

**ANALISIS PARAMETRICO DEL COMPORTAMIENTO SISMICO NO - LINEAL
DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGON REFORZADO**

OMAR LINARES MONSALVE

OMAR ENRIQUE SANCHEZ GONZALEZ



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECÁNICAS**



BUCARAMANGA

2005

**ANALISIS PARAMETRICO DEL COMPORTAMIENTO SISMICO NO - LINEAL
DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGON REFORZADO**

OMAR LINARES MONSALVE

OMAR ENRIQUE SANCHEZ GONZALEZ

**TESIS DE GRADO EN LA MODALIDAD DE INVESTIGACIÓN
PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL**

GUSTAVO CHIO CHO

Ingeniero Civil-Ms.c-Ph.D



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECÁNICAS**



BUCARAMANGA

2005

Gracias a todas las personas que desinteresadamente contribuyeron a alcanzar este logro, en especial a mi abuelo y a mi tía que dieron todo de su parte para apoyarme, a mis padres por su apoyo, comprensión y amor. Pero sobre todo a Yamila y a mi hija, que sin saberlo han sido fuente de fuerza e inspiración en cada etapa de mi vida.....Gracias

Omar Linares Monsalve

A Dios y mi familia sin cuya sustancia, estabilidad y forma no seria nada.

Omar Enrique Sanchez Gonzalez.

TABLA DE CONTENIDO

CAPITULO 1

CONCEPTOS BASICOS DE DINAMICA ESTRUCTURAL

	Pág.
1.1 INTRODUCCION	1
1.2 EL CONCEPTO DE SISMO, SU MEDICION Y CONSECUENCIAS ESTRUCTURALES	2
1.2.1 Medición y clasificación de un sismo.	2
1.2.2 Acelerogramas y aceleraciones máximas.	4
1.2.3 El origen de las fuerzas sísmicas.	4
1.3 ELEMENTOS BASICOS EN EL DISEÑO SISMICO DE EDIFICACIONES	5
1.3.1 Energía sísmica.	5
1.3.1.1 Balance energético en estado elástico.	6
1.3.1.2 Balance energético en estado inelástico.	10
1.3.2 Ductilidad.	18
1.3.2.1 Ductilidad en sistemas elastoplásticos.	18
⇒ Sistemas con periodos muy largos	21
⇒ Sistemas con periodos entre 0.5 y 3 segundos	22
⇒ Sistemas con periodos menores a 3 segundos	22
1.3.2.2 Ductilidad en estructuras de concreto reforzado.	23

1.3.3	Tenacidad.	24
1.4	COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES	25
1.4.1	Comportamiento del concreto.	26
⇒	Modulo estático de elasticidad	28
⇒	Modulo dinámico de elasticidad	28
1.4.2	Comportamiento del acero.	31
1.4.3	Diagrama momento – curvatura.	35
1.4.4	Rotulas plásticas.	39
1.4.5	Comportamiento histerético del concreto reforzado.	42

CAPITULO 2

MODELOS ESTRUCTURALES

2.1	INTRODUCCION	49
2.2	DEFINICION DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES	50
2.2.1	Características estructurales.	51
2.2.2	Dimensionamiento.	51
2.2.2.1	Modelo Ortogonal.	51
2.2.2.2	Modelo con irregularidad en planta.	52
2.2.2.3	Modelo con irregularidad en altura.	55
2.2.3	Secciones transversales de elementos estructurales.	56

2.3	CARGAS APLICADAS A LOS MODELOS	58
2.3.1	Cargas muertas.	59
2.3.2	Cargas vivas.	59
2.3.3	Distribución de las cargas vivas y muertas.	61
2.3.4	Carga sísmica.	62

CAPITULO 3

DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1	INTRODUCCION	68
3.2	MODELOS ESTRUCTURALES EN SAP-2000	69
3.2.1	Características generales de los modelos.	70
⇒	Geometría	70
⇒	Elementos estructurales	71
⇒	Interacción suelo – estructura	73
⇒	Uniones viga-columna	73
⇒	Diafragma rígido en placas de piso	74
3.2.2	Asignación en los modelos computacionales de las masas.	75
3.2.2.1	Modelo ortogonal.	77
3.2.2.2	Modelo con irregularidad en planta.	77
3.2.2.3	Modelo con irregularidad en altura.	80
3.2.3	Definición cargas de diseño.	81
3.2.3.1	Carga viva y muerta	82
⇒	Carga Muerta	82

⇒ Carga Viva	82
3.2.3.2 Carga sísmica.	84
⇒ Amenaza sísmica (A_a)	84
⇒ Coeficiente de Importancia (I)	84
⇒ Coeficiente de sitio (S)	85
3.2.3.3 Combinaciones de carga.	86
3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL EN SAP-2000	87
3.3.1 Conceptos generales de diseño para vigas y columnas en concreto reforzado.	87
3.3.1.1 Vigas.	88
3.3.1.2 Columnas	93
3.3.2 Procedimiento de diseño en SAP-2000.	102
⇒ Predimensionamiento	103
⇒ Condiciones de diseño	103
⇒ Numero de curvas de Interacción	104
⇒ Numero de puntos de Interacción	104
⇒ Relación limite de fuerzas	104
⇒ Zona sísmica	104
⇒ Coeficientes de reducción de resistencia	104
⇒ Diseño de aceros	105
⇒ Chequeo de cumplimiento	105
⇒ Redimensionamiento	106
3.3.3 Secciones definitivas de los modelos estructurales.	106
3.3.3.1 Modelo ortogonal NSR-98.	107
3.3.3.2 Modelo ortogonal Zona 2.	112
3.3.3.3 Modelo con irregularidad en planta NSR-98.	113
3.3.3.4 Modelo con irregularidad en planta Zona 2.	118

3.3.3.5	Modelo con irregularidad en altura NSR-98.	119
3.3.3.6	Modelo con irregularidad en altura Zona 2.	123
3.3.4	Comparación de acero de refuerzo entre modelos.	124
3.4	ANALISIS ELASTICO	126
3.4.1	Chequeo de derivas.	127
3.4.2	Porcentaje de participación de la masa.	130
3.4.3	Cortante basal.	134

CAPITULO 4

METODOLOGIA DE ANALISIS ESTATICO NO LINEAL

4.1	INTRODUCCION	136
4.2	DEFINICION DE LOS PUNTOS DE COMPORTAMIENTO	137
4.2.1	Niveles de Comportamiento Estructural	139
4.2.1.1	Ocupación Inmediata (Immediate Occupancy).	140
4.2.1.2	Control de Daño (Damage Control).	140
4.2.1.3	Seguridad de la Vida (Life Safety).	140
4.2.1.4	Seguridad Limitada (Limited Safety).	141
4.2.1.5	Estabilidad Estructural (Structural Stability).	141
4.2.1.6	Nivel No Considerado (Not Considered).	141
4.2.2	Niveles de Comportamiento No Estructural	142
4.2.2.1	Nivel Operacional (Operational).	142
4.2.2.2	Ocupación Inmediata (Immediate Occupancy).	143

4.2.2.3	Nivel de Seguridad de la Vida (Life Safety).	143
4.2.2.4	Nivel de Riesgos Reducidos (Reduced Hazard).	143
4.2.2.5	Nivel No Considerado (Not Considered).	144
4.3	LIMITES DE RESPUESTA	144
4.3.1	Limites de Aceptabilidad Global.	145
4.3.1.1	Aceptabilidad para cargas gravitacionales.	145
4.3.1.2	Aceptabilidad para cargas laterales.	145
4.3.1.3	Aceptabilidad para deformación lateral.	146
4.3.2	Limites de respuesta para elementos individuales.	147
4.3.2.1	Aproximación general para la aceptación de componentes	147
4.3.2.1.1	Elementos y componentes primarios y secundarios.	147
4.3.2.1.2	Resistencia del componente.	148
4.3.2.1.3	Capacidad de deformación del componente.	148
	⇒ Elementos y componentes primarios	148
	⇒ Elementos y componentes secundarios	149
4.3.2.2.	Aceptabilidad para pórticos de viga-columna.	150
4.4	PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR EL PUNTO DE COMPORTAMIENTO	151
4.4.1	Determinación de la capacidad.	151
4.4.2	Determinación de la demanda.	156
4.4.3	Conversión de la curva de capacidad y del espectro de demanda a formato ADRS.	158
4.4.4	Reducción del espectro de demanda.	162
4.4.4.1	Representación bilineal del espectro de capacidad.	162
4.4.4.2	Estimación del amortiguamiento.	163
4.4.4.3	Derivación numérica de la reducción espectral.	168

4.4.5	Intercepción del espectro de capacidad y el espectro de demanda.	171
4.4.5.1	Procedimientos para determinar el punto de comportamiento.	172
⇒	Procedimiento A	172
⇒	Procedimiento B	172
⇒	Procedimiento C	173
4.4.5.1.1	Calculo del punto de comportamiento usando el procedimiento A.	173
4.5	CONSIDERACIONES DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL PARA VIGAS Y COLUMNAS EN LOS DOCUMENTOS ATC-40	177
4.5.1.	Modelo de los elementos estructurales.	177
4.5.1.1.	Modelamiento del comportamiento no lineal.	181
4.5.1.2.	Valor inicial de la rigidez.	184
4.5.1.3.	Deformabilidad de los elementos.	185
⇒	Tipo I	186
⇒	Tipo II	187
4.5.1.3.1.	Vigas	188
4.5.1.3.2.	Columnas	190
4.5.1.3.3.	Nodos	191

CAPITULO 5

ANALISIS ESTATICO NO LINEAL DE MODELOS

5.1	INTRODUCCION	193
5.2	COMPORTAMIENTO DEL PERIODO	194
5.3	ANALISIS DE DERIVAS PARA SECCIONES FISURADAS	196
	5.3.1 Modelo ortogonal	196
	5.3.2 Modelo con irregularidad en planta.	197
	5.3.3 Modelo con irregularidad en altura.	198
5.4	EVALUACION Y ANALISIS DE LOS PUNTOS DE COMPORTAMIENTO	199
	5.4.1 Modelo ortogonal.	200
	5.4.2 Modelo con irregularidad en planta.	202
	5.4.3. Modelo con irregularidad en altura.	204
	5.4.4 Comparaciones paramétricas entre los modelos en el punto de comportamiento.	206
5.5	ANATOMIA DE LA ROTULACIÓN PLASTICA	211
5.6	CURVAS DE CAPACIDAD-DEMANDA	218
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	219

BIBLIOGRAFIA	224
---------------------	-----

ANEXOS

ANEXO 1. Curvas de capacidad – demanda.	227
ANEXO 2. Curvas de capacidad.	246
ANEXO 3. Rotulación plástica en el punto de comportamiento.	253
ANEXO 4. Modelos computacionales en SAP- 2000.	279

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. <i>Disipación de energía para oscilador en estado elástico. Adaptada de Sarria.</i>	8
Figura 2. <i>Disipación de energía para oscilador en estado inelástico. Adaptada de Sarria.</i>	13
Figura 3. <i>Variación temporal de energía disipada por amortiguamiento viscoso y fluencia, y energía cinética mas energía de deformación en : (a) Sistema lineal elástico, $T_n = 0.5$ seg, $\xi = 5\%$; (b) Sistema inelastico, $T_n = 0.5$ seg, $\xi = 5\%$, $\bar{f}_y = 0.25$. Adaptada de Chopra.</i>	17
Figura 4. <i>Sistema elastoplástico y su sistema lineal elástico correspondiente. Adaptada de Chopra.</i>	18
Figura 5. <i>Sistemas estructurales resistentes a sismos y rangos de variación del factor de ductilidad. Adaptada de Sarria.</i>	23
Figura 6. <i>Curva esfuerzo-deformación típica del concreto, con carga de corto plazo aplicada a cilindros testigos. Adaptada de McCormac.</i>	27
Figura 7. <i>Curva esfuerzo-deformación unitaria para varias tasas de deformación en compresión concéntrica. Tomada de Nilson.</i>	29
Figura 8. <i>Curvas esfuerzo-deformación para prismas cuadrados de concreto (108 mm de lado) sometidos a carga axial, variando su refuerzo de estribos. Adaptada de Park.</i>	30
Figura 9. <i>Curvas típicas esfuerzo – deformación unitaria para barras de refuerzo. Tomada de Nilson.</i>	32
Figura 10. <i>Curva esfuerzo – deformación para acero sometido a cargas alternantes. Adaptada de Park.</i>	34

Figura 11. (a) Efecto de Bauschinger para acero sometido a cargas cíclicas. (b) Idealización elástica perfecta para acero sometido a cargas alternantes. Tomado de Park.	35
Figura 12. Diagrama momento – curvatura para una viga de concreto con refuerzo de tensión. Tomado de McCormac.	37
Figura 13. Distribución de curvatura a lo largo de una viga en voladizo sometida a momento ultimo. (a) Viga. (b) Diagrama de momentos. (c) Diagrama de curvatura. Tomado de PARK, PAULAY.	40
Figura 14. Respuesta histerética de una viga de concreto reforzado en voladizo. Tomada de L.E. Garcia.	43
Figura 15. Dimensiones en planta para el modelo ortogonal.	52
Figura 16. Dimensiones en altura para el modelo ortogonal.	53
Figura 17. Irregularidad en planta del tipo retroceso en las esquinas según NSR-98.	53
Figura 18. Dimensiones en planta para el modelo con irregularidad en planta.	54
Figura 19. Dimensiones en altura para el modelo con irregularidad en planta.	55
Figura 20. Irregularidad en altura del tipo geométrica según NSR-98.	56
Figura 21. Dimensiones en planta para el modelo con irregularidad en altura.	57
Figura 22. Dimensiones en altura para el modelo con irregularidad en altura.	57
Figura 23. Distribución de carga hacia los pórticos.	61
Figura 24. Distribución de carga muerta.	63
Figura 25. Distribución de carga viva.	64
Figura 26. Espectros de diseño propuestos para el área metropolitana de Bucaramanga.	65
Figura 27. Espectro de diseño establecido por NSR-98.	66
Figura 28. Espectros de diseño propuestos para el área metropolitana de Bucaramanga junto al espectro de diseño propuesto por NSR-98. Tomado de INGEOMINAS.	67

Figura 29. Geometría del modelo ortogonal.	71
Figura 30. Geometría del modelo con irregularidad en planta.	72
Figura 31. Geometría del modelo con irregularidad en altura.	72
Figura 32. Unión Viga-Columna.	74
Figura 33. Masa rotacional y traslacional para modelos ortogonal e irregularidad en altura.	78
Figura 34. Ubicación de masas rotacionales y traslacionales modelo ortogonal.	78
Figura 35. Nodos maestros asignados con masa en el modelo con irregularidad en planta.	79
Figura 36. Ubicación de masas rotacionales y traslacionales modelo irregularidad en altura.	81
Figura 37. Reducción en carga muerta modelo irregularidad en altura.	83
Figura 38. Reducción en carga viva modelo irregularidad en altura.	83
Figura 39. Variación de la deformación y el esfuerzo bajo carga ultima.	
Adaptada de McCormac.	89
Figura 40. Algunas formas posibles de distribución de esfuerzos. Adaptada de McCormac.	89
Figura 41. Diagrama de fuerzas horizontales. Adaptada de McCormac.	90
Figura 42. Falla balanceada. Adaptada de McCormac.	91
Figura 43. Columna sometida con excentricidades cada vez mayores.	
Adaptada de McCormac.	96
Figura 44. Diagrama de interacción de columna. Adaptada de McCormac.	98
Figura 45. Diagrama de interacción tridimensional de columna. Adaptada de McCormac.	100
Figura 46. Tipos de columnas en modelos ortogonal NSR-98 y ortogonal Zona 2 (dimensiones en centímetros).	109
Figura 47. Diferenciación entre vigas interiores y exteriores para pórticos existentes en el plano Y-Z.	110
Figura 48. Tipos de columnas en modelos con irregularidad en planta NSR-98 y Zona 2 (dimensiones en centímetros).	115

Figura 49. Tipos de columnas en modelos con irregularidad en planta NSR-98 y Zona 2 (continuación, dimensiones en centímetros).	116
Figura 50. Tipos de columnas en modelos con irregularidad en altura NSR-98 y Zona 2 (dimensiones en centímetros).	121
Figura 51. Criterios típicos de aceptabilidad relacionando carga y deformación. Adaptada de ATC-40.	149
Figura 52. Curva Modelo de capacidad .Adaptada de ATC-40.	154
Figura 53. Curvas de capacidad múltiples requeridas para el modelamiento explícito de degradación global en la resistencia. Adaptada de ATC-40.	155
Figura 54. Aproximación del igual desplazamiento. Adaptada de ATC-40.	158
Figura 55. Espectro de respuesta en formato tradicional y ADRS, junto con el espectro de capacidad sobrepuesto sobre la demanda, en ambos formatos. Adaptada de ATC-40.	161
Figura 56. Representación Bilineal del espectro de capacidad para el Método del Espectro de Capacidad. Adaptada de ATC-40.	163
Figura 57. Derivación del amortiguamiento para reducción espectral. Adaptada de ATC-40.	165
Figura 58. Derivación de energía disipada por amortiguamiento, E_D . Adaptada de ATC-40.	166
Figura 59. Espectro de respuesta reducido. Adaptada de ATC-40.	170
Figura 60. Punto de intersección de la demanda y el espectro de capacidad dentro de una tolerancia aceptable. Adaptada de ATC-40.	171
Figura 61. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 2. Adaptada de ATC-40.	174
Figura 62. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 4. Adaptada de ATC-40.	175
Figura 63. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 5. Adaptada de ATC-40.	175

Figura 64. <i>Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 6.</i>	
<i>Adaptada de ATC-40.</i>	176
Figura 65. <i>Efecto de la carga gravitacional en el comportamiento sísmico de componentes estructurales. Adaptada de ATC-40.</i>	178
Figura 66. <i>Procedimiento para localizar rotulas plásticas en elementos horizontales.</i>	
<i>Adaptada de ATC-40.</i>	179
Figura 67. <i>Mecanismos ideales de flexión en pórticos con varios pisos.</i>	
<i>Adaptada de ATC-40.</i>	180
Figura 68. <i>Relaciones generales carga-deformación para componentes no degradantes.</i>	
<i>Adaptada de ATC-40.</i>	182
Figura 69. <i>Relaciones generalizadas de carga-deformación para componentes de concreto reforzado. Adaptada de ATC-40.</i>	186
Figura 70. <i>Desplazamiento en el punto de comportamiento para los espectros de respuesta de las zonas 1,2 y 3 con pushover en dirección X.</i>	207
Figura 71. <i>Desplazamiento en el punto de comportamiento para los espectros de respuesta de las zonas 1,2 y 3 con pushover en dirección Y.</i>	208
Figura 72. <i>Cortante en el punto de comportamiento para los espectros de respuesta de las zonas 1,2 y 3 con pushover en dirección X.</i>	209
Figura 73. <i>Cortante en el punto de comportamiento para los espectros de respuesta de las zonas 1,2 y 3 con pushover en dirección Y.</i>	210
Figura 74. <i>Curva esquemática de los niveles de comportamiento.</i>	
<i>Adaptada de SAP-2000.</i>	216

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. <i>Masa por piso de la edificación.</i>	60
Tabla 2. <i>Masa de los materiales.</i>	60
Tabla 3. <i>Distribución de cargas muerta y viva sobre la estructura.</i>	62
Tabla 4. <i>Masa traslacional por piso en el modelo con irregularidad en planta.</i>	79
Tabla 5. <i>Masa rotacional por piso en el modelo con irregularidad en planta.</i>	80
Tabla 6. <i>Predimensionamiento de secciones transversales en vigas y columnas.</i>	103
Tabla 7. <i>Asignación de tipos de columnas para los modelos ortogonal NSR-98 y ortogonal Zona 2.</i>	108
Tabla 8. <i>Refuerzo en vigas para pórticos en plano Y-Z, modelo ortogonal NSR-98.</i>	111
Tabla 9. <i>Refuerzo en vigas para pórticos en plano X-Z, modelo ortogonal NSR-98.</i>	111
Tabla 10. <i>Refuerzo en vigas para pórticos en plano Y-Z, modelo ortogonal Zona 2.</i>	112
Tabla 11. <i>Refuerzo en vigas para pórticos en plano X-Z, modelo ortogonal Zona 2.</i>	113
Tabla 12. <i>Asignación de tipos de columnas para los modelos con irregularidad en planta NSR-98 y Zona 2.</i>	114
Tabla 13. <i>Refuerzo en vigas para pórticos en plano Y-Z, modelo con irregularidad en planta NSR-98.</i>	117
Tabla 14. <i>Refuerzo en vigas para pórticos en plano X-Z, modelo con irregularidad en planta NSR-98.</i>	117
Tabla 15. <i>Refuerzo en vigas para pórticos en plano Y-Z, modelo con irregularidad en planta Zona 2.</i>	118
Tabla 16. <i>Refuerzo en vigas para pórticos en plano X-Z, modelo con irregularidad en planta Zona 2.</i>	119

Tabla 17. <i>Asignación de tipos de columnas para los modelos con irregularidad en altura NSR-98 y Zona 2.</i>	120
Tabla 18. <i>Refuerzo en vigas para pórticos en plano Y-Z, modelo con irregularidad en altura NSR-98.</i>	122
Tabla 19. <i>Refuerzo en vigas para pórticos en plano X-Z, modelo con irregularidad en altura NSR-98.</i>	122
Tabla 20. <i>Refuerzo en vigas para pórticos en plano Y-Z, modelo con irregularidad en altura Zona 2.</i>	123
Tabla 21. <i>Refuerzo en vigas para pórticos en plano X-Z, modelo con irregularidad en altura Zona 2.</i>	124
Tabla 22. <i>Porcentaje de acero del refuerzo a flexión y compresión con respecto a la cantidad de concreto en vigas y columnas.</i>	125
Tabla 23. <i>Porcentaje de excedencia en la cantidad de acero estructural para una demanda sísmica de Zona 2 respecto a una demanda sísmica por NSR-98 en los modelos analizados.</i>	125
Tabla 24. <i>Porcentaje de diferencia en el acero estructural respecto al modelo ortogonal diseñado por NSR-98.</i>	126
Tabla 25. <i>Derivas en análisis elástico modelo ortogonal, sismo en X.</i>	127
Tabla 26. <i>Derivas en análisis elástico modelo ortogonal, sismo en Y.</i>	128
Tabla 27. <i>Derivas en análisis elástico modelo con irregularidad en planta, sismo en X.</i>	128
Tabla 28. <i>Derivas en análisis elástico modelo con irregularidad en planta, sismo en Y.</i>	129
Tabla 29. <i>Derivas en análisis elástico modelo con irregularidad en altura, sismo en X.</i>	129
Tabla 30. <i>Derivas en análisis elástico modelo con irregularidad en altura, sismo en Y.</i>	130
Tabla 31. <i>Participación modal de masa modelo ortogonal.</i>	131
Tabla 32. <i>Participación modal de masa modelo con irregularidad en planta.</i>	132
Tabla 33. <i>Participación modal de masa modelo con irregularidad en altura.</i>	133

Tabla 34. Cortante sísmico en la base. Modelo ortogonal.	134
Tabla 35. Cortante sísmico en la base. Modelo con irregularidad en planta.	134
Tabla 36. Cortante sísmico en la base. Modelo con irregularidad en altura.	135
Tabla 37. Coeficientes sísmicos (C_s).	135
Tabla 38. Niveles de Comportamiento Estructural en edificaciones. Adaptada de ATC40.	139
Tabla 39. Límites de deformación. Adaptada de ATC40.	146
Tabla 40. Valores para el factor modificador de amortiguamiento k . Adaptada de ATC40.	168
Tabla 41. Valores mínimos permitidos de SR_A y SR_V . Adaptada de ATC40.	169
Tabla 42. Tipos de comportamiento estructural. Adaptada de ATC40.	170
Tabla 43. Rigidez inicial en componentes estructurales. Adaptada de ATC40.	185
Tabla 44. Parámetros de modelamiento en procedimientos no-lineales.	
Vigas de concreto reforzado. Adaptada de ATC40.	187
Tabla 45. Parámetros de modelamiento en procedimientos no-lineales.	
Columnas de concreto reforzado. Adaptada de ATC40.	188
Tabla 46. Parámetros de modelamiento en procedimientos no-lineales.	
Nodo unión viga-columna en concreto reforzado. Adaptada de ATC40.	192
Tabla 47. Periodos de los modelos.	194
Tabla 48. Porcentaje de variación en los periodos respecto al modelo ortogonal.	195
Tabla 49. Derivas en el punto de comportamiento para el modelo ortogonal.	197
Tabla 50. Derivas en el punto de comportamiento para el modelo con irregularidad en planta.	198
Tabla 51. Derivas en el punto de comportamiento para el modelo con irregularidad en altura.	199
Tabla 52. Desplazamiento en la cubierta y cortante basal en el punto de comportamiento para el modelo ortogonal.	200

Tabla 53. <i>Porcentaje de aumento del cortante basal del diseño zona 2 con respecto al diseño por NSR-98, modelo ortogonal.</i>	201
Tabla 54. <i>Desplazamiento en la cubierta y cortante basal en el punto de comportamiento para el modelo con irregularidad en planta.</i>	202
Tabla 55. <i>Porcentaje de aumento del cortante basal del diseño zona 2 con respecto al diseño por NSR-98, modelo con irregularidad en planta.</i>	203
Tabla 56. <i>Desplazamiento en la cubierta y cortante basal en el punto de comportamiento para el modelo con irregularidad en altura.</i>	204
Tabla 57. <i>Porcentaje de aumento del cortante basal del diseño zona 2 con respecto al diseño por NSR-98, modelo con irregularidad en altura.</i>	205
Tabla 58. <i>Características estructurales en el punto de comportamiento para el modelo ortogonal.</i>	213
Tabla 59. <i>Características estructurales en el punto de comportamiento para el modelo con irregularidad en planta.</i>	214
Tabla 60. <i>Características estructurales en el punto de comportamiento para el modelo con irregularidad en altura.</i>	215
Tabla 61. <i>Niveles de comportamiento estructural para el modelo ortogonal.</i>	216
Tabla 62. <i>Niveles de comportamiento estructural para el modelo con irregularidad en planta.</i>	217
Tabla 63. <i>Niveles de comportamiento estructural para el modelo con irregularidad en altura.</i>	217

RESUMEN

TITULO: ANALISIS PARAMETRICO DEL COMPORTAMIENTO SISMICO NO - LINEAL DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGON REFORZADO*

AUTORES: OMAR LINARES MONSALVE.
OMAR ENRIQUE SANCHEZ GONZALEZ**.

PALABRAS CLAVE

ANALISIS PARAMETRICO
DEMANDA SISMICA
DISEÑO ESTRUCTURAL
ANALISIS ESTATICO NO-LINEAL
CURVA PUSHOVER

DESCRIPCIÓN:

La zona metropolitana de Bucaramanga goza de un estudio de Microzonificación sísmica donde se sugieren espectros de diseño para zonas con suelo en roca, rígido y rellenos; llamados espectros de Zona 1, Zona 2 y Zona 3. Sin embargo los diseños estructurales para edificios en concreto reforzado son ejecutados con la demanda sísmica establecida por la Norma Colombiana de Diseño Sismo-Resistente NSR-98.

Con el fin de hallar la cantidad extra de acero en vigas y columnas bajo la sollicitación de flexión y compresión que representa diseñar estructuras con la demanda sísmica propuesta por la Microzonificación, se establece una estructura representativa de las existentes en Bucaramanga para vivienda con 12 pisos y aporticadas. A partir de esta estructura base son generadas una irregularidad en planta y otra en altura para un total de 3 modelos con diferente geometría los cuales son sometidos al espectro por NSR-98 y por Zona 2, variando la demanda sísmica. Esto resulta en seis diseños estructurales.

A las estructuras generadas se les aplica un análisis estático no – lineal con curva pushover con la metodología propuesta por el documento ATC-40, sometiendo cada modelo a los espectros de la Microzonificación; obteniendo un nivel de comportamiento estructural.

Como producto de los análisis se encuentran cantidades extras de acero con un costo muy ínfimo haciendo viable el aplicar los estudios de Microzonificación al diseño estructural, y niveles de comportamiento estructural aceptables para los espectros de Zona 1 y 2. El espectro de Zona 3 representa una demanda sísmica exigente y edificaciones en esta zona no deben diseñarse con la demanda sísmica por NSR-98.

* TRABAJO DE INVESTIGACIÓN.

** FACULTAD DE INGENIERAS FÍSICO-MECÁNICAS, ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL.
DIRECTOR:ING. GUSTAVO CHIO CHO.

SUMMARY

TITLE: PARAMETRIC ANALYSIS OF NONLINEAR SEISMIC BEHAVIOR IN A REINFORCED CONCRETE STRUCTURE*.

AUTHORS: OMAR LINARES MONSALVE.
OMAR ENRIQUE SANCHEZ GONZALEZ**.

KEY WORDS

PARAMETRIC ANALYSIS
SEISMIC DEMAND
STRUCTURAL DESIGN
NONLINEAR STATIC ANALYSIS
PUSHOVER CURVE

DESCRIPTION:

The metropolitan zone of Bucaramanga owns a seismic microzonification study where design spectra have been suggested for rock, rigid soil and fill up called spectra Zone 1, Zone 2 and Zone 3 respectively. However the structural designs for reinforced concrete buildings are made with the seismic demand established by the Colombian seismic design regulations, NSR-98.

With the purpose of find the extra amount of steel in beams and columns under the solicitation of flexion and compression that results from the design of structures with the seismic demand established by the microzonification study, a representative frame structure of those existing in Bucaramanga is established for 12 floor housing. Irregularities of ground plan and altitude are generated from this base structure for a 3 models total with different geometry which is subjected to the spectra of NSR-98 and Zone 2, differing the seismic demand. This results in six structural designs.

A nonlinear static analysis with pushover curve following the methodology proposed by the ATC-40 document is applied to the generated structures, subjecting each model to the spectras from microzonification, therefore achieving Structural Performance Levels.

As conclusion of the analysis, extra amount of steel is found at a very low cost making the use of the microzonification study in structural design economically viable and acceptable Structural Performance Levels are found for the Zone 1 and Zone 2 spectras. The spectra for Zone 3 represent a high seismic demand and buildings inside this zone must not be designed with the seismic demand established by NSR-98.

* TRABAJO DE INVESTIGACIÓN.

** FACULTAD DE INGENIERAS FÍSICO-MECÁNICAS, ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL.
DIRECTOR:ING. GUSTAVO CHIO CHO.

INTRODUCCIÓN

Bucaramanga es una ciudad que posee un conocimiento apropiado de las amenazas sísmicas a la que esta sometida. Gracias a INGEOMINAS, existe un documento de Zonificación Sismogeotécnica¹ en el cual se describe en manera valiosa el comportamiento del suelo al verse afectado por movimientos telúricos. El documento divide la zona metropolitana en tres partes. Un suelo en roca, otro rígido y finalmente rellenos, con espectros elásticos de diseño propuestos Zona 1, Zona 2 y Zona 3 respectivamente.

A pesar del estudio presentado por INGEOMINAS, los diseños estructurales para edificaciones aporticadas en concreto reforzado existentes en Bucaramanga se realizan con la demanda sísmica impuesta por la norma NSR-98² donde hay un espectro único para toda la zona metropolitana.

Con el objetivo de evaluar la variación en la cantidad de acero de refuerzo en vigas y columnas bajo la sollicitación de flexión y compresión al realizar diseños estructurales para la demanda sísmica impuesta por el estudio de Microzonificación, se genera una estructura base con 12 pisos de altura y para uso de vivienda. Este modelo base es de naturaleza ortogonal en su geometría y representativo de edificaciones existentes en Bucaramanga con mas de 8 pisos aporticadas en concreto reforzado. A partir de dicho modelo

¹ INGEOMINAS. Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga

² AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98.

base se generan dos irregularidades en concordancia con NSR-98. Una irregularidad en planta y otra en altura.

Dichos modelos son sometidos a demanda sísmica de Zona 2 y NSR-98 para ejecutar el diseño estructural de acero de refuerzo en vigas y columnas bajo la sollicitación de flexión y compresión, y poder comparar las distintas cantidades de este al variar por divergencia en parámetros de geometría y demanda sísmica. En total se diseñan seis modelos.

Con la herramienta de software SAP-2000³ a la mano, se desarrollan los diseños estructurales estableciendo modelos computacionales. Gracias a las capacidades del software se desarrolla un análisis estático no-lineal a las estructuras generadas, análisis ejecutado en base a lo propuesto por ATC-40⁴.

Gracias al análisis no – lineal es posible exigir las estructuras mas allá de las capacidades lineales en los elementos estructurales y observar con mayor detalle sus anatomías de falla y redistribución de fuerzas al colapsar los elementos estructurales mas frágiles o exigidos.

Finalmente se busca establecer la viabilidad económica de diseñar edificios en Bucaramanga con los espectros propuestos por el estudio de Microzonificación y evaluar el nivel de comportamiento de los modelos diseñados ante un análisis estático no – lineal con curva pushover, al someter cada diseño estructural a los espectros de Zona1, Zona 2 y Zona 3.

Este nivel de comportamiento esclarecerá la conveniencia de diseñar proyectos de edificios en Bucaramanga con una demanda sísmica

³ SAP-2000 Nonlinear Version 8.3.3, Integrated Structural Analysis and Design Software, Computer and Structures Inc, Berkeley, California, 2004.

⁴ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40.

generalizada o si en caso contrario es mas optimo y necesario tener en cuenta el estudio de Microzonificación.

CAPITULO 1

CONCEPTOS BASICOS DE DINAMICA ESTRUCTURAL

1.1 INTRODUCCION

El diseño estructural moderno se ha construido a partir de una serie de investigaciones necesarias ante un diseño mas orientado hacia la confrontación de sismos. Conceptos como tenacidad, disipación de energía y ciclos de histéresis junto a metodologías de diseño tanto en acero como en concreto reforzado donde los conceptos y las metodologías son producto de una acción conjunta entre la teoría matemática y la investigación científica; han depurado y enriquecido el conocimiento sobre el comportamiento estructural y los materiales utilizados para diseñar y construir.

Como material de construcción moderno ampliamente utilizado esta el concreto reforzado donde la fundamentación teórica para su trabajo es producto de investigaciones diversas dado su carácter de material conjunto entre el concreto simple y el acero. Las investigaciones prosiguen y actualmente el comportamiento no – elástico del material es una característica que esta cambiando la manera como se diseñan las edificaciones. Para comprender el comportamiento no – elástico de una edificación en concreto reforzado se necesita un trasfondo conceptual involucrando este el comportamiento estructural ante cargas alternantes, la

histéresis, la capacidad de disipación de energía, el comportamiento del concreto y el acero, la ductilidad, la tenacidad, el comportamiento de la curvatura ante momento y las rotulas plásticas.

Al ser la demanda sísmica la mayor causa de tragedias y colapsos de estructuras, es necesario también tener una claridad en el origen e interpretación del movimiento sísmico y la forma en que se transmite del suelo hacia la estructura. Esta sollicitación de carga junto con las cargas vivas y muertas conforman las combinaciones *básicas* de cargas para exigir a una estructura. A partir del comportamiento estructural y las cargas aplicadas se genera una *estructura* capaz de proveer albergue y protección a sus habitantes, gracias a los conceptos estructurales nombrados y explicados con más profundidad en este capítulo. La información sobre cargas es encontrada en el capítulo 2.

1.2 EL CONCEPTO DE SISMO, SU MEDICION Y CONSECUENCIAS ESTRUCTURALES

1.2.1 Medición y clasificación de un sismo.

El fenómeno natural producido en consecuencia a movimientos relativos de las placas tectónicas genera una acumulación de energía lenta en las zonas de contacto de las placas e inmediaciones. Los movimientos generan fuerzas, las cuales, cuando superan las fuerzas que tratan de mantener unidas las placas producen una ruptura súbita a lo largo de los contactos. Esta ruptura libera parte de la energía acumulada anteriormente produciendo entonces un sismo.

La manera de interpretar estos sismos, medirlos y establecer información histórica de los mismos es conservar un seguimiento de los movimientos en la corteza mediante instrumentos como el sismógrafo. Este elemento mide la

aceleración del suelo, que puede ser en dos componentes horizontales y una componente vertical. En realidad el sismógrafo no mide exclusivamente la aceleración. También existen aquellos que registran velocidad o desplazamiento producido por la acción sísmica en la superficie del terreno. El registro de un acelerógrafo es llamado acelerograma entendido este como el registro de las aceleraciones del terreno inducidas por cualquier causa, usualmente un sismo.

Con un instrumento de medición relativamente generalizado en la actualidad, se puede avanzar a establecer una escala que permita clasificar los sismos en manera relativa unos respecto a otros. Existen dos escalas muy utilizadas para clasificar la magnitud de un sismo en aras de la importancia para la ingeniería que representa poder describir en una manera cuantitativa la magnitud de un sismo; estas son la escala de Richter y la escala de Mercalli modificada. La primera es más precisa que la segunda, y puede representar mejor la cantidad de energía liberada. La segunda mide la intensidad del sismo, en términos de los efectos sobre las personas, y el daño observable a las estructuras. No es una medida precisa pero se usa al no existir instrumentos que atestigüen un suceso sísmico. La escala de Richter ⁵ puede registrar valores de sismos hasta 12, (en equivalente de energía TNT un trillón de toneladas) aunque mas de 8 ya se considera un sismo fuerte y muy destructivo. En cuanto a la escala de Mercalli modificada registra números romanos de I a XII, donde I es una intensidad despreciable y XII algo catastrófico, destrucción total ⁶.

A pesar del avance tecnológico actual y el mayor conocimiento a nivel tanto geológico como físico de la corteza terrestre, y en general de los sitios donde se producen los sismos, no es posible predecir un sismo en manera exacta. Ni siquiera lo es en manera somera. Entonces, la ingeniera actual adopta el

⁵ SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. p. 124-127

⁶ Ibid., p. 137

concepto de un mapa de riesgo sísmico, concepto simple y utilizado ampliamente en códigos de diseño sismorresistente a nivel mundial.

1.2.2 Acelerogramas y aceleraciones máximas.

La información básica en la ingeniería sísmica son las aceleraciones registradas durante un temblor o sismo. Un acelerograma se registra para aceleraciones establecidas en porcentajes de la gravedad, donde a partir de la aceleración medida es posible obtener la velocidad del suelo y el desplazamiento en función del tiempo.

Como interpretación física y matemática se trata un acelerograma como una función aleatoria que se analiza como compuesta por una secuencia no periódica de pulsos de aceleración. El área de un pulso es la medida de la efectividad del mismo en producir vibraciones estructurales. La amplitud del pulso (su máxima aceleración) se utiliza para indicar la severidad del movimiento en el suelo. Esto sería satisfactorio si la duración de los pulsos fuera similar en diferentes sismos, pero no lo es. Luego la intensidad en la fase de movimiento fuerte es caracterizada por el tamaño y la forma de los pulsos, tomando como parámetros la aceleración máxima del pulso, y la cantidad de veces que se corta el eje de las abscisas (aceleración cero). La caracterización del movimiento en el suelo también depende del número de pulsos y la duración de la fase fuerte del movimiento⁷.

1.2.3 El origen de las fuerzas sísmicas.

Habiendo nombrado someramente algunos conceptos esenciales sobre sismo, es posible comenzar a generar una idea sobre como el sismo produce fuerzas sobre la estructura. Al ocurrir un sismo, el suelo se comporta con un movimiento aleatorio, registrado en graficas de aceleración, velocidad o

⁷ WIEGEL, R.L., editor. Earthquake Engineering. p. 78-79

desplazamiento contra tiempo. El registro de aceleración, junto con la existencia de masa en la estructura comienza a dar luz sobre las fuerzas sísmicas. El movimiento aleatorio del suelo genera entonces fuerzas inerciales tanto verticales como horizontales en la estructura. Las fuerzas verticales son, en la gran mayoría de los análisis estructurales no tenidas en cuenta cuando a análisis sísmico se refiere. Esto por los coeficientes de mayoración de cargas que se otorgan a las fuerzas que actúan en dirección de la gravedad. Quedan entonces las fuerzas horizontales, iguales a la masa de la estructura por la aceleración generada en el suelo gracias al sismo. Se buscaría la magnitud más grande de estas fuerzas inerciales mientras sucede el sismo, y esta cantidad es analizada en el momento donde la estructura muestra una deflexión máxima y una velocidad cero durante el más largo ciclo de vibración, en el intervalo de tiempo durante el cual la estructura responde al movimiento del suelo.

1.3 ELEMENTOS BASICOS EN EL DISEÑO SISMICO DE EDIFICACIONES

1.3.1 Energía sísmica.

Un sismo es un fenómeno que induce energía a una estructura. De acuerdo a ciertas características de la estructura, esta tendrá una capacidad de disipar esta energía inducida. La capacidad de disipar energía inducida, es mas apetecida a medida que la estructura se espere sea sometida a movimientos telúricos mas fuertes. En general, durante un sismo de magnitud considerable, una estructura es sacudida con fuerza en las direcciones principales de su sistema estructural. En sus desplazamientos, el sistema estructural sufre deformaciones de flexión, cortante, axiales y de torsión. Cada una de estas deformaciones genera un esfuerzo respectivo, esfuerzos que al actuar sobre el volumen de los diferentes elementos

estructurales, acumulan y liberan energía. El desempeño estructural en cuanto a disipación energética se refiere depende entonces de la capacidad de los elementos estructurales para liberar buenas cantidades de la energía absorbida. Para ilustrar este concepto se presenta la disipación de energía en situaciones de estado elástico e inelástico para un modelo hipotético de un grado de libertad.

1.3.1.1 Balance energético en estado elástico.

Partiendo de la ecuación de movimiento para un sistema con vibración libre y sin amortiguación.

$$* \quad m\ddot{u} + ku = 0$$

Es posible determinar el trabajo, es decir, la energía introducida al sistema para moverse como la integral de la fuerza a lo largo del camino, considerando la energía inducida gracias a un desplazamiento inicial impartido, donde se obtiene ⁸:

$$* \quad E_i = \int_0^u m\ddot{u} \, du + \int_0^u ku \, du$$

$$* \quad E_i = \frac{1}{2}ku^2 + \frac{1}{2}m\dot{u}^2$$

Donde :

* Energía potencial acumulada

$$E_p = \frac{ku^2}{2}$$

* Energía cinética desarrollada por el sistema

$$E_c = \frac{m\dot{u}^2}{2}$$

⁸ SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. p. 353

Para ilustrar la anatomía del concepto, se supone el sistema descrito con las ecuaciones anteriores como no disipativo donde k representa la rigidez del sistema, u el desplazamiento y \dot{u} , \ddot{u} la velocidad y la aceleración respectivamente. Como se supone el sistema en consideración como no disipativo, la suma de las energías cinética y potencial es constante en la forma:

$$* \quad E_p + E_c = \text{cte}$$

Definido el balance energético del sistema, es evidente que, con valores cambiantes en el tiempo tanto de una energía como de otra, existe una interacción entre las dos energías. En cada plano la energía es una función cuadrática de la velocidad o el desplazamiento. Cuando la velocidad es nula toda la energía es potencial, representada en el plano $E - u$. Cuando el desplazamiento u es nulo toda la energía es cinética representada en el plano $E - \dot{u}$. Se llega entonces a una representación en diagrama de fase de la energía en dos planos.

Con este comportamiento del sistema, donde la gran mayoría del tiempo ni la velocidad ni el desplazamiento son nulos, hay un intercambio permanente de energía, con un valor constante que es la suma de las dos energías. Este intercambio de energía es posible gracias a la variación de la velocidad de la masa, expresada en la forma⁹ :

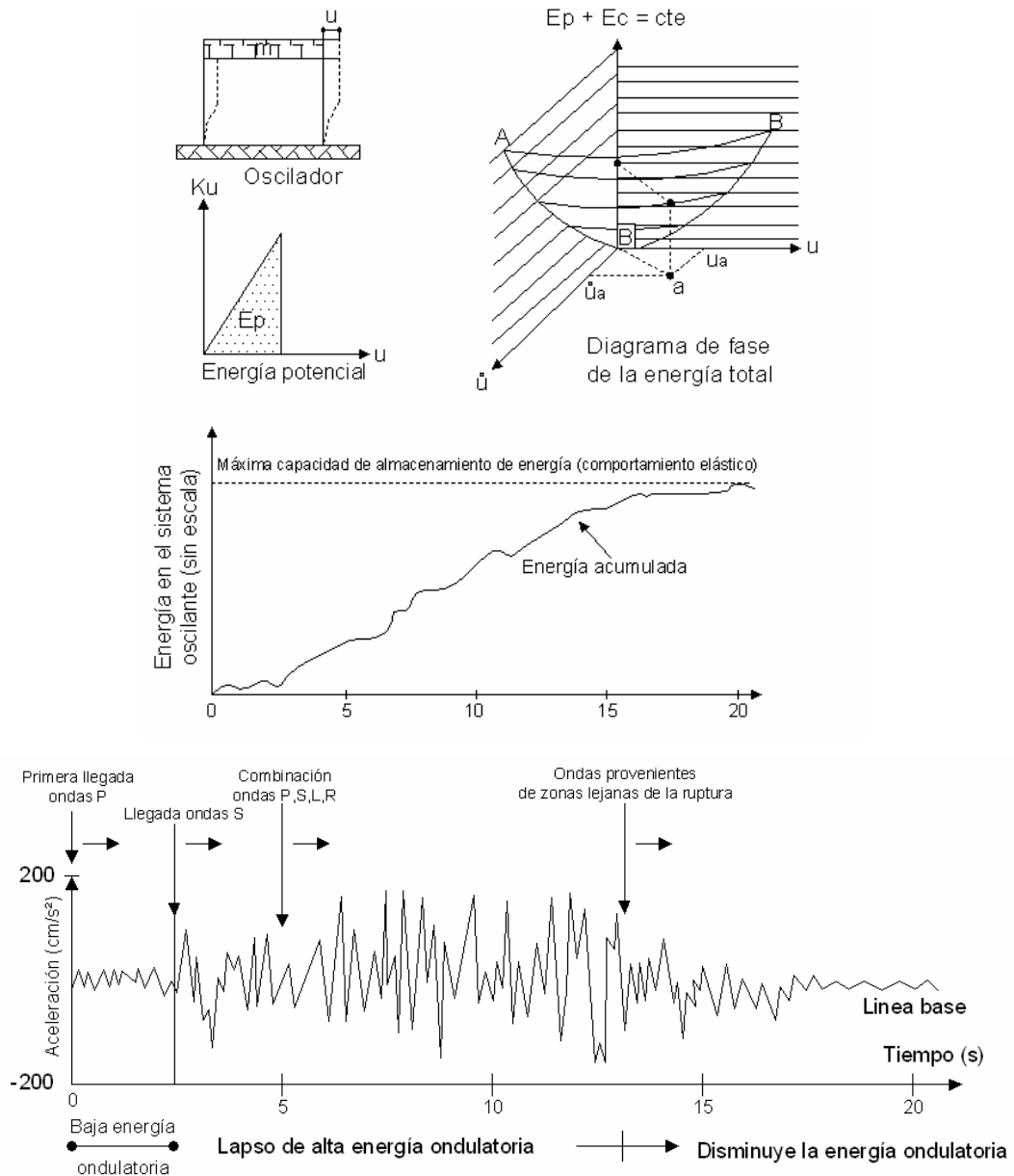
$$* \quad \dot{u} = \omega u$$

Donde ω es la frecuencia natural del sistema. Entre mayor sea este valor y el desplazamiento de la masa, mayor será la velocidad de la misma. Entre

⁹ SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. p. 354

mayor la velocidad de la masa, mayor su aceleración y por ende la fuerza de inercia que genera deformaciones.

Figura 1. Disipación de energía para oscilador en estado elástico. Adaptada de Sarria¹⁰.



¹⁰ SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. p. 355

La figura 1 esquematiza el comportamiento de manera cualitativa y relativamente clara. En la parte superior se indica un oscilador y la energía elástica acumulada en el resorte en términos de su fuerza ku . El área sombreada corresponde a la energía potencial almacenada por el resorte, siendo este representativo de la rigidez estructural del sistema, suceso ocurrido a medida que van transcurriendo los ciclos de carga introducidos por el sismo. Entre mayor es esta área, mayor será la velocidad de la masa para hacer el intercambio energético. También se puede observar el diagrama de fase de la energía E en los planos $E - u$ y $E - \dot{u}$; en este diagrama se indica un punto 'a' correspondiente a una velocidad \dot{u}_a y un desplazamiento u_a de tal forma que al proyectarse sobre la superficie ABC , conducen al valor E_a .

En la parte intermedia de la figura 1 se observa la distribución cualitativa de la energía que va almacenando el oscilador a lo largo de la duración del acelerograma ilustrado en la parte inferior. Con la premisa importante de que el comportamiento del oscilador es elástico, su capacidad de almacenamiento de energía se supone constante, indicada por la línea horizontal discontinua mostrada en la parte intermedia de la figura respectiva a *Energía en el sistema oscilante*. La energía total almacenada a lo largo del sismo (representado por el acelerograma) no puede alcanzar la línea de máxima capacidad de almacenamiento de energía; ya que si esto sucede, se acaba la posibilidad de comportamiento lineal no disipativo.

El evento descrito no es explicado apropiadamente si no se incluye o explica la manera como el sistema almacena energía por ciclo. Si el comportamiento del sistema oscilante es lineal, la capacidad de absorción de energía por ciclo corresponde exactamente a aquella que el acelerograma (sismo) es capaz de introducir, esto debido a que el oscilador absorbe toda la energía (se supone una disipación nula) y en consecuencia, almacena todo lo que es impuesto. A pesar de que el comportamiento del sistema es lineal, la curva

de energía acumulada no lo es debido a que la tasa de aplicación de energía (acelerograma) no es constante.

Un sistema como el descrito anteriormente no disipa de ninguna manera la energía. Luego en cada ciclo de carga almacena hasta que en algún ciclo sucede una ruptura del sistema por deformación excesiva. La manera de evitar esto es cuando el sistema tiene la posibilidad de entrar en un estado donde disipa energía. Para realizar esto es necesario tener en cuenta que cuando un sistema se establece para comportamiento elástico los elementos estructurales se desplazan muy poco unos respecto de otros. Esto implica una disipación por ciclo ínfima. Si se aspira a disipar energía, el sistema debe alcanzar estados inelásticos de deformación. El oscilador presentado en los párrafos anteriores vibraría eternamente por su condición matemática ¹¹ lo cual es cómodo para entrar en el concepto de balance energético pero no es acorde con la realidad. Para esto se analiza entonces, a la luz de los conceptos ya tratados, la situación de balance energético estructural en estados inelásticos.

1.3.1.2 Balance energético en estado inelástico.

Al analizar un sistema disipativo, es preciso esclarecer la ecuación descriptiva del sistema. En el libro de A.K. Chopra ¹² la energía total en el sistema estructural se define como:

$$* \quad E_{\text{entrada}} = E_{\text{elastica}} + E_{\text{disipada}}$$

¹¹ SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. p. 357

¹² CHOPRA, Anil K. Dynamics of Structures. Theory and applications to Earthquake Engineering. p. 280-283

La energía elástica esta conformada por la energía potencial y la energía cinética. La energía disipada esta a su vez conformada por disipamiento viscoso y disipación histerética.

$$* \quad E_{\text{entrada}} = \underbrace{E_{\text{cinetica}} + E_{\text{potencial}}}_{\text{Energía elástica}} + \underbrace{E_{\text{amort. viscoso}} + E_{\text{amort. histeretico}}}_{\text{Energía disipada}}$$

Partiendo de la ecuación que describe el movimiento para un sistema sometido a excitación en la base:

$$* \quad m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t)$$

Donde c es llamado el coeficiente de disipación viscosa, f_s representa la fuerza resistente en un sistema inelástico y el término $-m\ddot{u}_g(t)$ es respectivo a excitación por fuerza externa al sistema. Como se definió anteriormente la energía, es posible integrar la ecuación de movimiento:

$$* \quad \int_0^u m\ddot{u}(t) du + \int_0^u c\dot{u}(t) du + \int_0^u f_s(u, \dot{u}) du = - \int_0^u m\ddot{u}_g(t) du$$

En términos de energía, se destacan entonces los diferentes términos. El lado derecho de esta ecuación representa la energía entrada al sistema por la excitación de un sismo. El primer término en la parte izquierda de la ecuación es la energía cinética de la masa asociada con su movimiento relativo al suelo. El segundo término en la parte izquierda de la ecuación es la energía disipada por amortiguamiento viscoso. El tercer término en la izquierda es la suma de la energía disipada por histéresis y la energía

potencial en el sistema, teniendo en cuenta que el sistema es de tipo inelástico ¹³.

