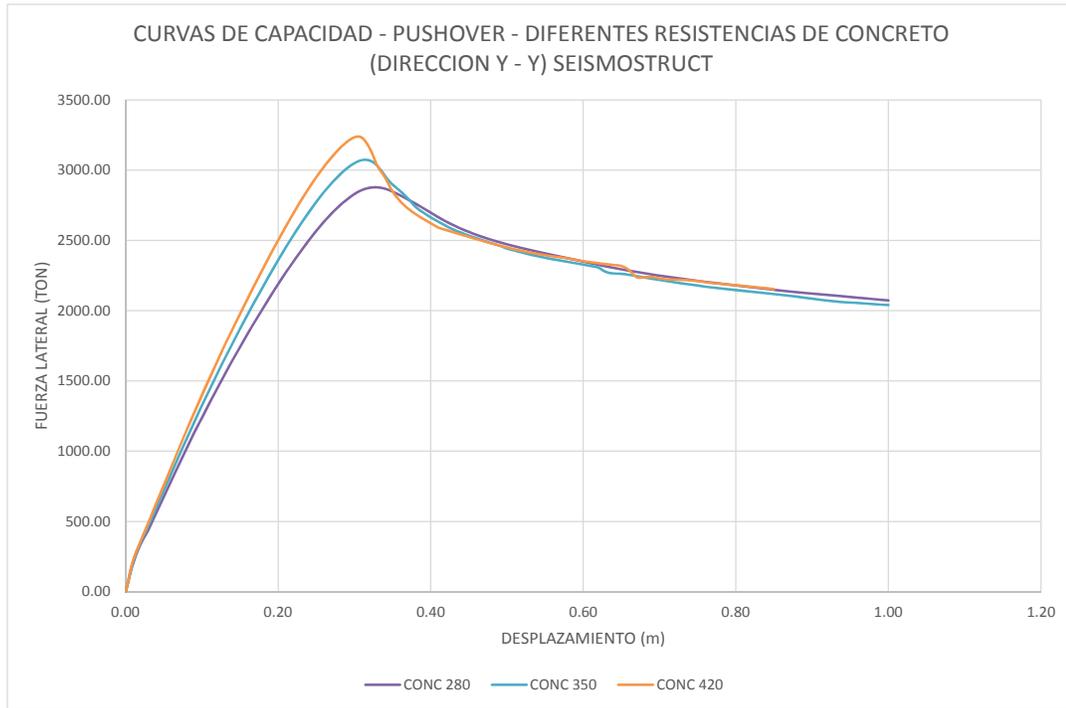


Fig. 4.63 Curva de capacidad para diferentes resistencias del concreto (direccion Y – Y)

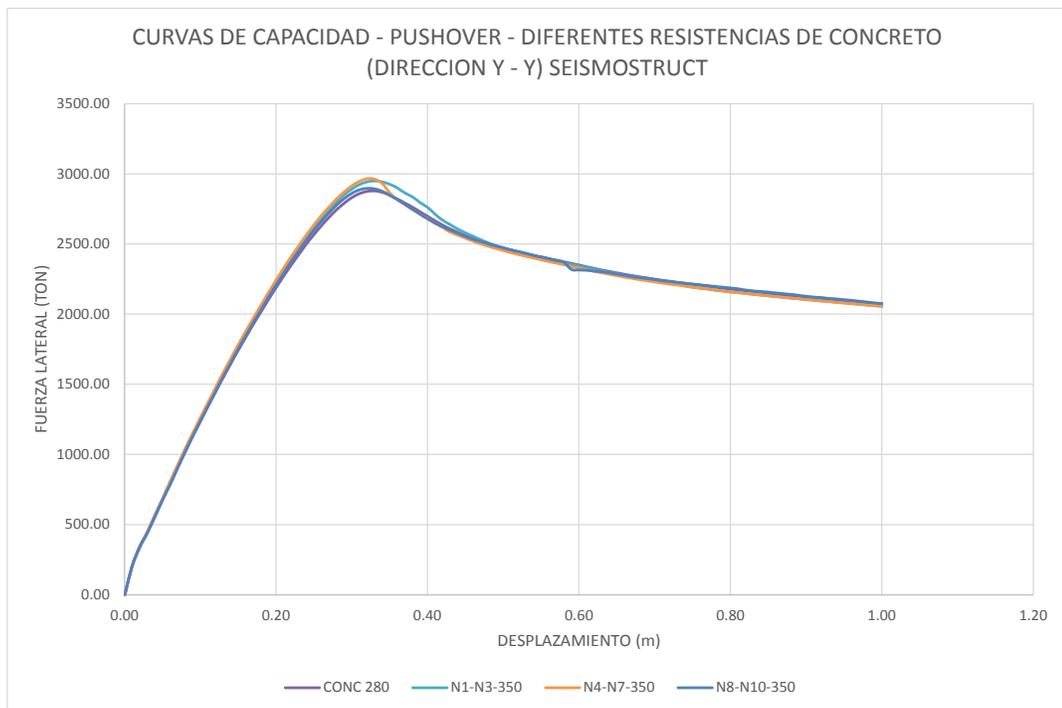


Fig. 4.64 Curva de capacidad para diferentes resistencias del concreto (direccion Y – Y) - I

4.3 ANALISIS E INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

A continuación se realizara la interpretación de los resultados obtenidos del análisis no lineal, para los diferentes programas utilizados, tomando en cuenta las siguientes características:

- Ductilidad y energía de deformación.
- Punto de desempeño.
- Objetivos de desempeño.
- Mecanismos de Falla.

4.3.1 DUCTILIDAD Y ENERGIA DE DEFORMACION

La ductilidad, es la habilidad de un elemento o sistema estructural de deformarse más allá del límite elástico con aceptable reducción de la rigidez y resistencia. En la figura 4.65, se establece una comparación entre la respuesta estructural de una estructura dúctil y frágil. En la figura, las curvas A (estructura frágil) y curva B (estructura dúctil), muestran la relación cortante-desplazamiento para sistemas estructurales con la misma rigidez y resistencia, pero con distinto comportamiento inelástico. Estructuras frágiles fallan a pocas deformaciones inelásticas después de alcanzar su resistencia máxima. El colapso de estas estructuras es repentino y no avisan. Opuestamente, las estructuras dúctiles son capaces de mantener mayor cantidad de deformación inelástica luego de haber alcanzado el pico más alto de resistencia a cortante, manteniendo la rigidez y resistencia en rangos aceptables. La ductilidad está asociada a la energía de deformación que es el área bajo la curva.

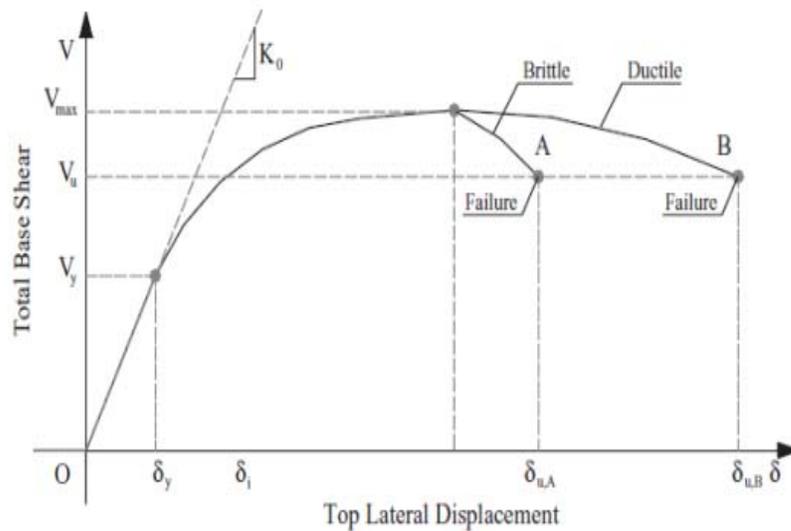


Fig. 4.65 Definición de Ductilidad Estructural (Elnashai & Di Sarno, 2008)

La mayoría de las estructuras son diseñadas por razones económicas para comportarse inelásticamente bajo fuertes terremotos. Las amplitudes de respuesta de terremoto inducidas por vibraciones, dependen del nivel de energía de disipación de las estructuras, el cual es una función de su habilidad para absorber y disipar energía a través de deformaciones dúctiles. La definición general y analítica de ductilidad de desplazamiento viene dada como:

$$\mu = U_u / U_y$$

Donde U_u y U_y son los desplazamientos últimos y de fluencia, respectivamente. Los desplazamientos pueden ser reemplazados por curvaturas, rotaciones u otra cantidad de deformación. El ratio se conoce como factor de ductilidad.

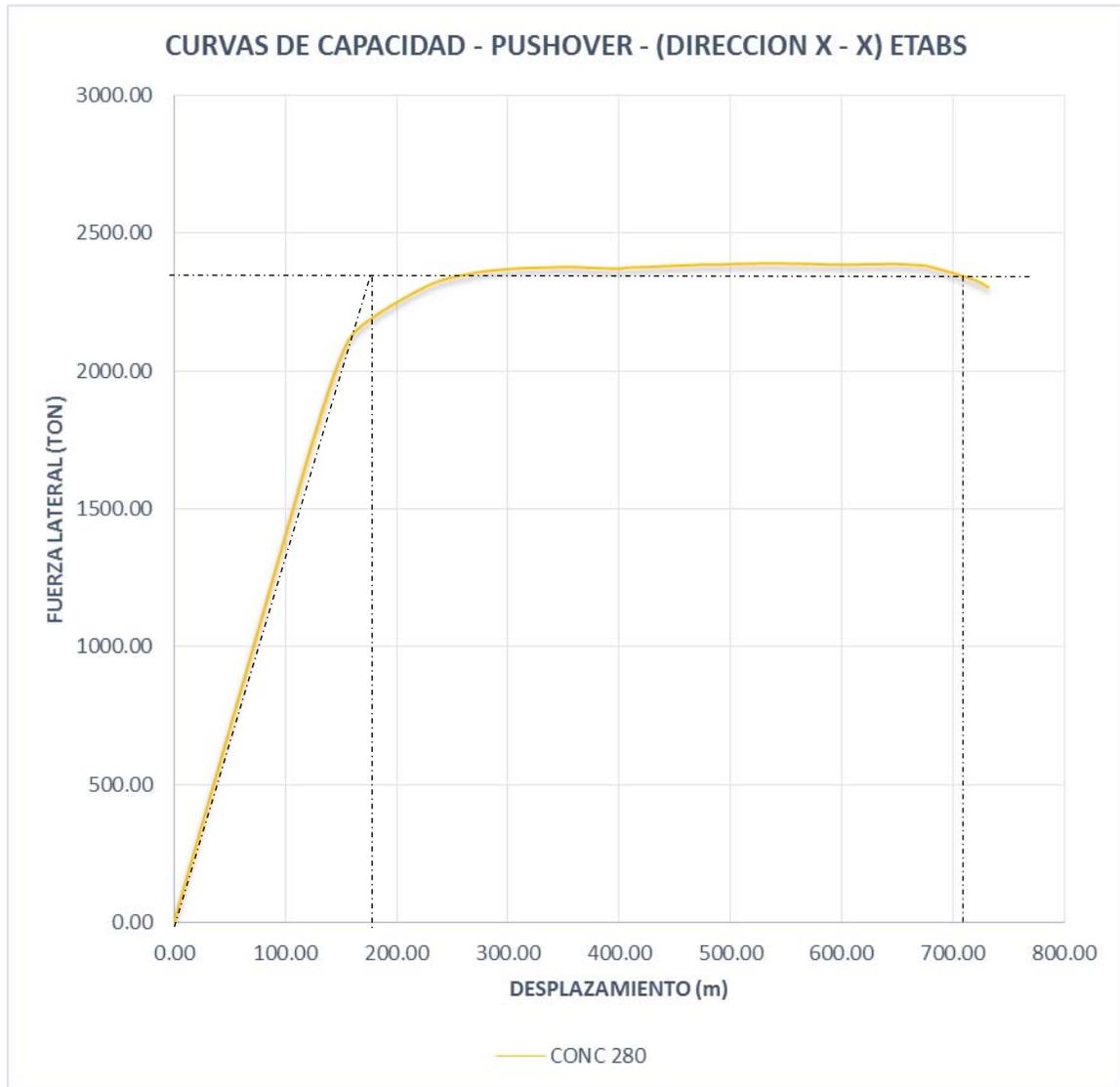


Fig. 4.66 Ductilidad y Energía de Deformación $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

De acuerdo al grafico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.17 \text{ m}$ y el $d_u = 0.71 \text{ m}$; por lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 4.17$

La energía de deformación es igual a $E_m = 1,468.75 \text{ ton.m}$

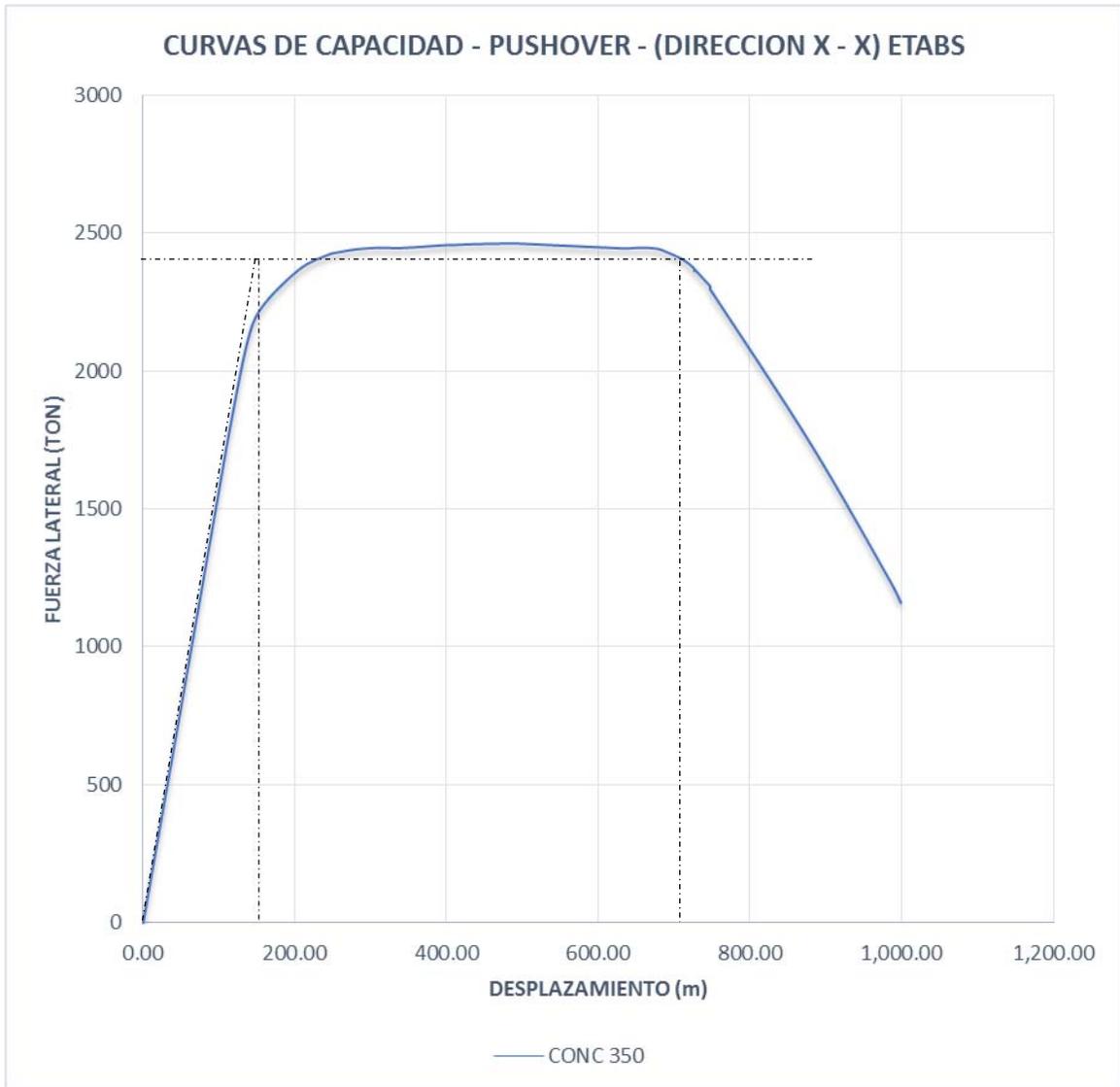


Fig. 4.67 Ductilidad y Energía de Deformación $f^c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

De acuerdo al grafico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.15 \text{ m}$ y el $d_u = 0.71 \text{ m}$; por lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 4.73$

La energía de deformación es igual a $E_m = 1,524 \text{ ton.m}$

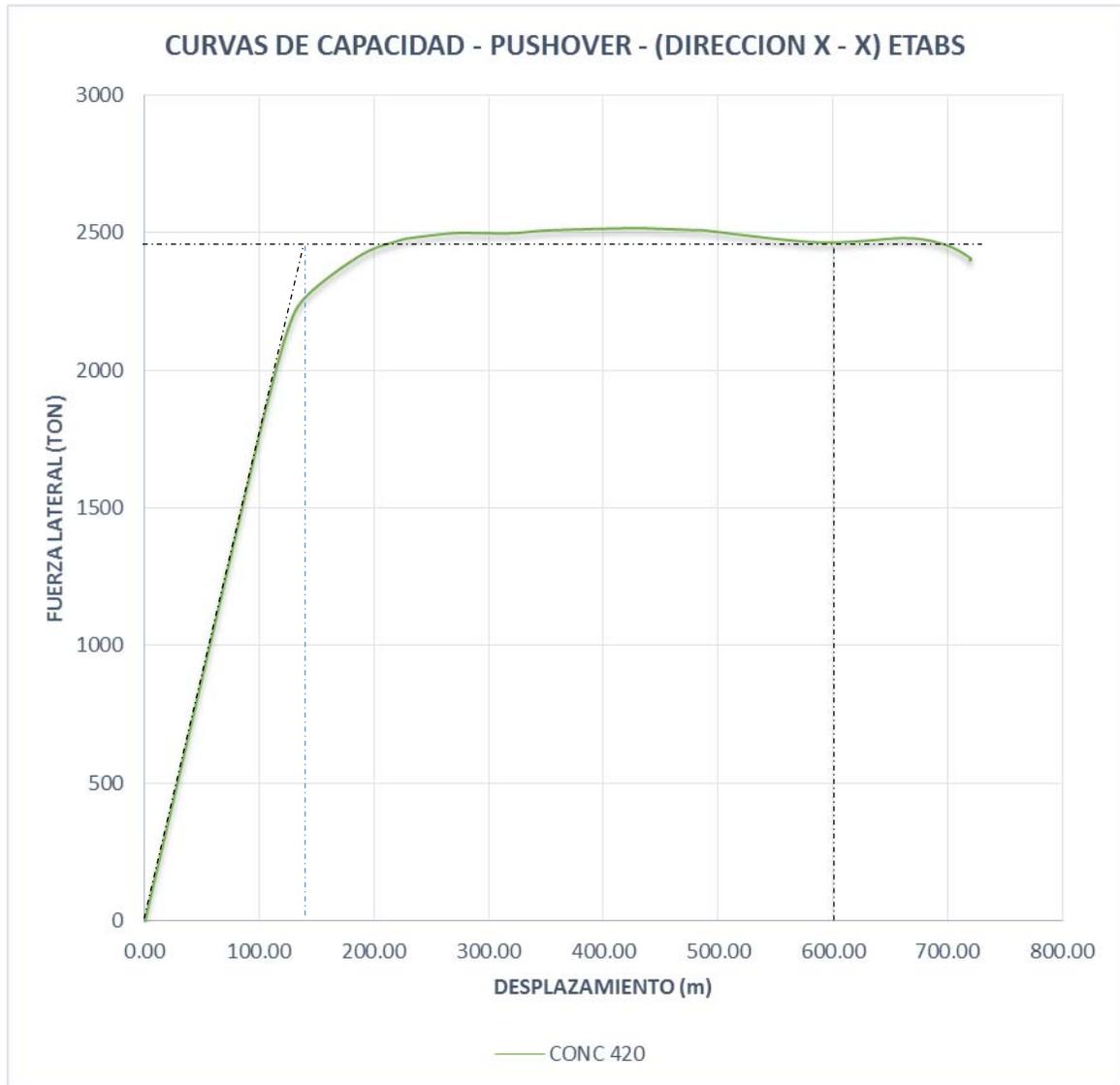


Fig. 4.68 Ductilidad y Energía de Deformación $f^c = 420 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

De acuerdo al grafico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.13 \text{ m}$ y el $d_u = 0.60 \text{ m}$; por lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 4.28$

La energía de deformación es igual a $E_m = 1,310.75 \text{ ton.m}$

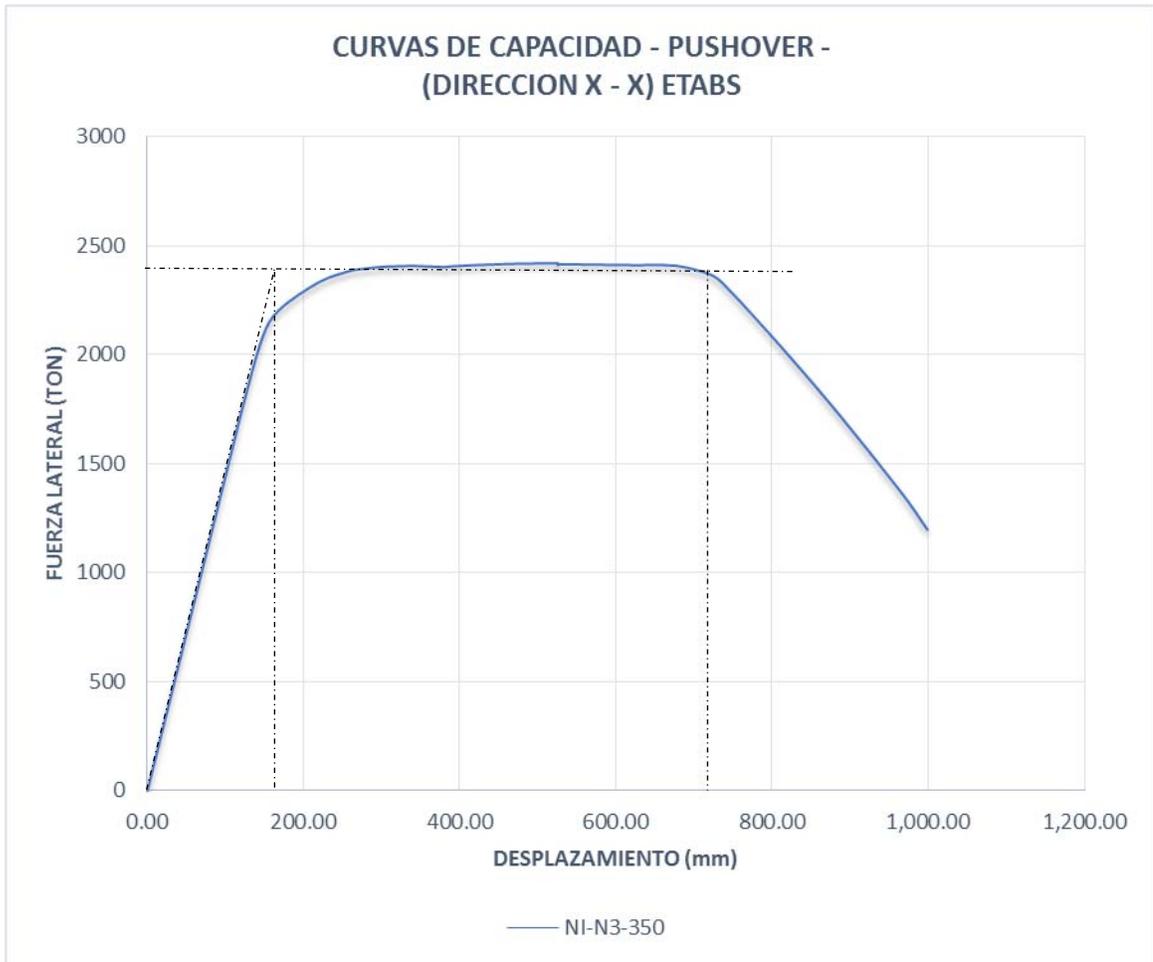


Fig. 4.69 Ductilidad y Energía de Deformación N1-N4 – $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

De acuerdo al gráfico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.18 \text{ m}$ y el $d_u = 0.72 \text{ m}$; por lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 4.00$

La energía de deformación es igual a $E_m = 1,512.0 \text{ ton.m}$

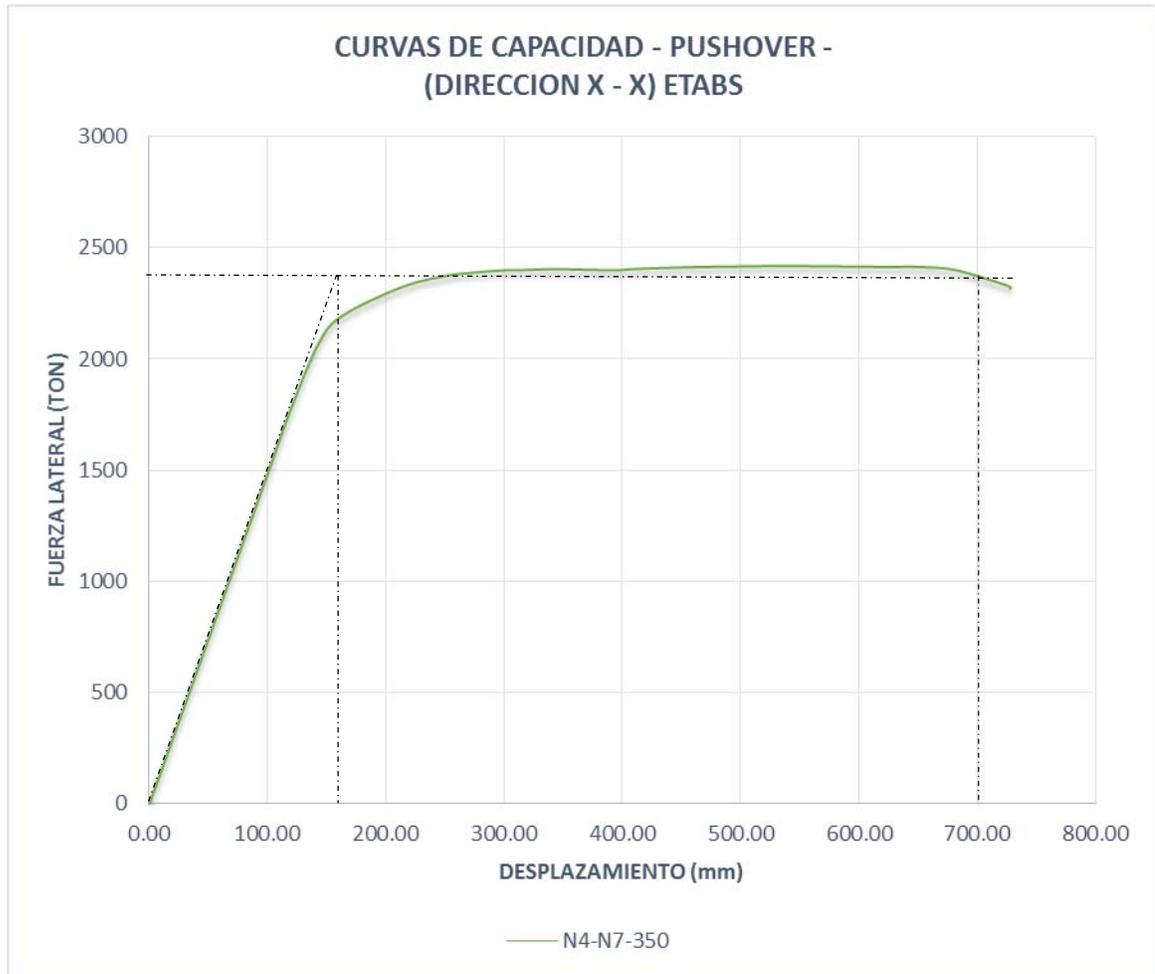


Fig. 4.70 Ductilidad y Energía de Deformación N5-N7 – $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

De acuerdo al grafico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.17\text{m}$ y el $d_u = 0.70 \text{ m}$; por lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 4.12$

La energía de deformación es igual a $E_m = 1,548.0 \text{ ton.m}$

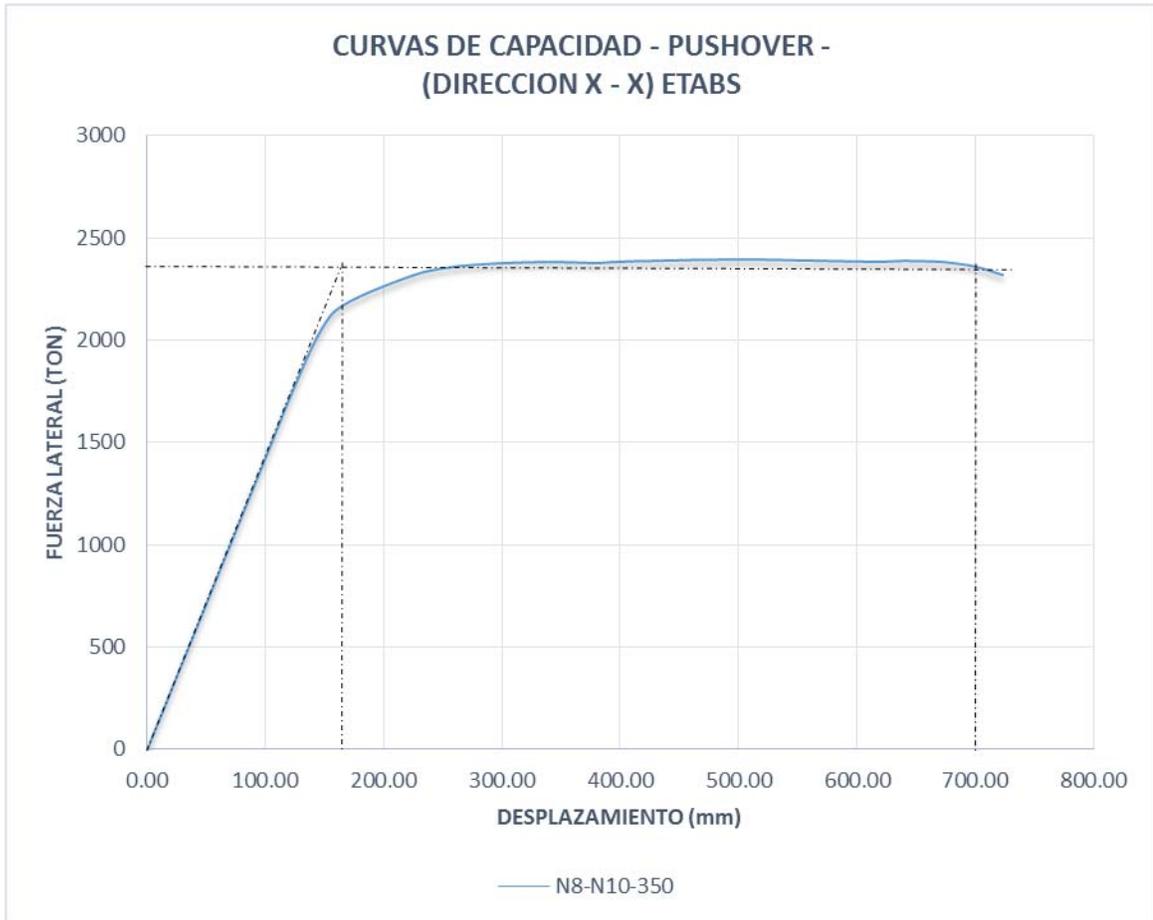


Fig. 4.71 Ductilidad y Energía de Deformación N8-N10 – $f^c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

De acuerdo al gráfico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.17 \text{ m}$ y el $d_u = 0.70 \text{ m}$; por lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 4.12$

La energía de deformación es igual a $E_m = 1,476.0 \text{ ton.m}$

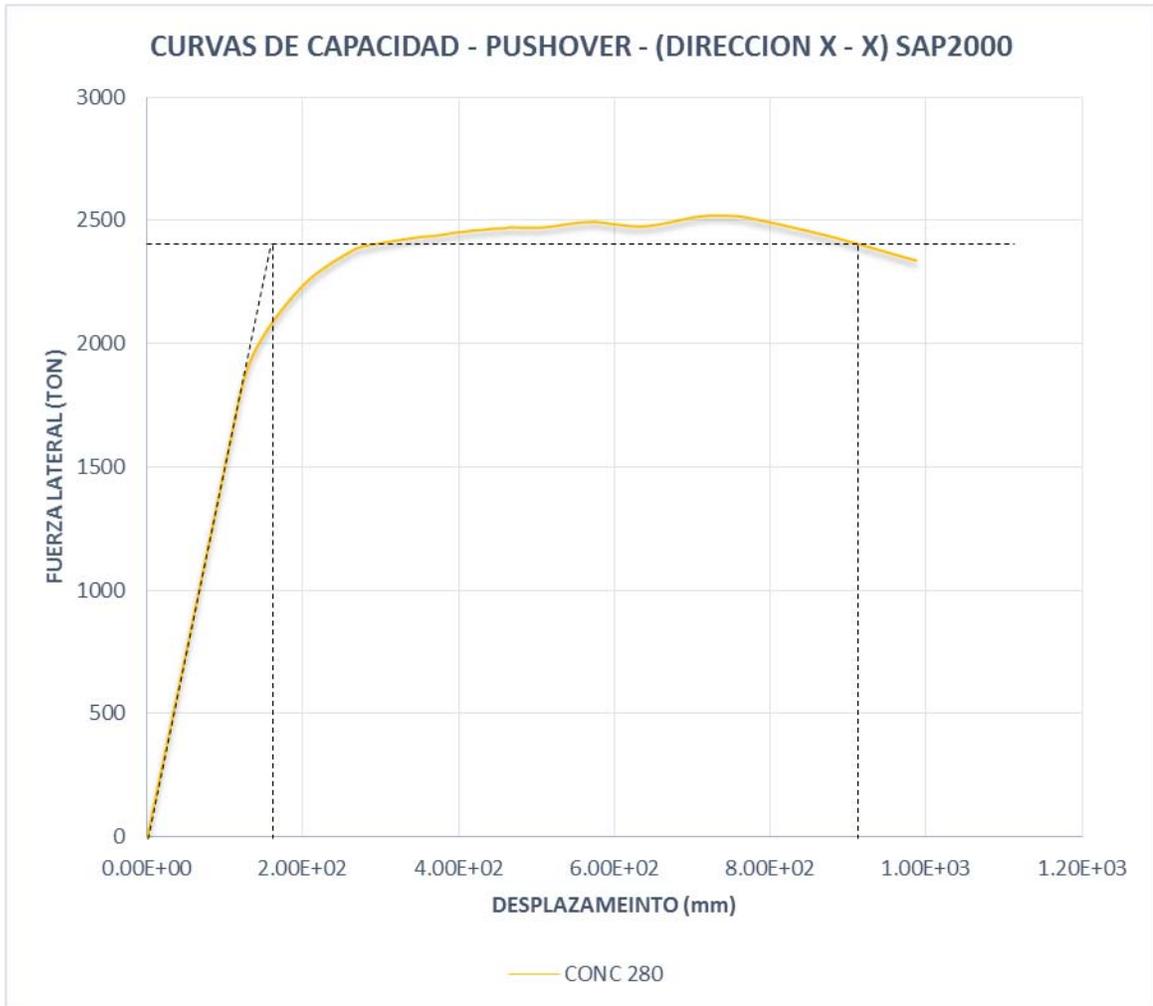


Fig. 4.72 Ductilidad y Energía de Deformación $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

De acuerdo al gráfico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.15 \text{ m}$ y el $d_u = 0.90 \text{ m}$; por lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 6$

La energía de deformación es igual a $E_m = 1,980 \text{ ton.m}$

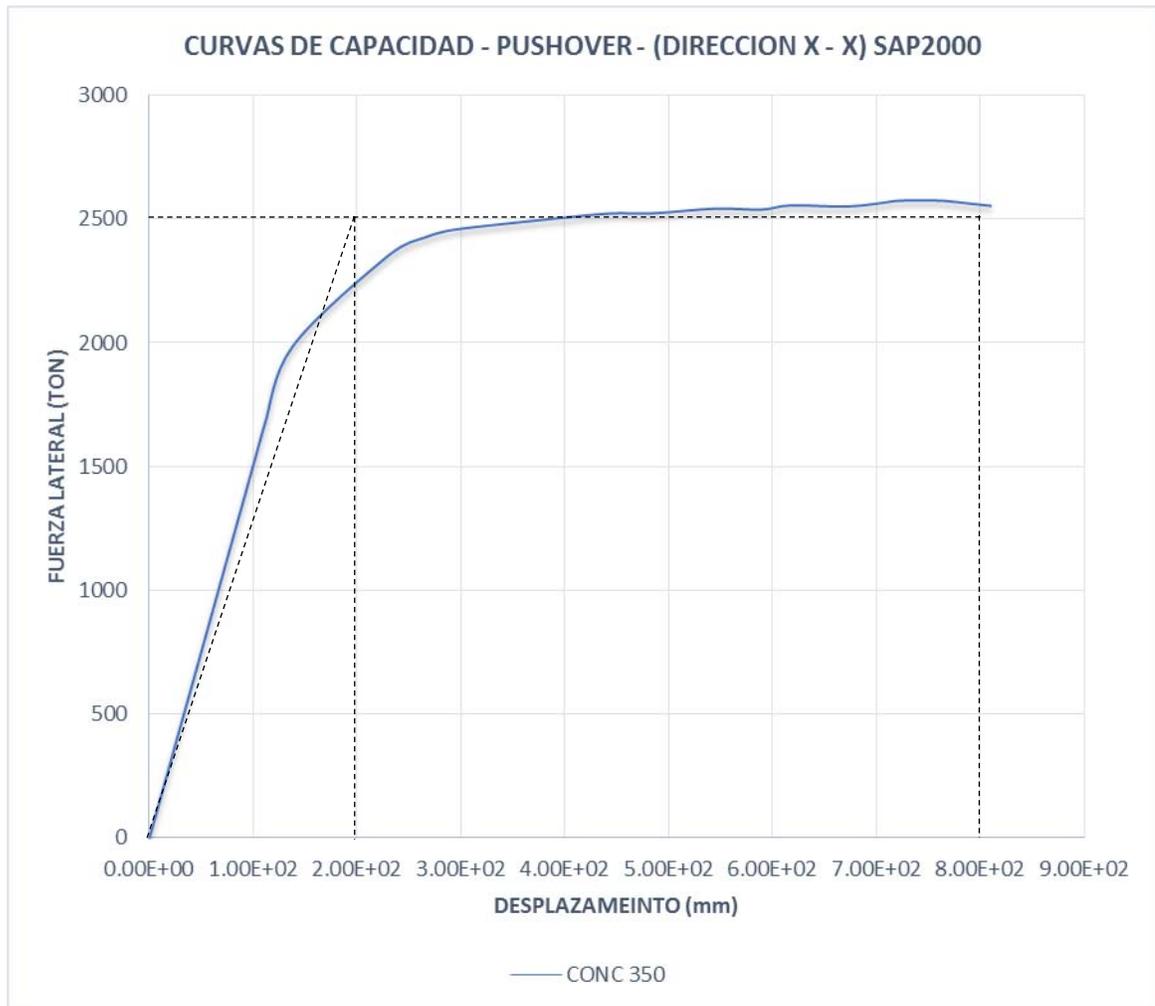


Fig. 4.73 Ductilidad y Energía de Deformación $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

De acuerdo al grafico el desplazamiento de fluencia es $dy = 0.20 \text{ m}$ y el $du = 0.80 \text{ m}$; por

lo tanto la ductilidad es de $\mu = du/dy = 4.0$

La energía de deformación es igual a $Em = 1,750 \text{ ton.m}$

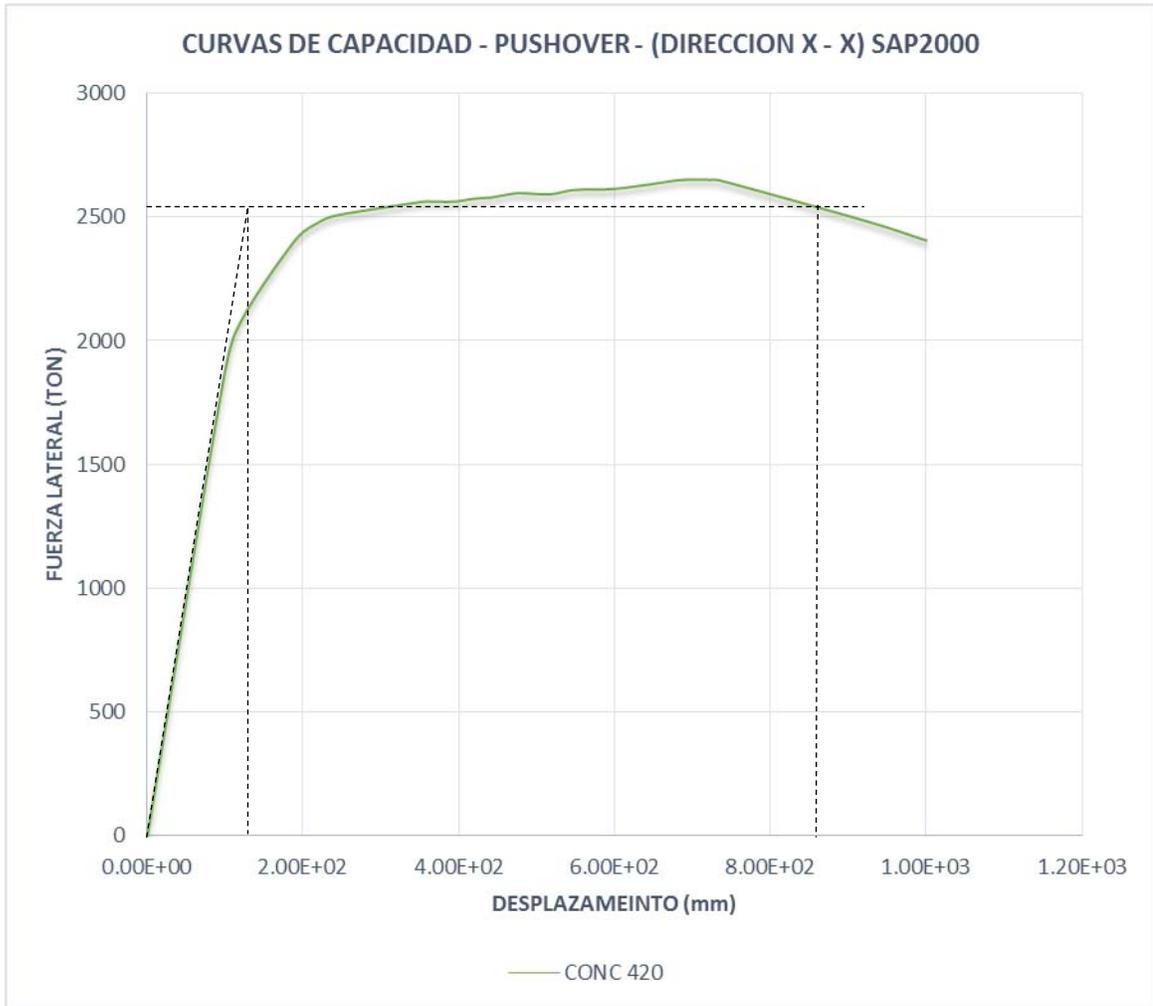


Fig. 4.74 Ductilidad y Energía de Deformación $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

De acuerdo al grafico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.12 \text{ m}$ y el $d_u = 0.85 \text{ m}$; por

lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 7.08$

La energía de deformación es igual a $E_m = 2,014.5 \text{ ton.m}$

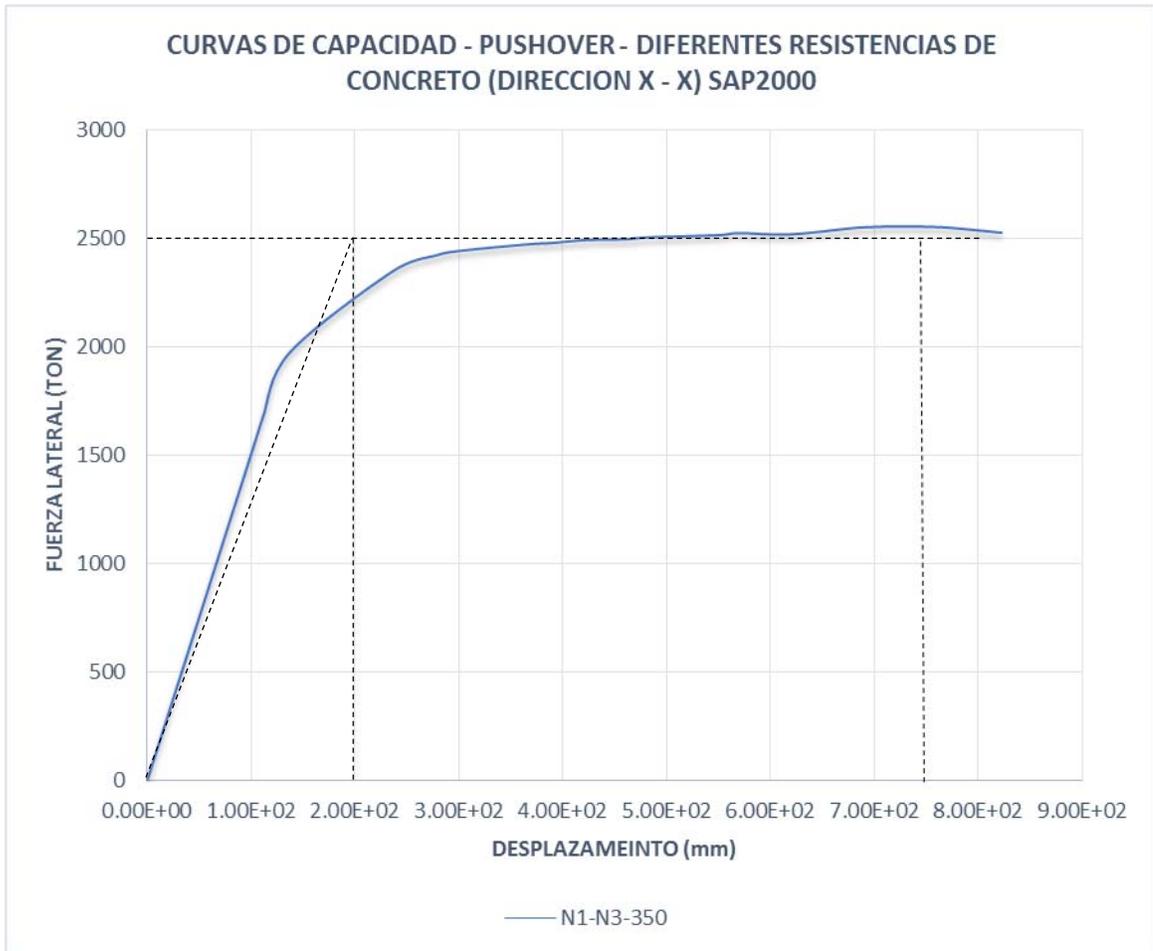


Fig. 4.75 Ductilidad y Energía de Deformación N1-N4 – $f'_c = 350$ (X-X)

De acuerdo al grafico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.20$ m y el $d_u = 0.75$ m; por lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 3.50$