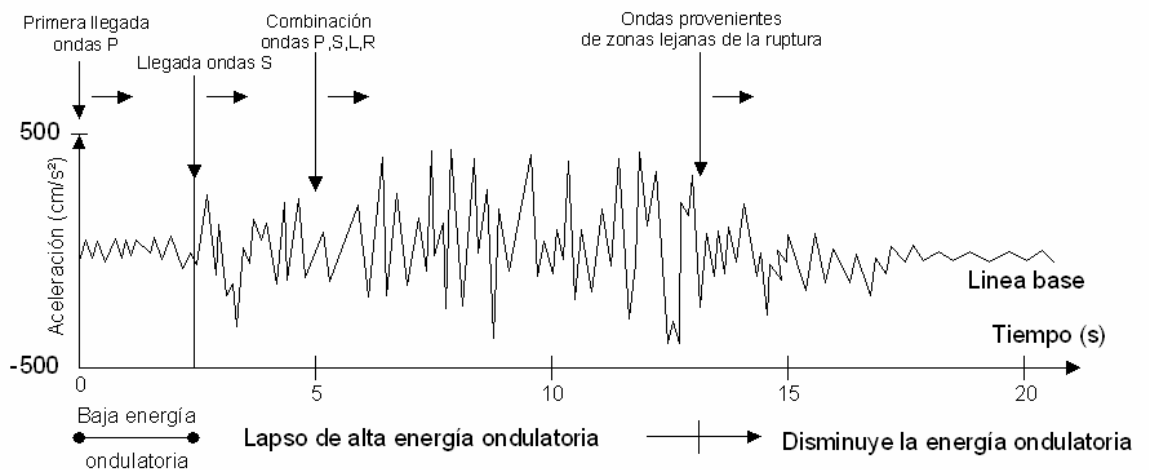
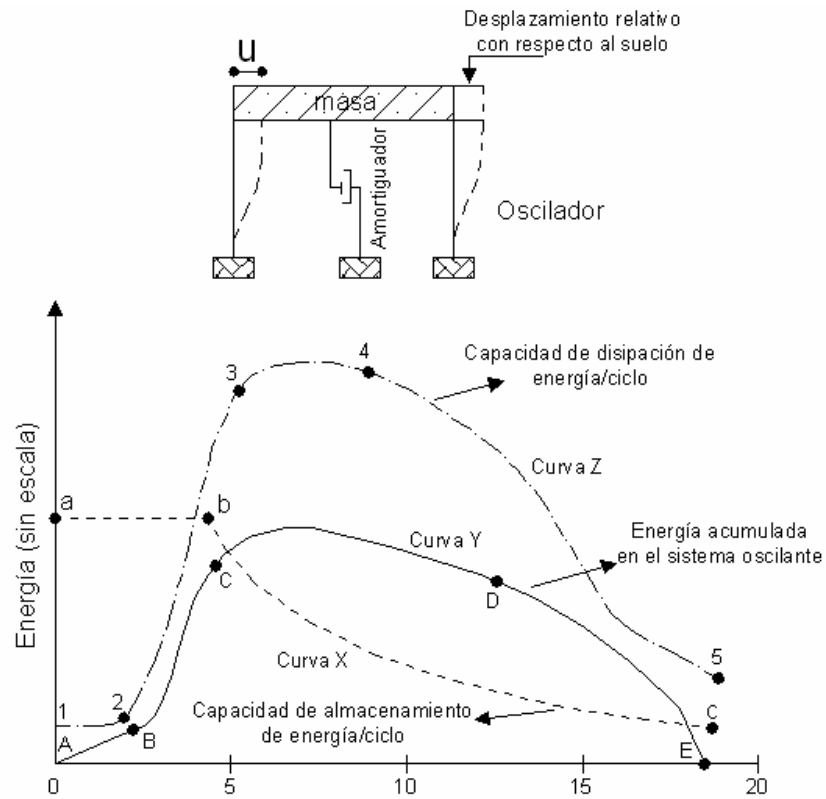
Las ecuaciones anteriormente descritas muestran un sistema que disipa energía durante los ciclos de carga que induce un sismo. El balance de energía se puede representar (teniendo en cuenta lo establecido para el sistema elástico de un grado de libertad) en manera más simple como:

$$* \quad E_p + E_c - E_d \neq \text{constante}$$

Donde el término nuevo de E_d define la energía disipada. La figura 2 muestra de manera cuantitativa el comportamiento del sistema inelástico disipativo. El acelerograma mostrado es más intenso que el de la figura 1 y se supone que las frecuencias de vibración natural del oscilador y la dominante en el acelerograma son muy parecidas. La figura 2 se divide en tres partes, donde en la parte inferior está el acelerograma que imparte energía al sistema oscilante. La parte intermedia ilustra tres fenómenos como tres graficas. Una de estas graficas pasa por los puntos A, B, C, D y E; y representa la acumulación de la energía total a lo largo del tiempo, otra grafica pasando por los puntos a, b y c muestra la capacidad de almacenamiento de energía del oscilador en cada ciclo de oscilación. Por ultimo, la grafica que pasa por los puntos 1, 2, 3, 4 y 5 indica la capacidad de disipación de energía del sistema en cada ciclo de oscilación. El oscilador en estudio se muestra en la parte superior de la figura. Nótese el amortiguador, indicador de disipación en el sistema, y compárese con el oscilador de la figura 1.

¹³ CHOPRA, Anil K. Dynamics of Structures. Theory and applications to Earthquake Engineering. p. 281

Figura 2. Disipación de energía para oscilador en estado inelástico. Adaptada de Sarria ¹⁴.



¹⁴SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. p. 358

La descripción del fenómeno sísmico es de la siguiente forma. Primero llegan al oscilador las ondas *P*, ondas de mayor velocidad. La sollicitación de estas ondas requiere del oscilador un comportamiento elástico, debido a la naturaleza de las ondas *P*, consideradas de menor energía. Entre las fases *P* y *S*, indicadas en la figura 2 se puede suponer que la totalidad del balance energético obedece a un proceso no disipativo, luego la acumulación de energía ciclo a ciclo tendría una relación lineal en función del tiempo si la adición de energía fuese la misma en cada ciclo de carga ¹⁵. Cuando llegan las ondas *S* superficiales y de mayor energía la fuerza en el oscilador aumenta considerablemente exigiendo del sistema un comportamiento no lineal.

Este comportamiento no lineal y respecto a acumulación y disipación de energía se describe con la parte intermedia de la figura 2. En este esquema, la curva *X* idealiza la acumulación de energía en función del tiempo. Al comienzo cuando llegan las ondas *P* al oscilador, la pendiente de la curva de energía acumulada contra tiempo es muy grande. La línea entre los puntos *A* y *B* es una media de energía acumulada entre estos dos puntos, pero no indica que la acumulación de energía se represente exactamente en línea recta. Cuando comienzan a llegar las ondas *S*, el sismo induce mayores desplazamientos de la masa. Se genera más energía que se continúa almacenando con la energía por las ondas *P*, produciendo en el sistema un aumento en la tasa de acumulación de energía, suponiendo que este puede almacenar dichas cantidades. Ya en el punto *C* de la curva *X*, inicia la cadencia del oscilador donde la capacidad de almacenamiento por ciclo se reduce drásticamente y la energía almacenada en el oscilador comienza a decrecer hasta el final de las vibraciones. El oscilador balancea la energía almacenada entre los puntos *C*, *D* y *E* disipando una parte significativa de esta.

¹⁵ SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. p. 359

La curva Y de la figura 2 describe la capacidad de almacenar energía por ciclo en el oscilador. Esta capacidad se inicia con un valor máximo en el punto **a**, donde el oscilador no se ha deteriorado por comportamiento histerético. En el punto **b**, el oscilador comienza a ser sacudido fuertemente por el estado del sismo, y se comienza a dar un deterioro en la rigidez del oscilador (en la grafica entre puntos **b** y **c**) a lo largo del proceso del acelerograma. Lo descrito anteriormente evidencia el deterioro en la capacidad de almacenamiento de energía en el oscilador a medida que transcurre el sismo.

Finalmente la capacidad de disipar energía por ciclo en el sistema se muestra en la curva Z. Comenzando el proceso, entre puntos 1 y 2, el oscilador se comporta mayormente en forma elástica, luego la disipación energética por ciclo es mínima. Con el progreso del proceso vibratorio introducido por el acelerograma, se producen fenómenos importantes de variación de la rigidez y el sistema aumenta su capacidad de disipación de energía por ciclo hasta el punto 3 donde se supone inicia la cedencia del acero de refuerzo. A partir de este punto, si la estructura es de concreto reforzado, el deterioro del sistema se incrementa notablemente. Este deterioro hace que la capacidad de disipación de energía por ciclo disminuya hasta un valor mínimo, valor indicado por el punto 5 de la curva Z.

La referencia Chopra ¹⁶ muestra a su vez ciertas graficas ilustrativas de disipación en sistemas inelásticos. La figura 3 describe en su parte superior un sistema con un grado de libertad, de naturaleza elástica lineal con periodo natural de 0.5 segundos y razón de amortiguación $\xi = 0.05$. En la parte inferior de la figura el sistema posee las mismas propiedades en estado de

¹⁶ CHOPRA, Anil K. Dynamics of Structures. Theory and applications to Earthquake Engineering.

comportamiento elástico y además tiene resistencia en fluencia normalizada $\bar{f}_y = 0.25$. Esta resistencia en fluencia normalizada se define como:

$$* \quad \bar{f}_y = \frac{f_y}{f_0}$$

Donde f_0 es el valor pico de la fuerza resistiva inducida por el sismo y f_y la fuerza que genera fluencia. Ambos sistemas son sujetos al sismo de El Centro¹⁷.

Para el sistema elástico, la estructura disipa toda la energía inducida por amortiguamiento viscoso. Esto se indica por el hecho de que la energía cinética y la energía potencial disminuyen cerca del final de la excitación.

El sistema inelástico disipa menos energía con amortiguamiento viscoso y más con amortiguamiento histerético, implicando unas menores velocidades en el sistema comparando con el sistema elástico. Algo importante a resaltar es la energía inducida a los sistemas por un mismo sismo. Para sistemas uno elástico y otro inelástico con iguales valores de periodo natural y razón de amortiguación, la energía que se induce no es la misma.

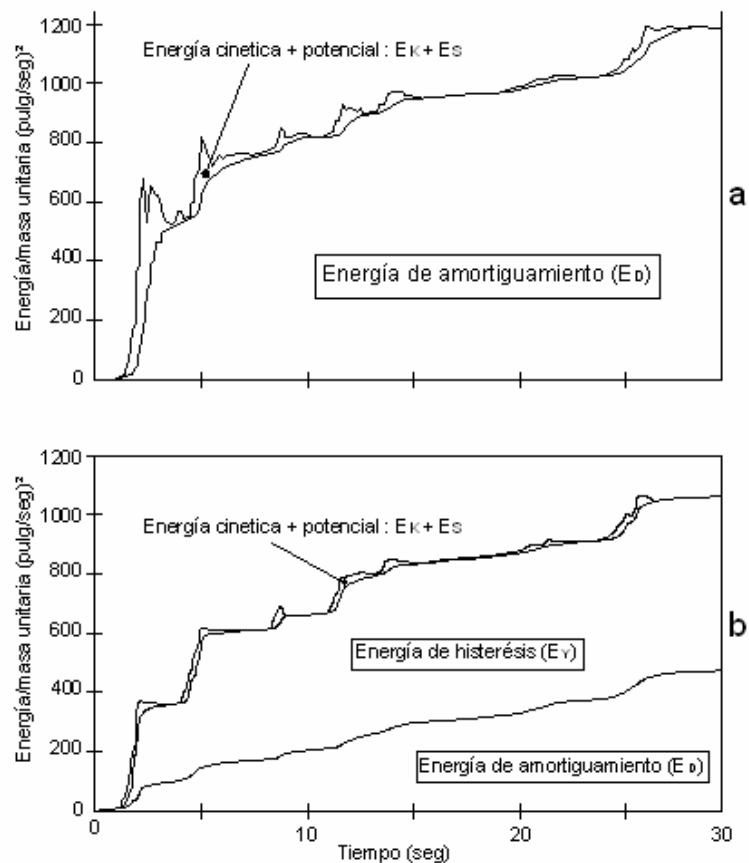
Finalmente, con lo expuesto se evidencia que es conveniente incrementar al máximo posible la disipación energética con el fin de reducir la velocidad y aceleración de la masa. Observando el fenómeno desde un punto de vista estructural, la capacidad de disipación es significativa únicamente para las altas deformaciones unitarias que imponen un comportamiento inelástico a la estructura¹⁸. Para que una estructura desarrolle las deformaciones necesarias para disipar buena parte de la energía absorbida debe tener una

¹⁷ CHOPRA, Anil K. Dynamics of Structures. Theory and applications to Earthquake Engineering. p. 283

¹⁸ SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. p. 360

buena ductilidad disponible; así mismo, que la capacidad de disipación se mantenga a lo largo del sismo es función de la tenacidad del sistema. Luego una estructura dúctil y tenaz disipara energía en el rango inelástico, y esta debe ser una meta importante en el diseño estructural moderno.

Figura 3. Variación temporal de energía disipada por amortiguamiento viscoso y fluencia, y energía cinética mas energía de deformación en : (a) Sistema lineal elástico, $T_n = 0.5$ seg, $\xi = 5\%$; (b) Sistema inelastico, $T_n = 0.5$ seg, $\xi = 5\%$, $\bar{f}_y = 0.25$. Adaptada de Chopra ¹⁹.



¹⁹ CHOPRA, Anil K. Dynamics of Structures. Theory and applications to Earthquake Engineering. p.282

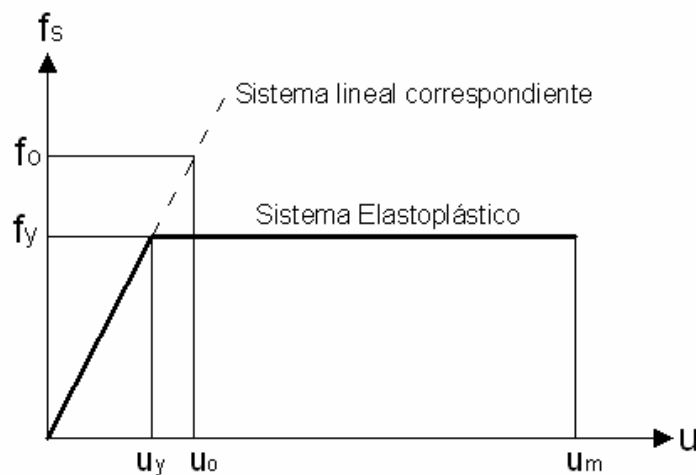
1.3.2 Ductilidad.

1.3.2.1 Ductilidad en sistemas elastoplásticos.

La ductilidad como concepto estructural se define para un sistema estructural elastoplástico, comparando la deformación máxima durante un sismo para este sistema con la misma deformación máxima en un sistema correspondiente de comportamiento lineal, situación descrita en la figura 4.

El sistema elástico respectivo posee la misma rigidez de un sistema elastoplástico en la etapa inicial de carga, además los dos sistemas tienen la misma masa y amortiguamiento. Como consecuencia lógica, el periodo natural de vibración del sistema lineal es el mismo del sistema elastoplástico cuando este describe oscilaciones relativamente pequeñas, menores que el desplazamiento de fluencia ($u \leq u_y$).

Figura 4. Sistema elastoplástico y su sistema lineal elástico correspondiente. Adaptada de Chopra ²⁰.



²⁰ CHOPRA, Anil K. Dynamics of Structures. Theory and applications to Earthquake Engineering. p. 264

Con la figura 4 se define la *resistencia a fluencia normalizada* \bar{f}_y como :

$$\bar{f}_y = \frac{f_y}{f_0} = \frac{u_y}{u_0}$$

Donde f_0 y u_0 son la fuerza máxima inducida por el sismo y el desplazamiento máximo para el sistema lineal correspondiente.

La cantidad f_0 puede interpretarse como la fuerza mínima o resistencia mínima requerida a la estructura para mantenerse linealmente elástica durante el sismo. Si la resistencia a fluencia normalizada de un sistema es menos de uno, el sistema fluye y se deforma en un rango inelástico. Un sistema con \bar{f}_y de valor uno, puede llamarse elastoplástico donde $f_y = f_0$, así mismo un sistema con $\bar{f}_y = 0.5$ implica que la resistencia a fluencia del sistema es la mitad de la resistencia mínima requerida en el sistema para mantenerse elástico durante el sismo.

Otro factor derivado de la relación sistema elastoplástico-elástico lineal equivalente es el *factor de reducción de carga* R , también llamado *coeficiente de capacidad de disipación de energía* ²¹ definido como:

$$R_y = \frac{f_0}{f_y} = \frac{u_0}{u_y}$$

El factor de reducción de carga tiene valor 1 para sistemas lineales elásticos y valores mayores de 1 para sistemas que se deforman en el rango inelástico.

²¹ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. A-23.

La deformación máxima de un sistema elastoplástico debido a movimientos en el suelo es definido como u_m . Se define el *factor de ductilidad* como la normalización de la deformación máxima elastoplástica respecto a la deformación en fluencia así:

$$\mu = \frac{u_m}{u_y}$$

Este factor adimensional define valores de u_m mayores que u_y para sistemas deformándose en rangos inelásticos ²².

Cuando se somete un sistema estructural a un sismo particular, pueden obtenerse valores de u_m , u_0 y \bar{f}_y . Se conocen valores de u_y . Con la relación entre factor de ductilidad y factor de reducción de carga enunciada como:

$$\frac{u_m}{u_0} = \mu \times \bar{f}_y = \frac{\mu}{R_y}$$

o'

$$\mu = \frac{u_m}{u_0 \times \bar{f}_y}$$

Se define este ultimo valor de μ como la *ductilidad demandada* al sistema estructural por el sismo que produce los desplazamientos u_0 y u_m ; valor obtenible gracias a un factor \bar{f}_y derivado de la comparación entre el sistema elastoplástico y el sistema lineal elástico equivalente. La ductilidad existente

²² CHOPRA, Anil K. Dynamics of Structures. Theory and applications to Earthquake Engineering. p. 264

en la estructura diseñada o *capacidad de ductilidad* (la habilidad del sistema para deformarse más allá del límite elástico) debe exceder la ductilidad demandada a la estructura por el sismo de diseño.

La ductilidad demandada y la relación entre u_m y u_0 dependen de el periodo natural de vibración T_n y la resistencia a fluencia normalizada \bar{f}_y o de su recíproco, el factor R_y . Según Chopra ²³, para sistemas de un grado de libertad con razón de amortiguación $\xi = 0.05$, los factores antes mencionados varían de la siguiente forma:

⇒ **Sistemas con periodos muy largos ($T_n > T_f$, $T_f = 15$ seg) :**

Esta zona de periodos es llamada zona *sensible a desplazamiento*, donde la deformación u_m de un sistema elastoplástico es independiente de \bar{f}_y y muy similar a la deformación máxima del sistema elástico equivalente; luego la relación u_m / u_0 se aproxima a 1. La explicación general de este fenómeno puede ser así: para un sistema de periodo muy largo con masa concentrada (un grado de libertad) se puede decir que este es muy flexible. La masa se mantiene estable mientras el suelo se mueve, experimentando una deformación pico igual a la del suelo, independiente de \bar{f}_y . Luego $u_m \approx u_0 \approx u_{g0}$ donde u_{g0} es el desplazamiento pico del suelo; entonces $\mu \approx 1/\bar{f}_y$ o $\mu \approx R_y$.

²³ CHOPRA, Anil K. Dynamics of Structures. Theory and applications to Earthquake Engineering. p. 270 - 273

⇒ **Sistemas con periodos entre 0.5 y 3 segundos ($0.5 < T_n < 3$) :**

Este rango de estructuras o periodos es llamado zona *sensible a velocidad* y en dicha zona el valor de u_m puede ser mayor o menor que u_0 ; ambos valores son afectados de manera irregular por variaciones en \bar{f}_y ; la demanda de ductilidad puede ser mayor o menor que R_y ; y la influencia de \bar{f}_y , por muy pequeña que sea no debe pasarse por alto.

⇒ **Sistemas con periodos menores a 3 segundos ($T_n < 3$) :**

Esta zona o rango de periodos es llamada *sensible a aceleración*. Aquí u_m es mayor que u_0 y la relación u_m / u_0 aumenta con la disminución de \bar{f}_y (disminución de resistencia en fluencia) y la disminución de T_n . Como resultado la ductilidad demandada puede ser mucho mayor que R_y . Este resultado implica que la ductilidad demandada en sistemas de periodos cortos puede ser grande aun si la resistencia del sistema es menormente inferior a la resistencia requerida para que el sistema se mantenga elástico.

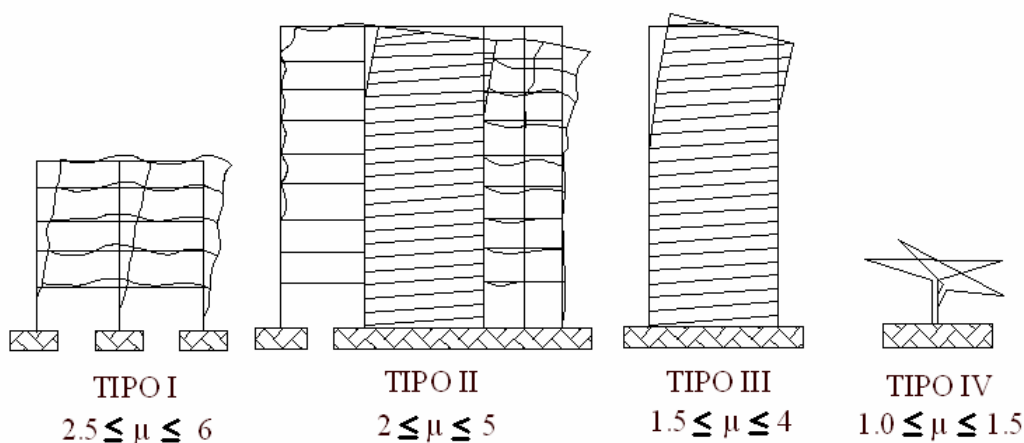
Actualmente se buscan ductilidades altas en estructuras, implicando esto deformaciones laterales que pueden llegar a tener importantes efectos sobre elementos no estructurales en un edificio. Una alta ductilidad implica alta deformación estructural. Luego el ingeniero diseñador debe intentar buscar un balance entre el comportamiento elastoplástico de la estructura y el estado final en cuanto a comodidad y seguridad para los habitantes requiere.

Esto podría llamarse un *punto de comportamiento* o estado de desempeño.

1.3.2.2 Ductilidad en estructuras de concreto reforzado.

La ductilidad en una estructura de concreto reforzado depende fundamentalmente del sistema estructural y la cantidad y distribución del acero de refuerzo. Esto es evidenciado en la norma NSR-98²⁴ donde se indica su uso en el título A y la dependencia del sistema estructural en el capítulo A.3. La forma en que se aplica al diseño la ductilidad es mediante el *coeficiente de capacidad de disipación de energía*, R_y .

Figura 5. Sistemas estructurales resistentes a sismos y rangos de variación del factor de ductilidad. Adaptada de Sarria²⁵.



La figura 5 muestra cuatro sistemas estructurales diferentes. El primero de izquierda a derecha muestra un sistema pórtico, donde la ductilidad está entre 2.5 y 6, el segundo sistema es una unión entre pórtico y muro llamado sistema dual, en el cual la ductilidad está entre 2 y 5. Un sistema consistente enteramente de muros estructurales es el tercero de izquierda a derecha, con una ductilidad entre 1.5 y 4; y finalmente en la extrema derecha de la figura

²⁴ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98.

²⁵ SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. p. 373

1.5 un sistema de péndulo invertido con ductilidad que puede variar entre 1 y 1.5. A partir de la grafica y los valores de ductilidad puede tomarse el sistema de pórtico como aquel que mas fuerza sísmica podría absorber, superando al sistema de muros y posiblemente, con diseños adecuados, sobrepasaría al sistema dual. La única desventaja del sistema pórtico serian las deformaciones que tendría esta estructura; mucho mayores que el sistema dual y muros, para una misma fuerza sísmica. Actualmente edificios altos, mayores de siete pisos son en general, mayormente diseñados con sistemas de tipo dual.

Finalmente es importante tener en cuenta la buena y justa distribución del refuerzo en una estructura de concreto reforzado. Los estribos confinantes a una adecuada separación (como las normas actuales sugieren) conducen a estructuras dúctiles capaces de responder efectivamente ante sismos intensos, desarrollando el sistema ciclos histeréticos estables, medida esto de la capacidad para disipar energía.

1.3.3 Tenacidad.

El concepto de tenacidad o *toughness*, se refiere al área bajo la curva esfuerzo – deformación de cualquier material, llevando el material hasta la falla. La tenacidad es una medida de la capacidad del material para absorber energía por unidad de volumen. Puede afirmarse entonces que a mayor área bajo la curva esfuerzo – deformación, mayor tenacidad.

Extendiendo el concepto hacia la ingeniería sísmica, la tenacidad es definida como la capacidad que posee un elemento estructural de resistir una serie de oscilaciones en el rango elástico de respuesta sin que se presente una disminución critica de su resistencia. Es evidente que al ilustrar el concepto

hacia la ingeniería sísmica, se tiene en cuenta la afectación de cargas alternantes o ciclos de histéresis, concepto a profundizar mas adelante.

Así mismo es necesario realizar una distinción entre los conceptos de ductilidad y tenacidad. Habiendo definido la ductilidad para sistemas elastoplásticos como una relación entre deformaciones ultima y de fluencia, cabe indicarse que pueden existir dos elementos estructurales cuya ductilidad μ sea igual pero el área bajo la curva esfuerzo – deformación es mayor en un modelo. En el camino hacia una estructura eficiente en su comportamiento ante sismos, debe asegurarse un diseño tenaz y dúctil. Según Sarria²⁶, la forma de obtener la tenacidad que mantenga el balance energético resultando que la construcción libere energía para reducir al mínimo la elástica acumulada y controlando así la velocidad en las masas de construcción; es un apropiado y correcto detallado de la armadura de refuerzo en toda la construcción, tratándose lógicamente de estructuras en concreto reforzado.

1.4 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES

El concreto y el acero son materiales elementales en el ejercicio estructural moderno. Sus coeficientes de dilatación térmica son similares permitiendo un trabajo coordinado en deformaciones por temperatura. Sin embargo, al someter una estructura a sismos fuertes, las características lineales de los materiales (Ley de Hooke) son opacadas por las características no lineales, quienes vienen a tomar parte cada vez más importante en la estabilidad estructural, a medida que el sismo se intensifica. En este aparte se describen las características más generales del concreto y el acero. Las características

²⁶ SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. p. 383

inelásticas de estos materiales serán analizadas más ampliamente en incisos posteriores.

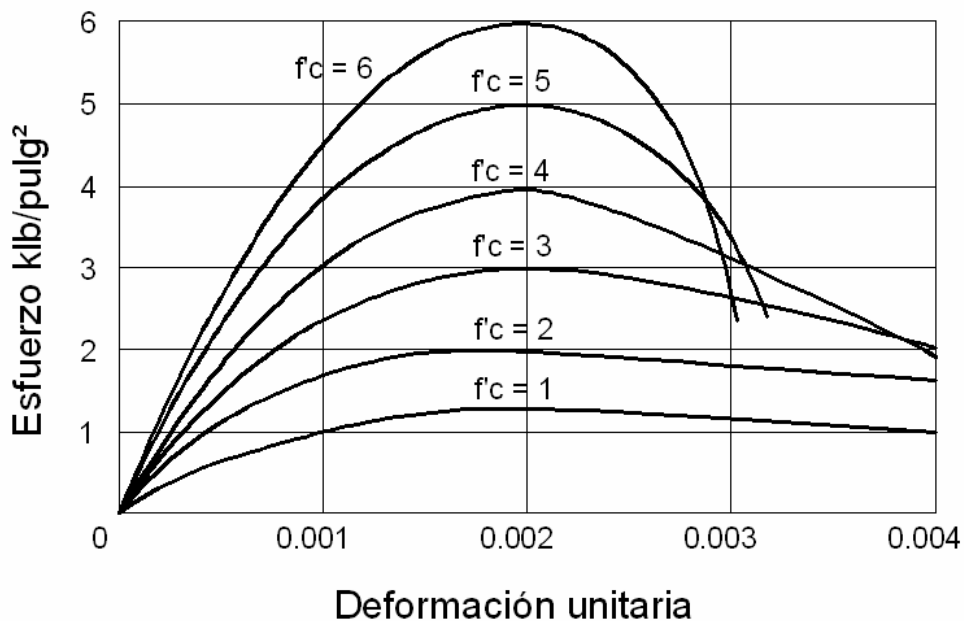
1.4.1 Comportamiento del concreto.

El concreto es un material muy similar a la roca, constituido por agua, agregados y cemento. También puede incluirse aditivos en su mezcla, dependiendo del tipo de estructura que se va a construir. El cemento es el componente del concreto producido por el hombre. Las propiedades aglomerantes y cementantes de este se han utilizado desde la antigua roma, aprovechando *puzolanas* con estas características. En la época moderna, mas exactamente en Inglaterra, un albañil de nombre Joseph Aspdin experimento mezclando ciertas cantidades de arcilla y piedra caliza obteniendo finalmente una patente con el nombre de “cemento Portland”, base del cemento utilizado ampliamente en la actualidad.

En cuanto a las propiedades mecánicas del concreto, cabe decir que la resistencia a la compresión es su fuerte. Esta resistencia máxima o nominal (f_c) es obtenida por medio de pruebas de falla de cilindros con 28 días de edad, convenientemente curados, con diámetros de 0.15 metros y altura de 0.30 metros llamados testigos. Las resistencias para concretos de uso estándar varían entre 21 y 35 Mpa (3000 psi y 5000 psi). Esta resistencia depende de factores como el tipo de agregados usados, el tipo de cemento, los aditivos incluidos en la mezcla, las proporciones entre el agua, los agregados y el cemento, y las velocidades de carga en el ensayo destructivo. A la hora de realizar un control en obra, se prueban diversos cilindros, esperando que la media de los resultados sea superior a la resistencia esperada, con la intención de no encontrar zonas de la estructura donde el concreto tenga resistencias inferiores.

En la figura 6 se muestran las relaciones esfuerzo-deformación unitaria para concretos de resistencias entre 1000 psi y 6000 psi. Se hace evidente la tendencia lineal de las curvas cuando los esfuerzos se mantienen menores a la mitad de la resistencia última a compresión. Esta zona muestra al concreto como un material elástico, suposición tomada en diversos códigos de diseño hasta el valor 0.45 de f'_c . Mas allá de este esfuerzo, el comportamiento del material es no lineal, sin una resistencia a la fluencia definida, rompiendo la probeta en deformaciones unitarias entre 0.003 y 0.004. Esta resistencia última es aproximadamente el 85% de la resistencia máxima (f'_c).

Figura 6. Curva esfuerzo-deformación típica del concreto, con carga de corto plazo aplicada a cilindros testigos. Adaptada de McCormac²⁷.



El valor de resistencia máximo observado genera una deformación unitaria de 0.002. La coincidencia de esta deformación para todos los concretos, independientemente de su resistencia, es una característica aprovechada al juntar el material con acero. En cuanto a las diferencias entre los concretos

²⁷ MCCORMAC, Jack C. Diseño de Concreto Reforzado. p. 12

por su resistencia, es preciso observar que los concretos de bajo grado son menos frágiles que los de alto grado, mostrando deformaciones unitarias mayores antes de romperse.

Los factores como tipo de agregado, masa unitaria del concreto y resistencia a compresión afectan el modulo de elasticidad del concreto, distinguiéndose dos módulos ²⁸:

⇒ **Modulo estático de elasticidad**

Este modulo puede variar con la edad del concreto, las diferentes resistencias, el tipo de carga y las características de agregado y cemento. La norma NSR-98 ²⁹ define el siguiente modulo sin distinguir ningún tipo de agregado como :

$$* E_c = 3900 * \sqrt{f_c}$$

Donde E_c esta en Megapascales.

⇒ **Modulo dinámico de elasticidad**

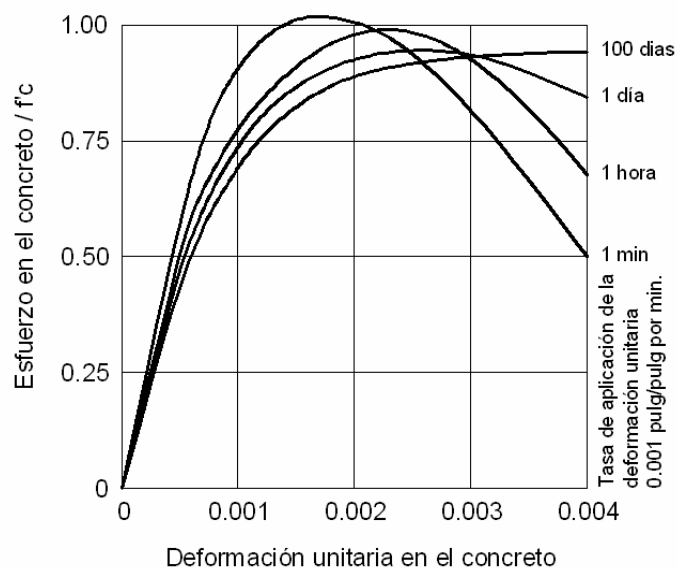
Este modulo corresponde a deformaciones unitarias instantáneas muy pequeñas, y se obtiene usualmente por medio de pruebas acústicas. Su valor esta entre un 20% y un 40% del modulo estático, y su uso puede ser conveniente al analizar estructuras por carga de sismo o impacto.

²⁸ MCCORMAC, Jack C. Diseño de Concreto Reforzado. p. 13-14

²⁹ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. C-53

La velocidad de carga y el confinamiento del concreto afectan también la resistencia, y en manera significativa. La figura 7 muestra curvas esfuerzo-deformación unitaria para diferentes especímenes de un mismo concreto sometidos a diferentes tasas de deformación unitaria, con rangos entre carga rápida (0.001 pulg/pulg por minuto) hasta una aplicación de carga extremadamente lenta (0.001 pulg/pulg por 100 días). Como primera impresión, es evidente que en tasas rápidas, la resistencia f_c del concreto es mas alta que para cargas lentas, así mismo, el modulo de elasticidad es mayor. Sin embargo, en las cargas rápidas el tramo descendente de la curva es mas pronunciado, indicando esto una desintegración interna del material mas alta que al cargar lentamente algún cilindro.

Figura 7. Curva esfuerzo-deformación unitaria para varias tasas de deformación en compresión concéntrica. Tomada de Nilson ³⁰.

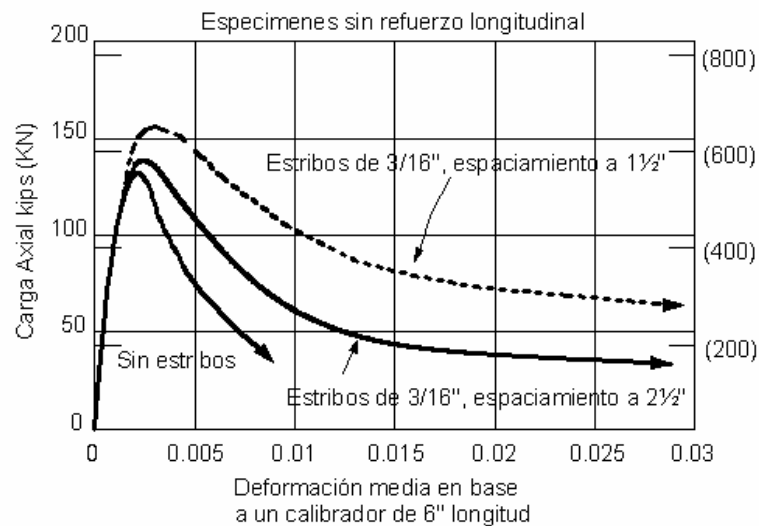


Cuando se confina al concreto, algunas de sus propiedades ven una ganancia considerable y muy útil para el ingeniero. Este fenómeno parte del comportamiento en el concreto al someterlo a ensayo triaxial. Diversos

³⁰ NILSON, Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto. p. 40

estudios citados por Park. R y Paulay T. ³¹ evidencian un aumento en la resistencia al esfuerzo de compresión axial en cilindros de concreto y un aumento importante en la ductilidad, fenómeno a considerar cuando se desea analizar la estructura sometida a esfuerzos más allá del límite elástico. Al adicionar estribos en los elementos de concreto reforzado, se produce un estado de esfuerzos donde los estribos *comprimen* el concreto dentro de estos, remediando en cierta medida el agrietamiento y la expansión volumétrica. La situación anteriormente descrita se produce en esfuerzos cercanos al valor f'_c . En situaciones de carga inferior, donde el concreto no tiende a expandirse, se considera su comportamiento como no-confinado así tenga estribos.

Figura 8. Curvas esfuerzo-deformación para prismas cuadrados de concreto (108 mm de lado) sometidos a carga axial, variando su refuerzo de estribos. Adaptada de Park³².



La figura 8 muestra la diferencia en resistencia máxima, y deformación última para cubos de concreto de 108 milímetros, reforzados con estribos de 3/16

³¹ PARK, R and PAULAY, T. Reinforced Concrete Structures. p. 20

³² Ibid., p.22

pulgada (4.76 milímetros), de estribos espaciados en 38.1 milímetros y 63.5 milímetros respectivamente. También muestra una grafica para un cubo sin estribos. Es evidente el aumento en la resistencia máxima (f'_c) del concreto para el cubo con menos espaciamiento entre refuerzo transversal. Más evidente aun es el gran aumento en deformación última, dando esto una ductilidad mucho más amplia, y mejor tenacidad. En diseño sismo-resistente esta característica del concreto acompañado de estribos debe ser ampliamente utilizado por el ingeniero moderno. Para una exposición mas profunda al tema el lector puede remitirse a la referencia Park y Paulay, capitulo 2³³.

1.4.2 Comportamiento del acero.

Al poseer el concreto una resistencia relativamente baja a tensión, se hace necesario reforzarlo con algún otro material que supla esta falta de capacidad. El acero realiza este papel en manera eficiente, uniéndose al concreto satisfactoriamente gracias a un coeficiente de expansión térmica muy parecido ($12 \times 10^{-6} \text{ C}^{-1}$ para el acero y $10 \times 10^{-6} \text{ C}^{-1}$ para el concreto), la buena adhesión química entre los materiales y factores propios otorgados por la forma de fabricación de las barras de refuerzo como rugosidad superficial de estas y la corrugación.

Las características mas importantes del acero como material de refuerzo al concreto son su resistencia a la fluencia f_y y el modulo de elasticidad E_s , cuyos valores mas utilizados son de 420 MPa y 200000 MPa para la fluencia y el modulo de elasticidad respectivamente. En comparación con el concreto, el acero resiste aproximadamente 15 veces más que el concreto en esfuerzos de compresión y hasta 100 veces más en esfuerzos de tracción³⁴.

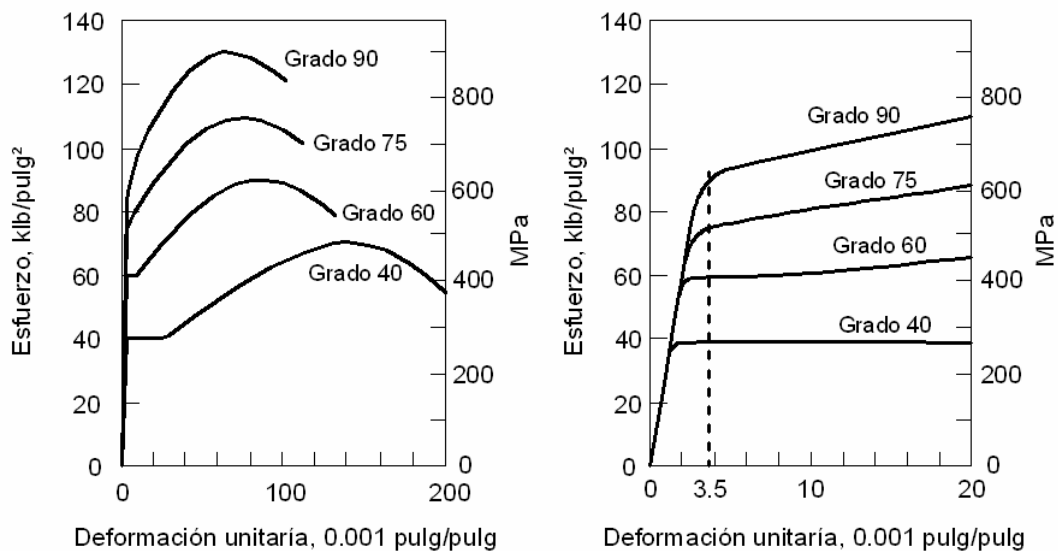
³³ PARK, R and PAULAY, T. Reinforced Concrete Structures.

³⁴ NILSON, Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto. p. 50

La adición de acero al concreto se hace primordialmente para resistir esfuerzos de tensión en vigas sometidas a flexión, como estribos o espirales para resistir esfuerzos de tensión inclinados debidos a esfuerzos cortantes en vigas y columnas; reducir secciones en columnas de edificios altos (ayudando al concreto a soportar esfuerzos de compresión) y en elementos sometidos a compresión que puedan verse enfrentados a flexión por solicitaciones de cargas diversas.

La figura 9 muestra la curva esfuerzo – deformación para el acero, información obtenida en laboratorio mediante el ensayo de tracción directa. La grafica muestra diversas curvas dependiendo de la cantidad de carbono en base al cual se clasifica el acero en *grados*.

Figura 9. Curvas típicas esfuerzo – deformación unitaria para barras de refuerzo. Tomada de Nilson ³⁵.



Analizando la figura 9 se observa un comportamiento elástico en la curva, hasta llegar a una zona de fluencia determinada por un esfuerzo de fluencia

³⁵ NILSON, Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto. p. 56

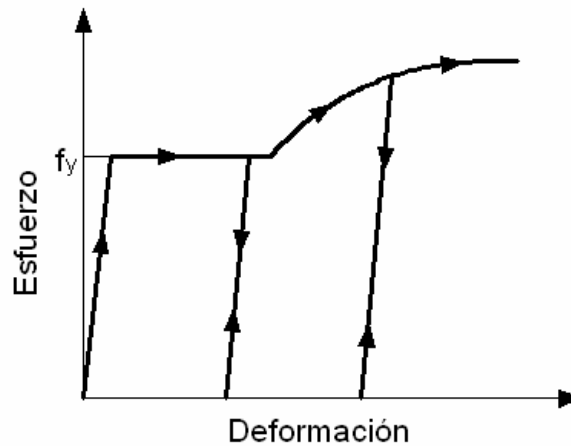
(f_y), manteniéndose una plataforma de fluencia, más evidente en aceros de menores grados. En esta plataforma el esfuerzo no aumenta pero la deformación si lo hace hasta comenzar un proceso conocido como *endurecimiento por deformación* donde el esfuerzo continua aumentando pero a una tasa baja. Seguido la curva tiende a hacerse horizontal hasta alcanzar un punto máximo de deformación conocido como *resistencia máxima a tensión*. Finalmente los esfuerzos se aplican a una tasa decreciente hasta llegar a la *rotura*. El ensayo de tracción directa y sus resultados son perfectamente aplicables a elementos de acero sometidos a compresión, ya que en esta sollicitación de esfuerzos la curva esfuerzo-deformación se asumen idénticas³⁶. El acero al igual que el concreto es afectado por la velocidad de aplicación de la carga, aumentando el punto de fluencia cuando se carga el elemento rápidamente. La referencia PARK³⁷ cita estudios donde la resistencia a fluencia del acero aumenta hasta en un 14% para una deformación unitaria aumentando a una tasa de 0.01 pulgada/pulgada por segundo.

En el diseño sísmico de estructuras el comportamiento histerético del acero es muy útil. Este comportamiento es muy estable como se muestra en la figura 10.

³⁶ PARK, R and PAULAY, T. Reinforced Concrete Structures. p.40

³⁷ PARK, R and PAULAY, T. Reinforced Concrete Structures

Figura 10. Curva esfuerzo – deformación para acero sometido a cargas alternantes. Adaptada de Park ³⁸.



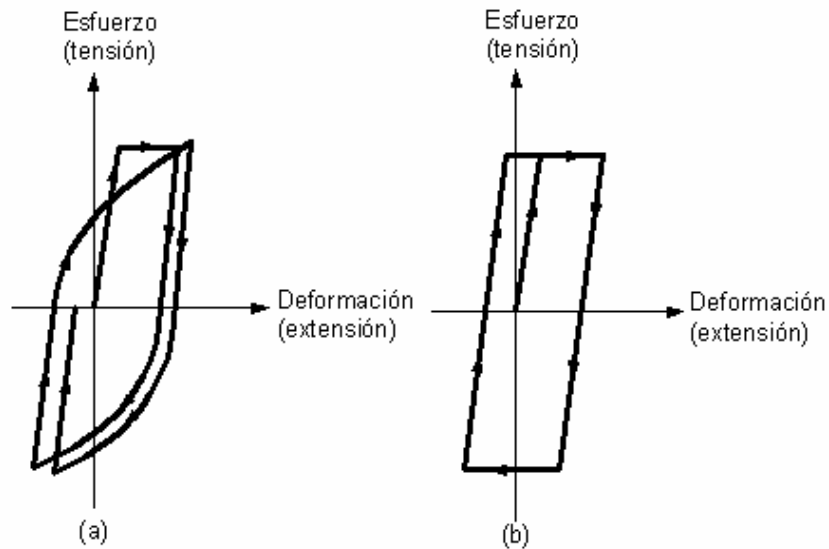
Esta figura muestra el comportamiento de un espécimen de acero en el punto de fluencia al ser sometido a cargas axiales cíclicas de tensión y compresión (Comportamiento histerético). Se presenta en el espécimen un efecto llamado de *Bauschinger* donde bajo cargas repetidas la curva esfuerzo – deformación es no-lineal bajo esfuerzos menores que la fluencia inicial. Este comportamiento del acero es influenciado por deformaciones anteriores, tiempo y temperatura ³⁹. El patrón de descarga sigue la pendiente de la recta elástica inicial. Usualmente para el comportamiento bajo cargas cíclicas de tensión y compresión en el acero se utiliza la grafica observada en la figura 11, donde se observa una idealización elástica perfecta para cargas cíclicas (parte b de la figura 11). Esta suposición es solo una aproximación perfectamente estable respecto al efecto *Bauschinger*.

En cualquier manera el acero se comporta bien ante cargas alternantes, es muy dúctil y ayuda mucho ante sismos fuertes gracias a su relativa estabilidad histerética en relación con el concreto y otros materiales.

³⁸ PARK, R and PAULAY, T. Reinforced Concrete Structures. p.42

³⁹ Ibid., p.42

Figura 11. (a) Efecto de Bauschinger para acero sometido a cargas cíclicas. (b) Idealización elástica perfecta para acero sometido a cargas alternantes. Tomado de Park⁴⁰.



En el libro de A.K. Chopra ⁴¹, se encuentran diferentes graficas esfuerzo-deformación para materiales como acero, concreto reforzado y mampostería sometidos a cargas cíclicas donde se aprecia la estabilidad del acero frente a los otros materiales.

1.4.3 Diagrama momento – curvatura.

La curvatura es definida como el cambio de ángulo por unidad de longitud en una ubicación dada, a lo largo del eje del elemento sometido a cargas de flexión⁴². Realmente el calculo de la relación momento – curvatura en el diseño estructural moderno no se necesita en forma explicita, sin embargo, la relación entre el momento aplicado a determinada sección de una viga y la

⁴⁰ PARK, R and PAULAY, T. Reinforced Concrete Structures. p.42

⁴¹ CHOPRA, Anil K. Dynamics of Structures. Theory and applications to Earthquake Engineering. p. 261 - 262

⁴² NILSON, Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto. p. 216

curvatura que resulta a lo largo del intervalo completo de la carga hasta la falla, es básica para estudiar la ductilidad del elemento, comprender el desarrollo de rotulas plásticas y tener en cuenta la redistribución de momentos elásticos que ocurren en la mayor parte de las estructuras de concreto reforzado antes del colapso.

La expresión general de curvatura:

$$\phi = \frac{1}{r}$$

Donde:

ϕ = Curvatura Unitaria.

r = Radio de curvatura.

Suponiendo deformaciones linealmente proporcionales a esfuerzos (rango elástico) a través de la rigidez **EI** de la sección del elemento se puede definir la curvatura y la rotación como ⁴³ :

$$\text{Curvatura} \rightarrow \phi(x) = \frac{M(x)}{EI}$$

$$\text{Rotación} \rightarrow \theta(x) = \int \phi(x) dx$$

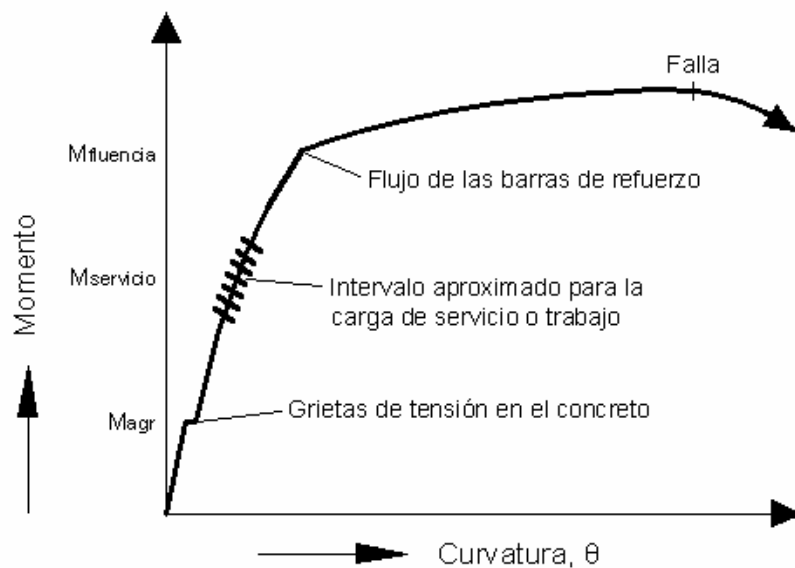
$$\text{Deflexion} \rightarrow \delta(x) = \int \theta(x) dx$$

⁴³ GARCÍA REYES, Luis Enrique. Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico. p. 121

Donde x es la variable que describe la posición a lo largo del eje longitudinal del elemento, E es el modulo de elasticidad del material, I es el momento de inercia de la sección y M el momento flector. Las ecuaciones anteriormente descritas son validas para elementos cuyo material no llega a esfuerzos que superen el límite elástico.

Si el elemento estructural responde inelásticamente y es conocida la relación momento – curvatura, es posible llegar a determinar las deflexiones mediante el proceso de integración o mediante técnicas matemáticas elaboradas.

Figura 12. Diagrama momento – curvatura para una viga de concreto con refuerzo de tensión. Tomado de McCormac ⁴⁴.



La figura 12, muestra un diagrama momento – curvatura para una viga de concreto reforzado. La curvatura es definida con el símbolo θ . La primera etapa de la figura es producida por momentos menores que el momento de agrietamiento (M_{agr}), situación en la cual se dispone de toda la sección transversal de la viga para resistir la flexión. La rigidez hasta este punto se

⁴⁴ MCCORMAC, Jack C. Diseño de Concreto Reforzado. p. 37

puede describir por medio de EI_g , donde I_g es la inercia de la sección no fisurada. En esta etapa, las deformaciones unitarias son pequeñas y el diagrama es casi vertical con una pendiente relativamente grande. Cabe destacar que la sección analizada se comporta de manera linealmente elástica hasta el punto en el que se fisura el concreto.

Al crecer el momento mas allá del momento de agrietamiento, la pendiente de la curva disminuye un poco debido a que la viga ya no es tan rígida como en la etapa anterior a la formación de grietas. El diagrama describirá una línea aproximadamente recta desde M_{agr} hasta el punto en que el refuerzo es sometido a la fluencia.

Después de la fluencia en el acero la viga tiene muy poca capacidad adicional por momento y se requiere una pequeña carga adicional para incrementar considerablemente las deflexiones. La pendiente del diagrama en esta etapa es bastante plana (pendiente baja).

Una curva momento – curvatura unitaria es un poco diferente a una curva momento – rotación para la zona de plastificación en una viga de concreto reforzado. La zona donde se presenta la plastificación incluye generalmente una cantidad de grietas. Sin embargo entre estas grietas existe concreto no fisurado ayudando este a reducir la deformación unitaria del acero. Este efecto se conoce como “rigidización por tensión”⁴⁵. El resultado es que la rotación total en la rotula es mucho menor que la resultante al multiplicar la curvatura por unidad de longitud en la sección fisurada, por la longitud observada o supuesta en la zona de rotula. Finalmente el incremento repentino en la curvatura unitaria que se presenta en el momento de agrietamiento no se observa en la curva momento – rotación. En su lugar se

⁴⁵ NILSON, Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto. p. 219

aparece una pequeña pero progresiva reducción en la pendiente del diagrama.