La energía de deformación es igual a $E_m = 1,625.0$ ton.m

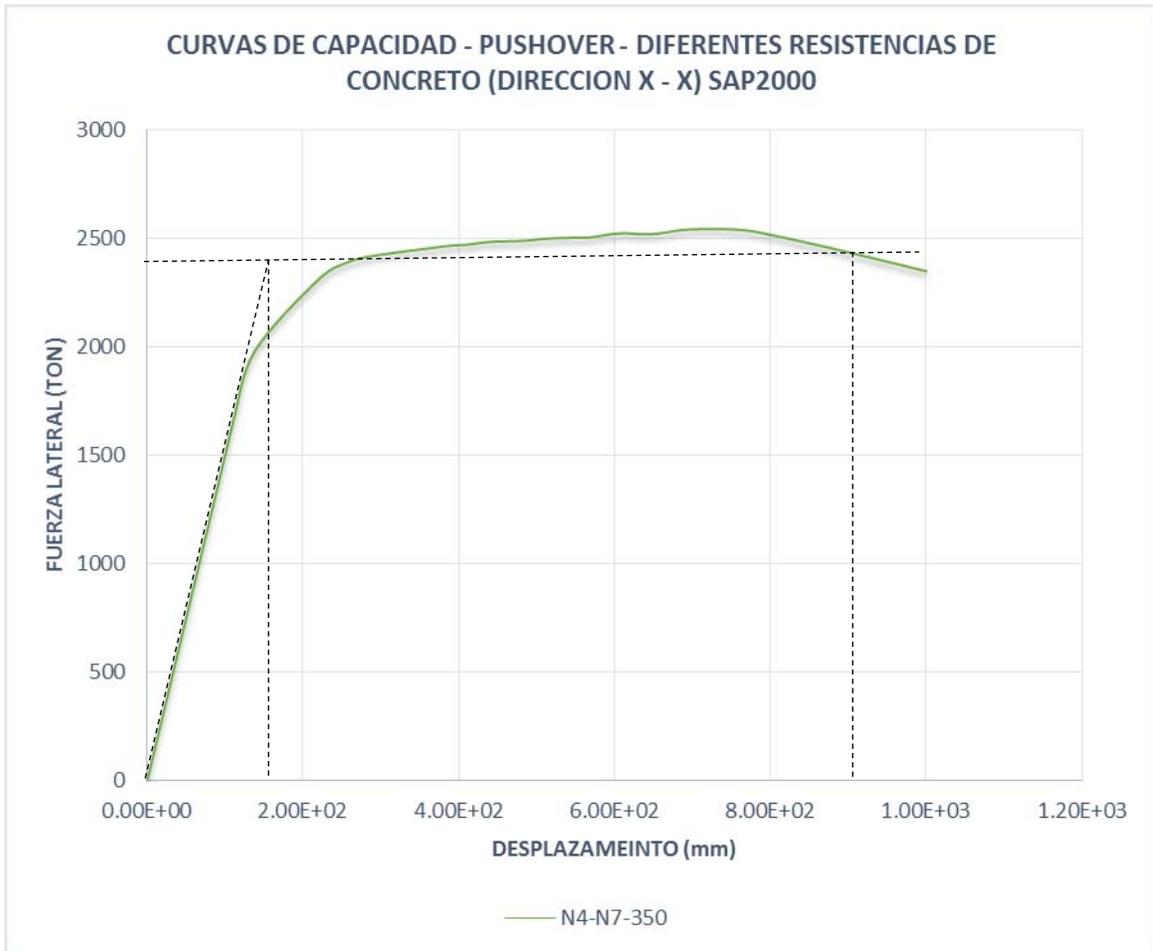


Fig. 4.76 Ductilidad y Energía de Deformación N5-N7 – $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

De acuerdo al grafico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.18 \text{ m}$ y el $d_u = 0.90 \text{ m}$; por

lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 5.0$

La energía de deformación es igual a $E_m = 1,944.0 \text{ ton.m}$

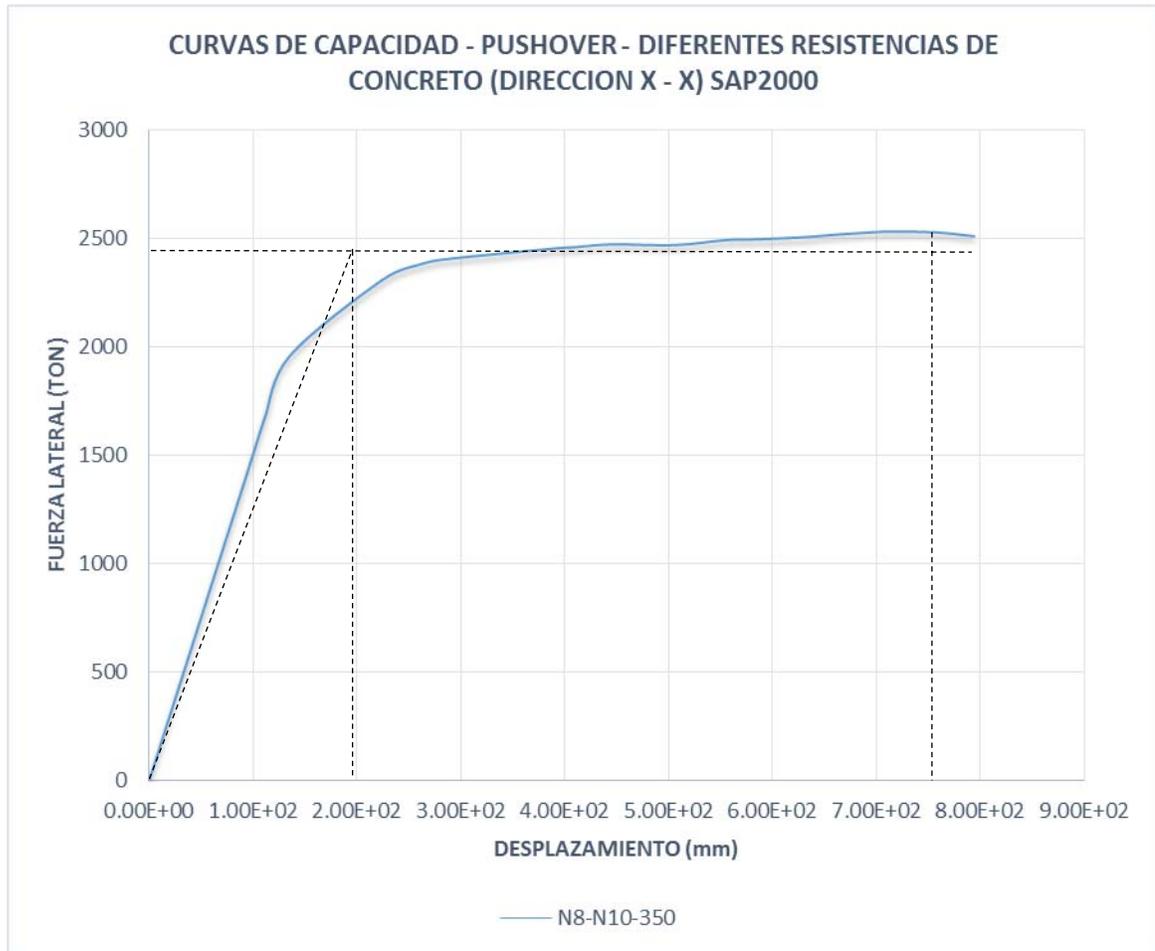


Fig. 4.77 Ductilidad y Energía de Deformación N8-N10 $f^c = 350 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

De acuerdo al grafico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.20 \text{ m}$ y el $d_u = 0.76 \text{ m}$; por

lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 3.80$

La energía de deformación es igual a $E_m = 1,560.0 \text{ ton.m}$

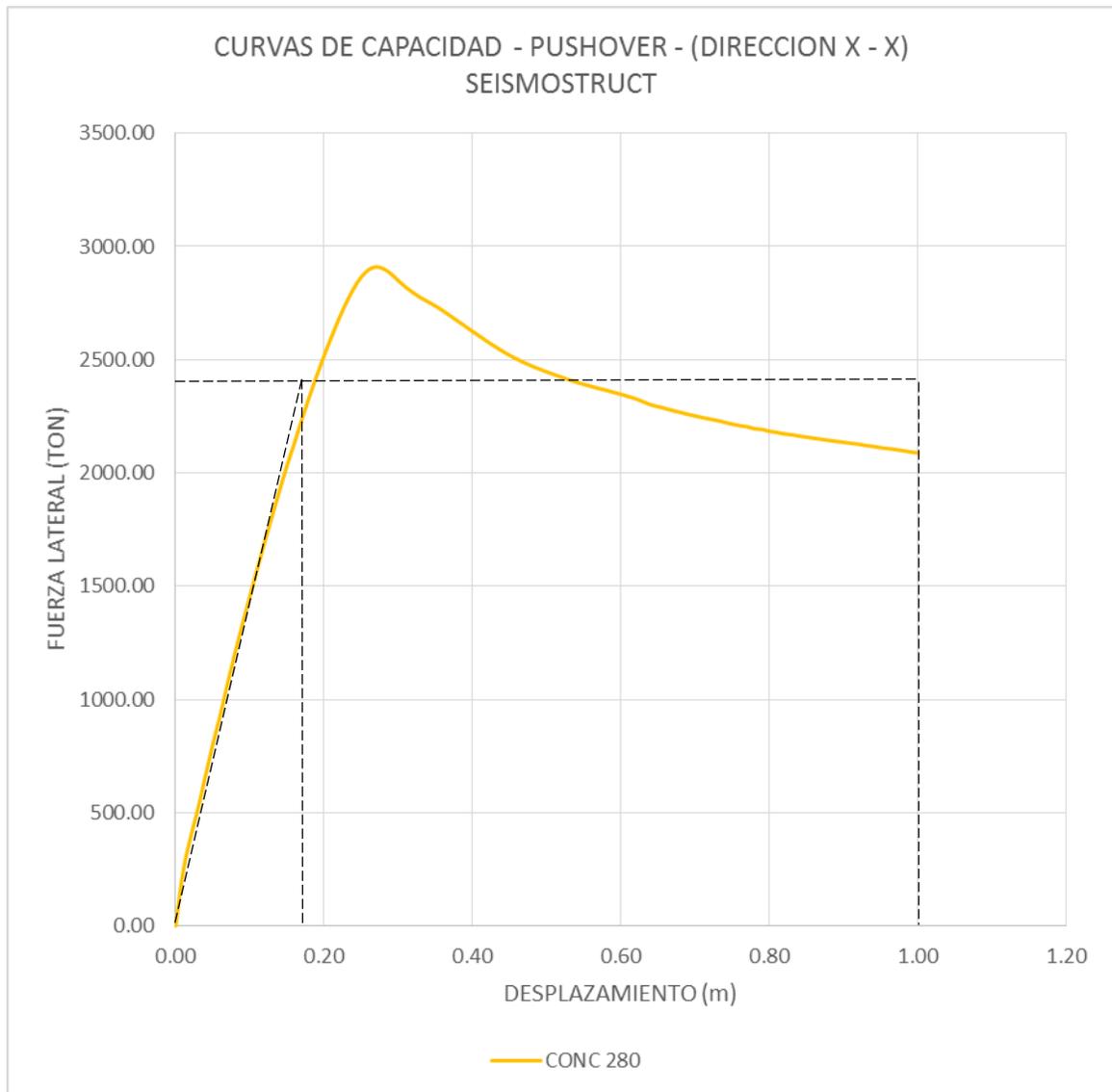


Fig. 4.78 Ductilidad y Energía de Deformación ($f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$)

De acuerdo al grafico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.18 \text{ m}$ y el $d_u = 1.00 \text{ m}$; por lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 5.55$

La energía de deformación es igual a $E_m = 2,184.0 \text{ ton.m}$

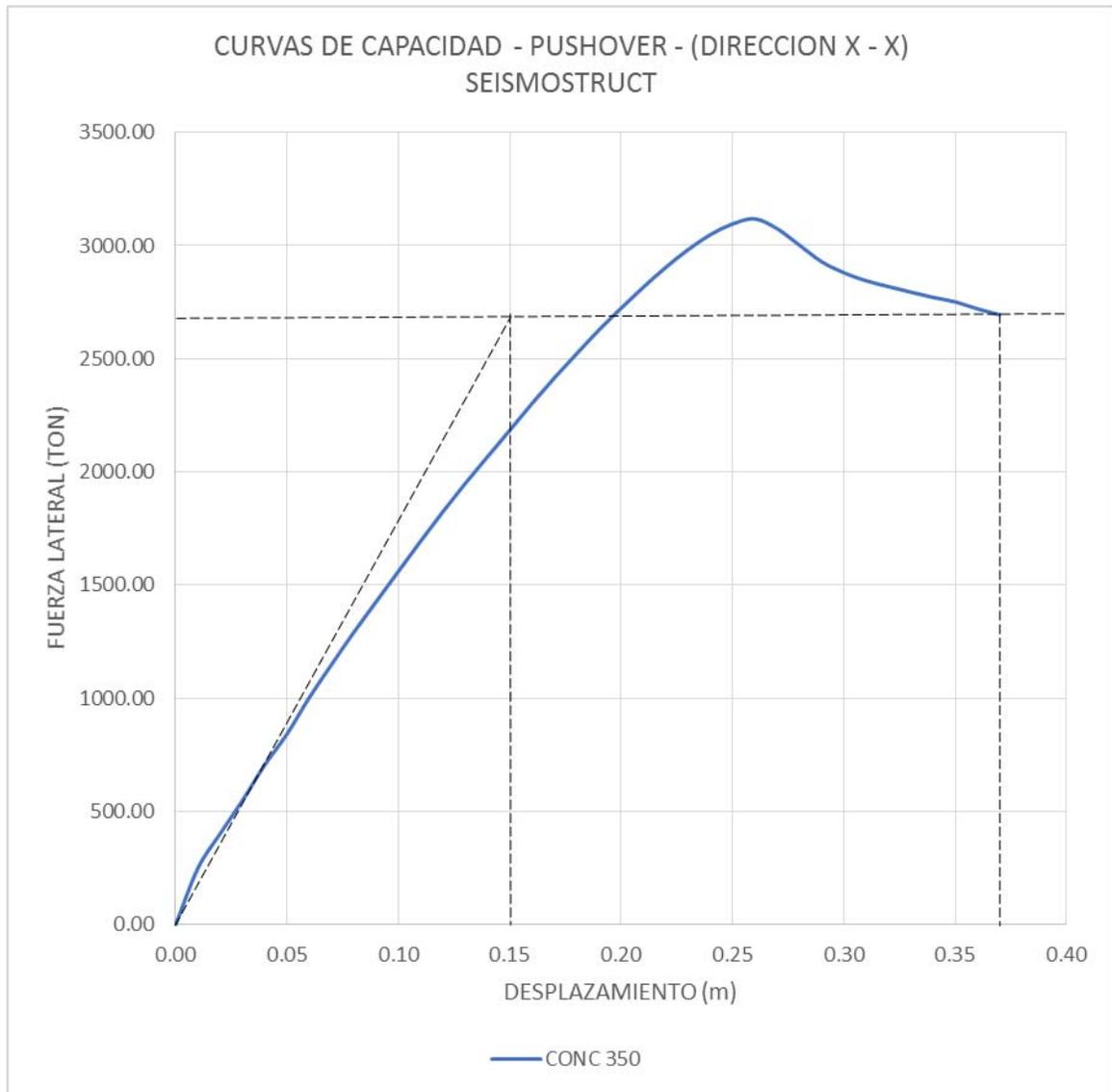


Fig. 4.79 Ductilidad y Energía de Deformación ($f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$)

De acuerdo al grafico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.15 \text{ m}$ y el $d_u = 0.375 \text{ m}$;

por lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 2.50$

La energía de deformación es igual a $E_m = 795.00 \text{ ton.m}$

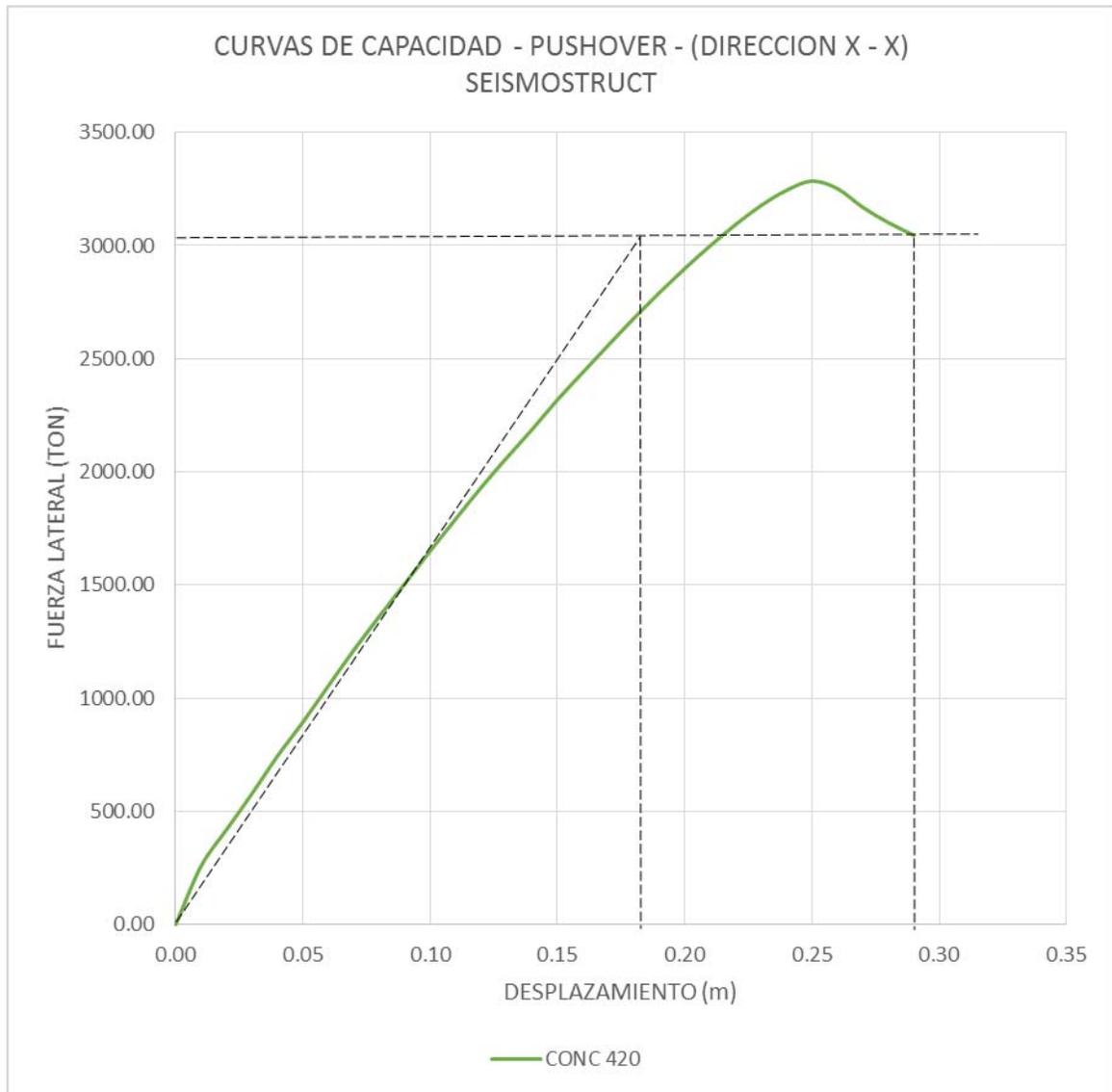


Fig. 4.80 Ductilidad y Energía de Deformación ($f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$)

De acuerdo al grafico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.17 \text{ m}$ y el $d_u = 0.28 \text{ m}$; por lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 1.65$.

La energía de deformación es igual a $E_m = 594.75 \text{ ton.m}$

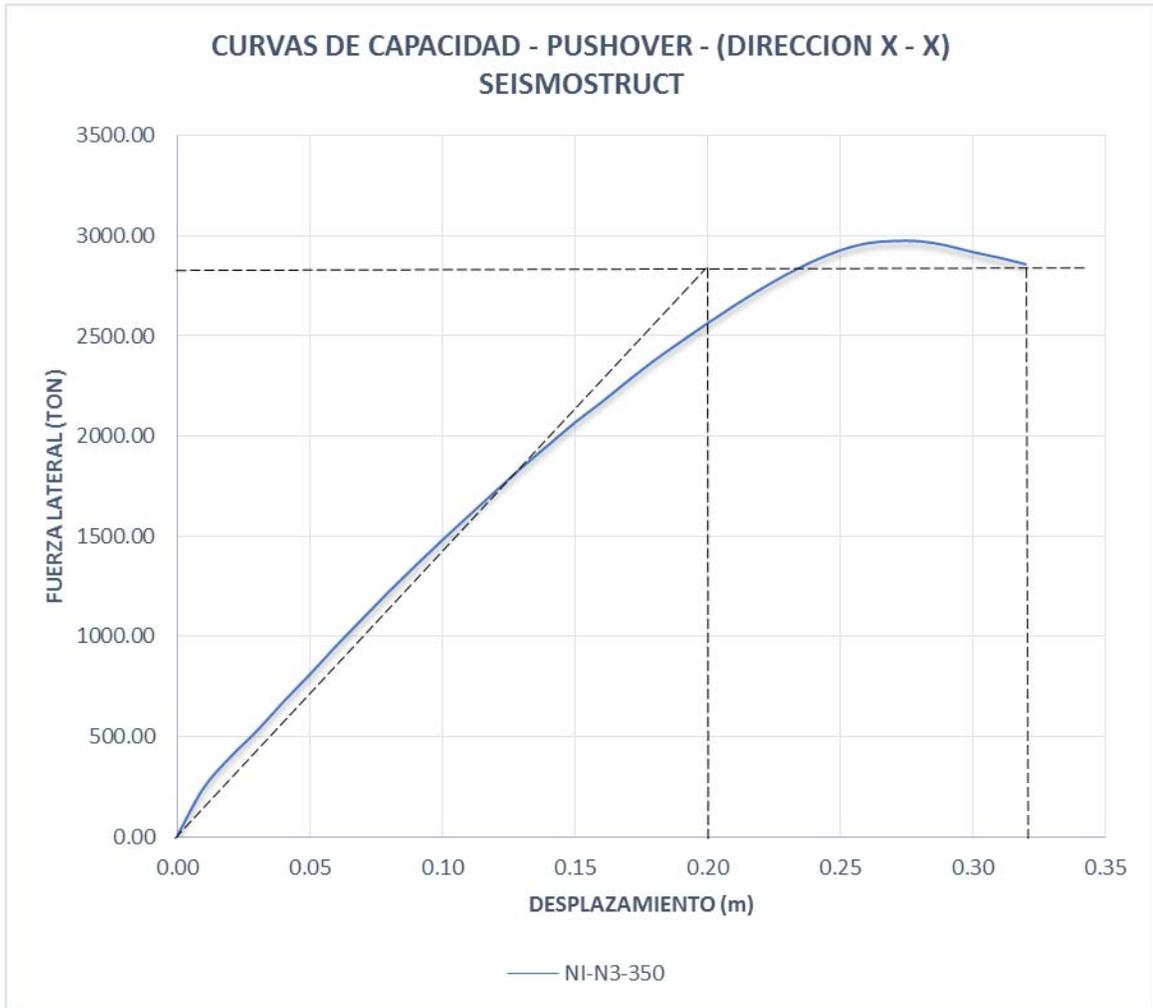


Fig. 4.81 Ductilidad y Energía de Deformación ($f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ – N1 – N4)

De acuerdo al grafico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.20 \text{ m}$ y el $d_u = 0.32 \text{ m}$; por

lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 1.60$

La energía de deformación es igual a $E_m = 627.0 \text{ ton.m}$

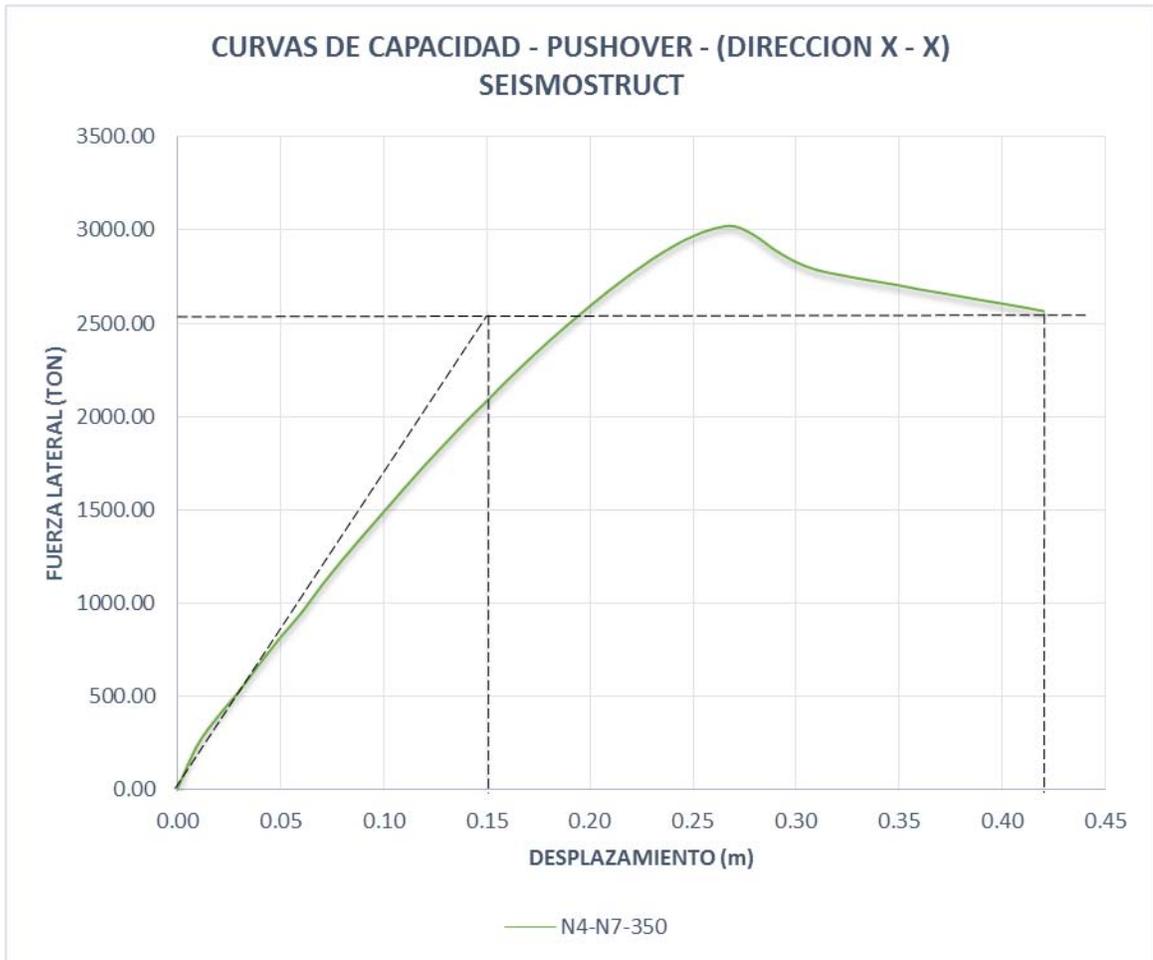


Fig. 4.82 Ductilidad y Energía de Deformación ($f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N4 – N7)

De acuerdo al gráfico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.15 \text{ m}$ y el $d_u = 0.42 \text{ m}$; por

lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 2.80$

La energía de deformación es igual a $E_m = 879.75 \text{ ton.m}$

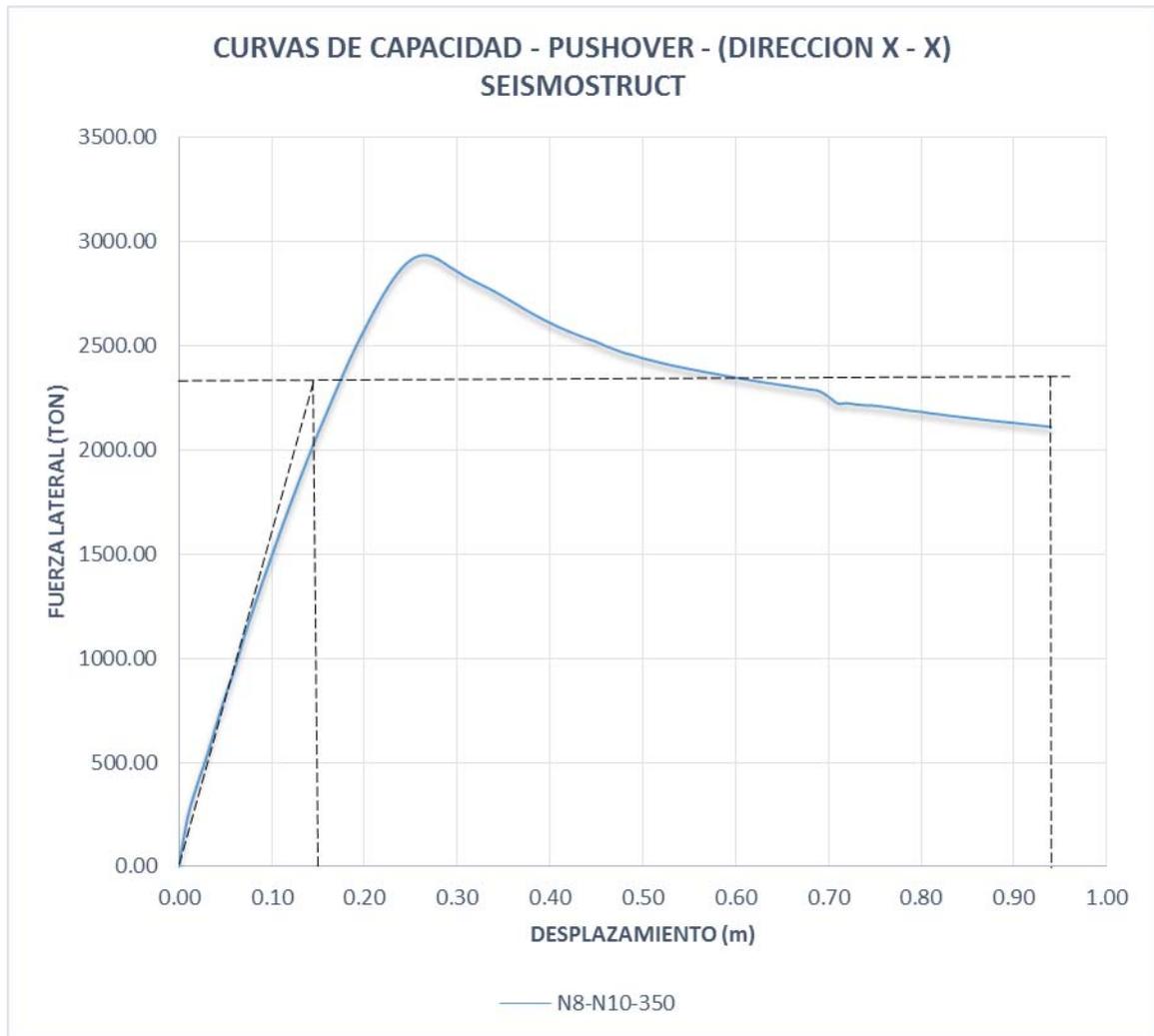


Fig. 4.83 Ductilidad y Energía de Deformación ($f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N8 – N10)

De acuerdo al grafico el desplazamiento de fluencia es $d_y = 0.15 \text{ m}$ y el $d_u = 0.92 \text{ m}$; por

lo tanto la ductilidad es de $\mu = d_u/d_y = 6.00$

La energía de deformación es igual a $E_m = 1,985.75 \text{ ton.m}$

A continuación se presenta los cuadros resumen de los resultados obtenidos en los diferentes programas de análisis, en cada una de las direcciones de la estructura.

CUADRO RESUMEN ETABS

CONDICION DE ANALISIS	ETABS (X - X)					ETABS (Y - Y)				
	DUCTILIDAD (μ)	ENERGIA (Em)	Dy (m)	Du (m)	Vy (Ton)	DUCTILIDAD (μ)	ENERGIA (Em)	Dy (m)	Du (m)	Vy (Ton)
CONCRETO 280	4.17	1468.75	0.17	0.71	2350.00	3.78	1363.00	0.19	0.72	2350.00
CONCRETO 350	4.73	1524.00	0.15	0.71	2400.00	3.73	1476.00	0.19	0.71	2400.00
CONCRETO 420	4.28	1310.75	0.13	0.60	2450.00	4.50	1568.00	0.16	0.72	2450.00
N1-N4-350	4.00	1512.00	0.18	0.72	2400.00	4.05	1603.13	0.19	0.77	2350.00
N5-N7-350	4.12	1548.00	0.17	0.70	2400.00	3.74	1476.00	0.19	0.71	2350.00
N8-N10-350	4.12	1476.00	0.17	0.70	2400.00	3.74	1445.25	0.19	0.71	2350.00

Tabla 4.21 Cuadro comparativo ETABS

CUADRO RESUMEN SAP2000

CONDICION DE ANALISIS	SAP2000 (X - X)					SAP2000 (Y - Y)				
	DUCTILIDAD (μ)	ENERGIA (Em)	Dy (m)	Du (m)	Vy (Ton)	DUCTILIDAD (μ)	ENERGIA (Em)	Dy (m)	Du (m)	Vy (Ton)
CONCRETO 280	6.00	1980.00	0.15	0.90	2400.00	4.38	2037.50	0.21	0.92	2500.00
CONCRETO 350	4.00	1750.00	0.20	0.80	2500.00	4.28	2027.25	0.21	0.90	2550.00
CONCRETO 420	7.08	2014.50	0.12	0.85	2550.00	4.36	1911.00	0.19	0.83	2600.00
N1-N4-350	4.56	1560.00	0.20	0.75	2500.00	4.38	2029.35	0.21	0.92	2500.00
N5-N7-350	5.00	1944.00	0.18	0.90	2400.00	4.28	1977.55	0.21	0.90	2450.00
N8-N10-350	4.22	1641.50	0.20	0.76	2450.00	4.24	1962.50	0.21	0.89	2500.00

Tabla 4.22 Cuadro comparativo SAP2000

CUADRO RESUMEN DE SISMOSTRUCT

CONDICION DE ANALISIS	SISMOSTRUCT (X - X)					SISMOSTRUCT (Y - Y)				
	DUCTILIDAD (μ)	ENERGIA (Em)	Dy (m)	Du (m)	Vy (Ton)	DUCTILIDAD (μ)	ENERGIA (Em)	Dy (m)	Du (m)	Vy (Ton)
CONCRETO 280	5.55	2184.00	0.18	1.00	2400.00	5.00	2115.00	0.20	1.00	2350.00
CONCRETO 350	2.50	795.00	0.15	0.38	2600.00	4.76	2148.00	0.21	1.00	2450.00
CONCRETO 420	1.65	594.75	0.17	0.28	3050.00	4.05	1937.00	0.21	0.85	2600.00
N1-N4-350	1.60	627.00	0.20	0.32	2850.00	4.76	2148.00	0.21	1.00	2400.00
N5-N7-350	2.80	879.75	0.15	0.42	2550.00	4.76	2148.00	0.21	1.00	2400.00
N8-N10-350	6.00	1985.75	0.15	0.92	2350.00	4.76	2148.00	0.21	1.00	2400.00

Tabla 4.23 Cuadro comparativo SISMOSTRUCT

4.3.2 PUNTO DE DESEMPEÑO

4.3.2.1 DEFINICIÓN DEL OBJETIVO DE DESEMPEÑO

Para definir un objetivo de desempeño es necesario conocer la ocupación a la que está destinada la edificación, el estado de la misma y la demanda sísmica de la estructura. De esta manera, se podrá establecer el estado daño esperado en la estructura. Basados en el sismo de diseño que propone la NTDS y el FEMA-356 se puede establecer un límite de daño que tendría la estructura ante un evento sísmico.

La NTDS considera un sismo de diseño que no se presente frecuentemente en la vida útil de la edificación, el cual posee una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años y un periodo de retorno de 475 años. Por otra parte, la FEMA-356 propone sismos con diferente probabilidad de ocurrencia y sus correspondientes periodos de retorno; donde para un sismo de diseño existe una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años en un periodo de retorno de 474 años, similar al detallado por la NTDS.

La FEMA-356 también describe que para dicho sismo de diseño, se estable un nivel de Seguridad de Vida como objetivo de desempeño.

4.3.2.2 REVISIÓN DEL OBJETIVO DE DESEMPEÑO

4.3.2.2.1 Límites de desplazamiento

El comportamiento de la estructura puede observarse al determinar los límites de desplazamientos y verificar la zona en la que se encuentra el punto de desempeño,

obteniendo así el nivel de desempeño de la estructura y comprobando si cumple con el objetivo de desempeño propuesto.

Si se utilizará el ATC-40, el objetivo de desplazamiento podría definirse una vez determinado el objetivo de desempeño por el método B, para poder comparar dicho desplazamiento con los límites de desplazamientos establecido por el ATC-40.

El ATC-40 propone límites de desplazamiento y derivas correspondientes a los niveles de desempeño.

Límites de Derivas de Entrepiso	Nivel de desempeño			
	Ocupación Inmediata	Control de Daños	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Deriva total máxima	0.01	0.01-0.02	0.02	$0.33 \frac{V_i}{F_i}$
Deriva inelástica máxima	0.005	0.005-0.015	No hay límite	No hay límite

Tabla 4.24 Límites de Deformación (ATC 40)

Donde:

F_i = Total de la carga gravitatoria en el nivel i .

V_i = Total de la fuerza lateral calculado para el nivel i .

Deriva total máxima = Es la deriva de entrepiso en el desplazamiento del punto de desempeño.

Deriva inelástica máxima = La porción de la deriva total máxima debajo del punto de desempeño efectivo.

Para el cálculo de los límites de desplazamiento y derivas de las estructuras de concreto se utilizan los establecidos en la FEMA 356, dado que son los que utiliza el programa en el método de análisis seleccionado.

Desplazamiento máximo permitido			Deriva máxima permisible		
Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
0.01h	0.02h	0.04h	0.01h _{sx}	0.02h _{sx}	0.04h _{sx}

Tabla 4.25 Límites de Desplazamiento y derivas (FEMA 356)

Donde:

h = *Altura total del edificio*

h_{sx} = *Altura del nivel i.*

4.3.2.3 MECANISMOS DE FALLA

Una vez aplicado el análisis no lineal a la estructura se determina el mecanismo de colapso debido a la formación de rótulas plásticas; de esta manera se identifica la magnitud de daño que se podría presentar en la estructura. Lo ideal es que se presenten mecanismos de colapsos primero en las vigas y posteriormente en las columnas, para que de esta manera la estructura resulte más segura, confiable y posea cierta resistencia, ductilidad y rigidez.

4.3.2.3.1 Objetivo de desempeño del edificio

El edificio está destinados para el uso de oficinas, por lo que requieren un objetivo de desempeño que brinde seguridad a los usuarios y que además, se establezca la prevención al colapso de los mismos luego de ocurrido un evento sísmico. A pesar de que la NTDS clasifique a las edificaciones como una estructura que posee niveles bajos de ocupación, es decir de función normal, los sismos de diseño que se designan a cada uno, corresponden a un nivel de desempeño de Seguridad de Vida según FEMA-356.

4.3.2.3.2 Niveles de desempeño estructural

El nivel de desempeño estructural de un edificio debe ser seleccionado de los cuatro niveles de desempeño estructural discretos y de los dos rangos intermedios de desempeño estructural.

Los niveles de desempeño estructural son: Ocupación Inmediata (S-1), Seguridad de Vida (S-3), Prevención del Colapso (S-5), y No considerado (S-6). Los rangos intermedios de desempeño estructural son: Rango de Control de Daños (S-2), y Rango de Seguridad Limitada (S-4).

Los criterios de aceptación por desempeño dentro del rango de desempeño de control de daño estructural, se obtienen interpolando los criterios de aceptación previstos para la ocupación inmediata y niveles de desempeño estructural de seguridad de vida. Los criterios de aceptación de desempeño dentro del rango de desempeño estructural de

seguridad limitada, se obtienen interpolando los criterios de aceptación para la seguridad de vida y niveles de desempeño estructural de prevención del colapso.

- El nivel de desempeño estructural Ocupación Inmediata (S-1).

Es el estado de daño posterior al sismo, en el cual solo daño estructural muy limitado ha ocurrido y, los sistemas básicos sismorresistentes del edificio conservan casi toda sus rigideces y fuerzas ante el evento presente. El riesgo de daños peligrosos para la vida como resultado del daño estructural es muy bajo y, aunque algunas reparaciones menores estructurales pueden ser apropiadas, estas generalmente no serían necesarias para la reocupación.

- Rango de desempeño estructural Control de Daños (S-2).

Es el rango continuo de los estados de daño entre los niveles de desempeño estructural de seguridad de vida (S-3) y ocupación inmediata (S-1). Diseñar por este rango de desempeño puede ser deseable para minimizar el tiempo de reparación y la interrupción de operación, como parte de los medios para proteger sus equipos y contenidos de valor o, para preservar importantes características históricas cuando el costo de diseño para la ocupación inmediata es excesivo.

- Nivel de desempeño estructural Seguridad de Vida (S-3).

Es el estado de daño posterior al sismo que incluye daño a los componentes estructurales, pero, retiene un margen ante el inicio de un colapso parcial o total de acuerdo a lo descrito en el FEMA 356 para niveles de desempeño estructural.

- Rango de desempeño estructural Seguridad Limitada (S-4).

Es el rango continuo de los estados de daño entre los niveles de desempeño estructural de seguridad de vida (S-3) y prevención del colapso (S-5).

- Nivel de desempeño estructural Prevención del Colapso (S-5).

Es el estado de daño posterior al sismo que incluye daños a los componentes estructurales, de tal forma que la estructura continua soportando cargas gravitatorias, pero no posee un margen contra el colapso de acuerdo a lo descrito en el FEMA 356 para niveles de desempeño estructural.

4.3.2.3.3 Niveles de desempeño no estructural

El nivel de desempeño no estructural de un edificio es seleccionado de los cinco niveles de desempeño no estructural discretos: Operacional (N-A), Ocupación Inmediata (N-B), Seguridad de Vida (N-C), Riesgos Reducidos (N-D) y No Considerado (N-E).

- Nivel de desempeño no estructural Operacional (N-A).

Es el estado del daño posterior al sismo, en el cual los componentes no estructurales son hábiles para soportar las funciones ante el sismo presente en el edificio.

- Nivel de desempeño no estructural Ocupación Inmediata (N-B).

Es el estado del daño posterior al sismo, que incluye el daño estructural a los componentes no estructurales, además de accesos al edificio y sistemas de Seguridad de Vida (generalmente permanecen disponibles y operables), siempre que la alimentación de energía esté disponible.

- Nivel de desempeño no estructural Seguridad de Vida (N-C).

Es el estado del daño posterior al sismo, que incluye daño estructural a los componentes no estructurales, pero el daño no es amenazante hacia la vida.

- Nivel de desempeño no estructural Riesgos Reducidos (N-D).

Es el estado del daño posterior al sismo, en el cual el daño estructural a los componentes no estructurales podría potencialmente crear riesgos decrecientes, además de altos riesgos en dichos componentes, pero los cuales son asegurados y no caen en zonas de público general. Preservación de la salida, protección de incendios, y problemas similares a la seguridad de vida, no son el objetivo en este nivel de desempeño no estructural.

Una rehabilitación del edificio que no responde a los componentes no estructurales se clasificará como desempeño no estructural No Considerado (N-E). A continuación, se presenta los rangos y niveles de desempeño estructural y no estructural que pueden combinarse en una edificación:

Niveles de desempeño no estructural	Niveles y rangos de desempeño estructural					
	S-1 Ocupación Inmediata	S-2 Rango de Control de Daños	S-3 Seguridad de Vida	S-4 Rango de Seguridad Limitada	S-5 Prevención del Colapso	S-6 No considerado
N-A Operacional	Operacional 1-A	2-A	No recomendado	No recomendado	No recomendado	No recomendado
N-B Ocupación Inmediata	Ocupación Inmediata 1-B	2-B	3-B	No recomendado	No recomendado	No recomendado
N-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	Seguridad de vida 3-C	4-C	5-C	6-C
N-D Riesgos Reducidos	No recomendado	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E No considerados	No recomendado	No recomendado	No recomendado	4-E	Prevención del colapso 5-E	No rehabilitado

Tabla 4.26 Niveles y rangos de desempeño específicos del edificio (FEMA 356)

4.3.2.3.4 Proceso para determinar la demanda sísmica (*Método de espectro de capacidad*)

El desarrollo de la curva de capacidad es útil porque permite conocer las características de desempeño de una edificación. Sin embargo, para determinar si es aceptable respecto a un objetivo de desempeño, es necesario estimar el desplazamiento máximo probable asociado a una solicitud sísmica.

Con el fin de poder cumplir con un nivel de desempeño fijado, se debe determinar el desplazamiento máximo probable para que sea consistente con la demanda sísmica, ya sea mediante el método del espectro de capacidad (punto de desempeño) o el método de los coeficientes (desplazamiento objetivo)

Este método confronta mediante un procedimiento gráfico la capacidad de la estructura y la demanda sísmica. Para emplear el “Método del espectro de capacidad” es necesario convertir la Curva de Capacidad, que está en términos del cortante basal y desplazamiento del techo, a un Espectro de Capacidad, que es una representación de la Curva de Capacidad en un formato de Espectro de Respuesta Aceleración – desplazamiento ($S_a - S_d$).

Para transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad se calcula el factor de participación del primer modo (FP_1) y el coeficiente de masa modal (α_1) usando las ecuaciones siguientes:

$$FP_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right) \right]}{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right) \right]} \quad (4.2)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right) \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g} \right) \right] \left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right) \right]} \quad (4.3)$$

Donde:

w_i/g = Es la masa asignada al nivel i .

ϕ_i = Es la amplitud del modo 1 en el nivel i .

Para cada punto de la curva de capacidad (V vs. δ_{TECHO}), se calcula el punto asociado S_a vs. S_d utilizando las ecuaciones siguientes:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (4.4)$$

$$S_d = \frac{\delta_{TECHO}}{FP_1 \phi_{TECHO}} \quad (4.5)$$

Donde:

V = Es el cortante basal

W = Es el peso total de la estructura

δ_{TECHO} = Es el desplazamiento en el último piso.

Para emplear el método de espectro de capacidad también se requiere convertir la curva de espectro de aceleraciones ($S_a - T$), a una curva de Espectro de Respuesta Aceleración – Desplazamiento ($S_n - S_d$).

Para convertir el espectro de diseño del formato estándar ($S_a - T$) al formato espectral, se determina el valor del desplazamiento espectral (S_{dt}) para cada punto en la curva, mediante la ecuación 4.6:

$$S_{dt} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{at} g \quad (4.6)$$

Donde:

T_i = Es el período en segundos, que corresponde a un punto (S_{at}, S_{dt}) del espectro de demanda.

El espectro de respuesta elástico debe ser sucesivamente ajustado para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado. Para niveles altos de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía, con mayor probabilidad si la estructura cuenta con dispositivos de disipación, en cuyo caso, la demanda sísmica inicial debe ser reducida en proporción al incremento del amortiguamiento efectivo.

4.3.2.3.5 Representación bilineal del Espectro de Capacidad

Para poder estimar el amortiguamiento efectivo y reducir el espectro de demanda, se requiere una representación bilineal de la curva de espectro de capacidad (ver Fig. 4.84).

Para construir la representación bilineal se define el punto (a_{pt}, d_{pt}) , el cual es un punto inicial de prueba, a partir del cual se reducirá el espectro de demanda; luego si las coordenadas del punto en la intersección del espectro de demanda reducido con el espectro de capacidad coinciden en este punto o si está dentro de un 5 % del desplazamiento del punto de desempeño tentativo, éste será el punto de desempeño. Si la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad no está dentro de la tolerancia indicada, entonces un nuevo punto es seleccionado y el proceso se repite.

Según el ATC – 40 la determinación del punto de desempeño requiere de un proceso iterativo, de tal manera que se satisfaga los criterios siguientes:

1. El punto debe descansar en la curva de espectro de capacidad para representar a la estructura en un desplazamiento dado.
2. El punto también debe descansar en el espectro de demanda reducido, ya que éste, representa la degradación de la estructura para el mismo desplazamiento. Para este método, la reducción del espectro se efectúa a través del empleo de factores que están en función al amortiguamiento efectivo.

Para poder construir la representación bilineal se traza una recta a partir del origen con una pendiente similar a la rigidez inicial de la estructura, luego se dibuja la segunda línea

a partir del punto (Sd_{y1}, Sa_{y1}) hasta que cruce la primera línea, de manera que el área A_1 , sea igual al área A_2 , el punto de intersección de ambas rectas definirá el punto (Sd_y, Sa_y) .

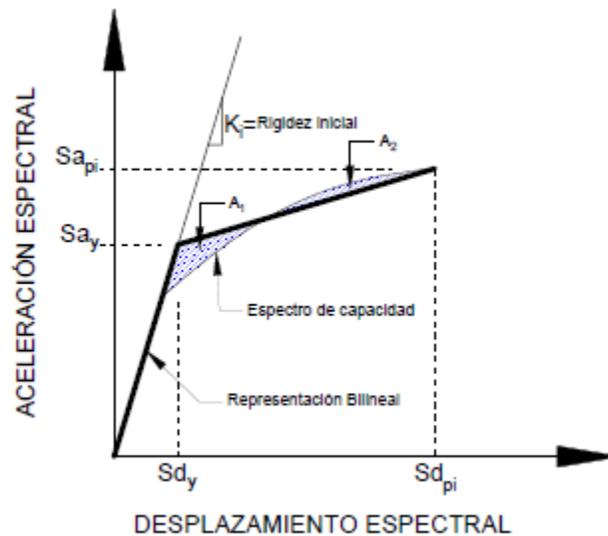


Fig. 4.84 Representación bilineal de la curva de capacidad

4.3.2.3.6 Determinación del punto de desempeño

Una vez que se han determinado la curva de capacidad y se ha definido el desplazamiento de demanda, se puede evaluar el desempeño de la estructura, en la cual se verifica que los componentes estructurales y no estructurales no estén dañados más allá de los límites aceptables del desempeño objetivo.

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento de la estructura esperado para una determinada demanda sísmica. Su localización es aproximada y puede estar

dentro de un intervalo de aceptabilidad del 5% del $\frac{d_{pr}}{L}$ a cada lado, es decir, dentro del punto de prueba previamente seleccionado.

En el capítulo II, se establecieron los procedimientos para la determinación del punto de desempeño. A continuación se presenta un resumen de los puntos de desempeño encontrado para dada condición de sobrerresistencia, para los distintos programas de análisis utilizado.

Programa ETABS:

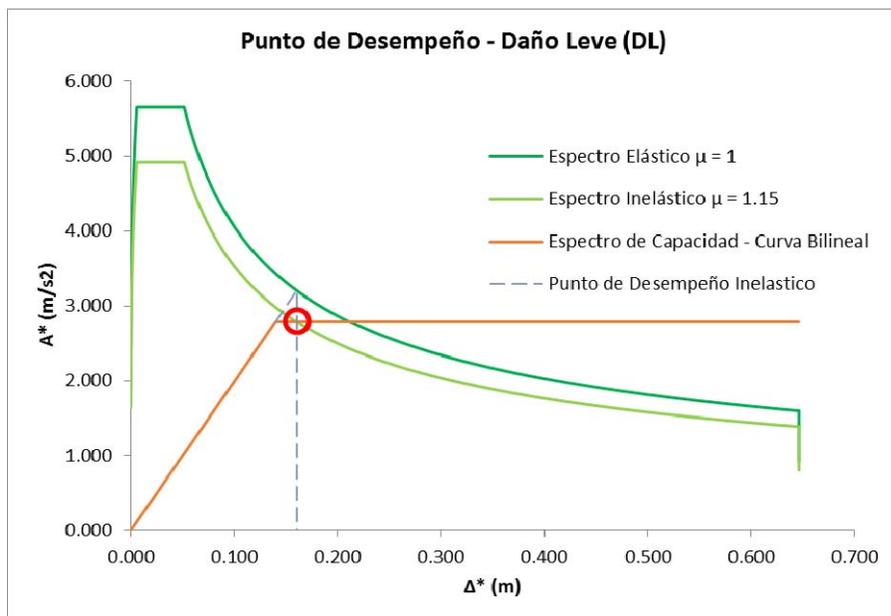


Fig. 4.85 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DL)

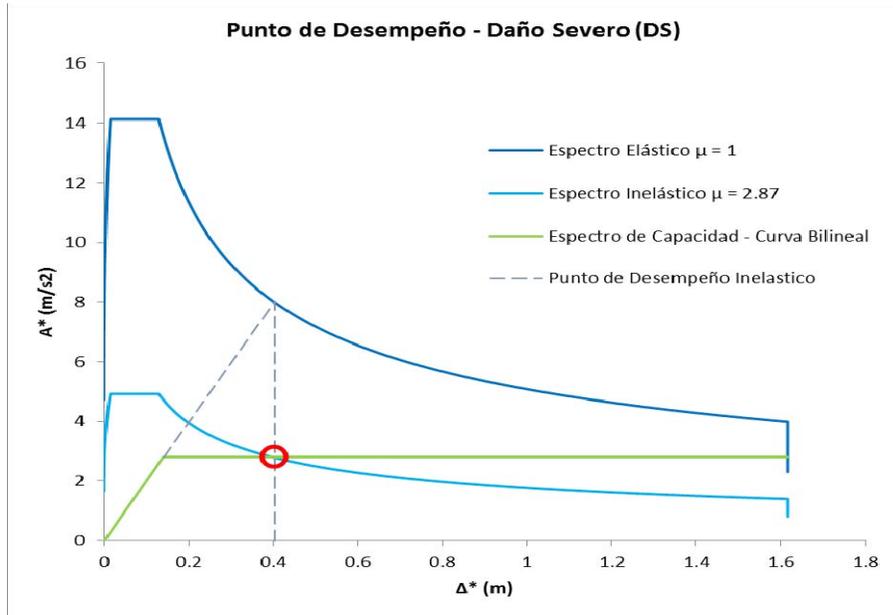


Fig. 4.86 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DS)

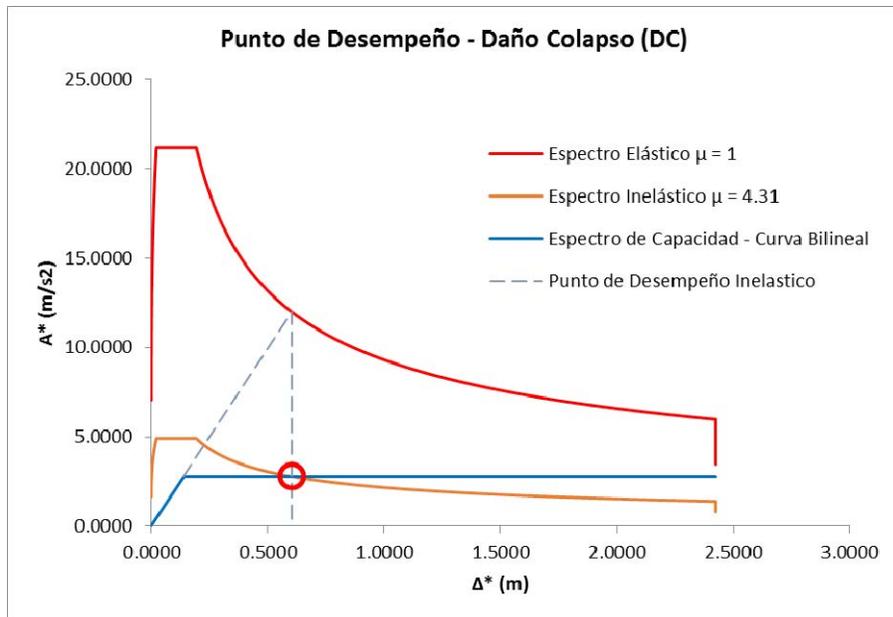


Fig. 4.87 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DC)

CUADRO RESUMEN ETABS (PUNTO DE DESEMPEÑO)

CONDICION DE ANALISIS	ETABS (X - X)						ETABS (Y - Y)					
	PUNTO DE DESEMPEÑO (DL) m		PUNTO DE DESEMPEÑO (DS)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DC)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DL)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DS)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DC)	
	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF
CONCRETO 280	0.16	0.21	0.40	0.53	0.60	0.80	0.18	0.23	0.44	0.58	0.66	0.87
CONCRETO 350	0.15	0.20	0.37	0.49	0.56	0.74	0.16	0.22	0.39	0.52	0.62	0.82
CONCRETO 420	0.13	0.18	0.34	0.45	0.52	0.69	0.16	0.21	0.37	0.49	0.58	0.77
N1-N4-350	0.16	0.21	0.38	0.51	0.57	0.76	0.17	0.23	0.43	0.57	0.65	0.86
N5-N7-350	0.16	0.21	0.39	0.51	0.58	0.77	0.17	0.23	0.43	0.56	0.64	0.85
N8-N10-350	0.16	0.21	0.40	0.52	0.59	0.79	0.17	0.23	0.43	0.57	0.65	0.86

Tabla 4.27 Resumen de puntos de desempeño utilizando ETABS

Programa SAP2000

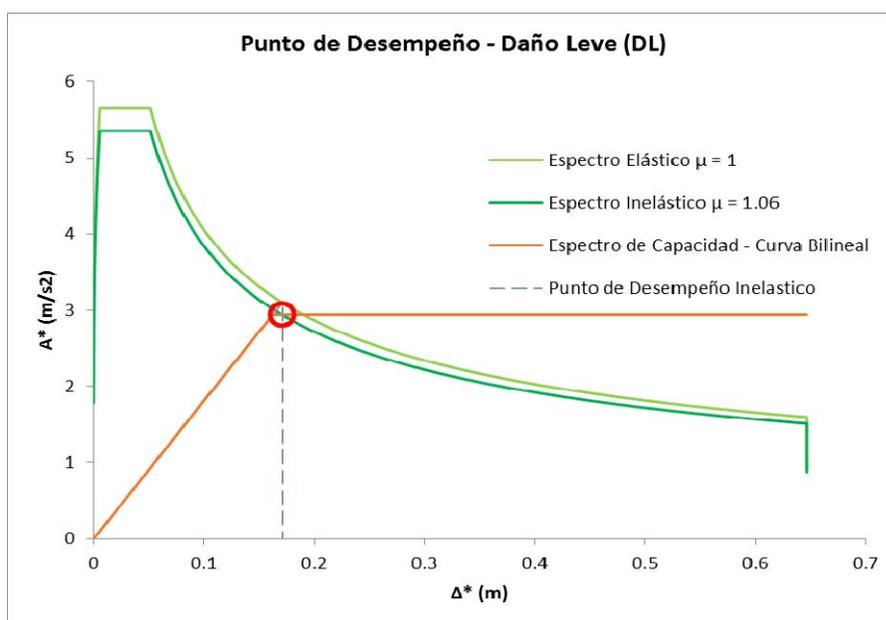


Fig. 4.88 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DL)

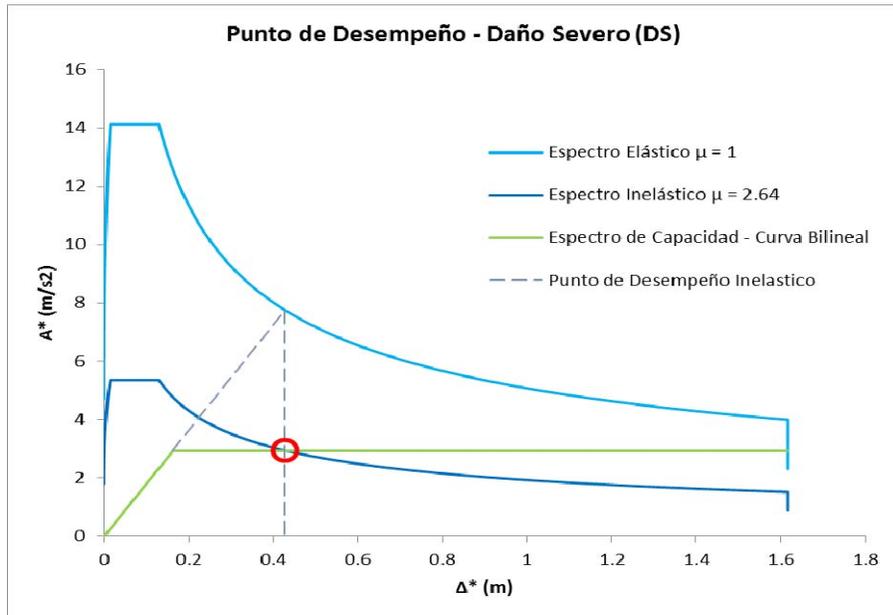


Fig. 4.89 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DS)

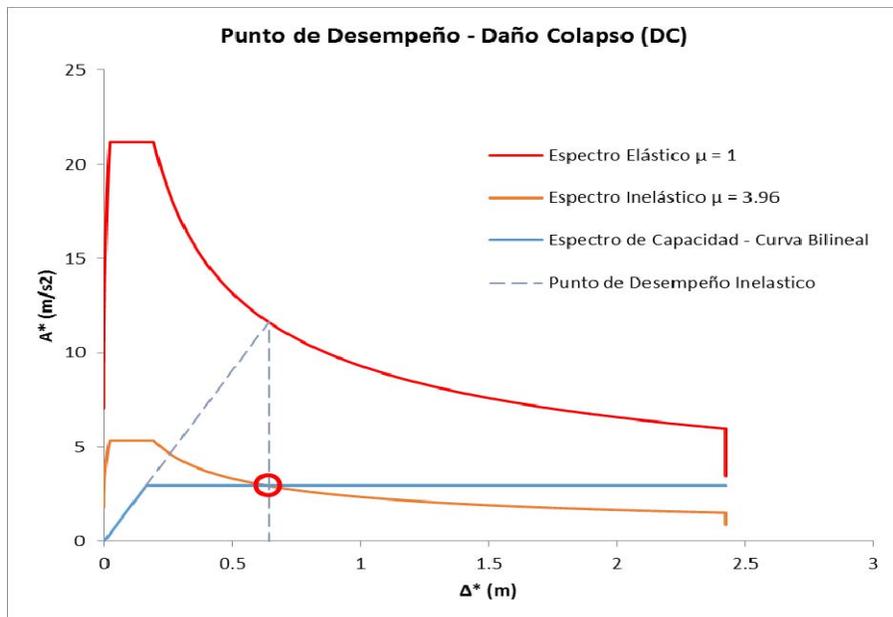


Fig. 4.90 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DC)

CUADRO RESUMEN SAP2000 (PUNTO DE DESEMPEÑO)

CONDICION DE ANALISIS	SAP2000 (X - X)						SAP2000 (Y - Y)					
	PUNTO DE DESEMPEÑO (DL) m		PUNTO DE DESEMPEÑO (DS)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DC)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DL)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DS)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DC)	
	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF
CONCRETO 280	0.17	0.23	0.43	0.57	0.64	0.85	0.18	0.24	0.46	0.61	0.69	0.92
CONCRETO 350	0.17	0.23	0.43	0.57	0.64	0.85	0.18	0.24	0.44	0.59	0.67	0.88
CONCRETO 420	0.15	0.20	0.38	0.51	0.57	0.76	0.17	0.23	0.43	0.58	0.65	0.86
N1-N4-350	0.17	0.23	0.43	0.57	0.65	0.86	0.18	0.24	0.46	0.61	0.69	0.92
N5-N7-350	0.17	0.23	0.43	0.57	0.64	0.85	0.18	0.24	0.45	0.60	0.68	0.90
N8-N10-350	0.15	0.21	0.43	0.57	0.58	0.77	0.19	0.25	0.48	0.63	0.72	0.95

Tabla 4.28 Resumen de puntos de desempeño utilizando SAP2000

Programa SEISMOSTRUCT

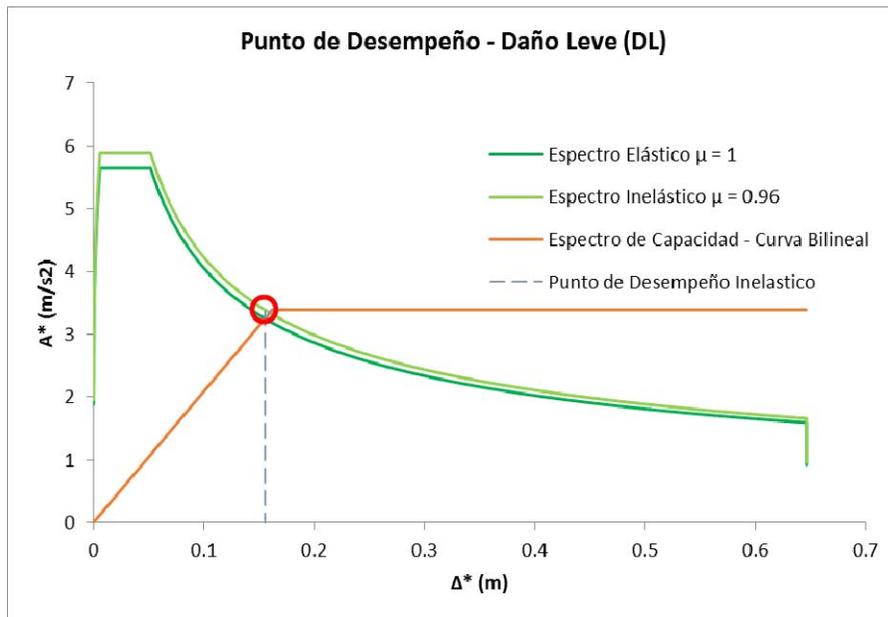


Fig. 4.91 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DL)

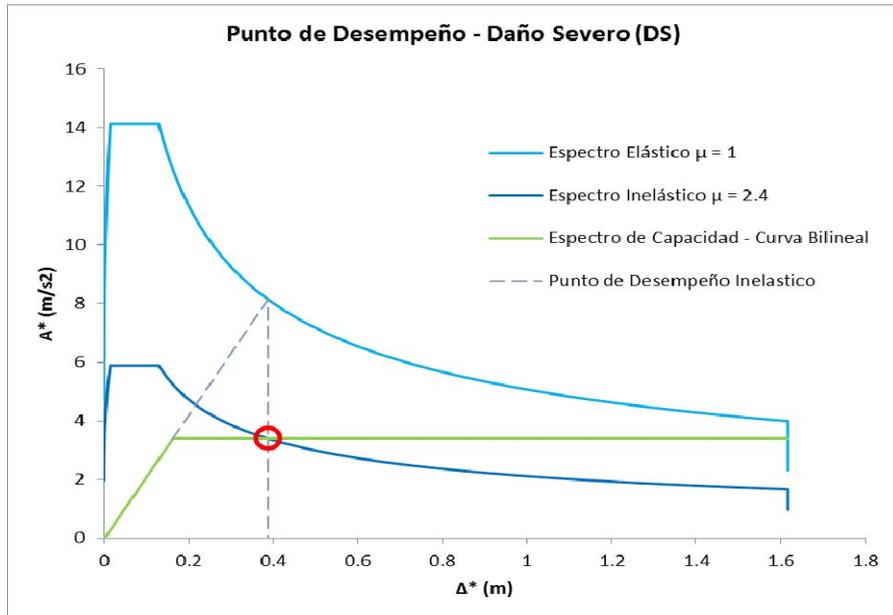


Fig. 4.92 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DS)

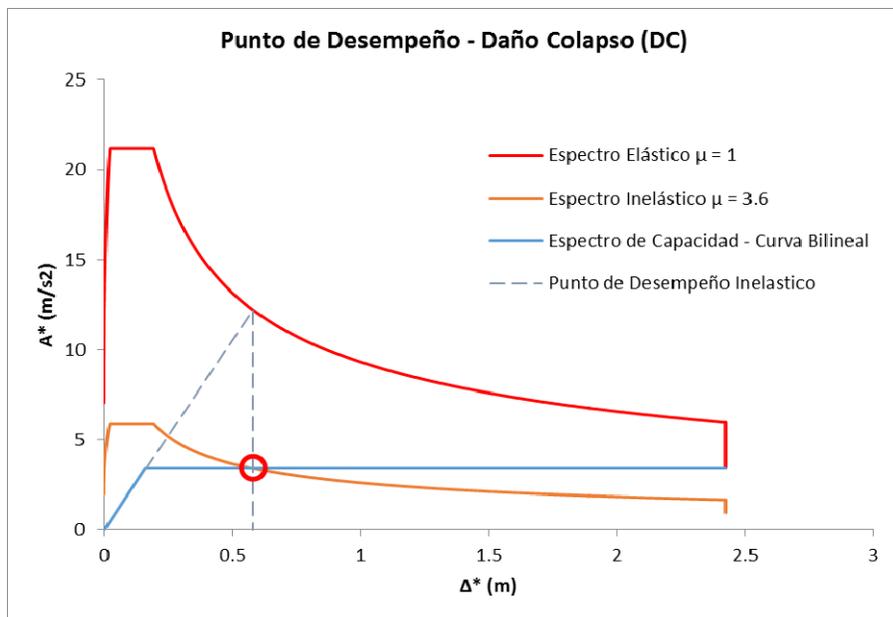


Fig. 4.93 Punto de desempeño X – X, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (DC)

CUADRO RESUMEN SEISMOSTRUCT (PUNTO DE DESEMPEÑO)

CONDICION DE ANALISIS	SEISMOSTRUCT (X - X)						SEISMOSTRUCT (Y - Y)					
	PUNTO DE DESEMPEÑO (DL) m		PUNTO DE DESEMPEÑO (DS)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DC)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DL)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DS)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DC)	
	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF
CONCRETO 280	0.16	0.21	0.39	0.51	0.58	0.77	0.18	0.23	0.44	0.58	0.66	0.88
CONCRETO 350	0.15	0.20	0.37	0.49	0.55	0.73	0.17	0.22	0.42	0.55	0.63	0.83
CONCRETO 420	0.14	0.19	0.35	0.47	0.53	0.70	0.16	0.21	0.40	0.53	0.60	0.80
N1-N4-350	0.15	0.20	0.38	0.51	0.58	0.76	0.17	0.23	0.44	0.58	0.65	0.87
N5-N7-350	0.15	0.20	0.38	0.51	0.57	0.76	0.17	0.23	0.43	0.58	0.65	0.86
N8-N10-350	0.14	0.19	0.36	0.47	0.54	0.71	0.18	0.23	0.44	0.58	0.66	0.87

Tabla 4.29 Resumen de puntos de desempeño utilizando SEISMOSTRUCT

4.3.3 OBETIVOS DE DESEMPEÑO

Se determinan los límites de desplazamientos para la estructura y se comparan únicamente con el punto de desempeño para cada condición de sobrerresistencia evaluado en ambas direcciones de análisis. Para el cálculo de los límites se desplazamientos, se utilizan los parámetros establecidos en la FEMA 356.

Altura del edificio (cm)	Eje	Cortante basal (ton)	Desplazamiento en el punto de desempeño (cm)	Desplazamiento máximo permitido (cm)			
				NTDS	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
				0.015h	0.01h	0.02h	0.04h
3,400	X,Y	Ver cuadro	Ver graficas	51.00	34.00	68.00	136.00

Tabla 4.30 Límites desplazamientos de la estructura de gran altura y desplazamiento en el punto de desempeño

A continuación se presenta las gráficas correspondientes para determinar el comportamiento de la estructura para cada condición de análisis.

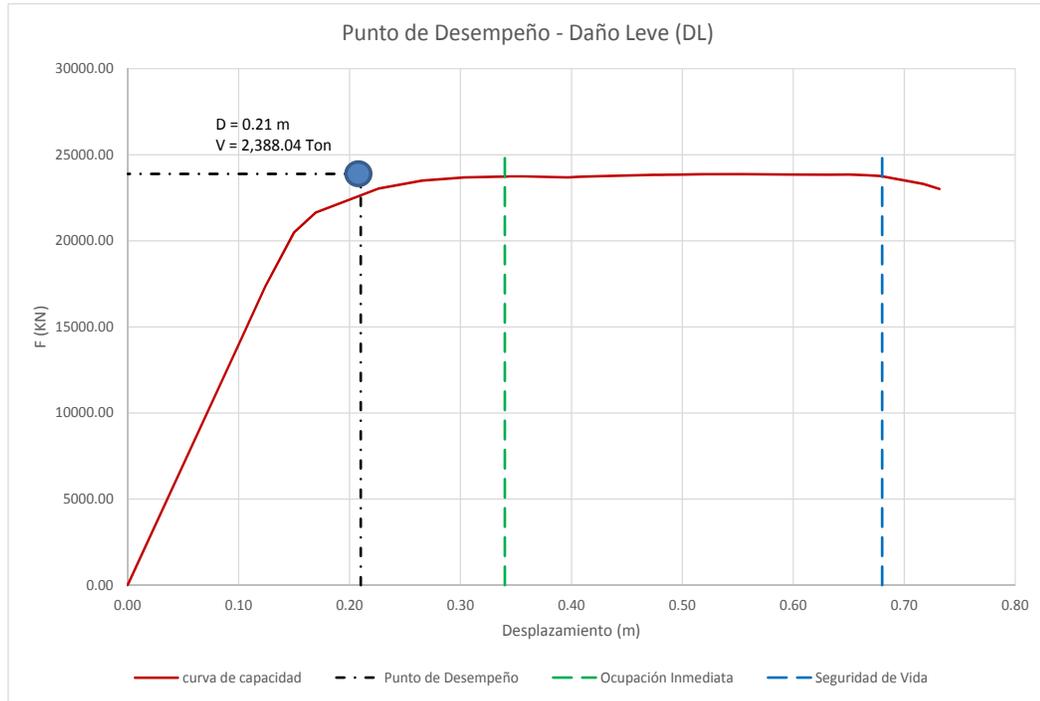


Fig. 4.94 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ "ETABS" X-X

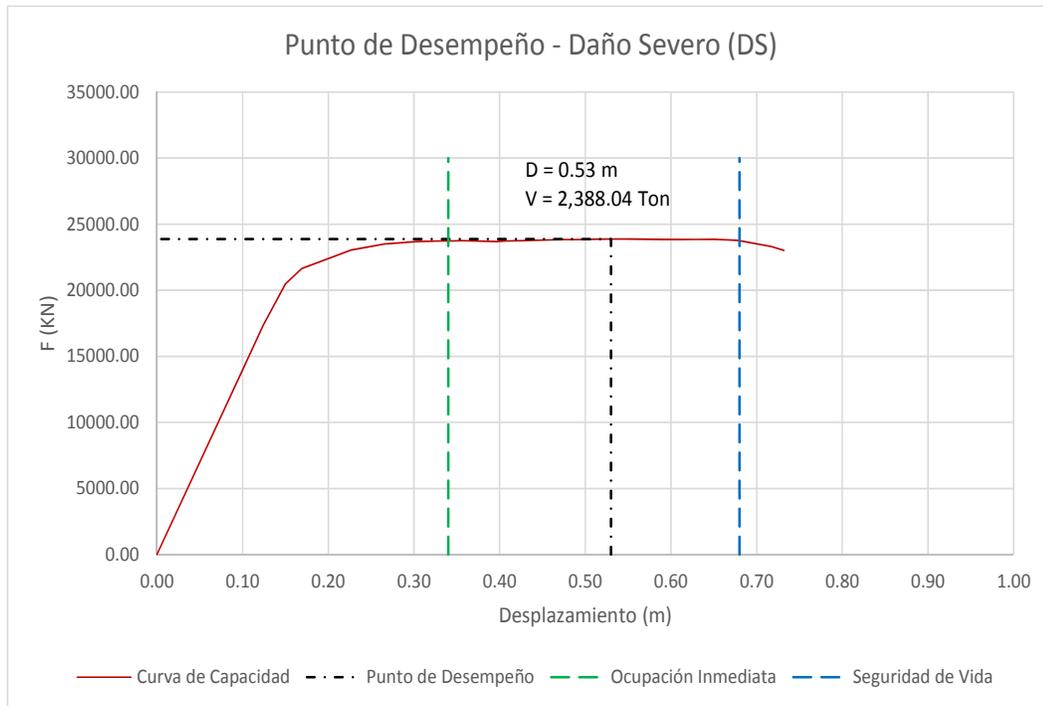


Fig. 4.95 Niveles de desempeño (daño severo) para concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ "ETABS" X-X

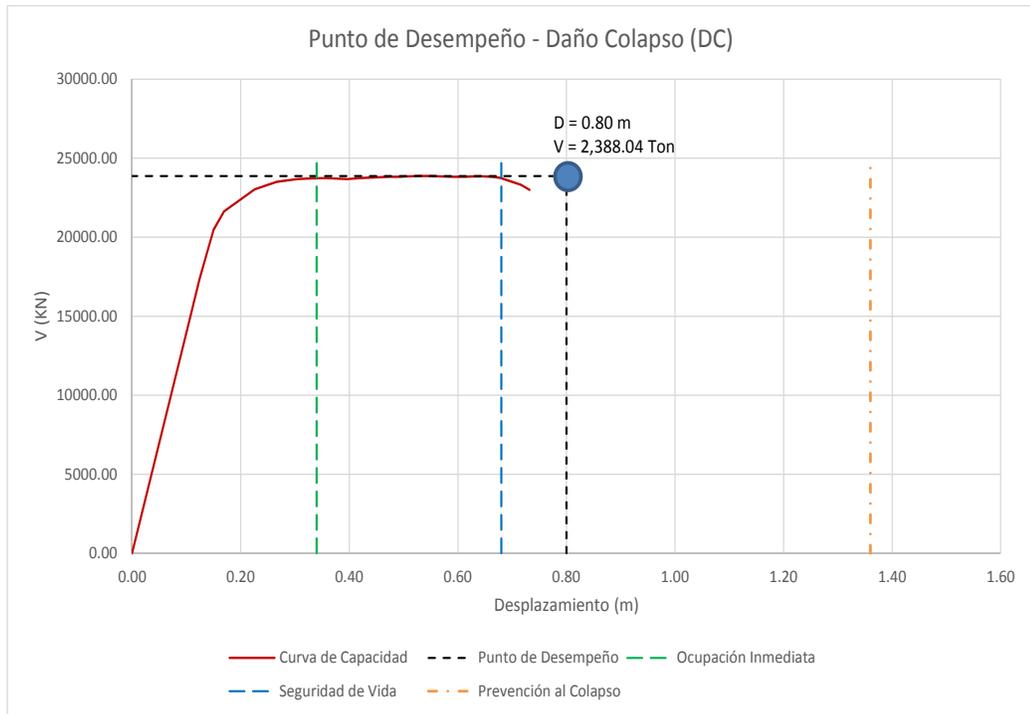


Fig. 4.96 Niveles de desempeño (daño colapso) para concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ "ETABS" X-X

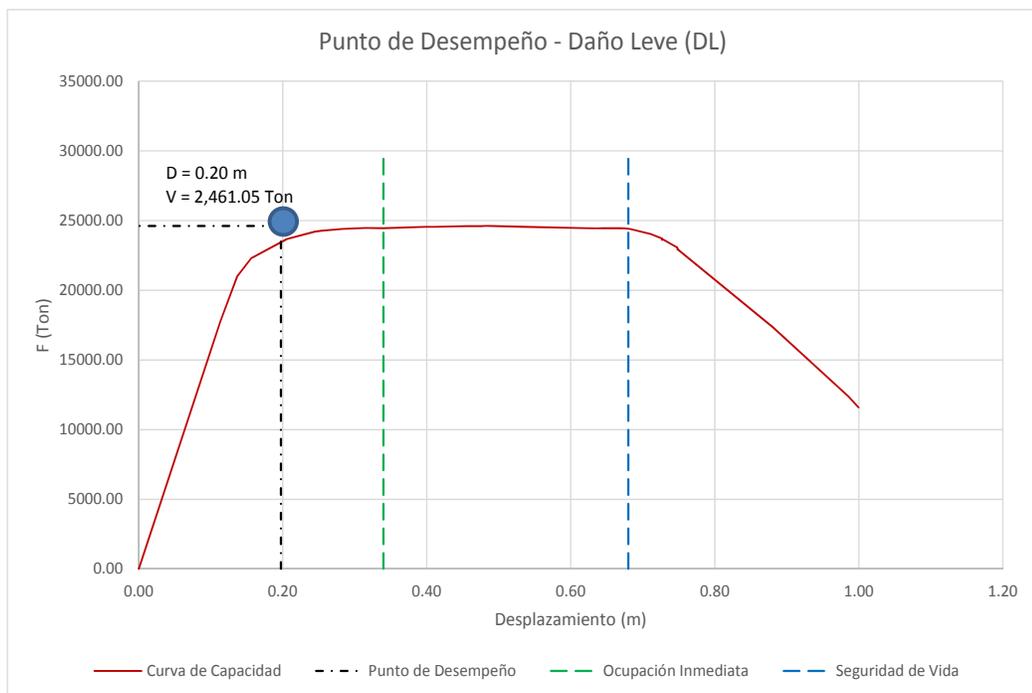


Fig. 4.97 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ "ETABS" X-X

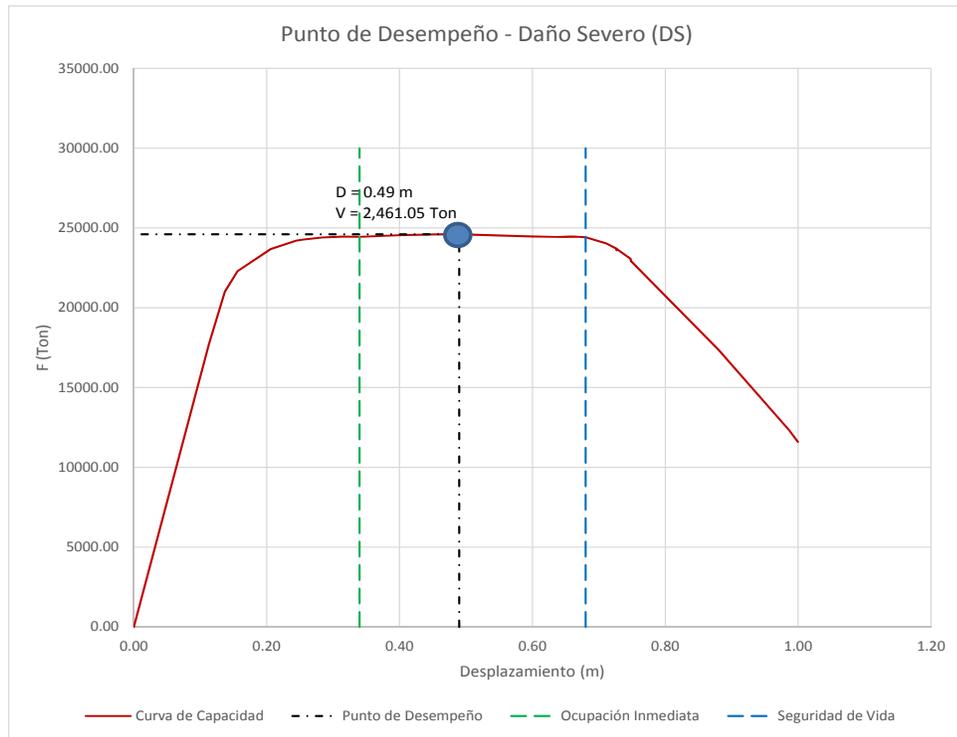


Fig. 4.98 Niveles de desempeño (daño severo) para concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ "ETABS" X-X

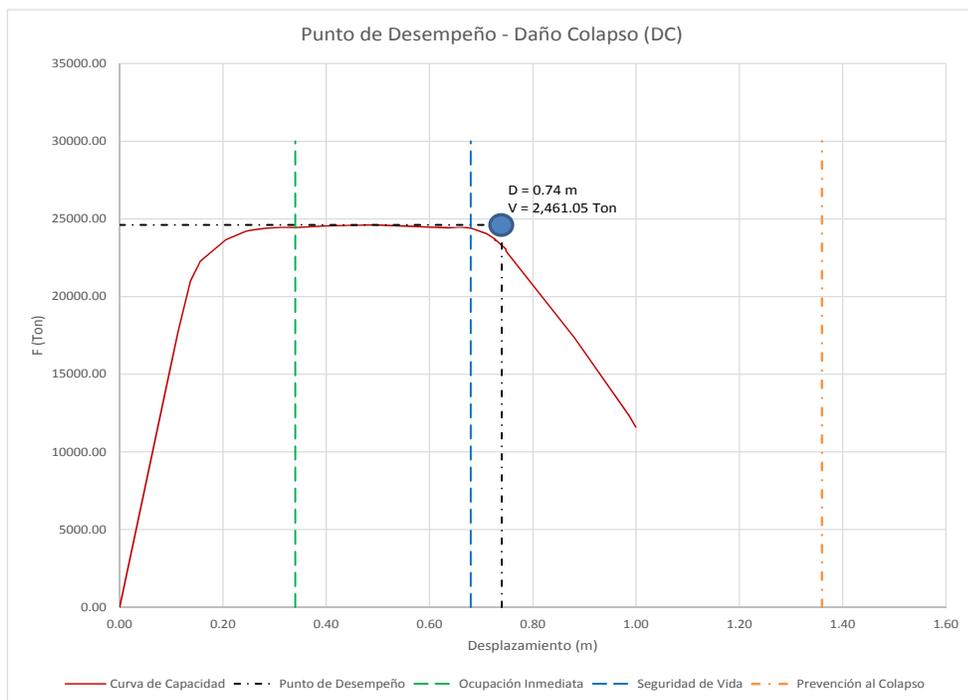


Fig. 4.99 Niveles de desempeño (daño colapso) para concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ "ETABS" X-X

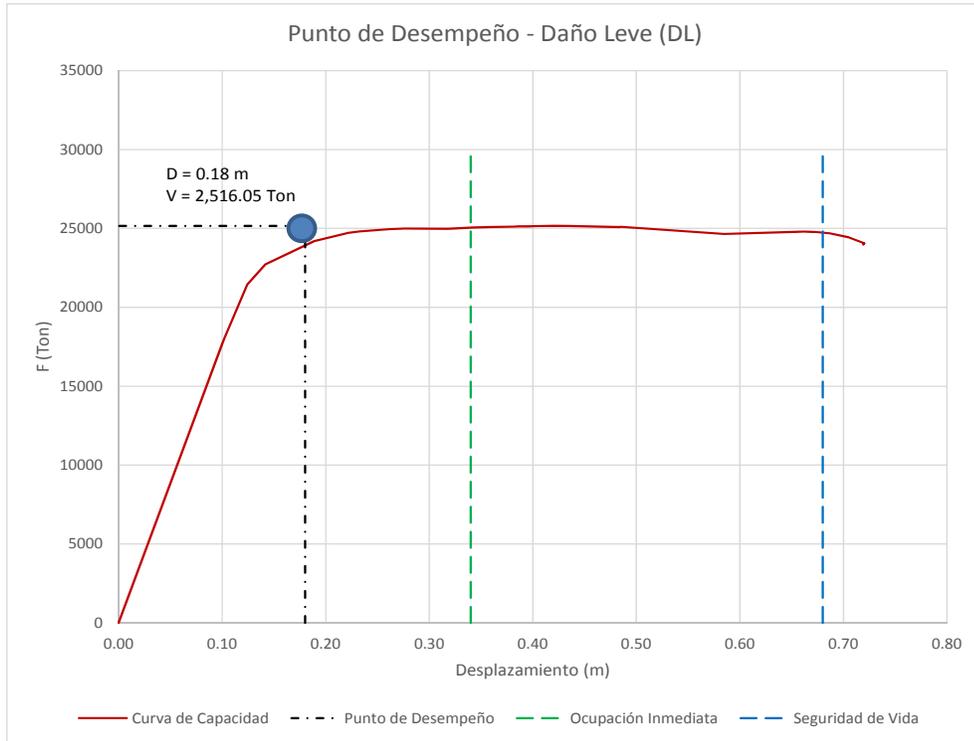


Fig. 4.100 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$ "ETABS" X-X

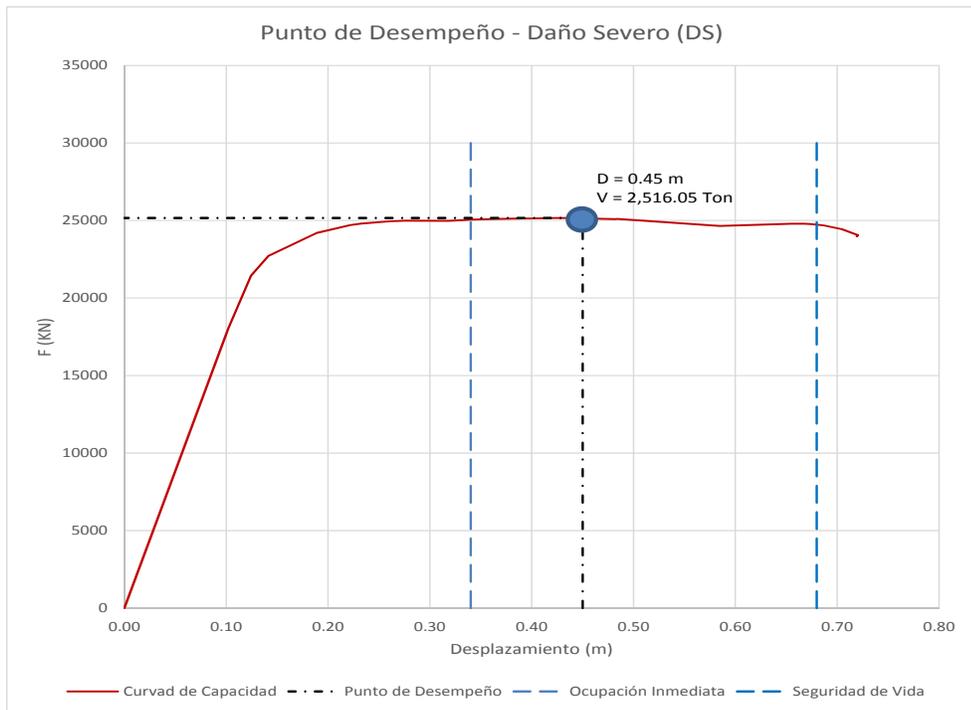


Fig. 4.101 Niveles de desempeño (daño severo) para concreto $f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2$ "ETABS" X-X

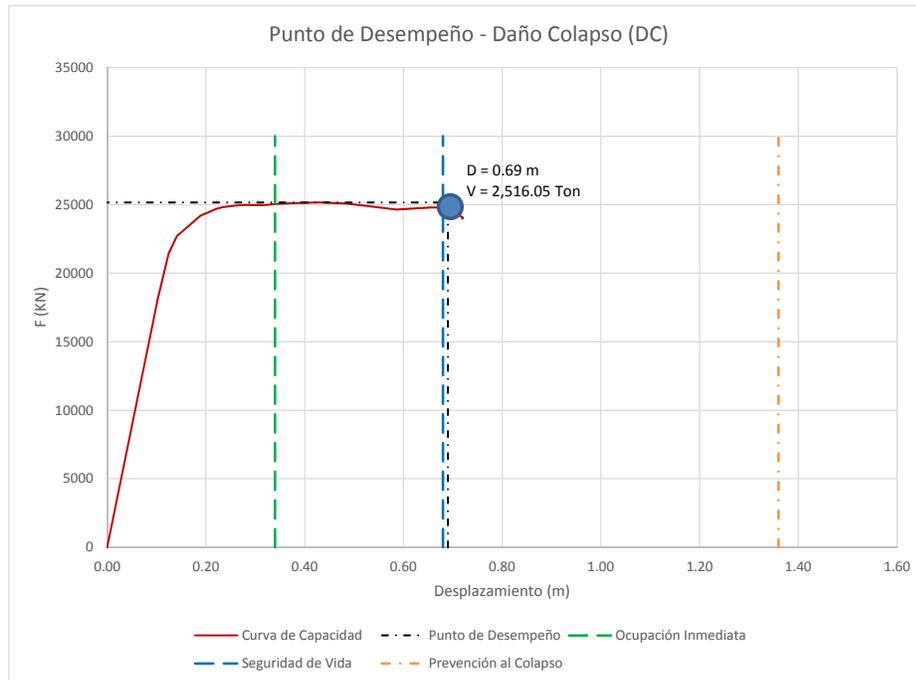


Fig. 4.102 Niveles de desempeño (daño colapso) para concreto $f^c = 420 \text{ kg/cm}^2$ "ETABS" X-X

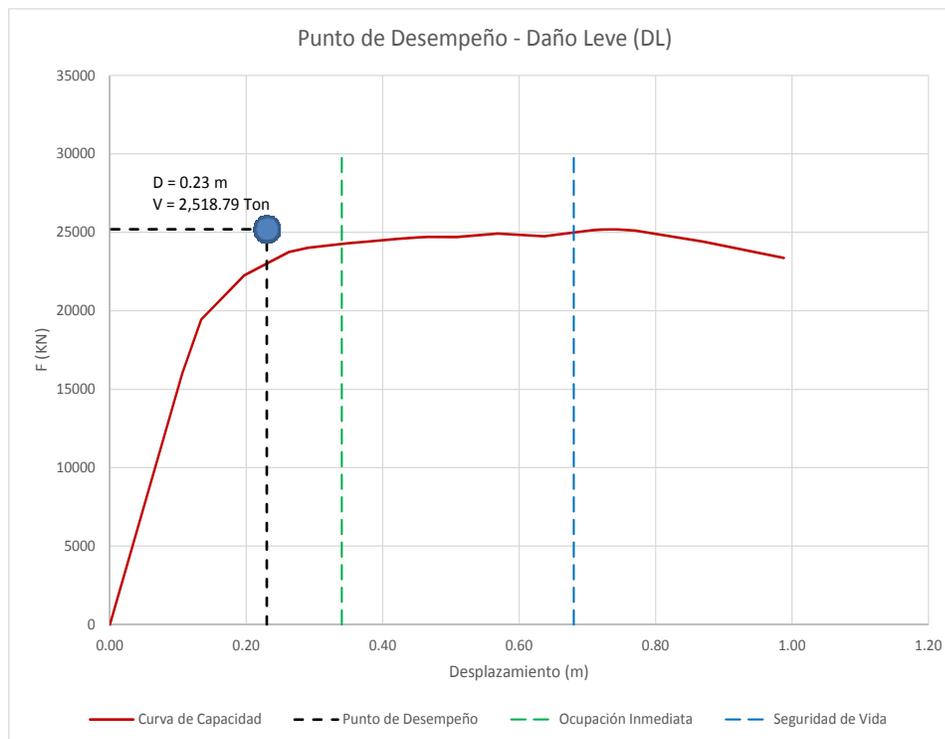


Fig. 4.103 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$ "SAP2000" X-X

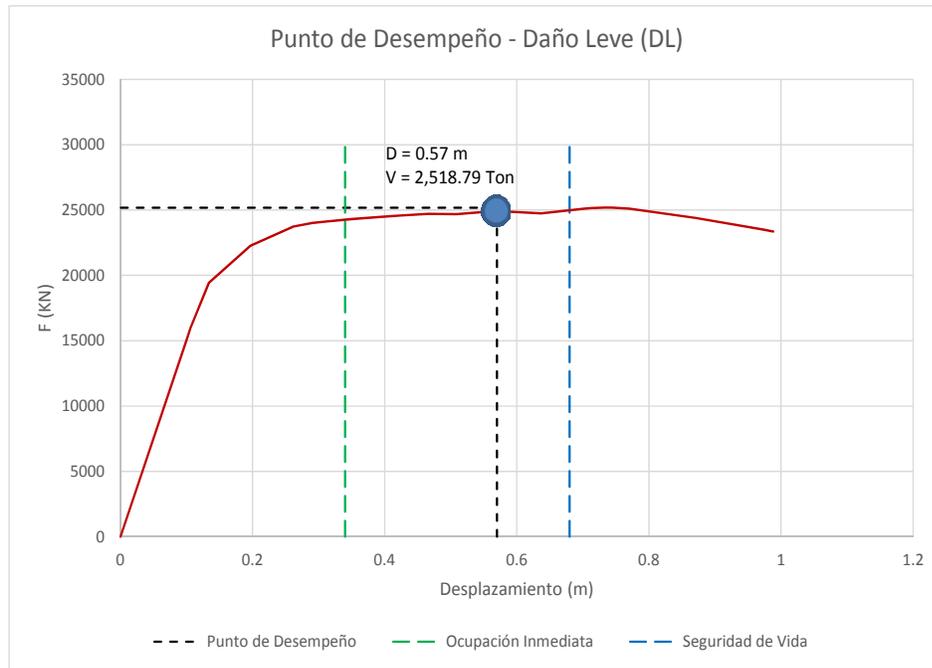


Fig. 4.104 Niveles de desempeño (daño severo) para concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ "SAP2000" X-X