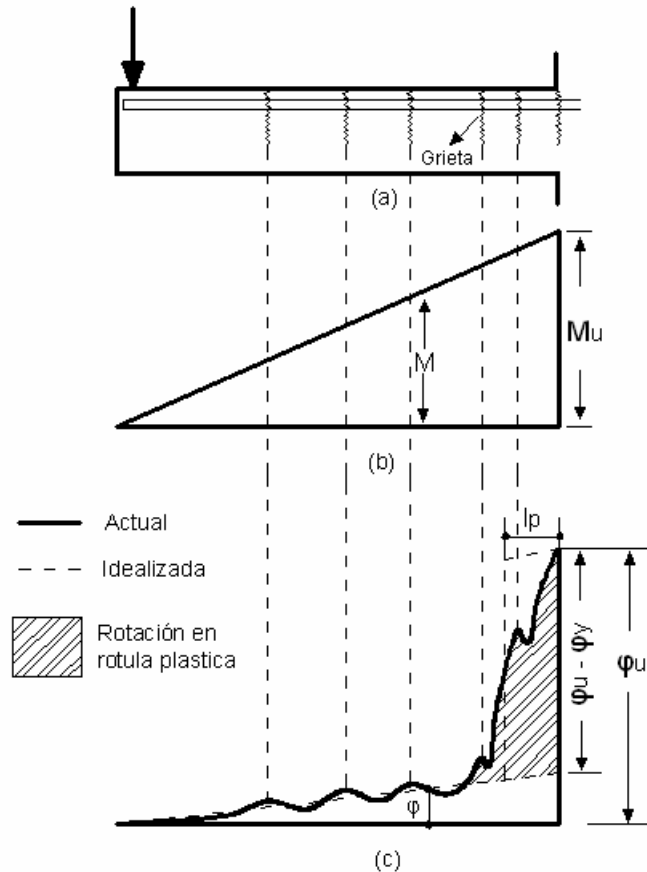
1.4.4 Rotulas plásticas.

Las rotulas plásticas son encontradas donde se exige una alta demanda a la ductilidad. En dicha situación, donde se dice que el elemento estructural de concreto reforzado es sometido a un valor de momento el cual no aumenta pero la rotación si lo hace; se presume un aplastamiento del concreto en la zona de compresión y una fluencia del acero llegando el elemento hasta el dominio del endurecimiento por deformación.

En síntesis, puede decirse que al someter una sección de un elemento estructural a un momento llamado de fluencia, la sección fluye pero no falla. Entonces, la sección del elemento se comporta como una articulación plástica, donde sucede un incremento apreciable en la curvatura local. Las cargas en exceso son enviadas o redistribuidas a secciones con menores esfuerzos.

La figura 13 muestra una viga en voladizo con una carga aplicada en el extremo libre donde se observa la variación del momento y la curvatura. El momento de fluencia es menor que el momento ultimo (M_u) y produce una curvatura de fluencia (ϕ_y). Al llegar al momento último en la base del voladizo se presenta una concentración de cambio en curvatura, correspondiente a un incremento local de la rotación θ_p . Es este lugar donde se presenta la concentración de cambio de curvatura el llamado articulación plástica. La distancia en la que se presenta este fenómeno es denominada longitud de plastificación (l_p).

Figura 13. Distribución de curvatura a lo largo de una viga en voladizo sometida a momento ultimo. (a) Viga. (b) Diagrama de momentos. (c) Diagrama de curvatura. Adaptada de PARK, PAULAY⁴⁶.



El valor de la rotación en la zona cubierta por l_p esta dada por la diferencia entre las curvaturas última y la de cadencia, multiplicada por la longitud del elemento estructural que se ha aplastado.

$$\theta = (\varphi_u - \varphi_y) l_p$$

Nilson⁴⁷ propone la siguiente ecuación para l_p :

⁴⁶ PARK, R and PAULAY, T. Reinforced Concrete Structures. p.243

⁴⁷ NILSON, Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto. p. 359

$$l_p = 0.5 d + 0.05 z$$

Donde **z** es la distancia desde el punto de máximo momento hasta el punto de momento cero más cercano, y **d** es la altura útil de la sección transversal en el elemento estructural.

Una aplicación interesante de las rotulas plásticas es encontrada en la metodología de diseño estructural llamada *diseño al límite*, utilizado al tratar con estructuras continuas de concreto reforzado donde ciertas secciones de los elementos alcanzan rotulación plástica al aumentar la carga, redistribuyendo los momentos. Entonces el diagrama de momentos es alterado para tener en cuenta el fenómeno de redistribución y comportamiento plástico. El *mecanismo de colapso*⁴⁸ de una estructura tanto de concreto reforzado como de acero es basado en la redistribución de momentos en la estructura. Para entender este mecanismo es necesario considerar la localización y el número de articulaciones plásticas requeridas para ocasionar el colapso de una estructura.

Esta teoría plástica de diseño estructural es de reducida aplicación para estructuras estáticamente determinadas pero puede ser de gran utilidad en vigas y marcos estáticamente indeterminados donde se requiere de la formación de más de una rotula plástica. Para mayor información sobre el *diseño al límite* el lector puede remitirse a las referencias McCormac⁴⁹ y Nilson⁵⁰.

⁴⁸ MCCORMAC, Jack C. Diseño de Concreto Reforzado. p. 495

⁴⁹ Ibid.

⁵⁰ NILSON, Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto.

1.4.5 Comportamiento histerético del concreto reforzado.

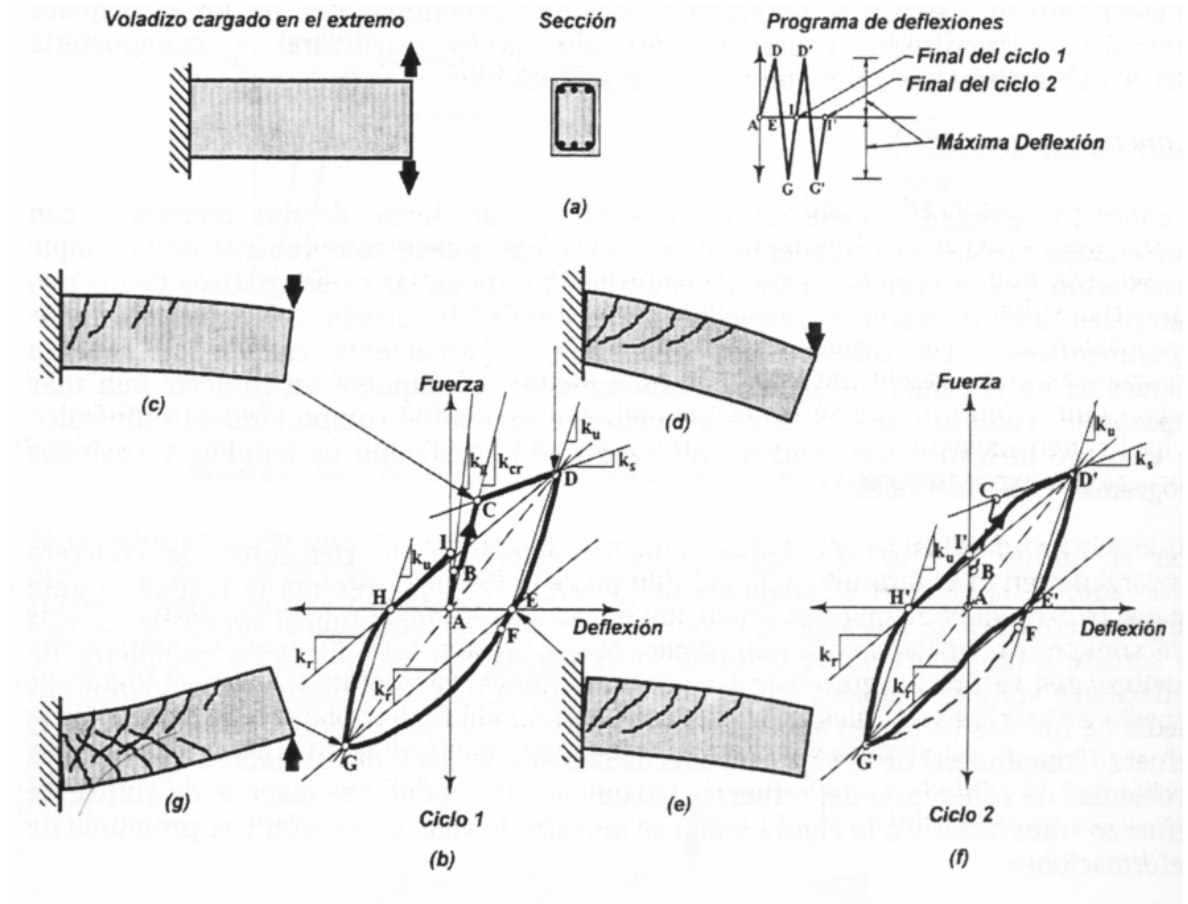
La histéresis es un fenómeno por el cual dos, o más propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. Al someter un elemento estructural a inversiones en el sentido de la carga aplicada en rangos de comportamiento inelásticos, se produce un amortiguamiento llamado *histerético*. La aplicación de cargas en manera alternante es un experimento que se aproxima mucho mejor a la forma en la cual actúan las fuerzas producidas sobre una estructura por concepto de sismo.

Cuando el material sometido a cargas alternantes es el concreto reforzado, se puede decir que el material está sometido a solicitaciones de tipo dinámico, donde, debido a la complejidad del fenómeno la experimentación adquiere un carácter muy importante.

La figura 14 ilustra el comportamiento histerético de una viga en voladizo con refuerzo longitudinal simétrico. Se supone que el refuerzo longitudinal de la viga está correctamente anclado de tal manera que no existan problemas de adherencia. Así mismo se supone un refuerzo a cortante óptimo que evite una falla por esfuerzo cortante o por confinamiento inadecuado. Esto para asegurar una disipación de energía mayormente por flexión.

La viga de la figura 14 es sometida a deformaciones consistentes en dos ciclos completos de deflexiones verticales iguales en las dos direcciones. El primer ciclo de respuesta es mostrado en la figura 14 (b), en términos de la fuerza aplicada y del desplazamiento vertical en el extremo libre del voladizo. El primer cuarto de carga presenta tres etapas definidas:

Figura 14. Respuesta histerética de una viga de concreto reforzado en voladizo. Tomada de L.E. García ⁵¹.



⇒ **Etapas AB** : Esta etapa representa la respuesta de la viga antes de suceder fisuramiento en el concreto en tensión ubicado en la parte superior de la viga. La rigidez de la sección corresponde a una no fisurada (k_g) y el comportamiento ocurre en rango elástico. Al aparecer las fisuras usualmente en la base del voladizo donde el momento es mayor, la rigidez de la viga se reduce apreciablemente. Esta reducción es más grande al comienzo, cerca al punto B.

⁵¹ GARCÍA REYES, Luis Enrique. Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico. p. 124

⇒ **Etapa BC** : Describe la reducción en rigidez desde la aparición de la primera grieta cerca al punto B llegando hasta el punto C donde el acero a tensión alcanza la fluencia llegando a su resistencia f_y . La rigidez se reduce mayormente cerca de B y luego su disminución es mas gradual (atenuándose la pendiente de la grafica) acercándose a C. Esta reducción es consecuencia de una mayor fisuración del concreto, aparición de deformaciones en el rango inelástico del concreto, reducción de la zona de compresión al subir la localización del eje neutro de la sección y del resbalamiento del acero de refuerzo debido a una disminución en su adherencia con el concreto. Esta rigidez fisurada es llamada k_{cr} . En el punto C la viga tiene una serie de *microfisuras* de diferente longitud vertical con trayectoria dictada por el estado de esfuerzos principales existentes en una viga no fisurada. Hasta el punto C puede afirmarse que la distribución de la curvatura en las secciones de la viga es directamente proporcional al diagrama de momentos (relación documentada en el apartado 1.4.3) con la excepción de pequeñas desviaciones debido a la separación finita existente entre microfisuras.

⇒ **Etapa CD** : Al aumentar la deformación mas allá del punto C, es mas fácil generar una mayor deformación con menor aumento en la carga. Esto va acompañado con un cambio apreciable e importante en la distribución de curvatura a lo largo de la viga. El aumento en deflexión se debe mayormente a un aumento en rotación, o concentración de curvatura en la vecindad del apoyo, facilitándose la situación para rotulamiento plástico.

En el punto D las fisuras son mayores en una distancia desde el apoyo igual a la altura del elemento, que en el resto del elemento. Puede afirmarse que se presenta *descascaramiento* del concreto en la fibra extrema en compresión cercana a la cara del apoyo. La rigidez del tramo CD es descrita por medio de k_s , donde esta pendiente es dictada por la capacidad de

endurecimiento por deformación, resistencia influenciada por el acero de refuerzo en mayor medida. También influyen en esta rigidez el espesor del recubrimiento en comparación con las dimensiones de la sección confinada por estribos, y la cuantía de estos.

A partir del punto D se *descarga* la estructura, situación dada entre los puntos D y E.

⇒ **Etapas DE** : Al descargar la estructura e ir de D hacia E, los esfuerzos en el acero y el concreto disminuyen reduciéndose la carga y la deflexión. El acero de refuerzo presenta una tendencia a volver a su posición original. Las grietas presentadas no se cierran totalmente y la pendiente del tramo DE tiende a reducirse a medida que la curva se aproxima al punto de cero carga. Es preciso observar que la rigidez (pendiente de la curva) en este tramo de descarga es muy parecida a la existente en el comportamiento elástico (k_g). En el punto E la viga tiene una deflexión permanente, y la variación de la rigidez se describe a través de la pendiente k_u .

En los siguientes dos cuartos de la gráfica, la viga es cargada en el sentido contrario, donde la curva es descrita por las etapas EF, FG y GH. Se observa la afectación en el comportamiento de las variables bajo análisis (fuerza y deformación) debido a la historia del comportamiento previo de la viga.

⇒ **Etapas EF** : Al reanudar la aplicación de carga pero en sentido contrario, el concreto abajo en la sección está todavía intacto. Este concreto es ahora sometido a tensión. Entonces la curva desde el punto E al F posee una similitud en su pendiente a la zona entre los puntos A y B. En F se produce la fisuración de la parte inferior de la viga debido al sentido de aplicación de la carga. En la zona de la figura 14 (f) donde se aprecia la

curva del segundo ciclo de carga se observa que una discrepancia importante entre este ciclo y el inicial se presenta justamente en el tramo EF.

⇒ **Etapa FG** : Generalmente la curva avanza hacia G con una pendiente que disminuye en forma gradual. La forma de la curva esfuerzo – deformación en esta etapa depende de una interacción entre las propiedades esfuerzo – deformación del acero, la cuantía de refuerzo longitudinal y el ancho y distribución de las fisuras existentes. Diferentes combinaciones de los elementos mencionados influyen cambios locales en la curva. Aparecen fisuras por tensión en la parte inferior de la viga, comportamiento parecido a la zona CD. Las deflexiones son producidas por esfuerzos de compresión en el concreto y esfuerzos de tensión en el acero sometido a dichos esfuerzos; también influye el resbalamiento del acero de refuerzo debido a la disminución en la adherencia con el concreto. Acercándose al punto G el acero en tensión fluye. La fluencia del acero no se muestra de manera tan definida como en C ya que el refuerzo pudo haber fluido en compresión en el ciclo anterior de carga; presentándose un efecto de Bauschinger. La rigidez general de esta zona esta descrita a través de la pendiente k_r ⁵².

⇒ **Etapa GH** : En el punto G nuevamente se descarga la estructura. El sentido de las deformaciones es invertido, y puede decirse que la sección GH es parecida a la sección DE de la curva. En H se presenta deformación permanente. La magnitud de esta deformación depende de la degradación de la rigidez que haya ocurrido previamente.

⁵² GARCÍA REYES, Luis Enrique. Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico. p. 125

⇒ **Etapa HI** : Finalizando el primer ciclo de carga se encuentra la sección HI. A partir de H se presenta un pequeño aumento de la rigidez causado por el cerramiento de fisuras en la nueva zona de compresión.

En el segundo ciclo de carga se observa que el miembro manifiesta mucha menor rigidez que la observada durante el ciclo de carga inicial. Esto se debe a un ablandamiento del acero de refuerzo causado por las deformaciones cíclicas en tensión y compresión, degradación del modulo de elasticidad original del concreto (fisuramiento, descascaramiento) y una menor adherencia entre acero y concreto por el deterioro de este ultimo. Idealmente un número moderado de ciclos con los mismos límites de deflexión no debe producir cambio en el tipo de respuesta; produciéndose ciclos de histéresis subsiguientes con las mismas características del segundo ciclo.

El ciclo histerético de un elemento es una medida de la capacidad de disipación de energía en cada ciclo de carga y descarga. Experimentos sobre diferentes elementos estructurales han demostrado que el comportamiento de una estructura bajo sollicitación de cargas alternantes depende del material estructural y del sistema estructural ⁵³. Estos mismos experimentos han dejado como evidencia el hecho de que si se buscan aros de histéresis generalmente estables al pasar los ciclos de carga, el diseño y ubicación del refuerzo en manera optima y bien confinada puede ayudar a conseguir esta meta.

Cuando se aplican cargas alternantes a un elemento de tal forma que se aumente la deflexión en cada ciclo de carga, se presenta una degradación de la rigidez debido a la acumulación de deformación inelástica en el refuerzo y

⁵³ CHOPRA, Anil K. Dynamics of Structures. Theory and applications to Earthquake Engineering. p. 258

al resbalamiento del refuerzo en compresión⁵⁴. Puede observarse también un alargamiento en elementos hechos de concreto reforzado, a pesar de presentar ciclos de histéresis estables, afectando esto la cantidad de energía que se disipa. La razón de este alargamiento es el no cerramiento de las fisuras formadas en los ciclos de carga, llegándose a tener fisuras abiertas que pasan por toda la sección del elemento.

⁵⁴ GARCÍA REYES, Luis Enrique. Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico. p. 126

CAPITULO 2

MODELOS ESTRUCTURALES

2.1 INTRODUCCION

Con el propósito de realizar una caracterización apropiada de las edificaciones de mas de ocho pisos en Bucaramanga es necesario determinar los parámetros representativos de estas, como lo son el tipo de material, dimensiones características de las secciones transversales, dimensiones en planta y en altura, tipos de cargas a las que están sometidas y masa total por piso. Así mismo es importante definir un sistema estructural a analizar, el cual se selecciona de tipo *Sistema de pórtico* como se define en NSR-98 ⁵⁵.

Para lograr esta caracterización se hace necesario la búsqueda de una estructura tipo que sea representativa del tipo de edificación anteriormente mencionada. Esta estructura tipo es de tal forma que de ella se puedan derivar otras estructuras con irregularidades en altura y en planta, y que permitan realizar comparaciones directas entre las cantidades de acero requeridas por cada una y el comportamiento de cada estructura ante los distintos sismos de demanda para cada una de las zonas de Bucaramanga.

⁵⁵ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. A-25.

Por tal motivo se escogió una estructura modelo de doce pisos, tipo pórtico, ortogonal y totalmente simétrica.

Las cargas demandantes a una estructura existente en la zona metropolitana de Bucaramanga y con las características escogidas, son primordialmente cargas vivas, muertas y sísmicas. Tomando como base los requerimientos de NSR-98 sobre combinaciones de cargas, se seleccionan aquellas que afectan a la estructura y se interpretan como parte del dimensionamiento a los modelos.

2.2 DEFINICION DE LOS MODELOS ESTRUCTURALES

Partiendo de una estructura base ortogonal, es posible derivar otro tipo de edificaciones, clasificadas en su mayoría por la norma NSR-98 en su título A⁵⁶.

Con la intención de abarcar más de un estilo de edificación, se adoptan como modelos derivados del ortogonal una estructura con irregularidad en planta y otra con irregularidad en altura. El dimensionamiento de estas se definirá mas adelante. El análisis orientado en esta forma busca desarrollar diferentes diseños de acero a flexión longitudinal en vigas y a compresión en columnas, teniendo entonces un punto de comparación para las cantidades de este material respecto al volumen de concreto para todos los modelos, variando además la demanda sísmica.

Otros comportamientos como la deriva, y el comportamiento resultante al aplicar un análisis estático no-lineal podrán ser desarrollados partiendo de los diferentes tipos de modelos para ejecutar comparaciones.

⁵⁶ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. A-41, A-42

2.2.1 Características estructurales.

Los materiales usados para la idealización de los modelos son concreto reforzado de 21 MPa y acero de refuerzo de 420 MPa. El sistema estructural a trabajar es el tipo pórtico como se define en NSR-98. El modulo de elasticidad del concreto se toma como 20000 MPa, y el del acero como 200000 MPa respectivamente. Propiedades de estos materiales como tenacidad, ductilidad, disipación de energía y comportamientos no-elásticos son profundizados en el capítulo uno del presente documento.

2.2.2 Dimensionamiento.

Para realizar esta etapa se parte de un modelo básico, el cual debe tener unas características geométricas tales que el comportamiento estructural no presente influencia importante por concepto de torsión, efectos P-delta y que durante la aplicación de las fuerzas sísmicas para el debido análisis no se deba tener en cuenta efectos ortogonales.

Las dimensiones geométricas del modelo tanto en planta como en altura se tomaron de forma que sean representativas de edificaciones con más de ocho pisos existentes en el área metropolitana de Bucaramanga, las cuales son exclusivamente de uso residencial o viviendas.

2.2.2.1 Modelo ortogonal.

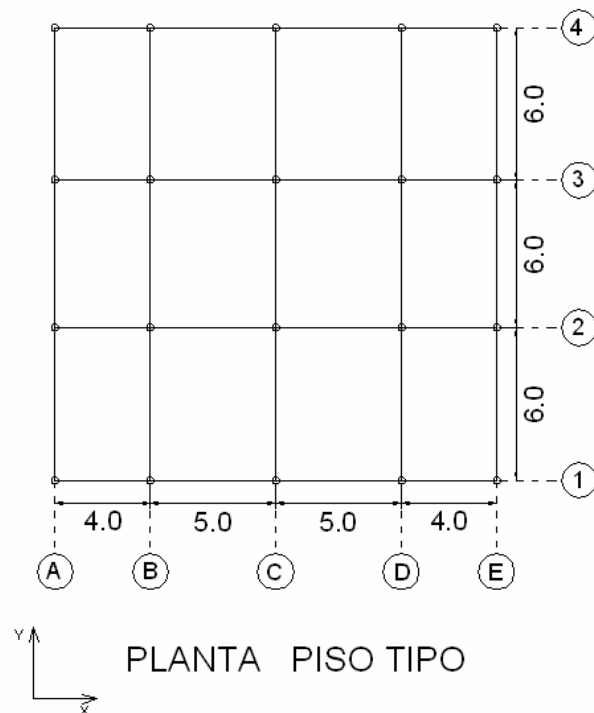
Este modelo es el llamado *modelo base*. Sus dimensiones en planta han sido tomadas en base a planos arquitectónicos del edificio Cabecera Real, ubicado en la carrera 38 número 51 – 100, barrio Cabecera del Llano, Bucaramanga. Sin embargo estas dimensiones no son fieles a las de dicha edificación, modificadas para generalizar dimensiones de estos tipos de

estructuras. La figura 15 describe el modelo en planta y la figura 16 lo hace en altura con sus respectivas dimensiones en metros.

2.2.2.2 Modelo con irregularidad en planta.

El modelo con irregularidad en planta es la primera derivación del modelo ortogonal. La irregularidad ha sido tomada a partir de aquellas definidas en la norma NSR-98⁵⁷, tomando como selección aquella irregularidad en planta del tipo retroceso en las esquinas mostrada en la figura 17. Este tipo de configuración estructural es común en la zona metropolitana de Bucaramanga, y la proliferación de la misma es motivo de su escogencia.

Figura 15. Dimensiones en planta para el modelo ortogonal.



⁵⁷ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. A-41

Figura 16. Dimensiones en altura para el modelo ortogonal.

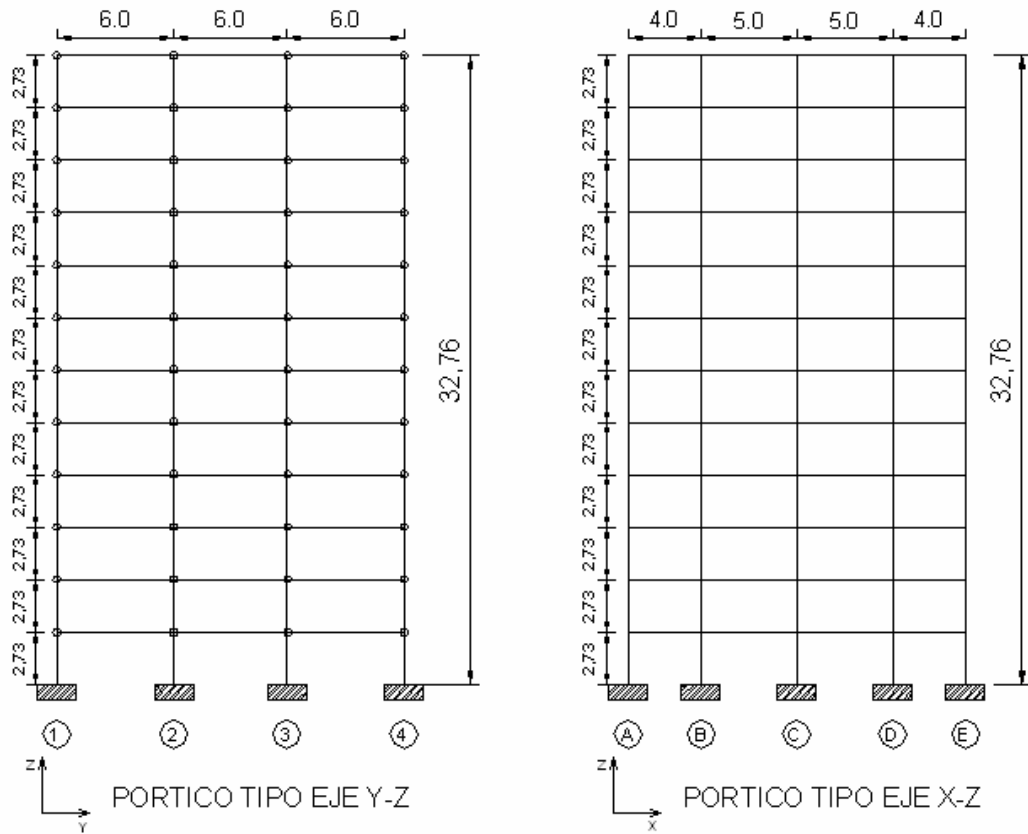
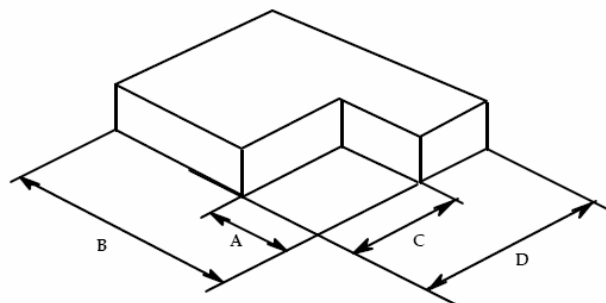


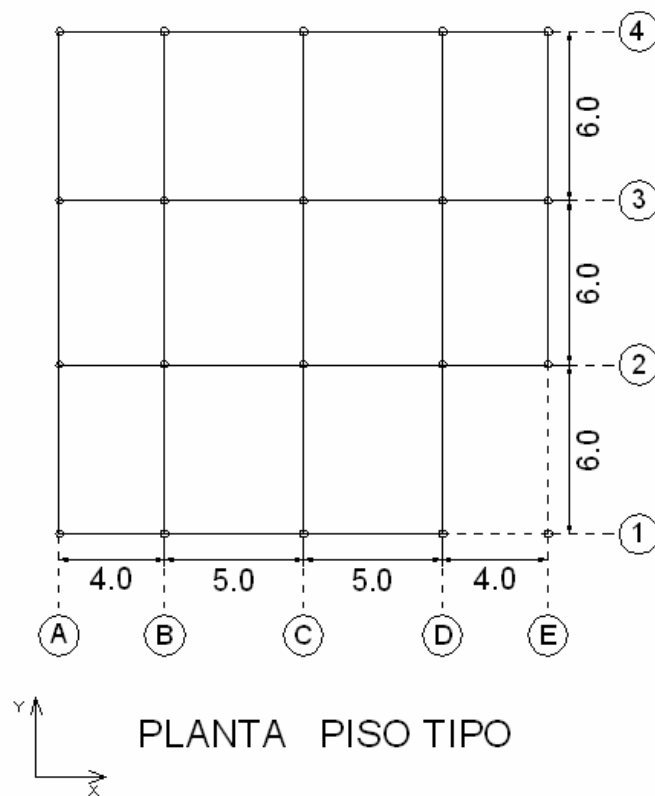
Figura 17. Irregularidad en planta del tipo retroceso en las esquinas según NSR-98.

**Tipo 2P – Retrocesos en las esquinas - $\phi_p = 0.9$
 $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$**



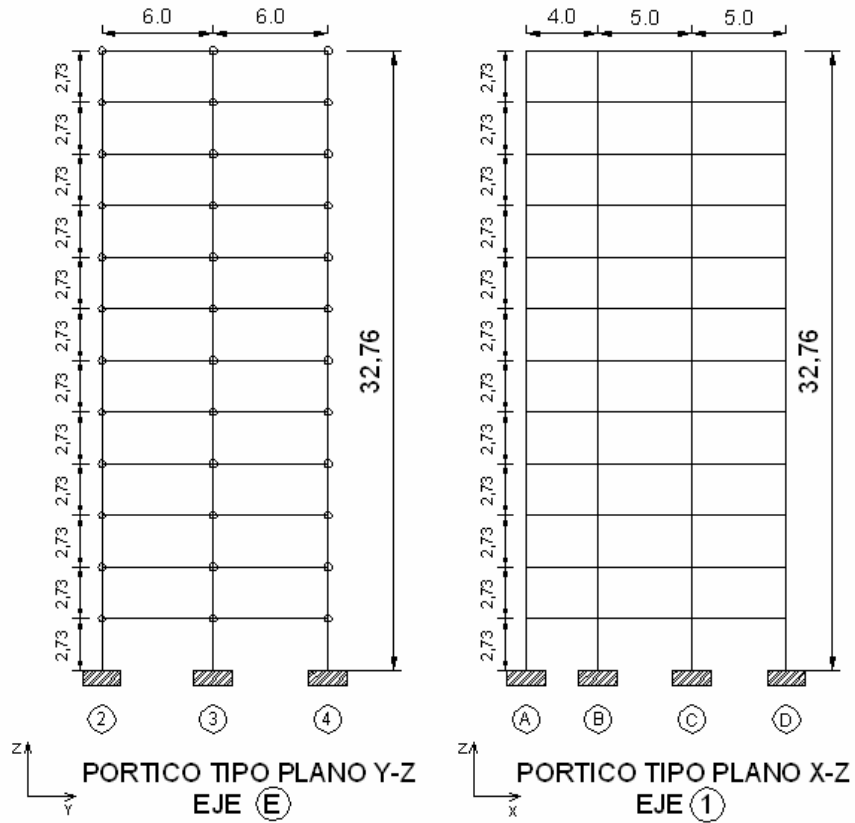
Las figuras 18 y 19 ilustran las dimensiones en planta y altura respectivamente. Al observarlas es evidente el origen de este modelo en el ortogonal anteriormente descrito.

Figura 18. Dimensiones en planta para el modelo con irregularidad en planta.



Como aclaración, las dimensiones en altura restantes son similares a las del modelo ortogonal, descritas en la figura 16.

Figura 19. Dimensiones en altura para el modelo con irregularidad en planta.

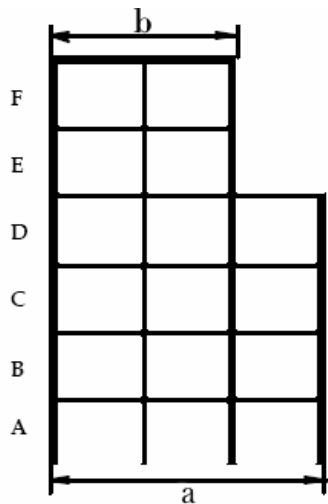


2.2.2.3 Modelo con irregularidad en altura.

Como segunda derivación al modelo ortogonal, se realiza una derivación de la geometría hacia una irregularidad en altura, según la norma NSR-98⁵⁸. Específicamente, la irregularidad en planta es de tipo geométrica (tipo 3A) como se muestra en la figura 20.

⁵⁸ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. A-42

Figura 20. Irregularidad en altura del tipo geométrica según NSR-98.



Tipo 3 A – Geométrica - $\phi_a = 0.9$

$a > 1.3 b$

La implementación de esta modificación a la geometría base se realiza con motivos experimentales, para realizar comparaciones en el diseño estructural, y observar la variación en la respuesta no elástica de la estructura ante solicitaciones de carga sísmica. Las figuras 21 y 22 ilustran las dimensiones en planta y altura respectivamente.

2.2.3 Secciones transversales de elementos estructurales.

Las secciones transversales definitivas de vigas y columnas se encuentran especificadas en el capítulo 3. Dichas secciones son el resultado de un proceso de diseño estructural iterativo realizado por medio de SAP-2000 para obtener elementos con cuantías de acero óptimas.

Figura 21. Dimensiones en planta para el modelo con irregularidad en altura.

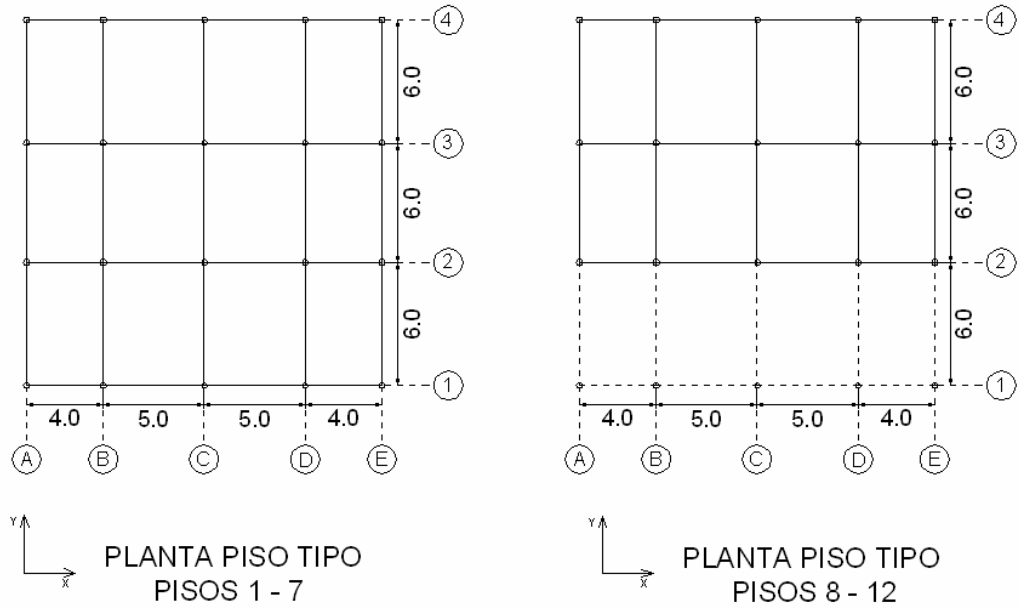
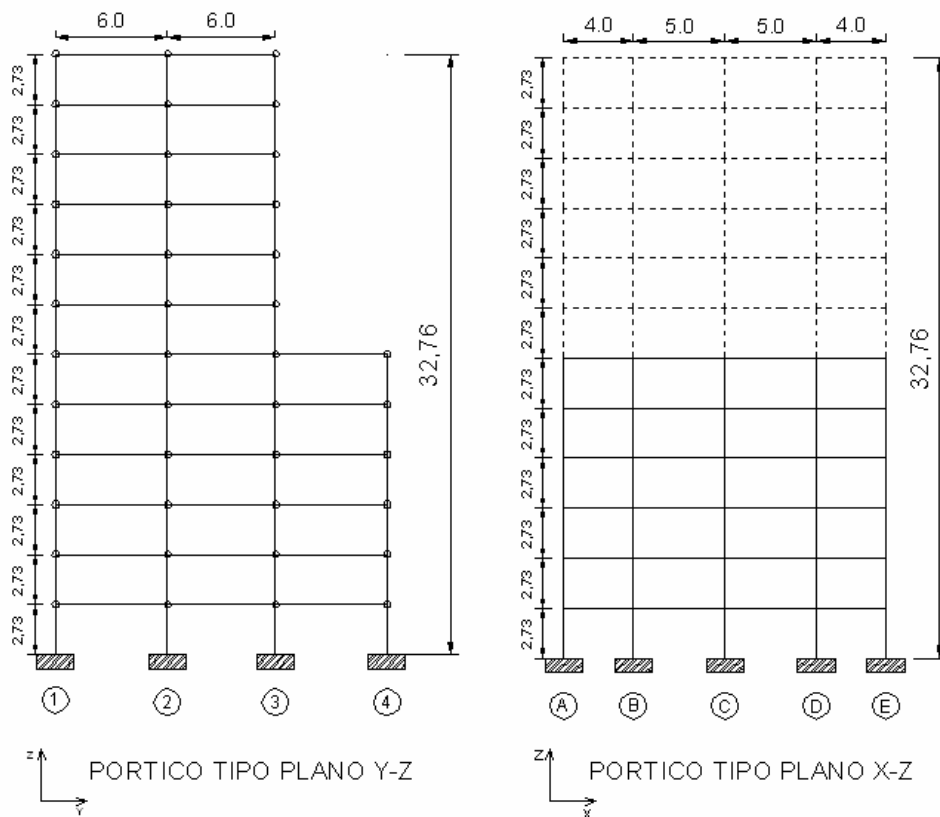


Figura 22. Dimensiones en altura para el modelo con irregularidad en altura.



Para realizar dicha iteración, se parte de unas secciones base tomadas de la estructura de referencia, las cuales se fueron variando en sección hasta que tanto las dimensiones como el refuerzo de los elementos cumplieran con los requerimientos de diseño establecidos por NSR-98⁵⁹. El proceso de diseño estructural es descrito con detalle en el capítulo 3.

2.3 CARGAS APLICADAS A LOS MODELOS

Toda edificación tiene un proceso de creación. El diseño estructural es primordial, y la asignación de cargas a la geometría de la estructura definida tanto por el arquitecto como por el ingeniero son el inicio de este. Existen muchos tipos de carga que pueden ser aplicados a una estructura. La normativa colombiana de diseño estructural NSR-98⁶⁰ identifica los siguientes tipos de cargas:

- * Cargas muertas.
- * Cargas vivas.
- * Empuje de tierra.
- * Presión hidrostática.
- * Fuerzas de viento.
- * Fuerza sísmica.

Los modelos a analizar se consideraran sujetos a cargas muertas debidas al peso propio de la edificación y cargas que no son producto de la ocupación del edificio, cargas vivas generadas por uso y la ocupación de la edificación y finalmente por cargas sísmicas generadas por movimientos telúricos. Las demás cargas no son seleccionadas por no ser motivo de estudio y se

⁵⁹ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. Título C.

⁶⁰ Ibid., Título B.

considera que no afectan el tipo de estructura a analizar en manera significativa respecto a las cargas ya mencionadas.

2.3.1 Cargas muertas.

Tomando como base un edificio existente con las características tanto arquitectónicas como estructurales más comunes en Bucaramanga y que es representativo del estudio a realizar se obtuvieron las cargas muertas.

La edificación seleccionada es el edificio Cabecera Real, ubicado en la carrera 38 numero 51 – 100, barrio Cabecera del Llano, Bucaramanga. Con base en los planos estructurales y arquitectónicos obtenidos en la curaduría urbana de Bucaramanga, aprobados por la misma; se tomaron cantidades de los elementos estructurales como vigas, columnas, viguetas, placa de entepiso y cantidades de otros elementos como mampostería, baldosas y acabados en general. En la tabla 1 se muestran las cantidades resultantes por piso de la edificación en unidades de masa.

La densidad de los materiales es tomada de la norma NSR-98⁶¹, documentadas en la tabla 2 para aquellos mas usados. También se encuentran cargas por metro cuadrado de acabados. Para mayor cantidad de materiales puede consultarse la titulo B de NSR-98.

2.3.2 Cargas vivas.

Con respecto a la carga viva, la recomendación del ATC-40, es que esta debe tratar de calcularse lo mas aproximado posible a la carga viva real de la estructura existente en el momento del estudio⁶². Debido a la imposibilidad

⁶¹ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. B - 9

⁶² ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p. 9 - 2

de realizar un estudio de cargas vivas detallado, en un edificio existente, se adoptaron los valores mínimos de carga viva recomendados por NSR-98 cuyo valor numérico es 180 kgf/m² para vivienda ⁶³ .

Tabla 1. Masa por piso de la edificación.

Piso	Masa (ton)
1	200
2	210
3	250
4	235
5	235
6	235
7	235
8	225
9	225
10	225
11	225
12	210

Tabla 2. Masa de los materiales.

Material	Densidad (kg/m³)	Carga muerta mínima (kgf/m²)
Concreto Reforzado	2400	
Mampostería de ladrillo hueco	1300	
Mortero de pega	2000	
Casetón		20

⁶³ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. B - 13

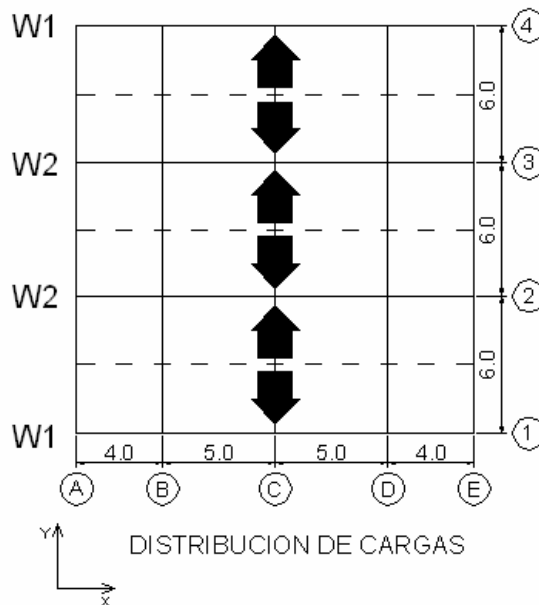
2.3.3 Distribución de las cargas vivas y muertas.

Las cargas anteriormente descritas deben transmitirse hacia los elementos estructurales de tipo primario como vigas principales y columnas. Para lograr esto se debe llegar a una expresión de cargas por metro lineal y aplicarlas a las vigas donde anclan los extremos de viguetas. La figura 23 muestra la dirección de distribución de cargas muertas y vivas.

Como se observa en la figura, los pórticos existentes en el plano X-Z soportan las cargas vivas y muertas por la transmisión de fuerzas provenientes de viguetas. Los pórticos existentes en el plano Y-Z son cargados con el peso propio de los elementos estructurales.

Las cargas por metro lineal transmitidas, son presentadas en la tabla 3. El método de áreas aferentes es utilizado en dicha distribución.

Figura 23. Distribución de carga hacia los pórticos.



Las figuras 24 y 25 muestran la carga muerta y viva distribuida en los pórticos existentes en el plano X – Z.

Tabla 3. Distribución de cargas muerta y viva sobre la estructura.

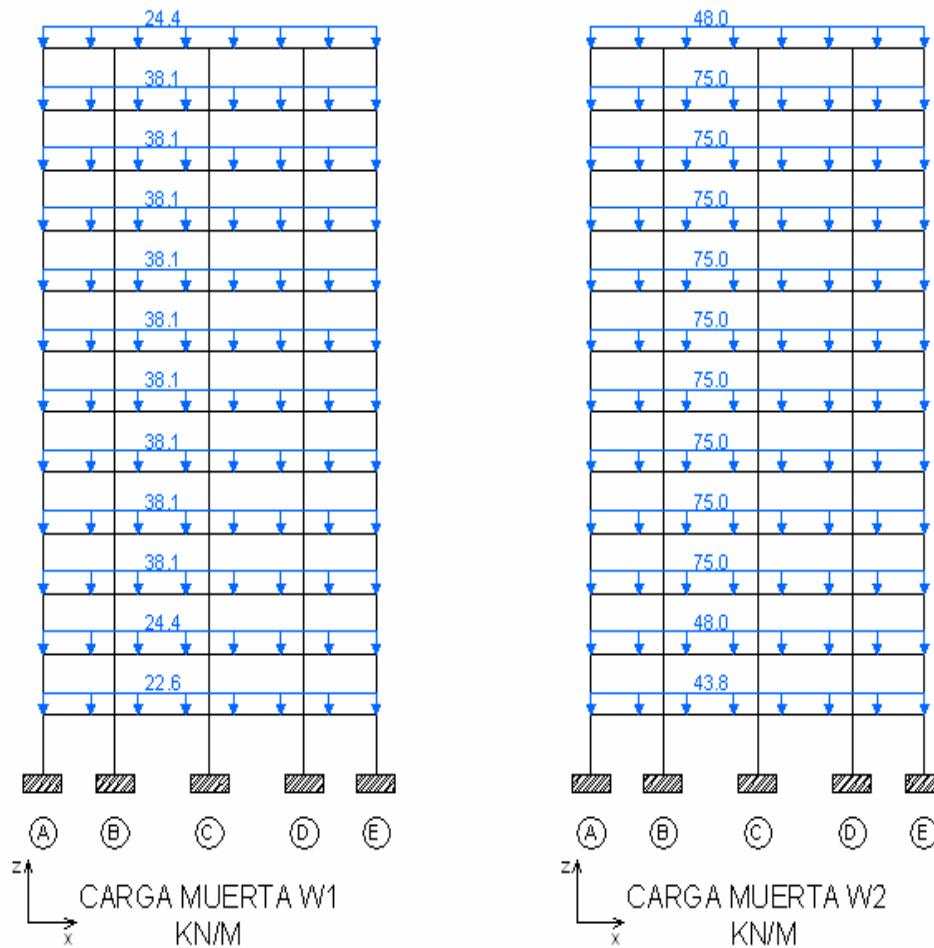
PISO	CARGA MUERTA (ton/m)		CARGA VIVA (ton/m)	
	W1	W2	W1	W2
1	2.26	4.38	0.55	1.08
2	2.44	4.8	0.55	1.08
3	3.81	7.5	0.55	1.08
4	3.81	7.5	0.55	1.08
5	3.81	7.5	0.55	1.08
6	3.81	7.5	0.55	1.08
7	3.81	7.5	0.55	1.08
8	3.81	7.5	0.55	1.08
9	3.81	7.5	0.55	1.08
10	3.81	7.5	0.55	1.08
11	3.81	7.5	0.55	1.08
12	2.44	4.8	0.55	1.08

2.3.4 Carga sísmica.

Una edificación construida por el hombre o la naturaleza esta sujeta siempre a los movimientos sísmicos. En el diseño estructural moderno se presta mucha importancia a los efectos de terremotos en estructuras, dadas las perdidas humanas y económicas ocurridas. La forma actual de interpretar estas posibles influencias sobre una estructura es mediante espectros de respuesta obtenidos a partir de estudios de zonificación y microzonificación sísmica. En Colombia, la norma NSR- 98⁶⁴ establece un espectro elástico de diseño donde en base a los parámetros de Importancia, Sitio, Zona de amenaza sísmica y periodo de vibración de la estructura se obtiene un valor de aceleración. Con este valor es posible aplicar métodos como el de la fuerza horizontal equivalente para obtener fuerzas aplicadas a la estructura, que son representantes de un sismo.

⁶⁴ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. Capitulo A.2.

Figura 24. Distribución de carga muerta.



En Bucaramanga se ha realizado un estudio de Zonificación Sismogeotécnica Indicativa⁶⁵ donde la ciudad se ha dividido en tres zonas asignándole a cada una un espectro propuesto de respuesta elástico. Es importante entonces considerar los resultados de esta investigación más local para aplicarla a los modelos bajo análisis.

Los espectros en las zonas 1, 2 y 3 producto del estudio realizado en Bucaramanga son mostrados en la figura 26. El espectro encontrado en

⁶⁵ INGEOMINAS. Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga.

NSR-98 se ilustra en la figura 27. Los cuatro espectros a utilizar en el estudio objeto de este documento se ilustran en la figura 28.

Figura 25. Distribución de carga viva.

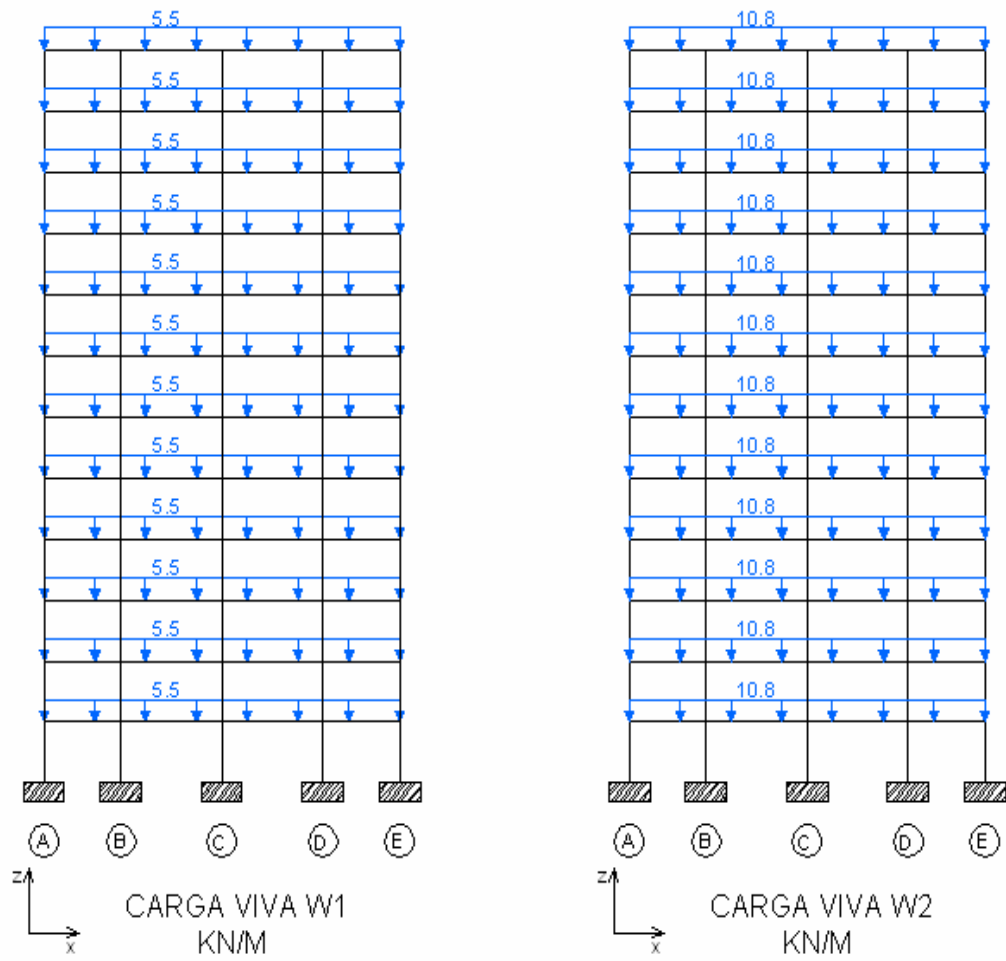


Figura 26. Espectros de diseño propuestos para el área metropolitana de Bucaramanga.

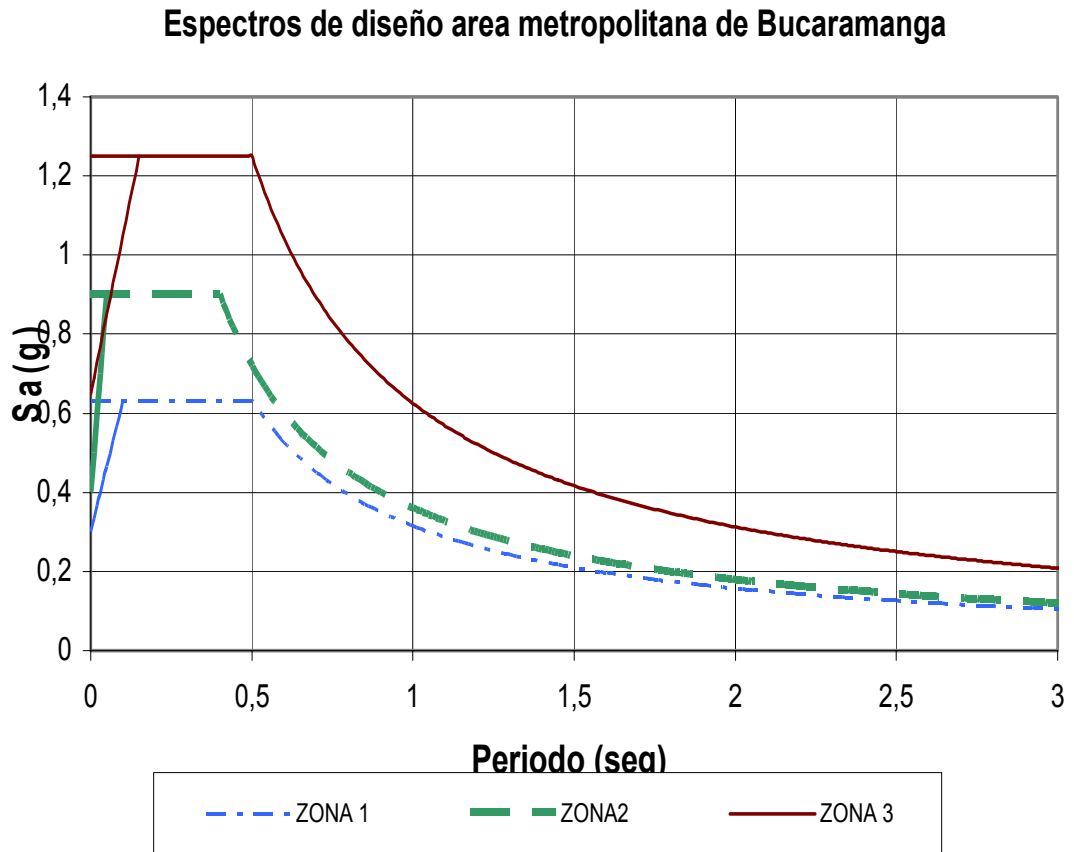
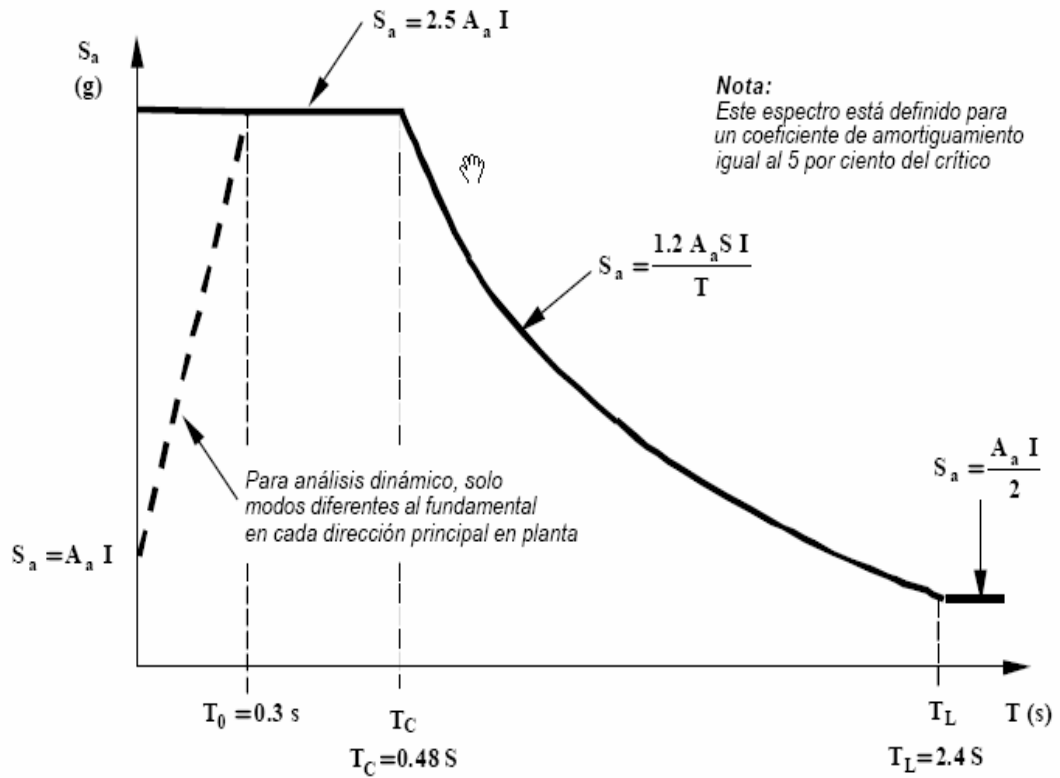
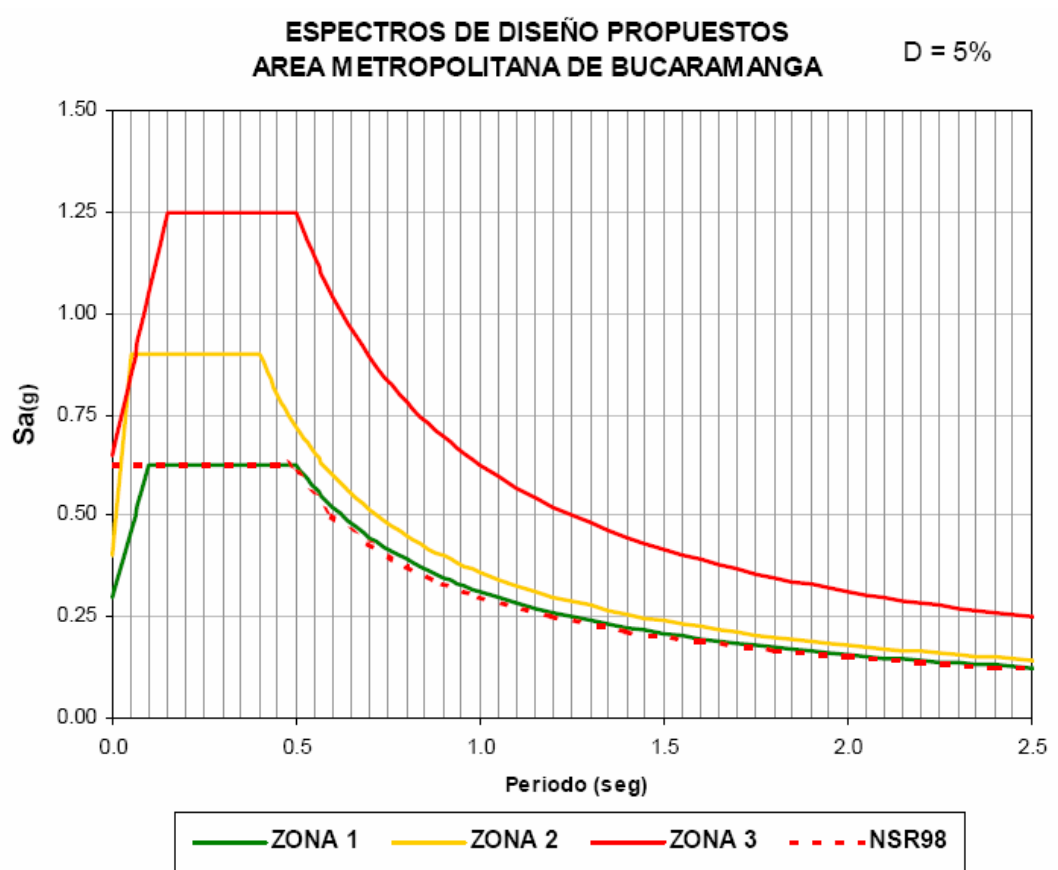


Figura 27. Espectro de diseño establecido por NSR-98 ⁶⁶.



⁶⁶ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. A - 17

Figura 28. Espectros de diseño propuestos para el área metropolitana de Bucaramanga junto al espectro de diseño propuesto por NSR-98. Tomado de INGEOMINAS ⁶⁷



⁶⁷ INGEOMINAS. Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga. p. 258

CAPITULO 3

DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 INTRODUCCION

A partir de los modelos y las cargas establecidas en el capítulo 2 es posible ejecutar un diseño estructural. Para lograr esto se selecciona el SAP-2000 como herramienta de software para ejecutar el análisis y diseño del refuerzo en acero por sollicitación de flexión en vigas y compresión en columnas, para estructuras de los modelos en concreto reforzado. El empleo de un software involucra la génesis de modelos computacionales que representen lo más fielmente posible las características estructurales de los materiales constituyentes, condiciones de apoyos, interacción suelo – estructura, ubicación de masas rotacionales y traslacionales entre otros. Estos modelos computacionales son encontrados en archivos de SAP-2000 en formato de CD, en el anexo 4 de este documento.

Es necesario cumplir en manera fiel los requerimientos establecidos por las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo-Resistente NSR-98 para la interpretación de cargas sísmicas, comportamientos en la estructura ante análisis dinámico, combinaciones de cargas y diseño estructural del acero de refuerzo. La norma NSR-98 es vigente en los diseños estructurales ejecutados en Bucaramanga incluso en el espectro de diseño elástico. Como objeto de investigación se realizan entonces diseños estructurales tanto para

la demanda sísmica propuesta por NSR-98 en el espectro respectivo a Bucaramanga como para el espectro de diseño para Zona 2 propuesto por INGEOMINAS en su estudio de Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga.

Finalmente producto de los diseños estructurales se realizan comparaciones entre las cantidades de acero para los diferentes modelos teniendo en cuenta su variación en geometría y demanda sísmica. Las características intrínsecas de las estructuras como el periodo de vibración o el cortante basal producto de los análisis dinámicos también se comparan y analizan.

3.2 MODELOS ESTRUCTURALES EN SAP-2000.

Los modelos a analizar, poseen unas características de tipo general, involucrando el “general” primero el hecho de que representan edificios reales, que son o serán habitados por seres humanos, con todo lo que un humano crea que puede necesitar para su albergue y comodidad. Esto es la esencia de los modelos de edificios. En segundo el modelo representa la estructura que soportara las fuerzas a las que estará sometido el edificio en cuestión, seleccionando de toda la gama de fuerzas posibles aquellas enunciadas en el capítulo 2. Esta estructura es la responsable de la estabilidad del edificio y de su condición de protector y albergue a los individuos y sus posesiones.

El modelo general de un edificio involucraría entonces ramas de la ciencia como la arquitectura, la psicología, la ingeniería civil y otras más. El modelo estructural del edificio, involucra al ingeniero civil estructural, y es este modelo aquel eje de esta investigación. Al analizar el modelo estructural, se hace evidente la necesidad de definir una serie de características exigidas por la ciencia de las estructuras. Dichas características involucran aspectos

como la geometría, los materiales constitutivos, las características de los apoyos en los diferentes elementos estructurales, las dimensiones de las secciones transversales, y otras.

Con la escogencia del software SAP-2000 ⁶⁸, para realizar el análisis de fuerzas sobre los elementos y el diseño estructural del concreto reforzado, se hace evidente la necesidad de amoldar el modelo previamente establecido en el capítulo 2 a un modelo que sea coherente con las variables que manipula SAP-2000 para entender y procesar la estructura en consideración. A continuación se presenta la forma en que esta “aclimatación” es realizada, del modelo esencial hacia una estructura que se comporte como hecha de concreto reforzado en manera lo mas aproximado posible a la realidad, desarrollando su razón de ser en el software, encargado de hacer el papel de mundo real pero en forma simulada.

3.2.1 Características generales de los modelos.

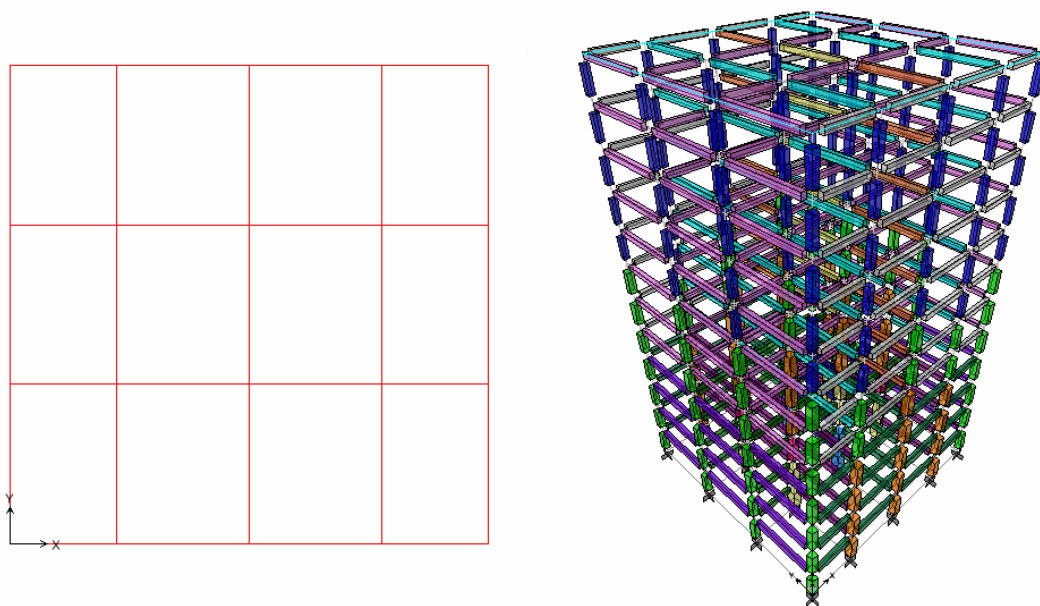
⇒ **Geometría:** La geometría, dimensiones tanto en planta y altura de los pórticos constituyentes de las estructuras a analizar son las descritas en el capítulo 2, apartado de *Dimensionamiento*; junto con las razones de estas geometrías. Así mismo son ingresadas las geometrías en SAP-2000, definiendo un modelo ortogonal, un modelo con irregularidad en planta y un modelo con irregularidad en altura para un total de tres geometrías a modelar en tres dimensiones. Las figuras 29 a 31 muestran los modelos ingresados a SAP-2000 en planta y perspectiva.

⁶⁸ SAP-2000 Nonlinear Version 8.3.3, Integrated Structural Analysis and Design Software, Computer and Structures Inc, Berkeley, California, 2004.

⇒ **Elementos estructurales:** En SAP-2000 es posible definir 4 tipos de objetos o elementos estructurales⁶⁹. Objetos tipo punto, línea, área y sólidos. El objeto tipo *punto* (point objects) conformados por el objeto *nodo* (joint) creados automáticamente en los extremos de elementos mas generales, y utilizados para definir las diversas reacciones y libertad de movimiento en estos puntos (apoyos); y el objeto tipo *nexo* (Grounded (one-joint) link objects) con características de nodo especial, no utilizado en el caso de este análisis.

Los objetos de tipo viga y columna se representan en elementos de tipo lineales de *pórtico/cable* (Line objects – Frame/cable).

Figura 29. Geometría del modelo ortogonal.



⁶⁹ COMPUTER AND STRUCTURES INC. SAP – 2000 Version 8.0, Analysis Reference Manual. p.7 - 8

Figura 30. Geometría del modelo con irregularidad en planta.

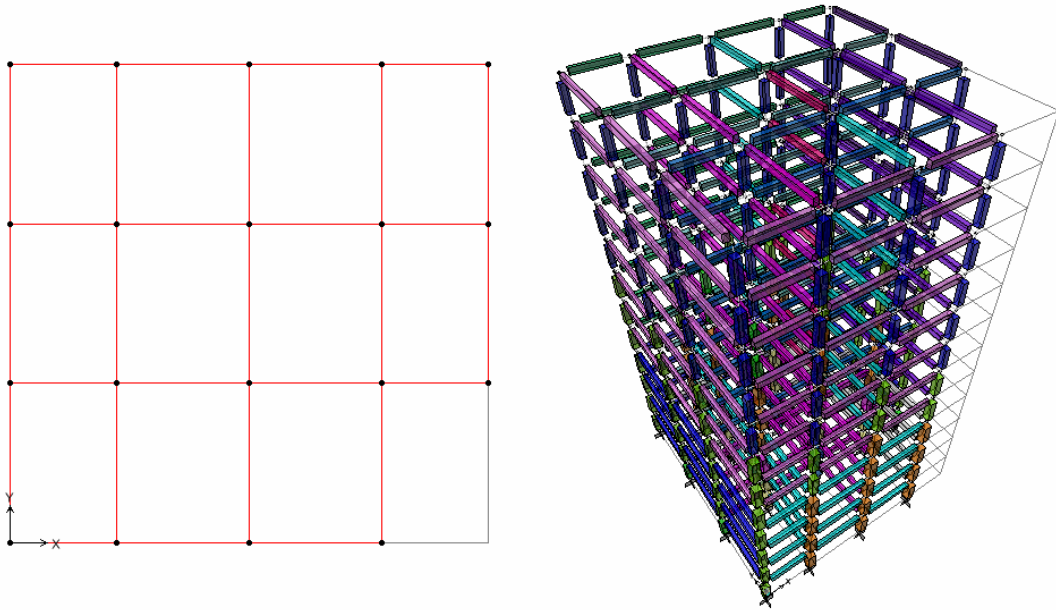
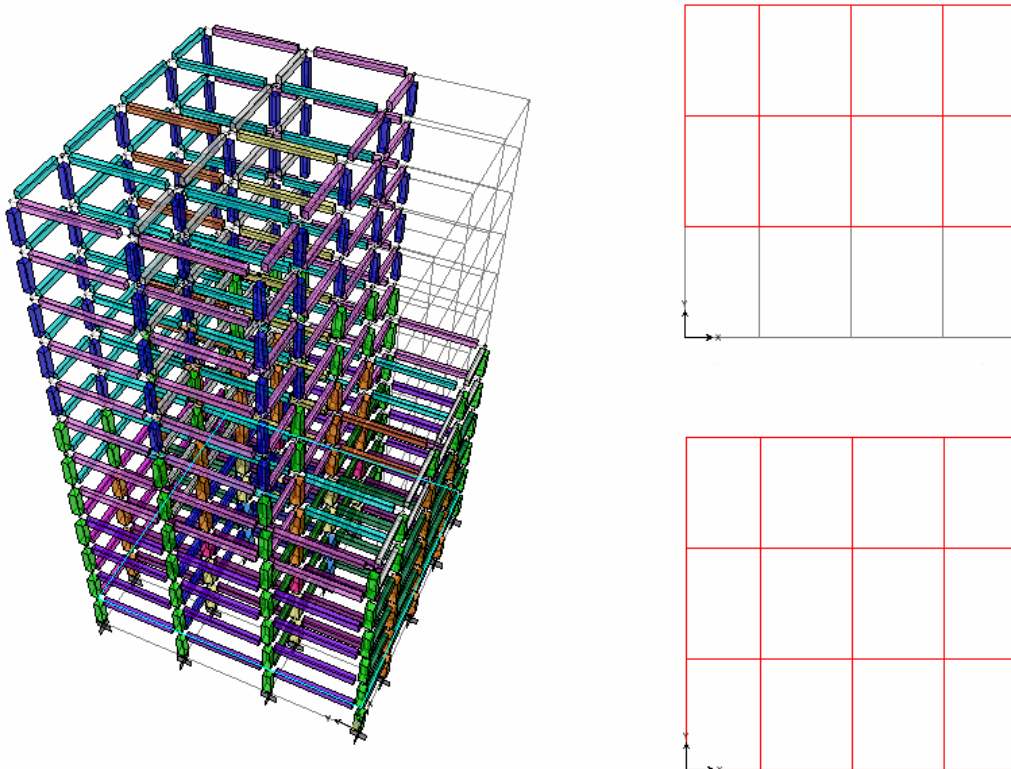


Figura 31. Geometría del modelo con irregularidad en altura.



El software tiene capacidad para representar objetos de *area* (Shell Objects), útiles en el caso de muros estructurales o lozas macizas, así como objetos en 3D, o solid objects. Estos elementos no son necesarios para los modelos utilizados.

Para las vigas y columnas en los tres modelos definidos, se utilizan los objetos de *línea – pórtico*, los nodos inicial y final son creados automáticamente, y pertenecen al elemento tipo *punto – nodo*.

⇒ **Interacción suelo – estructura:** Esta interacción no es motivo de análisis en la presente tesis. Se parte de la suposición de una fundación totalmente rígida, que otorga condiciones óptimas de empotramiento a los nodos iniciales en las columnas de los primeros pisos o sótanos. Para otorgar estas características a dichos nodos, se asigna a estos unas restricciones (Joint restraint) que deshabilitan al nodo para moverse a lo largo de los ejes X, Y y Z (ejes 1, 2 y 3 globales en SAP-2000) y para girar alrededor de los ejes ya mencionados (restricción de giro U1, U2 y U3).

⇒ **Uniones viga-columna:** Al adaptar el modelo de pórticos a SAP-2000, se busca encontrar la mayor coherencia posible con la realidad. La geometría mostrada en las figuras 29 a 31 muestra una geometría compuesta de líneas rectas, con nodos de unión viga-columna bien definidos. En la figura 32 se aprecia el traslape que existe en los nodos debido a las secciones transversales de los elementos. Partiendo de la suposición de nodos rígidos, se debe establecer una zona en inmediaciones de estos delimitada por una longitud en la cual el nodo tenga un factor de rigidez. Esto se logra aplicando a cada viga y columna la opción de End-Offset⁷⁰ donde es posible definir el

⁷⁰ COMPUTER AND STRUCTURES INC. SAP – 2000 Version 8.0, Analysis Reference Manual. p.101

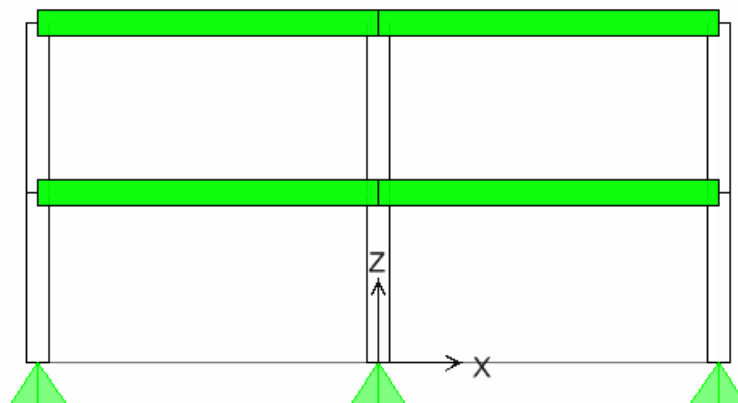
porcentaje de longitud respecto a la dimensión traslapada de la sección transversal donde el nodo es rígido.

Para vigas y columnas el End-Offset es tomado como 0.5.

Es posible definir en las zonas de nodos rígidos ya establecidas, que tan rígida se puede considerar esta zona. El nodo rígido considera una rotación igual en todas los inicios de los elementos estructurales que convergen a el, manteniendo el nodo un ángulo recto entre los principios de los elementos, considerando un nodo donde llegan dos vigas y dos columnas en un pórtico plano. Esta rigidización de los nodos al construir estructuras de concreto reforzado se asegura con alta cantidad de refuerzo confinante y estribos mas cercanos entre si, a medida que la ubicación de los mismos se aleja de los centros de luz en los elementos viga o columna, y se acercan a los nodos.

Para tener en cuenta esta importante característica en SAP-2000, se aplica a cada nodo definido por End-Offset un factor de rigidez (rigid-end factor) de 1.0.

Figura 32. Unión Viga-Columna.



⇒ **Diafragma rígido en placas de piso:** Las construcciones modernas gozan de una tecnología que permite materializar una placa de entrepiso con

viguetas, vigas y placa en manera total y completa, en una sola jornada. Esta característica de construcción monolítica otorga rigidez y comportamiento uniforme al entrepiso. Para establecer esto en SAP-2000, se debe buscar el centro de rigidez de cada piso, y ubicar en este un nodo especial llamado master joint. Después, se seleccionan todos los nodos del piso y se aplica una restricción de tipo constraint–equal⁷¹. Es importante que el nodo especial este cubierto por el constraint. La restricción aplicada produce un movimiento igual en los nodos de la placa, al restringir todos los grados de libertad, es decir, atar todos los nodos en movimientos tanto de rotación como de traslación. En cada piso de cada modelo ortogonal, irregularidad en altura y en planta se realizo un constraint–equal. Restringiendo traslaciones en los ejes X y Y y Z y rotaciones en Z para modelar la placa fundida monolíticamente.

3.2.2 Asignación en los modelos computacionales de las masas.

Una manera muy simple de interpretar las fuerzas impuestas por un sismo sobre un edificio es considerar que este impone una serie de aceleraciones a la estructura. Dichas aceleraciones afectan la masa de la estructura siguiendo entonces el principio de Newton que define la fuerza como el producto de la masa por la aceleración. Con un poco mas de profundización en este concepto, hay que incluir los grados de libertad en un nodo, lo cual otorga libertad de génesis para diferentes fuerzas, gracias a como la aceleración impuesta por el sismo influye los movimientos en las traslaciones y rotaciones posibles.

Con la intención de tener en cuenta los grados de libertad mas afectados por las aceleraciones sísmicas, es preciso otorgar a la estructura unas

⁷¹ COMPUTER AND STRUCTURES INC. SAP – 2000 Version 8.0, Analysis Reference Manual. p.57

propiedades de masa. Estas propiedades se pueden expresar por medio de la masa traslacional y la masa rotacional. La primera esta asociada con los grados de libertad horizontales, en el caso de los modelos analizados los desplazamientos en ejes X y Y; la segunda esta asociada con grados de libertad rotacionales.

Las masas deben aplicarse a cada modelo en un nodo situado en el centro de masa de la placa, tomada esta como una placa bidimensional. Estos nodos deben establecerse previamente, al asignar propiedades de cuerpo rígido en los entrepisos, situación descrita anteriormente.

En cuanto a las expresiones matemáticas para estas masas, las masas traslacionales deben corresponder a la masa total del cuerpo rígido, y las rotacionales se calculan mediante la expresión⁷²:

$$* \quad m_{\text{rotacional}} = \frac{m_{\text{traslacional}}}{12} \times (a^2 + b^2)$$

Expresión valida para un área de forma rectangular, donde **a** y **b** son los lados del rectángulo. La expresión general de masa rotacional es:

$$* \quad m_r = \rho \times J_0$$

Donde **ρ** es la masa por unidad de área y **J₀** el momento polar de inercia con respecto al centro de masa.

⁷² MALDONADO RONDON, Esperanza y CHIO CHO, Gustavo. Análisis Sísmico de Edificaciones. p.176

La figura 33 ilustra las masas rotacionales y traslacionales en los modelos ortogonal e irregularidad en altura. Más profundidad en la ubicación de masas se presenta en incisos siguientes.

3.2.2.1 Modelo ortogonal.

Las masas son ubicadas en el centroide de área de las placas en los entresijos, de fácil ubicación por tener la forma geométrica de rectángulo. En el nodo maestro se asigna masa actuante en los seis grados de libertad, tres traslacionales y tres rotacionales. La figura 34 muestra la ubicación y las masas asignadas al piso último, en grados de libertad U1, U2, RX y RY.

3.2.2.2 Modelo con irregularidad en planta.

Este modelo presenta una diferencia en la asignación de masas y la ubicación de las mismas. El centro de masa puede hallarse por ecuaciones de estática, mas sin embargo SAP-2000 presenta problemas para analizar un modelo con nodos maestros fuera de los elementos frame. La solución otorgada es dividir la planta en las áreas mostradas por la figura 35, y calcular para cada una la masa traslacional como un porcentaje de la total en el piso, y la masa rotacional mediante la expresión anteriormente descrita para áreas rectangulares. Los nodos maestros son ubicados en la forma mostrada por la misma figura. La tabla 4 posee información sobre la masa traslacional asignadas a cada segmento de área por piso y la tabla 5 contiene la masa rotacional.

Figura 33. Masa rotacional y traslacional para modelos ortogonal e irregularidad en altura.

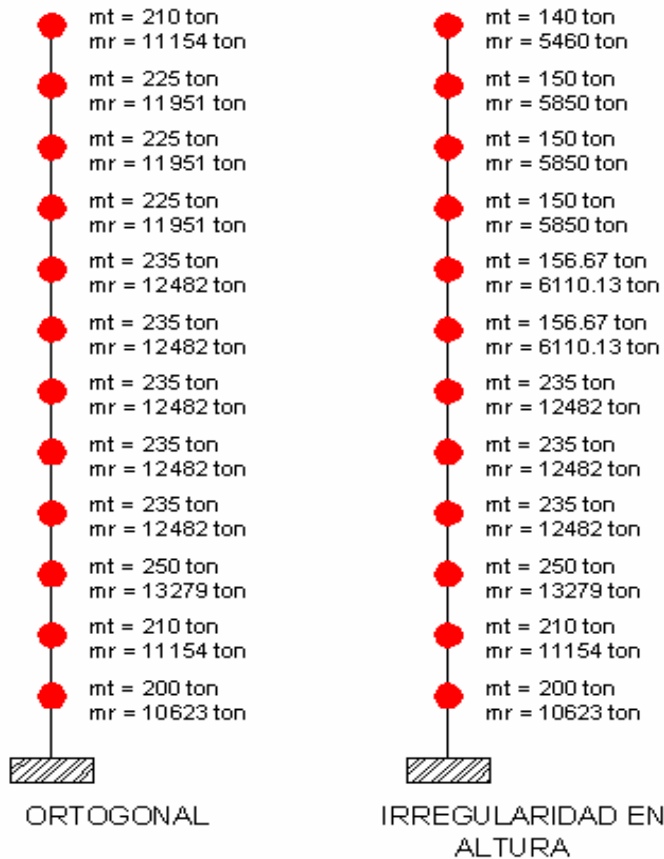


Figura 34. Ubicación de masas rotacionales y traslacionales modelo ortogonal.

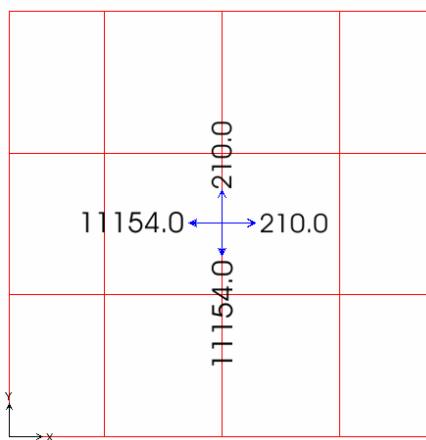


Figura 35. Nodos maestros asignados con masa en el modelo con irregularidad en planta.

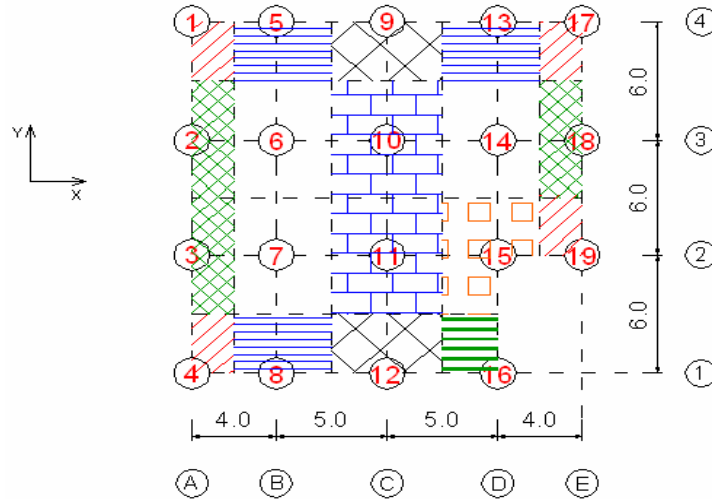


Tabla 4. Masa traslacional por piso en el modelo con irregularidad en planta.

IRREGULARIDAD EN PLANTA (masas traslacionales-Tn)						
Nodo	Piso					
	1	2	3	4, 5, 6, 7 y 8	9, 10 y 11	12
1	3,7	3,89	4,63	4,35	4,17	3,89
2	7,41	7,78	9,26	8,70	8,33	7,78
3	7,41	7,78	9,26	8,70	8,33	7,78
4	3,70	3,89	4,63	4,35	4,17	3,89
5	8,33	8,75	10,42	9,79	9,38	8,75
6	16,67	17,50	20,83	19,58	18,75	17,50
7	16,67	17,50	20,83	19,58	18,75	17,50
8	8,33	8,75	10,42	9,79	9,38	8,75
9	9,26	9,72	11,57	10,88	10,42	9,72
10	18,52	19,44	23,15	21,76	20,83	19,44
11	18,52	19,44	23,15	21,76	20,83	19,44
12	9,26	9,72	11,57	10,88	10,42	9,72
13	8,33	8,75	10,42	9,79	9,38	8,75
14	16,67	17,5	20,83	19,58	18,75	17,5
15	12,96	13,61	16,21	15,23	14,58	13,61
16	4,63	4,86	5,79	5,65	5,21	4,86
17	3,7	3,89	4,63	4,35	4,17	3,89
18	7,41	7,78	9,26	8,70	8,33	7,78
19	3,7	3,89	4,63	4,35	4,17	3,89

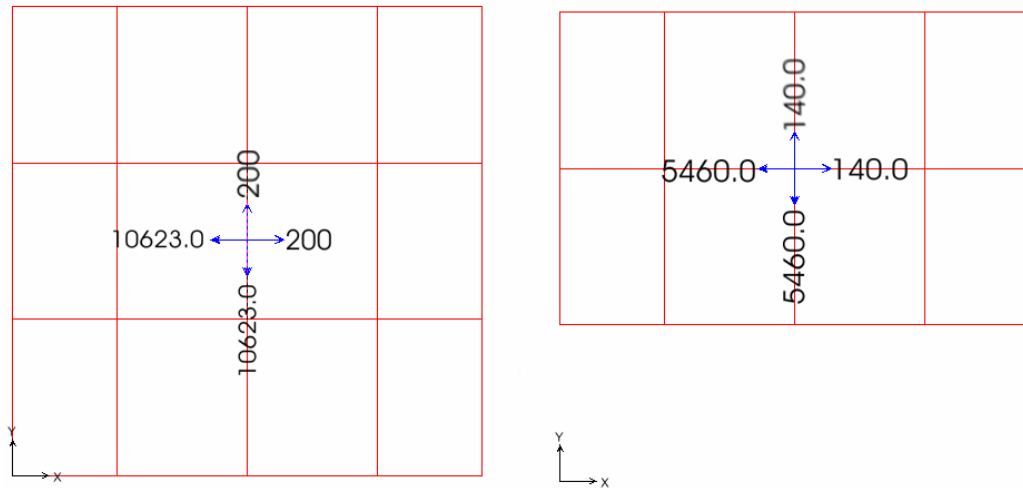
Tabla 5. Masa rotacional por piso en el modelo con irregularidad en planta.

IRREGULARIDAD EN PLANTA (masas rotacionales-Tn)						
Nodo	Piso					
	1	2	3	4, 5, 6, 7 y 8	9, 10 y 11	12
1	4	4,21	5,02	4,71	4,52	4,21
2	24,70	25,93	30,90	29,00	27,77	25,93
3	24,70	25,93	30,90	29,00	27,77	25,93
4	4,00	4,21	5,02	4,71	4,52	4,21
5	20,30	21,32	25,40	23,86	22,86	21,32
6	78,14	83,20	97,64	91,80	87,9	83,20
7	78,14	83,20	97,64	91,80	87,9	83,20
8	20,30	21,32	25,40	23,86	22,86	21,32
9	26,23	27,54	32,78	30,83	29,52	27,54
10	94,14	98,82	117,68	110,61	105,88	98,82
11	94,14	98,82	117,68	110,61	105,88	98,82
12	26,23	27,54	32,78	30,83	29,52	27,54
13	20,3	21,32	25,4	23,86	22,86	21,32
14	78,14	83,2	97,64	91,80	87,9	83,2
15	56,67	62,66	74,63	70,12	67,13	62,66
16	5,88	6,18	7,36	7,18	6,62	6,18
17	4	4,21	5,02	4,71	4,52	4,21
18	24,7	25,93	30,9	29,00	27,77	25,93
19	4	4,21	5,02	4,71	4,52	4,21

3.2.2.3 Modelo con irregularidad en altura.

Finalmente, este modelo posee una ubicación de masas “convencional” gracias a su geometría en las placas, en forma de rectángulo. El nodo maestro se ubica en el centro de masa, coincidiendo este con el centro de área. La figura 36 muestra en su parte izquierda la ubicación de masa para el primer piso (igual al modelo ortogonal) y a su derecha la ubicación en la cubierta, piso irregular con respecto a los seis primeros.

Figura 36. Ubicación de masas rotacionales y traslacionales modelo irregularidad en altura.



3.2.3 Definición cargas de diseño.

Una vez definido en SAP-2000 el modelo geométrico de la estructura, junto con los materiales de vigas y columnas, las secciones transversales preliminares y las diferentes características de rigidez tanto en entrepisos como en nodos, se sigue el paso de establecer las cargas de diseño.

Las cargas vivas y muertas establecidas en el capítulo 2 son aplicables, pero para aplicar estas a la estructura en forma tal que el software ejecute el análisis deben definirse *casos de carga* (define Load Cases), donde se aplica la carga directamente a los elementos. Sin embargo estos casos de carga no causan ninguna respuesta por parte de la edificación ya que especifican únicamente una distribución espacial de fuerzas, desplazamientos, temperaturas u otros efectos actuantes sobre la estructura. Para lograr una respuesta debe definirse en manera mas profunda los casos de carga como *casos de análisis* (Análisis Cases) para producir resultados generados en SAP-2000.

3.2.3.1 Carga viva y muerta

La distribución espacial de las cargas vivas y muertas se aplica en el software como se definió anteriormente en el capítulo 2. Profundizando un poco en los casos de carga puede decirse que:

⇒ **Carga Muerta:** En referencia a la geometría mostrada en las figuras 15 y 16, los pórticos en planos Y-Z solo soportan el peso propio de los elementos estructurales. Esta carga se adopto de 2.88 KN/m para cada viga. Estas cargas en los pórticos ubicados sobre los planos X-Z y Y-Z son básicas y aplicadas al modelo ortogonal e irregularidad en planta.

Se define entonces un caso de carga (Load Case) llamado DEAD para todos los modelos, sin incluir el peso propio de los elementos, el cual se incluye al aplicar la carga.

El modelo irregularidad en altura presenta una disminución en la carga muerta a partir del piso 6, debido a la menor dimensión en la placa. Con este razonamiento, la carga W2 se afecta para el pórtico en X-Z, eje (2) en la forma mostrada por la figura 37.

⇒ **Carga Viva:** Esta distribución de carga es realizada en la misma manera mostrada para la carga muerta y definida en el capítulo 2, tomada de la norma NSR-98.

La distribución espacial en los modelos ortogonal e irregularidad en planta son de la manera definida para las cargas muertas. Nuevamente se define un caso de carga de nombre LIVE. El modelo irregularidad en altura sufre una reducción en la carga para el pórtico en X-Z, eje (2) con carga resultante ilustrada en la figura 38.

Figura 37. Reducción en carga muerta modelo irregularidad en altura.

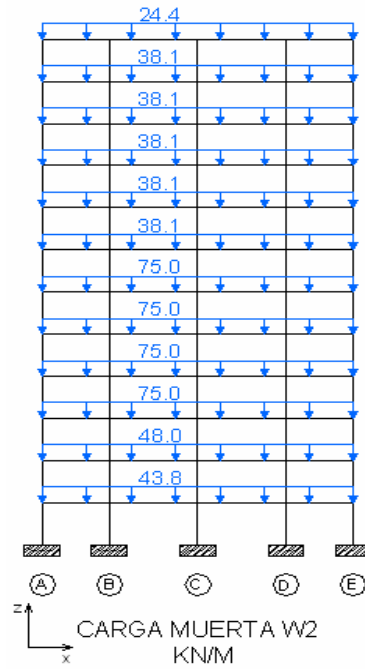
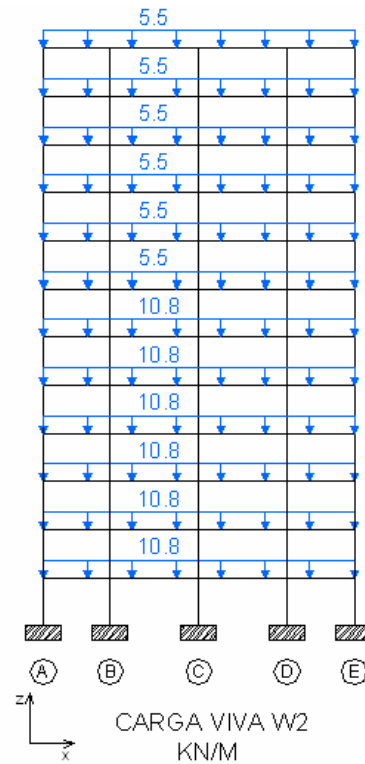


Figura 38. Reducción en carga viva (W2) modelo irregularidad en altura.



3.2.3.2 Carga sísmica.

Esta clase de carga es un parámetro a variar en este estudio. Con la existencia de los espectros elásticos de diseño otorgados por la NSR-98 y por la Zonificación Sismogeotécnica Indicativa de Bucaramanga, es posible evaluar el comportamiento de los tres modelos establecidos sujetando los mismos a diferentes espectros, analizando su comportamiento estructural y la forma como se altera el diseño estructural de concreto reforzado.

De los tres espectros existentes en el estudio Sismogeotécnico, es escogido aquel de Zona 2. Esta zona es constituida por suelo rígido, y en ella se encuentra la mayor parte de la población del área metropolitana de Bucaramanga⁷³.

El espectro de NSR-98 necesita la asignación de algunos parámetros para su aplicación como se observa en la figura 27. Los valores asignados a estos parámetros son:

⇒ **Amenaza sísmica (A_a):** Representa los movimientos sísmicos definidos, para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en cincuenta años, en función de la aceleración pico efectiva. Se obtiene en base a la zonificación nacional de amenaza sísmica, y el valor para Bucaramanga es 0.25 ($A_a = 0.25^{74}$).

⇒ **Coefficiente de Importancia (I):** Se escoge el grupo I, para estructuras de ocupación normal. Su valor es de 1.0 ($I = 1.0$).

⁷³ INGEOMINAS. Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga. p. 264

⁷⁴ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. A -21

⇒ **Coefficiente de sitio (S)**: Utilizado para tener en cuenta los efectos locales por el tipo de perfil de suelo. Este perfil para la zona metropolitana de Bucaramanga se recomienda como S1 según INGEOMINAS⁷⁵. El valor de S escogido es 1.0 (S = 1.0).

Con los valores definidos y reemplazados en las ecuaciones presentadas en la figura 27 se obtiene el espectro NSR-98 ilustrado en la figura 28 donde también se aprecia el espectro de Zona 2.

Definidos los dos espectros a utilizar, se incrementa el número de modelos a diseñar y analizar. Como resultado quedan dos modelos por cada uno definido anteriormente. Es decir, cada modelo con diferente geometría debe diseñarse y analizarse para el espectro de NSR-98 y para el espectro de Zona 2. Esto da un total de 6 modelos definitivos, con variaciones en parámetros de irregularidad y carga sísmica.

Para ingresar los espectros a SAP-2000 se define una *función de espectro de respuesta* (Define response spectrum functions) ingresada por el usuario. La forma de definir el espectro es ingresar valores de periodo contra aceleración. Con los espectros dentro del software, se pasa a definir un *caso de análisis* (analysis cases) llamado *sismodis*. Aquí se determinan dos tipos de carga. Una con el sismo aplicado al 100% en X o Y (según sea el caso) y la otra carga con el 30% en la otra dirección. Además debe alterarse la carga sísmica generada por el espectro de NSR-98 o Zona 2 dividiendo cada carga en dirección de algún eje por el coeficiente de capacidad de disipación de energía **R** definido por NSR-98 como:

$$* R = \phi_a \times \phi_p \times R_0$$

⁷⁵ INGEOMINAS. Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga. p. 255

Donde R_0 se obtiene de la tabla A.3.3 de NSR-98. El valor seleccionado según el tipo de estructura y la zona de amenaza sísmica⁷⁶ para el estudio en cuestión es de 7.0 ($R_0 = 7.0$). Los coeficientes ϕ_a y ϕ_b representan una reducción en el valor final de R debido a irregularidad en altura y planta respectivamente. En los modelos con irregularidades estos coeficientes son de 0.9, resultando un factor R definitivo de 6.3 ($R = 6.3$).

3.2.3.3 Combinaciones de carga.

Estas combinaciones se realizan en concordancia con NSR-98 Título B, para diseño de estructuras en concreto.

Las combinaciones utilizadas son:

$$\Rightarrow \quad \mathbf{1.4 D + 1.7 L}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{1.05 D + 1.28 L + 1.0 E}$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{0.9 D + 1.0 E}$$

Todas las cargas han sido definidas con anterioridad. El software analiza estas combinaciones de cargas para cada elemento estructural realizando el diseño de acero para la combinación más desfavorable. En este sentido la herramienta computacional es evidentemente de gran ayuda reduciendo altas cantidades de tiempo y cálculos manuales.

⁷⁶ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. A - 35

3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL EN SAP-2000.

La información presentada hasta este punto es suficiente para comenzar el diseño estructural. Con la herramienta computacional este procedimiento es mas ágil y preciso que en la forma convencional de cálculos manuales. Se presenta entonces a continuación la asignación de acero en vigas (flexión) y en columnas (compresión) en base a los requerimientos para concreto estructural existentes en NSR-98⁷⁷.

3.3.1 Conceptos generales de diseño para vigas y columnas en concreto reforzado.

El objetivo de esta sección es ilustrar de la mejor forma posible la base teórica y el procedimiento para diseñar elementos estructurales como lo son vigas y columnas.

El concreto reforzado es una combinación de concreto y acero en la que el refuerzo de acero proporciona la resistencia a la tensión de la que carece el concreto. Dependiendo de la cantidad de acero que se le proporcione al concreto pueden existir tres condiciones, de las cuales va a depender el tipo de falla. Primero un estado *balanceado* en el que el acero de tensión empezara teóricamente a fluir y el concreto de compresión alcanzara su deformación última exactamente bajo la misma carga, si un elemento tiene menos refuerzo que el necesario en la condición balanceada se dice entonces que es *subreforzado* y si tiene más que en la condición balanceada entonces es *sobreforzado*. En un elemento subreforzado cuando se alcanza la carga última el acero empezara a fluir mientras que el concreto se encuentra todavía subesforzado. En la condición sobreforzada el acero no ha empezado a fluir cuando el concreto ya esta muy esforzado. En el diseño

⁷⁷ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. Título C.

se debe contemplar que el elemento se encuentre subreforzado para que el concreto a tensión se agriete antes de que falle la sección, esto permite percatarse de la situación y tomar medidas al respecto; a diferencia de un elemento sobreforzado donde la falla ocurre repentinamente sin dar aviso.

En la actualidad existen varios métodos de diseño entre los cuales podemos destacar el de *Esfuerzos permisibles (WSD)* y el *Resistencia ultima*, siendo este ultimo el más generalizado en la actualidad y del cual se va a hacer referencia en las líneas siguientes.

3.3.1.1 Vigas.

Para la obtención de expresiones adecuadas para el diseño de vigas de concreto reforzado es necesario representar como es el comportamiento de estas en cuanto a su distribución de esfuerzos. Los esfuerzos de compresión varían aproximadamente en forma lineal hasta valores de esfuerzo cercanos a $0.50f_c'$. Para esfuerzos mayores dicha variación no se presenta. Una representación típica de las deformaciones unitarias y de la distribución de esfuerzos cuando se alcanza la carga última es presentada en la figura 39.

La variación real del esfuerzo y la ubicación verdadera del eje neutro de la viga varia dependiendo de la magnitud de las cargas aplicadas en el pasado, de la contracción y flujo plástico del concreto, del tamaño y distribución de grietas, etc.

La distribución de esfuerzos puede ser supuesta de cualquier forma siempre y cuando las formulas obtenidas concuerden con los resultados obtenidos en la realidad. La forma mas común de representar la distribución de esfuerzos es la rectangular, como se muestra en la figura 40.

Figura 39. Variación de la deformación y el esfuerzo bajo carga última.
Adaptada de McCormac⁷⁸.

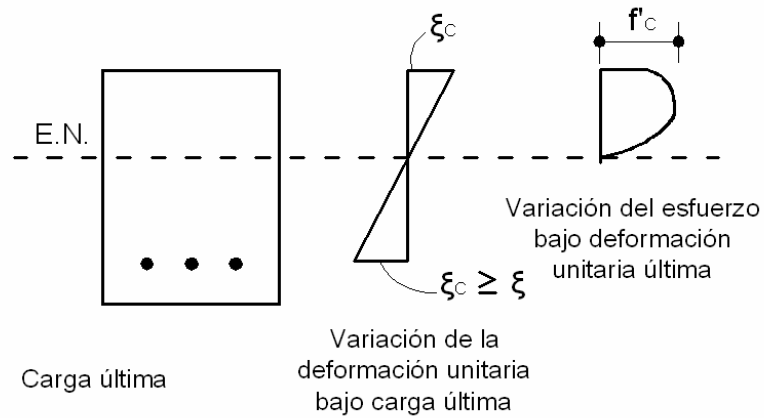
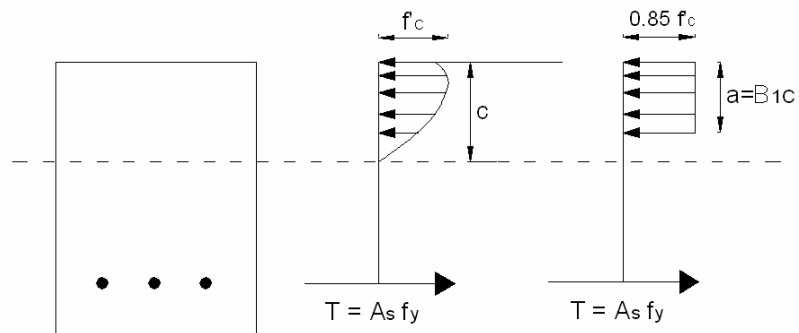


Figura 40. Algunas formas posibles de distribución de esfuerzos. Adaptada de McCormac⁷⁹.



El valor del área a compresión debe ser exactamente igual tanto en el perfil curvo como en el rectangular y los centroides de ambos deben coincidir. Para conocer el valor del área del bloque a compresión es necesario conocer el valor de β_1 ; en el código ACI 318M-95 (10.2.7.3) definen dichos valores como 0.85 para $f'_c \leq 30$ Mpa y se debe reducir este valor 0.05 por cada 7 Mpa de resistencia en exceso, así:

⁷⁸ MCCORMAC, Jack C. Diseño de Concreto Reforzado. p. 75

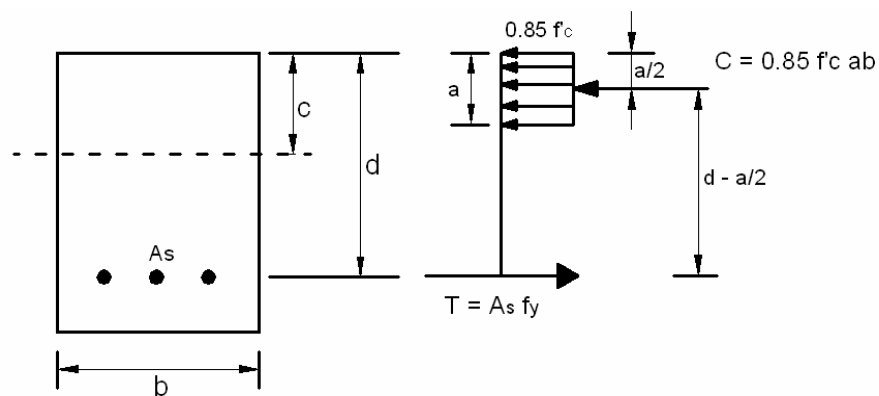
⁷⁹ Ibid., p. 75

$$\beta_1 = 0.85 - \left(\frac{f'_c - 30}{7} \right) (0.05) \geq 0.65 \quad (\text{Unidades SI})$$

Este criterio de ACI 318M-95 es consistente con NSR-98⁸⁰. Una vez definido el valor de β_1 y del diagrama de fuerza mostrado en la figura 41 se puede proceder a la obtención de las ecuaciones para el cálculo de la resistencia última (M_u) y teórica (M_n).

$$M_u = \Phi M_n$$

Figura 41. Diagrama de fuerzas horizontales. Adaptada de McCormac⁸¹.



Haciendo el equilibrio de fuerzas horizontales se obtiene:

$$0.85 f'_c ab = A_s f_y$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c}, \quad \text{donde } \rho = \frac{A_s}{bd}$$

El momento nominal puede escribirse:

⁸⁰ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. C-69.

⁸¹ MCCORMAC, Jack C. Diseño de Concreto Reforzado. p. 77

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

La resistencia última a la tensión será:

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

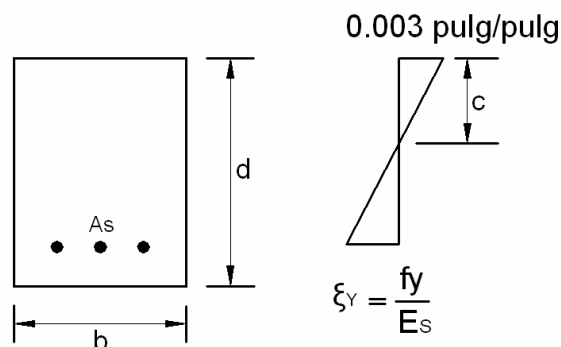
Reemplazando la expresión obtenida para a , se obtiene:

$$M_u = \phi A_s f_y d \left(1 - \frac{1}{1.7} \frac{\rho f_y}{f_c'} \right)$$

Las ecuaciones anteriores son calculadas suponiendo que la deformación unitaria por aplastamiento del concreto es 0.003 y que el acero fluye bajo f_y .

Como la norma limita la cantidad de acero para que la falla no ocurra de manera repentina o explosiva es necesario obtener una expresión con la cual se pueda comprobar que la sección diseñada sea subreforzada.

Figura 42. Falla balanceada. Adaptada de McCormac⁸².



⁸² MCCORMAC, Jack C. Diseño de Concreto Reforzado. p. 79

Basados en el diagrama de deformaciones unitarias de la figura 42 se obtiene:

$$\frac{c}{d} = \frac{0.003}{0.003 + \left(\frac{f_y}{E_s}\right)} = \frac{600}{600 + f_y} \quad (\text{Unidades SI})$$

A partir de la expresión para a se obtiene una para c dividiendo esta entre β_1 , así:

$$a = \frac{\rho f_y d}{0.85 f_c'}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{\rho f_y d}{0.85 \beta_1 f_c'}$$

Para llegar a una expresión de cuantía para el estado balanceado es necesario igualar las dos expresiones para c :

$$\frac{\rho f_y d}{0.85 \beta_1 f_c'} = \frac{600}{600 + f_y} d \quad (\text{Unidades SI})$$

$$\rho_b = \left(\frac{0.85 \beta_1 f_c'}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \quad (\text{Unidades SI})$$

La ecuación presentada corresponde a la ecuación C.8-5 en NSR-98⁸³. Mientras que una viga sobrerreforzada falla de manera frágil una subreforzada fallara de manera dúctil. El código ACI 318M-95 (10.3.3) y

⁸³ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. C-55.