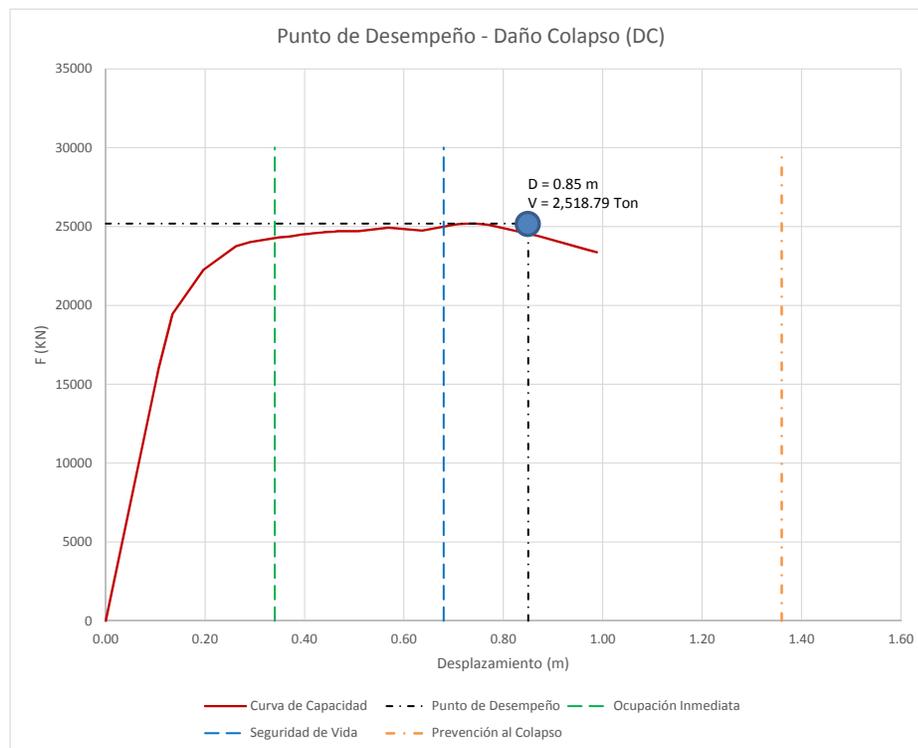


Fig. 4.105 Niveles de desempeño (daño colapso) para concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ "SAP2000" X-X

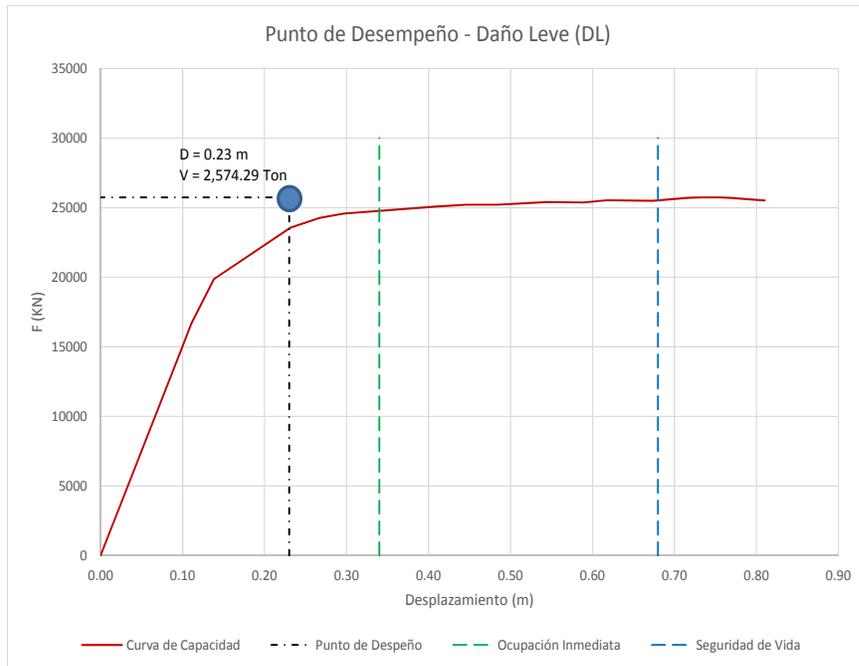


Fig. 4.106 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ "SAP2000" X-X

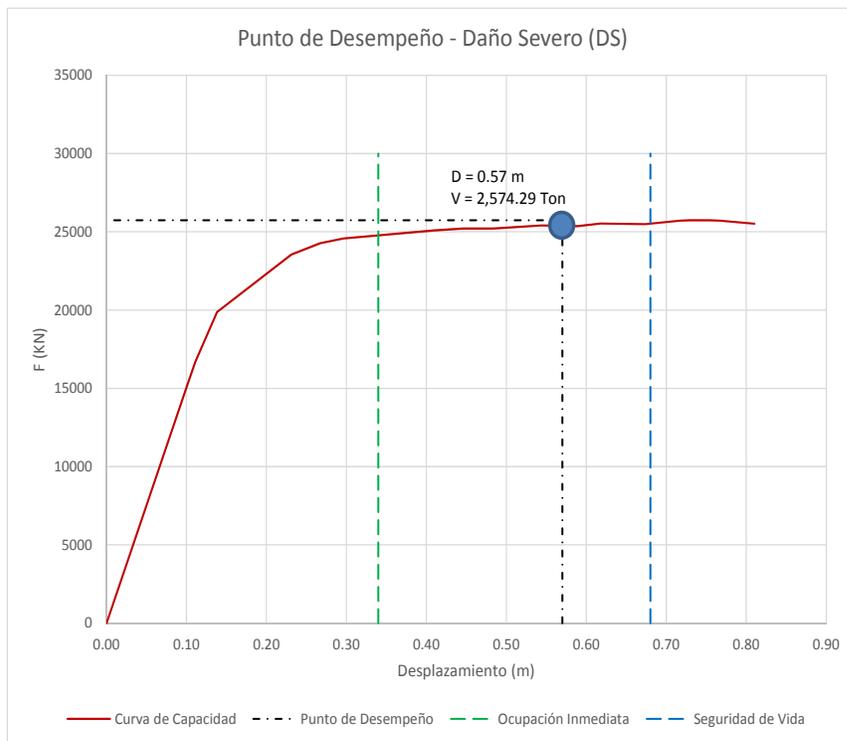


Fig. 4.107 Niveles de desempeño (daño severo) para concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ "SAP2000" X-X

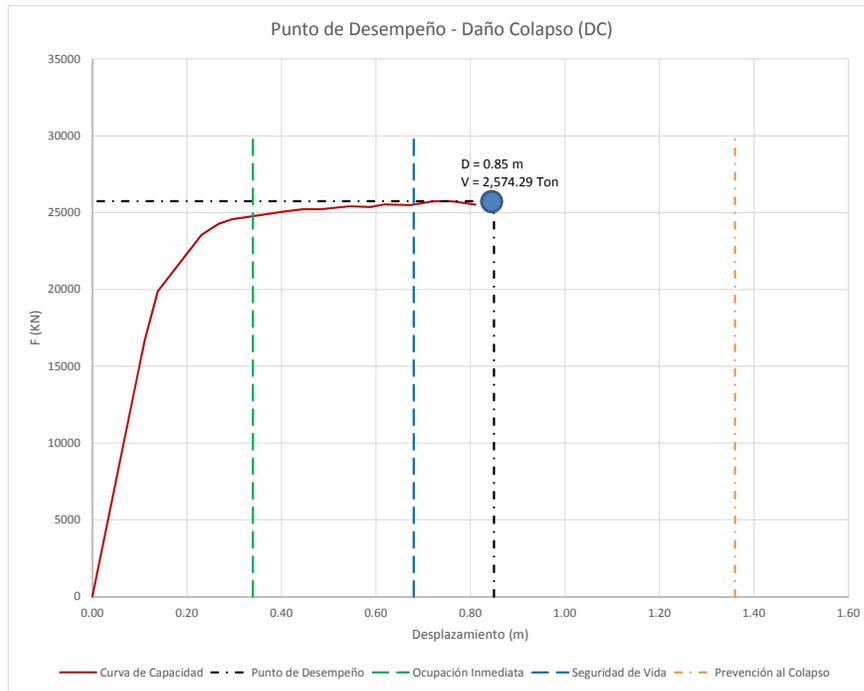


Fig. 4.108 Niveles de desempeño (daño colapso) para concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ "SAP2000" X-X

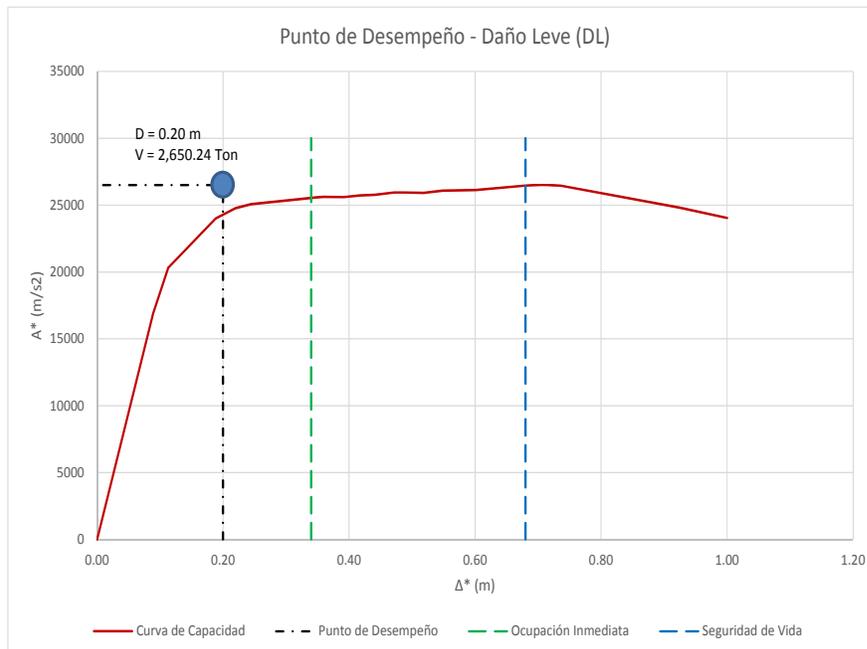


Fig. 4.109 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ "SAP2000" X-X

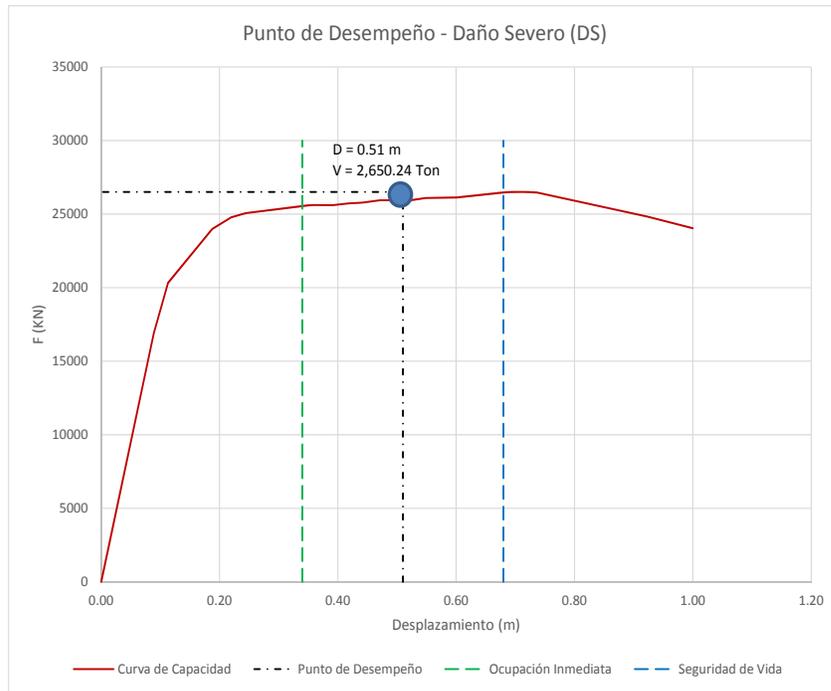


Fig. 4.110 Niveles de desempeño (daño severo) para concreto $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ "SAP2000" X-X

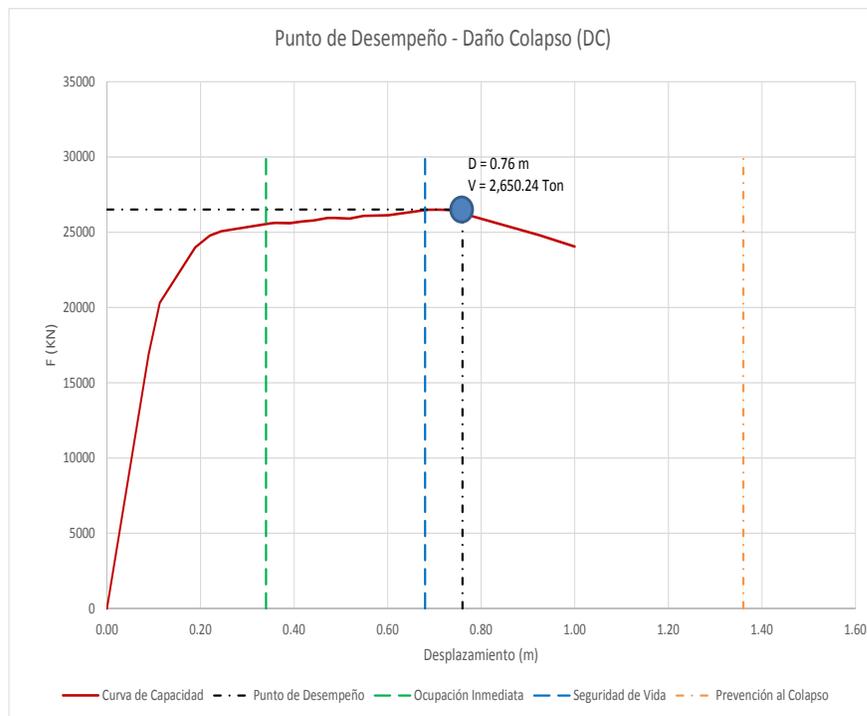


Fig. 4.111 Niveles de desempeño (daño colapso) para concreto $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ "SAP2000" X-X

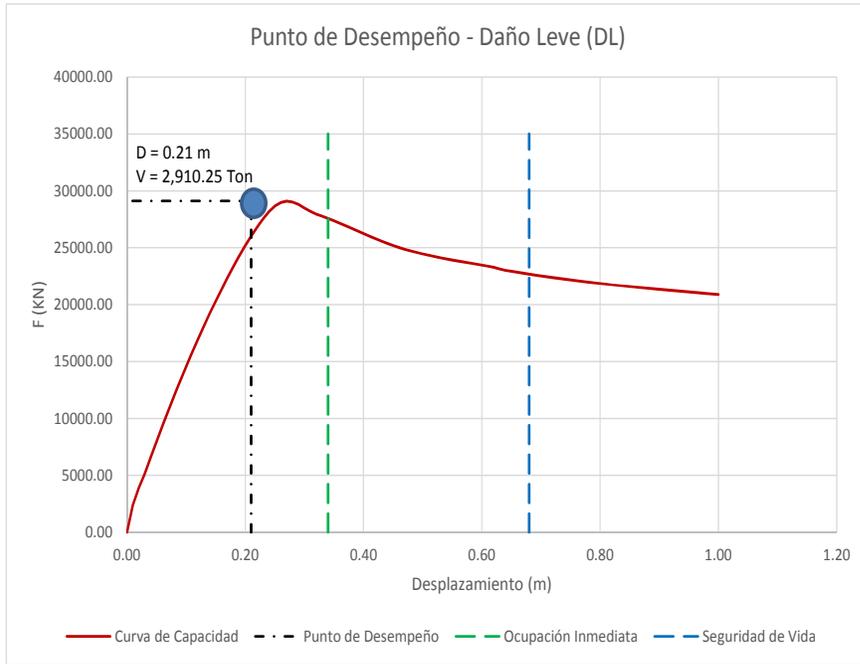


Fig. 4.112 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ "SEISMOSTRUCT" X-X

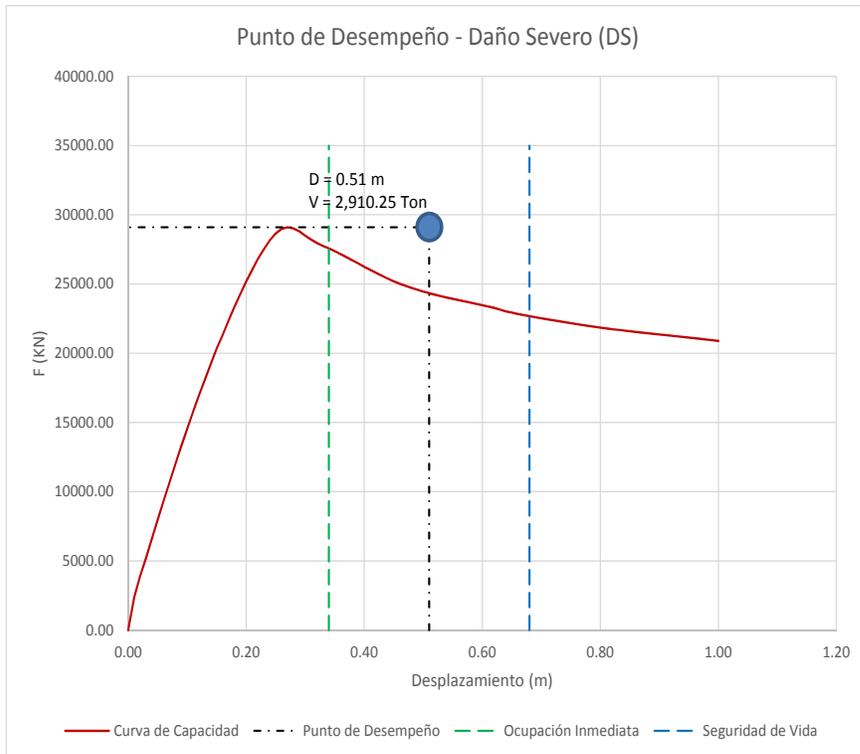


Fig. 4.113 Niveles de desempeño (daño severo) para concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ "SEISMOSTRUCT" X-X

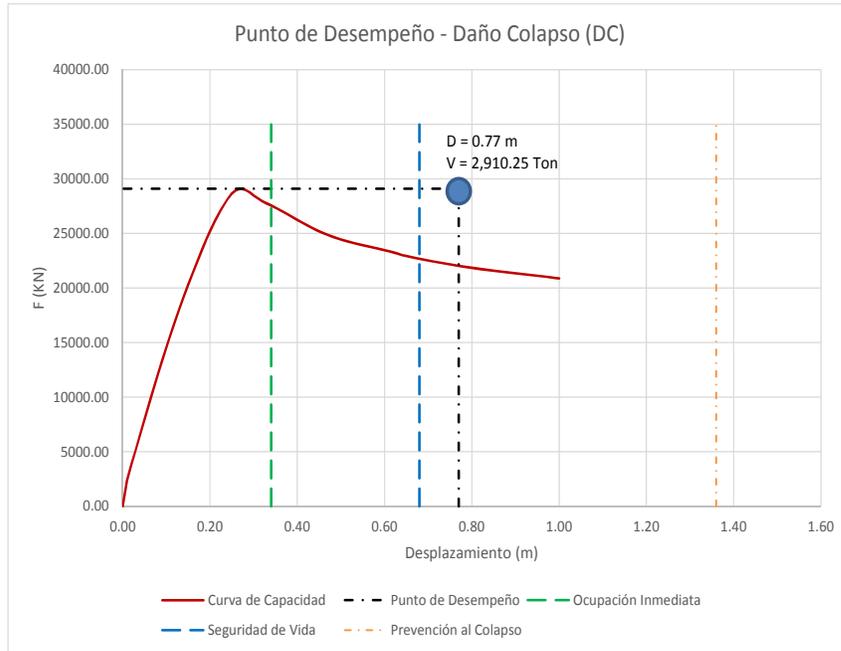


Fig. 4.114 Niveles de desempeño (daño colapso) para concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ "SEISMOSTRUCT" X-X

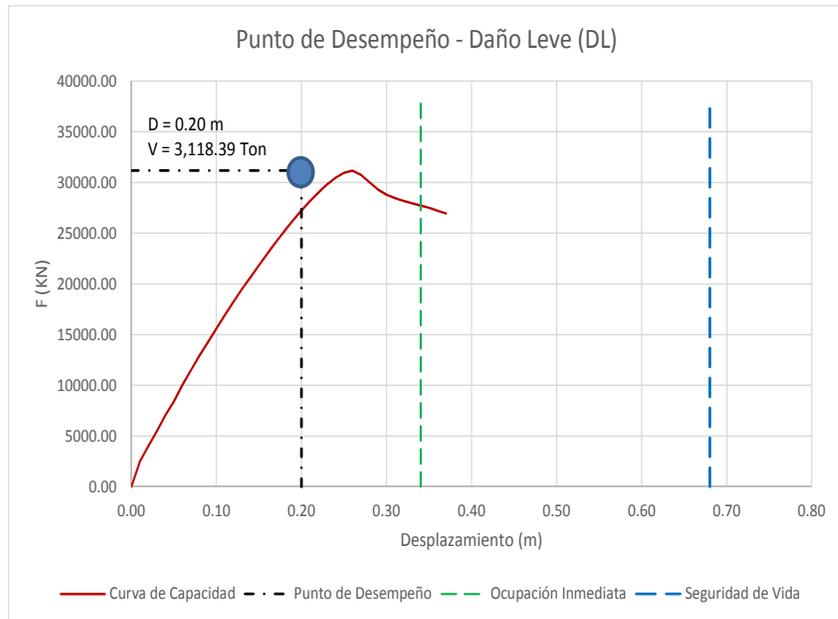


Fig. 4.115 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ "SEISMOSTRUCT" X-X

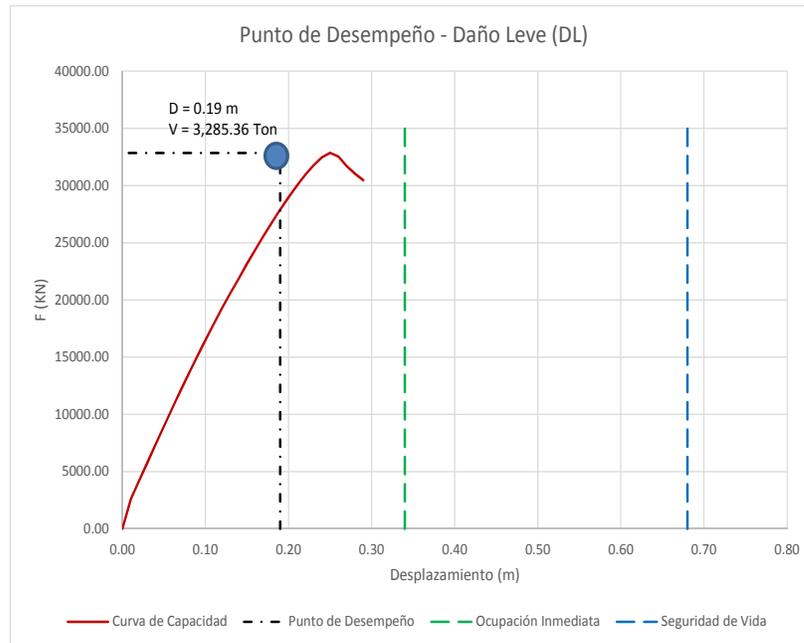


Fig. 4.116 Niveles de desempeño (daño leve) para concreto $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ “SEISMOSTRUCT” X-X

4.3.4 MECANISMOS DE FALLA

Después de determinar que la estructura se encuentra dentro de los rangos de desplazamientos permitidos, se verificarán los mecanismos de generación de las articulaciones plásticas, cercanas al punto de desempeño evaluadas para cada condición, a fin de establecer en que condición se encuentra la estructura en ese punto.

A continuación se presentan la formación de las rotulas plásticas, para cada una de las condiciones de análisis:

Programa ETABS

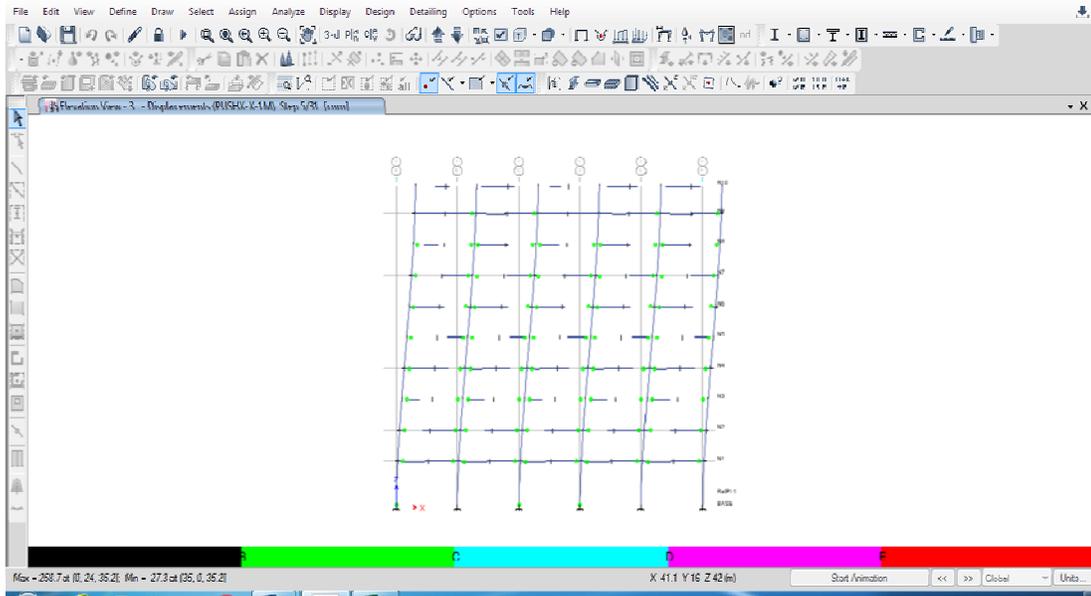


Fig. 4.117 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño leve), resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

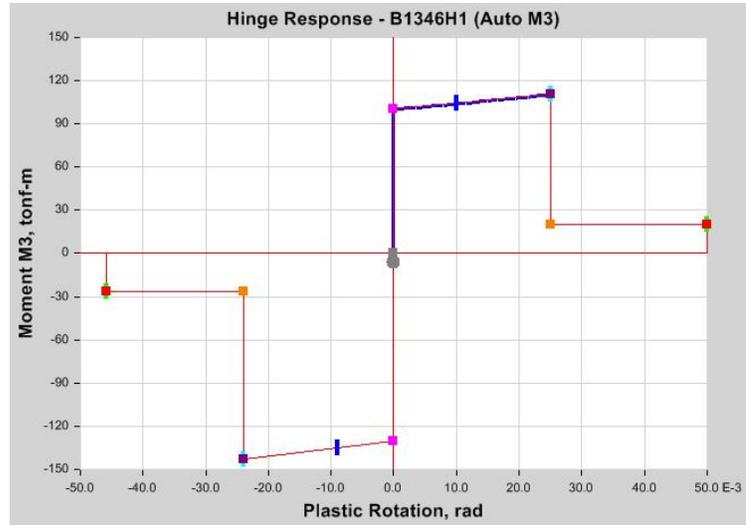


Fig. 4.118 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

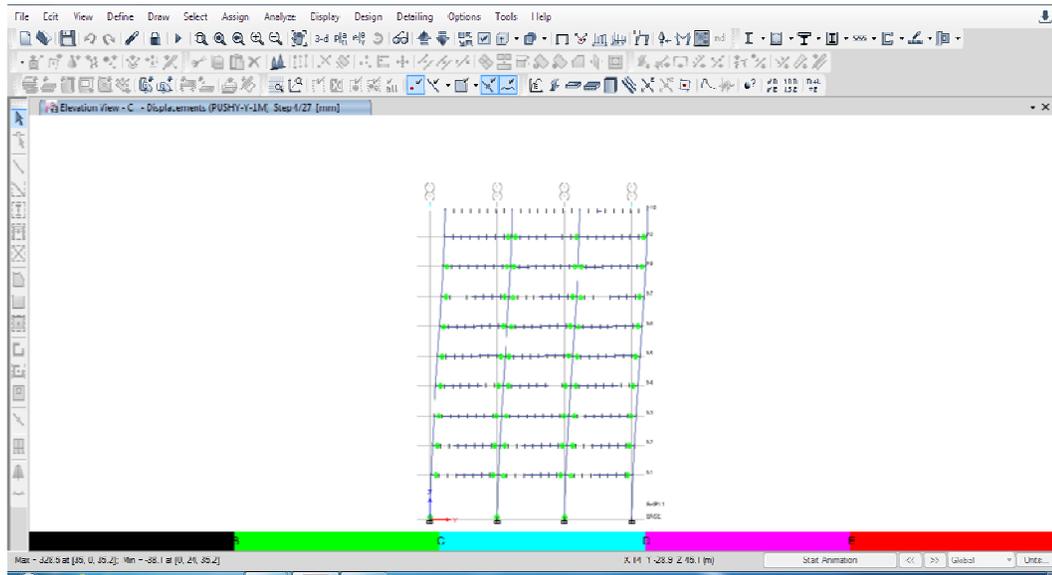


Fig. 4.119 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño leve), resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y-Y)

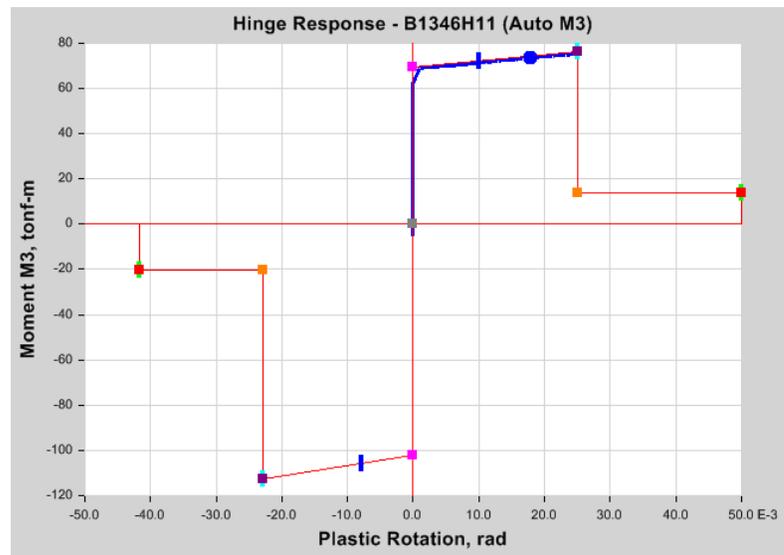


Fig. 4.120 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y-Y)

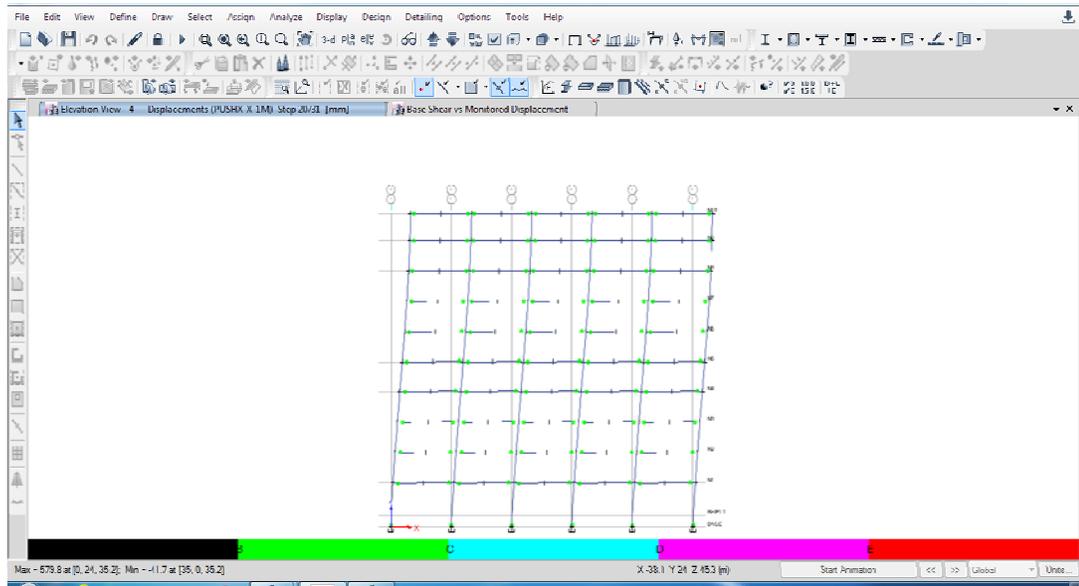


Fig. 4.121 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño severo), resistencia $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

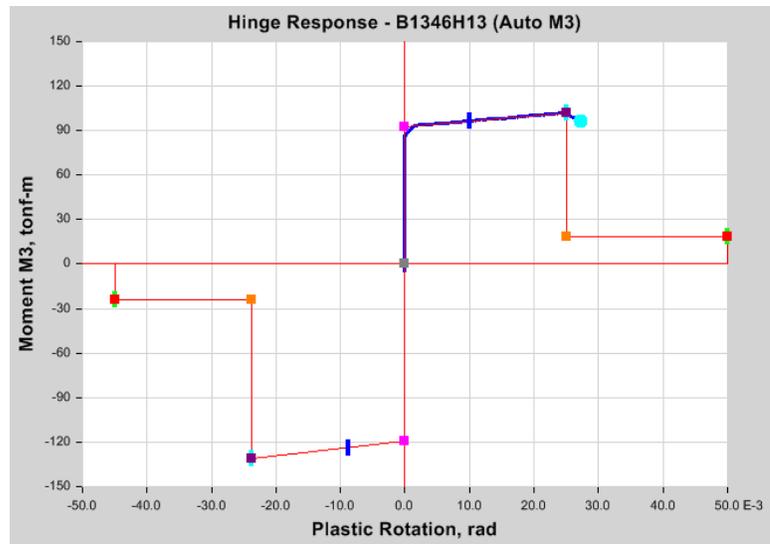


Fig. 4.122 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

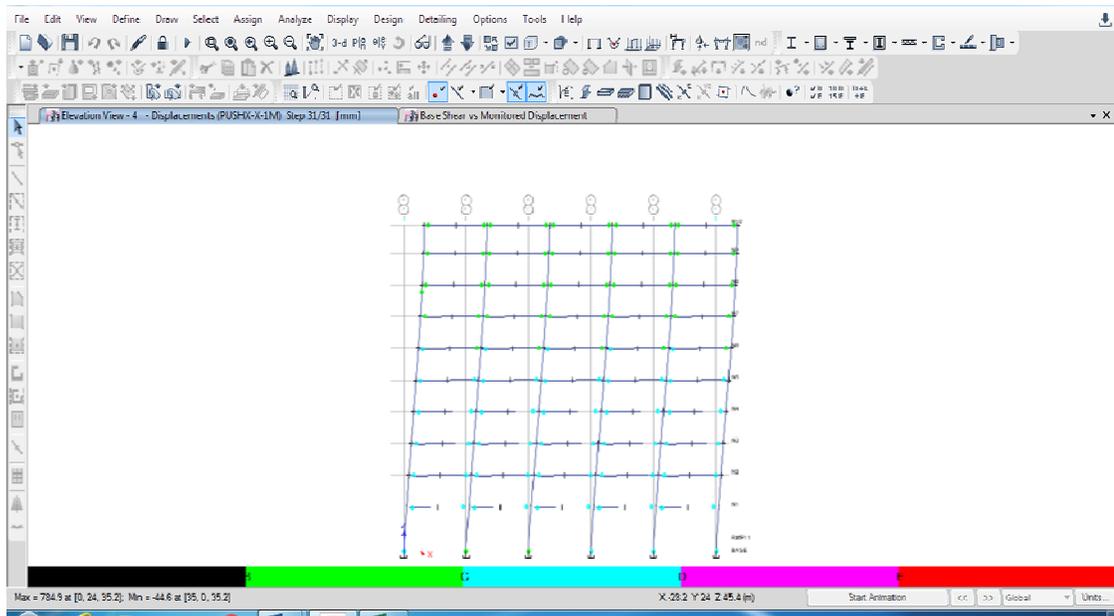


Fig. 4.123 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño colapso), resistencia $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

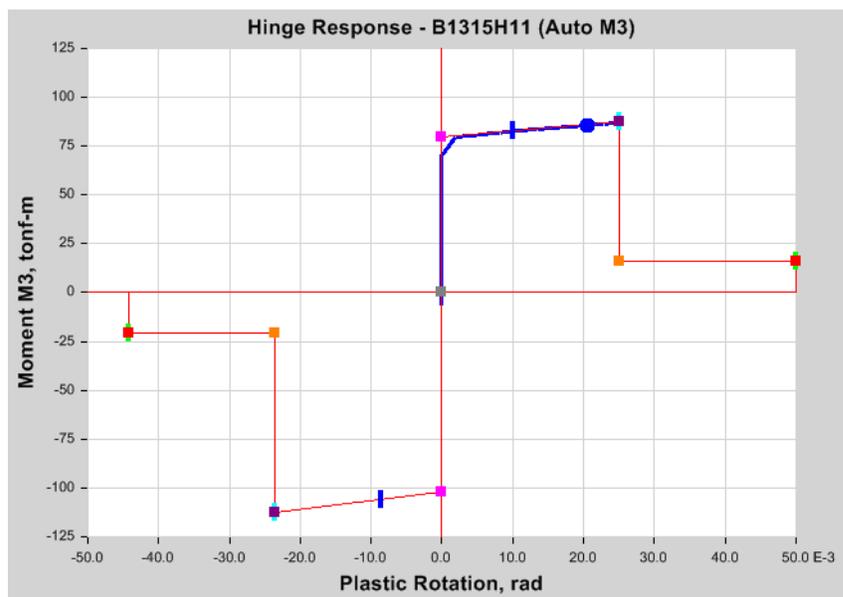


Fig. 4.124 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

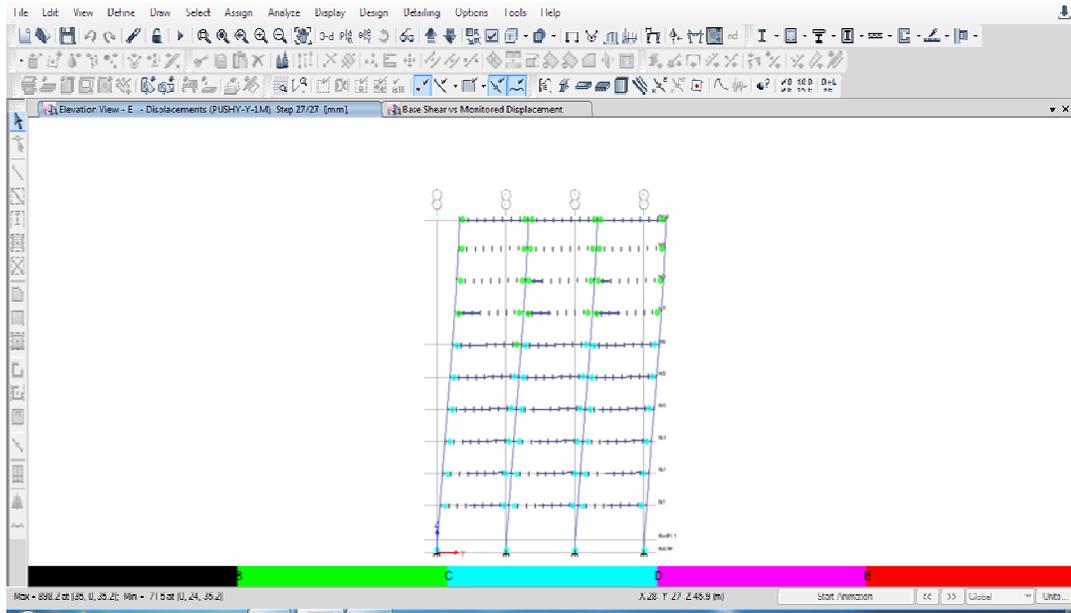


Fig. 4.125 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño colapso), resistencia $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y-Y)

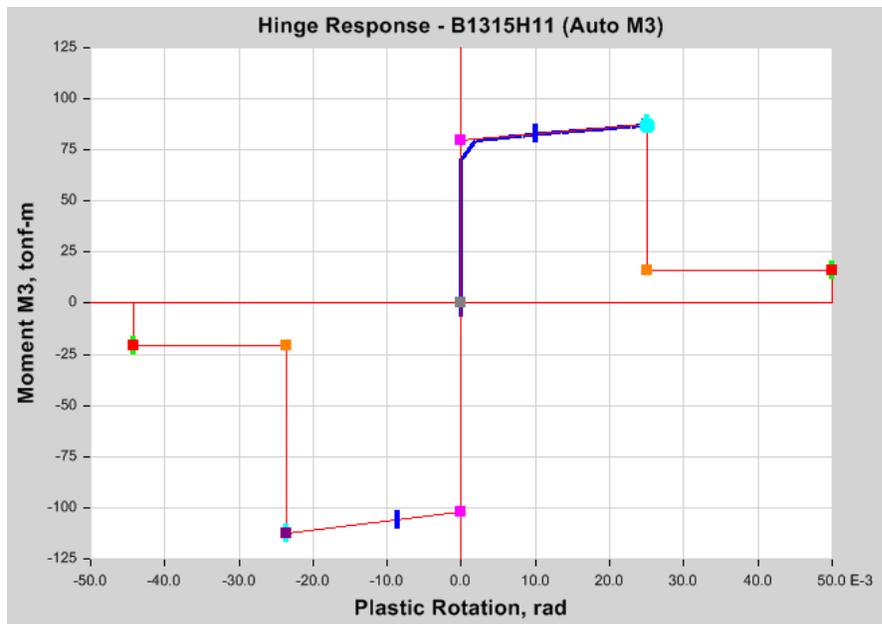


Fig. 4.126 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y-Y)

Programa SAP2000

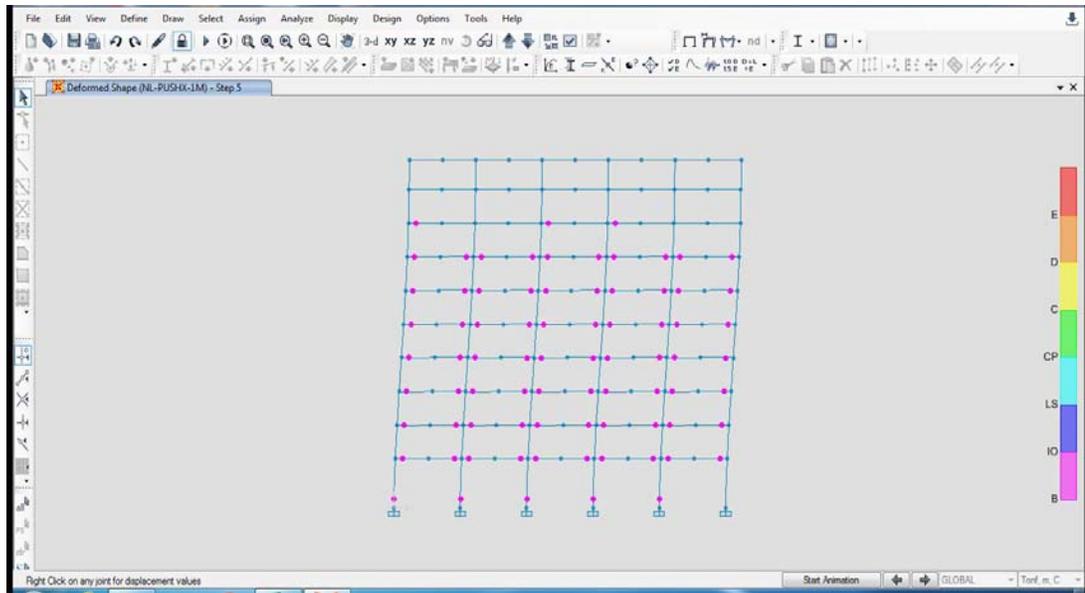


Fig. 4.127 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño leve), resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

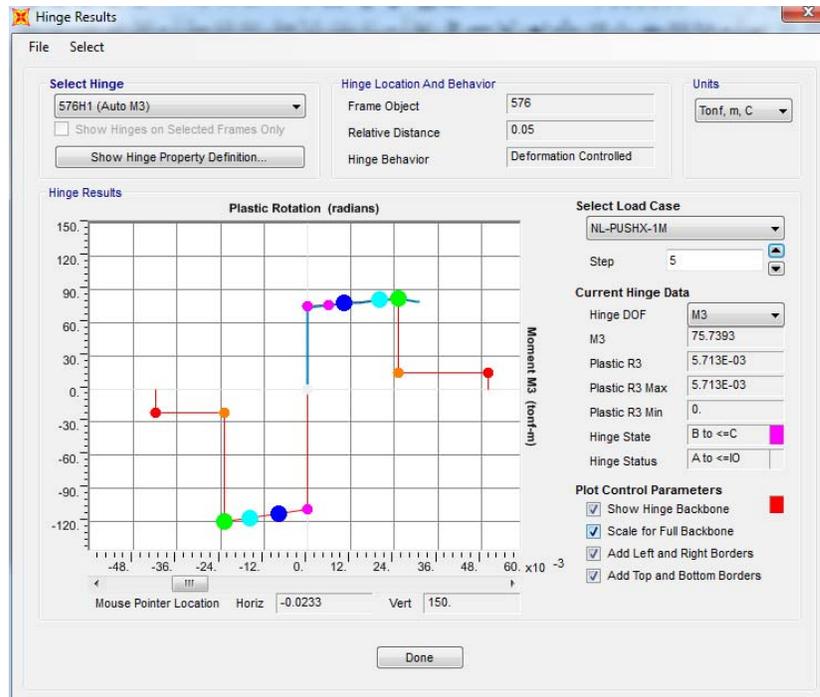


Fig. 4.128 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

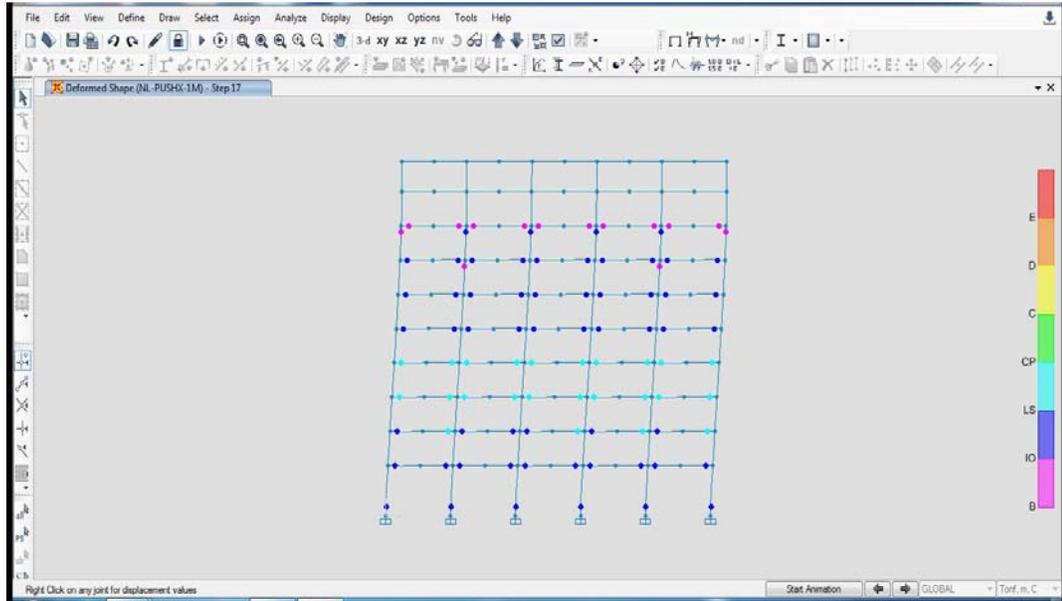


Fig. 4.129 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño severo), resistencia $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