NSR-98⁸⁴ para evitar las fallas frágiles limita el porcentaje máximo del valor de acero en proporción al porcentaje de acero de la condición balanceada, de la siguiente forma:

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

Existe otro modo de falla en vigas donde la sección es mucho mayor que la requerida, en tales vigas el refuerzo que esta requiere es muy poco con consecuencia de una baja resistencia a flexión luego esta viga fallara tan pronto como se forme una grieta. Esto se debe a que en estas secciones el momento de agrietamiento es mayor que el momento resistente último debido a la falta de acero. Para evitar esto el ACI 318M-95 (10.5.1) y NSR-98⁸⁵ especifica una cantidad de acero mínimo con la cual se garantiza que este tipo de falla no se presente.

$$A_{s,\min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} b_w d \geq \frac{1.4b_w d}{f_y} \quad (\text{Unidades SI})$$

Ecuación C.10-3 en NSR-98.

3.3.1.2 Columnas

En el presente capitulo se presenta en forma general la base teórica y la metodología de diseño para columnas de concreto reforzado, solo de manera informativa y para mostrar el procedimiento interno que realiza SAP-2000. Las columnas de concreto reforzado se clasifican de tres formas según su longitud y de la forma como están cargadas.

⁸⁴ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. C-55.

⁸⁵ Ibid., p.C-70.

⇒ *Pedestales cortos a compresión*: Son aquellos en donde la altura del elemento es tres veces menor que la dimensión lateral más pequeña.

⇒ *Columnas cortas de concreto reforzado*: Es una columna que esta diseñada para que falle por resistencia del material, y su resistencia depende exclusivamente de las dimensiones de la sección. Es un miembro robusto de poca flexibilidad.

⇒ *Columnas esbeltas de concreto reforzado*: Son aquellas en donde la reducción de la capacidad de la columna debido a los momentos secundarios es considerable. Momentos secundarios son aquellos producidos por la excentricidad de la carga axial de la columna producida por los momentos primarios (momentos debido a la carga aplicada, rotaciones en los nudos, etc).

Una columna puede fallar de varias formas dependiendo de sus dimensiones, materiales y distribución del refuerzo transversal, entre otras. Si una columna corta con estribos se carga hasta que falle, gran parte del recubrimiento se perderá y si los estribos están muy separados el refuerzo longitudinal se pandeara. Las columnas zunchadas exhiben un mejor comportamiento, ya que en estas una vez que se pierde el recubrimiento del refuerzo, el núcleo adquiere una resistencia adicional mayor a la que produjo el descascaramiento.

Para el diseño de columnas hay que tener en cuenta la excentricidad e , que no es otra cosa que la distancia a partir del centro de la columna donde se encuentra la carga axial P_u necesaria para producir M_u .

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

Siempre que se vaya a realizar un diseño hay que tener en cuenta la excentricidad que puede tener la carga por pequeña que pueda ser. El código NSR-98 afecta las capacidades nominales de las columnas por unos coeficientes con el fin de tener en cuenta los efectos de las excentricidades pequeñas. Los valores de estos coeficientes son 0.85 y 0.8, para columnas zunchadas y con estribos respectivamente. Las capacidades axiales de las columnas se muestran a continuación:

⇒ Columnas zunchadas ($\phi = 0.75$)

$$\phi P_n(\text{máx}) = 0.85\phi [0.85f_c'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (\text{Ecuación NSR-98 C.10-1})$$

⇒ Columnas con estribos ($\phi = 0.70$)

$$\phi P_n(\text{máx}) = 0.80\phi [0.85f_c'(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (\text{Ecuación NSR-98 C.10-2})$$

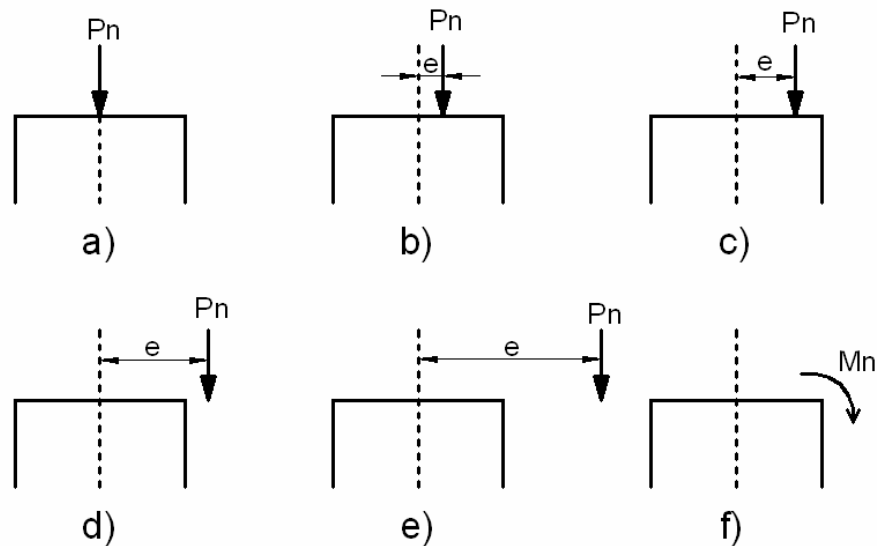
Las ecuaciones anteriormente mostradas solo se aplican en situaciones donde el momento es muy pequeño, de manera que e sea menor que 0.10h en columnas con estribos y 0.05h en columnas zunchadas.

Por lo general una situación de carga completamente axial no se presenta, casi siempre es una combinación de flexión y carga axial. Esta combinación de flexión y carga axial producen en un lado de la sección compresión y en el otro tensión. Se supone que la falla de la sección ocurre cuando la deformación unitaria a compresión alcanza el valor de 0.003, o que el refuerzo a tensión llegue a la fluencia (f_y).

En la figura 43 se observa una columna sometida a carga con distintas excentricidades.

Figura 43. Columna sometida con excentricidades cada vez mayores.

Adaptada de McCormac⁸⁶.



a) Carga axial grande en el centro de la columna que produce una falla por aplastamiento del concreto, en donde todas las barras fluyen a compresión.

b) Carga axial grande con una pequeña excentricidad, toda la sección se encuentra a compresión y la falla ocurre por aplastamiento del concreto.

c) Carga axial grande con momentos mayores que en el caso anterior, el lado opuesto a la carga se encuentra a tensión sin que el acero llegue a la fluencia. La falla ocurre por aplastamiento del concreto.

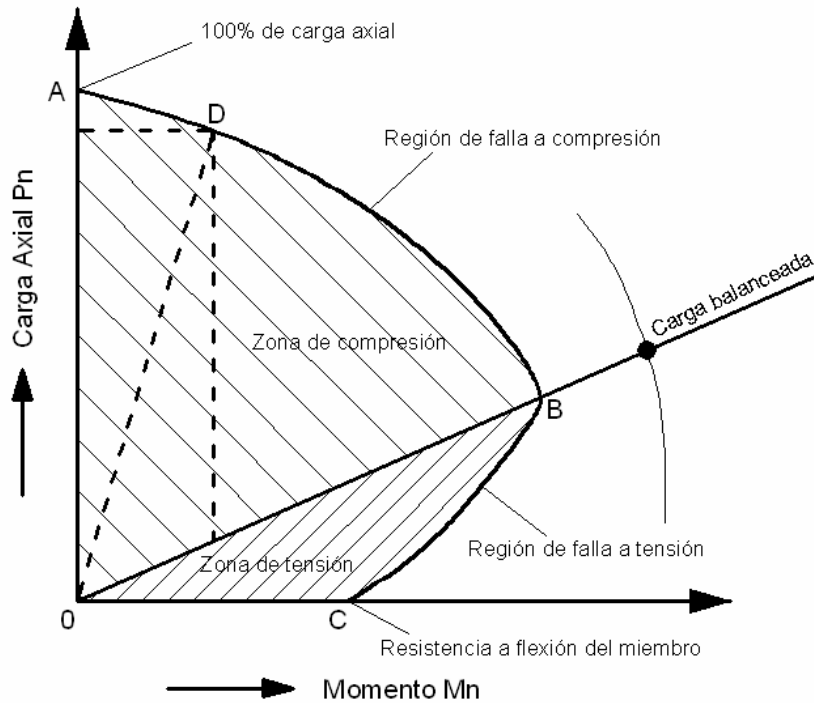
d) Condición balanceada en donde el refuerzo a tensión llega a la fluencia al mismo tiempo que el concreto falla por aplastamiento a $0.85f_c'$.

⁸⁶ MCCORMAC, Jack C. Diseño de Concreto Reforzado. p. 314

- e) Momento grande con carga axial relativamente pequeña, la falla empieza a ocurrir por fluencia del acero a tensión.
- f) Momento de flexión grande. La falla ocurre como una viga.

Como la columna no va a estar cargada de una forma única si no que esta va a tener una combinación de cargas variable, luego se hace necesario el desarrollo de un medio para tener en cuenta esa variabilidad de cargas y para que el diseño se encuentre en un rango en el que pueda soportar las situaciones de carga mas desfavorables que se le puedan presentar. Esto se logra desarrollando un *diagrama de interacción* en donde se relacionan para cualquier tipo de excentricidad P_u , y M_u . Este diagrama se logra suponiendo ciertos valores de deformaciones unitarias en una parte de la columna y calculando las deformaciones unitarias en otras partes por medio de interpolaciones lineales. Siguiendo lo dicho anteriormente se puede suponer que la columna en el borde a compresión falla a una deformación unitaria de 0.003, entonces se puede suponer una deformación unitaria en el borde alejado de la columna y de esta forma calcular por estática los valores de P_n y M_n . Luego manteniendo la deformación unitaria de compresión se puede suponer una serie de deformaciones unitarias en el otro extremo y calcular P_n y M_n para cada valor diferente hasta tener suficientes puntos para trazar el diagrama de interacción como el mostrado en la figura 44.

Figura 44. Diagrama de interacción de columna. Adaptada de McCormac⁸⁷.



Como se puede observar en la grafica, el diagrama se traza para la columna desde un rango donde la carga es puramente axial, pasando por varias combinaciones de P_n y M_n , hasta llegar a una situación de flexión pura. Cualquier combinación que caiga dentro de la curva es satisfactoria, mientras que una combinación que caiga fuera de la curva representa una falla. El punto **A** representa la capacidad de la columna de resistir solamente carga axial, mientras que el punto **C** es la capacidad de la columna de resistir exclusivamente momento flexionante. Al movernos sobre la curva desde el punto **A**, la capacidad de soportar carga axial disminuye mientras que la capacidad de resistir momento flexionante aumenta. Entre los puntos **A** y **C** la columna falla por una combinación de carga axial y flexión. El punto **B** es llamado punto balanceado y representa el caso de carga balanceada, en donde en teoría ocurriría la falla tanto por fluencia del acero así como por aplastamiento del concreto

⁸⁷ MCCORMAC, Jack C. Diseño de Concreto Reforzado. p. 324

Las líneas radiales que salen del origen de la grafica a cualquier punto representan excentricidades constantes para cualquier combinación de carga. La línea de carga balanceada divide la grafica en dos partes, una por encima que representan las cargas que se encuentran en una zona de compresión y otra zona por debajo para las cargas en tensión.

Hemos hablado del comportamiento de la columna con respecto a la ubicación de la carga con respecto a su eje y de su resistencia con respecto a esto, pero nos falta hablar de un aspecto muy importante como lo es la *flexión biaxial*. En la mayoría de los casos las columnas están cargadas en dos direcciones y no en uno como se ha venido tratando, esto afecta particularmente a las columnas rectangulares ya que por su geometría el momento biaxial debe calcularse combinando los momentos y excentricidades de las dos direcciones, mientras que en las circulares por su simetría el procedimiento es el mismo en cualquier dirección. A continuación se presentan las ecuaciones para calcular el momento biaxial y la excentricidad biaxial.

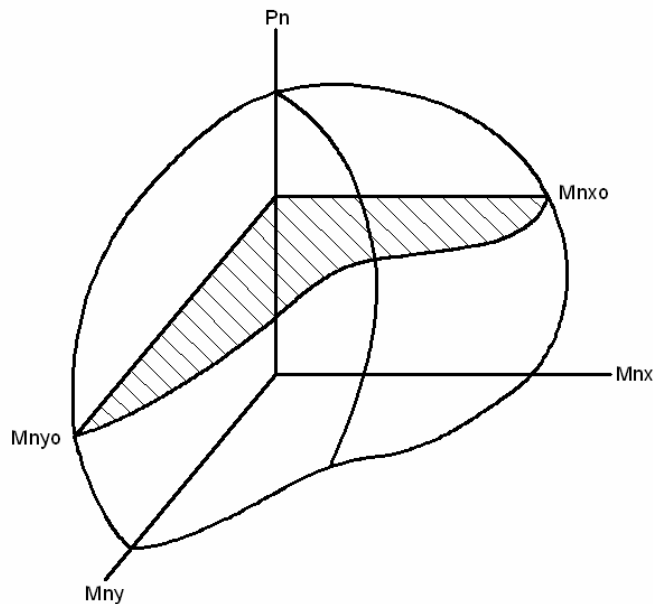
$$M_u = \sqrt{(M_{ux})^2 + (M_{uy})^2}$$

o

$$e = \sqrt{(e_x)^2 + (e_y)^2}$$

Para formas de columna que sean distintas a la circular, es conveniente tener en cuenta la interacción tridimensional como la mostrada en la figura 45.

Figura 45. Diagrama de interacción tridimensional de columna. Adaptada de McCormac⁸⁸.



En esta figura la curva marcada M_{nxo} representa la curva de interacción en el caso donde la flexión ocurra solamente en el eje X y la marcada M_{nyo} es el caso donde la flexión ocurra solamente en el eje Y.

Para una P_n constante, el plano sombreado representa el contorno de M_n para la flexión respecto a cualquier eje.

El procedimiento para realizar curvas de interacción tridimensionales es muy impracticable para realizarlo manualmente, actualmente este análisis se hace generalmente por computadoras. Existen métodos aproximados que se pueden realizar con calculadoras normales que producen resultados aceptables. Uno de estos métodos es el de **Bresler**, que consiste en el uso de una ecuación de interacción, que es mostrada a continuación:

⁸⁸ MCCORMAC, Jack C. Diseño de Concreto Reforzado. p. 337

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

Donde:

P_{ni} = Capacidad nominal de la sección por carga axial cuando la carga se coloca con una excentricidad dada a lo largo de ambos ejes.

P_{nx} = Capacidad nominal de la sección por carga axial cuando la carga se coloca con una excentricidad e_x .

P_{ny} = Capacidad nominal de la sección por carga axial cuando la carga se coloca con una excentricidad e_y .

P_o = Capacidad nominal de la sección por carga axial cuando la carga se coloca con una excentricidad cero. Se toma usualmente $0.85f'_c A_g + f_y A_s$.

La ecuación de **Bresler** es una herramienta apropiada siempre y cuando P_{ni} sea como mínimo tan grande como $0.10P_o$. Si P_n es menor que $0.10P_o$ es valido despreciar la fuerza axial totalmente y diseñar el elemento como un miembro sometido solamente a carga biaxial.

Además de los anteriores conocimientos necesarios para el diseño de una columna de concreto reforzado, hay que tener en cuenta los efectos de los momentos secundarios o efecto $P-\Delta$ que se sobreponen a cualquier momento existente en la columna y que pueden producir una degradación considerable de la capacidad de la columna.

El código ACI 318M-95 (10.10.1) establece que el diseño óptimo de un miembro a compresión debe considerar un análisis teórico de la estructura

que considere todas las posibles situaciones que afecten a la estructura tales como cargas axiales, deflexiones, momentos, dimensiones de las secciones, condiciones externas, etc. Para realizar el análisis anteriormente mencionado los códigos ACI 318M-95 y NSR-98⁸⁹ proporcionan un método aproximado para tener en cuenta los efectos de la esbeltez en la estructura. En resumen el método consiste en hallar unos factores amplificadores de momento δ el cual debe multiplicar el mayor momento en el extremo de la columna en ambas direcciones y estos momentos usarlos como valores de diseño.

3.3.2 Procedimiento de diseño en SAP-2000.

En los conceptos anteriormente definidos, se observa la importancia de la dimensión en las secciones transversales de los elementos viga y columna. En SAP-2000 estas dimensiones son el punto de partida para el diseño. Se deben definir las secciones (Define Frame Sections) diferenciando entre vigas y columnas para el acero de refuerzo y asignando una sección transversal de dimensiones cualquiera que obedece a un *predimensionamiento* de la edificación. El acero de refuerzo debe seleccionarse en opción de diseño (Reinforcement to be designed) detalle importante ya que el programa incluye también la opción de chequear el refuerzo existente.

Siguiente a esto, se establece un código de diseño para el concreto reforzado (Preferences – Concrete Frame Design) cuyas ecuaciones son manejadas por el software en manera intrínseca. Sin embargo deben seleccionarse ciertas variables para definir con exactitud el tipo de diseño sismorresistente que se desea. Finalmente el programa evalúa la estructura como un todo (Start design of structure), asignando combinaciones de carga a cada elemento iguales a las presentados en este capítulo, y determinando

⁸⁹ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. C-75.

si la sección es apta bajo la combinación de carga mas desfavorable. Para conocer esta información debe chequearse la estructura verificando que todos los miembros aprueban la carga con cuantías de subrefuerzo (Verify all members passed) en concordancia con NSR-98. Cuando los miembros no son eficientes, se redimensionan las secciones transversales comenzando el proceso de nuevo. Esto convierte al diseño estructural en SAP-2000 en un proceso iterativo con los pasos operacionales siguientes:

⇒ **Predimensionamiento:** Este paso es inicial para comenzar el diseño. Se establecen secciones transversales para vigas y columnas según el criterio y la experiencia del diseñador. En el caso de los modelos analizados se adoptaron secciones iniciales identificadas en la tabla 6 para los diferentes elementos estructurales.

Tabla 6. Predimensionamiento de secciones transversales en vigas y columnas.

SECCIONES TRASVERSALES PRELIMINARES		
	Pisos	Sección (Base x Altura, cm)
Columna	1-5	50 x 50
	5-9	40 x 40
	9-12	30 x 30
Viga	1-12	30 x 40

⇒ **Condiciones de diseño:** Con las combinaciones de carga definidas, las características de los materiales y las secciones transversales en los elementos de pórtico, se procede a analizar el modelo (Run Analysis) aplicando las combinaciones de carga.

Al finalizar el análisis, se presentan las fuerzas actuantes en la estructura y las reacciones en los elementos por cada combo de carga. Igualmente puede apreciarse la deformada en la estructura. Con esta información SAP-2000 puede realizar el diseño estructural. Pero primero deben definirse condiciones de diseño. Se debe seleccionar el código de diseño dentro de aquellos existentes en el software. Para el análisis realizado se selecciona el código ACI 318-99 con los siguientes parámetros:

⇒ **Numero de curvas de Interacción:** Representa el numero de curvas de interacción bidimensionales utilizadas para realizar la superficie de interacción tridimensional en elementos sometidos a compresión. El número seleccionado es 24.

⇒ **Numero de puntos de Interacción:** Es el numero de puntos utilizados para definir una curva de interacción bidimensional. Se escoge 11.

⇒ **Relación limite de fuerzas:** Representa la relación entre la carga aplicada y la carga admisible. Relaciones iguales o menores al valor 1 se consideran aceptables. El valor escogido es 1.

⇒ **Zona sísmica:** Para el código ACI 318-99 la zona sísmica numero 4 involucra sismos severos, en analogía a la zona de amenaza sísmica alta establecida por NSR-98 de la cual hace parte Bucaramanga.

⇒ **Coefficientes de reducción de resistencia:** Como se define en NSR-98⁹⁰ los coeficientes son:

- Flexión sin carga axial: 0.9

⁹⁰ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. Capítulo C.9

- Compresión axial (estribos rectangulares): 0.7

- Compresión axial (estribos en espiral): 0.75

- Cortante: 0.85

⇒ **Diseño de aceros:** Consiste en ejecutar el diseño en SAP-2000. Se comienza el diseño (Start Design/Check of Structure) donde se aplican las combinaciones de carga a los elementos estructurales y se aplican los algoritmos de diseño con las ecuaciones establecidas por el código seleccionado. Al finalizar el programa muestra el área de acero resultante para las diferentes secciones vigas o columnas. Esta información puede ser observada mas detalladamente en cada elemento individualmente en la opción de *desplegar información de diseño* (Display design info) donde se halla información mas profunda del desempeño en el elemento así como diseños estructurales para los diferentes combos aplicados, escogiéndose lógicamente el mas critico.

⇒ **Chequeo de cumplimiento:** Este paso del diseño define el final o la continuación del ciclo iterativo de diseño estructural en concreto reforzado. Siguiendo a la asignación de aceros en los elementos estructurales, deben editarse las secciones transversales de estos seleccionando el acero de refuerzo a *chequear* (Reinforcement to be Checked). Es importante destacar que todas y cada una de las columnas y vigas deben ubicarse en esta opción. Luego se ejecuta el chequeo (Verify all members passed) donde SAP-2000 evalúa el comportamiento y la distribución correcta del refuerzo. El éxito de la asignación de refuerzo depende enteramente de la sección transversal de los elementos y la distribución del acero en esta. Al finalizar el chequeo, los elementos estructurales con un refuerzo óptimo en función de su sección transversal aparecen en color verde. Si toda la estructura aparece

en este estado el proceso de diseño puede darse por terminado y la estructura posee secciones transversales estructuralmente eficientes con el refuerzo asignado. En caso contrario, que uno o varios elementos que no aprueben la verificación se mantengan, las secciones de estos deben aumentarse o el refuerzo debe distribuirse en manera diferente hasta encontrar las dimensiones óptimas. Es decir, deben ser redimensionados.

⇒ **Redimensionamiento:** Cuando después del chequeo, uno o algunos miembros estructurales no pueden ser correctamente diseñados, o su desempeño estructural es deficiente, se juega con la sección transversal de los mismos. Esto obedece al concepto de cuantías, donde para diseño de concreto reforzado se buscan miembros subreforzados. Normalmente el aumento en las dimensiones transversales da resultado, sin embargo el proceso es iterativo, repitiendo los tres pasos anteriores luego del redimensionamiento hasta que todos los miembros de la edificación han aprobado para el comportamiento estructural. Otra opción de redimensionamiento es distribuir el acero en diferente forma. En algunas secciones suele funcionar que el área de refuerzo se reparta con barras de menor diámetro, sin tener que aumentar o modificar las dimensiones de la sección transversal.

3.3.3 Secciones definitivas de los modelos estructurales.

Finalmente, con el diseño establecido para cada modelo, se obtienen las cantidades de acero. Para asignar este se divide la estructura en zonas representadas por columnas tipo o vigas tipo, con el propósito de generalizar las cantidades de acero sin caer en el innecesario detalle por elemento. Las divisiones se realizan por pisos para las columnas y pisos junto a planos de acción estructural para las vigas. En las figuras representativas de columnas

no se presenta diseño de estribos, como tampoco en las tablas pertinentes a vigas definitivas.

Debe tenerse en cuenta que los elementos estructurales viga y columna no han sido divididos para ejecutar los diseños. Normalmente en un elemento estructural la cantidad de acero varía a lo largo del elemento. Para diseñar en SAP-2000 teniendo esto en consideración la viga o columna puede dividirse en tantos segmentos como se desee. Sin embargo los momentos y fuerzas actuantes se aplican a toda la dimensión longitudinal existente entre los nodos del pórtico. En este estudio el diseño se realiza sin dividir los elementos, resultando el diseño en cantidades de acero para momentos máximos tanto positivos como negativos. No se tiene en cuenta despieces. Las cantidades de acero para cada modelo analizado se presentan a continuación.

3.3.3.1 Modelo ortogonal NSR-98.

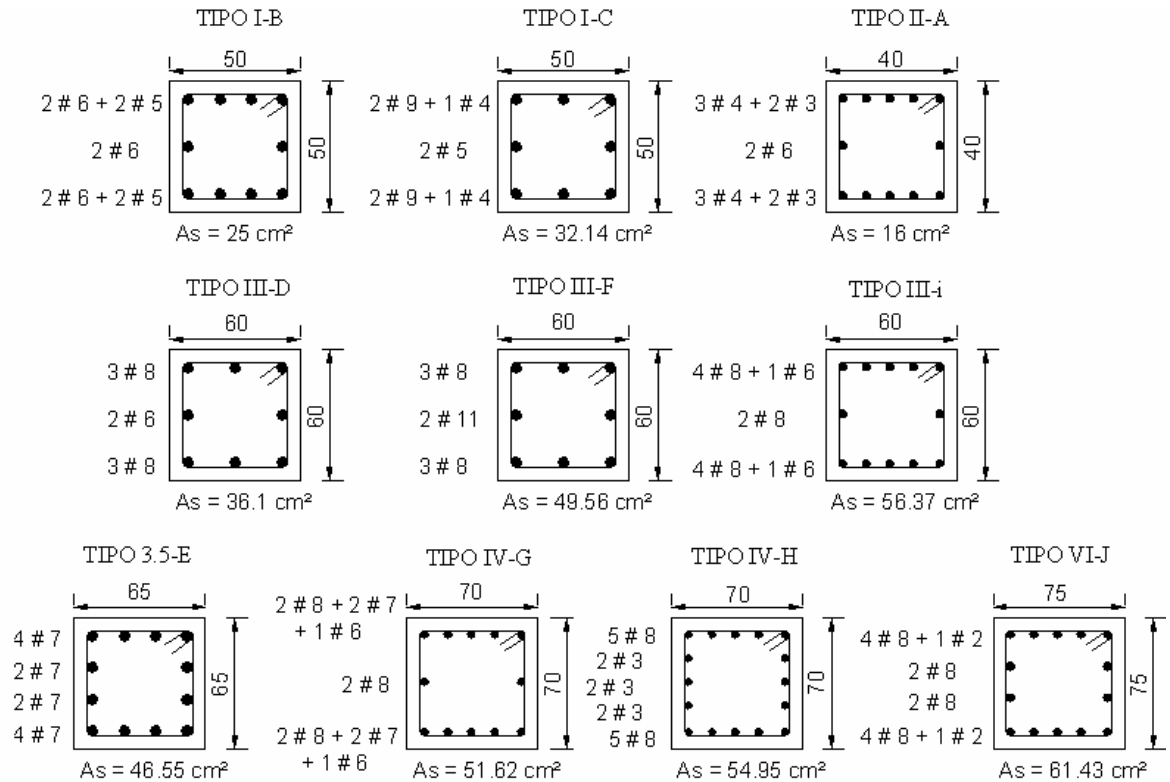
Tomando como base la distribución geométrica tanto en planta como en altura definida para este modelo y encontradas en las figuras 15 y 16, se obtienen los siguientes diseños estructurales:

⇒ **Columnas:** Tanto la sección transversal como la cantidad de acero en las columnas disminuyen en dimensión y cantidad al ubicarse el elemento estructural en pisos mas elevados. La tabla 7 muestra el tipo de columnas existentes en el modelo ortogonal. Estos diseños son iguales tanto para el modelo ortogonal diseñado para espectro de NSR-98 como para aquel sometido al espectro de Zona 2. El tipo de columnas se ilustra en la figura 46.

Tabla 7. Asignación de tipos de columnas para los modelos ortogonal NSR-98 y ortogonal Zona 2.

		TIPOS DE COLUMNAS MODELO ORTOGONAL				
		Pisos	Eje Dirección X			
			1	2	3	4
Eje Dirección Y	A	0-1	I - B	I - C	I - C	I - B
		1-7	I - B	I - B	I - B	I - B
		7-12	II - A	II - A	II - A	II - A
	B	0-2	III - D	IV - G	IV - G	III - D
		2-3	III - D	3,5 - E	3,5 - E	III - D
		3-4	III - D	III - F	III - F	III - D
		4-6	I - B	III - D	III - D	I - B
		6-8	II - A	I - B	I - B	II - A
		8-12	II - A	II - A	II - A	II - A
	C	0-2	III - D	VI - J	VI - J	III - D
		2-4	III - D	IV - H	IV - H	III - D
		4-5	III - D	III - i	III - i	III - D
		5-7	I - B	II - D	II - D	I - B
		7-9	II - A	I - B	I - B	II - A
		9-12	II - A	II - A	II - A	II - A
	D	0-2	III - D	IV - G	IV - G	III - D
		2-3	III - D	3,5 - E	3,5 - E	III - D
		3-4	III - D	III - F	III - F	III - D
		4-6	I - B	III - D	III - D	I - B
		6-8	II - A	I - B	I - B	II - A
		8-12	II - A	II - A	II - A	II - A
	E	0-1	I - B	I - C	I - C	I - B
		1-7	I - B	I - B	I - B	I - B
		7-12	II - A	II - A	II - A	II - A
ROJO = Columna Tipo.						

Figura 46. Tipos de columnas en modelos ortogonal NSR-98 y ortogonal Zona 2 (dimensiones en centímetros).



⇒ **Vigas:** Este elemento estructural es diseñado para acero longitudinal producto del requerimiento a flexión. No se presentan diseños para cortante, carga axial o torsión. Las tablas 8 y 9 contienen la información de áreas de acero para las vigas. Nuevamente se sugiere observar las figuras 15 y 16 para identificar la orientación de los elementos en el modelo. La diferenciación entre vigas interiores y exteriores se ilustra en la figura 47. Esta distribución solo se realiza en pórticos existentes en el plano Y-Z y se aplica a todos los modelos diseñados.

Figura 47. Diferenciación entre vigas interiores y exteriores para pórticos existentes en el plano Y-Z.

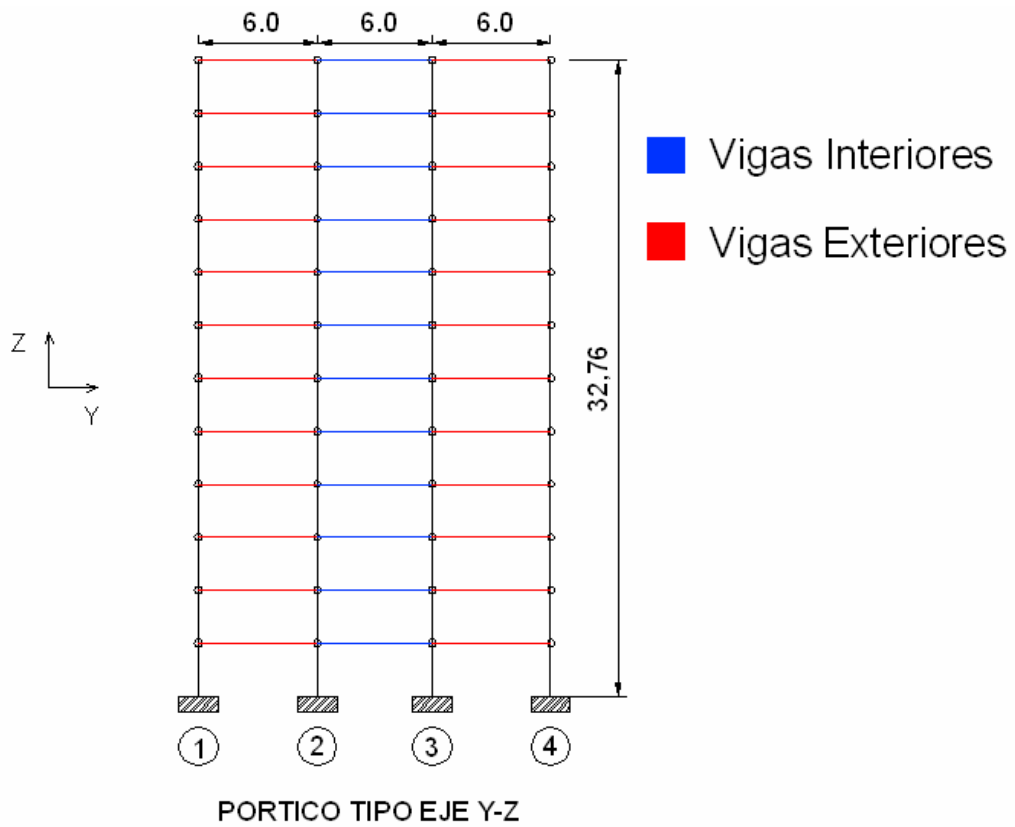


Tabla 8. Refuerzo en vigas para pórticos en plano Y-Z, modelo ortogonal NSR-98.

REFUERZO EN VIGAS PARA PORTICOS EN PLANO Y-Z (NSR-98)					
	Pisos	Refuerzo (cm ²)		Sección transversal (B x A, en cm)	
		M (-)	M (+)		
Eje en dirección Y	A	1-4	5,94	5,03	35 x 45
		4-12	5,48	4,45	30 x 40
	B	1-4	6,02	5,11	35 x 45
		4-12	5,44	4,4	30 x 40
	C	1-4	7,75	6,96	35 x 45
		4 -12 interior	8,11	7,17	30 x 40
		4 -12 exterior	5,56	4,52	30 x 40
	D	1-4	6,02	5,11	35 x 45
		4-12	5,44	4,4	30 x 40
	E	1-4	5,94	5,03	35 x 45
		4-12	5,48	4,45	30 x 40

Tabla 9. Refuerzo en vigas para pórticos en plano X-Z, modelo ortogonal NSR-98.

REFUERZO EN VIGAS PARA PORTICOS EN PLANO X-Z (NSR-98)					
	Pisos	Refuerzo (cm ²)		Sección transversal (B x A, en cm)	
		M (-)	M (+)		
Eje en dirección X	1	1-4	9,84	4,7	35 x 45
		4-12	9,88	4,64	30 x 40
	2	1-4	14,29	6,67	35 x 45
		4-12	15,79	7,08	30 x 40
	3	1-4	14,29	6,67	35 x 45
		4-12	15,79	7,08	30 x 40
	4	1-4	9,84	4,7	35 x 45
		4-12	9,88	4,64	30 x 40

3.3.3.2 Modelo ortogonal Zona 2.

Tanto la distribución geométrica como el refuerzo y tipos de columnas en la estructura, son lo mismo al modelo ortogonal diseñado para NSR-98. La única diferencia en cantidad de refuerzo se aprecia en las vigas, cantidades consignadas en las tablas 10 y 11.

Tabla 10. Refuerzo en vigas para pórticos en plano Y-Z, modelo ortogonal Zona 2.

REFUERZO EN VIGAS PARA PORTICOS EN PLANO Y-Z (Zona 2)					
		Pisos	Refuerzo (cm ²)		Sección transversal (B x A, en cm)
			M (-)	M (+)	
Eje en dirección Y	A	1-4	6,82	5,9	35 x 45
		4-12	6,26	5,2	30 x 40
	B	1-4	6,92	5,99	35 x 45
		4-12	6,24	5,18	30 x 40
	C	1-4	9,44	8,61	35 x 45
		4 -12 interior	9,97	8,97	30 x 40
		4 -12 exterior	6,4	5,34	30 x 40
	D	1-4	6,92	5,99	35 x 45
		4-12	6,24	5,18	30 x 40
	E	1-4	6,82	5,9	35 x 45
		4-12	6,26	5,2	30 x 40

Tabla 11. Refuerzo en vigas para pórticos en plano X-Z, modelo ortogonal Zona 2.

REFUERZO EN VIGAS PARA PORTICOS EN PLANO X-Z (Zona 2)					
	Pisos	Refuerzo (cm ²)		Sección transversal (B x A, en cm)	
		M (-)	M (+)		
Eje en dirección X	1	1-4	10,9	5,18	35 x 45
		4-12	10,88	5,08	30 x 40
	2	1-4	14,91	7,16	35 x 45
		4-12	16,99	7,54	30 x 40
	3	1-4	14,91	7,16	35 x 45
		4-12	16,99	7,54	30 x 40
	4	1-4	10,9	5,18	35 x 45
		4-12	10,88	5,08	30 x 40

3.3.3.3 Modelo con irregularidad en planta NSR-98.

El refuerzo obtenido con el diseño por SAP-2000 es asignado a la edificación con base en las dimensiones y geometría descrita en la figuras 18, 19 y 16. La presentación de los resultados en cantidad de acero y secciones transversales definitivas para vigas y columnas se hace en forma análoga al modelo ortogonal, y de igual manera se realiza en el modelo con irregularidad en altura. Las cantidades de acero para vigas y columnas resultado del diseño son:

⇒ **Columnas:** El acero longitudinal para estos elementos estructurales no varía al cambiar la demanda sísmica, en forma igual al modelo ortogonal. La tabla 12 muestra los tipos de columnas asignados. Las dimensiones de la planta en este modelo son ilustradas en la figura 18, imagen útil para comprender la información en la tabla. El refuerzo y las dimensiones de las secciones transversales se muestran en las figuras 48 y 49.

Tabla 12. Asignación de tipos de columnas para los modelos con irregularidad en planta NSR-98 y Zona 2.

TIPOS DE COLUMNAS MODELO CON IRREGULARIDAD EN PLANTA						
		Pisos	Eje Dirección X			
			1	2	3	4
Eje Dirección Y	A	0-1	I - B	I - E	I - E	I - B
		1-7	I - B	I - B	I - B	I - B
		7-12	II - A	II - A	II - A	II - A
	B	0-2	III - G	IV - N	IV - N	III - G
		2-3	III - G	3,5 - J	3,5 - J	III - G
		3-4	III - G	III - M	III - M	III - G
		4-6	I - B	III - G	III - G	I - B
		6-8	II - A	I - C	I - C	II - A
		8-12	II - A	II - A	II - A	II - A
		C	0-2	III - G	VI - R	VI - R
	2-4		III - G	IV - P	IV - P	III - G
	4-5		III - G	III - Q	III - Q	III - G
	5-7		I - B	III - G	III - G	I - B
	7-9		II - A	I - B	I - B	II - A
	9-12		II - A	II - A	II - A	II - A
	D	0-2	III - G	IV - N	IV - N	III - G
		2-3	III - G	3,5 - H	3,5 - J	III - G
		3-4	III - G	III - K	III - L	III - G
		4-6	I - B	III - G	III - G	I - B
		6-8	II - A	I - B	I - B	II - A
		8-12	II - A	II - A	II - A	II - A
	E	0-1	NO EXISTE	I - D	I - F	I - B
		1-7	NO EXISTE	I - B	I - B	I - B
		7-12	NO EXISTE	II - A	II - A	II - A
ROJO = Columna Tipo.						

Figura 48. Tipos de columnas en modelos con irregularidad en planta NSR-98 y Zona 2 (dimensiones en centímetros).

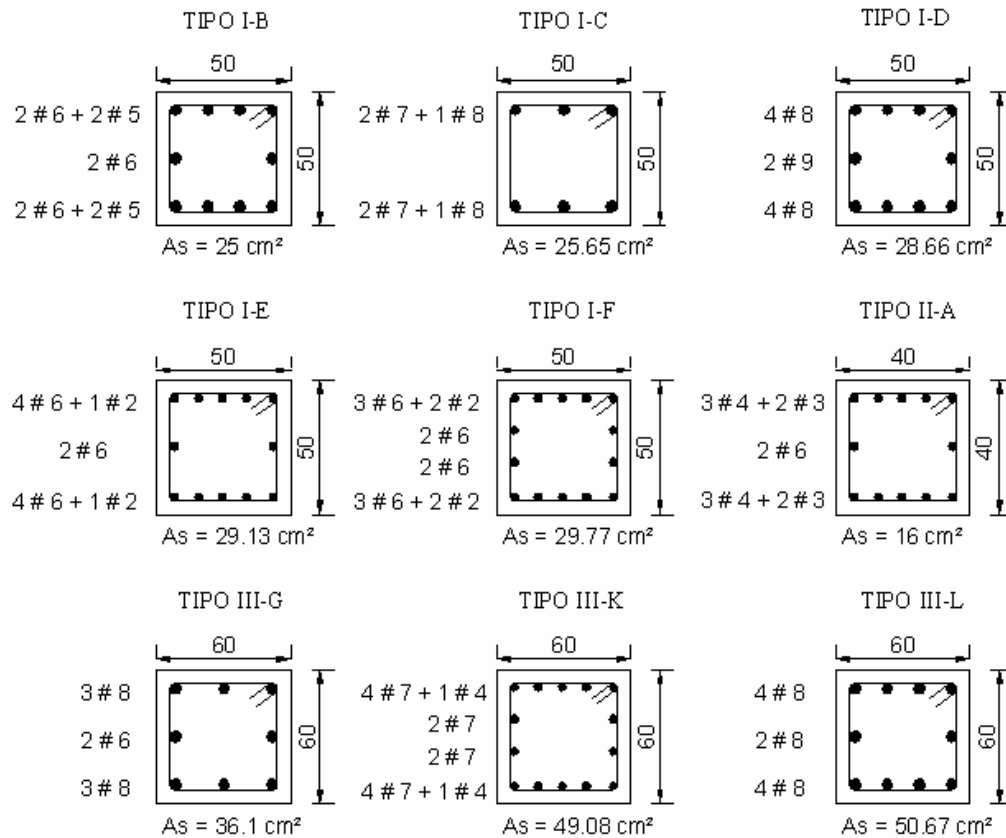
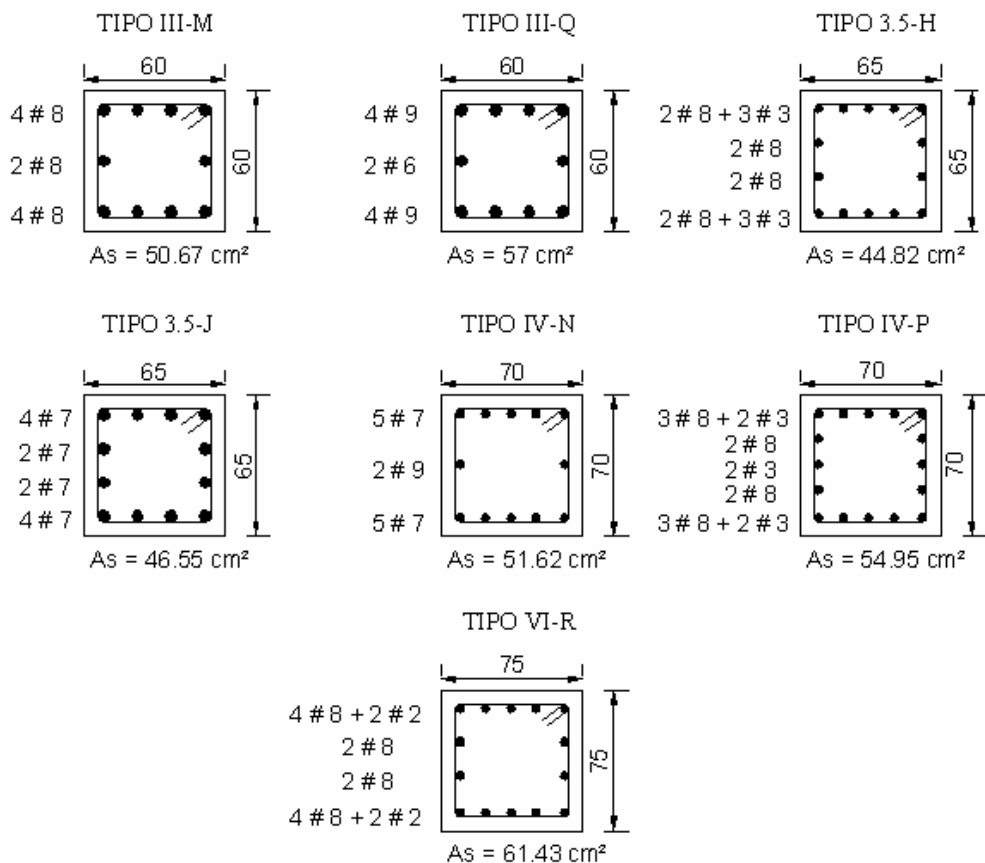


Figura 49. Tipos de columnas en modelos con irregularidad en planta NSR-98 y Zona 2 (continuación, dimensiones en centímetros).



⇒ **Vigas:** Se espera una variación lógica de refuerzo en relación al modelo ortogonal. El diseño realizado es para requerimientos de flexión, dando como resultado acero longitudinal. Las vigas con secciones y acero definitivos se ilustran en las tablas 13 y 14.

Tabla 13. Refuerzo en vigas para pórticos en plano Y-Z, modelo con irregularidad en planta NSR-98.

REFUERZO EN VIGAS PARA PORTICOS EN PLANO Y-Z (NSR-98)					
		Pisos	Refuerzo (cm ²)		Sección transversal (B x A, en cm)
			M (-)	M (+)	
Eje en dirección Y	A	1-4	7,22	6,29	35 x 45
		4-12	6,34	5,28	30 x 40
	B	1-4	7,31	6,38	35 x 45
		4-12	6,33	5,27	30 x 40
	C	1-4	6,8	5,88	35 x 45
		4 -12 interior	5,06	4,18	30 x 40
		4 -12 exterior	6,27	5,21	30 x 40
	D	1-4	8,16	7,21	35 x 45
		4-12	7,28	6,2	30 x 40
	E	1-4	7,12	6,19	35 x 45
		4-12	6,25	5,19	30 x 40

Tabla 14. Refuerzo en vigas para pórticos en plano X-Z, modelo con irregularidad en planta NSR-98.

REFUERZO EN VIGAS PARA PORTICOS EN PLANO X-Z (NSR-98)					
		Pisos	Refuerzo (cm ²)		Sección transversal (B x A, en cm)
			M (-)	M (+)	
Eje en dirección X	1	1-4	11,3	5,36	35 x 45
		4-12	11,46	5,33	30 x 40
	2	1-4	15,3	7,1	35 x 45
		4-12	16,77	7,46	30 x 40
	3	1-4	15,3	7,09	35 x 45
		4-12	16,73	7,44	30 x 40
	4	1-4	10,78	5,13	35 x 45
		4-12	10,68	4,99	30 x 40

3.3.3.4 Modelo con irregularidad en planta Zona 2.

Este modelo posee la misma geometría que aquel diseñado para NSR-98. La diferencia se halla en el refuerzo de las vigas, mayor al diseñarse el edificio teniendo en cuenta una sollicitación sísmica diferente y ligeramente más alta. Las tablas 15 y 16 ilustran las vigas definitivas producto del análisis en SAP-2000.

Tabla 15. Refuerzo en vigas para pórticos en plano Y-Z, modelo con irregularidad en planta Zona 2.

REFUERZO EN VIGAS PORTICOS EN PLANO Y-Z (Zona 2)					
		Pisos	Refuerzo (cm ²)		Sección transversal (B x A, en cm)
			M (-)	M (+)	
Eje en dirección Y	A	1-4	8,41	7,46	35 x 45
		4-12	7,36	6,27	30 x 40
	B	1-4	8,52	7,57	35 x 45
		4-12	7,36	7,27	30 x 40
	C	1-4	7,99	7,05	35 x 45
		4 -12 interior	6,13	5,22	30 x 40
		4 -12 exterior	7,31	6,22	30 x 40
	D	1-4	9,39	8,42	35 x 45
		4-12	8,31	7,2	30 x 40
	E	1-4	8,3	7,35	35 x 45
		4-12	7,26	6,18	30 x 40

Tabla 16. Refuerzo en vigas para pórticos en plano X-Z, modelo con irregularidad en planta Zona 2.

REFUERZO EN VIGAS PARA PORTICOS EN PLANO X-Z (Zona 2)					
	Pisos	Refuerzo (cm ²)		Sección transversal (B x A, en cm)	
		M (-)	M (+)		
Eje en dirección X	1	1-4	12,55	5,91	35 x 45
		4-12	12,61	5,81	30 x 40
	2	1-4	16,8	7,69	35 x 45
		4-12	17,94	7,96	30 x 40
	3	1-4	16,79	7,72	35 x 45
		4-12	17,92	7,97	30 x 40
	4	1-4	12,14	5,73	35 x 45
		4-12	11,92	5,52	30 x 40

3.3.3.5 Modelo con irregularidad en altura NSR-98.

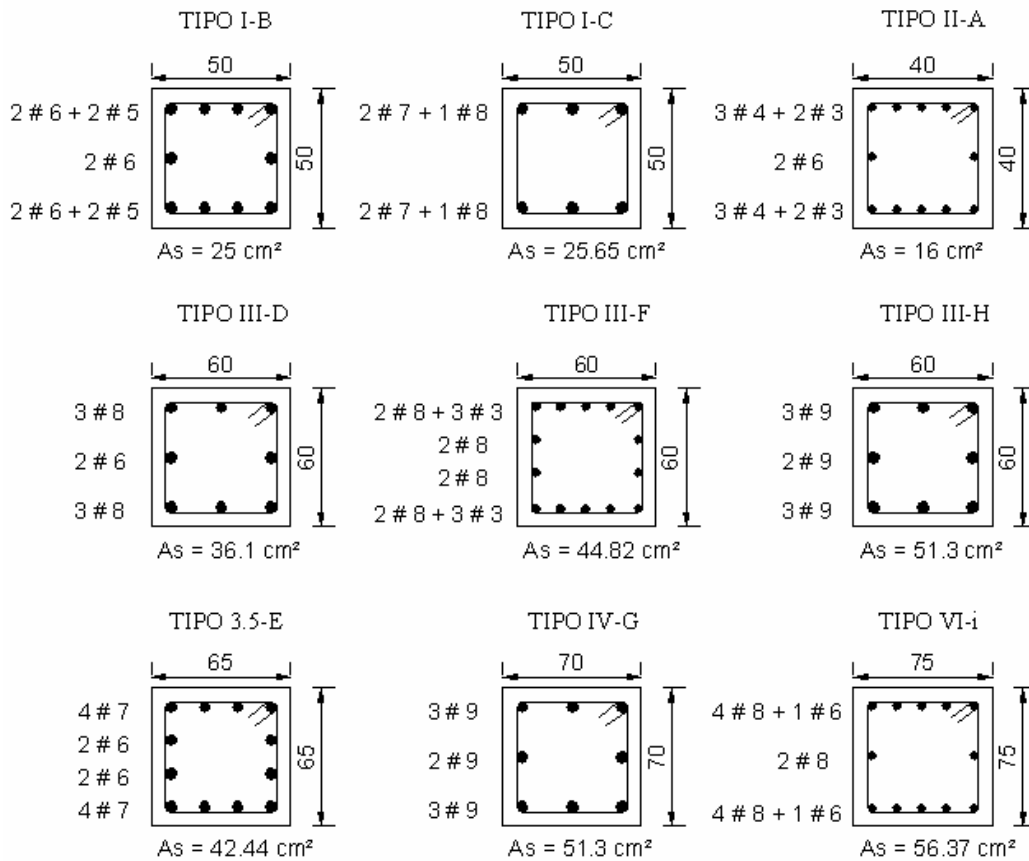
Para comprender la asignación de aceros en este modelo deben primero observarse las figuras 21 y 22 donde es encontrada la información pertinente a dimensiones de la edificación y geometría. El área de acero obtenida para vigas y columnas producto del diseño se presenta así:

⇒ **Columnas:** Los tipos de secciones para columnas no varían en función de la demanda sísmica, situación común a los modelos con irregularidad en planta y ortogonal. Los tipos de secciones obtenidos se muestran en la tabla 17 y la cantidad de refuerzo en cada tipo de columna junto a su sección transversal se encuentra en la figura 50.

Tabla 17. Asignación de tipos de columnas para los modelos con irregularidad en altura NSR-98 y Zona 2.

TIPOS DE COLUMNAS MODELO CON IRREGULARIDAD EN ALTURA						
		Pisos	Eje Dirección X			
			1	2	3	4
Eje Dirección Y	A	0-1	I - B	I - C	I - C	I - B
		1-7	I - B	I - B	I - B	I - B
		7-12	NO EXISTE	II - A	II - A	II - A
	B	0-2	III - D	IV - G	IV - G	III - D
		2-3	III - D	3,5 - E	3,5 - E	III - D
		3-4	III - D	III - D	III - F	III - D
		4-6	I - B	III - D	III - D	I - B
		6-8	NO EXISTE	I - B	I - B	II - A
		8-12	NO EXISTE	II - A	II - A	II - A
		C	0-2	III - D	VI - i	VI - i
	2-4		III - D	IV - G	IV - G	III - D
	4-5		III - D	III - D	III - H	III - D
	5-7		I - B	III - D	III - D	I - B
	7-9		NO EXISTE	I - B	I - B	II - A
	9-12		NO EXISTE	II - A	II - A	II - A
	D	0-2	III - D	IV - G	IV - G	III - D
		2-3	III - D	3,5 - E	3,5 - E	III - D
		3-4	III - D	III - D	III - F	III - D
		4-6	I - B	III - D	III - D	I - B
		6-8	NO EXISTE	I - B	I - B	II - A
		8-12	NO EXISTE	II - A	II - A	II - A
	E	0-1	I - B	I - C	I - C	I - B
		1-7	I - B	I - B	I - B	I - B
		7-12	NO EXISTE	II - A	II - A	II - A
ROJO = Columna Tipo.						