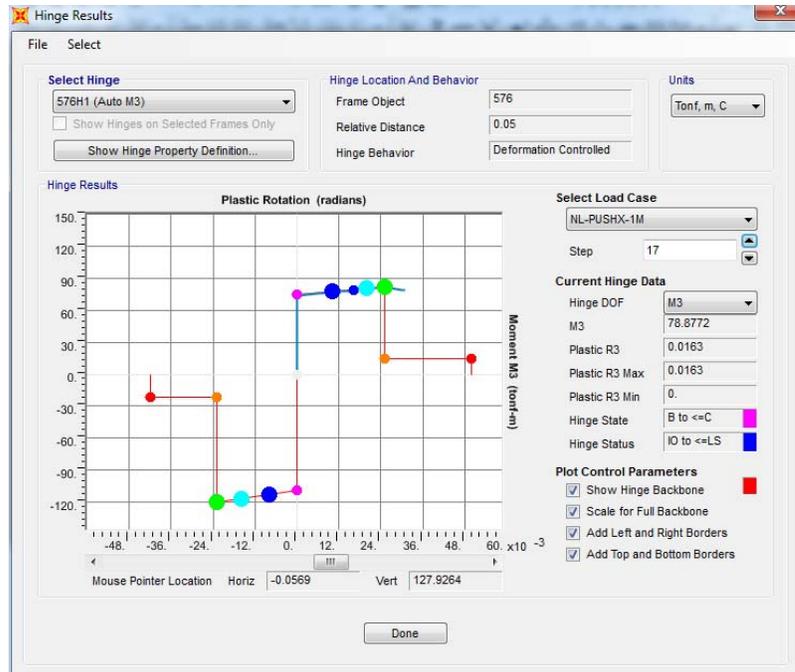


Fig. 4.130 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

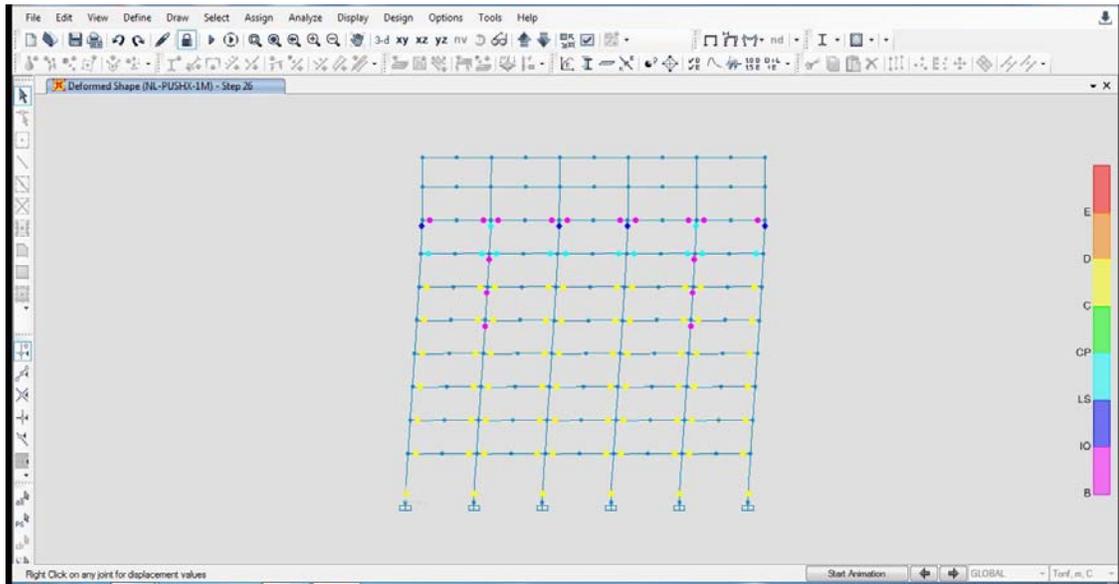


Fig. 4.131 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño colapso), resistencia $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

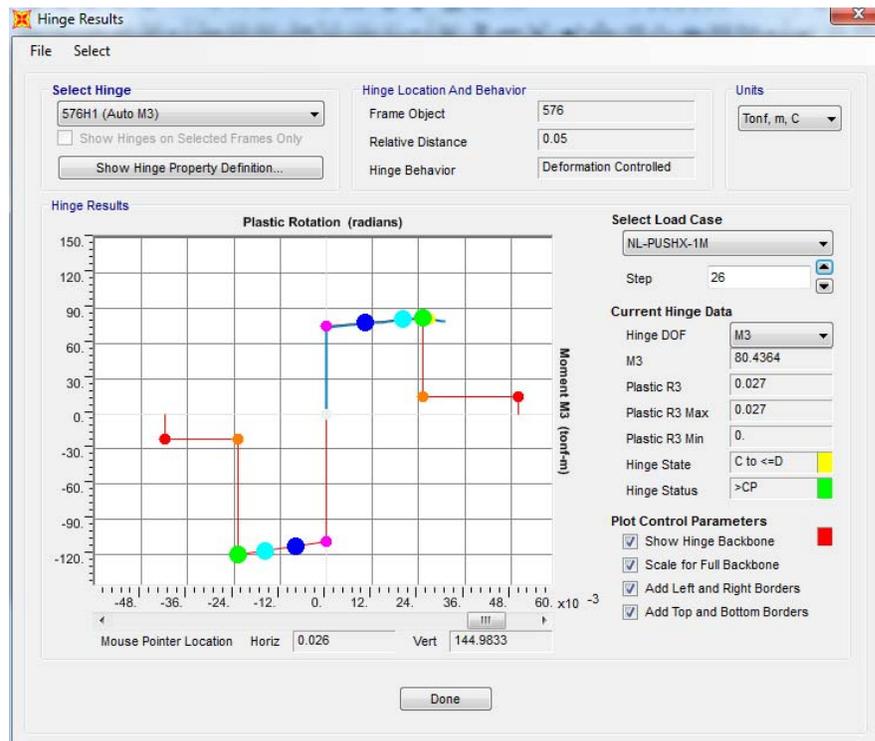


Fig. 4.132 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (X-X)

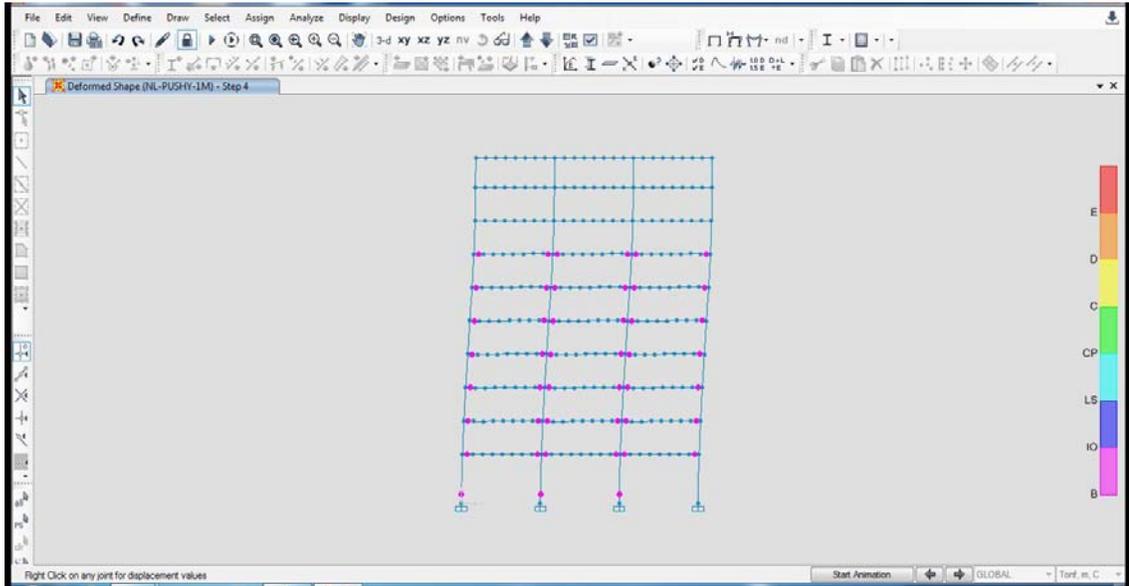


Fig. 4.133 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño leve), resistencia $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y-Y)

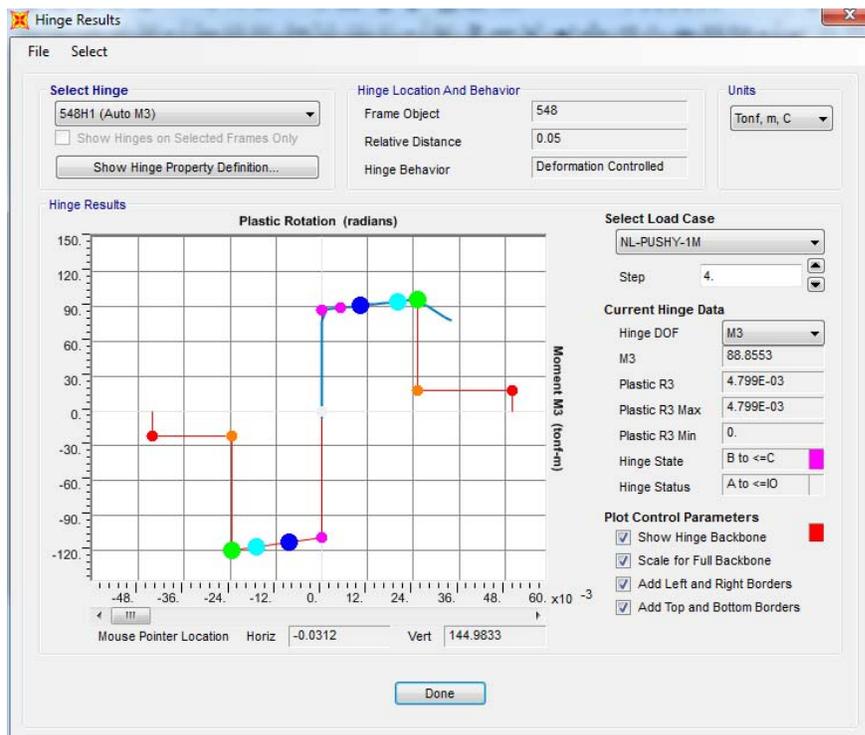


Fig. 4.134 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y-Y)

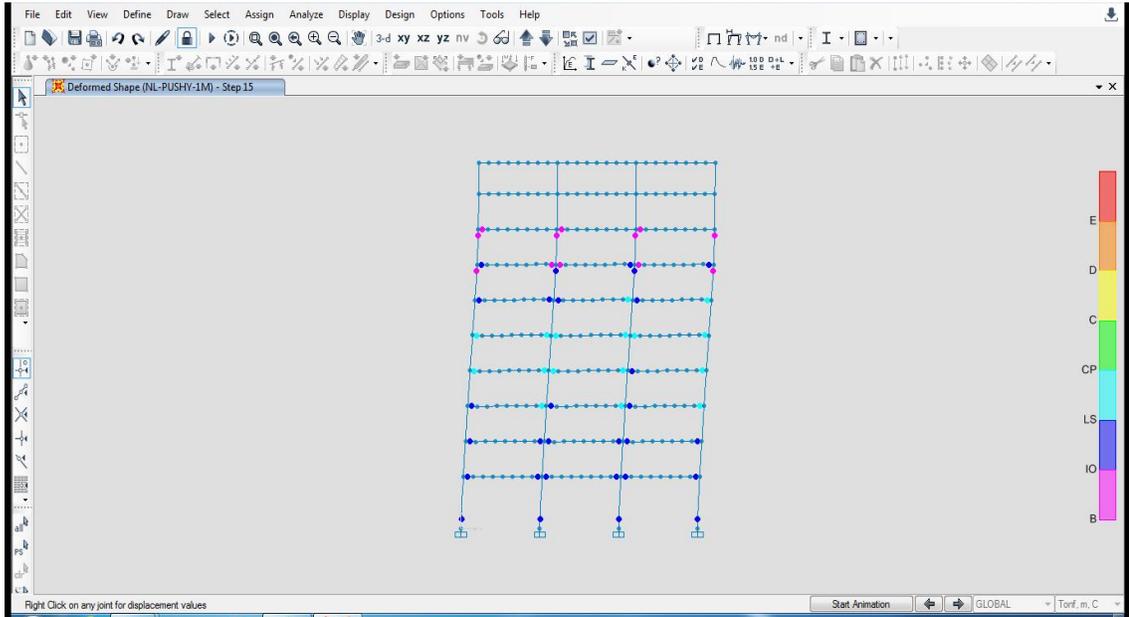


Fig. 4.135 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño severo), resistencia $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y-Y)

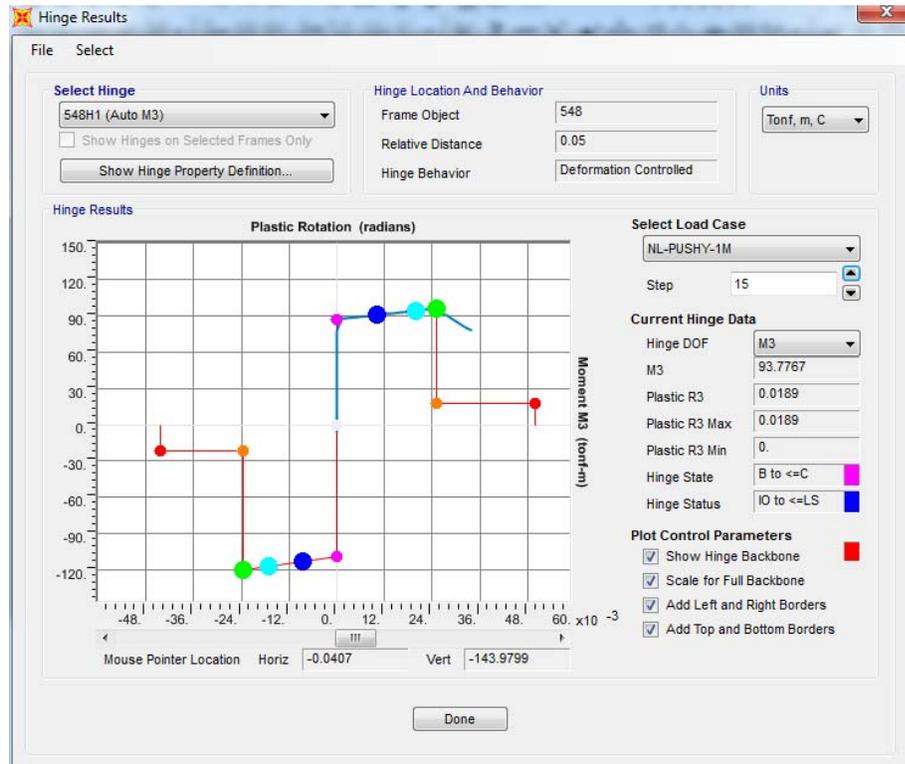


Fig. 4.136 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y-Y)

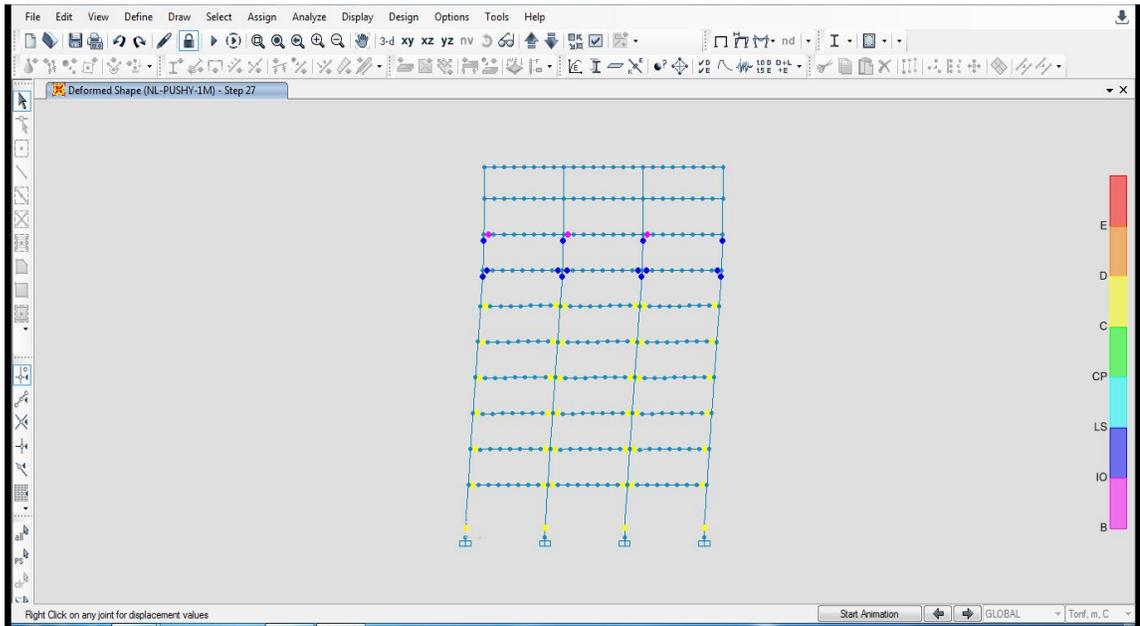


Fig. 4.137 Rótulas Plásticas en el punto de desempeño (daño colapso), resistencia $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y-Y)

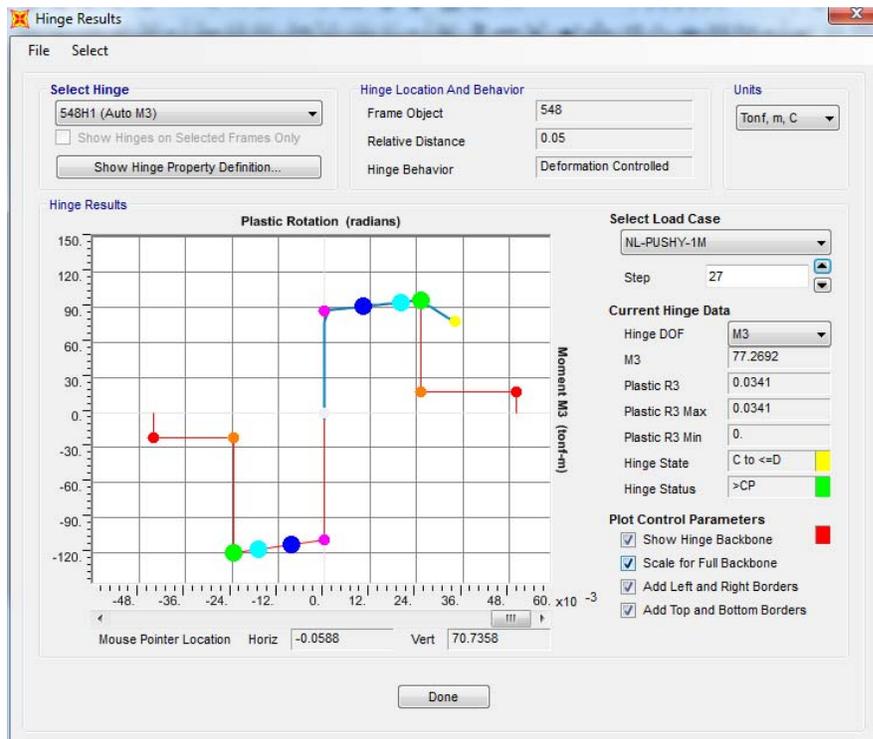


Fig. 4.138 Rótulas Plásticas de miembro estructural, resistencia $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ (Y-Y)

SEISMOSTRUCT

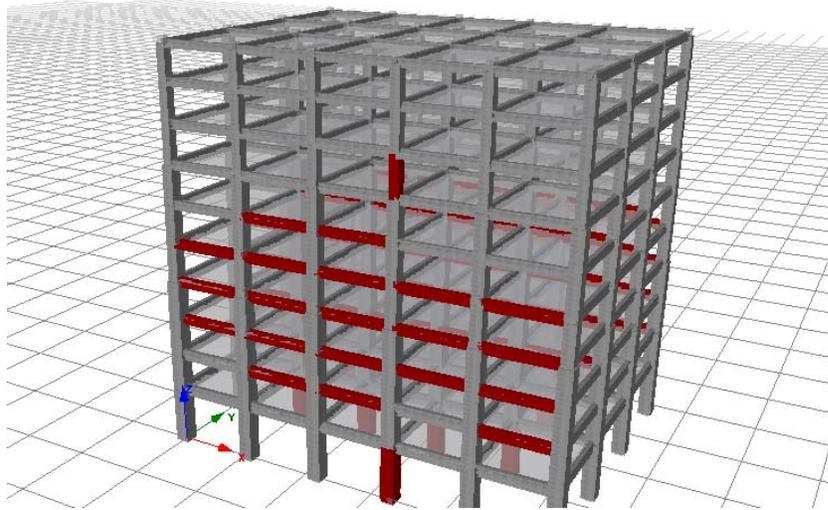


Fig. 4.139 Fluencia de Acero, Resistencia $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$, daño leve (X-X)

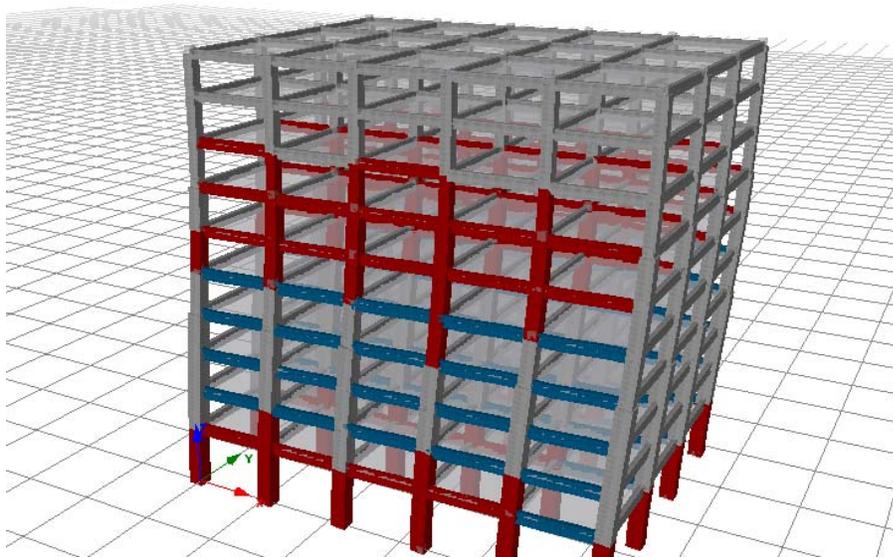


Fig. 4.140 Fluencia de Acero y Fractura del concreto, Resistencia $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$, daño severo (X-X)

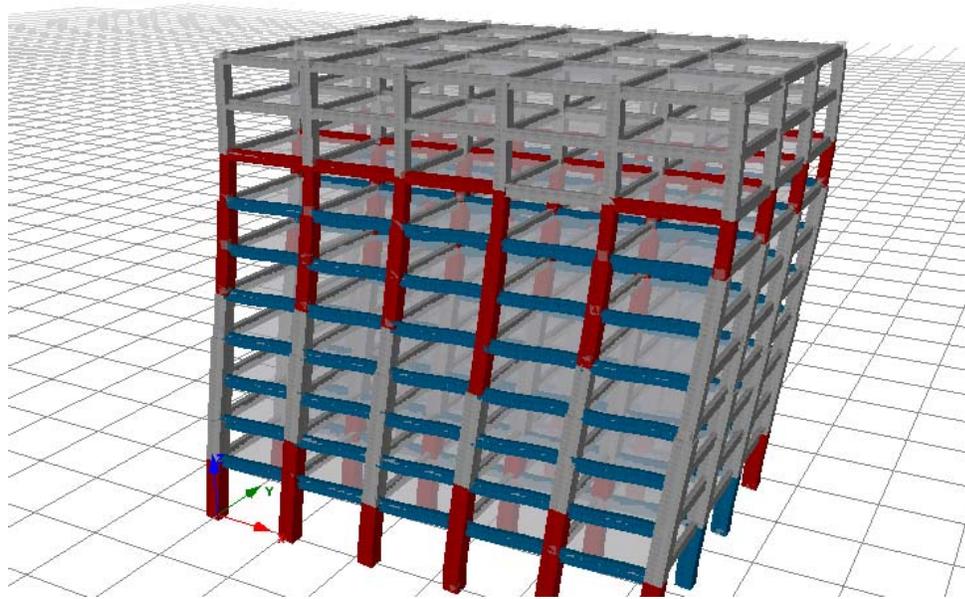


Fig. 4.141 Fluencia de Acero y Fractura del concreto, Resistencia $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, daño colapso (X-X)

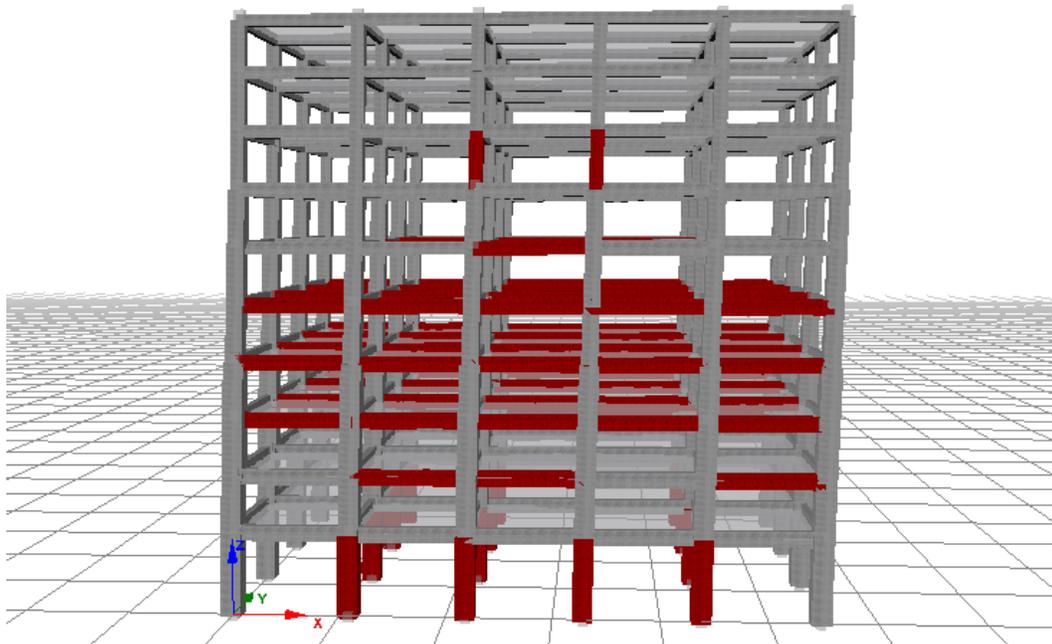


Fig. 4.142 Fluencia de Acero, Resistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, daño leve (X-X)

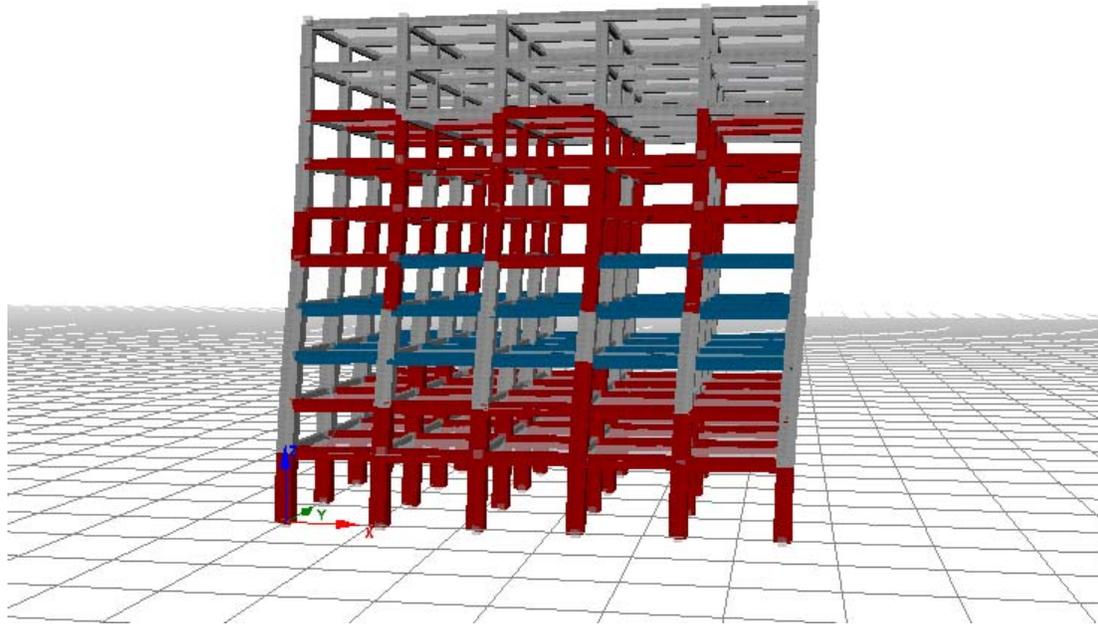


Fig. 4.143 Fluencia de Acero y Fractura del concreto, Resistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, daño severo (X-X)

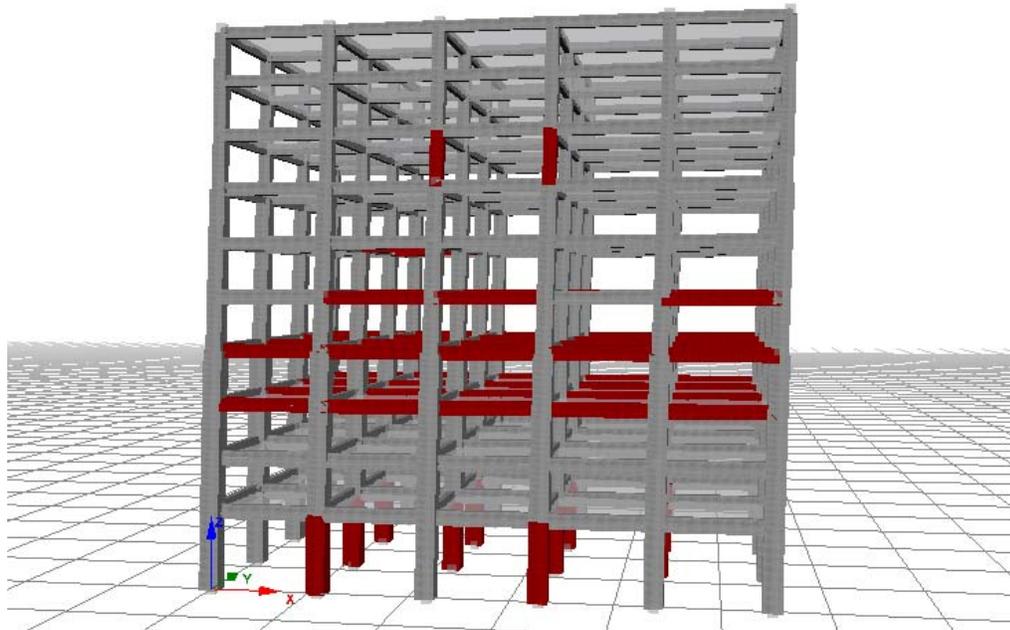


Fig. 4.144 Fluencia de Acero, Resistencia $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, daño leve (X-X)

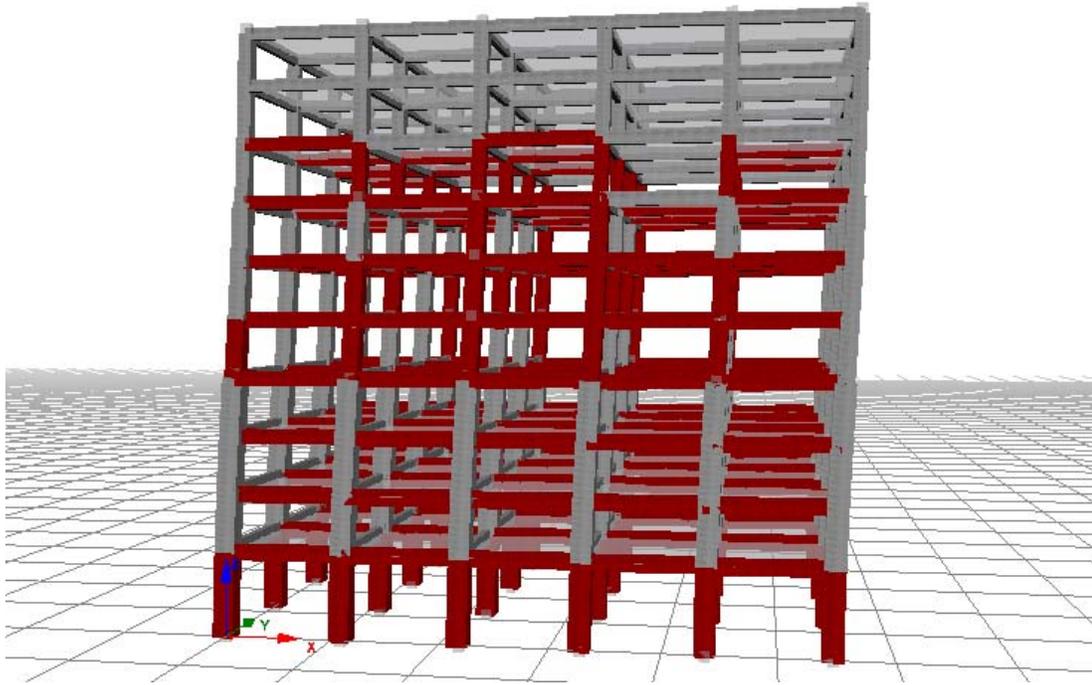


Fig. 4.145 Fluencia de Acero, Resistencia $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, daño severo (X-X)

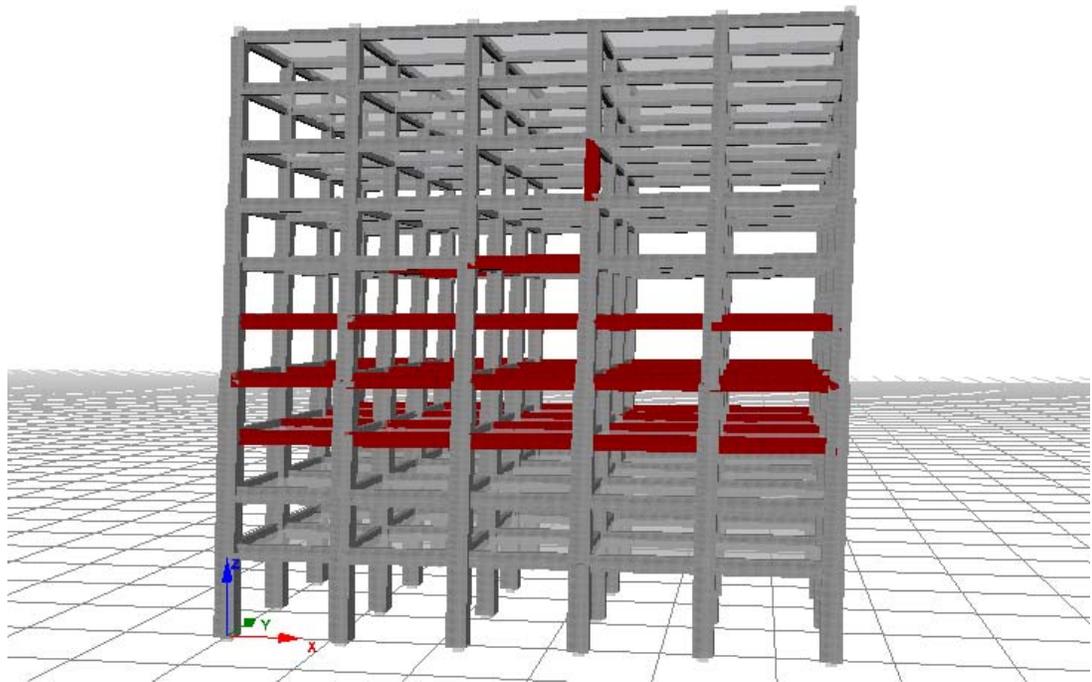


Fig. 4.146 Fluencia de acero, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N1-N4, daño leve (X - X)

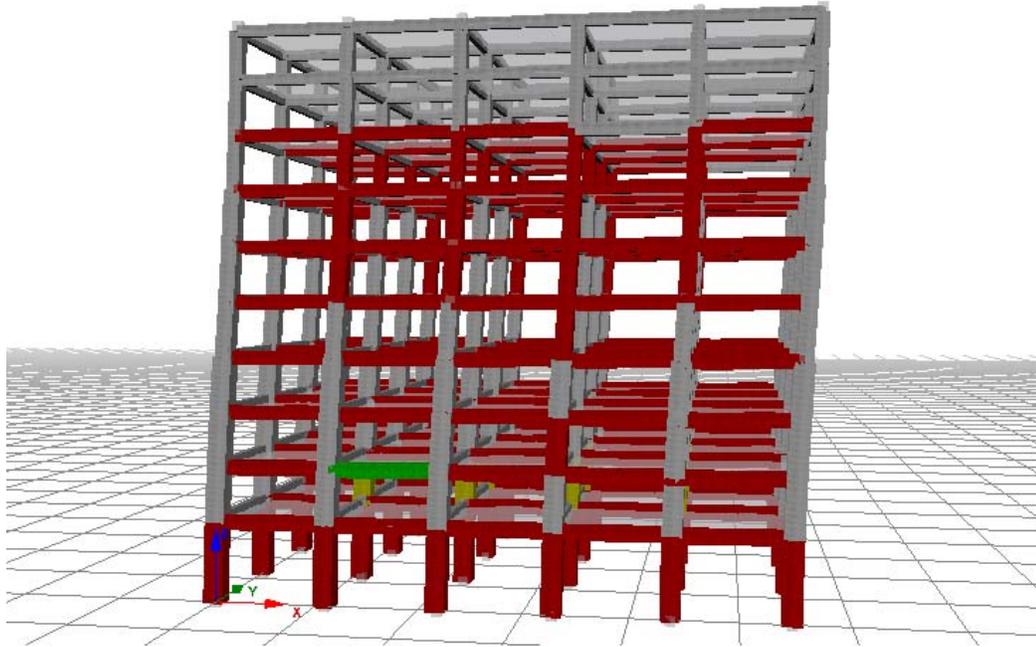


Fig. 4.147 Fluencia y rotura de acero, Cortante; Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N1-N4, daño severo (X - X)

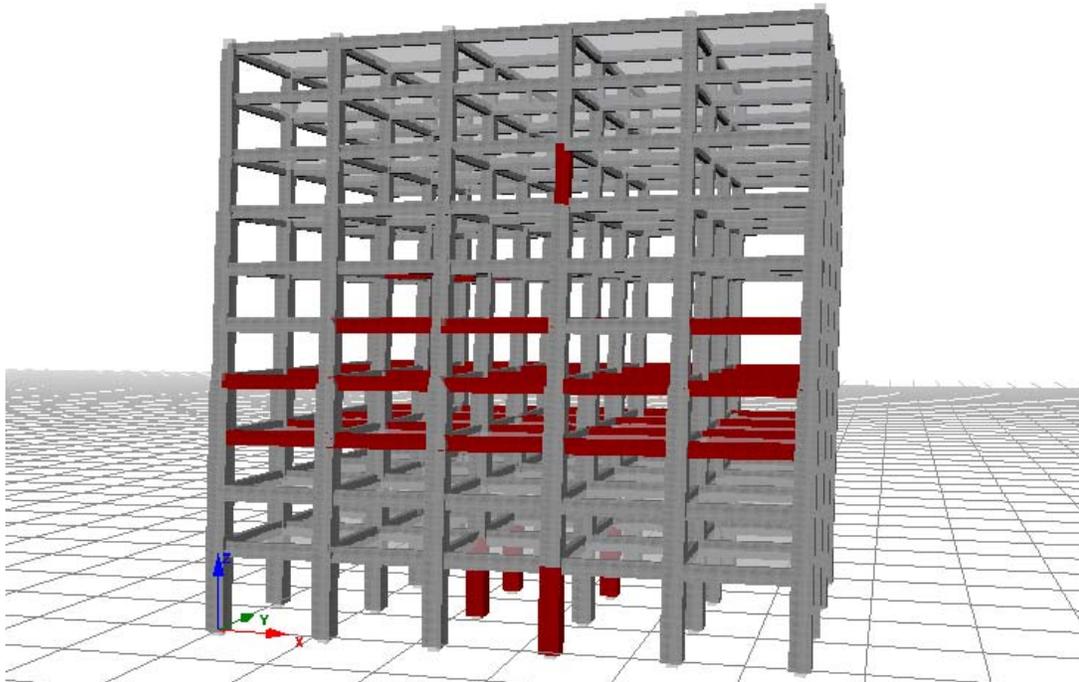


Fig. 4.148 Fluencia en acero, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N5-N7, Daño leve (X - X)

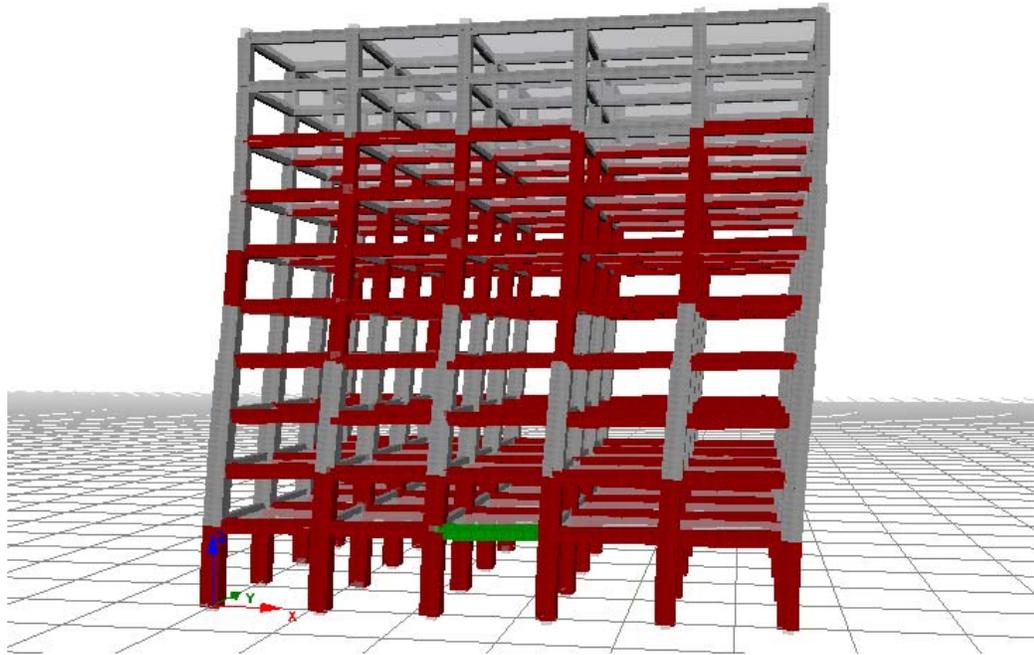


Fig. 4.149 Fluencia y rotura en acero, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N5-N7, Daño severo (X - X)

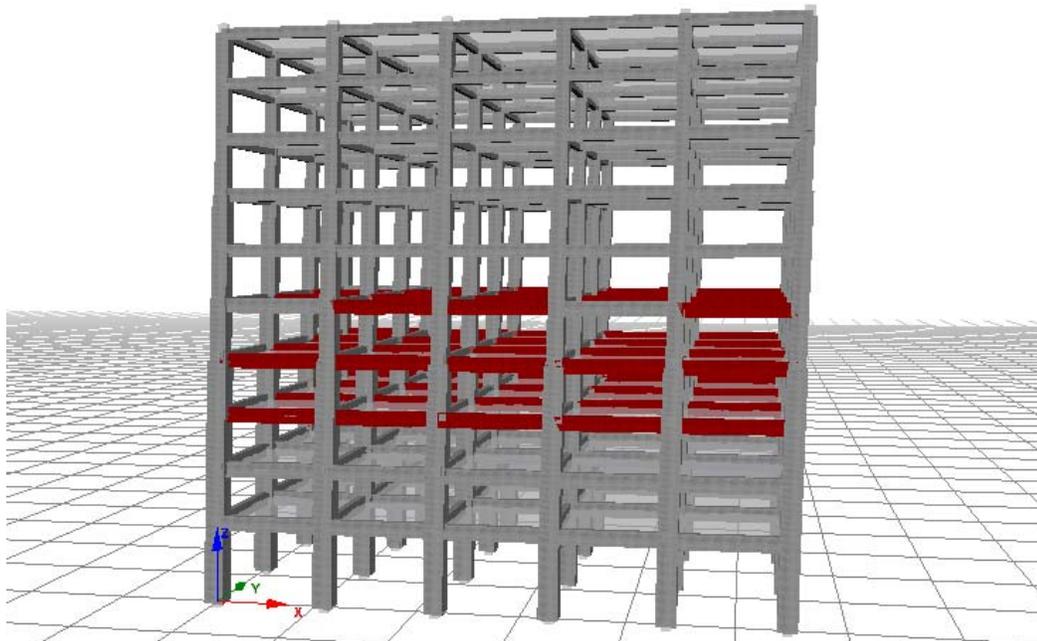


Fig. 4.150 Fluencia del acero, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N8-N10, Daño Leve (X - X)

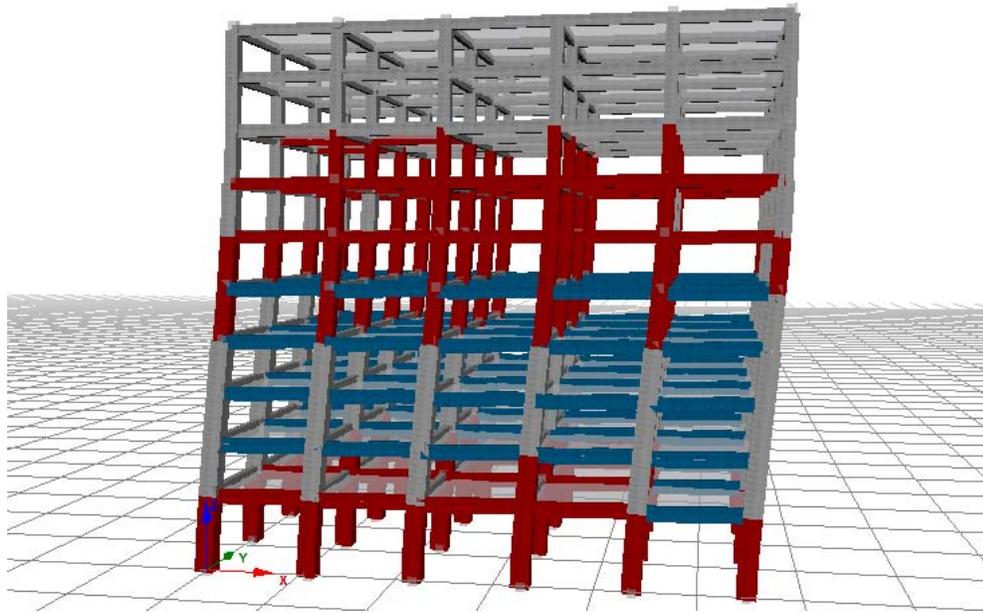


Fig. 4.151 Fluencia del acero y Fractura del concreto en elementos de viga y columnas, Concreto $f'_c = 350$ kg/cm² N8-N10, Daño severo (X - X)

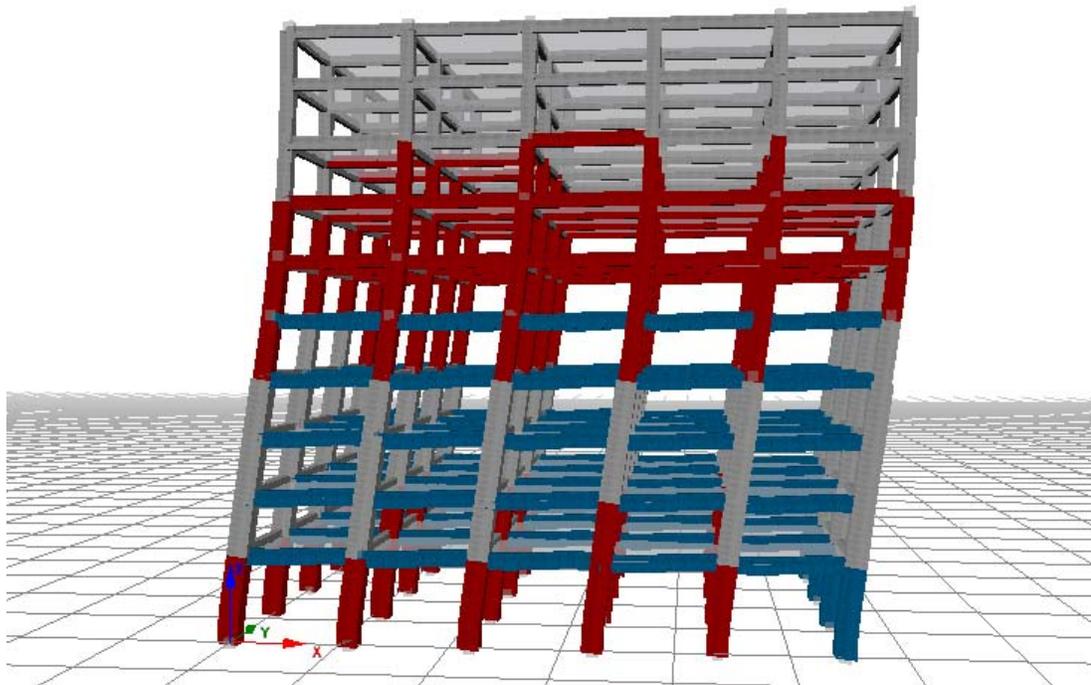


Fig. 4.152 Fluencia del acero y Fractura del concreto en elementos de viga y columnas, Concreto $f'_c = 350$ kg/cm² N8-N10, Daño colapso (X - X)

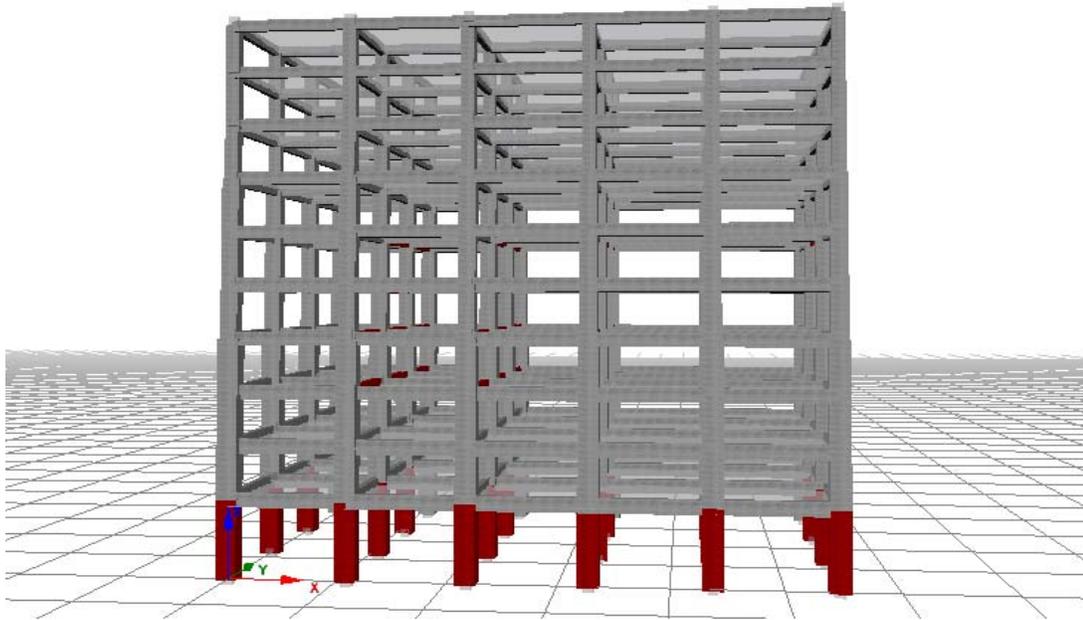


Fig. 4.153 Fluencia del acero en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, daño ligero

(Y - Y)

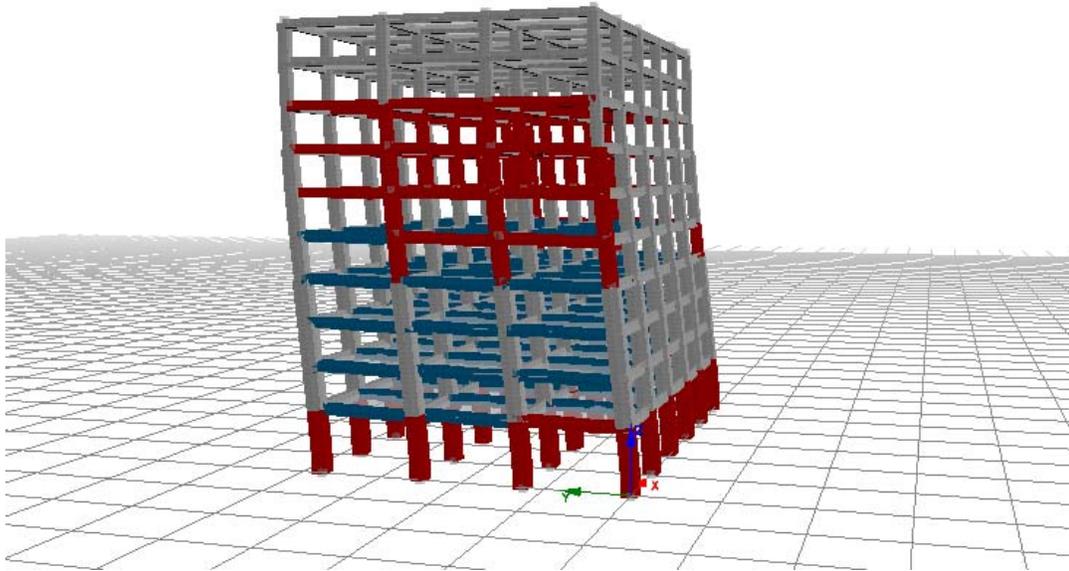


Fig. 4.154 Fluencia del acero y fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 280$

kg/cm^2 , daño severo (Y - Y)

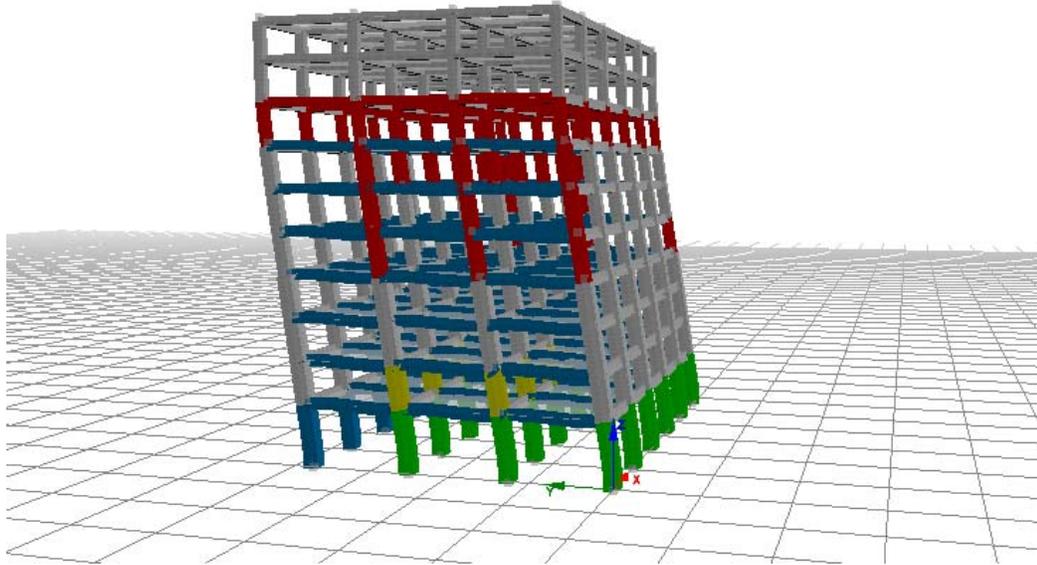


Fig. 4.155 Fluencia y rotura del acero, fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, daño colapso (Y - Y)

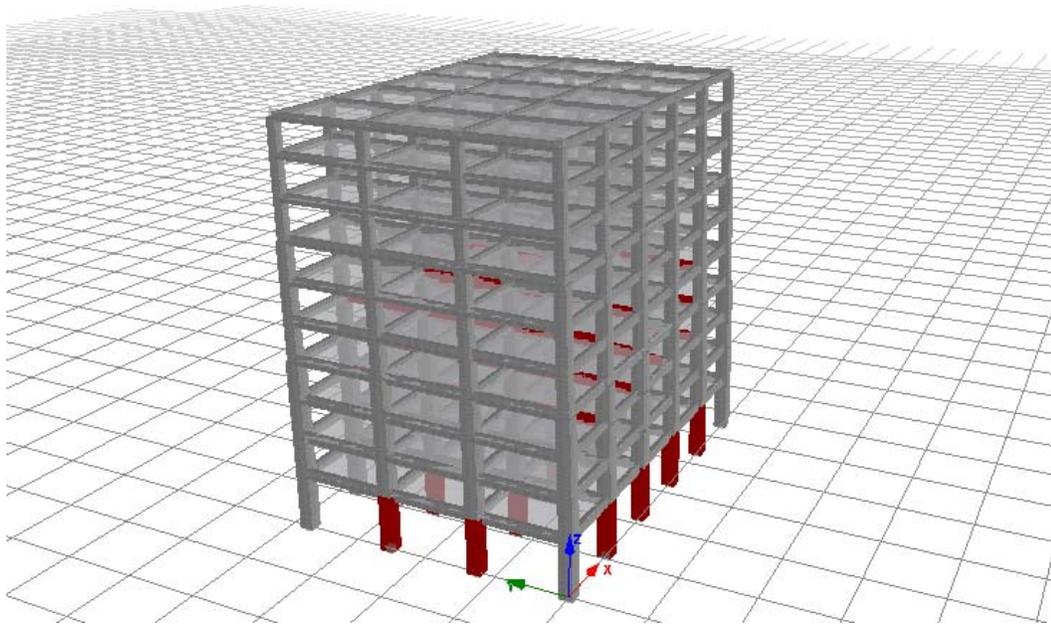


Fig. 4.156 Fluencia del acero en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, daño leve (Y - Y)

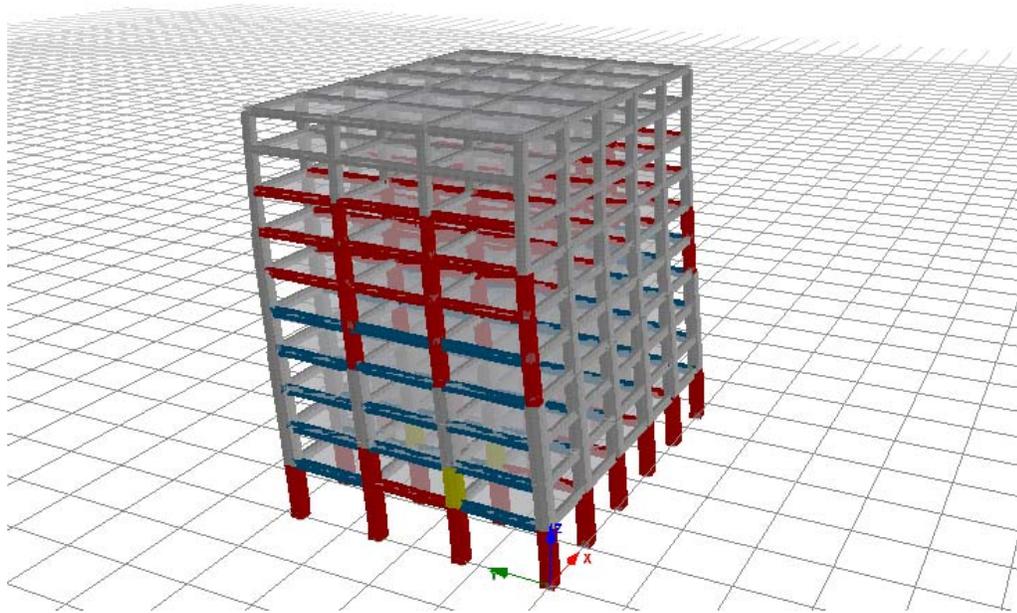


Fig. 4.157 Fluencia del acero y fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350$ kg/cm², daño severo (Y - Y)

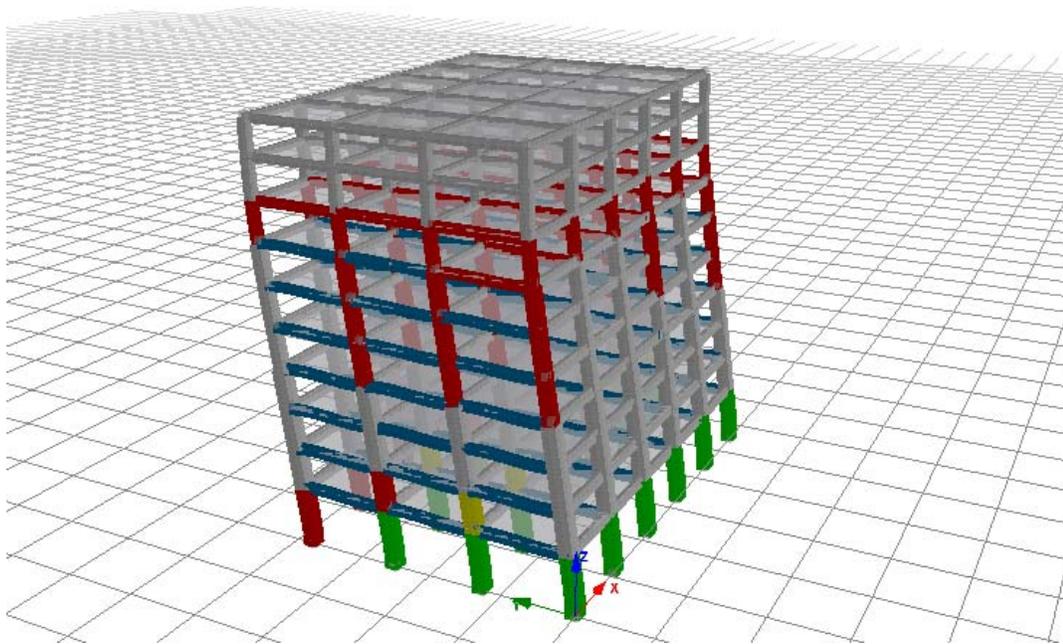


Fig. 4.158 Fluencia y rotura del acero, fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350$ kg/cm², daño colapso (Y - Y)

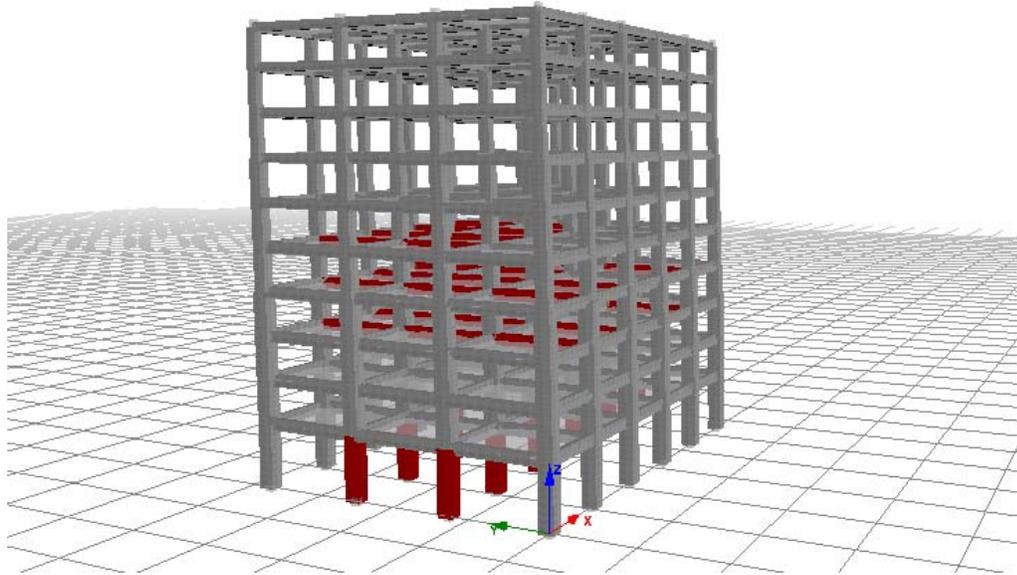


Fig. 4.159 Fluencia del acero en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, daño ligero
(Y - Y)

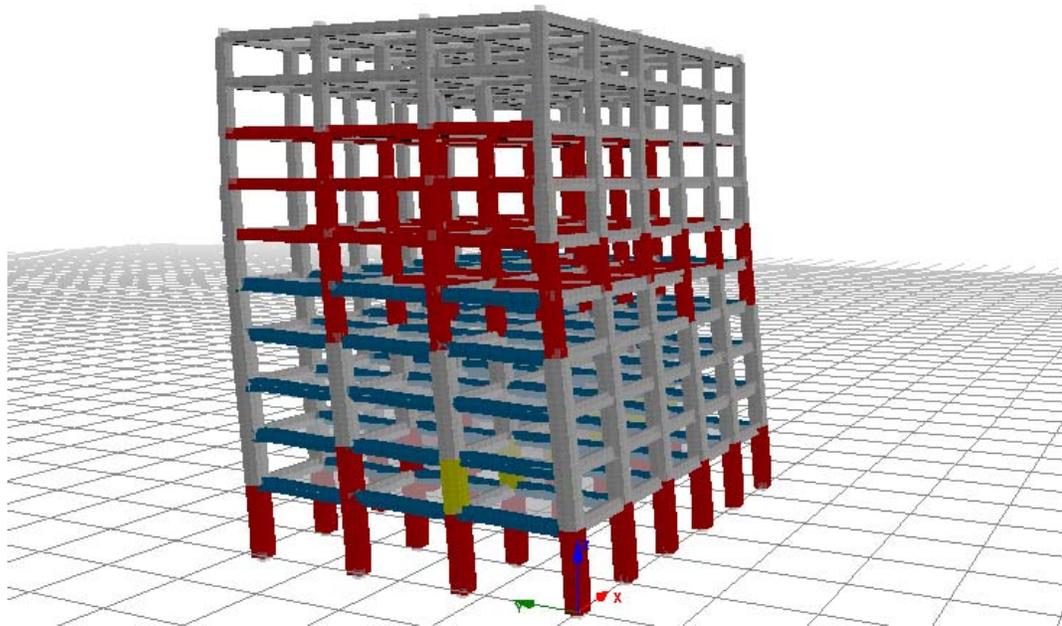


Fig. 4.160 Fluencia del acero y fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, daño severo (Y - Y)

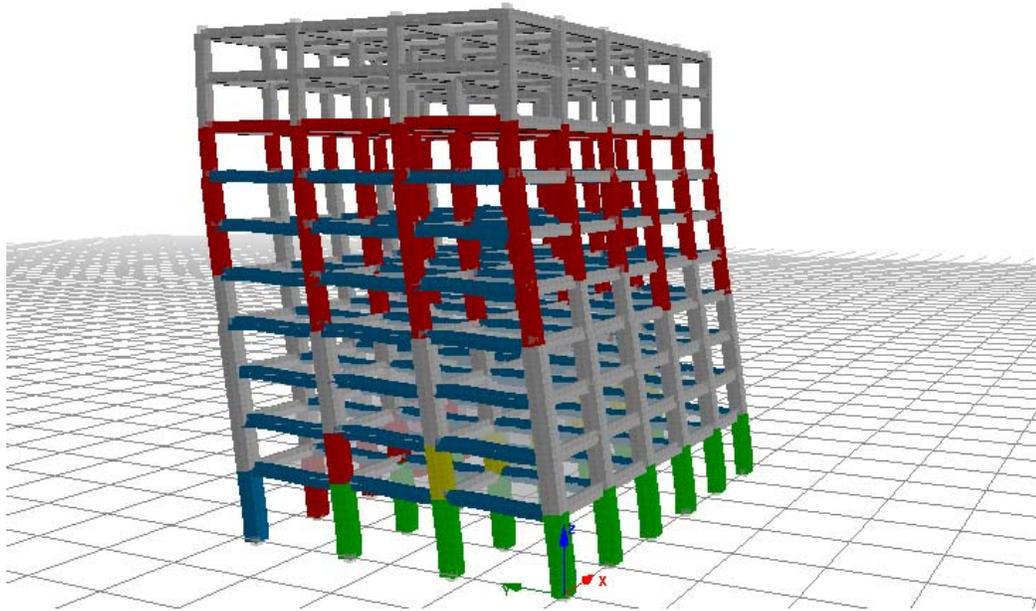


Fig. 4.161 Fluencia y rotura del acero, fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, daño colpaso (Y - Y)

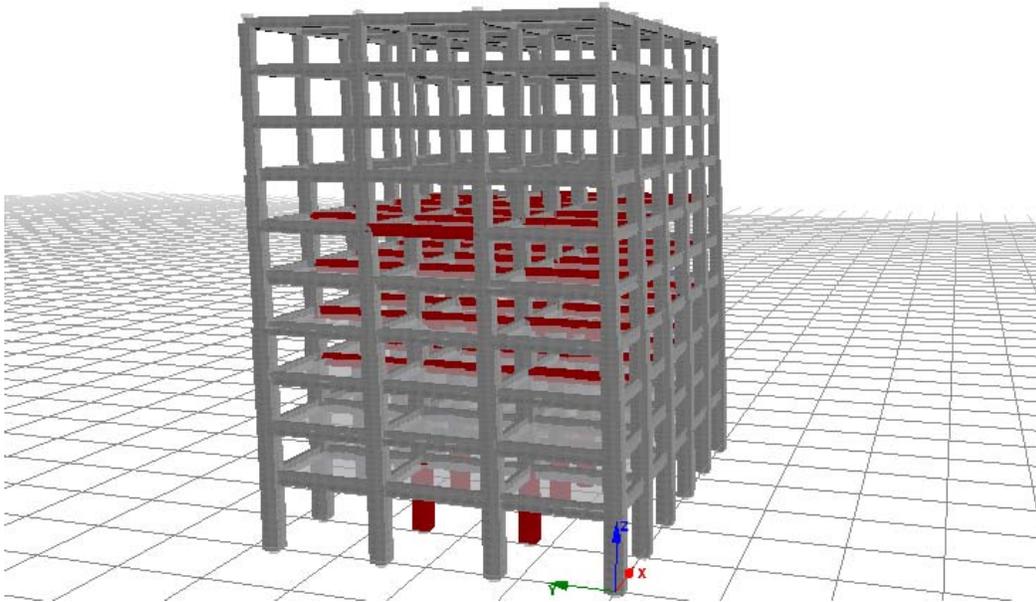


Fig. 4.162 Fluencia del acero en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N1 - N4, daño ligero (Y - Y)

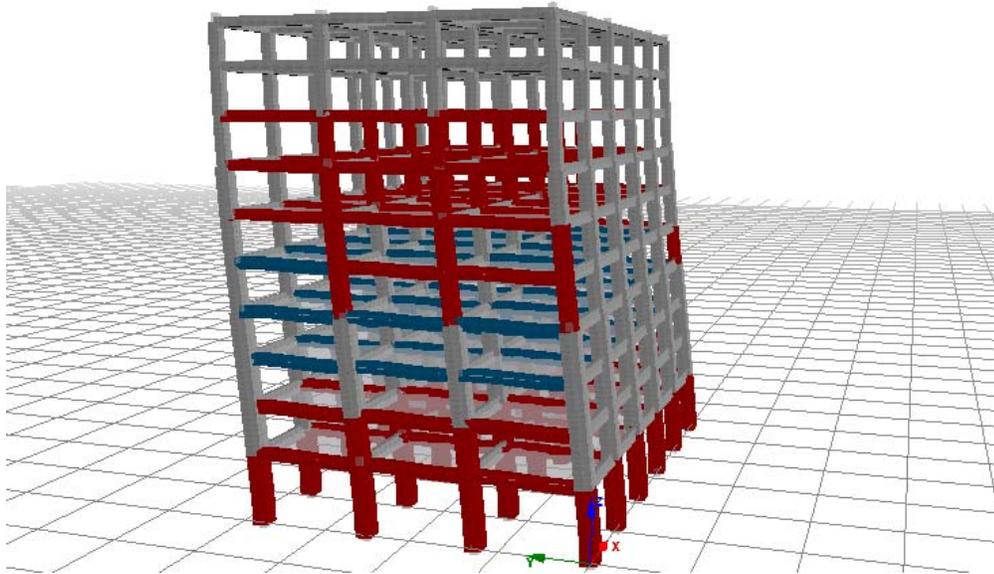


Fig. 4.163 Fluencia del acero y fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350$ kg/cm² N1 – N4, daño severo (Y - Y)

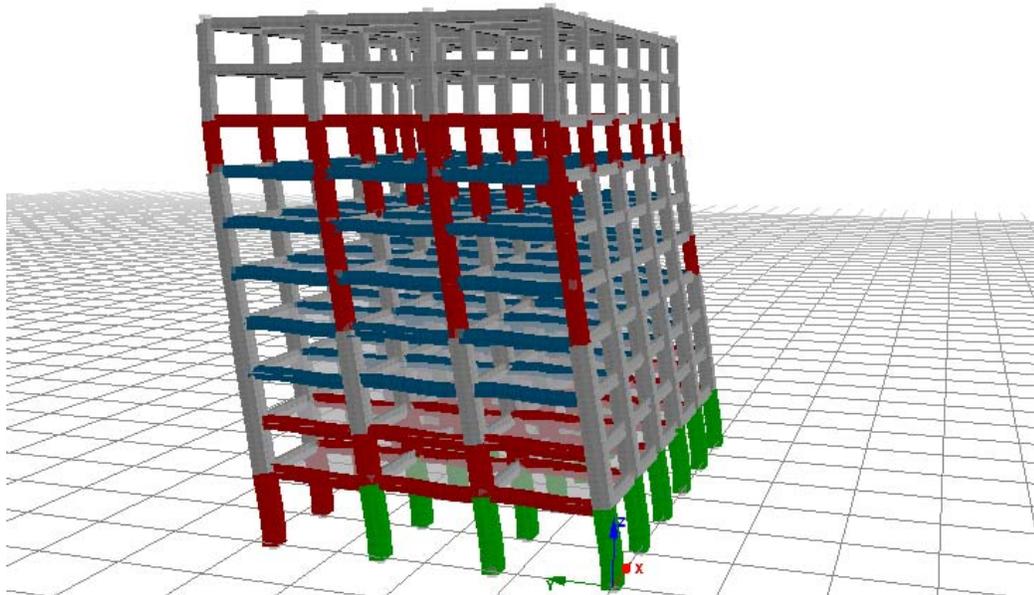


Fig. 4.164 Fluencia y rotura del acero, fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350$ kg/cm² N1 – N4, daño colapso (Y - Y)

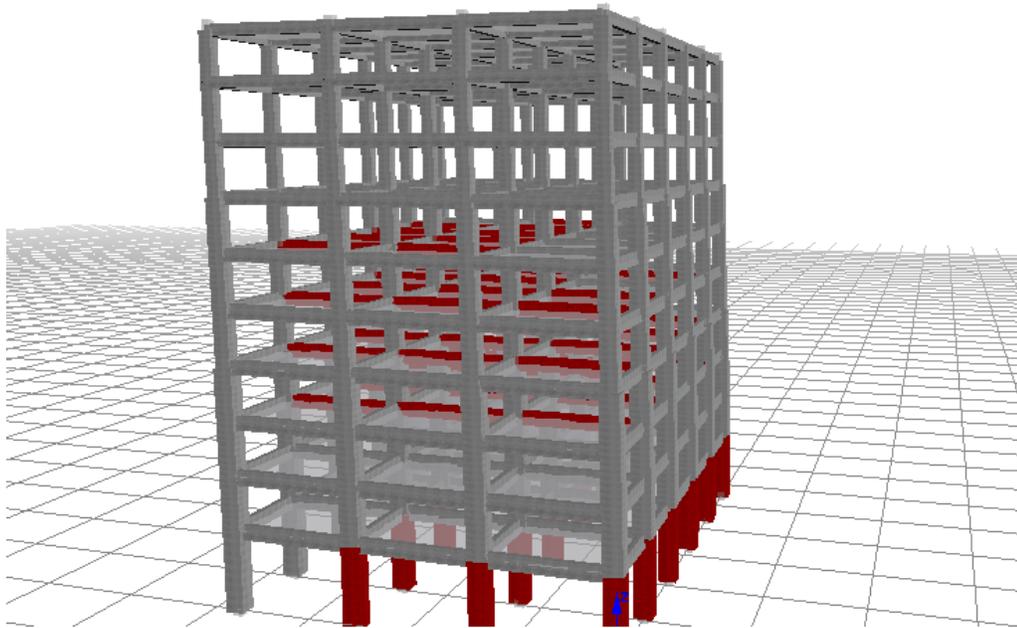


Fig. 4.165 Fluencia del acero en elementos de vigas y columnas, Concreto $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N5 – N7 daño ligero (Y - Y)

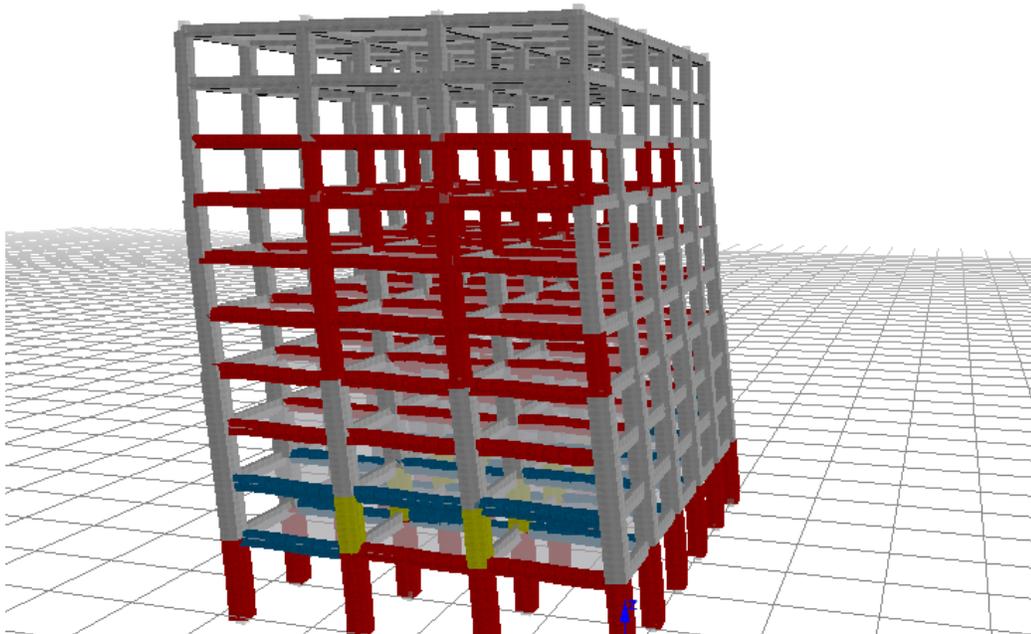


Fig. 4.166 Fluencia del acero y fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N5 – N7 daño severo (Y - Y)

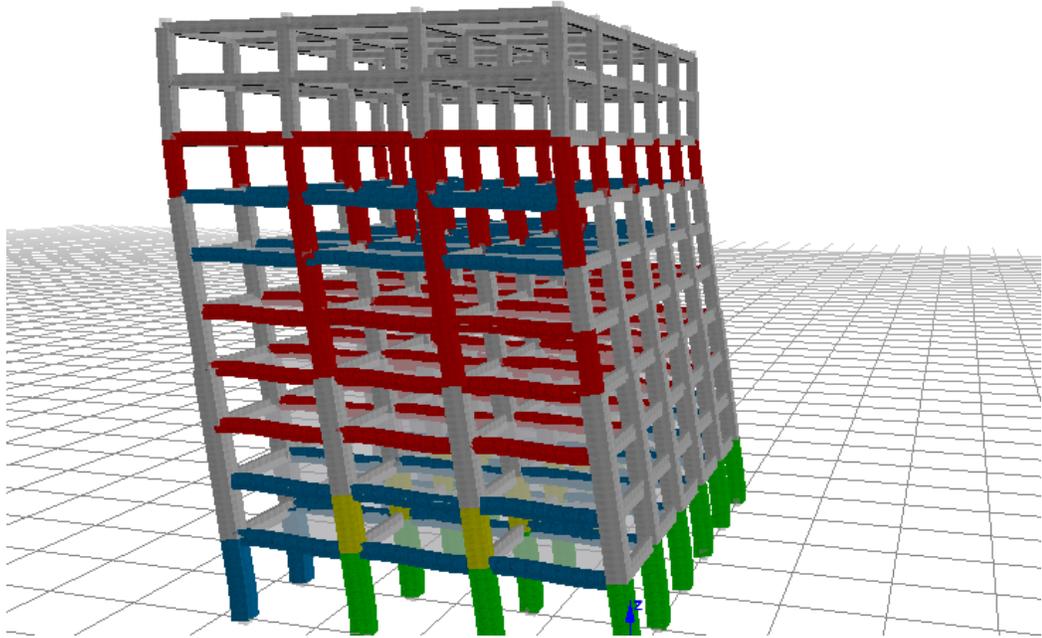


Fig. 4.167 Fluencia y rotura del acero, fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto

$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N5 – N7 daño colapso (Y - Y)

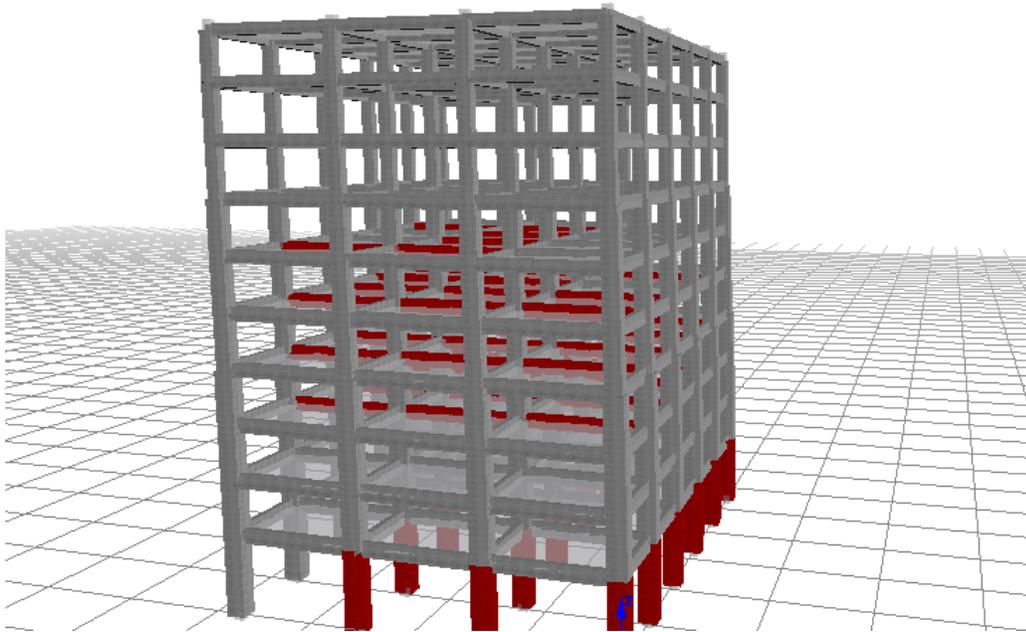


Fig. 4.168 Fluencia del acero en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N8 – N10,

daño ligero (Y - Y)

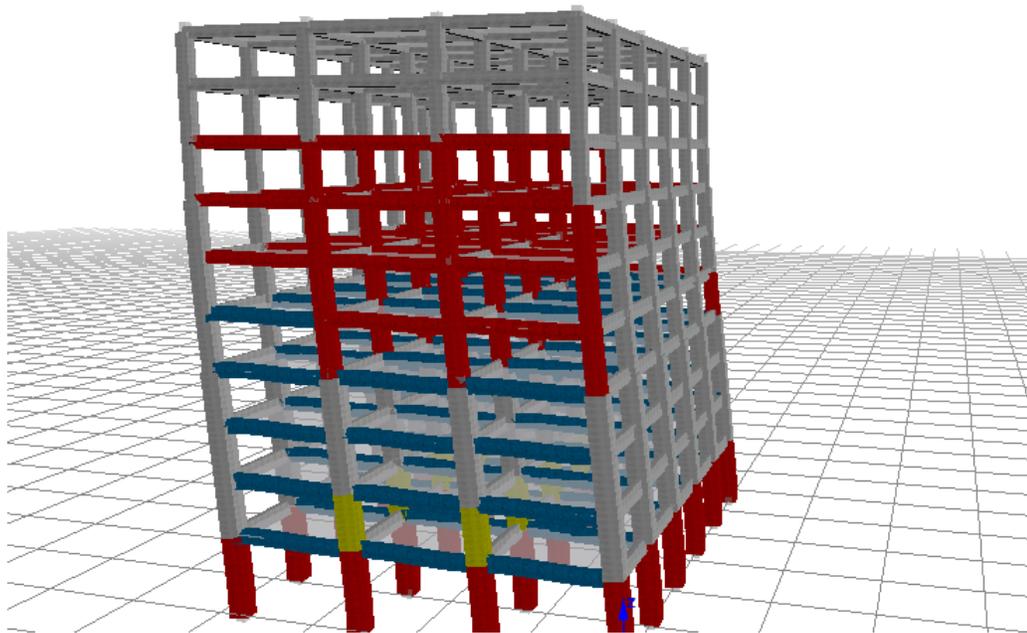


Fig. 4.169 Fluencia del acero y fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350$ kg/cm² N8 – N10, daño severo (Y - Y)

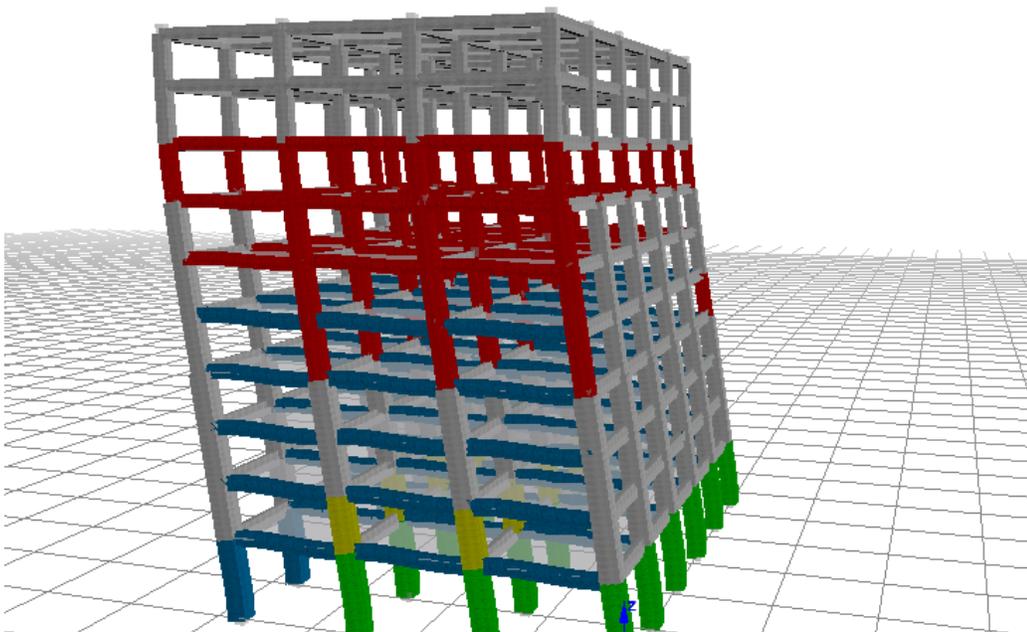


Fig. 4.170 Fluencia y rotura del acero, fractura del concreto en elementos de vigas y columnas, Concreto $f'c = 350$ kg/cm² N8 – N10, daño colapso (Y - Y)

CAPITULO V:
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

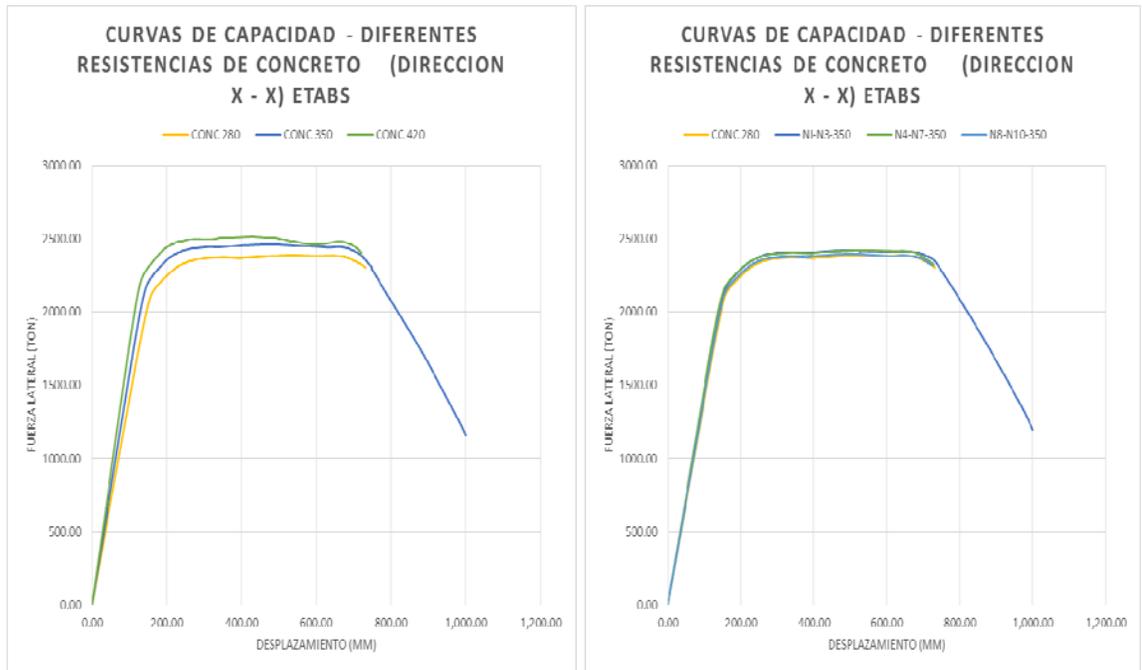
Como se ha mencionado con anterioridad en el presente trabajo de investigación, que el comportamiento sísmico de las edificaciones de concreto reforzado depende de dos variables fundamentales: su curva de capacidad y los movimientos del terreno asociado a los sismos (efectos externos). En tal sentido, se ha manejado el análisis sobre la base de la curva de capacidad (característica propia de la estructura), manteniendo las dimensiones de los elementos estructurales, y variando las características mecánicas del concreto (resistencia y flexibilidad); tomando en cuenta que las diferencias entre los resultados analíticos y experimentales de respuestas de edificios sometidos a eventos sísmicos, son ocasionadas por las incertidumbres involucradas en el proceso de diseño, que hacen referencia a la variación entre la resistencia real y nominal de los materiales, las diferencias entre las solicitaciones reales y las empleadas en el diseño, y el grado de aproximación entre el modelo propuesto y el construido. Por tanto, los resultados obtenidos están basados en la comparación de las siguientes características de la estructura: ductilidad por desplazamiento ($\Delta_u / \Delta_y > 1$) y energía de deformación (E_m), punto de desempeño (daño leve, daño severo y daño de colapso) y mecanismos de falla (generación de rotulas plásticas); tomando como referencia la sobre resistencia del concreto en obra, en el comportamiento estructural.

A continuación, se presentan las conclusiones más relevantes del análisis realizado:

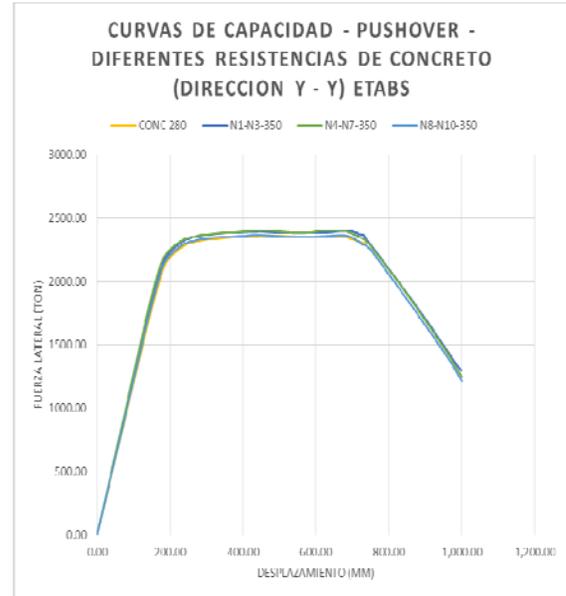
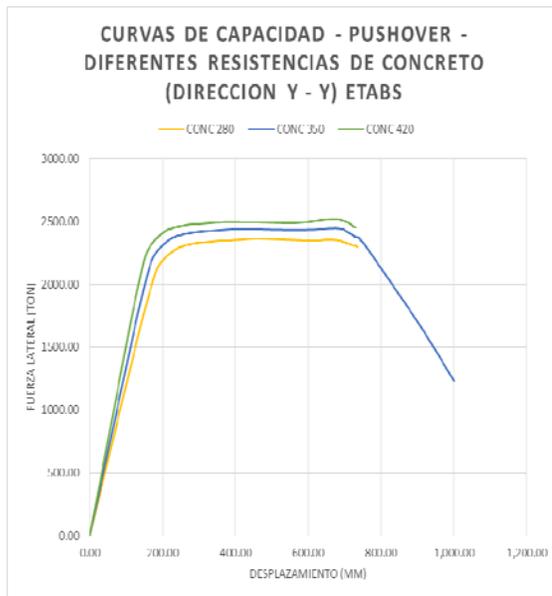
1. Se ha realizado el análisis del comportamiento de la estructura en tres diferentes programas de análisis, a fin de obtener un espectro amplio de comparación de los resultados obtenidos, tomando en cuenta que los programas SAP2000 y ETABS utilizan la plasticidad concentrada en su análisis y el SEISMOSTRUCT utiliza la plasticidad por fibras. Esto permitió establecer, que tan sensible es proporcionarle sobrerresistencia al concreto en obra a la estructura, en el comportamiento no lineal a través de la metodología del pushover; mediante la comparación de la curva de capacidad, el punto de desempeño y los mecanismos de fallas que se generan; en función de la metodología de cálculo empleado por cada programa de análisis.