Figura 50. Tipos de columnas en modelos con irregularidad en altura NSR-98 y Zona 2 (dimensiones en centímetros).



⇒ **Vigas:** Con las columnas ya definidas, se espera alguna variación en el refuerzo de las vigas para el modelo diseñado para NSR-98 respecto al diseñado para Zona 2. Al analizar los modelos la variación esperada se hace efectiva. Las tablas 18 y 19 poseen la información pertinente al diseño de las vigas.

Tabla 18. Refuerzo en vigas para pórticos en plano Y-Z, modelo con irregularidad en altura NSR-98.

REFUERZO EN VIGAS PARA PORTICOS EN PLANO Y-Z (NSR-98)					
	Pisos	Refuerzo (cm ²)		Sección transversal (B x A, en cm)	
		M (-)	M (+)		
Eje en dirección Y	A	1-4	6,03	5,13	35 x 45
		4-12	6,55	5,49	30 x 40
	B	1-4	6,13	5,23	35 x 45
		4-12	6,59	5,52	30 x 40
	C	1-4 interior	10,08	9,13	35 x 45
		1-4 exterior	5,7	4,79	35 x 45
		5-6 interior	11,26	9,95	30 x 40
		6-12 interior	6,5	5,44	30 x 40
		4 -12 exterior	6,41	5,34	30 x 40
	D	1-4	6,13	5,23	35 x 45
		4-12	6,59	5,52	30 x 40
	E	1-4	6,03	5,13	35 x 45
		4-12	6,55	5,49	30 x 40

Tabla 19. Refuerzo en vigas para pórticos en plano X-Z, modelo con irregularidad en altura NSR-98.

REFUERZO EN VIGAS PARA PORTICOS EN PLANO X-Z (NSR-98)					
	Pisos	Refuerzo (cm ²)		Sección transversal (B x A, en cm)	
		M (-)	M (+)		
Eje en dirección X	1	1-4	9,32	4,65	35 x 45
		4-6	9,57	4,51	30 x 40
	2	1-4	14,14	6,6	35 x 45
		4-12	15,66	7,03	30 x 40
	3	1-4	14,21	6,63	35 x 45
		4-12	16,01	7,17	30 x 40
	4	1-4	9,76	4,67	35 x 45
		4-12	10,21	4,79	30 x 40

3.3.3.6 Modelo con irregularidad en altura Zona 2.

Las secciones definitivas para vigas se ilustran en las tablas 20 y 21. La cantidad de acero aumenta respecto al diseño para NSR-98, situación esperada.

Tabla 20. Refuerzo en vigas para pórticos en plano Y-Z, modelo con irregularidad en altura Zona 2.

REFUERZO EN VIGAS PARA PORTICOS EN PLANO Y-Z (Zona 2)					
		Pisos	Refuerzo (cm ²)		Sección transversal (B x A, en cm)
			M (-)	M (+)	
Eje en dirección Y	A	1-4	6,81	5,89	35 x 45
		4-12	7,53	6,44	30 x 40
	B	1-4	6,93	6,01	35 x 45
		4-12	7,59	6,5	30 x 40
	C	1-4 interior	13,33	12,48	35 x 45
		1-4 exterior	6,52	5,6	35 x 45
		5-6 interior	13,79	12,43	30 x 40
		6-12 interior	7,47	6,38	30 x 40
		4 -12 exterior	7,47	6,38	30 x 40
	D	1-4	6,93	6,01	35 x 45
		4-12	7,59	6,5	30 x 40
	E	1-4	6,81	5,89	35 x 45
		4-12	7,53	6,44	30 x 40

Tabla 21. Refuerzo en vigas para pórticos en plano X-Z, modelo con irregularidad en altura Zona 2.

REFUERZO EN VIGAS PARA PORTICOS EN PLANO X-Z (Zona 2)					
	Pisos	Refuerzo (cm ²)		Sección transversal (B x A, en cm)	
		M (-)	M (+)		
Eje en dirección X	1	1-4	10,36	4,94	35 x 45
		4-6	10,64	4,97	30 x 40
	2	1-4	15,29	7,09	35 x 45
		4-12	16,95	7,53	30 x 40
	3	1-4	15,36	7,12	35 x 45
		4-12	17,25	7,65	30 x 40
	4	1-4	10,81	5,14	35 x 45
		4-12	11,25	5,24	30 x 40

3.3.4 Comparación de acero de refuerzo entre modelos.

Con las cantidades de acero obtenidas para cada modelo es posible realizar una serie de comparaciones cuantitativas para dar luz sobre como y en cuanto cambia la cantidad de materiales estructurales al alterar la geometría de una estructura y someterla a diferentes demandas sísmicas.

La tabla 22 muestra la cantidad de concreto en volumen y la cantidad de acero en peso para cada modelo diseñado.

Igualmente, considerando la metodología de diseño estructural actual en la zona metropolitana de Bucaramanga donde los edificios son calculados a satisfacción de la Norma de Diseño Sismorresistente Colombiana NSR-98, un análisis comparativo entre la cantidad de material necesario para un diseño por NSR-98 y la misma edificación diseñada para espectro de demanda Zona 2 se presenta en la tabla 23.

Tabla 22. Porcentaje de acero del refuerzo a flexión y compresión con respecto a la cantidad de concreto en vigas y columnas.

Modelo	Concreto (m ³)	Acero (Kg)	Kg Acero / m ³ concreto
Ortogonal (NSR)	424,165	34883,500	82,24
Ortogonal (Zona2)	424,165	37421,557	88,22
I. Planta (NSR)	401,986	35447,913	88,18
I. Planta (Zona2)	401,986	37721,394	93,84
I. Altura (NSR)	375,764	31644,820	84,21
I. Altura (Zona2)	375,764	33986,224	90,45

Tabla 23. Porcentaje de excedencia en la cantidad de acero estructural para una demanda sísmica de Zona 2 respecto a una demanda sísmica por NSR-98 en los modelos analizados.

MODELO	DISEÑO		DIFERENCIA (%)
	NSR-98	ZONA 2	
	Acero (Kg)	Acero (Kg)	
Ortogonal	34883,500	37421,557	6,782
I. Planta	35447,913	37721,394	6,027
I. Altura	31644,820	33986,224	6,889

La tabla anterior evalúa como el parámetro de demanda sísmica altera la cantidad de acero estructural en los modelos con igual geometría y secciones transversales en vigas y columnas. Otro parámetro a comparar es como la variación en la geometría del modelo base u ortogonal afecta igualmente la cantidad de acero. La tabla 24 ilustra esta cantidad.

Tabla 24. Porcentaje de diferencia en el acero estructural respecto al modelo ortogonal diseñado por NSR-98.

MODELO	Acero (Kg)	Acero Ort. NSR-98 (Kg)	Porcentaje de acero
Ortogonal (Zona2)	37421,557	34883,500	6,782
I. Planta (NSR)	35447,913	34883,500	1,592
I. Planta (Zona2)	37721,394	34883,500	7,523
I. Altura (NSR)	31644,820	34883,500	-10,234
I. Altura (Zona2)	33986,224	34883,500	-2,640

La tabla 23 muestra una diferencia relativamente pequeña entre las cantidades de acero al variar la demanda sísmica. Por otro lado la variación del parámetro geométrico afecta en valores altos la cantidad de refuerzo (caso del modelo con irregularidad en altura NSR) y bajos (modelo con irregularidad en planta NSR) pero es evidente que la irregularidad en planta exige mas acero mientras que la de altura necesita menos.

3.4 ANALISIS ELASTICO

Establecido el modelo de cada estructura junto a sus secciones transversales definitivas y dimensiones finales, es preciso dar referencia al análisis dinámico elástico espectral. Este análisis lo realiza el software cada vez que aplica una combinación de carga a la estructura para ejecutar el diseño. Se describe a continuación el resultado de dicho análisis para cada modelo.

3.4.1 Chequeo de derivas.

Según NSR-98⁹¹ las derivas en el análisis dinámico elástico espectral para estructuras de concreto reforzado, metálicas y de madera deben ser máximo de 1.0% de la altura de piso h_{pi} . Las tablas 25 a 30 muestran la comprobación de deriva para demanda de zona 2 establecido por la Zonificación Sismogeotécnica.

Tabla 25. Derivas en análisis elástico modelo ortogonal, sismo en X.

MODELO ORTOGONAL DEMANDA SÍSMICA ZONA 2 SISMO EN X							
DESPLAZAMIENTOS SECCIÓN NO FISURADA (cm)							
NODO	UX	UY	ΔX	ΔY	H PISO	DERIVA TOTAL Δ	Deriva % h
12	12,9479	4,3872	0,5938	0,1652	273	0,616	0,2258
11	12,3541	4,222	0,836	0,2533	273	0,874	0,3200
10	11,5181	3,9687	1,0576	0,3403	273	1,111	0,4070
9	10,4605	3,6284	1,2357	0,4158	273	1,304	0,4776
8	9,2248	3,2126	1,3844	0,4771	273	1,464	0,5364
7	7,8404	2,7355	1,4658	0,5073	273	1,551	0,5682
6	6,3746	2,2282	1,4943	0,5134	273	1,580	0,5788
5	4,8803	1,7148	1,3459	0,4673	273	1,425	0,5219
4	3,5344	1,2475	1,1537	0,4112	273	1,225	0,4486
3	2,3807	0,8363	1,0667	0,3808	273	1,133	0,4149
2	1,314	0,4555	0,8913	0,3128	273	0,945	0,3460
1	0,4227	0,1427	0,4227	0,1427	273	0,446	0,1634

	= DERIVAS MAS ALTAS
--	------------------------

⁹¹ AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. A - 55

Tabla 26. Derivas en análisis elástico modelo ortogonal, sismo en Y.

MODELO ORTOGONAL DEMANDA SÍSMICA ZONA 2 SISMO EN Y							
DESPLAZAMIENTOS SECCION NO FISURADA (cm)							
NODO	UX	UY	ΔX	ΔY	H PISO	DERIVA TOTAL Δ	Deriva % h
12	3,880	14,638	0,178	0,551	273	0,579	0,2120
11	3,702	14,087	0,251	0,845	273	0,881	0,3228
10	3,452	13,242	0,317	1,136	273	1,179	0,4319
9	3,135	12,107	0,370	1,387	273	1,436	0,5260
8	2,765	10,719	0,415	1,592	273	1,645	0,6027
7	2,350	9,127	0,439	1,693	273	1,749	0,6406
6	1,910	7,434	0,448	1,713	273	1,770	0,6485
5	1,463	5,721	0,403	1,559	273	1,611	0,5900
4	1,059	4,162	0,346	1,372	273	1,414	0,5181
3	0,714	2,790	0,320	1,271	273	1,310	0,4800
2	0,394	1,520	0,267	1,044	273	1,077	0,3946
1	0,127	0,476	0,127	0,476	273	0,492	0,1804

	= DERIVAS MAS ALTAS
--	---------------------

Tabla 27. Derivas en análisis elástico modelo con irregularidad en planta, sismo en X.

MODELO CON IRREGULARIDAD EN PLANTA DEMANDA SISMICA ZONA 2 SISMO EN X							
DESPLAZAMIENTOS SECCION NO FISURADA (m)							
NODO	UX	UY	ΔX	ΔY	H PISO	DERIVA TOTAL Δ	Deriva % h
12	0,1367	0,04931	0,0060	0,00178	2,73	0,006220	0,2278
11	0,1307	0,04753	0,0087	0,00280	2,73	0,009111	0,3337
10	0,1220	0,04473	0,0111	0,00376	2,73	0,011691	0,4282
9	0,1110	0,04097	0,0129	0,00456	2,73	0,013635	0,4995
8	0,0981	0,03641	0,0142	0,00519	2,73	0,015128	0,5541
7	0,0839	0,03122	0,0149	0,00556	2,73	0,015904	0,5825
6	0,0690	0,02566	0,0152	0,00569	2,73	0,016230	0,5945
5	0,0538	0,01997	0,0140	0,00528	2,73	0,014953	0,5477
4	0,0398	0,01469	0,0125	0,00476	2,73	0,013348	0,4889
3	0,0273	0,00993	0,0120	0,00448	2,73	0,012790	0,4685
2	0,0154	0,00545	0,0104	0,00374	2,73	0,011005	0,4031
1	0,0050	0,00171	0,0050	0,00171	2,73	0,005294	0,1939

	= DERIVAS MAS ALTAS
--	---------------------

Tabla 28. Derivas en análisis elástico modelo con irregularidad en planta, sismo en Y.

MODELO CON IRREGULARIDAD EN PLANTA DEMANDA SISMICA ZONA 2 SISMO EN Y							
DESPLAZAMIENTOS SECCION NO FISURADA (m)							
NODO	UX	UY	ΔX	ΔY	H PISO	DERIVA TOTAL Δ	Deriva % h
12	0,0411	0,1643	0,00180	0,0059	2,73	0,006216	0,2277
11	0,0393	0,1583	0,00261	0,0093	2,73	0,009698	0,3552
10	0,0367	0,1490	0,00333	0,0126	2,73	0,012984	0,4756
9	0,0333	0,1365	0,00386	0,0152	2,73	0,015653	0,5734
8	0,0295	0,1213	0,00427	0,0173	2,73	0,017819	0,6527
7	0,0252	0,1040	0,00448	0,0185	2,73	0,019074	0,6987
6	0,0207	0,0854	0,00457	0,0189	2,73	0,019474	0,7133
5	0,0162	0,0665	0,00420	0,0176	2,73	0,018075	0,6621
4	0,0120	0,0489	0,00375	0,0159	2,73	0,016288	0,5966
3	0,0082	0,0331	0,00360	0,0149	2,73	0,015368	0,5629
2	0,0046	0,0181	0,00311	0,0125	2,73	0,012833	0,4701
1	0,0015	0,0057	0,00150	0,0057	2,73	0,005884	0,2155
	= DERIVAS MAS ALTAS						

Tabla 29. Derivas en análisis elástico modelo con irregularidad en altura, sismo en X.

MODELO CON IRREGULARIDAD EN ALTURA DEMANDA SISMICA ZONA 2 SISMO EN X							
DESPLAZAMIENTOS SECCION NO FISURADA (cm)							
NODO	UX	UY	ΔX	ΔY	H PISO	DERIVA TOTAL Δ	Deriva % h
12	12,132	4,335	0,607	0,223	273	0,647	0,2369
11	11,525	4,111	0,866	0,331	273	0,927	0,3396
10	10,659	3,781	1,096	0,433	273	1,178	0,4315
9	9,564	3,348	1,257	0,504	273	1,354	0,4960
8	8,307	2,844	1,346	0,529	273	1,446	0,5297
7	6,961	2,315	1,310	0,476	273	1,394	0,5107
6	5,651	1,839	1,239	0,414	273	1,306	0,4785
5	4,412	1,424	1,136	0,371	273	1,195	0,4379
4	3,275	1,053	1,031	0,338	273	1,085	0,3975
3	2,244	0,716	0,996	0,323	273	1,047	0,3836
2	1,248	0,392	0,847	0,269	273	0,888	0,3254
1	0,401	0,123	0,401	0,123	273	0,420	0,1538
	= DERIVAS MAS ALTAS						

Tabla 30. Derivas en análisis elástico modelo con irregularidad en altura, sismo en Y.

MODELO CON IRREGULARIDAD EN ALTURA DEMANDA SÍSMICA ZONA 2 SISMO EN Y							
DESPLAZAMIENTOS SECCION NO FISURADA (cm)							
NODO	UX	UY	ΔX	ΔY	H PISO	DERIVA TOTAL Δ	Deriva % h
12	3,636	14,464	0,182	0,745	273	0,767	0,2811
11	3,454	13,718	0,260	1,104	273	1,134	0,4154
10	3,195	12,614	0,328	1,443	273	1,480	0,5422
9	2,866	11,171	0,377	1,683	273	1,725	0,6318
8	2,490	9,488	0,404	1,764	273	1,809	0,6627
7	2,086	7,724	0,393	1,590	273	1,637	0,5998
6	1,693	6,135	0,371	1,382	273	1,431	0,5242
5	1,322	4,753	0,341	1,239	273	1,285	0,4705
4	0,982	3,514	0,309	1,127	273	1,169	0,4281
3	0,673	2,387	0,299	1,079	273	1,119	0,4100
2	0,374	1,308	0,254	0,898	273	0,933	0,3419
1	0,120	0,410	0,120	0,410	273	0,427	0,1564
	= DERIVAS MAS ALTAS						

3.4.2 Porcentaje de participación de la masa.

Al realizar este análisis, se han considerado 36 modos de vibración en la estructura, correspondientes a dos traslacionales en ejes X y Y y uno rotacional en giro alrededor del eje Z. Las tablas 31 a 33 muestran los resultados para los tres modelos utilizados.

Tabla 31. Participación modal de masa modelo ortogonal.

PARTICIPACIÓN MODAL DE MASA MODELO ORTOGONAL					
		Participación de la masa		Participación acumulada	
Modo	Periodo	X	Y	X	Y
1	1,360063	1,98E-19	0,7389	1,98E-19	0,7389
2	1,119684	0,7352	1,02E-18	0,7352	0,7389
3	0,45923	1,39E-17	0,1263	0,7352	0,8652
4	0,41565	0	1,32E-20	0,7352	0,8652
5	0,40738	0	0	0,7352	0,8652
6	0,397533	0	0	0,7352	0,8652
7	0,386758	0	0	0,7352	0,8652
8	0,3762	0,1366	5,40E-15	0,8719	0,8652
9	0,374942	1,63E-20	2,32E-20	0,8719	0,8652
10	0,366949	0	0	0,8719	0,8652
11	0,359477	0	0	0,8719	0,8652
12	0,326455	2,14E-20	1,60E-20	0,8719	0,8652
13	0,302893	0	0	0,8719	0,8652
14	0,270219	0	0	0,8719	0,8652
15	0,262041	0	0,049	0,8719	0,9143
16	0,253979	0	0	0,8719	0,9143
17	0,226468	0	0	0,8719	0,9143
18	0,216161	0,0476	0	0,9194	0,9143
19	0,169518	3,49E-19	0,0219	0,9194	0,9361
20	0,142832	0,0207	0	0,9401	0,9361
21	0,118128	2,68E-17	0,015	0,9401	0,9512
22	0,10186	0,0138	5,55E-18	0,9539	0,9512
23	0,086973	3,31E-15	0,0116	0,9539	0,9628
24	0,076899	0,0109	4,16E-16	0,9648	0,9628
25	0,066307	6,63E-14	0,0087	0,9648	0,9715
26	0,060266	0,0082	4,11E-17	0,973	0,9715
27	0,051707	1,38E-15	0,0069	0,973	0,9784
28	0,048235	0,0062	3,54E-18	0,9792	0,9784
29	0,042245	5,24E-15	0,0049	0,9792	0,9833
30	0,040466	0,0043	2,06E-16	0,9834	0,9833
31	0,034839	2,51E-17	0,0056	0,9834	0,9889
32	0,033771	0,0058	9,03E-18	0,9893	0,9889
33	0,026394	6,19E-16	0,0048	0,9893	0,9937
34	0,025825	0,0047	2,81E-18	0,994	0,9937
35	0,019673	4,60E-16	0,0063	0,994	1
36	0,019533	0,006	0	1	1

Tabla 32. Participación modal de masa modelo con irregularidad en planta.

PARTICIPACIÓN MODAL DE MASA MODELO CON IRREGULARIDAD EN PLANTA					
		Participación de la masa		Participación acumulada	
Modo	Periodo	X	Y	X	Y
1	1,351887	0,00018	0,73752	0,00018	0,73752
2	1,115	0,73456	0,0002	0,73473	0,73772
3	0,456	2,12E-05	0,12643	0,73476	0,86415
4	0,375	0,13617	8,37E-06	0,87093	0,86416
5	0,260	1,43E-06	0,04937	0,87093	0,91353
6	0,215	0,0478	5,99E-07	0,91872	0,91353
7	0,204184	1,23E-18	2,69E-19	0,91872	0,91353
8	0,201291	1,46E-18	9,04E-19	0,91872	0,91353
9	0,1997	1,09E-18	5,73E-19	0,91872	0,91353
10	0,197336	1,66E-17	5,71E-18	0,91872	0,91353
11	0,196015	5,96E-19	8,11E-20	0,91872	0,91353
12	0,194642	1,50E-18	1,48E-18	0,91872	0,91353
13	0,191789	0	0	0,91872	0,91353
14	0,188944	0	0	0,91872	0,91353
15	0,171579	0	0	0,91872	0,91353
16	0,167854	3,17E-07	0,02206	0,91872	0,93559
17	0,161387	3,21E-20	0	0,91872	0,93559
18	0,154766	1,01E-19	0	0,91872	0,93559
19	0,144859	1,19E-20	0	0,91872	0,93559
20	0,141917	0,02083	8,77E-08	0,93956	0,93559
21	0,116798	5,52E-08	0,01514	0,93956	0,95073
22	0,101043	0,01386	3,39E-08	0,95341	0,95073
23	0,08588	3,66E-08	0,01171	0,95341	0,96243
24	0,076181	0,01099	1,58E-08	0,96441	0,96243
25	0,065401	7,50E-09	0,00876	0,96441	0,97119
26	0,059601	0,00825	4,23E-09	0,97266	0,97119
27	0,050941	3,27E-09	0,00695	0,97266	0,97814
28	0,047614	0,00622	2,36E-09	0,97888	0,97814
29	0,041606	1,70E-09	0,00498	0,97888	0,98311
30	0,039921	0,00436	1,07E-09	0,98324	0,98311
31	0,034223	2,48E-10	0,00565	0,98324	0,98876
32	0,033208	0,0059	1,94E-10	0,98914	0,98876
33	0,025887	2,29E-10	0,00489	0,98914	0,99365
34	0,025345	0,00472	1,96E-10	0,99386	0,99365
35	0,019204	4,52E-10	0,00635	0,99386	1
36	0,019076	0,00614	4,18E-10	1	1

Tabla 33. Participación modal de masa modelo con irregularidad en altura.

PARTICIPACIÓN MODAL DE MASA MODELO CON IRREGULARIDAD EN ALTURA					
		Participación de la masa		Participación acumulada	
Modo	Periodo	X	Y	X	Y
1	1,213	3,32E-20	0,6684	3,32E-20	0,668
2	0,980	0,6772	3,57E-17	0,6772	0,668
3	0,472	1,66E-19	0,1764	0,6772	0,845
4	0,397	0	0	0,6772	0,845
5	0,375	0,1789	2,92E-17	0,8561	0,845
6	0,351	0	0	0,8561	0,845
7	0,344	0	0	0,8561	0,845
8	0,336	0	6,55E-20	0,8561	0,845
9	0,328	0	0	0,8561	0,845
10	0,316	0	0	0,8561	0,845
11	0,309	2,09E-20	3,32E-19	0,8561	0,845
12	0,303	3,98E-20	0	0,8561	0,845
13	0,296	0	0	0,8561	0,845
14	0,270	0	0	0,8561	0,845
15	0,257	5,74E-20	0,0503	0,8561	0,895
16	0,254	0	0	0,8561	0,895
17	0,226	0	0	0,8561	0,895
18	0,206	0,0475	0	0,9036	0,895
19	0,168	3,32E-18	0,0306	0,9036	0,926
20	0,138817	0,0279	1,08E-20	0,9316	0,9257
21	0,116896	2,64E-16	0,0156	0,9316	0,9413
22	0,098711	0,0139	1,04E-19	0,9454	0,9413
23	0,08475	1,20E-15	0,0156	0,9454	0,9569
24	0,073911	0,0145	9,57E-18	0,96	0,9569
25	0,065661	1,06E-14	0,0096	0,96	0,9665
26	0,058851	0,0088	1,61E-17	0,9688	0,9665
27	0,049803	3,77E-17	0,0083	0,9688	0,9748
28	0,046042	0,0072	5,16E-20	0,9759	0,9748
29	0,041373	7,64E-17	0,0069	0,9759	0,9818
30	0,039197	0,0062	1,01E-18	0,9822	0,9818
31	0,033669	4,11E-19	0,0046	0,9822	0,9864
32	0,032759	0,0047	1,01E-17	0,9869	0,9864
33	0,02688	8,47E-18	0,006	0,9869	0,9923
34	0,026144	0,0058	9,95E-19	0,9927	0,9923
35	0,019709	2,67E-18	0,0077	0,9927	1
36	0,019553	0,0073	3,47E-18	1	1

3.4.3 Cortante basal.

El cortante basal producto del análisis dinámico elástico espectral es calculado en satisfacción de los procedimientos descritos por NSR-98 en su capítulo A.5. También se incluye la obtención del cortante basal por el método de la fuerza horizontal equivalente. Las tablas 34 a 36 ilustran los resultados.

Tabla 34. Cortante sísmico en la base. Modelo ortogonal.

MODELO ORTOGONAL						
DEMANDA SÍSMICA	MASA TOTAL (ton)	MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE			ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO ESPECTRAL	
		Ta	Sa	Vs (KN)	Vtx (KN)	Vty (KN)
NSR-98	2720	1,095	0,275	5866,035	5823,415	4943,918
ZONA 2	2720	1,095	0,332	7087,058	7293,301	6087,624

Tabla 35. Cortante sísmico en la base. Modelo con irregularidad en planta.

MODELO CON IRREGULARIDAD EN PLANTA						
DEMANDA SÍSMICA	MASA TOTAL (ton)	MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE			ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO ESPECTRAL	
		Ta	Sa	Vs (KN)	Vtx (KN)	Vty (KN)
NSR-98	2518,52	1,3518	0,223	5514,531	5386,332	4603,889
ZONA 2	2518,52	1,3518	0,2699	6668,333	6745,480	5671,797

Tabla 36. Cortante sísmico en la base. Modelo con irregularidad en altura.

MODELO CON IRREGULARIDAD EN ALTURA						
DEMANDA SÍSMICA	MASA TOTAL (ton)	MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE			ANÁLISIS DINÁMICO ELÁSTICO ESPECTRAL	
		Ta	Sa	Vs (KN)	Vtx (KN)	Vty (KN)
NSR-98	2268,33	1,213	0,247	5496,322	5515,863	4510,285
ZONA 2	2268,33	1,213	0,2969	6606,713	6699,179	5524,802

Los requerimientos de NSR-98 respecto al cortante basal enuncian que el cortante dinámico total producto del análisis dinámico elástico espectral después de realizar la combinación modal no puede ser menor que el cortante sísmico basal hallado por el método de fuerza horizontal equivalente. En los casos encontrados en las tablas 34 a 36, donde esto no se cumpla el software realiza un ajuste proporcional a todos los parámetros de la respuesta dinámica al ejecutar el diseño estructural. Esta acción es permitida por NSR-98 en su capítulo A.5.

Una forma de analizar en que magnitud una irregularidad afecta el cortante basal es el coeficiente sísmico, que no es más que el cortante basal dividido en el peso total de la estructura. Se presentan a continuación en la tabla 37 de manera comparativa los coeficientes sísmicos para todos los modelos.

Tabla 37. Coeficientes sísmicos (Cs).

Cs				
Diseño	Dirección	Ortogonal	Irregularidad en planta	Irregularidad en altura
NSR-98	X	0.218	0.218	0.248
	Y	0.1853	0.1863	0.2026
ZONA 2	X	0.2730	0.2730	0.301
	Y	0.2281	0.2295	0.248

CAPITULO 4

METODOLOGIA DE ANALISIS ESTATICO NO LINEAL

4.1 INTRODUCCION

Las principales herramientas para analizar el comportamiento de las estructuras basado en su diseño son la demanda y la capacidad.

La demanda es la representación del movimiento del suelo debido al sismo y la capacidad es una representación de la capacidad de las estructuras para resistir la demanda sísmica.

El comportamiento estructural depende de la manera como la capacidad sea capaz de soportar la demanda. En otras palabras, la estructura debe tener la capacidad de resistir la demanda sísmica de tal manera que el comportamiento de la estructura sea compatible con los objetivos de diseño.

La capacidad total de una estructura depende de la fuerza y la capacidad de deformación de los componentes individuales de la estructura.

En la medida que se determine la capacidad de los elementos más allá de los límites elásticos el análisis es de naturaleza no lineal, tal como se requiere en el procedimiento de curva pushover. Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad (fuerza – desplazamiento) de toda la estructura. El

modelo matemático de la estructura es modificado para tener en cuenta la pérdida de resistencia de los elementos que fluyen y seguidamente una fuerza de distribución lateral es de nuevo aplicada hasta que nuevos componentes fluyan. Este procedimiento continúa hasta que la estructura comienza a ser inestable o hasta que un límite predeterminado es alcanzado como lo puede ser un desplazamiento en un punto de control.

Los movimientos sísmicos producen complejos movimientos horizontales en una estructura que pueden variar con el tiempo. Registrar estos movimientos para todos los tiempos con el fin de determinar los requerimientos estructurales de diseño es impracticable.

Tradicionalmente métodos de análisis lineal usan fuerzas laterales para representar una condición de diseño. Para métodos no lineales esto es más fácil y más directo que usar una serie de desplazamientos laterales como una condición de diseño. Para una estructura y movimiento sísmico dado, la *demanda de desplazamiento* es una estimación de la máxima respuesta esperada del edificio durante el movimiento sísmico.

Una vez definidas las curvas de capacidad y demanda se puede realizar el chequeo del comportamiento. Un chequeo de comportamiento verifica que los componentes estructurales y no estructurales no son demandados más allá de los límites de los objetivos de comportamiento por fuerzas y desplazamientos inducidos por la demanda sísmica.

4.2 DEFINICION DE LOS PUNTOS DE COMPORTAMIENTO

Un punto de comportamiento especifica el desempeño sísmico deseado de la estructura. Este punto considera estados de daño en la edificación para movimientos bruscos y fuertes del suelo, y son referidos como puntos de

comportamiento de múltiples niveles o duales. El desempeño sísmico se analiza designando un estado máximo de daño permitido para una amenaza sísmica particular. La manera de hallar un punto de comportamiento es sometiendo la estructura a un análisis estático no-lineal (curva pushover), y mediante una curva de demanda (sismo) se halla un punto de corte entre dos graficas, derivadas de los parámetros antes mencionados. La metodología es descrita mas adelante en este capítulo. El punto de comportamiento caerá dentro de algunos rangos conocidos como *Niveles de Comportamiento (Performance Levels)*.

Un Nivel de Comportamiento describe una condición de daño limitada que se considera adecuada para un edificio particular, en un movimiento del suelo particular. La condición limitante es determinada a partir del daño físico observado en el edificio, la amenaza a la vida de los ocupantes dentro del edificio debido al daño físico y el nivel de servicio del edificio después de sufrir daño (sismo).

Es definido entonces un *Comportamiento Objetivo*, consistente en el nivel de comportamiento que se espera muestre el edificio ante un sismo, después de la rehabilitación, o posterior a su diseño, queriendo conocer el comportamiento en estados no-lineales. El Comportamiento Objetivo debe diferenciarse para elementos estructurales y no estructurales. Los elementos tratados profundamente en este texto son los estructurales. La tabla 38 ilustra los niveles de comportamiento estructurales y no – estructurales, así como las diferentes combinaciones de ellos para definir un objetivo al analizar edificaciones.

Tabla 38. Niveles de Comportamiento Estructural en edificaciones. Adaptada de ATC40⁹².

NIVELES DE COMPORTAMIENTO EN EDIFICACIONES						
Niveles de Comportamiento No - Estructural	Niveles de Comportamiento Estructural					
	Ocupación Inmediata SP - 1 ▼	Control de Daño SP - 2 ▼	Seguridad de la Vida SP - 3 ▼	Seguridad Limitada SP - 4 ▼	Estabilidad Estructural SP - 5 ▼	No Considerado SP - 6 ▼
Operacional NP - A ▶	Operacional 1 - A	2 - A	NR	NR	NR	NR
Ocupación Inmediata NP - B ▶	Ocupación Inmediata 1 - B	2 - B	3 - B	NR	NR	NR
Seguridad de la Vida NP - C ▶	1 - C	2 - C	Seguridad de la Vida 3 - C	4 - C	5 - C	6 - C
Riesgos Reducidos NP - D ▶	NR	2 - D	3 - D	4 - D	5 - D	6 - D
No Considerado NP - E ▶	NR	NR	3 - E	4 - E	Estabilidad Estructural 5 - E	No Aplicable

NR = NO RECOMENDABLE

4.2.1. Niveles de Comportamiento Estructural

Existen 5 niveles de comportamiento tratados en la metodología propuesta por ATC-40⁹³, los cuales son:

⁹² ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.3-2

⁹³ Ibid., v.1

4.2.1.1. Ocupación Inmediata (Immediate Occupancy).

Llamado también nivel *SP-1*. En este estado de comportamiento, se supone que después del sismo, la estructura ha sufrido muy poco daño, un daño muy limitado. Los sistemas de soporte a carga gravitacional y lateral mantienen todas sus características y capacidades antecedentes al sismo. En cuanto a el riesgo para la vida de los ocupantes, es despreciable, y es posible la entrada y salida de personal, sin ningún peligro por fallas estructurales.

4.2.1.2. Control de Daño (Damage Control).

Denominado también *SP-2*. Este estado de comportamiento no es llamado nivel como tal, es llamado un *rango*, referido a niveles de comportamiento entre Ocupación Inmediata y Seguridad de la Vida. Un edificio en este estado puede decirse que describe daños reparables.

4.2.1.3. Seguridad de la Vida (Life Safety).

Este estado de comportamiento es llamado también *SP-3*. Describe un caso donde la estructura puede sufrir algún daño, pero existe un margen todavía considerable entre este daño y daños totales o colapso parcial de la estructura. La estabilidad estructural es conservada, componentes estructurales de importancia no han fallado, soltado o caído, amenazando la vida de personas dentro o fuera del edificio. Sin embargo, en este nivel se considera que la estructura debe ser reparada, y dichas reparaciones deben ser necesarias antes de reocupar el edificio. Estas reparaciones no siempre podrán ser económicamente viables. Para estructuras diseñadas con códigos modernos de construcción, se espera que cumplan expectativas un poco más altas que las descritas por este nivel.

4.2.1.4. Seguridad Limitada (Limited Safety).

El nivel *Seguridad Limitada (SP-4)* cae también dentro de la denominación *rango*. Describe estados de daño mas graves que *SP-3*, y menos graves que *SP-5*, situación donde la rehabilitación no llega a cumplir los requerimientos de Seguridad a la Vida, pero el estado de la estructura es mejor que para un nivel de Estabilidad Estructural (*SP-5*). La búsqueda de este nivel para una estructura puede darse en edificaciones donde llegar a un comportamiento de Seguridad a la Vida es muy costoso, o donde solo se mitiguen pocas deficiencias estructurales criticas con la rehabilitación.

4.2.1.5. Estabilidad Estructural (Structural Stability).

En este nivel se considera que la estructura esta al borde del colapso, o tiene un colapso parcial estructural. Es llamado también *SP-5*. Se considera que ha ocurrido degradación significativa del sistema estructural resistente a fuerzas laterales y perdidas de la resistencia en este. Sin embargo, el sistema estructural resistente a cargas gravitacionales esta en capacidad de sostener la demanda de fuerzas existente. El riesgo para los ocupantes es considerable, las reparaciones costosas, y en el caso de edificios muy antiguos, inviabiles en materia económica. Serán necesarias muchas reparaciones para devolver a funcionamiento un edificio en este estado de comportamiento posterior a un sismo.

4.2.1.6. Nivel No Considerado (Not Considered).

Provee un punto de partida u objetivo para cuando solo se consideran rehabilitaciones o análisis sísmicos no-estructurales. Se denomina *SP-6*.

4.2.2. Niveles de Comportamiento No Estructural

Al determinar estados de comportamiento post-sismo en estructuras por medio de la metodología de ATC-40, es preciso identificar por separado el comportamiento en el sistema estructural del desempeño en elementos no-estructurales. Este desempeño no estructural se evalúa en forma de estados a los cuales se les asignan nombres y designaciones por letras; caso contrario a los estados de comportamiento estructural los cuales son designados con nombres y números. Es importante analizar también la parte no-estructural de una edificación, consistente a grandes rasgos de elementos arquitectónicos, eléctricos, mecánicos y demás, que no son muy tenidos en cuenta a la hora de diseñar una estructura, y pueden pasar casi desapercibidos en los códigos de diseño y construcción; sin embargo un sismo puede afectar esta parte del edificio, restándole capacidad operativa, generando una cierta sensación de peligro ante elementos “suelos” y hasta inhabilitando la ocupación parcial o total del inmueble. Consideraciones de seguridad para este tipo de elementos puede llegar a ser costoso pero importante en el análisis de vulnerabilidad y nivel de comportamiento, el cual es más real y preventivo al incluir la parte no-estructural de la edificación. Estos estados son descritos a continuación.

4.2.2.1. Nivel Operacional (Operational).

Denominado también nivel *NP-A* donde después del sismo, los elementos no estructurales quedan remanentes en su lugar, sin peligro de cambiar este estado; y funcionales. Puede necesitarse algo de limpieza pero todas las instalaciones y maquinas necesarias para el funcionamiento del edificio deben estar casi al 100%.

4.2.2.2. Ocupación Inmediata (Immediate Occupancy).

Este estado también es llamado *NP-B*, y se considera que los elementos estructurales están en su sitio, aunque ciertos equipos y maquinarias pueden estar empotrados o asegurados con conexiones estructurales; su habilidad para funcionar después de movimientos fuertes se considera nula y esto limita en algo la funcionalidad del inmueble. También se considera en este estado que elementos exteriores como fachadas pueden perder amarres con el conjunto estructural pero todavía no se considera que puedan caer o generar daños graves.

4.2.2.3. Nivel de Seguridad de la Vida (Life Safety).

Llamado alternativamente estado *NP-C*, representa daños considerables a elementos no estructurales e instalaciones pero no considera colapso o caída de elementos pesados que puedan producir lesiones graves a ocupantes dentro o fuera del inmueble. Amenazas secundarias debidas a rotura de tuberías a presiones altas, tuberías de gas, escapes de tóxicos o tuberías contra incendio dañadas no se consideran. Equipos y maquinarias necesarias en el edificio no quedan en estado de funcionamiento y deben ser remplazados o reparados. Lesiones pueden ocurrir, pero amenaza de perdida de vidas no se presenta o es muy poco probable.

4.2.2.4. Nivel de Riesgos Reducidos (Reduced Hazard).

El penúltimo estado, llamado también *NP-D*, incluye daño extensivo de componentes no-estructurales e instalaciones pero no incluye la caída de elementos muy grandes que puedan afectar grupos de personas, como muros de mampostería en fachada, techos grandes en voladizo, parapetos y revestimientos. Mientras que puedan ocurrir lesiones graves pero aisladas,

el riesgo de lesiones a un número importante de personas dentro o fuera del edificio es muy bajo.

4.2.2.5. Nivel No Considerado (Not Considered).

Llamado alternativamente *NP-E*, representa elementos no tenidos en cuenta. En este caso solo se tienen en cuenta aquellos elementos que tienen efecto directo en la respuesta estructural del inmueble. La designación de No Considerado es establecida además para describir detalladamente el nivel de comportamiento estructural llamado *Estabilidad Estructural* en el cual no se consideran elementos no- estructurales.

4.3 LIMITES DE RESPUESTA

Con el fin de determinar el nivel de comportamiento de una estructura, los valores de respuesta para el análisis estático no-lineal deben ser comparados con límites para los niveles apropiados de comportamiento. Estos límites se dividen en dos categorías. Primero la categoría de aceptabilidad global que incluye los requerimientos para capacidad de carga vertical, resistencia de carga lateral y criterios de deriva. Segundo la categoría de aceptabilidad para elementos individuales, refiriéndose a estos como elementos de pórtico, muros estructurales, diafragmas y fundaciones. Estos elementos deben ser revisados para determinar que se encuentran dentro de los límites de aceptabilidad.

En general, si la respuesta calculada para un movimiento sísmico específico excede cualquiera de los límites de aceptabilidad para el edificio como un todo o para cada elemento y componente, se considera que no alcanza el nivel de comportamiento esperado. Cuando los criterios de aceptabilidad no

se cumplen, se requiere redefinir los objetivos de comportamiento o rehabilitar el edificio.

No son tenidos en cuenta los límites de respuesta para elementos no-estructurales excepto por aquellos que influyen la deriva del edificio.

4.3.1. Límites de Aceptabilidad Global.

4.3.1.1. Aceptabilidad para cargas gravitacionales.

La capacidad de carga gravitacional de la estructura debe permanecer intacta para un comportamiento aceptable en cualquier nivel de comportamiento. Cuando un elemento o componente pierde capacidad de soportar carga gravitacional, la estructura debe ser capaz de redistribuir esta carga a otros elementos propios de la estructura o del sistema de rehabilitación.

4.3.1.2. Aceptabilidad para cargas laterales.

Cuando un número significativo de elementos estructurales sufren una degradación en su resistencia, la capacidad de soportar carga lateral en el edificio es afectada. El sistema de resistencia a carga lateral del edificio incluye los efectos de la carga gravitacional que inducen desplazamiento lateral. Este sistema no debe degradarse en más del 20% de su resistencia máxima. Cuando una degradación mayor ocurre, la rehabilitación es necesaria para mitigar la degradación. Degradación de elementos secundarios no se necesita revisar para los parámetros enunciados en este inciso.

La pérdida de resistencia lateral del edificio se ocasiona por dos efectos que actúan simultáneamente. El primero es la carga gravitacional actuando a

través de desplazamientos laterales, conocido como efecto P- Δ . Este efecto es más prominente para estructuras flexibles con baja redundancia estructural y baja resistencia a carga lateral relativa al peso de la estructura. El segundo efecto es la degradación en resistencia de elementos individuales de la estructura bajo la acción de ciclos de deformación.

Cuando la resistencia del edificio se degrada al tiempo que los desplazamientos laterales se incrementan, existe una tendencia a que estos desplazamientos se acumulen en una dirección. Esta tendencia es especialmente importante para efectos de larga duración.

4.3.1.3. Aceptabilidad para deformación lateral.

Los desplazamientos en el punto de comportamiento deben compararse contra los valores encontrados en la tabla 39.

Tabla 39. Límites de deformación. Adaptada de ATC40⁹⁴.

Limite de Deriva en Entrepiso	NIVEL DE COMPORTAMIENTO			
	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de la Vida	Estabilidad Estructural
Deriva Total Máxima	0,01	0,01 - 0,02	0,02	0,33 Vi / Pi
Deriva Inelástica Máxima	0,005	0,005 - 0,015	Sin Limite	Sin Limite

⁹⁴ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.11-4

En la tabla 39 se presentan los límites de deformación para diversos niveles de comportamiento. La máxima deriva total se define como la deriva entre piso del desplazamiento en el punto de comportamiento, la máxima deriva inelástica es aquella porción de la máxima deriva total mas allá del punto de fluencia efectivo. Para el nivel de comportamiento *Estabilidad Estructural* la máxima deriva total en un piso cualquiera en el punto de comportamiento no debe superar la relación $0.33 \cdot V_i / P_i$ donde V_i es la fuerza cortante total en el piso i y P_i es la carga gravitacional total en el piso i .

4.3.2. Límites de respuesta para elementos individuales.

En esta sección se definirán los elementos como primarios y secundarios, además se presenta información general sobre chequeos de resistencia y deformación.

Cada elemento debe ser revisado para determinar individualmente si los componentes satisfacen los requerimientos de aceptabilidad bajo las cargas y deformaciones en un punto de comportamiento.

4.3.2.1. Aproximación general para la aceptación de componentes

4.3.2.1.1. Elementos y componentes primarios y secundarios.

Cada elemento y componente es clasificado como primario y secundario, dependiendo de si el elemento aporta al sistema de resistencia lateral en manera significativa en el punto de comportamiento o cerca de él. Elementos y componentes que proveen resistencia o rigidez lateral a la estructura en una porción importante en el punto de comportamiento son considerados primarios. Los elementos y componentes restantes son considerados secundarios.

Componentes primarios y secundarios son definidos en términos de la importancia para el comportamiento del edificio, mas no en términos de rigidez o resistencia, y tampoco en la prioridad de modelamiento.

4.3.2.1.2. Resistencia del componente.

Para componentes donde rige un comportamiento dúctil controlado por deformación, la respuesta inelástica es aceptable mientras los límites de aceptabilidad no sean excedidos.

En manera mas precisa, los resultados producto del análisis deben ser revisados para asegurar que endurecimientos por deformación en el modelo analítico no generen acciones internas irreales que provean de mas resistencia a los elementos. Para componentes donde rige un comportamiento frágil controlado por fuerza, los elementos deben ser modelados con degradación en la resistencia después de alcanzar su capacidad pico.

4.3.2.1.3. Capacidad de deformación del componente.

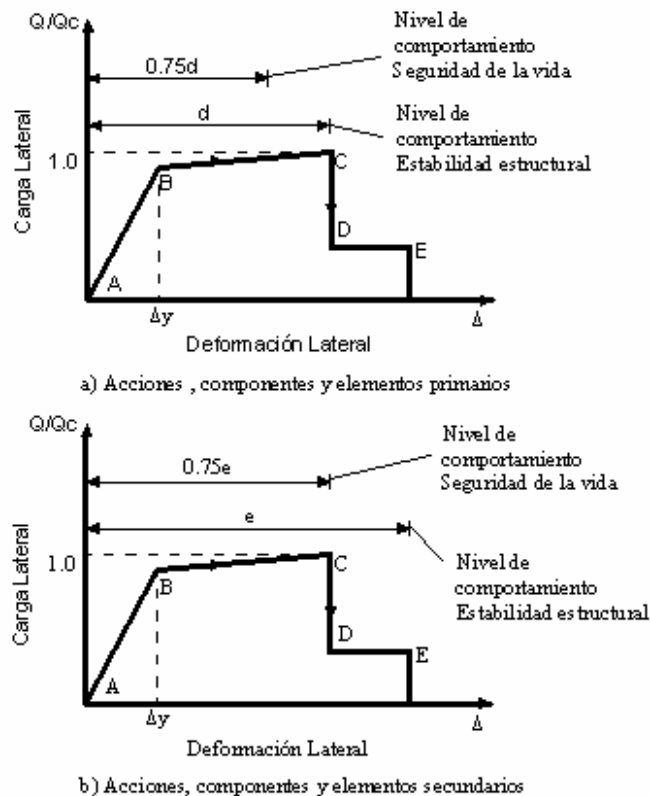
En deformaciones calculadas para un componente no se permite que exceda las deformaciones límites para un determinado nivel de comportamiento. La figura 51 ilustra los criterios de aceptabilidad en la relación carga – deformación para componentes primarios y secundarios. Los criterios de aceptabilidad para deformación deben establecerse de la siguiente manera:

⇒ **Elementos y componentes primarios:** La capacidad de deformación del componente en el nivel de comportamiento *Estabilidad Estructural* es definida como una deformación cuando una significativa degradación de la resistencia a la carga lateral comienza. La capacidad de deformación del componente en

el nivel de comportamiento *Seguridad de la Vida* es definida como el 75% de la deformación en el nivel de *Estabilidad Estructural*.

⇒ **Elementos y componentes secundarios:** La capacidad de deformación del componente en el nivel de comportamiento *Estabilidad Estructural* es definida como la deformación donde la capacidad de soportar la carga vertical es perdida. La capacidad de deformación en el nivel de comportamiento *Seguridad a la Vida* es definida como el 75% de la deformación en el nivel de *Estabilidad Estructural*.

Figura 51. Criterios típicos de aceptabilidad relacionando carga y deformación .Adaptada de ATC-40⁹⁵.



⁹⁵ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.11-8

4.3.2.2. Aceptabilidad para pórticos de viga-columna.

La aceptabilidad debe considerar la resistencia y la capacidad de deformación de vigas, columnas, nodos y otros elementos, considerando también la conexión con elementos adyacentes. La metodología para definir la aceptabilidad debe considerar al menos lo siguiente:

⇒ Respuesta flexo-axial de vigas y columnas que debe incluir la manera en que el mecanismo fluye y cálculos de resistencia inelástica y demandas de rotación.

⇒ La respuesta al cortante de vigas y columnas, en los extremos del componente o elemento y en localizaciones intermedias a lo largo de la luz donde el refuerzo cambia.

⇒ Acción sobre los nodos considerando el equilibrio de fuerzas provenientes de vigas y columnas dentro del nodo.

⇒ Idoneidad de las longitudes de desarrollo, longitudes de empalme y recubrimiento de refuerzo longitudinal y transversal en vigas columnas y nodos.

⇒ Potencial para perder capacidad de carga gravitacional debido a la falla en vigas, columnas y nodos.

Los principales casos de colapso en pórticos viga-columna son fallas en columnas y nodos. La evaluación debe enfocarse especialmente en la flexión, cortante y acciones de no confinamiento del refuerzo longitudinal

debido a un refuerzo transversal inadecuado, y acciones de cortante en nodos con mínimo refuerzo transversal.

4.4 PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR EL PUNTO DE COMPORTAMIENTO

4.4.1. Determinación de la capacidad.

La capacidad de la estructura es representada por la curva pushover. La forma mas conveniente para graficar la curva fuerza – desplazamiento es registrando el cortante en la base y el desplazamiento en la cubierta.

La curva de capacidad es por lo general construida para representar el primer modo de respuesta de la estructura basado en la asunción de que el modo fundamental de vibración es el que predomina en la respuesta de la estructura. Esto es generalmente valido para edificaciones donde el periodo fundamental de vibración esta por encima y alrededor de un segundo. Para edificios más flexibles con un periodo fundamental mucho más grande que un segundo, el análisis debe considerarse al modo de efectos más altos.

Los pasos para determinar la curva de capacidad son los siguientes:.

- 1.** Crear un modelo computarizado de la estructura.
- 2.** Clasificar cada elemento de la estructura como primario y secundario.
- 3.** Aplicar las fuerzas laterales por piso en la estructura en proporción al producto de la masa y en la forma del modo fundamental. Este análisis debe incluir además las fuerzas gravitacionales. Este procedimiento se puede desarrollar de la siguiente forma:

a) Simplemente aplicar una fuerza individual horizontal concentrada en el último nivel de la estructura.

b) Aplicar las fuerzas laterales a cada uno de los pisos en proporción a la altura de cada piso y a partir de la carga concentrada en el último nivel de la estructura ($F_x = [W_x \cdot H_x / \sum W_x \cdot H_x] \cdot V$).

c) Aplicar las fuerzas laterales en proporción al producto de las masas por piso y el primer modo de vibración del modelo elástico de la estructura ($F_x = [W_x \cdot \Phi_x / \sum W_x \cdot \Phi_x] \cdot V$).

d) Lo mismo del paso **c** llevándolo hasta la primera fluencia. Para cada incremento más allá de la fluencia, ajustar las fuerzas que sean consistentes con los cambios de la deformada.

e) Similar a los pasos **c** y **d** anteriores, pero incluyendo los efectos de los modos de vibración más altos en la determinación de la fluencia de los elementos estructurales individuales mientras se grafica la curva de capacidad para el edificio en términos de fuerzas laterales y desplazamientos del primer modo.

El paso **d** puede ser requerido para edificios con pisos débiles y el paso **e** puede ser requerido para edificios altos o para aquellos con irregularidades tales que causen una significativa participación de otros modos de vibración distintos al modo fundamental.

4. Calcular las fuerzas en los miembros para las combinaciones de requeridas de carga vertical y lateral.

5. Ajustar el nivel de carga lateral tanto que algún elemento (o grupo de elementos) sea esforzado hasta encontrarse dentro del 10% de la carga de este miembro.

El elemento puede ser, por ejemplo, una junta de un pórtico resistente a momento o un muro de cortante. Teniendo un alargamiento significativo el elemento cargado, se considera incapaz de tomar carga lateral adicional. Para estructuras con muchos elementos, registrar y seguir el análisis para cada elemento que fluye amerita mucho tiempo y es innecesario. En casos semejantes, los elementos deben ser agrupados por puntos de fluencia similares. La mayoría de las estructuras pueden ser analizadas usando menos de 10 secuencias de carga y descarga, generalmente en estructuras simples se requieren solo de 3 a 4 secuencias.

6. Registrar el cortante en la base y el desplazamiento en el último piso de la estructura.

7. Revisar el modelo usando una rigidez muy pequeña o cero para los elementos que ya fluyeron.

8. Aplicar un nuevo incremento de carga lateral semejante a la estructura ya revisada hasta que otro elemento (o grupo de elementos) fluyan.

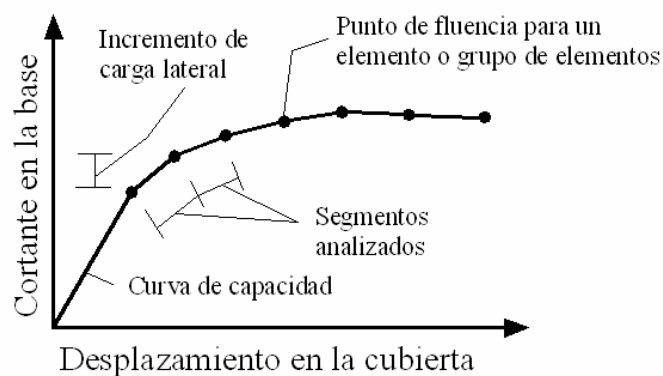
Las fuerzas y rotaciones actuales por elemento al principio de un incremento son iguales a aquellos al final de un incremento previo. Sin embargo, cada aplicación de un incremento de carga lateral se considera como un análisis separado que comienza a partir de condiciones de cero inicial. Así, para determinar cuando el siguiente elemento fluye, es necesario sumar las fuerzas del análisis en marcha al total de aquellos incrementos previos. Similarmente, para determinar la rotación de los elementos, es necesario

sumar las rotaciones del análisis en marcha al total de las rotaciones de los incrementos previos.