2. Se estableció dentro del análisis, las condiciones de sobre resistencia del concreto a analizar, tomando como base la resistencia a la compresión del concreto igual a $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ obtenida del diseño estructural; a fin de realizar las comparaciones respectivas en el comportamiento o desempeño estructural, las cuales son:
 - $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ a toda la estructura (vigas y columnas).
 - $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ a toda la estructura (vigas y columnas).
 - $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ en los primeros cuatro niveles tanto en vigas como columnas, manteniendo los demás niveles con la resistencia a la compresión de diseño.
 - $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ del quinto al séptimo nivel, tanto en vigas como columnas, manteniendo los demás niveles con la resistencia a la compresión de diseño.

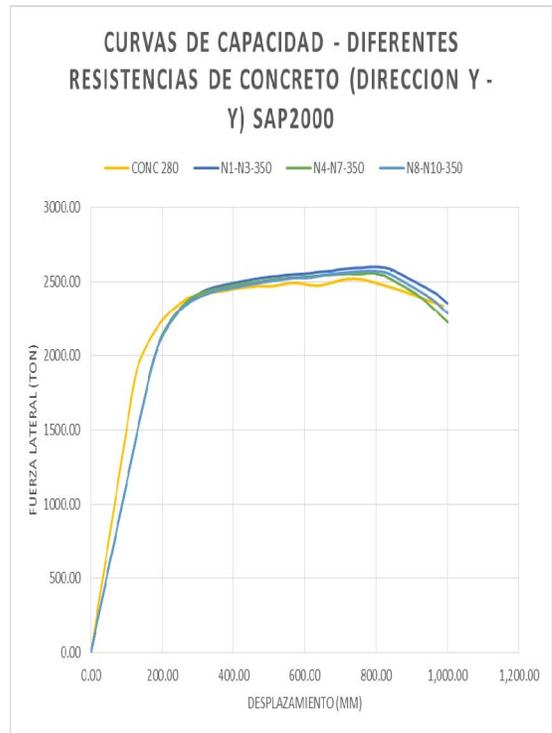
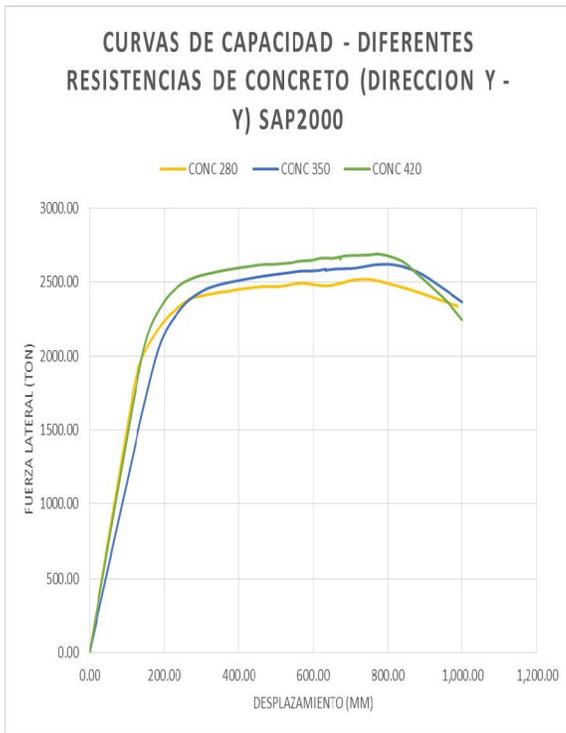
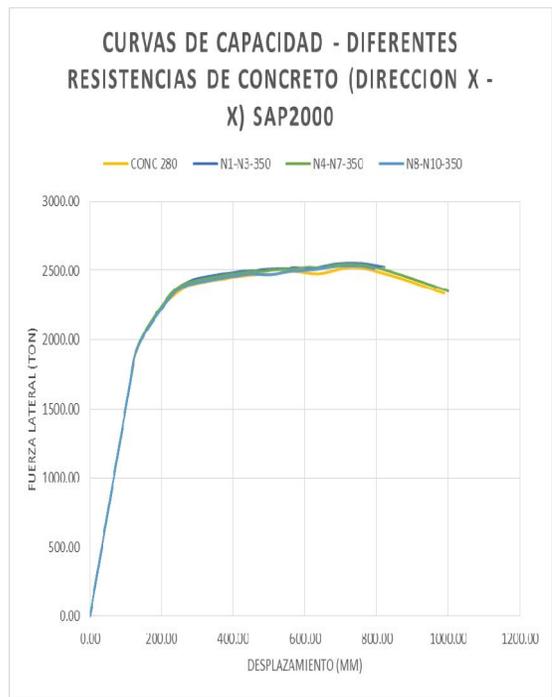
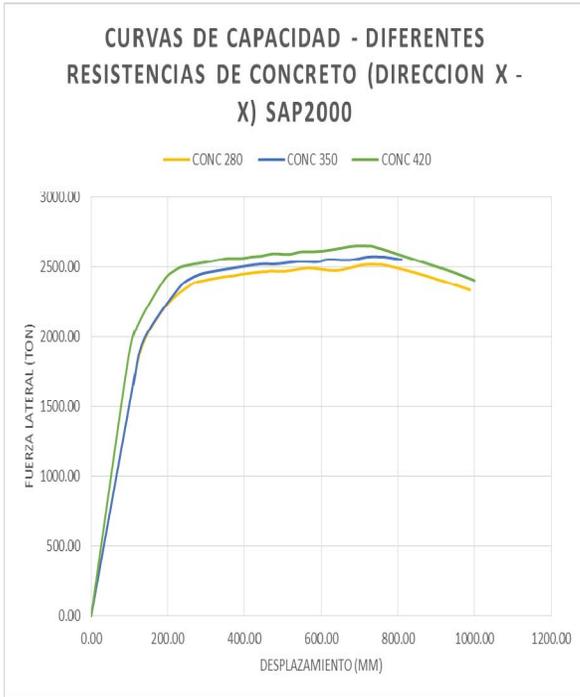
- $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ en los últimos niveles, tanto en vigas como columnas, manteniendo los demás niveles con la resistencia a la compresión de diseño. Coincidiendo la sobrerresistencia del concreto con el cambio de dimensiones de las secciones de columnas y vigas en altura.
3. De acuerdo a los resultados obtenidos del comportamiento en la curva de capacidad para las diferentes condiciones de sobrerresistencia, los resultados presentados corresponden a la carga lateral debido al primer modo de vibración en ambas direcciones de análisis. Debido a que proporciona resultados intermedios entre la carga lateral triangular y la carga uniforme; que son tres tipo de carga exigido para la metodología del análisis pushover.
 4. El comportamiento de la curva de capacidad, en el análisis realizado en el programa ETABS, para la dirección X; no muestra una clara diferencia al incorporar la sobrerresistencia del concreto, sino solo en la capacidad al cortante: que es lo esperado. Solo la curva de capacidad para el concreto $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ en toda la estructura (vigas y columnas), muestra una pérdida de resistencia, aunque se sigue desplazando hasta alcanzar el desplazamiento objetivo. Por lo tanto, la sobrerresistencia proporcionada en campo no afectara el comportamiento en el rango no lineal de la estructura y por el contrario, la sobrerresistencia del concreto proporciona mayor resistencia a la carga lateral sin afectar el desempeño estructural.



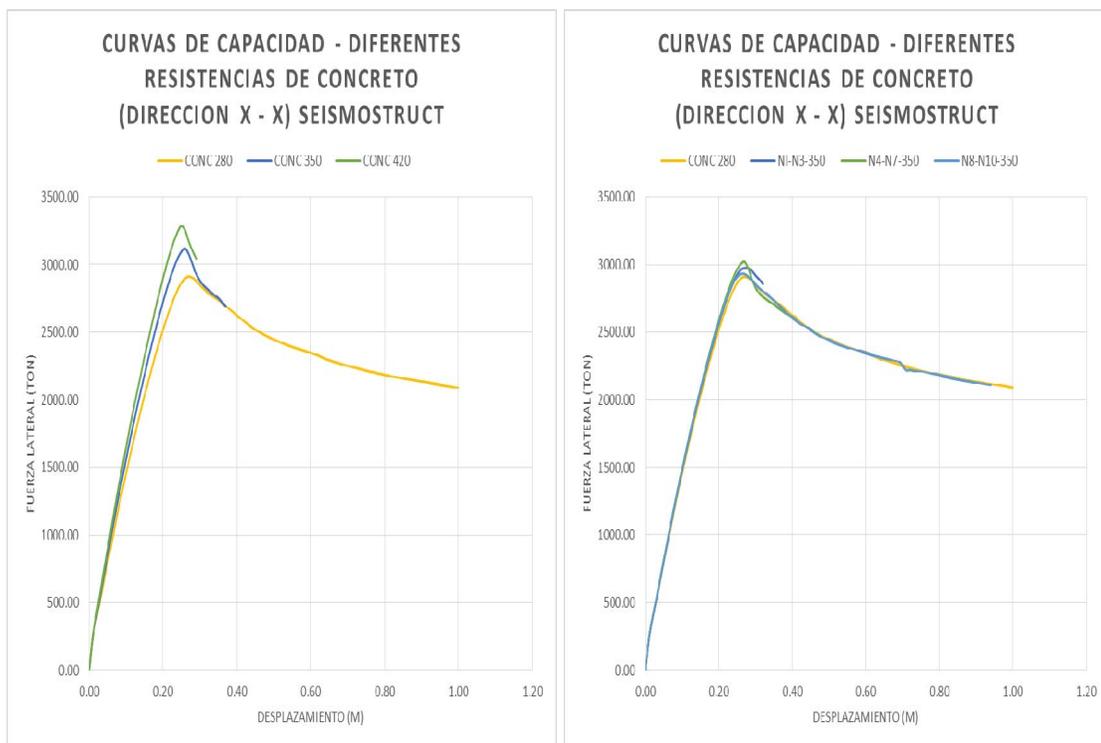
5. En la dirección Y, ocurre el mismo fenómeno que en la dirección X; al proporcionar sobrerresistencia parcial en los diferentes niveles de la estructura, mostrando una pérdida de resistencia, aunque se sigue desplazando hasta alcanzar el desplazamiento objetivo. Por lo tanto, la sobrerresistencia proporcionada en campo no afectara el comportamiento en el rango no lineal de la estructura y por el contrario, la sobrerresistencia del concreto proporciona mayor resistencia a la carga lateral sin afectar el desempeño estructural.



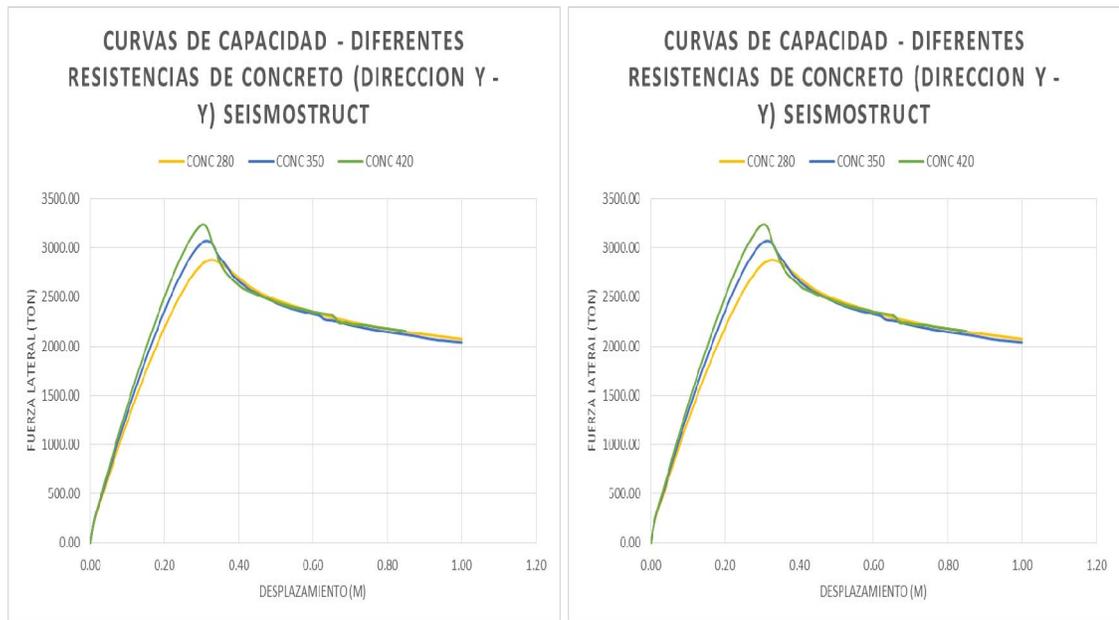
6. En el caso del análisis realizado en el programa SAP2000, la curva de capacidad muestra un comportamiento similar para las diferentes condiciones de sobre resistencia analizadas en comparación con la resistencia de diseño establecida; tanto para la dirección X como la dirección Y. Por lo tanto, la sobrerresistencia proporcionada en campo no afectara el comportamiento en el rango no lineal de la estructura y por el contrario, la sobrerresistencia del concreto proporciona mayor resistencia sin afectar el desempeño estructural.



7. En el caso del análisis realizado en el programa SEISMOSTRUCT, para la dirección X es evidente la diferencia en el comportamiento de la curva de capacidad; ya que tanto la curva de resistencia del concreto $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y la de $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$ se desplazan menos y no logran llegar al desplazamiento objetivo; lo cual ocurre también cuando se varía la resistencia alternadamente en los diferentes niveles. Esto muestra que la rigidez que le proporciona la sobrerresistencia, no permite que se desplace y solo sea un 25% del desplazamiento objetivo establecido. Esto muestra a la vez, que en estas condiciones, se produce un mecanismo de falla donde se han alcanzado la fluencia del acero de refuerzo y la fractura del concreto en desplazamientos pequeños.



8. En la dirección Y, el comportamiento no presenta mayor variación en la curva de capacidad. Por lo tanto, la sobrerresistencia proporcionada en campo no afectara el comportamiento en el rango no lineal de la estructura.



9. El comportamiento de la curva de capacidad, se ve reflejado en los valores obtenidos de ductilidad y energía de deformación, del desempeño de la estructura. En el caso de los resultados del SAP y el ETABS, la ductilidad calculada no guarda relación con la sobrerresistencia del concreto ya que se espera que entre más rígida la estructura presente menos ductilidad. Esto se ve reflejado en los cuadros resumen que se presentan a continuación. El porcentaje de variación en cuanto a ductilidad y energía de deformación son apenas de entre 1% y 10%.

CUADRO RESUMEN ETABS

CONDICION DE ANALISIS	ETABS (X - X)					ETABS (Y - Y)				
	DUCTILIDAD (μ)	ENERGIA (Em)	Dy (m)	Du (m)	Vy (Ton)	DUCTILIDAD (μ)	ENERGIA (Em)	Dy (m)	Du (m)	Vy (Ton)
CONCRETO 280	4.17	1468.75	0.17	0.71	2350.00	3.78	1363.00	0.19	0.72	2350.00
CONCRETO 350	4.73	1524.00	0.15	0.71	2400.00	3.73	1476.00	0.19	0.71	2400.00
CONCRETO 420	4.28	1310.75	0.13	0.60	2450.00	4.50	1568.00	0.16	0.72	2450.00
N1-N4-350	4.00	1512.00	0.18	0.72	2400.00	4.05	1603.13	0.19	0.77	2350.00
N5-N7-350	4.12	1548.00	0.17	0.70	2400.00	3.74	1476.00	0.19	0.71	2350.00
N8-N10-350	4.12	1476.00	0.17	0.70	2400.00	3.74	1445.25	0.19	0.71	2350.00

CUADRO RESUMEN SAP2000

CONDICION DE ANALISIS	SAP2000 (X - X)					SAP2000 (Y - Y)				
	DUCTILIDAD (μ)	ENERGIA (Em)	Dy (m)	Du (m)	Vy (Ton)	DUCTILIDAD (μ)	ENERGIA (Em)	Dy (m)	Du (m)	Vy (Ton)
CONCRETO 280	6.00	1980.00	0.15	0.90	2400.00	4.38	2037.50	0.21	0.92	2500.00
CONCRETO 350	4.00	1750.00	0.20	0.80	2500.00	4.28	2027.25	0.21	0.90	2550.00
CONCRETO 420	7.08	2014.50	0.12	0.85	2550.00	4.36	1911.00	0.19	0.83	2600.00
N1-N4-350	4.56	1560.00	0.20	0.75	2500.00	4.38	2029.35	0.21	0.92	2500.00
N5-N7-350	5.00	1944.00	0.18	0.90	2400.00	4.28	1977.55	0.21	0.90	2450.00
N8-N10-350	4.22	1641.50	0.20	0.76	2450.00	4.24	1962.50	0.21	0.89	2500.00

10. En el caso de los resultados del SESISMOSTRUCT, la ductilidad calculada si guarda relación con la sobrerresistencia del concreto ya que se espera que entre más rígida la estructura presente menos ductilidad. Esto se ve reflejado en los cuadros resumen que se presentan a continuación. El porcentaje de variación en cuanto a ductilidad y energía de deformación son apenas de entre 5% y 20%.

CUADRO RESUMEN DE SISMOSTRUCT

CONDICION DE ANALISIS	SEISMOSTRUCT (X - X)					SEISMOSTRUCT (Y - Y)				
	DUCTILIDAD (μ)	ENERGIA (Em)	Dy (m)	Du (m)	Vy (Ton)	DUCTILIDAD (μ)	ENERGIA (Em)	Dy (m)	Du (m)	Vy (Ton)
CONCRETO 280	5.55	2184.00	0.18	1.00	2400.00	5.00	2115.00	0.20	1.00	2350.00
CONCRETO 350	2.50	795.00	0.15	0.38	2600.00	4.76	2148.00	0.21	1.00	2450.00
CONCRETO 420	1.65	594.75	0.17	0.28	3050.00	4.05	1937.00	0.21	0.85	2600.00
N1-N4-350	1.60	627.00	0.20	0.32	2850.00	4.76	2148.00	0.21	1.00	2400.00
N5-N7-350	2.80	879.75	0.15	0.42	2550.00	4.76	2148.00	0.21	1.00	2400.00
N8-N10-350	6.00	1985.75	0.15	0.92	2350.00	4.76	2148.00	0.21	1.00	2400.00

11. De los cuadros resúmenes anteriores, se puede determinar que la estructura analizada, en el comportamiento no lineal; desarrolla una capacidad mayor al 200% en relación al cortante basal establecido. En tal sentido, la estructura presenta un desempeño aceptable, aun con la sobrerresistencia del concreto proporcionada.

12. Los puntos de desempeño (daño leve, daño severo y daño al colapso) encontrados para las diferentes condiciones de sobrerresistencia y para la condición base de análisis, se encuentran dentro de los límites permisibles, establecidos por las normas FEMA 356, los cuales se muestran en los cuadros resúmenes que se muestran a continuación; por lo que el comportamiento en el rango inelásticos se puede determinar cómo adecuado. Los puntos de desempeño obtenidos para las condiciones de sobrerresistencia se reducen hasta un 92% del calculado para la condición de diseño original, considerando una resistencia del concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$.

CUADRO RESUMEN ETABS (PUNTO DE DESEMPEÑO)

CONDICION DE ANALISIS	ETABS (X - X)						ETABS (Y - Y)					
	PUNTO DE DESEMPEÑO (DL) m		PUNTO DE DESEMPEÑO (DS)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DC)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DL)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DS)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DC)	
	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF
CONCRETO 280	0.16	0.21	0.40	0.53	0.60	0.80	0.18	0.23	0.44	0.58	0.66	0.87
CONCRETO 350	0.15	0.20	0.37	0.49	0.56	0.74	0.16	0.22	0.39	0.52	0.62	0.82
CONCRETO 420	0.13	0.18	0.34	0.45	0.52	0.69	0.16	0.21	0.37	0.49	0.58	0.77
N1-N4-350	0.16	0.21	0.38	0.51	0.57	0.76	0.17	0.23	0.43	0.57	0.65	0.86
N5-N7-350	0.16	0.21	0.39	0.51	0.58	0.77	0.17	0.23	0.43	0.56	0.64	0.85
N8-N10-350	0.16	0.21	0.40	0.52	0.59	0.79	0.17	0.23	0.43	0.57	0.65	0.86

CUADRO RESUMEN SAP2000 (PUNTO DE DESEMPEÑO)

CONDICION DE ANALISIS	SAP2000 (X - X)						SAP2000 (Y - Y)					
	PUNTO DE DESEMPEÑO (DL) m		PUNTO DE DESEMPEÑO (DS)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DC)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DL)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DS)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DC)	
	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF
CONCRETO 280	0.17	0.23	0.43	0.57	0.64	0.85	0.18	0.24	0.46	0.61	0.69	0.92
CONCRETO 350	0.17	0.23	0.43	0.57	0.64	0.85	0.18	0.24	0.44	0.59	0.67	0.88
CONCRETO 420	0.15	0.20	0.38	0.51	0.57	0.76	0.17	0.23	0.43	0.58	0.65	0.86
N1-N4-350	0.17	0.23	0.43	0.57	0.65	0.86	0.18	0.24	0.46	0.61	0.69	0.92
N5-N7-350	0.17	0.23	0.43	0.57	0.64	0.85	0.18	0.24	0.45	0.60	0.68	0.90
N8-N10-350	0.15	0.21	0.43	0.57	0.58	0.77	0.19	0.25	0.48	0.63	0.72	0.95

CUADRO RESUMEN SEISMOSTRUCT (PUNTO DE DESEMPEÑO)

CONDICION DE ANALISIS	SEISMOSTRUCT (X - X)						SEISMOSTRUCT (Y - Y)					
	PUNTO DE DESEMPEÑO (DL) m		PUNTO DE DESEMPEÑO (DS)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DC)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DL)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DS)		PUNTO DE DESEMPEÑO (DC)	
	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF	SDOF	MDOF
CONCRETO 280	0.16	0.21	0.39	0.51	0.58	0.77	0.18	0.23	0.44	0.58	0.66	0.88
CONCRETO 350	0.15	0.20	0.37	0.49	0.55	0.73	0.17	0.22	0.42	0.55	0.63	0.83
CONCRETO 420	0.14	0.19	0.35	0.47	0.53	0.70	0.16	0.21	0.40	0.53	0.60	0.80
N1-N4-350	0.15	0.20	0.38	0.51	0.58	0.76	0.17	0.23	0.44	0.58	0.65	0.87
N5-N7-350	0.15	0.20	0.38	0.51	0.57	0.76	0.17	0.23	0.43	0.58	0.65	0.86
N8-N10-350	0.14	0.19	0.36	0.47	0.54	0.71	0.18	0.23	0.44	0.58	0.66	0.87

Altura del edificio (cm)	Eje	Cortante basal (ton)	Desplazamiento en el punto de desempeño (cm)	Desplazamiento máximo permitido (cm)			
				NTDS	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención al Colapso
				0.015h	0.01h	0.02h	0.04h
3400	X,Y	Ver cuadro	Ver graficas	51.00	34.00	68.00	136.00

13. Al evaluar la generación de los mecanismos de falla en las diferentes condiciones de sobrerresistencia, en los programas SAP y ETABS; se puede observar que para la condición de daño leve se ha alcanzado 1240 rótulas en el rango previo a Operación Inmediata, para el daño severo se han alcanzado al menos 300 juntas en el rango de seguridad a la vida; y para el daño de colapso, se ha alcanzado al menos 112 rótulas en el rango de previo al colapso; lo cual indica que en ningún caso se ha llegado al colapso de la estructura. Esto ratifica, que el comportamiento de la estructura es adecuado para la condición de diseño y para la condición de sobrerresistencia del concreto analizada.

14. En relación al análisis realizado en el SEISMOSTRUCT, los resultados de los criterios de desempeño establecidos para cada condición de análisis, presenta resultados similares ya que en la mayoría de los casos se alcanzan los parámetros de desempeño; en la condición de daño de colapso. Para el daño severo, las vigas de los primeros niveles han alcanzado la rotura del acero de refuerzo.

15. Por lo tanto, podemos establecer que la sobrerresistencia del concreto en obras versus la resistencia de diseño, en el comportamiento no lineal; no refleja una variación significativa en el desempeño de la estructura, en cuanto al punto de desempeño evaluados con cada uno de los programas.
16. En cuanto a la curva de capacidad y la generación de las rotulas plásticas, si se ve una leve variación; al considerar una sobrerresistencia en toda la estructura de $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, ya que el que se desarrollan rotulas plásticas cercanas al colapso y la curva de capacidad se ve truncada, debido a que se ha generado un mecanismo de falla de la estructura.
17. Debido a que la estructura no es tan vulnerable al cortante, ya que su comportamiento es mas a flexión, no es tan perjudicial proporcionar sobrerresistencia a la estructural. Esto se ve reflejado en los resultados que se han obtenido dentro del análisis.

5.2 RECOMENDACIONES

1. Debido a que no se pudo tener acceso a la información correspondiente de alguna estructura de múltiples niveles en nuestro país, en relación a los planos estructurales constructivos y sobre los registros del control de calidad del concreto en obra; se tuvo que proponer una estructura de 10 niveles a base de marcos estructurales y realizar el diseño en base a la normativa actual, para obtener los insumos necesarios (dimensionamiento y refuerzo) para realizar el análisis pushover respectivo. Esto a su vez, permitió establecer las condiciones de sobrerresistencia a considerar en el análisis de una manera aleatoria. Por lo tanto, se recomienda que cuando se realicen trabajos de investigación relacionados con el análisis pushover, en donde se tenga como variable la resistencia a compresión del concreto; se pueda tener a la mano información completa de alguna estructura existente y toda la documentación relacionada al control de calidad, a fin de obtener resultados reales.
2. Será interesante realizar en un futuro, el análisis pushover considerando la sobrerresistencia del concreto en una estructura a base de paredes de cortante, donde la resistencia del concreto reviste mayor relevancia y evaluar si esta condición es significativa en el desempeño estructural en el rango inelástico.

3. Será necesario verificar otras condiciones de sobrerresistencia del concreto, considerado variarla solo las columnas de los primeros niveles y luego solo las vigas de entrepiso.
4. Habrá que ver dentro de futuras investigaciones, que ocurre en el comportamiento lineal de la estructura al considerar la sobrerresistencia del concreto, en cuanto a la variación del porcentaje de acero de refuerzo.

CAPITULO VI:
BIBLIOGRAFIA

- 📖 ASCE/SEI 2013: AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS. SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF EXISTING BUILDING. Cap. 2, Pag. 31 – 49.
- 📖 ACI – 318, 2008, BUILDING CODE REQUERIMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE AND COMMENTARY, AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Cap. 21, Pag. 337 – 380.
- 📖 MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS (MOP), 1994, NORMA TÉCNICA PARA DISEÑO POR SISMO, REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD DE LAS CONSTRUCCIONES.
- 📖 APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL (U.S.A). 1996. SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS. (ATC-40 REPORT). REWOOD CITY, CALIFORNIA.
- 📖 FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (U.S.A). 2000. PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS. (FEMA 356). WASHINGTON, D.C.

📖 SENEVIRATNA AND KRAWINKLER, 1998, PRO Y CONTRAS DEL ANÁLISIS PUSHOVER EN LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO, DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL USA, IMPRESO EN GRAN BRETAÑA.

📖 MRUGESH D. SHAH, NATIONAL CONFERENCE ON RECENT TRENDS IN ENGINEERING & TECHNOLOGY. NONLINEAR STATIC ANALYSIS OF R.C.C. FRAMES.

📖 SEISMOSTRUCT 2016, MANUAL DE USUARIO, PROGRAMA DE COMPUTADORA DE ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO.

📖 COMPUTERS AND STRUCTURES, INC. 2000. SAP2000 INTEGRATED FINITE ELEMENT ANALYSIS AND DESIGN OF STRUCTURES: CONCRETE DESIGN MANUAL. C.S.I, BERKELEY, CALIFORNIA, U.S.A.

📖 CHOPRA A.K. & GOEL R.K. [2001] A MODAL PUSHOVER ANALYSIS PROCEDURE TO ESTIMATE SEISMIC DEMANDS FOR BUILDINGS: THEORY AND PRELIMINARY EVALUATION, PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER, TECHNICAL REPORT PEER NO. 2001/03.

📖 ASIAN JOURNAL OF CIVIL ENGINEERING (BUILDING AND HOUSING)
VOL. 9, NO. 1 (2008), PUSHOVER ANALYSIS OF REINFORCED
CONCRETE FRAME STRUCTURES, PAGES 75-83.

📖 HECTOR LOPEZ / LUIS MONTEJO, DETERMINACIÓN DE LAS
PROPIEDADES MECANICAS DEL CONCRETO ENDURECIDO USADAS
EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL, UNIVERSIDAD DEL VALLE,
COLOMBIA, 2001.

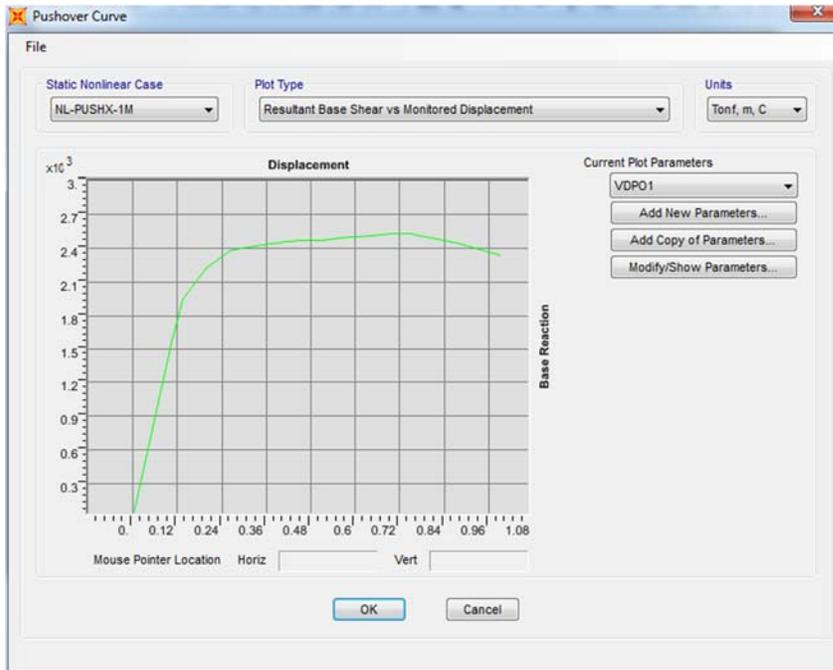
📖 SOFYAN. Y. AHMED, (PH.D.), CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT,
MOSUL UNIVERSITY, MOSUL, IRAQ, SEISMIC EVALUATION OF
REINFORCED CONCRETE FRAMES USING PUSHOVER ANALYSIS, 2013.

📖 JUAN AREVALO / WILLIAM BERMUDEZ, NIVELES DE DAÑOS A
PARTIR DE UN ANALISIS PUSHOVER PARA UNA ESTRUCTURA
APORTICADA DE CONCRETO REFORZADO, UNIVERSIDAD
INDUSTRIAL DE SANTANDER, BUCARAMANGA, 2007.

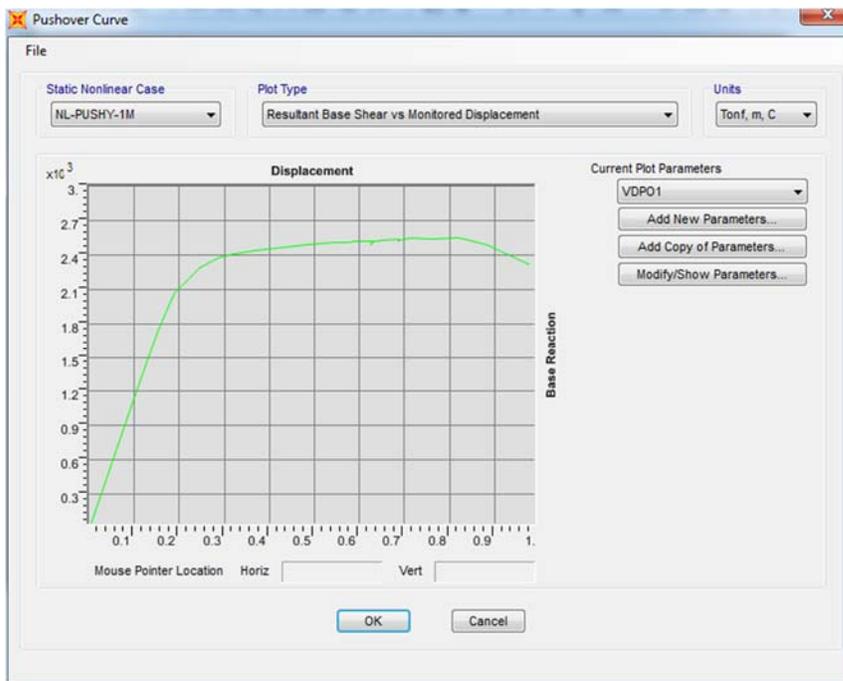
📖 AJAY D. GOUDAR, SHILPA KOTI, K.S.BABUNARAYAN, SENSITIVITY
OF PUSHOVER ANALYSIS TO DESIGN PARAMETERS-AN ANALYTICAL
INVESTIGATION, INTERNATIONAL JOURNAL OF ADVANCED
STRUCTURES AND GEOTECHNICAL ENGINEERING ISSN 2319-5347,
VOL. 01, NO. 02, OCTOBER 2012.

ANEXO 1:

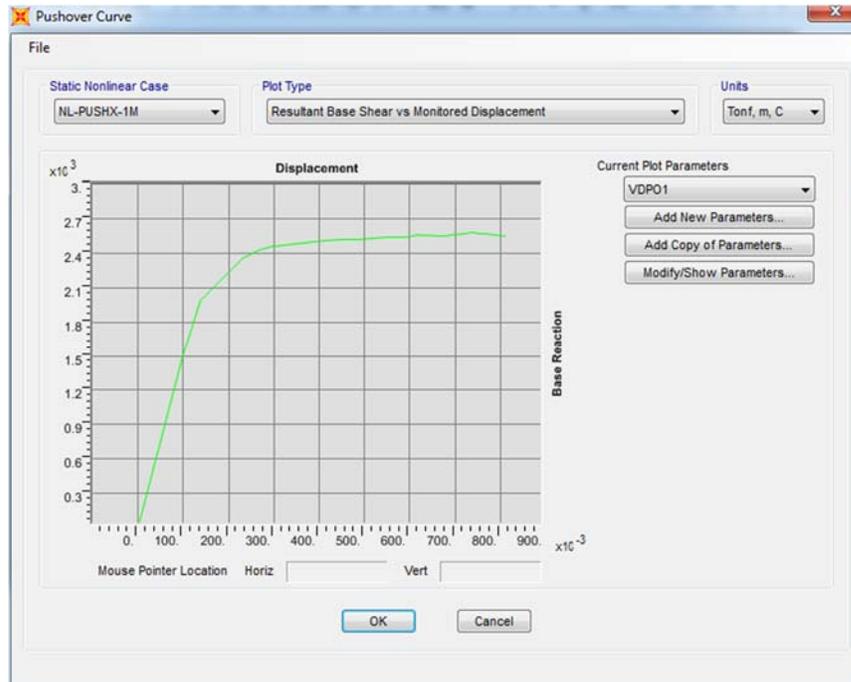
CURVAS DE CAPACIDAD Y COMPARACIÓN DE
RESULTADOS DEL SAP 2000



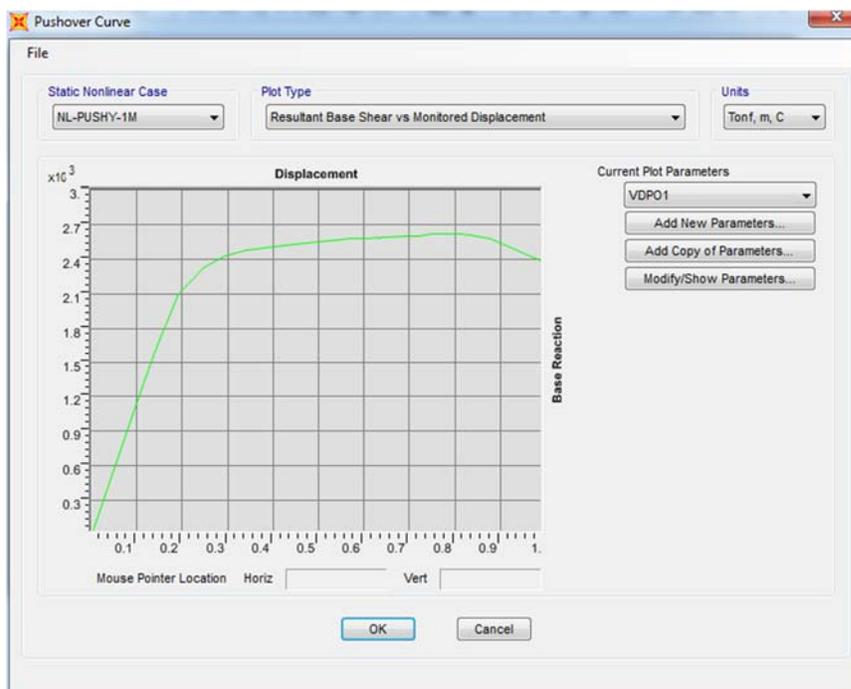
Anexo 1.1 Curva de capacidad, carga lateral modal, diseño original, dir. X – X



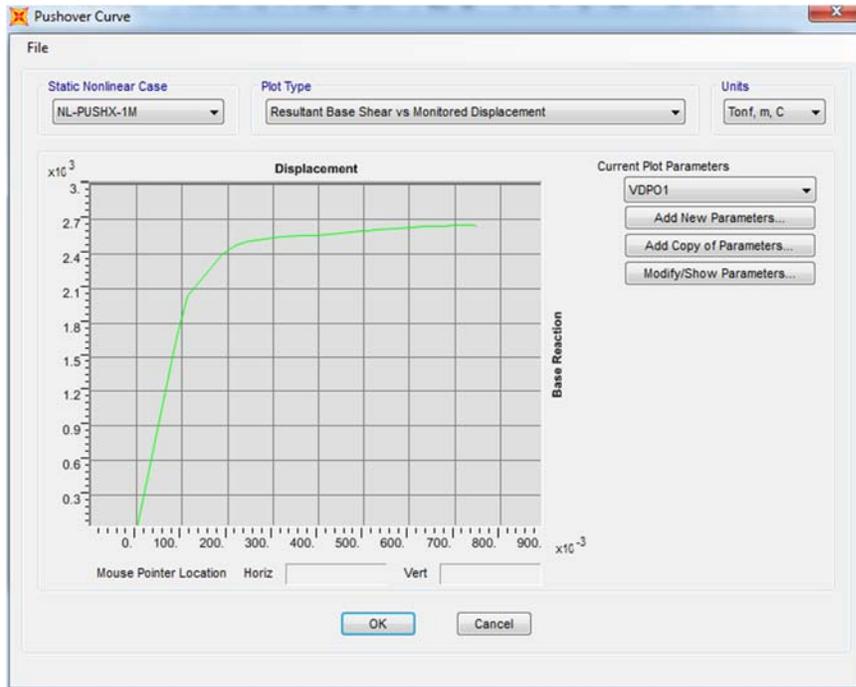
Anexo 1.2 Curva de capacidad, carga lateral modal, diseño original, dir. Y – Y



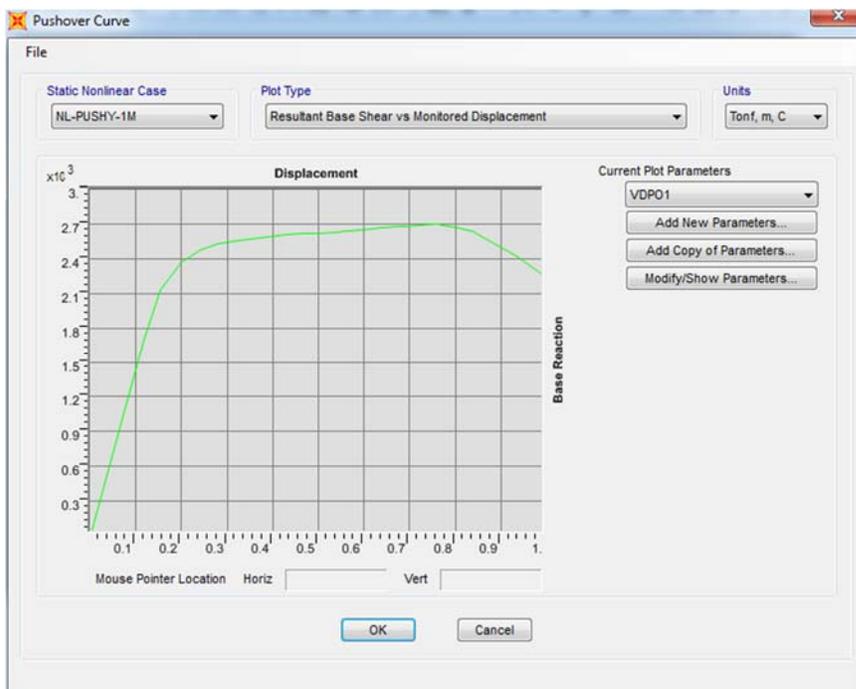
Anexo 1.3 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, dir. X – X



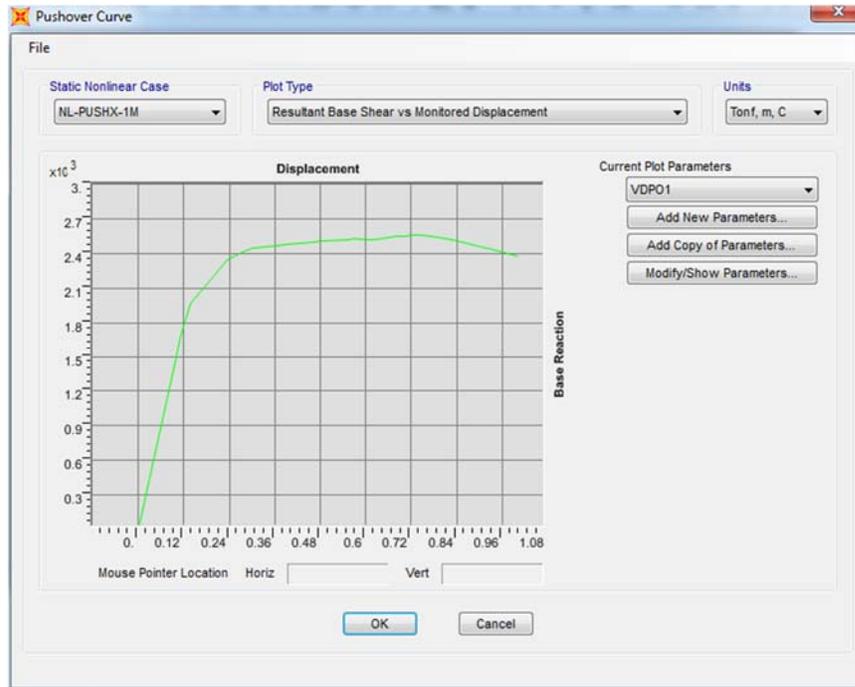
Anexo 1.4 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$, dir. Y – Y



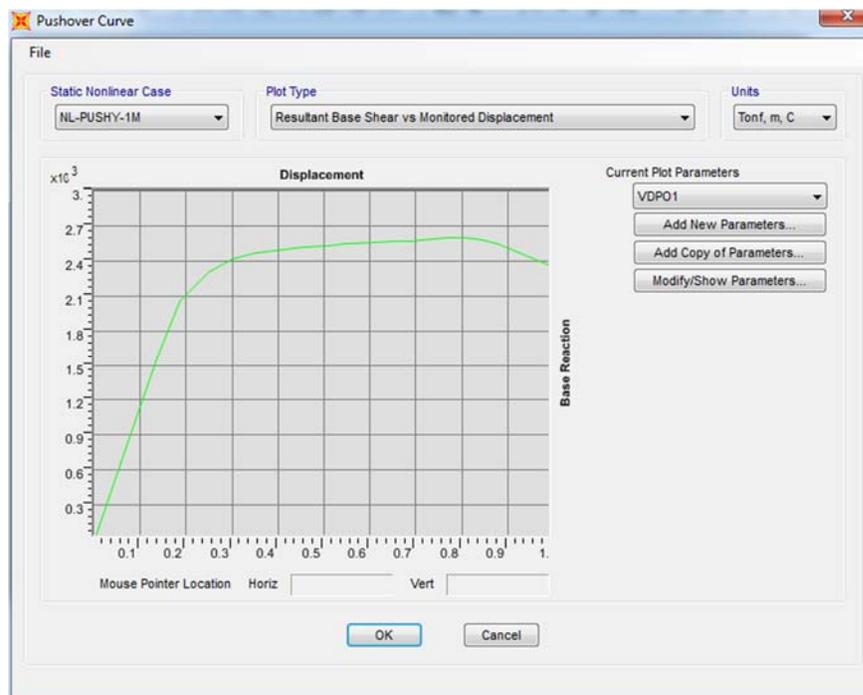
Anexo 1.5 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, dir. X – X



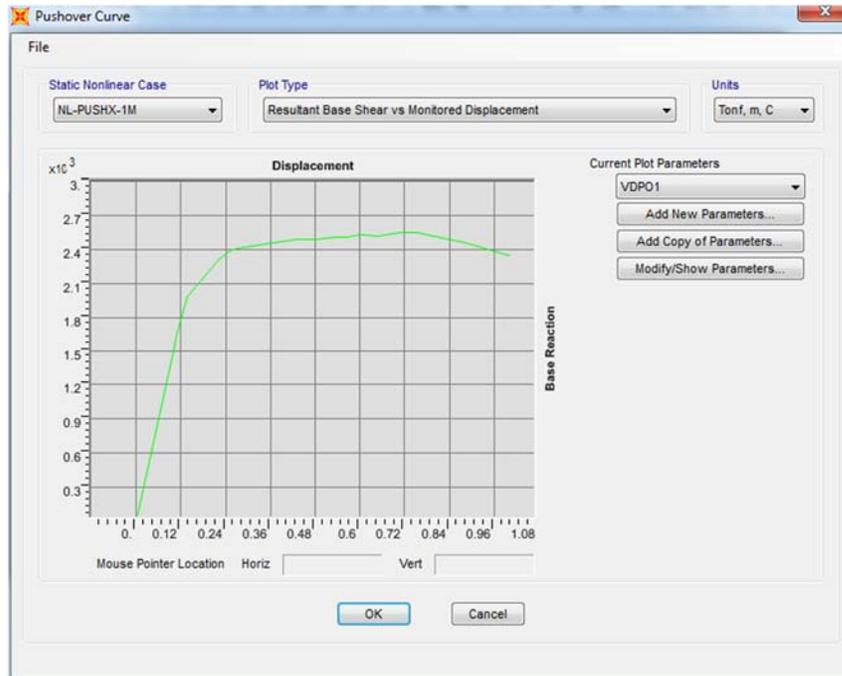
Anexo 1.6 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 420 \text{ kg/cm}^2$, dir. Y – Y