9. Sumar el incremento de carga lateral y el correspondiente incremento de desplazamiento en el último piso al total previo para obtener el valor acumulado del cortante en la base y desplazamiento en el último piso.

10. Repetir los pasos 7, 8 y 9 hasta que la estructura llegue a un estado último, que puede ser inestabilidad debido a los efectos $P-\Delta$, deflexiones considerables más allá del nivel de comportamiento deseado, un elemento (o grupo de elementos) alcanzando un nivel de deformación lateral donde una significativa degradación de la resistencia comienza o que llegan a un nivel de deformación lateral tal que su capacidad de soporte ante cargas gravitacionales se pierde. Una grafica de capacidad modelo se ilustra en la figura 52.

Figura 52. Curva Modelo de capacidad .Adaptada de ATC-40⁹⁶.

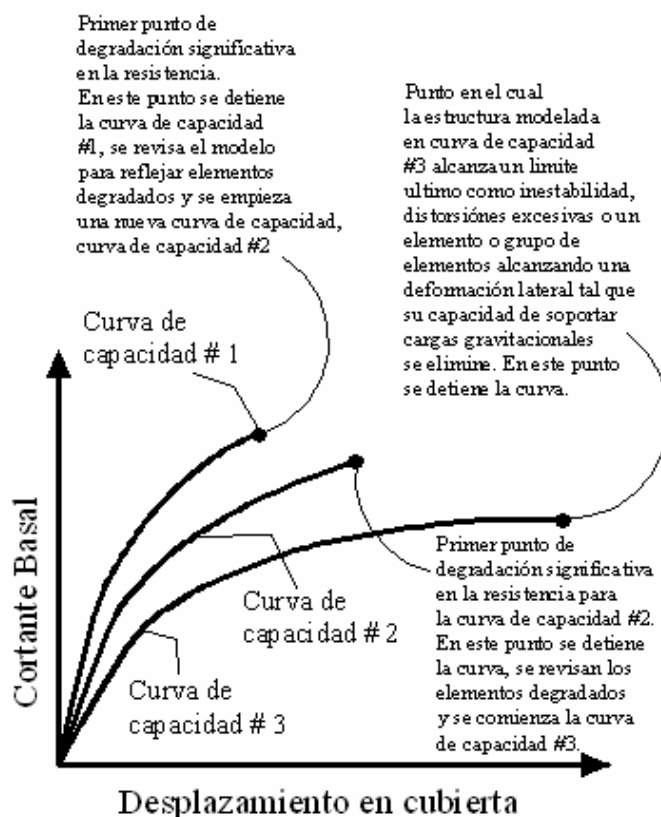


11. Modelamiento explícito de degradación global en la resistencia. Si el incremento de la carga fue detenido en el paso 10 como resultado de llevar la

⁹⁶ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.8-6

estructura a un nivel de deformación lateral donde toda o una parte significativa de carga en los elementos no puede ser resistida, es decir, la resistencia en los elementos ha sido significativamente degradada; entonces la rigidez de esos elementos se reduce o elimina. Una nueva curva de capacidades es generada, comenzando a partir del paso 3 de este proceso paso a paso. Deben crearse varias curvas pushover adicionales como necesidad para una adecuada definición de la totalidad de la pérdida de resistencia, cuando el análisis se oriente en esta dirección. Un ejemplo cualitativo de esto se consigna en la figura 53.

Figura 53. Curvas de capacidad múltiples requeridas para el modelamiento explícito de degradación global en la resistencia. Adaptada de ATC-40⁹⁷.



⁹⁷ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.8-6

4.4.2. Determinación de la demanda.

El desarrollo de una curva de capacidad para un edificio existente es extremadamente útil para el ingeniero, proporciona un panorama acerca de las características de comportamiento de los edificios y orienta hacia métodos de rehabilitación. Sin embargo, para juzgar la aceptabilidad para un objetivo de comportamiento dado, ya sea para la condición en sitio o en una estrategia de rehabilitación; el máximo desplazamiento probable para un sismo especificado debe ser estimado.

El documento FEMA-273⁹⁸ sugiere un método para determinar la demanda basado en la aplicación de coeficientes para los desplazamientos elásticos. Este método es una opción alternativa al propuesto por ATC-40.

De todas formas, después de considerar las muchas posibilidades de variación de los sismos, propiedades de los materiales y modelamiento matemático de los elementos estructurales, las diferencias entre los resultados obtenidos por este método y el *método del espectro de capacidad* del ATC-40 en la mayoría de los casos es insignificante⁹⁹.

El método del espectro de capacidad está basado en encontrar un punto en el espectro de capacidad que sea común entre este y el espectro de respuesta a la demanda, reducida la demanda por los efectos no lineales.

El *desplazamiento de demanda* en el método del espectro de capacidad ocurre en un punto en el espectro de capacidad llamado punto de comportamiento, este punto representa la condición para la cual la capacidad

⁹⁸ NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273.

⁹⁹ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.8-7

sísmica de la estructura es igual a la demanda sísmica impuesta a la estructura por un determinado sismo.

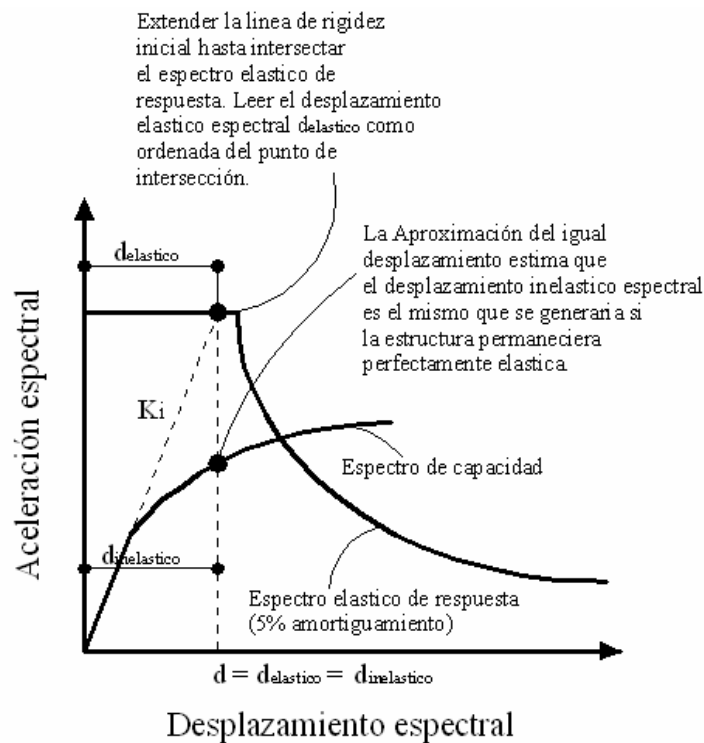
Una estimación del desplazamiento debido a una demanda sísmica puede hacerse usando una simple técnica llamada *Aproximación del igual desplazamiento*. Esta aproximación es basada en la suposición que el desplazamiento inelástico es el mismo como debería ocurrir si la estructura se mantuviera perfectamente elástica. Se detalla en la figura 54.

En algunos casos, particularmente en el rango de periodos largos ($T > 1.0$ seg), la simple suposición del igual desplazamiento usualmente proporciona resultados similares que el espectro de capacidad y el método de los coeficientes. En otros casos, exactamente en los de periodos cortos ($T < 1.0$ seg) los desplazamientos obtenidos por la aproximación del igual desplazamiento puede ser significativamente diferente para resultados obtenidos usando los métodos del espectro de capacidad y el de los coeficientes.

La aproximación del igual desplazamiento es a menudo una herramienta útil para estimar una aproximación inicial al punto de comportamiento en el procedimiento de iteración del espectro de capacidad.

El desplazamiento obtenido usando el método de los coeficientes de desplazamiento es igual al desplazamiento obtenido usando la aproximación del igual desplazamiento modificado por varios coeficientes.

Figura 54. Aproximación del igual desplazamiento. Adaptada de ATC-40¹⁰⁰.



4.4.3. Conversión de la curva de capacidad y del espectro de demanda a formato ADRS.

Para usar el método del espectro de capacidad es necesario convertir la curva de capacidad, que esta en términos de cortante en la base y desplazamiento en el último piso a una representación en términos de aceleración y desplazamiento espectral (S_a contra S_d).

Para desarrollar el espectro de capacidad a partir de la curva pushover es necesario hacer una conversión punto a punto para las coordenadas del primer modo espectral. Cualquier punto V_i (cortante), Δ_{roof} (desplazamiento

¹⁰⁰ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.8-8

en cubierta) en la curva de capacidad es convertida en su correspondiente punto S_{ai} , S_{di} en el espectro de capacidad usando las ecuaciones:

$$PF1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i \phi_{i1}}{g} \right]}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (4-1)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i \phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{W_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (4-2)$$

$$S_{ai} = \frac{\left[\frac{V_i}{W} \right]}{\alpha_1} \quad (4-3)$$

$$S_{di} = \frac{\Delta_{roof}}{PF1 * \phi_{1,roof}} \quad (4-4)$$

Donde:

$PF1$ = factor de participación modal para el primer modo natural.

α_1 = coeficiente modal de masa para el primer modo natural.

W_i/g = masa asignada al nivel i .

ϕ_{i1} = amplitud del modo 1 al nivel i .

N = nivel N , numero total de pisos de la estructura.

V = cortante en la base.

W = carga muerta del edificio mas la correspondiente carga viva.

Δ_{roof} = desplazamiento en el ultimo nivel.

S_a = aceleración espectral.

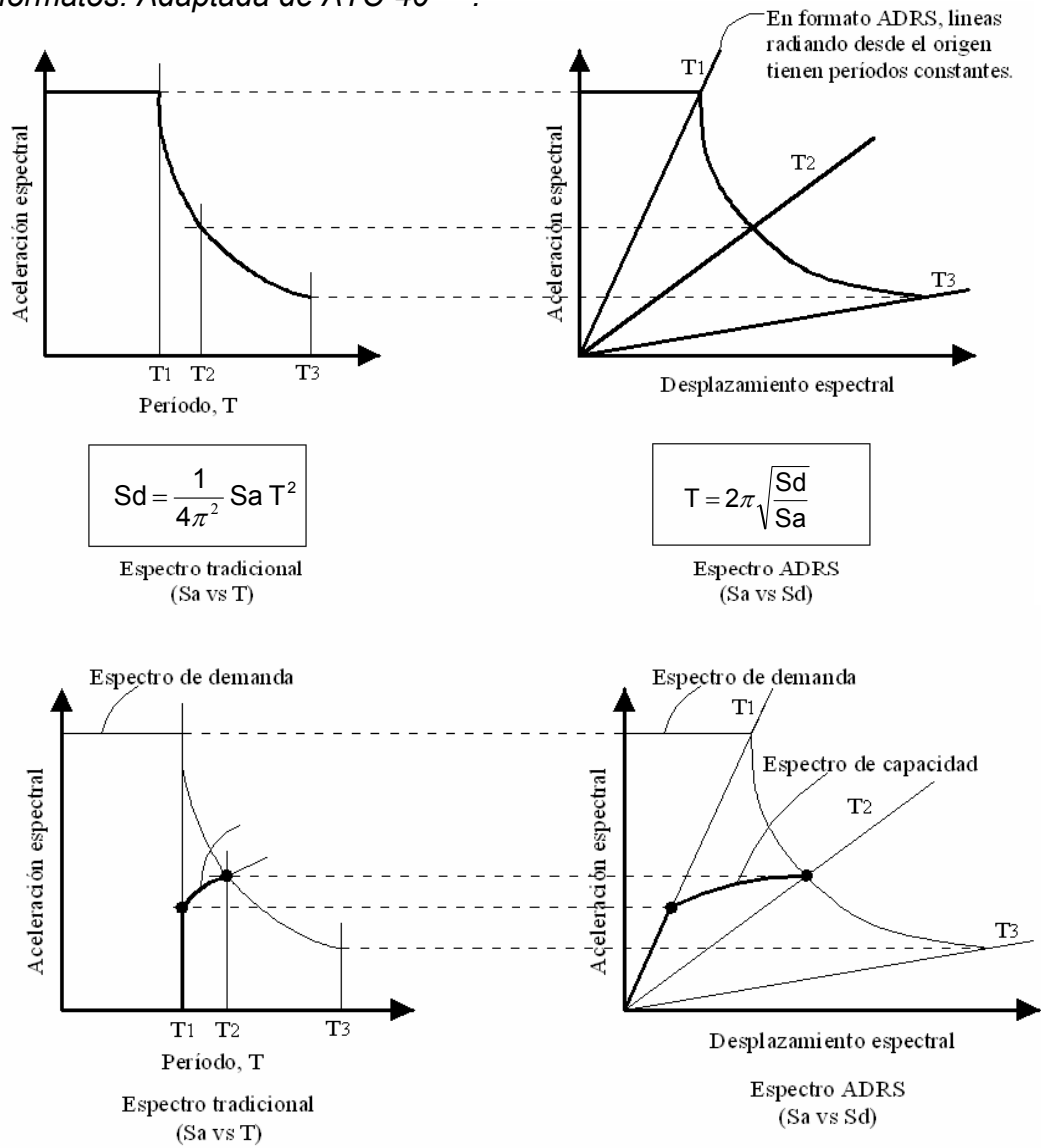
S_d = desplazamiento espectral.

Para convertir el espectro de respuesta de un formato S_a vs T al formato ADRS, es necesario determinar el valor de S_{di} para cada punto en la curva S_{ai} , T_i . Esto se puede hacer con la ecuación:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g \quad (4-5)$$

De esta forma se pueden graficar al mismo tiempo en un formato S_a vs S_d el espectro de capacidad y el espectro de respuesta para un amortiguamiento del 5% y así poder hallar el punto de comportamiento con los procedimientos explicados mas adelante. La figura 55 ilustra el espectro de demanda y la curva de capacidad en ambos formatos.

Figura 55. Espectro de respuesta en formato tradicional y ADRS, junto con el espectro de capacidad sobrepuesto sobre la demanda, en ambos formatos. Adaptada de ATC-40¹⁰¹.



¹⁰¹ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.8-11

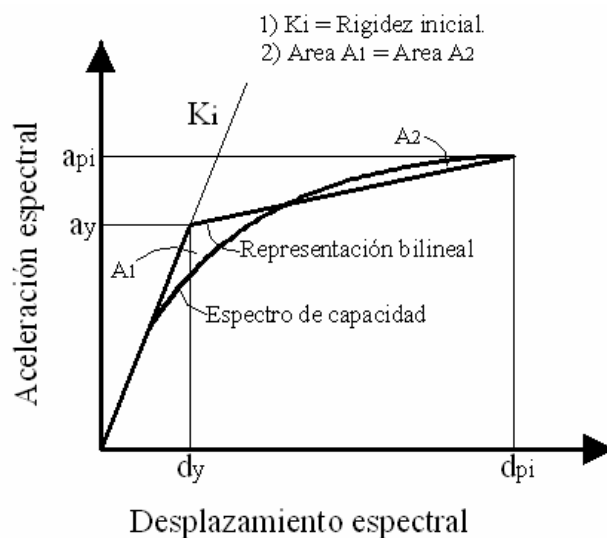
4.4.4. Reducción del espectro de demanda.

4.4.4.1. Representación bilineal del espectro de capacidad.

Una representación bilineal del espectro de capacidad es necesaria para estimar el amortiguamiento efectivo y lograr una apropiada reducción del espectro de demanda. La construcción de una representación bilineal requiere la definición de los puntos a_{pi} , d_{pi} . Este punto es una aproximación del punto de comportamiento realizada por el ingeniero para desarrollar un espectro de respuesta a la demanda reducido. Si el espectro de demanda reducido intersecta el espectro de capacidad en el punto estimado a_{pi} , d_{pi} entonces ese punto es el punto de comportamiento. A menudo, la aproximación del igual desplazamiento puede usarse para hacer una aproximación de a_{pi} , d_{pi} .

La figura 56 ilustra el procedimiento para construir la representación bilineal. Primero se dibuja una línea a partir del origen cuya pendiente es la rigidez inicial del edificio (comportamiento elástico). A continuación se traza una segunda línea a partir del punto aproximado a_{pi} , d_{pi} . La pendiente de la segunda línea se obtiene cuando esta se intercepte con la primera línea, en los puntos a_y , d_y de tal forma que el área designada $A1$ debe ser aproximadamente igual al área designada $A2$. Tratar de obtener un área $A1$ igual al área $A2$ es igual que tener un área igual debajo del espectro de capacidad y su representación bilineal, esto es, obtener igual energía asociada a cada curva.

Figura 56. Representación Bilineal del espectro de capacidad para el Método del Espectro de Capacidad. Adaptada de ATC-40¹⁰².



4.4.4.2. Estimación del amortiguamiento.

El amortiguamiento que ocurre cuando un movimiento sísmico conduce a la estructura a un rango inelástico puede verse como una combinación de amortiguamiento viscoso que es inherente en la estructura y de amortiguamiento histerético. El amortiguamiento histerético es relativo al área dentro del ciclo que se forma cuando la fuerza del sismo es graficada contra el desplazamiento de la estructura. El amortiguamiento histerético puede ser representado como un equivalente de amortiguamiento viscoso.

El amortiguamiento viscoso equivalente, β_{eq} , asociado con un desplazamiento máximo de d_{pi} , puede ser estimado a partir de la siguiente ecuación:

$$* \beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (4-6)$$

¹⁰² ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.8-8

Ecuación en que:

⇒ β_0 = Amortiguamiento histerético representado como un amortiguamiento viscoso equivalente. Calculado con:

$$* \beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{so}} \quad (4-7)$$

Donde:

E_D = energía disipada por el amortiguamiento.

E_{so} = máxima energía de deformación.

⇒ 0.05 = 5% de amortiguamiento viscoso inherente a la estructura (se asume constante).

El significado físico de los términos E_D y E_{so} en la ecuación 4-6 son ilustrados en la figura 57. E_D es la energía disipada por la estructura en un solo ciclo de movimiento, esto es, el área encerrada por un solo ciclo de histéresis. E_{so} es al máxima energía de deformación asociada a ese ciclo de movimiento, es decir, el área sombreada en el triángulo. Bajo estas consideraciones y tomando como referencia las figuras 57 y 58 las expresiones para E_D y E_{so} son:

$$E_D = 4 \times (a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad (4-8)$$

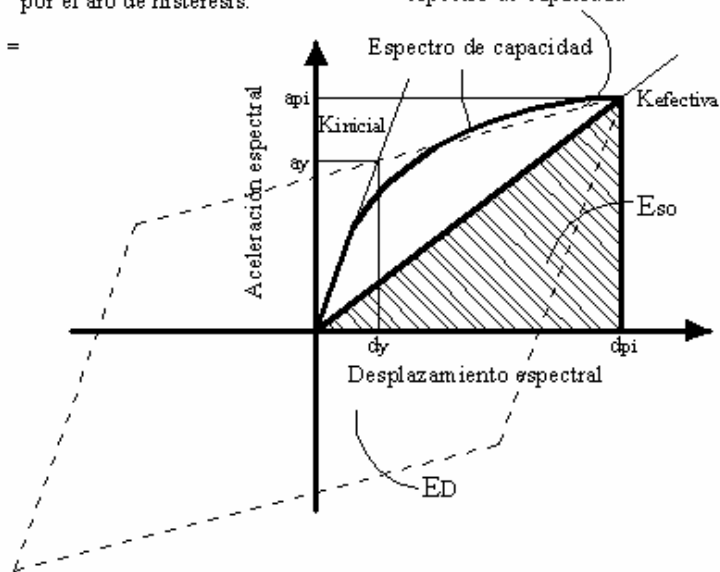
$$E_{so} = a_{pi} d_{pi} / 2 \quad (4-9)$$

Figura 57. Derivación del amortiguamiento para reducción espectral.
Adaptada de ATC-40¹⁰³.

ED = Energía disipada por amortiguamiento.
= Área encerrada por el aro de histéresis.
= Área del paralelogramo.

E_{so} = Máxima energía por deformación.
= Área del triángulo sombreado.
= $a_{pi}d_{pi} / 2$

β_{eq} = Amortiguamiento viscoso equivalente asociado con el área total encerrada por el aro de histéresis.
=



Reemplazando las ecuaciones 4-8 y 4-9, en la ecuación 4-7 y esta en la ecuación 4-6, se obtiene la siguiente expresión para β_{eq} (amortiguamiento viscoso equivalente):

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (4-10)$$

¹⁰³ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.8-14

Figura 58. Derivación de energía disipada por amortiguamiento, E_D .

Adaptada de ATC-40 ¹⁰⁴.

E_D = Área encerrada por el aro de histéresis.

= Área del paralelogramo grande.

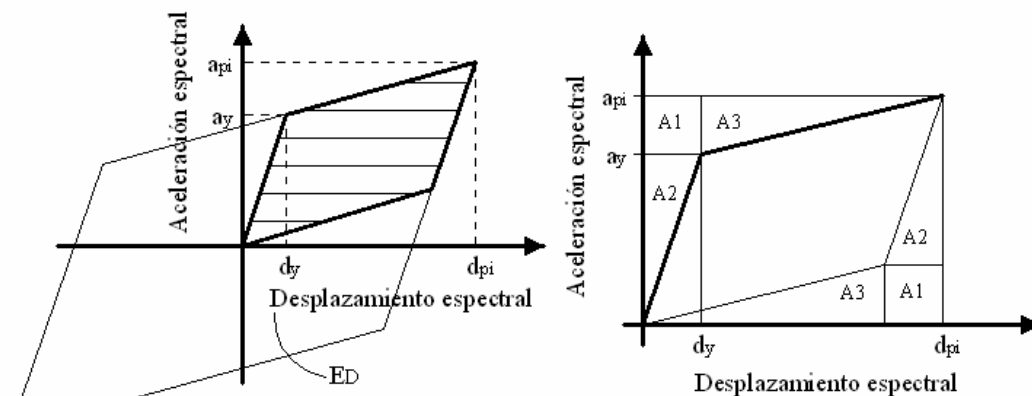
= 4 veces el área del paralelogramo sombreado.

Formulas para las áreas designadas :

$$A1 = (a_{pi} - a_y) * d_y$$

$$A2 = (a_y * d_y) / 2$$

$$A3 = [(a_{pi} - a_y) * (d_{pi} - d_y)]$$



Derivación de la energía disipada por amortiguamiento, E_D .

Los valores de amortiguamiento viscoso equivalente obtenidos con la ecuación 4-10 pueden ser usados para calcular los factores de reducción espectral usando relaciones desarrolladas por Newmark y Hall ¹⁰⁵. Para valores menores del 25% de amortiguamiento, los factores de reducción espectral calculados usando los valores de β_{eq} a partir de la ecuación 4-10 y las ecuaciones de Newmark y Hall son consistentes con factores similares contenidos en otros documentos como FEMA, UBC y NEHRP.

La idealización del ciclo de histéresis mostrada en la figura 57 es una razonable aproximación de la ductilidad de un edificio sujeto a un movimiento sísmico relativamente corto (sin suficientes ciclos para producir una degradación significativa de la resistencia de los elementos) y con un amortiguamiento viscoso equivalente menor del 30%.

¹⁰⁴ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.8-15

¹⁰⁵ Ibid., p.8-15

Para otras condiciones distintas a la anterior, el ciclo de histéresis de la figura 57 sobrestima el amortiguamiento viscoso equivalente, ya que un movimiento sísmico de mayor prolongación produce una degradación mayor de los elementos lo que lleva a una reducción en el área debajo del ciclo de histéresis.

Se hace necesario simular el comportamiento del ciclo de histéresis para este tipo de estructuras poco dúctiles o sometidas a movimientos sísmicos de larga duración mediante la alteración del concepto de amortiguamiento viscoso equivalente usando un factor de modificación del amortiguamiento, k . Por tal motivo se define el amortiguamiento viscoso efectivo, que es la ecuación de amortiguamiento viscoso equivalente modificada por el factor k , así:

$$\beta_{eq} = k\beta_o + 0.05 = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (4-11)$$

El factor k depende del comportamiento estructural del edificio, que a su vez depende del sistema de resistencia sísmica y la duración del movimiento sísmico. El documento ATC-40 define por simplicidad tres categorías de comportamiento estructural. El comportamiento estructural tipo **A** representa una estructura estable, con un ciclo de histéresis completamente análogo al mostrado en la figura 57, asignándosele un valor a k de 1.0. El comportamiento estructural tipo **B** representa una moderada reducción del área en el ciclo de histéresis y se le otorga un valor a k de 2/3. El comportamiento estructural tipo **C** representa un pobre comportamiento histerético con una sustancial reducción del área del ciclo para un k de 1/3. Los valores de k dependiendo del comportamiento estructural se consignan en la tabla 40.

Tabla 40. Valores para el factor modificador de amortiguamiento k . Adaptada de ATC40¹⁰⁶.

Tipo de Comportamiento Estructural	β_0 Porcentaje	κ
Tipo A	$\leq 16,25$	1,0
	$> 16,25$	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0,67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier Valor	0,33

4.4.4.3. Derivación numérica de la reducción espectral.

Las ecuaciones para los factores de reducción SR_A y SR_V son:

$$SR_A = \frac{1}{B_S} \approx \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12}$$

$$= \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[\frac{63.7 k (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \geq Valor \rightarrow \text{tabla 4 - 4}$$

¹⁰⁶ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.8-17

$$SR_V = \frac{1}{B_L} \approx \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65}$$

$$= \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[\frac{63.7 k (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \geq Valor \rightarrow \text{tabla 4 - 4}$$

La tabla 41 contiene los valores mínimos permitidos de SR_A y SR_V dependiendo del tipo de comportamiento estructural definido anteriormente.

Tabla 41. Valores mínimos permitidos de SR_A y SR_V . Adaptada de ATC40¹⁰⁷.

Tipo de Comportamiento Estructural	SR_A	SR_V
Tipo A	0,33	0,50
Tipo B	0,44	0,56
Tipo C	0,56	0,67

En la figura 59 se observa la comparación entre el espectro de demanda y el espectro de demanda reducido.

La selección de un tipo de comportamiento estructural depende tanto de la calidad de los elementos primarios del sistema de resistencia sísmica como de la duración del sismo. En la tabla 42 se observa la clasificación de las estructuras en tipos de comportamientos estructurales según la duración del sismo y según la situación en la que se encuentren las edificaciones. El primer tipo corresponde a *Edificaciones Esencialmente Nuevas*, representando edificios con un sistema de resistencia lateral nuevo y diseño

¹⁰⁷ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.8-17

según códigos modernos. El tercer tipo corresponde a *Edificaciones Pobres Existentes*, representa edificios existentes con un sistema de resistencia lateral con comportamiento histerético desconocido o no confiable con degradación conocida. El segundo tipo representa *Edificaciones Promedios Existentes*, debe usarse en otros casos, y es el más apropiado para la mayoría de los edificios existentes a rehabilitar.

Figura 59. Espectro de respuesta reducido. Adaptada de ATC-40¹⁰⁸.

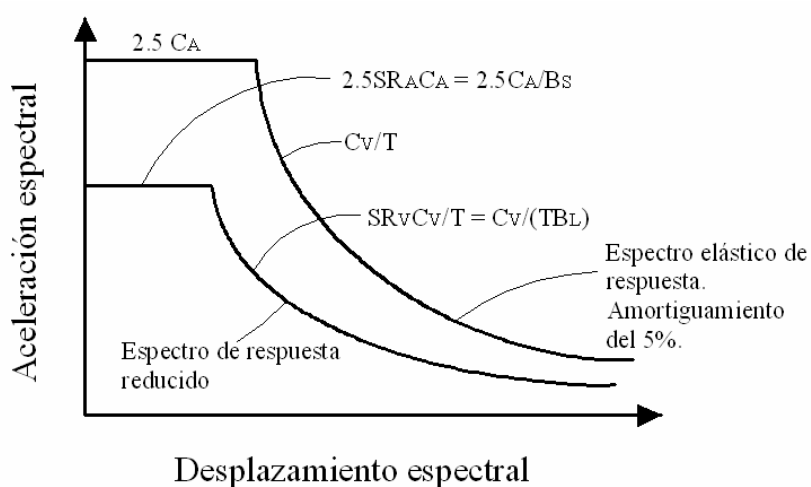


Tabla 42. Tipos de comportamiento estructural. Adaptada de ATC40¹⁰⁹.

Duración del Sismo	Edificaciones Esencialmente Nuevas	Edificaciones Promedios Existentes	Edificaciones Pobres Existentes
Corta	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Larga	Tipo B	Tipo C	Tipo C

4.4.5. Intercepción del espectro de capacidad y el espectro de demanda.

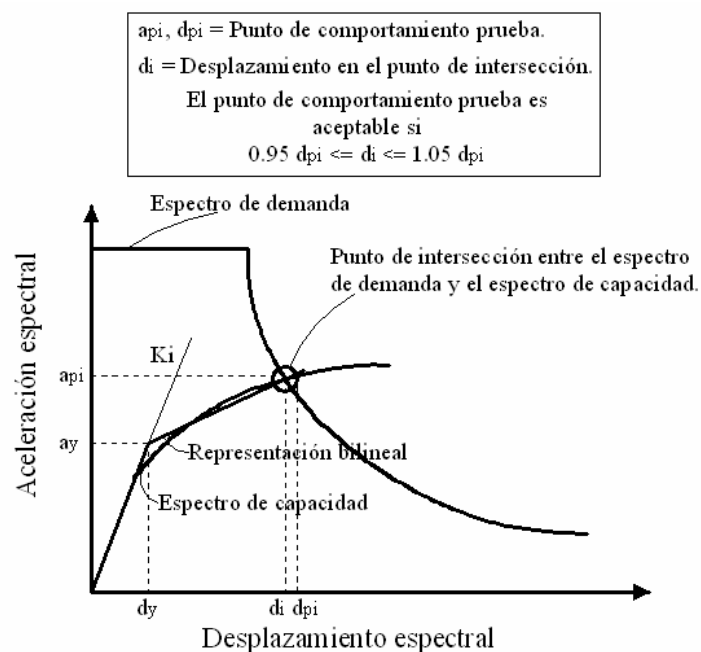
¹⁰⁸ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.8-16

¹⁰⁹ Ibid., p.8-19

Cuando el desplazamiento en la intersección entre el espectro de demanda y el espectro de capacidad, d_i , se encuentra dentro del 5% ($0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$) del desplazamiento del punto de comportamiento prueba, a_{pi} , d_{pi} ; d_{pi} es el punto de comportamiento. Si la intersección entre el espectro de demanda y el espectro de capacidad no se encuentra dentro de una tolerancia aceptable, entonces un nuevo punto a_{pi} , d_{pi} es seleccionado y el proceso es repetido.

En la figura 60 se ilustra el concepto. El punto de comportamiento representa el máximo desplazamiento estructural esperado para la demanda sísmica.

Figura 60. Punto de intersección de la demanda y el espectro de capacidad dentro de una tolerancia aceptable. Adaptada de ATC-40 ¹¹⁰.



¹¹⁰ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.8-21

4.4.5.1. Procedimientos para determinar el punto de comportamiento.

El documento ATC-40 muestra tres procedimientos para determinar el punto de comportamiento, y explica que el uso de un procedimiento u otro es según lo prefiera la persona o según lo indique un criterio de ingeniería. A continuación se presentan las características generales de cada procedimiento:

⇒ Procedimiento A:

- El más claro, mas transparente y mas directo en la aplicación de la metodología.
- Es un método analítico.
- Conveniente para programar hojas de cálculo.
- Puede ser el mejor procedimiento para comenzar por que es mas directo y el mas fácil de entender.

⇒ Procedimiento B:

- Es un método analítico.
- Tan simple como el procedimiento A debido a que se asumen algunas simplificaciones (siempre validas).
- Más conveniente para programar hojas de cálculo.

- Presenta una transparencia razonable de la aplicación del método.
- Los usuarios de este método deben entender totalmente las presunciones inherentes utilizadas.

⇒ **Procedimiento C:**

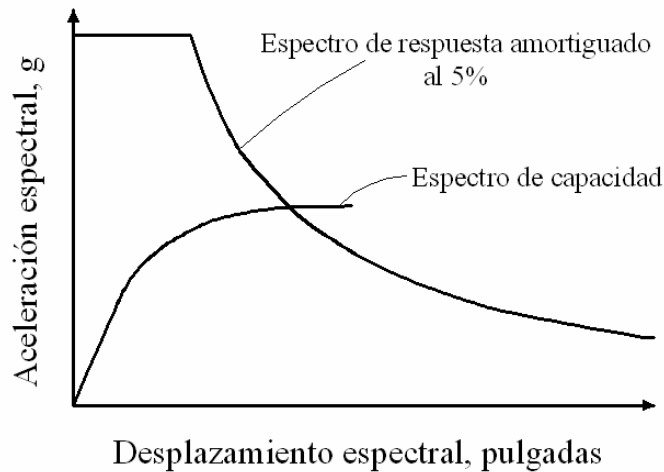
- Método gráfico.
- El método más conveniente para un análisis a mano.
- No es conveniente para programar hojas de cálculo.
- Aplicación menos transparente de la metodología.

4.4.5.1.1. Cálculo del punto de comportamiento usando el procedimiento A.

En este procedimiento, la iteración puede ser hecha por métodos manuales o por hojas de cálculo para converger al punto de comportamiento. Este procedimiento requiere de los siguientes pasos:

1. Desarrollar el espectro de respuesta del 5% de amortiguamiento apropiado para el sitio.
2. Transformar la curva de capacidad en un espectro de capacidad. Graficar el espectro de capacidad en la misma gráfica del espectro de respuesta del 5% de amortiguamiento (figura 61).

Figura 61. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 2.
Adaptada de ATC-40 ¹¹¹.



3. Seleccionar un punto inicial para el punto de comportamiento a_{pi} , d_{pi} . Una primera opción del punto a_{pi} , d_{pi} puede ser el desplazamiento obtenido usando la aproximación del igual desplazamiento (figura 54), o bien puede ser el punto final en el espectro de capacidad, así como cualquier otro punto basado en el criterio del ingeniero.
4. Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad usando el procedimiento ya descrito (figura 62).
5. Calcular los factores de reducción espectral y graficar el espectro de respuesta reducido en la misma grafica donde se encuentra el espectro de capacidad (figura 63).

¹¹¹ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.8-22

Figura 62. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 4.
Adaptada de ATC-40 ¹¹².

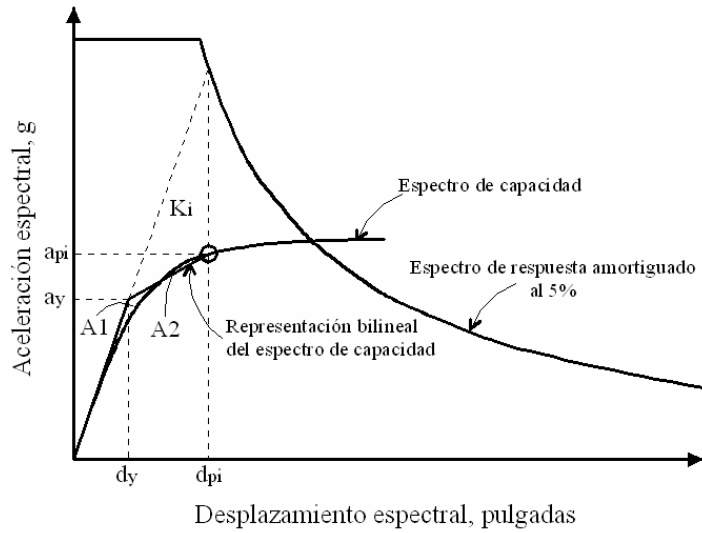
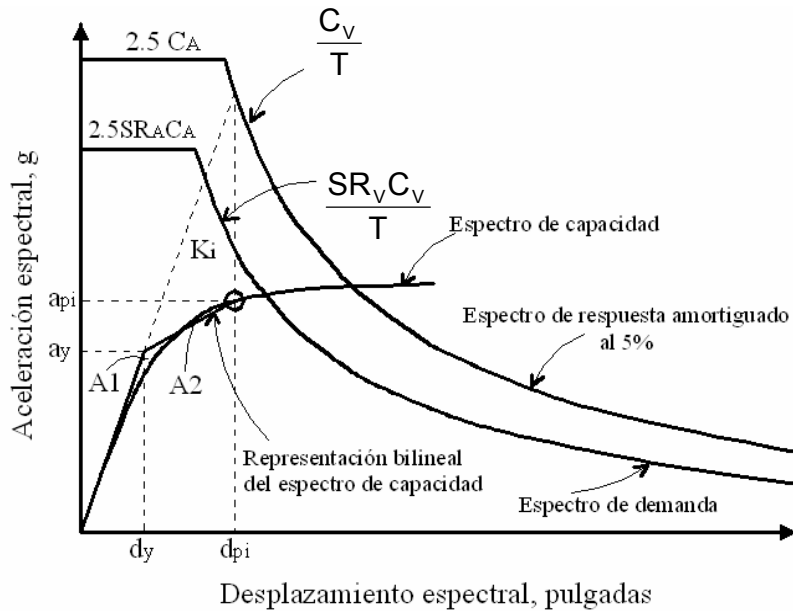


Figura 63. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 5.
Adaptada de ATC-40 ¹¹³.



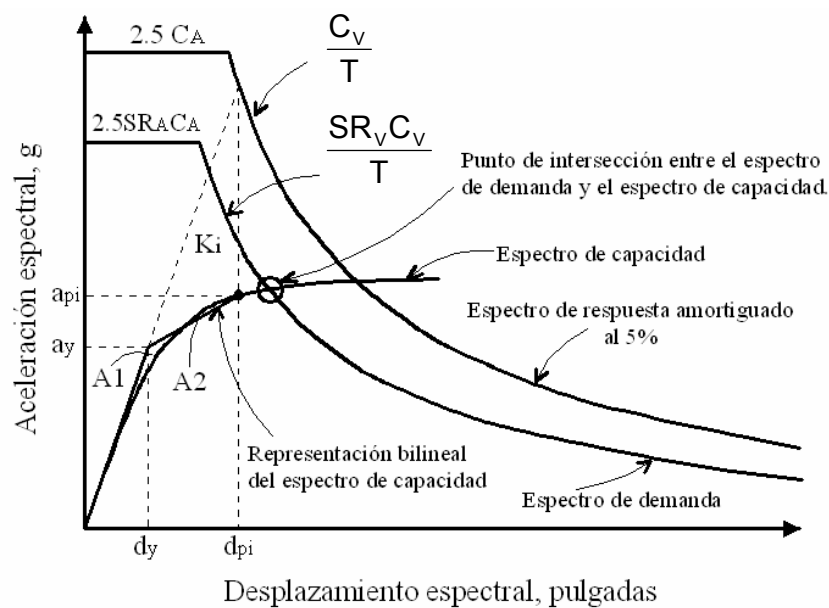
¹¹² ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1 p.8-23

¹¹³ Ibid., p.8-23

6. Determinar si el espectro de demanda intercepta el espectro de capacidad en el punto a_{pi} , d_{pi} o si el desplazamiento para el cual se interceptan las curvas d_i , se encuentra dentro de la tolerancia aceptable de d_{pi} (figura 64).

Figura 64. Procedimiento A del espectro de capacidad después del paso 6.

Adaptada de ATC-40 ¹¹⁴.



7. Si el espectro de demanda no intercepta el espectro de capacidad en un rango aceptable de tolerancia, entonces se debe seleccionar un nuevo punto a_{pi} , d_{pi} y regresar al paso 4.

Una opción para el nuevo punto a_{pi} , d_{pi} puede ser el punto de intersección determinado en el paso 6, o cualquier otro punto basado en el criterio del ingeniero.

¹¹⁴ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.8-23

8. Si el espectro de demanda intercepta el espectro de capacidad con una tolerancia aceptable, entonces el punto de comportamiento de prueba a_{pi} , d_{pi} es el punto de comportamiento a_p , d_p y el desplazamiento d_p , representa el máximo desplazamiento estructural esperado para una demanda sísmica.

4.5 CONSIDERACIONES DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL PARA VIGAS Y COLUMNAS EN LOS DOCUMENTOS ATC-40.

4.5.1. Modelo de los elementos estructurales.

El modelo de análisis para pórticos de vigas y columnas debe representar la resistencia, rigidez y capacidad de deformación de vigas, columnas, nodos en el pórtico viga-columna, y otros componentes que puedan hacer parte del sistema estructural. Las vigas y columnas deben modelarse considerando la rigidez tanto a flexión como a cortante aunque esta última puede despreciarse en algunos casos.

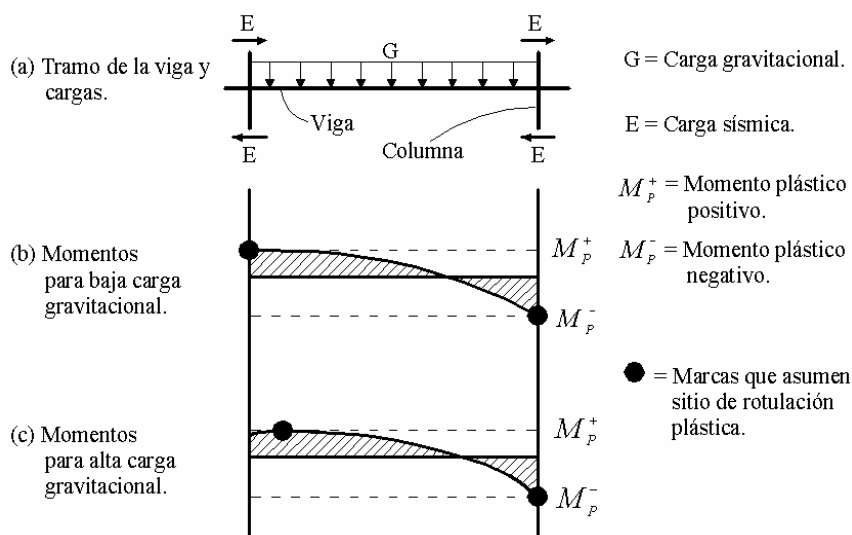
Nodos rígidos pueden asumirse excepto cuando la resistencia en el nodo limita el desarrollo de la capacidad en los componentes adyacentes. Para un modelo más real las interacciones con otros elementos, incluidos los no-estructurales, deben representarse.

Cuando se modelan construcciones de tipo monolítico, los nodos se deben interpretar como zonas rígidas donde la dimensión horizontal es igual a la dimensión de la sección transversal en la columna y la altura del nodo igual a la altura de viga. Cuando los niveles de carga en el nodo alcanzan los límites de falla nominal, el nodo debe ser modelado utilizando elementos de resorte que representen un comportamiento no lineal.

Los modelos analíticos de vigas, columnas y nodos deben representar los modos de falla y deformación. Las vigas pueden llegar a desarrollar una respuesta inelástica asociada con la flexión, cortante, desarrollo del refuerzo, empalmes y deslizamiento del refuerzo existente en nodos. En cuanto a la respuesta inelástica de columnas cabe decir que esta puede estar asociada con la flexión, carga axial, cortante, desarrollo del refuerzo y fallas en empalmes. Los modelos analíticos de los elementos estructurales deben ser capaces de representar cada uno de los modos de respuesta inelástica en manera apropiada.

Modos de respuesta inelástica pueden ser identificados realizando un diagrama de cuerpo libre de una viga aislada sujeta a cargas gravitacionales y rotaciones en extremos debido a cargas laterales como se muestra en la figura 65.

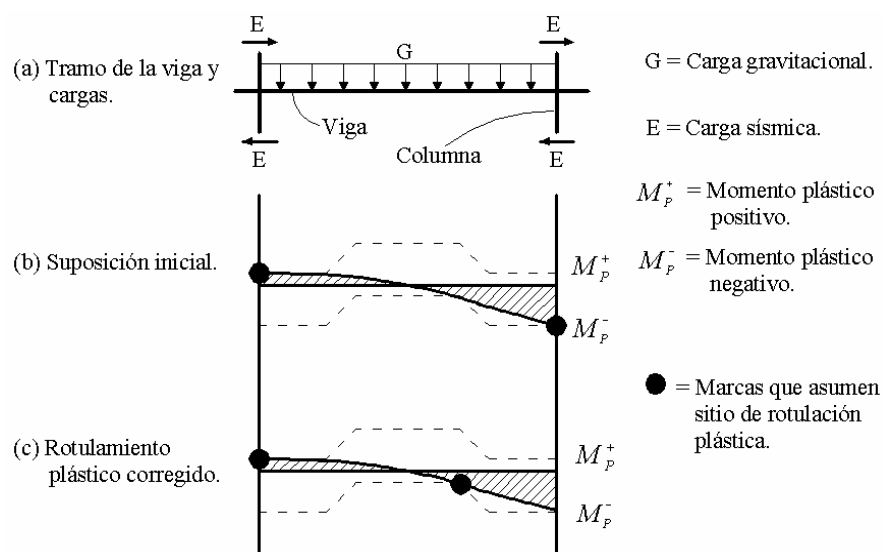
Figura 65. Efecto de la carga gravitacional en el comportamiento sísmico de componentes estructurales. Adaptada de ATC-40 ¹¹⁵.



¹¹⁵ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.9-3

En muchos casos, la resistencia de la viga a flexión puede variar a lo largo de la luz y esto puede influenciar en la manera como se desarrolla la respuesta inelástica. Una forma de identificar las rotulas plásticas de los elementos individuales es calcular la resistencia a la flexión mediante procedimientos usuales. Como suposición inicial en el procedimiento de hallar rotulas plásticas estas se ubican en los extremos del elemento y la capacidad de momento plástico se asigna en estas posiciones extremas. El diagrama de momento estático se construye considerando la carga gravitacional. Si el diagrama de momento estático excede la resistencia a lo largo de la luz, como se muestra en la figura 66 b, las rotulas deben ubicarse en aquel sitio donde corta la envolvente de resistencia al momento plástico con el diagrama de momento estático (caso de momento plástico, figura 66 c).

Figura 66. Procedimiento para localizar rotulas plásticas en elementos horizontales. Adaptada de ATC-40 ¹¹⁶.

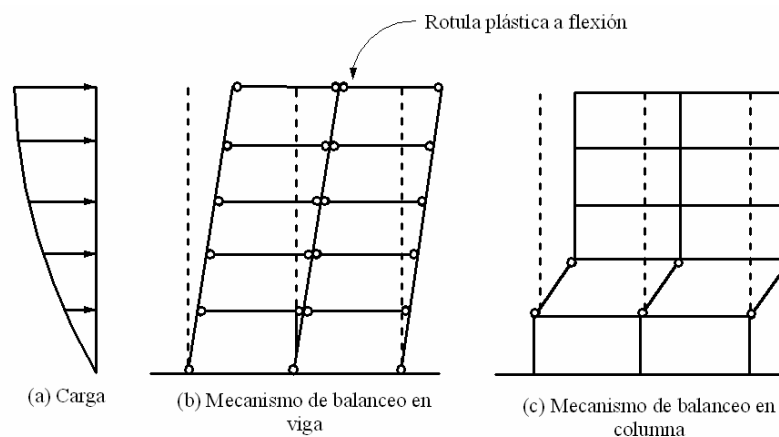


¹¹⁶ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.9-10

Para poder encontrar las rotulas en elementos con posibilidad de rotulación a lo largo de la luz es necesario ubicar a lo largo de la misma nodos donde se presume la posibilidad de rotulas.

Las consideraciones a tener para el modelo de respuesta en columnas son similares a las establecidas en vigas. Una consideración errónea es suponer que la fluencia de una columna por flexión no es posible si el total de la resistencia de la columna excede el total de la resistencia de las vigas que llegan a la columna. Esto es cierto en una estructura donde columnas fuertes promueven la formación de mecanismos de tipo *balanceo en viga*, sin embargo, puede suceder la fluencia de la columna por flexión en la fundación y pisos intermedios, formando mecanismos de tipo *balanceo en columna*. Los mecanismos son mostrados en la figura 67. Debido a la posibilidad de balanceo en columnas el modelo analítico debe permitir rotulas en las columnas en todos los niveles.

Figura 67. Mecanismos ideales de flexión en pórticos con varios pisos.
Adaptada de ATC-40¹¹⁷.



¹¹⁷ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.9-11

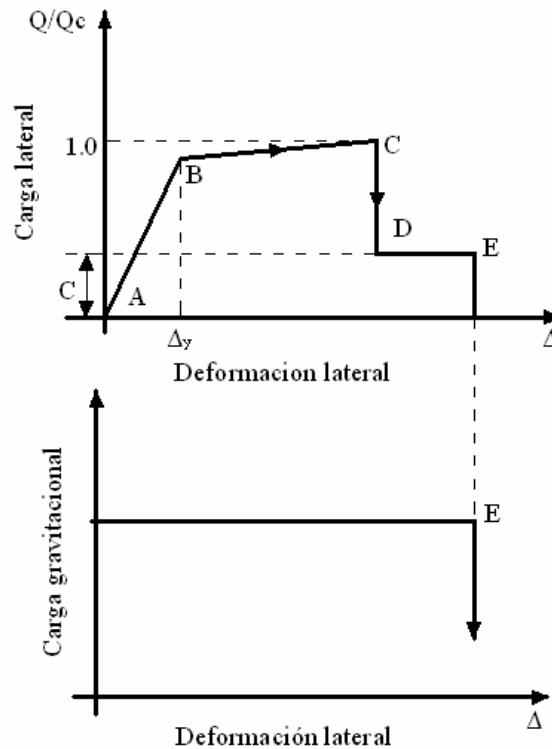
Rotulas en la longitud no soportada de la columna usualmente no se consideran porque generalmente esta zona no esta sometida a una carga lateral suficiente para comportamientos de flexión inelástica. Es necesario indicar que fallas relacionadas con cortante, empalmes y longitudes de desarrollo en el refuerzo, aunque normalmente no son predominantes, deben considerarse en el análisis.

Es preciso mencionar que las rotulas plásticas en los nodos pueden producirse en casos donde los elementos adyacentes estén sometidos a esfuerzos tales que induzcan un esfuerzo cortante considerable sobre el nodo, generando la falla de este y interrumpiendo la conexión entre los elementos que convergen al nodo. Esta falla es en extremo grave y en estructuras donde se sospeche este comportamiento, es necesario modelar el fenómeno.

4.5.1.1. Modelamiento del comportamiento no lineal.

El comportamiento de vigas, columnas y en general de cualquier elemento estructural debe ser modelado a partir de relaciones no lineales de carga-deformación definido como una serie de segmentos de líneas rectas. En la figura 68 se ilustra una representación típica, donde Q_c se refiere a la resistencia del elemento y Q se refiere a la demanda impuesta por el sismo.

Figura 68. Relaciones generales carga-deformación para componentes no degradantes. Adaptada de ATC-40 ¹¹⁸.



Desde el punto **A** al **B**, la respuesta es lineal hasta un punto donde inicia la fluencia (punto **B**), seguido por un segmento de fluencia y posible endurecimiento por deformación hasta el punto **C**. A continuación se produce una degradación de la resistencia hasta el punto **D**, finalmente se produce el colapso y pérdida de la capacidad de carga gravitacional en el punto **E**. Es aceptable el uso de un simple modelo bilineal que incluya solo los segmentos **A-B-C** si el análisis asegura que la respuesta no se extenderá mas allá del punto **C** para ninguno de los componentes. Una descripción detallada de la figura 68 es:

¹¹⁸ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.9-20

⇒ **Punto A:** Corresponde a una condición sin carga. El análisis debe reconocer que las fuerzas gravitacionales pueden inducir fuerzas y deformaciones iniciales. A partir de estas fuerzas comienzan a actuar las cargas laterales en otro punto distinto al origen de la relación carga-deformación.

⇒ **Punto B:** Este punto es respectivo a la resistencia nominal en fluencia. Usualmente este valor es menor que la resistencia nominal. La pendiente entre **B** y **C**, ignorando los efectos de carga gravitacional actuando a través de desplazamientos laterales se toma como entre 5% y 10% de la pendiente inicial. Este endurecimiento por deformación presentado por muchos elementos de concreto reforzado puede tener un importante efecto en la redistribución de esfuerzos en los elementos adyacentes.

⇒ **Punto C:** El punto **C** corresponde a una deformación donde empieza a observarse una importante degradación de la resistencia. Más allá de esta deformación la resistencia a cargas laterales alternantes no es garantizada. En componentes frágiles esta deformación es la misma a aquella donde la resistencia de fluencia es alcanzada, en elementos dúctiles esta deformación (punto **C**) es mayor que la mostrada en la fluencia. Es posible en estos estados de carga-deformación que la capacidad de soporte a carga gravitacional exista o no para deformaciones más allá de la abscisa **C**.