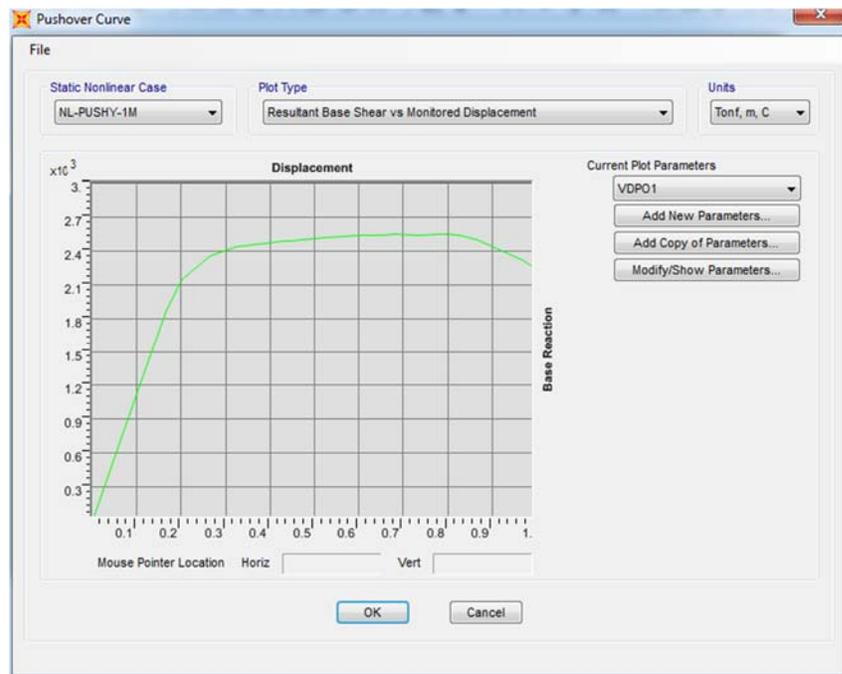
Anexo 1.7 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N1 – N3, dir. X – X



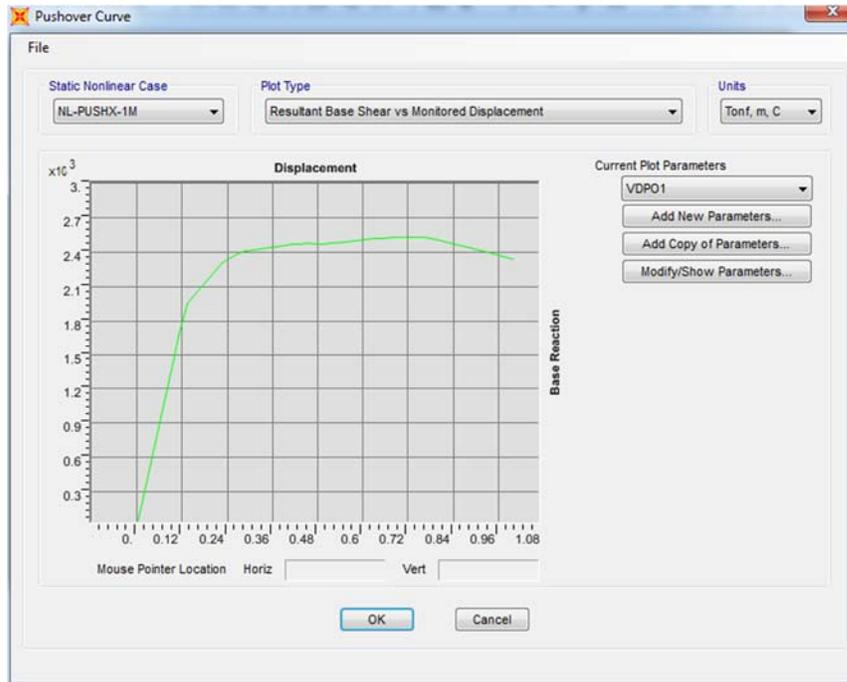
Anexo 1.8 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N1 – N3, dir. Y – Y



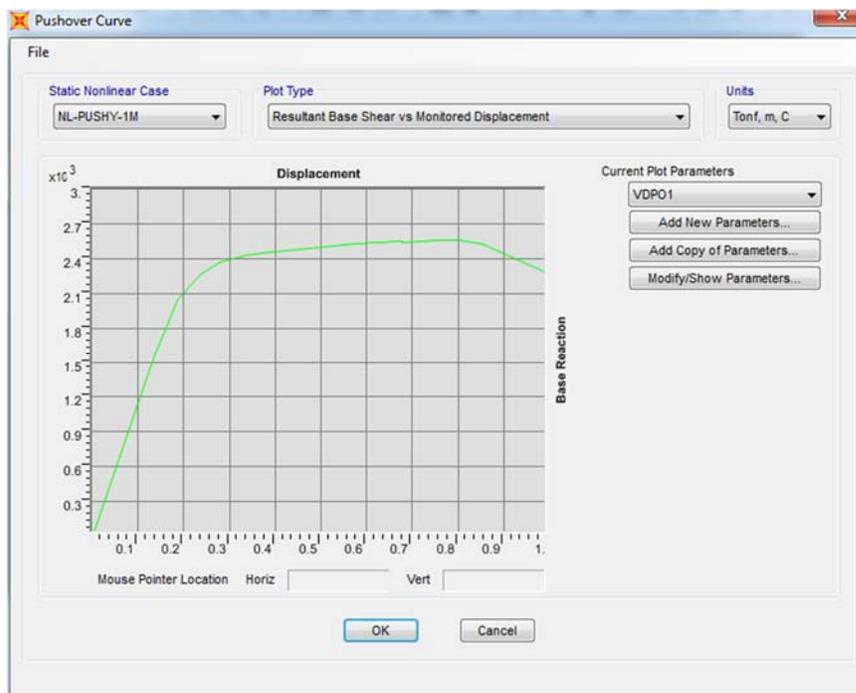
Anexo 1.9 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N4 – N7, dir. X – X



Anexo 1.10 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N4 – N7, dir. Y – Y



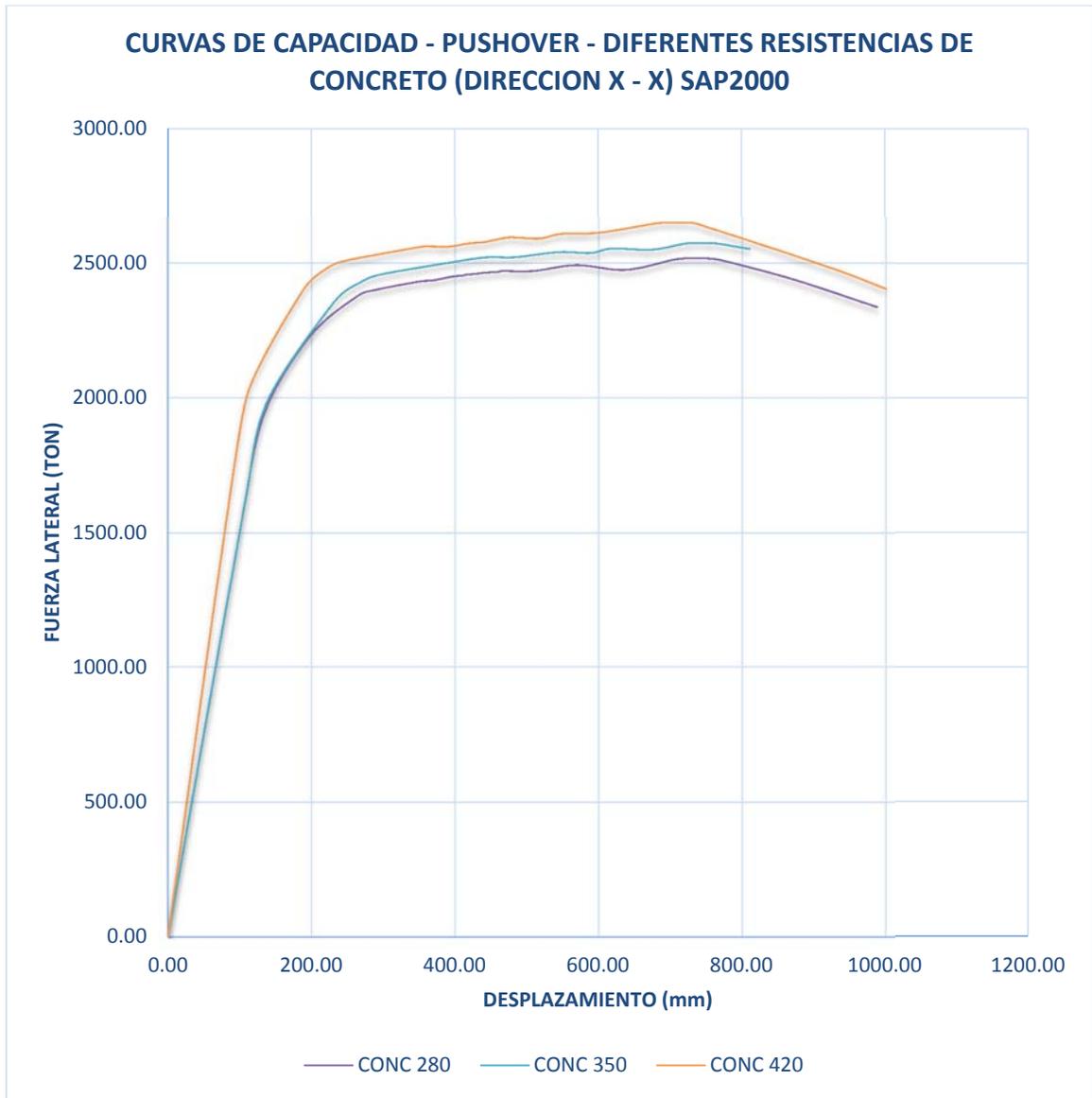
Anexo 1.11 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N8 – N10, dir. X – X



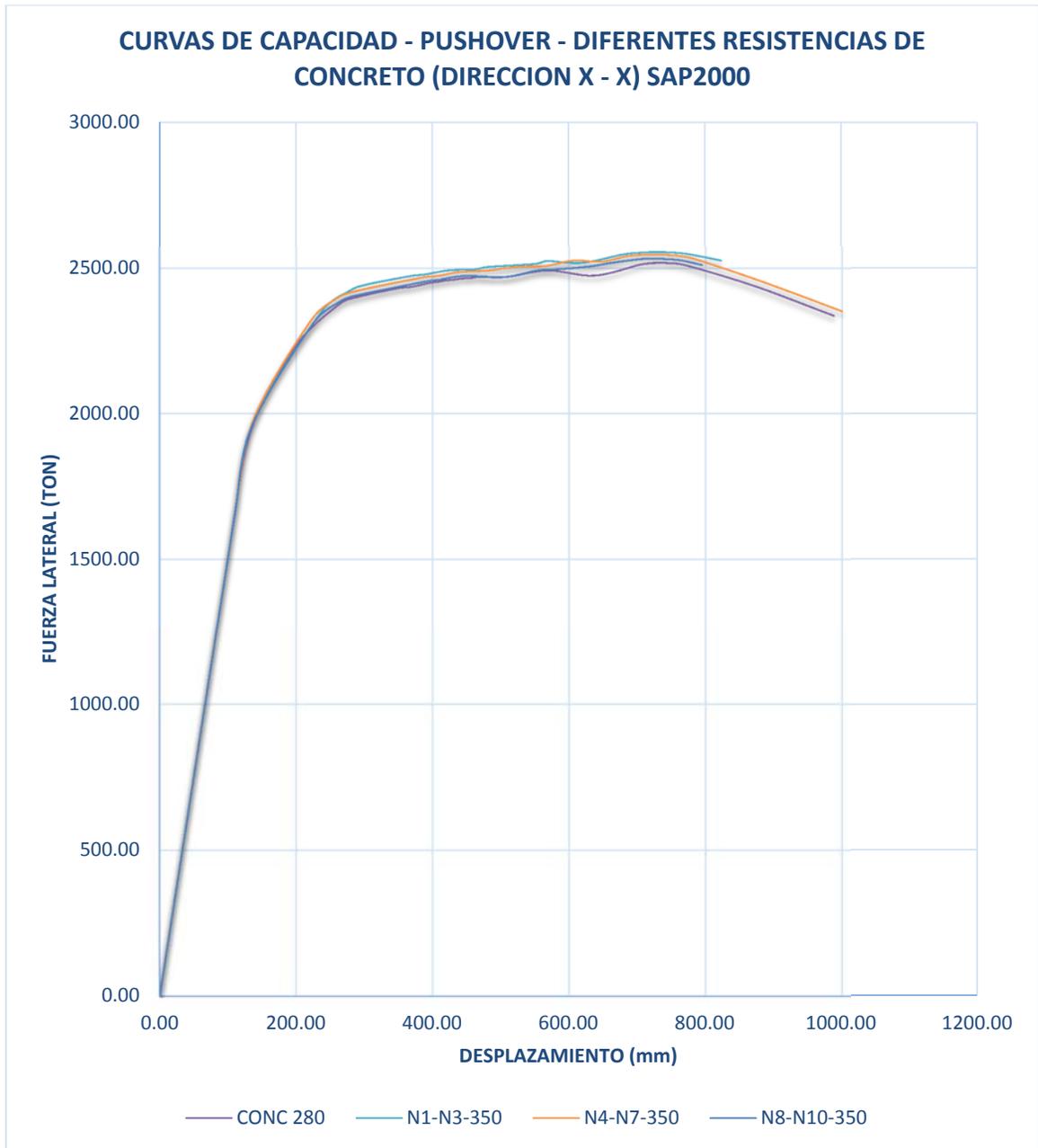
Anexo 1.12 Curva de capacidad, carga lateral modal, sobrerresistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ N8 – N10, dir. Y – Y

DIFERENTES RESISTENCIAS DE CONCRETO SAP2000											
CONCRETO F'c = 280 Kg/m2		CONCRETO F'c = 350 Kg/m2		CONCRETO F'c = 420 Kg/m2		CONCRETO F'c = 350 Kg/m2 (N-1 - N-3)		CONCRETO F'c = 350 Kg/m2 (N-4 - N-7)		CONCRETO F'c = 350 Kg/m2 (N-8 - N-10)	
DIRECCION X - X											
BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement
Tonf	(mm)	Tonf	(mm)	Tonf	(mm)	Tonf	(mm)	Tonf	(m)	Tonf	(m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1505.18	100.00	1505.22	100.00	1690.92	89.10	1505.22	100.00	1505.22	100.00	1505.22	100.00
1599.67	106.28	1668.10	110.82	2032.00	112.93	1668.10	110.82	1668.10	110.82	1668.10	110.82
1944.08	134.10	1987.55	138.31	2399.37	188.19	1970.50	136.68	1984.03	138.16	1958.99	135.44
2226.08	196.95	2354.81	231.13	2477.80	220.01	2347.58	236.12	2319.92	221.44	2309.73	224.57
2374.53	262.11	2427.03	267.09	2506.79	244.35	2422.22	278.32	2394.62	257.97	2382.02	261.84
2401.51	290.87	2457.19	296.16	2558.88	349.09	2443.45	302.61	2420.94	285.94	2404.80	284.96
2430.99	348.74	2508.75	409.24	2562.04	359.21	2472.85	366.92	2468.67	385.02	2455.94	393.53
2436.35	369.68	2521.56	446.08	2561.01	391.56	2478.88	389.44	2474.04	408.34	2460.10	410.49
2449.69	395.57	2521.62	483.74	2572.34	417.57	2492.85	423.53	2484.11	429.37	2463.90	417.14
2453.84	409.62	2540.49	544.18	2577.42	441.11	2496.20	462.13	2487.95	442.36	2473.68	448.22
2457.10	416.34	2537.04	589.01	2577.56	441.12	2504.33	480.62	2492.94	483.51	2470.05	506.15
2462.10	435.34	2553.68	617.81	2594.01	471.46	2515.09	550.64	2500.56	505.11	2492.89	554.54
2464.39	440.07	2549.38	673.48	2594.35	486.63	2524.84	568.15	2506.21	533.18	2496.86	586.10
2467.53	459.57	2570.83	717.06	2591.02	518.44	2518.35	618.56	2507.98	566.64	2506.53	631.15
2470.88	466.04	2572.96	724.25	2608.33	548.24	2547.57	679.13	2523.59	596.24	2519.21	663.60
2470.31	508.24	2573.77	730.48	2612.86	601.19	2553.29	703.27	2526.89	615.77	2531.43	704.27
2492.56	568.90	2574.29	736.89	2646.72	679.02	2555.16	718.20	2523.11	647.52	2532.20	711.31
2474.81	636.82	2574.05	744.73	2649.44	691.81	2555.30	724.50	2542.06	684.76	2532.63	718.21
2511.96	702.89	2573.54	753.17	2650.09	698.19	2555.34	732.28	2546.48	709.62	2532.76	725.77
2517.09	718.20	2571.43	766.83	2650.13	699.47	2555.05	738.94	2547.46	723.27	2531.45	741.88
2518.27	724.64	2552.12	810.02	2650.24	707.14	2554.54	745.43	2546.92	737.33	2526.66	764.71
2518.79	731.08			2650.04	713.44	2549.28	772.54	2545.05	752.27	2511.02	794.95
2518.74	738.24			2649.09	722.25	2526.55	822.72	2543.66	758.61		
2517.94	744.69			2646.15	736.06			2533.13	782.81		
2510.96	769.92			2481.78	923.56			2454.33	882.81		
2440.04	870.32			2404.26	1000.00			2352.08	1000.00		
2352.05	970.61										
2336.49	987.99										

Anexo 1.13 Tabla comparativa diferentes resistencias de concreto, dir X – X



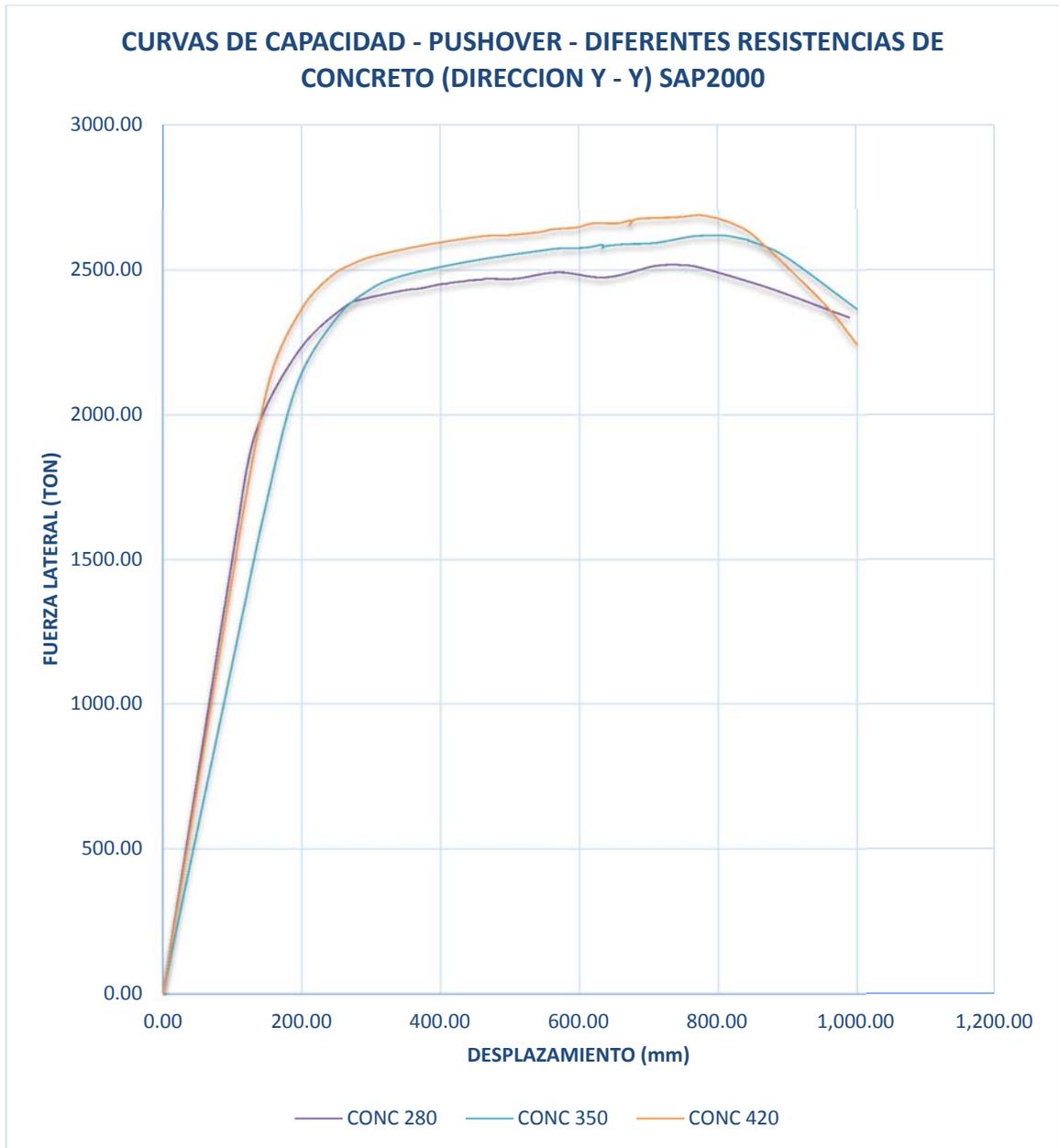
Anexo 1.14 Curvas de capacidad de diferentes resistencias de concreto, carga modal, dir. X – X



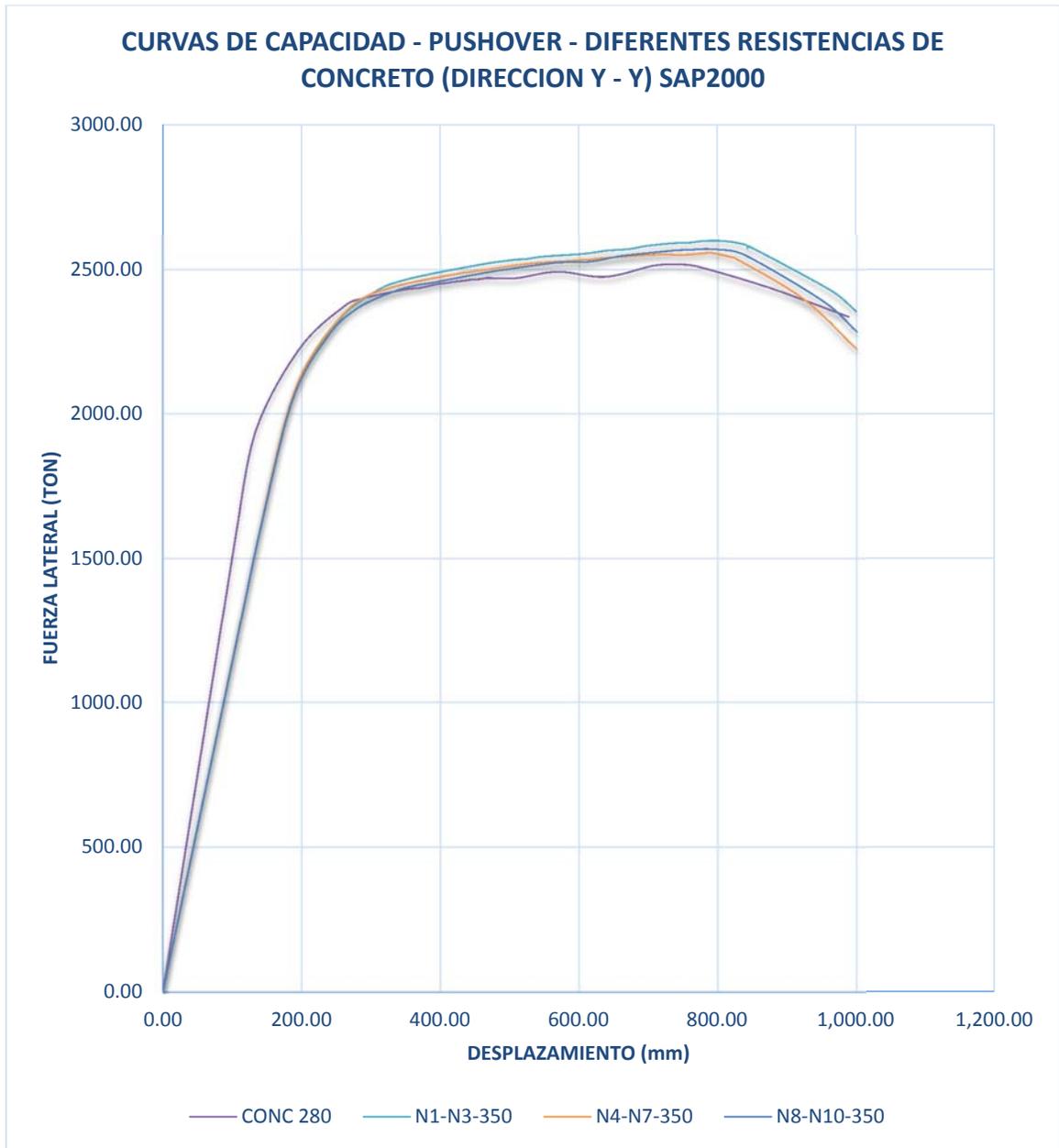
Anexo 1.15 Curvas de capacidad de diferentes resistencias de concreto, carga modal, dir. X – X

DIFERENTES RESISTENCIAS DE CONCRETO SAP2000											
CONCRETO F'c = 280 Kg/m2		CONCRETO F'c = 350 Kg/m2		CONCRETO F'c = 420 Kg/m2		CONCRETO F'c = 350 Kg/m2 (N-1 - N-4)		CONCRETO F'c = 350 Kg/m2 (N-5 - N-7)		CONCRETO F'c = 350 Kg/m2 (N-8 - N-10)	
DIRECCION Y - Y											
BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement	BaseForce	Displacement
Tonf	(mm)	Tonf	(mm)	Tonf	(mm)	Tonf	(mm)	Tonf	(m)	Tonf	(m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1505.18	100.00	1140.56	100.00	1439.43	100.00	1140.56	100.00	725.94	63.65	1140.56	100.00
1599.67	106.28	1653.97	145.01	1691.41	117.51	1608.45	141.02	1868.32	164.70	1603.94	140.63
1944.08	134.10	2097.39	191.82	2127.38	154.10	2056.49	187.31	2145.81	201.45	2049.20	186.99
2226.08	196.95	2326.59	247.48	2364.15	199.17	2311.96	249.83	2359.83	265.92	2270.03	237.99
2374.53	262.11	2425.97	293.58	2479.14	242.25	2414.89	300.38	2434.85	324.47	2366.51	280.58
2401.51	290.87	2478.83	342.86	2528.13	279.28	2464.02	348.26	2488.55	431.28	2425.74	334.64
2430.99	348.74	2531.03	443.83	2551.34	308.42	2515.53	453.37	2491.20	442.69	2447.94	370.01
2436.35	369.68	2567.75	546.57	2585.87	375.40	2532.95	503.01	2518.23	518.90	2454.20	387.46
2449.69	395.57	2574.34	568.47	2617.22	460.62	2536.84	524.75	2527.07	563.16	2493.22	473.99
2453.84	409.62	2577.16	608.17	2620.59	496.21	2544.89	547.03	2529.18	580.58	2522.50	559.57
2457.10	416.34	2587.42	632.94	2631.75	542.64	2554.72	606.31	2533.33	601.18	2525.41	573.03
2462.10	435.34	2576.18	632.70	2641.13	561.05	2565.40	638.58	2534.92	615.09	2528.01	616.08
2464.39	440.07	2580.98	635.00	2647.67	596.15	2571.52	672.74	2539.55	631.03	2544.12	651.99
2467.53	459.57	2583.34	638.59	2661.56	619.30	2581.94	696.45	2552.06	709.83	2551.78	675.93
2470.88	466.04	2589.41	666.14	2661.48	654.25	2591.28	734.67	2553.11	722.96	2566.08	735.57
2470.31	508.24	2593.34	708.08	2671.41	672.90	2593.48	758.79	2550.69	749.23	2568.00	747.81
2492.56	568.90	2615.46	759.46	2654.93	671.83	2597.82	773.28	2557.62	782.06	2569.23	760.90
2474.81	636.82	2618.96	777.52	2672.03	676.94	2599.64	785.83	2556.73	794.56	2571.35	775.81
2511.96	702.89	2619.97	785.47	2678.05	687.16	2600.01	793.93	2542.82	819.56	2571.57	781.79
2517.09	718.20	2620.35	793.42	2682.66	737.16	2599.89	800.29	2541.88	822.69	2571.37	788.61
2518.27	724.64	2619.93	801.19	2688.35	763.72	2598.95	807.92	2398.98	922.69	2569.46	801.11
2518.79	731.08	2617.86	813.61	2689.42	776.22	2594.69	823.27	2224.16	1000.00	2550.66	838.61
2518.74	738.24	2603.11	843.62	2676.95	801.22	2584.19	841.45			2391.07	951.11
2517.94	744.69	2599.38	843.07	2654.41	826.22	2574.21	842.34			2284.90	1000.00
2510.96	769.92	2600.36	843.46	2617.91	851.22	2580.53	844.70				
2440.04	870.32	2600.53	843.65	2386.41	951.22	2428.73	961.84				
2352.05	970.61	2600.48	843.85	2244.96	998.93	2355.06	999.10				
2336.49	987.99	2600.27	845.41								
		2547.70	895.41								
		2365.49	999.20								

Anexo 1.16 Tabla comparativa diferentes resistencias de concreto, dir Y – Y



Anexo 1.17 Curvas de capacidad de diferentes resistencias de concreto, carga modal, dir. Y – Y



Anexo 1.18 Curvas de capacidad de diferentes resistencias de concreto, carga modal, dir. Y – Y

ANEXO 2:

**CÁLCULO DE DEFORMACIONES EN LOS ELEMENTOS
ESTRUCTURALES PARA CRITERIOS DE DESEMPEÑO**

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO								
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS								
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	COLUMNAS NIVELES 1 AL 4				Es=	2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec=	309457.9131	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto
Seccion de C120x120	120	120	1.27	1.27	fy=	4200.00	kg/cm2	
F'c (kg/cm2)	420.00				Estribos:	15.00	cm	separacion de los estribos
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento):	0.75	rectangulares			recubrimiento:	5.00	cm	
					hx =	110.00	cm	
					hy =	110.00	cm	
					py =	0.00307		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y
			ps =	0.00589	px =	0.00282		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Esfuerzo de compresion maxima:	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$		f'1x/f'c =	0.02113		
			Cortante:		f'1y/f'c =	0.02303		
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_y \epsilon_{yu} / f'_{cc}$		$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c} b \cdot d)$		Figura 3.6 (K) =	1.15		Valor de grafica
					f'cc =	483.00	kg/cm2	Esfuerzo del nucleo de concreto
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño								
Deformaciones					Corte			
Fluencia de Acero ϵ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ϵ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ϵ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ϵ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN		
0.00210	0.06000	0.00830	0.0035	0.00057	106.174	1041.56		

Anexo 2.1 Deformaciones para columnas de concreto de 1.20 x 1.20 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO								
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS								
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	COLUMNAS NIVELES 5 AL 7				Es=	2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec=	309457.9131	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto
Seccion de C100x100	100	100	1.27	1.27	fy=	4200.00	kg/cm2	
F'c (kg/cm2)	420.00				Estribos:	15.00	cm	separacion de los estribos
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento):	0.75	rectangulares			recubrimiento:	5.00	cm	
					hx =	90.00	cm	
					hy =	90.00	cm	
					py =	0.00375		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y
			ps =	0.00720	px =	0.00344		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Esfuerzo de compresion maxima:	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$		f'1x/f'c =	0.02583		
			Cortante:		f'1y/f'c =	0.02815		
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_y \epsilon_{yu} / f'_{cc}$		$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c} b \cdot d)$		Figura 3.6 (K) =	1.15		Valor de grafica
					f'cc =	483.00	kg/cm2	Esfuerzo del nucleo de concreto
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño								
Deformaciones					Corte			
Fluencia de Acero ϵ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ϵ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ϵ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ϵ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN		
0.00210	0.06000	0.00926	0.0035	0.00069	87.709	860.423		

Anexo 2.2 Deformaciones para columnas de concreto de 1.00 x 1.00 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO								
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS								
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	COLUMNAS NIVELES 8 AL 10				Es =	2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec =	309457.9131	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto
Seccion de C80x80	80	80	0.95	0.71	fy =	4200.00	kg/cm2	
F'c (kg/cm2) =	420.00				Estribos:	20.00	cm	separacion de los estribos
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento) =	0.75	rectangulares			recubrimiento:	5.00	cm	
					hx =	70.00	cm	
					hy =	70.00	cm	
					py =	0.00204		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y
			ps =	0.00390	px =	0.00187		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Esfuerzo de compresion maxima:	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$		f'1x/f'c =	0.01401		
					f'1y/f'c =	0.01527		
					Cortante:	Figura 3.6 (K) =	1.15	Valor de grafica
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s \frac{\epsilon_{yu}}{f'_{cc}}$		$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c}) b.d$		f'cc =	483.00	kg/cm2	Esfuerzo del nucleo de concreto
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño								
Deformaciones					Corte			
Fluencia de Acero ξ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ξ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ξ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ξ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN		
0.00210	0.06000	0.00685	0.0035	0.00084	69.244	679.281		

Anexo 2.3 Deformaciones para columnas de concreto de 0.80 x 0.80 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO								
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS								
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	VIGAS NIVELES 1 AL 2				Es =	2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec =	309457.9131	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto
Seccion de V40x95	95	40	1.27	1.27	fy =	4200.00	kg/cm2	
F'c (kg/cm2) =	420.00				Estribos:	15.00	cm	separacion de los estribos
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento) =	0.75	rectangulares			recubrimiento:	4.00	cm	
					hx =	32.00	cm	
					hy =	87.00	cm	
					py =	0.01056		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y
			ps =	0.01412	px =	0.00356		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Esfuerzo de compresion maxima:	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$		f'1x/f'c =	0.02672		
					f'1y/f'c =	0.07917		
					Cortante:	Figura 3.6 (K) =	1.30	Valor de grafica
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s \frac{\epsilon_{yu}}{f'_{cc}}$		$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c}) b.d$		f'cc =	546.00	kg/cm2	Esfuerzo del nucleo de concreto
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño								
Deformaciones					Corte			
Fluencia de Acero ξ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ξ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ξ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ξ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN		
0.00210	0.06000	0.01312	0.005	0.0007697	84.016	824.195		

Anexo 2.4 Deformaciones para vigas de concreto de 0.40 x 0.95 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO								
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS								
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	VIGAS NIVELES 3 AL 5				Es =	2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec =	309457.9131	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto
Seccion de V35x90	90	35	0.95	0.71	fy =	4200.00	kg/cm2	
F'c (kg/cm2)	4200.00				Estribos:	15.00	cm	separacion de los estribos
					recubrimiento:	4.00	cm	
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento)	0.75	rectangulares			hx =	27.00	cm	
					hy =	82.00	cm	
					py =	0.00704		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y
			ps =	0.00916	px =	0.00213		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Esfuerzo de compresion maxima:	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$		f'1x/f'c =	0.01595		
			Cortante:		f'1y/f'c =	0.05278		
					Figura 3.6 (K) =	1.25		Valor de grafica
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_y \frac{\epsilon_{yu}}{f'_{cc}}$		$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c}) b \cdot d$		f'cc =	525.00	kg/cm2	Esfuerzo del nucleo de concreto
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño								
Deformaciones					Corte			
Fluencia de Acero ϵ_y	esfuerzo maxima de Fluencia Ultima del acero ϵ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ϵ_{cu}	esfuerzo de Compresion maxima del concreto ϵ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN		
0.00210	0.06000	0.01016	0.0045	0.0007795	79.400	778.909		

Anexo 2.5 Deformaciones para vigas de concreto de 0.35 x 0.90 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO								
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS								
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	VIGAS NIVELES 6 AL 8				Es =	2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec =	309457.9131	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto
Seccion de VC35x80	80	35	0.95	0.71	fy =	4200.00	kg/cm2	
F'c (kg/cm2) =	4200.00				Estribos:	15.00	cm	separacion de los estribos
					recubrimiento:	4.00	cm	
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento) =	0.75	rectangulares			hx =	27.00	cm	
					hy =	72.00	cm	
			ps =	0.00941	py =	0.00700		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y
					px =	0.00241		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Esfuerzo de compresion maxima:	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$		f'1x/f'c =	0.01807		
			Cortante:		f'1y/f'c =	0.05251		
					Figura 3.6 (K) =	1.45		Valor de grafica
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_y \frac{\epsilon_{yu}}{f'_{cc}}$		$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c}) b \cdot d$		f'cc =	609.00	kg/cm2	Esfuerzo del nucleo de concreto
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño								
Deformaciones					Corte			
Fluencia de Acero ϵ_y	esfuerzo maxima de Fluencia Ultima del acero ϵ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ϵ_{cu}	esfuerzo de Compresion maxima del concreto ϵ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN		
0.00210	0.06000	0.00945	0.0065	0.0008681	70.167	688.338		

Anexo 2.6 Deformaciones para vigas de concreto de 0.35 x 0.80 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO								
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS								
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	VIGAS NIVELES 9 AL 10				Es =	2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
	Alto (cm) Y	Ancho (cm) X	∅ estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec =	309457.9131	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto
Seccion de VC35x70	70	35	0.95	0.71	fy =	4200.00	kg/cm2	
F'c (kg/cm2)	420.00				Estribos:	15.00	cm	separacion de los estribos
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento)	0.75	rectangulares			recubrimiento:	4.00	cm	
					hx =	27.00	cm	
					hy =	62.00	cm	
					ρy =	0.00704		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y
			ρs =	0.00985	ρx =	0.00281		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Esfuerzo de compresion maxima:	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$		f'1x/f'c =	0.02109		
					f'1y/f'c =	0.05278		
					Cortante:	Figura 3.6 (K) =	1.20	Valor de grafica
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_y \frac{\epsilon_{yu}}{f'_{cc}}$		$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c}) b.d$		f'cc =	504.00	kg/cm2	Esfuerzo del nuceo de concreto
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño								
Deformaciones					Corte			
Fluencia de Acero ξ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ξ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ξ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ξ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN		
0.00210	0.06000	0.01089	0.004	0.0010128	60.935	597.768		

Anexo 2.7 Deformaciones para vigas de concreto de 0.35 x 0.70 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO								
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS								
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	COLUMNAS NIVELES 1 AL 4				Es=	2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	Ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec=	282495.1327	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto
Seccion de C120x120	120	120	1.27	1.27	fy=	4200.00	kg/cm2	
F'c (kg/cm2)	350.00				Estribos:	15.00	cm	separacion de los estribos
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento):	0.75	rectangulares			recubrimiento:	5.00	cm	
					hx =	110.00	cm	
					hy =	110.00	cm	
					py =	0.00307		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y
			ρs =	0.00589	px =	0.00282		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Esfuerzo de compresion maxima:	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_c}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$		f'1x/f'c =	0.02536		
			Cortante:		f'1y/f'c =	0.02764		
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_y \epsilon_{yu} / f'_{cc}$		$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c}) b.d$		Figura 3.6 (K) =	1.15		Valor de grafica
					f'cc =	402.50	kg/cm2	Esfuerzo del nucleo de concreto
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño								
Deformaciones					Corte			
Fluencia de Acero ξ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ξ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ξ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ξ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN		
0.00210	0.06000	0.00916	0.0035	0.00058	96.923	950.814		

Anexo 2.8 Deformaciones para columnas de concreto de 1.20 x 1.20 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO								
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS								
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	COLUMNAS NIVELES 5 AL 7				Es=	2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	Ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec=	282495.1327	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto
Seccion de C100x100	100	100	1.27	1.27	fy=	4200.00	kg/cm2	
F'c (kg/cm2)	350.00				Estribos:	15.00	cm	separacion de los estribos
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento):	0.75	rectangulares			recubrimiento:	5.00	cm	
					hx =	90.00	cm	
					hy =	90.00	cm	
					py =	0.00375		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y
			ρs =	0.00720	px =	0.00344		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Esfuerzo de compresion maxima:	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_c}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$		f'1x/f'c =	0.03099		
			Cortante:		f'1y/f'c =	0.03378		
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_y \epsilon_{yu} / f'_{cc}$		$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c}) b.d$		Figura 3.6 (K) =	1.15		Valor de grafica
					f'cc =	402.50	kg/cm2	Esfuerzo del nucleo de concreto
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño								
Deformaciones					Corte			
Fluencia de Acero ξ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ξ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ξ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ξ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN		
0.00210	0.06000	0.01031	0.0035	0.0007	80.067	785.455		

Anexo 2.9 Deformaciones para columnas de concreto de 1.00 x 1.00 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO								
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS								
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	COLUMNAS NIVELES 8 AL 10				Es =	2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
	Alto (cm) Y	Ancho (cm) X	Ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec =	282495.1327	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto
Seccion de C80x80	80	80	0.95	0.71	fy =	4200.00	kg/cm2	
F'c (kg/cm2) =	350.00				Estribos:	20.00	cm	separacion de los estribos
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento) =	0.75	rectangulares			recubrimiento:	5.00	cm	
					hx =	70.00	cm	
					hy =	70.00	cm	
					py =	0.00204		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y
			ps =	0.00390	px =	0.00187		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Esfuerzo de compresion maxima:	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$		f'1x/f'c =	0.01681		
					f'1y/f'c =	0.01832		
					Cortante:	Figura 3.6 (K) =	1.15	Valor de grafica
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_y \frac{\epsilon_{yu}}{f'_{cc}}$		$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c}) b.d$		f'cc =	402.50	kg/cm2	Esfuerzo del nucleo de concreto
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño								
Deformaciones					Corte			
Fluencia de Acero ξ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ξ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ξ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ξ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN		
0.00210	0.06000	0.00742	0.0035	0.00084	63.211	620.096		

Anexo 2.10 Deformaciones para columnas de concreto de 0.80 x 0.80 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO								
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS								
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	VIGAS NIVELES 1 AL 2				Es =	2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
	Alto (cm) Y	Ancho (cm) X	Ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec =	282495.1327	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto
Seccion de V40x95	95	40	1.27	1.27	fy =	4200.00	kg/cm2	
F'c (kg/cm2) =	350.00				Estribos:	15.00	cm	separacion de los estribos
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento) =	0.75	rectangulares			recubrimiento:	4.00	cm	
					hx =	32.00	cm	
					hy =	87.00	cm	
			ps =	0.01412	py =	0.01056		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y
					px =	0.00356		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Esfuerzo de compresion maxima:	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$		f'1x/f'c =	0.03206		
					f'1y/f'c =	0.09501		
					Cortante:	Figura 3.6 (K) =	1.30	Valor de grafica
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s f_y \frac{\epsilon_{yu}}{f'_{cc}}$		$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c}) b.d$		f'cc =	455.00	kg/cm2	Esfuerzo del nucleo de concreto
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño								
Deformaciones					Corte			
Fluencia de Acero ξ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ξ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ξ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ξ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN		
0.00210	0.06000	0.01495	0.005	0.0007889	76.696	752.383		

Anexo 2.11 Deformaciones para vigas de concreto de 0.40 x 0.95 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO								
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS								
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	VIGAS NIVELES 3 AL 5				Es =	2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec =	282495.1327	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto
Seccion de V35x90	90	35	0.95	0.71	fy =	4200.00	kg/cm2	
F'c (kg/cm2)	350.00				Estribos:	15.00	cm	separacion de los estribos
					recubrimiento:	4.00	cm	
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento)	0.75	rectangulares			hx =	27.00	cm	
					hy =	82.00	cm	
					py =	0.00704		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y
					px =	0.00213		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Esfuerzo de compresion maxima:	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_c}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$		f'1x/f'c =	0.01913		
					f'1y/f'c =	0.06334		
					Cortante:	Figura 3.6 (K) =	1.25	Valor de grafica
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s \frac{\epsilon_{yu}}{f'_c}$		$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c}) b.d$		f'cc =	437.50	kg/cm2	Esfuerzo del nucleo de concreto
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño								
Deformaciones					Corte			
Fluencia de Acero ξ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ξ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ξ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ξ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN		
0.00210	0.06000	0.01139	0.0045	0.0007932	72.482	711.044		

Anexo 2.12 Deformaciones para vigas de concreto de 0.35 x 0.90 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO								
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS								
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	VIGAS NIVELES 6 AL 8				Es =	2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
	Alto (cm) Y	Ancho (cm)X	ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec =	282495.1327	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto
Seccion de VC35x80	80	35	0.95	0.71	fy =	4200.00	kg/cm2	
F'c (kg/cm2) =	350.00				Estribos:	15.00	cm	separacion de los estribos
					recubrimiento:	4.00	cm	
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento) =	0.75	rectangulares			hx =	27.00	cm	
					hy =	72.00	cm	
					py =	0.00700		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y
					px =	0.00241		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Esfuerzo de compresion maxima:	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_c}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$		f'1x/f'c =	0.02168		
					f'1y/f'c =	0.06301		
					Cortante:	Figura 3.6 (K) =	1.45	Valor de grafica
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s \frac{\epsilon_{yu}}{f'_c}$		$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c}) b.d$		f'cc =	507.50	kg/cm2	Esfuerzo del nucleo de concreto
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño								
Deformaciones					Corte			
Fluencia de Acero ξ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ξ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ξ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ξ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN		
0.00210	0.06000	0.01054	0.0065	0.0008818	64.053	628.364		

Anexo 2.13 Deformaciones para vigas de concreto de 0.35 x 0.80 m

PARAMETROS DE DESEMPEÑO EDIFICIO DE 10 NIVELES DE CONCRETO REFORZADO								
DATOS GENERALES DE LA SECCION DE ANALISIS								
ELEMENTOS DE REFERENCIA:	VIGAS NIVELES 9 AL 10				Es =	2000000	kg/cm2	Modulo de elasticidad del acero
	Alto (cm) Y	Ancho (cm) X	Ø estribo (cm)	Area estribo (cm2)	Ec =	282495.1327	kg/cm2	Modulo de elasticidad del concreto
Seccion de VC35x70	70	35	0.95	0.71	fy =	4200.00	kg/cm2	
F'c (kg/cm2)	350.00				Estribos:	15.00	cm	separacion de los estribos
					recubrimiento:	4.00	cm	
Ke (coeficiente efectivo de confinamiento)	0.75	rectangulares			hx =	27.00	cm	
					hy =	62.00	cm	
					py =	0.00704		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en y
			ρs =	0.00985	px =	0.00281		Relacion Volumetrica del acero de confinamiento en x
Fluencia del acero:	$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$	Esfuerzo de compresion maxima:	$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_c}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$		f'1x/f'c =	0.02531		
			Cortante:		f'1y/f'c =	0.06334		
					Figura 3.6 (K) =	1.20		Valor de grafica
Esfuerzo de compresión última:	$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \rho_s \frac{f_y \epsilon_{yu}}{f'_c}$		$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c}) b.d$		f'cc =	420.00	kg/cm2	Esfuerzo del nucleo de concreto
Propiedades mecanicas de los materiales a utilizar en Seismostruc para criterios de desempeño								
Deformaciones					Corte			
Fluencia de Acero ξ_y	esfuerzo maximo de Fluencia Ultima del acero ξ_{yu}	esfuerzo de Compresion ultima del concreto ξ_{cu}	esfuerzo de Compresion maximo del concreto ξ_{cc}	curvatura ultima	Corte Ton	Corte KN		
0.00210	0.06000	0.01227	0.004	0.0010325	55.625	545.685		

Anexo 2.14 Deformaciones para vigas de concreto de 0.35 x 0.70 m