La pérdida de resistencia entre **C** y **D** representa una falla inicial de los elementos. Esta pérdida puede asociarse con fenómenos como fractura del refuerzo longitudinal, pérdida de sección transversal del concreto o falla repentina por cortante después de la fluencia inicial. Resistencia a la carga lateral más allá del punto **C** usualmente no es factible. Luego los elementos primarios del sistema de resistencia a la carga lateral no deben sufrir deformaciones más allá de este punto.

⇒ **Punto D:** La resistencia residual entre los puntos **D** y **E** puede no ser nula, en algunos casos, y puede ser nula en otros. Cuando no existe información específica disponible sobre la zona **D-E**, la resistencia residual usualmente puede ser asumida como el 20% de la resistencia nominal. El propósito de este segmento es modelar aquellos elementos que pierden resistencia a carga lateral pero que continúan siendo capaces de sostener cargas gravitacionales.

⇒ **Punto E:** Aquí se define la máxima capacidad de deformación. Deformaciones más allá de este punto no son permitidas porque la carga gravitacional no puede ser sostenida. En algunos casos la falla inicial en **C** puede resultar en una pérdida de la resistencia a carga gravitacional. En ese caso **E** es un punto que tiene una deformación igual al punto **C** y resistencia nula. En otros casos, deformaciones más allá de **C** pueden permitirse, a pesar de que la resistencia a la carga lateral es reducida considerablemente o su valor es nulo.

Una gran cantidad de software disponibles pueden modelar relaciones carga-deformación únicamente en forma bilineal. Por esta razón, es aceptable representar las relaciones carga-deformación por líneas que conecten los puntos **A-B-C**. En este caso comportamientos más allá del punto **C** no son permitidos.

4.5.1.2. Valor inicial de la rigidez.

La rigidez inicial de los elementos de concreto reforzado esta representado por la pendiente de la recta comprendida entre los puntos **A-B** como se muestra en la figura 68. Cuando en los elementos predomina la flexión, esta rigidez corresponde aproximadamente a una rigidez fisurada. Cuando en los elementos predomina el cortante, esta rigidez corresponde a la de una

sección no fisurada. El valor de la rigidez puede determinarse en función de las propiedades de los materiales, dimensiones de los elementos, cuantías de refuerzo, condiciones en los extremos, y niveles de esfuerzo y deformación.

El cálculo de la rigidez efectiva puede hacerse mediante los principios básicos de la mecánica, lo cual en muchos casos se hace impracticable. El documento ATC-40, propone el cálculo de la rigidez inicial por medio de tablas basadas en valores aproximados, como se muestra en la tabla 43.

Tabla 43. Rigidez inicial en componentes estructurales. Adaptada de ATC40¹¹⁹.

COMPONENTE	RIGIDES EN FLEXION	RIGIDEZ EN CORTANTE	RIGIDEZ AXIAL
Viga, no presforzada	0,5 $E_c I_g$	0,4 $E_c A_w$	$E_c A_g$
Viga, presforzada	$E_c I_g$	0,4 $E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas en compresión	0,7 $E_c I_g$	0,4 $E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas en tensión	0,5 $E_c I_g$	0,4 $E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros sin fisuras	0,8 $E_c I_g$	0,4 $E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros con fisuras	0,5 $E_c I_g$	0,4 $E_c A_w$	$E_c A_g$

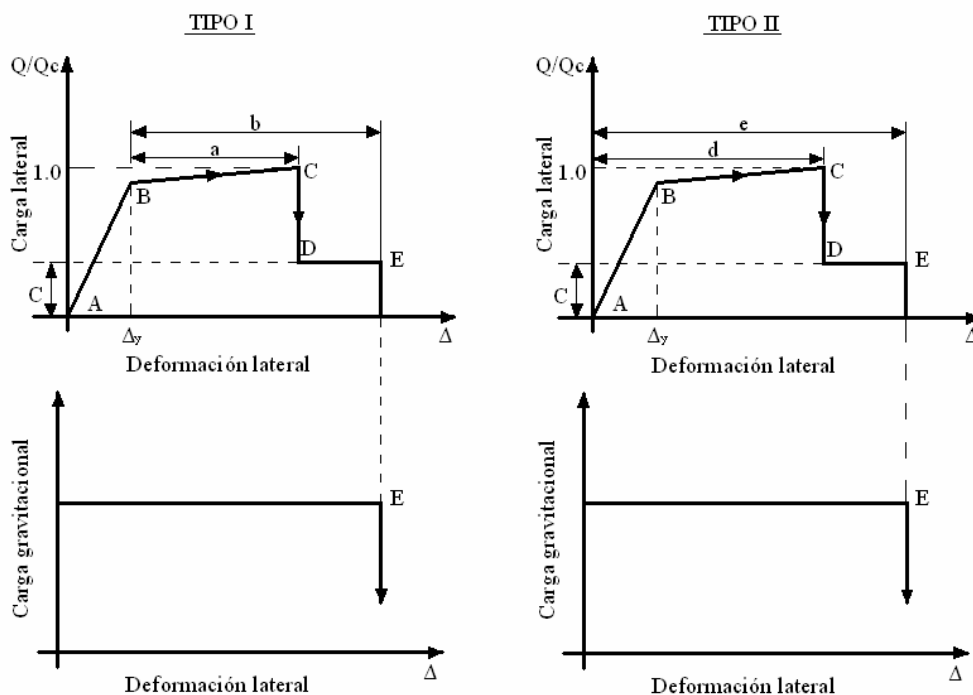
4.5.1.3. Deformabilidad de los elementos.

El análisis debe ser capaz de registrar la relación no-lineal de carga-deformación de los elementos. Los límites de deformación correspondiente a la pérdida de resistencia a la carga lateral y a la pérdida de resistencia a la carga gravitacional, deben ser definidos en el modelo.

En la figura 69 se ilustran las dos formas de representar las relaciones de carga- deformación más generales, aplicable a la mayoría de elementos de concreto.

¹¹⁹ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.9-27

Figura 69. Relaciones generalizadas de carga-deformación para componentes de concreto reforzado. Adaptada de ATC-40¹²⁰.



⇒ **Tipo I:** En esta curva, las deformaciones son expresadas usando términos como deformación, curvatura, rotación, o elongación. Los parámetros a y b hacen referencia a deformaciones mas allá de la fluencia, dicho de otra forma, a las deformaciones plásticas. El documento ATC-40 define numéricamente los parámetros a , b y c por medio de una serie de tablas (tabla 44 y 45) dependiendo del tipo de elemento estructural, mostradas a continuación para elementos tipo viga y columna.

¹²⁰ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.9-40

Tabla 44 Parámetros de modelamiento en procedimientos no-lineales. Vigas de concreto reforzado. Adaptada de ATC40¹²¹.

VIGAS DE CONCRETO REFORZADO		Parámetros de Modelamiento			
		Angulo de Rotación Plástica, rad		Rata de Rigidez Residual	
Tipo de Componente		a	b	c	
Vigas Controladas por flexión					
$\left \frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \right $	Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$			
≤ 0,0	C	≤ 3	0,025	0,05	0,2
≤ 0,0	C	≥ 6	0,02	0,04	0,2
≥ 0,5	C	≤ 3	0,02	0,03	0,2
≥ 0,5	C	≥ 6	0,015	0,02	0,2
≤ 0,0	NC	≤ 3	0,02	0,03	0,2
≤ 0,0	NC	≥ 6	0,01	0,015	0,2
≥ 0,5	NC	≤ 3	0,01	0,015	0,2
≥ 0,5	NC	≥ 6	0,005	0,01	0,2

⇒ **Tipo II:** En este tipo de curva las deformaciones son expresadas en términos del ángulo en que se produce el esfuerzo cortante y la rata de deriva tangencial. Los parámetros *d* y *e* hacen referencia a deformaciones totales medidas a partir del origen. En la tabla 46 se muestra un ejemplo de cómo el documento ATC-40 define numéricamente los parámetros *c*, *d* y *e* por medio de tablas dependiendo del tipo de elemento estructural.

¹²¹ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.9-48

Tabla 45. Parámetros de modelamiento en procedimientos no-lineales. Columnas de concreto reforzado. Adaptada de ATC40¹²².

COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO		Parámetros de Modelamiento			
		Angulo de Rotación Plástica, rad		Rata de Rigidez Residual	
Tipo de Componente		a	b	c	
Columnas controladas por flexión.					
$\left \frac{P}{A_g f'_c} \right $	Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0,1	C	≤ 3	0,02	0,03	0,2
≤ 0,1	C	≥ 6	0,015	0,025	0,2
≥ 0,4	C	≤ 3	0,015	0,025	0,2
≥ 0,4	C	≥ 6	0,01	0,015	0,2
≤ 0,1	NC	≤ 3	0,01	0,015	0,2
≤ 0,1	NC	≥ 6	0,005	0,005	-
≥ 0,4	NC	≤ 3	0,005	0,005	-
≥ 0,4	NC	≥ 6	0.0	0.0	-

La curva Tipo I es conveniente cuando se quiere controlar la deformación en una rotula plástica a flexión. La curva Tipo II es conveniente cuando se quiere controlar deformaciones como la deriva entre pisos, ángulo de cortante, deslizamientos por cortante o la rotación de nodos.

4.5.1.3.1. Vigas.

Las vigas pueden ser modeladas con rotulas plásticas concentradas, rotulas distribuidas o con otro modelo que represente adecuadamente las características del concreto reforzado de los elementos viga sujetos a carga lateral. El modelo debe tener la capacidad de representar la respuesta

¹²² ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.9-49

inelástica a lo largo de la longitud del elemento, excepto cuando el equilibrio muestra que la fluencia solo ocurre en los extremos.

Los valores generalizados de deformación en los puntos *B*, *C* y *E* (ver figura 69) pueden ser derivados a partir de experimentos o de análisis racionales y debe tener en cuenta la interacción entre el cortante y la flexión. Alternativamente cuando la deformación generalizada se toma como una rotación en la zona de la rotula plástica por flexión, la capacidad de rotación de la rotula plástica puede ser definida según la tabla 44.

La capacidad de rotación en rotulas plásticas es un parámetro fundamental en el análisis no lineal. Esta capacidad puede obtenerse de ensayos y experimentos o puede calcularse utilizando principios de mecánica estructural. Uno de estos métodos consiste en calcular inicialmente el comportamiento momento-curvatura, utilizando estimaciones realistas de las relaciones esfuerzo-deformación en los materiales. A partir de estas relaciones se calcula la curvatura de fluencia (Φ_y) y la curvatura última (Φ_u). A continuación se define una longitud para la rotula plástica llamada l_p de valor $l_p = h/2$; donde h es la altura de la sección en la dirección de aplicación de la carga. Conocidos l_p y las deformaciones antes mencionadas, se calcula la capacidad de la rotula para rotación plástica como $\theta_p = (\Phi_u - \Phi_y) l_p$. Es evidente que a mayor ductilidad en la sección, mejor comportamiento de la rotula y mejor tenacidad.

Alternativamente, la capacidad de la rotula para rotaciones plásticas puede leerse directamente de la tabla 44, lo cual es perfectamente utilizable para los análisis no lineales propuestos en ATC-40. En esta tabla la rotación plástica representada por la cantidad *a* corresponde al punto donde una degradación significativa ocurre en la relación momento-rotación. La rotación plástica representada por el punto *b* corresponde al punto donde se asume

que el miembro pierde capacidad de resistencia a cargas gravitacionales. La tabla es producto de diversas investigaciones, tanto para la determinación del punto *a* como del *b* y los orígenes de esto pueden consultarse en el documento ATC-40¹²³

4.5.1.3.2. Columnas

Las columnas también pueden ser analizadas con modelos de rotulas plásticas concentradas, distribuidas u otros modelos que representen las características importantes del concreto reforzado en la columna sujeta a carga axial y lateral. Cuando la respuesta no lineal es esperada en un modo distinto de la flexión, el modelo debe ser capaz de representar este comportamiento. Si existen variaciones significativas de la carga axial bajo la acción de la fuerza sísmica, el modelo debe ser capaz de representar la variación de la rigidez y la capacidad. En la figura 69 se muestra la forma generalizada de describir el comportamiento carga-deformación.

Valores de deformación generalizada (análogo a vigas) pueden ser derivados a partir de experimentos o análisis rotacionales, y deben tener en cuenta la interacción entre flexión, carga axial y cortante. Alternativamente a los análisis ya mencionados, si se tiene como valor de la deformación generalizada la rotación en la zona de la rotula plástica, debida a flexión, la capacidad de rotación de la rotula plástica se define en la tabla 45. En esta tabla los parámetros *a*, *b* y *c* se refieren a una relación carga deformación del tipo I en la figura 69.

¹²³ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.9-42

4.5.1.3.3. Nodos

El mejor comportamiento se espera cuando los nodos son más fuertes que los elementos adyacentes. Cuando esto es cierto, la región del nodo debe ser modelada como una zona rígida. Si los nodos no son más fuertes que los elementos adyacentes, el modelo analítico debe ser capaz de representar la respuesta no lineal de carga-deformación. Los nodos pueden ser modelados usando elementos de resorte que conecten vigas a columnas, u otros modelos cuyo comportamiento ha sido demostrado que representa adecuadamente las características importantes en los nodos de concreto reforzado sujetos a carga lateral.

Igualmente que en vigas y columnas, la relación carga-deformación puede ser representada tal como se muestra en la figura 69. Cuando la deformación se obtiene del ángulo total producido por cortante en el nodo, la capacidad de rotación total se puede definir usando la tabla 46. En esta tabla los parámetros c , d y e hacen referencia a medidas de una relación carga deformación tipo II.

Tabla 46. Parámetros de modelamiento en procedimientos no-lineales. Nodo unión viga-columna en concreto reforzado. Adaptada de ATC40¹²⁴.

UNION VIGA-COLUMNA		Parámetros de Modelamiento			
		Angulo de Cortante, rad		Rata de Rigidez Residual	
Tipo de Componente		d	e	c	
Nodos Interiores					
$\left \frac{P}{A_g f'_c} \right $	Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$			
≤ 0,1	C	≤ 1,2	0,015	0,03	0,2
≤ 0,1	C	≥ 1,5	0,015	0,03	0,2
≥ 0,4	C	≤ 1,2	0,015	0,025	0,2
≥ 0,4	C	≥ 1,5	0,015	0,02	0,2
≤ 0,1	NC	≤ 1,2	0,005	0,02	0,2
≤ 0,1	NC	≥ 1,5	0,005	0,015	0,2
≥ 0,4	NC	≤ 1,2	0,005	0,015	0,2
≥ 0,4	NC	≥ 1,5	0,005	0,015	0,2

¹²⁴ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.9-50

CAPITULO 5

ANALISIS ESTATICO NO LINEAL DE MODELOS

5.1. INTRODUCCION

Actualmente una estructura puede ser analizada como un sistema complejo, tridimensional y variable en el tiempo, durante el instante que ocurre el sismo o cualquier otro tipo de estímulo. El análisis estático no lineal presentado por ATC-40 y explicado en el capítulo 4, aplicado a las estructuras modelo de este estudio es presentado en este capítulo. Gracias a la herramienta de software SAP-2000 las estructuras son estudiadas, sometidas a diferentes demandas sísmicas y finalmente ubicadas en un nivel de comportamiento, información útil a la hora de establecer estrategias de rehabilitación.

Realizar un análisis estático no-lineal supone una estructura existente, con secciones fisuradas, situación que afecta al periodo fundamental, la deriva y la rigidez junto con la ductilidad y capacidad de disipación de energía. El parámetro de deriva debe cumplir criterios de aceptación citados en el capítulo 4. Finalmente es preciso observar la anatomía de rotulación plástica en los modelos tridimensionales, con el objetivo de interpretar la participación de factores como la geometría, la distribución de cargas, ubicación de las rotulas en el modelo y la ductilidad de los elementos viga y columna debida su importancia en la determinación del nivel de comportamiento.

5.2. COMPORTAMIENTO DEL PERIODO.

Como requisito para ejecutar el modelamiento estático no-lineal, es necesario calcular el valor de la rigidez efectiva para elementos donde predomina la flexión con el fin de representar la condición fisurada para elementos de edificaciones existentes. Esta rigidez efectiva se puede estimar por medio de coeficientes que afectan la rigidez de los elementos como se describió en el capítulo 4. Los coeficientes de afectación son ilustrados en la tabla 43.

La tabla 47 muestra el valor de periodos naturales en los modelos analizados, distinguiendo entre secciones fisuradas (rigidez efectiva) y secciones no fisuradas.

Tabla 47. Periodos de los modelos.

PERIODOS (seg)			
	SECCIÓN		Porcentaje de Variación (%)
	No fisurada	Fisurada	
Ortogonal	1.344135	1.85221	27.4307449
Irregularidad en planta	1.353057	1.861993	27.3328632
Irregularidad en altura	1.236166	1.70557	27.5218255

Se observa el aumento del periodo en todos los modelos, incrementándose en poco más de 27 %. La razón de este aumento radica en la relación existente entre las variables masa (m), rigidez (k) y periodo (T) de forma:

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Al permanecer m invariable y disminuirse k el periodo aumenta. La magnitud del periodo afecta la forma en que el sismo exige la estructura. Para los periodos resultantes del análisis de los modelos fisurados, la localización de las estructuras en el espectro de respuesta esta en la zona final de la curva, donde esta se vuelve una recta (demanda sísmica para periodos relativamente grandes). Lo anterior se ve reflejado en fuerzas sísmicas menores que las respectivas para periodos mas bajos; caso de modelos no fisurados.

Es evidente a partir de los resultados que el periodo varia entre los modelos analizados. Tomando como punto de comparación la relación m/k del modelo ortogonal se obtiene la tabla 48:

Tabla 48. Porcentaje de variación en los periodos respecto al modelo ortogonal.

PORCENTAJE DE VARIACION EN EL PERIODO RESPECTO AL MODELO ORTOGONAL	
Modelo Irregularidad	Variación
Planta	+ 0.66 %
Altura	- 8.09 %

Vale la pena analizar la razón de las variaciones en los periodos, evento ilustrado en la tabla anterior. El mayor periodo pertenece al modelo con irregularidad en planta. En este modelo la masa es inferior a la masa del modelo ortogonal (modelo referencia), y la rigidez k también es menor. Sin embargo la razón m / k es mayor que la de referencia; luego el periodo es mayor. Una situación diferente presenta el modelo con irregularidad en altura. Tanto la masa como la rigidez son menores que las del modelo ortogonal, al igual que el modelo con irregularidad en planta. Sin embargo la relación m / k es menor, por consiguiente el periodo es menor.

5.3. ANALISIS DE DERIVAS PARA SECCIONES FISURADAS.

El requisito de control de deriva responde a la seguridad y comodidad de las personas en el interior de una edificación durante un sismo o cualquier otro tipo de movimiento que afecte la estructura o a los componentes no estructurales. A continuación se presentan los resultados de deriva para los diferentes modelos en el punto de comportamiento resultante del análisis estático no-lineal. Evidentemente estos modelos son los de sección fisurada, afectando el modulo de elasticidad para el concreto multiplicando por 0.7 en las columnas y por 0.5 en las vigas, recomendación de ATC-40 explicada en el capítulo 4 de este documento. También se comprueba el cumplimiento del requisito de deriva como se enuncia en el mismo capítulo.

5.3.1 Modelo ortogonal.

Como modelo base el ortogonal sirve para establecer un punto de partida para interpretar como los cambios paramétricos afectan el comportamiento estructural. La tabla 49 muestra las derivas del modelo ortogonal en sus dos diseños, sometidos a los espectros de respuesta de la microzonificación de Bucaramanga.

En la tabla se evidencia una deriva menor para sismos aplicados en dirección X en cualquier diseño. Así mismo, comparando los diseños entre si, existe un aumento en la deriva para modelos diseñados por NSR-98 respecto a diseño Zona 2. Esta diferencia es mas significativa a medida que aumenta la demanda sísmica existiendo una diferencia importante en demanda sísmica Zona 3 aplicada en dirección Y. El valor máximo de deriva encontrado es 1.86 %, valor cercano al limite del 2% establecido por ATC-40.

Tabla 49. Derivas en el punto de comportamiento para el modelo ortogonal.

	Espectro zona	Dirección carga	Deriva máxima (%)
Diseño NSR-98	1	x	0.570
		y	0.677
	2	x	0.706
		y	0.781
	3	x	1.332
		y	1.859
Diseño Zona-2	1	x	0.602
		y	0.675
	2	x	0.729
		y	0.725
	3	x	1.273
		y	1.436

5.3.2 Modelo con irregularidad en planta.

Los resultados documentados en la tabla 50 muestran una variación en la deriva entre 0.53 % y 1.65 % (porcentaje respecto a la altura de piso) donde la variación mas grande entre los dos modelos se halla en la deriva para un sismo aplicado en dirección Y con demanda Zona 3. Los valores respectivos son 1.65 % para el modelo diseñado por NSR-98 y 1.54% para diseño por Zona 2. En las otras demandas sísmicas el modelo diseñado por NSR-98 presenta un ligero aumento en la deriva con respecto al modelo diseñado por Zona 2. Sin embargo la varianza es insignificante y se puede afirmar que los dos modelos se comportan igual, además en todos los casos se cumple el criterio de aceptabilidad definido por ATC-40 en manera satisfactoria.

Tabla 50. Derivas en el punto de comportamiento para el modelo con irregularidad en planta.

	Espectro zona	Dirección carga	Deriva máxima (%)
Diseño NSR-98	1	x	0.54
		y	0.63
	2	x	0.59
		y	0.78
	3	x	1.22
		y	1.65
Diseño Zona-2	1	x	0.53
		y	0.65
	2	x	0.61
		y	0.77
	3	x	1.20
		y	1.54

5.3.3 Modelo con irregularidad en altura.

La información pertinente al modelo con irregularidad en altura se encuentra en la tabla 51. En este modelo las derivas son menores que en los otros dos modelos anteriores y sus valores varían entre 0.47 % y 1.21%. Las derivas mas altas se encuentran en sismos aplicados en dirección Y, con demanda Zona 3 cuyos valores son de 1.21 % para el diseño por NSR-98 y 1.15 % para el diseño por Zona 2. El criterio de aceptabilidad es cumplido nuevamente y en general la variación entre los dos diseños (NSR-98 y Zona 2) es un poco mayor respecto al modelo con irregularidad en planta.

Tabla 51. Derivas en el punto de comportamiento para el modelo con irregularidad en altura.

	Espectro zona	Dirección carga	Deriva máxima (%)
Diseño NSR-98	1	x	0.47
		y	0.51
	2	x	0.52
		y	0.60
	3	x	1.10
		y	1.21
Diseño Zona-2	1	x	0.49
		y	0.50
	2	x	0.57
		y	0.60
	3	x	1.07
		y	1.15

5.4. EVALUACION Y ANALISIS DE LOS PUNTOS DE COMPORTAMIENTO.

Como propósito final del análisis estático no-lineal, son encontrados los niveles de comportamiento para los diferentes modelos, sometidos a diferente demanda sísmica. Los diseños estructurales han sido realizados en base a la norma NSR-98, sin embargo al aplicar la metodología pushover, es posible encontrar o no una necesaria rehabilitación a la estructura; decisión a tomarse en base al punto de comportamiento el cual define el estado en el cual queda la estructura después de someterse a una demanda sísmica. El nivel de comportamiento de cada estructura se halla a partir de la rotulación plástica en el punto de comportamiento, situación analizada en el inciso 5.5 de este capítulo.

A continuación se realiza un análisis detallado del desplazamiento en la cubierta y el cortante basal en el punto de comportamiento para cada modelo, así como una comparación de este aspecto entre modelos.

5.4.1. Modelo ortogonal.

El modelo ortogonal es el punto de partida para observar las características de la estructura en su punto de comportamiento. El cortante basal y el desplazamiento en la cubierta son los primeros parámetros analizados a partir de los resultados, presentados en la tabla 52.

El desplazamiento en la cubierta y los cortantes basales mostrados en la tabla 52 corresponden al punto de comportamiento. El nivel de comportamiento de la estructura se obtiene a partir de estos datos y la rotulación plástica respectiva.

Tabla 52. Desplazamiento en la cubierta y cortante basal en el punto de comportamiento para el modelo ortogonal.

	ESPECTRO ZONA	DIRECCIÓN SISMO	V (KN)	Δ (cm)
ORTOGONAL NSR	1	X	2994.529	11.452
		Y	2336.393	12.952
	2	X	3155.869	13.084
		Y	2455.957	15.017
	3	X	3893.935	25.094
		Y	3143.74	30.74
ORTOGONAL ZONA 2	1	X	3162.417	11.461
		Y	2588.473	12.918
	2	X	3324.762	13.017
		Y	2703.465	14.768
	3	X	4067.062	24.35
		Y	3374.054	28.824

Se puede observar en la tabla 52 que los puntos de comportamiento para el diseño por zona 2 resisten más cortante basal que el diseño por NSR-98. También es evidente que los desplazamientos para el diseño por NSR-98 son mayores que los del diseño por Zona 2. La manera como se dimensiono la estructura muestra su influencia al presentarse una mayor resistencia al cortante basal para cargas en dirección X. En este eje hay mayor redundancia estructural ya que se ubican mayor cantidad de columnas que en dirección Y; además las luces de las vigas son menores.

Juntando las comparaciones realizadas, estas señalan a la diferencia en cantidad de acero de refuerzo como la razón de las discrepancias entre los diseños y el comportamiento de las estructuras.

Por un lado el diseño por Zona 2 es una estructura capaz de resistir un cortante basal mayor, sufriendo deformaciones similares (aunque menores) al diseño por NSR-98.

Tabla 53. Porcentaje de aumento del cortante basal del diseño zona 2 con respecto al diseño por NSR-98, modelo ortogonal.

ESPECTRO ZONA	DIRECCIÓN SISMO	Porcentaje de Variación (%)
1	X	5.61
	Y	10.79
2	X	5.35
	Y	10.08
3	X	4.45
	Y	7.33

La mayor diferencia en la variación de la resistencia es hallada en la capacidad de resistir cortante basal. El porcentaje de aumento del cortante basal del diseño Zona 2 con respecto al diseño por NSR-98 se muestra en la tabla 53 donde el incremento mas notable se encuentra para sismos en dirección Y. Es importante resaltar que a medida que aumenta la demanda sísmica va disminuyendo el porcentaje de aumento del cortante basal.

5.4.2. Modelo con irregularidad en planta.

A partir del modelo ortogonal, es derivado el modelo con irregularidad en planta, el cual conserva las características estructurales del modelo base. Sin embargo, debido a los cambios producidos los puntos de comportamiento obtenidos del análisis pushover difieren de lo observado en el modelo ortogonal. La tabla 54 muestra resultados para desplazamiento en la cubierta y cortante basal en los puntos de comportamiento para cada diseño de este modelo.

Tabla 54. Desplazamiento en la cubierta y cortante basal en el punto de comportamiento para el modelo con irregularidad en planta.

	ESPECTRO ZONA	DIRECCIÓN SISMO	V (KN)	Δ (cm)
I. EN PLANTA NSR 98	1	X	2893.683	11.3
		Y	2166.501	13.6
	2	X	3051.765	12.8
		Y	2248.743	15.5
	3	X	3768.89	24.1
		Y	2742.466	31.3
I. EN PLANTA ZONA2	1	X	3099.717	11.3
		Y	2422.234	13.7
	2	X	3253.623	12.8
		Y	2509.157	15.5
	3	X	3975.355	23.2
		Y	2997.801	29.4

En la tabla anterior, es evidente una variación entre los desplazamientos y los cortantes basales dependiendo de la cantidad de acero en el diseño estructural. Los desplazamientos en la cubierta varían de manera casi nula para diseño por Zona 2 y por NSR-98 mientras que la variación en los cortantes basales es significativa evidenciando la mayor resistencia en el diseño por Zona 2. Porcentajes de variación para cortantes basales son mostrados en la tabla 55.

Tabla 55. Porcentaje de aumento del cortante basal del diseño zona 2 con respecto al diseño por NSR-98, modelo con irregularidad en planta.

ESPECTRO ZONA	DIRECCIÓN SISMO	Porcentaje de Variación (%)
1	X	7.12
	Y	11.80
2	X	6.61
	Y	11.58
3	X	5.48
	Y	9.31

La tabla 55 demuestra un sismo aplicado en dirección Y que demanda más a la estructura en su resistencia. Igualmente es importante notar que la diferencia entre la estructura con mayor acero de refuerzo y la de menor otorga un soporte mas alto de cortante basal al diseño por Zona 2 mostrando porcentajes de mayor resistencia en 11.8 % para el espectro de Zona 1, sismo aplicado en Y; y 11.58 % para el espectro de zona 2, sismo aplicado en Y. En el modelo ortogonal estos porcentajes son de 10.79 % y 10.08% respectivamente evidenciando mayor influencia del refuerzo adicional en el modelo con irregularidad en planta que en el modelo ortogonal.

Finalmente, el factor de redundancia estructural cumple el mismo papel que en la estructura base, producto de una afectación igual en ambos ejes cuando se desarrolla la irregularidad en planta.

5.4.3. Modelo con irregularidad en altura.

Con la intención de abarcar un campo relativamente amplio de comportamientos estructurales, es necesario realizar el análisis al punto de comportamiento para modelos con irregularidad en altura. Los resultados para desplazamiento en la cubierta y cortante basal están en la tabla 56.

Tabla 56. Desplazamiento en la cubierta y cortante basal en el punto de comportamiento para el modelo con irregularidad en altura.

	ESPECTRO ZONA	DIRECCIÓN SISMO	V (KN)	Δ (cm)
I. EN ALTURA NSR 98	1	X	3029.492	10.4
		Y	2412.419	12
	2	X	3189.084	11.8
		Y	2505.133	13.7
	3	X	3929.198	21.6
		Y	3068.719	26.8
I. EN ALTURA ZONA2	1	X	3218.536	10.5
		Y	2708.419	12.3
	2	X	3381.543	11.8
		Y	2833.193	13.8
	3	X	4120.546	21
		Y	3383.012	25.4

Gracias a la diferencia en acero estructural los desplazamientos y los cortantes cambian en los dos diferentes diseños. La variación de desplazamiento en la cubierta es insignificante, mostrando una dependencia de estas hacia las dimensiones transversales de las secciones en los elementos viga o columna. En la resistencia a cortante basal la influencia del

acero es mas clara, y opaca la influencia de la geometría en secciones transversales para este aspecto. La tabla 57 muestra esta variación.

Tabla 57. Porcentaje de aumento del cortante basal del diseño zona 2 con respecto al diseño por NSR-98, modelo con irregularidad en altura.

ESPECTRO ZONA	DIRECCIÓN SISMO	Porcentaje de Variación (%)
1	X	6.24
	Y	12.27
2	X	6.03
	Y	13.10
3	X	4.87
	Y	10.24

Nuevamente el diseño para Zona 2 presenta mejor resistencia al cortante basal. El porcentaje de aumento en este parámetro respecto al diseño por NSR-98 es mas alto que en cualquier otro análisis anterior. La influencia de una mayor cantidad de acero es mucho mas clara en este caso. Respecto a la dirección de aplicación del sismo, la aplicación en Y sigue siendo la mas exigente, situación constante para todos los modelos analizados. En cuanto al sismo aplicado en dirección X, el aumento en el cortante basal para el diseño por Zona 2 respecto al diseño por NSR-98 es mayor que el observado en el modelo ortogonal pero menor que el del modelo con irregularidad en planta.

Analizando la influencia de restar un eje de columnas en dirección Y para los pisos del 6 al 12, se aprecia la afectación de esta sustracción en la distribución de cargas sísmicas en los pisos ya mencionados. Al tener una columna menos, las columnas restantes deben soportar la fuerza aplicada

por la metodología pushover, demandándose a estas mayores resistencias, otorgadas por el refuerzo de acero.

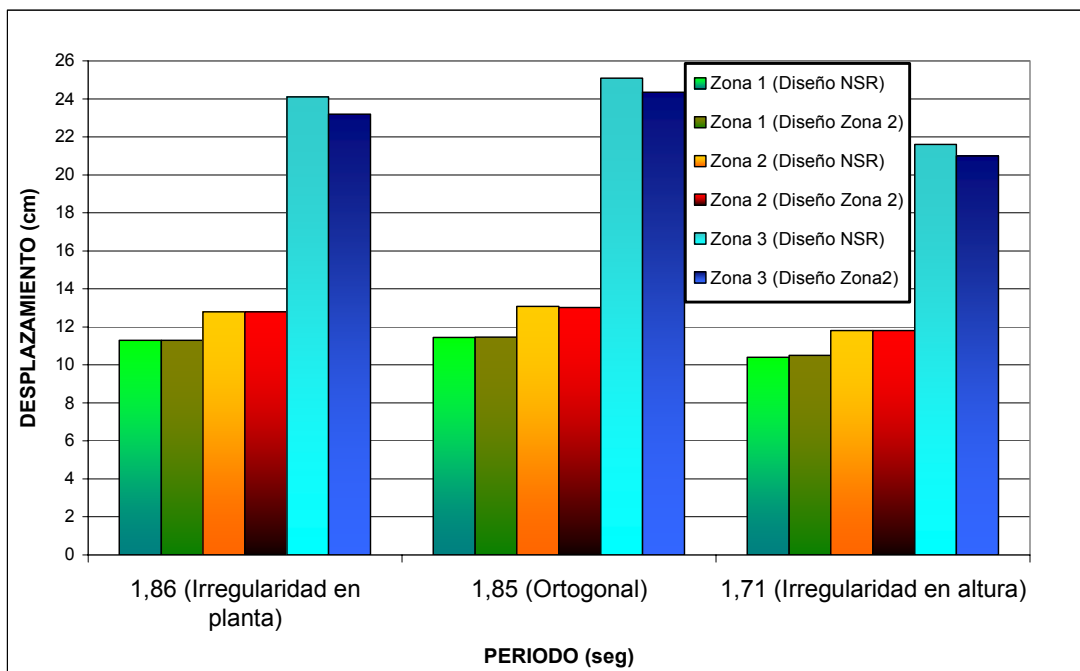
5.4.4 Comparaciones paramétricas entre los modelos en el punto de comportamiento.

Después de analizar cada modelo estructural en forma separada, para los factores de desplazamiento en la cubierta y cortante basal, el siguiente paso evidente es comparar las estructuras entre si. El análisis comparativo puede arrojar información válida a la hora de tomar decisiones respecto a que geometría estructural adoptar en caso de necesitar determinada resistencia a cortante o cierto desplazamiento en la cubierta.

El desplazamiento en la cubierta es el primer parámetro analizado, comenzando por la figura 70.

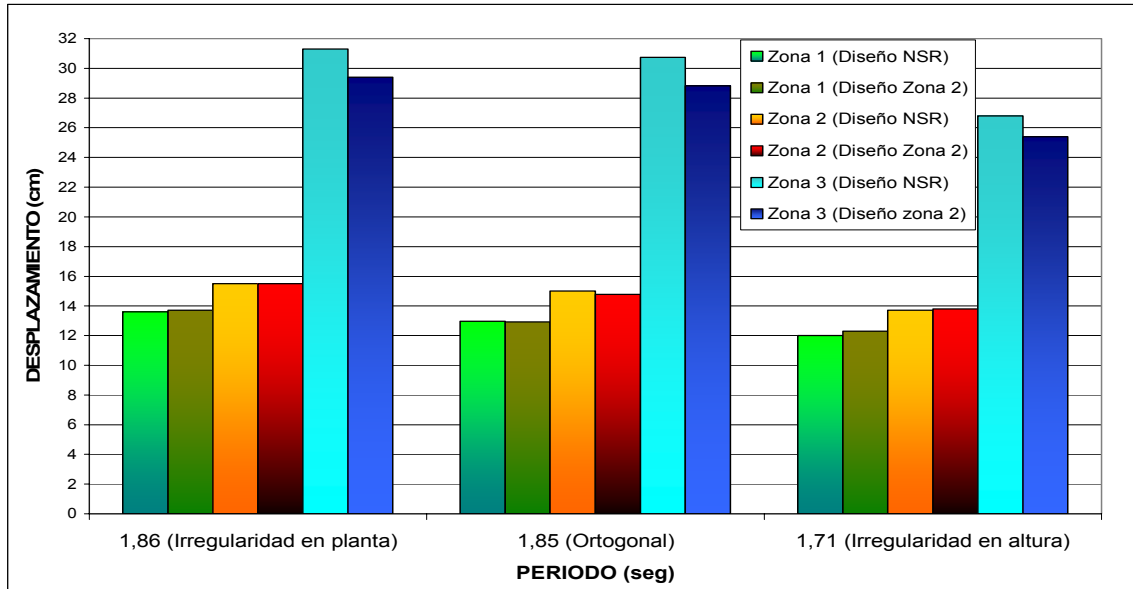
La figura 70 muestra un mayor desplazamiento en cubierta para el modelo ortogonal respecto a los otros modelos. Es evidente para todos los modelos que cuando son sometidos al sismo de Zona 3 hay una variación notable entre los desplazamientos para los diferentes diseños. Para el resto de demandas sísmicas (Zona 2 y Zona 1) los modelos con diferentes diseños prácticamente no varían. Sin embargo el modelo con irregularidad en planta varía un poco en la demanda de Zona 1 como se documenta en la figura. Los menores desplazamientos ocurren en el modelo con irregularidad en altura igual que las menores derivas.

Figura 70. Desplazamiento en el punto de comportamiento para los espectros de respuesta de las zonas 1,2 y 3 con pushover en dirección X.



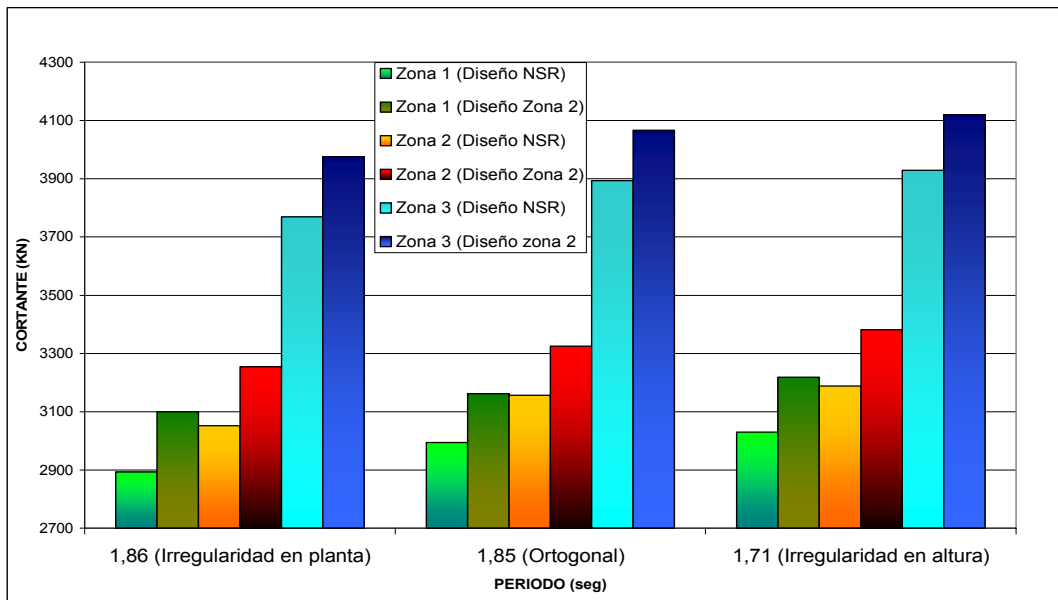
Puede extraerse de la información presentada en la figura 70 la notable demanda impuesta por el sismo de Zona 3 a los tres modelos. Los desplazamientos en este punto de comportamiento son mucho mayores que para las otras dos demandas sísmicas, donde la diferencia es casi del doble entre la demanda Zona 3 y la demanda Zona 2, y mas del doble entre la demanda Zona 3 y la demanda Zona 1. Entre las demandas Zona 2 y Zona 1 los desplazamientos no varían mucho mostrando que la estructura es estable y apta para las dos sollicitaciones.

Figura 71. Desplazamiento en el punto de comportamiento para los espectros de respuesta de las zonas 1,2 y 3 con pushover en dirección Y.



Al aplicar el sismo en dirección Y (figura 71) se observan cambios notables en el desplazamiento, en comparación con la figura 70. El modelo con irregularidad en planta es el mas afectado mostrando el mayor desplazamiento al someterse a un sismo Zona 3, con valor aproximado de 31 centímetros, seguido por el modelo ortogonal y la irregularidad en altura, conservando esta ultima su categoría de modelo con menos movimiento en la cubierta. Los desplazamientos en la demanda Zona 3 son aproximadamente el doble de la demanda Zona 2, y más del doble para la demanda Zona 1. Esta es una característica común con la aplicación del sismo en dirección X (Figura 70).

Figura 72. Cortante en el punto de comportamiento para los espectros de respuesta de las zonas 1,2 y 3 con pushover en dirección X.



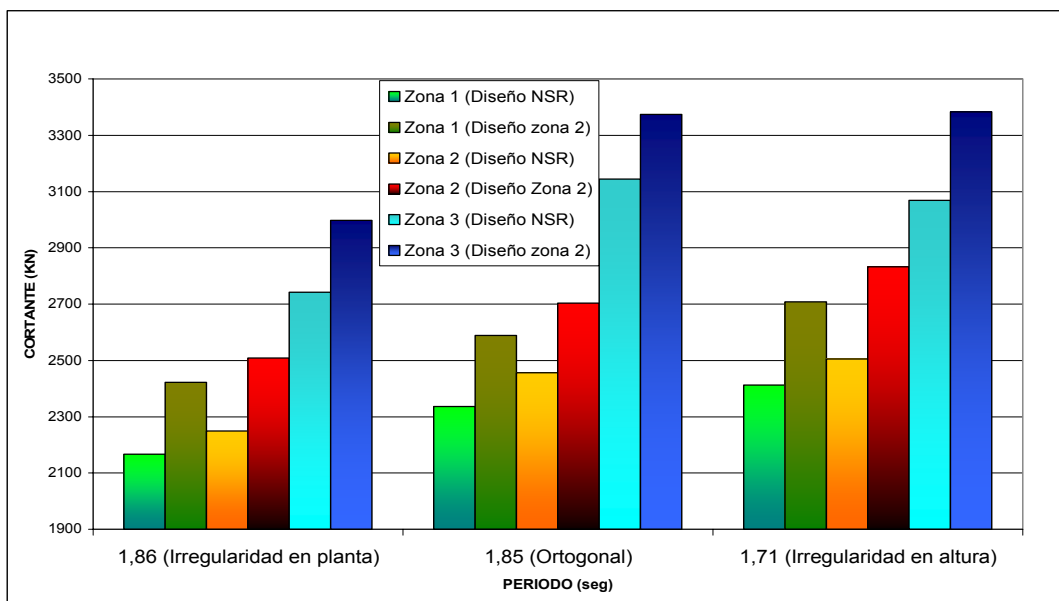
La figura 72 muestra el cortante presentado en la base de los diferentes modelos analizados. El mayor cortante tiene un valor aproximado de 4100 KN evidenciado por el modelo con irregularidad en altura cuando es solicitado por un sismo en Zona 3. Este mismo modelo muestra los menores desplazamientos en cubierta (figuras 70 y 71) lo cual es llamativo y aparentemente contradictorio.

Otro aspecto importante y notable es la diferencia entre el valor de cortante para los dos diferentes diseños al someterlos a las tres diversas demandas. Al diseño por Zona 2 puede aplicársele mayor cortante que al diseño por NSR-98, además, la diferencia entre cortante para un mismo modelo es de aproximadamente 200 KN permaneciendo esta variación prácticamente constante en todos los modelos para todas las demandas sísmicas. Esto lleva a pensar en una relación de proporcionalidad directa entre la cantidad

de refuerzo y el cortante basal soportado por la estructura en el punto de comportamiento.

Finalmente el modelo con menos capacidad de cortante basal es aquel con irregularidad en planta, seguido en capacidad por el modelo ortogonal.

Figura 73. Cortante en el punto de comportamiento para los espectros de respuesta de las zonas 1,2 y 3 con pushover en dirección Y.



Es esperado un comportamiento diferente en los modelos al someterlos a sismos en dirección Y. Esta diferencia se muestra en la figura 73 donde nuevamente el modelo con irregularidad en altura supera los otros modelos en capacidad de cortante basal excepto cuando se aplica una demanda tipo Zona 3 al diseño por NSR-98. En este caso particular es el modelo ortogonal quien posee mayor capacidad de cortante. Así mismo, al someter tanto el modelo ortogonal como el modelo con irregularidad en altura a una demanda sísmica Zona 3 solo a los diseños por Zona 2, la diferencia entre la

capacidad de cortante es insignificante evidenciando un comportamiento muy parecido de los dos modelos.

Como modelo de menos capacidad a cortante basal se muestra el modelo con irregularidad en planta, situación análoga a sismos actuantes en dirección X (Figura 72). Respecto a la variación de la capacidad de cortante entre los diferentes diseños para una misma demanda, esta deja de ser aproximadamente constante (caso sismo aplicado en dirección X) cambiando para todos los modelos, de forma tal que no es preciso establecer o definir un valor de variación. Sin embargo, la figura 73 permite aproximar una variación para la capacidad de cortante entre valores de 250 KN hasta 350 KN.

5.5. ANATOMIA DE LA ROTULACIÓN PLÁSTICA.

Una de las características mas interesantes a la hora de analizar una estructura por medio de análisis estático no-lineal (curva pushover) es ver la manera como se generan las rotulas plásticas en la estructura al encontrar su punto de comportamiento. Las rotulas plásticas en los seis modelos analizados son controladas en los extremos de cada elemento viga columna como lo recomienda ATC-40¹²⁵. La figura 69 en su tipo 1 evidencia la relación momento – rotación utilizada para controlar la plastificación en las vigas y columnas. Dicha figura para cada elemento es generada por medio de la tabla 53 para vigas y 54 para columnas.

El anexo 3 de este documento presenta la rotulación en diferentes planos para las diferentes estructuras analizadas. Esta información es obtenida a partir del análisis estático no lineal aplicado a los modelos en formato de archivo SAP-2000 non-linear encontrados en el anexo 4. A partir de esta

¹²⁵ ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40.

información se generan las tablas 58 a 60 que describen globalmente la manera de rotulación plástica en el punto de comportamiento, así como el valor del cortante basal, el desplazamiento en cubierta y la cantidad de rotulas plásticas junto a su respectivo nivel de comportamiento.

La determinación del punto de comportamiento se realiza en base al corte entre los espectros de capacidad y demanda como se describe en el capítulo 4. El nivel de comportamiento es encontrado teniendo en cuenta el punto de comportamiento y la cantidad de rotulas plásticas así como el nivel de comportamiento en el que se encuentra el elemento rotulado.

La figura 74 ilustra la manera como el software SAP-2000 esquematiza los niveles de comportamiento para realizar el análisis estático no-lineal. Esta figura es similar a la figura 69 cuyo concepto es base para la manera como el software desarrolla el análisis inelástico.

Para definir el nivel de comportamiento de la estructura debe tenerse en cuenta la cantidad de rotulas plásticas y el comportamiento que presentan. Para definir un nivel de comportamiento de *Seguridad de la Vida*, no debe existir ninguna rotula plástica entre el rango **LS – CP** (*Seguridad de la Vida – Prevención del colapso*). Si existe al menos una rotula mas allá del nivel **LS**, la estructura cae en el nivel de comportamiento llamado *Estabilidad Estructural* (capítulo 4) y en lo mas posible debe programarse una estrategia de rehabilitación o refuerzo en la edificación. Los puntos de comportamiento para cada modelo analizado se ilustran en las tablas 61 a 63.

Tabla 58. Características estructurales en el punto de comportamiento para el modelo ortogonal.

CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES EN EL PUNTO DE COMPORTAMIENTO								
MODELO	ESPECTRO ZONA	DIRECCIÓN SISMO	V (KN)	Δ (cm)	ROTULAS PLASTICAS			
					A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP
ORTOGONAL NSR-98	1	X	2994,529	11,452	1042	158	24	0
		Y	2336,393	12,952	997	210	17	0
	2	X	3155,869	13,084	1016	140	68	0
		Y	2455,957	15,017	980	160	84	0
	3	X	3893,935	25,094	958	72	82	112
		Y	3143,74	30,74	936	76	58	150
ORTOGONAL ZONA 2	1	X	3162,417	11,461	1060	156	8	0
		Y	2588,473	12,918	1008	211	5	0
	2	X	3324,762	13,017	1036	146	42	0
		Y	2703,465	14,768	1001	207	16	0
	3	X	4067,062	24,35	962	76	84	112
		Y	3374,054	28,824	945	67	66	143
IO : OCUPACION INMEDIATA.								
LS : SEGURIDAD DE LA VIDA.								
CP : PREVENCIÓN DEL COLAPSO.								

Tabla 59. Características estructurales en el punto de comportamiento para el modelo con irregularidad en planta.

CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES EN EL PUNTO DE COMPORTAMIENTO								
MODELO	ESPECTRO ZONA	DIRECCIÓN SISMO	V (KN)	Δ (cm)	ROTULAS PLASTICAS			
					A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP
I. EN PLANTA NSR-98	1	X	2893,683	11,3	990	149	13	0
		Y	2166,501	13,6	968	184	0	0
	2	X	3051,765	12,8	986	135	31	0
		Y	2248,743	15,5	939	177	36	0
	3	X	3768,89	24,1	910	81	75	86
		Y	2742,466	31,3	883	73	56	140
I. EN PLANTA ZONA2	1	X	3099,717	11,3	997	149	6	0
		Y	2422,234	13,7	983	169	0	0
	2	X	3253,623	12,8	988	136	28	0
		Y	2509,157	15,5	959	187	6	0
	3	X	3975,355	23,2	915	84	81	72
		Y	2997,801	29,4	904	62	59	127
IO : OCUPACION INMEDIATA.								
LS : SEGURIDAD DE LA VIDA.								
CP : PREVENCIÓN DEL COLAPSO.								

Tabla 60. Características estructurales en el punto de comportamiento para el modelo con irregularidad en altura.

CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES EN EL PUNTO DE COMPORTAMIENTO								
MODELO	ESPECTRO ZONA	DIRECCIÓN SISMO	V (KN)	Δ (cm)	ROTULAS PLASTICAS			
					A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP
I. EN ALTURA NSR-98	1	X	3029,492	10,4	901	155	0	0
		Y	2412,419	12	841	211	4	0
	2	X	3189,084	11,8	890	151	15	0
		Y	2505,133	13,7	830	216	10	0
	3	X	3929,198	21,6	819	94	83	60
		Y	3068,719	26,8	804	61	133	58
I. EN ALTURA ZONA2	1	X	3218,536	10,5	905	151	0	0
		Y	2708,419	12,3	885	171	0	0
	2	X	3381,543	11,8	893	149	14	0
		Y	2833,193	13,8	844	210	2	0
	3	X	4120,546	21	822	97	89	48
		Y	3383,012	25,4	810	56	167	23
IO : OCUPACION INMEDIATA.								
LS : SEGURIDAD DE LA VIDA.								
CP : PREVENCIÓN DEL COLAPSO.								

Figura 74. Curva esquemática de los niveles de comportamiento. Adaptada de SAP-2000¹²⁶.

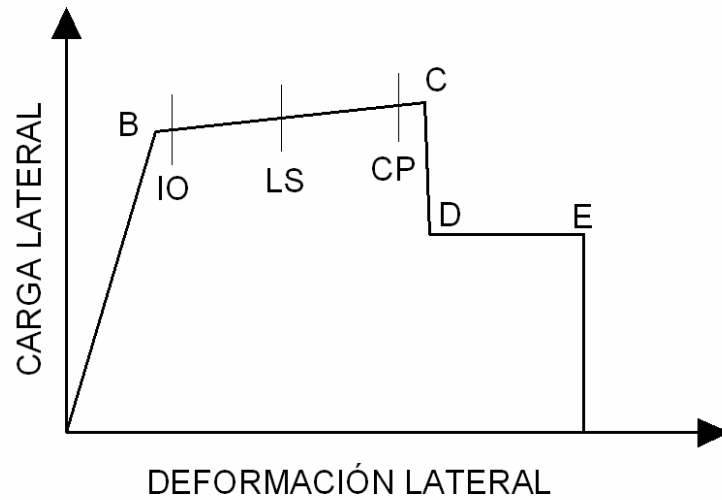


Tabla 61. Niveles de comportamiento estructural para el modelo ortogonal.

NIVEL DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL			
MODELO	ESPECTRO ZONA	DIRECCIÓN SISMO	NIVEL DE COMPORTAMIENTO
ORTOGONAL NSR-98	1	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	2	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	3	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
ORTOGONAL ZONA 2	1	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	2	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	3	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

¹²⁶ SAP-2000 Nonlinear Version 8.3.3, Integrated Structural Analysis and Design Software, Computer and Structures Inc, Berkeley, California, 2004.

Tabla 62. Niveles de comportamiento estructural para el modelo con irregularidad en planta.

NIVEL DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL			
MODELO	ESPECTRO ZONA	DIRECCIÓN SISMO	NIVEL DE COMPORTAMIENTO
I. EN PLANTA NSR-98	1	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	2	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	3	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
I. EN PLANTA ZONA2	1	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	2	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	3	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

Tabla 63. Niveles de comportamiento estructural para el modelo con irregularidad en altura.

NIVEL DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL			
MODELO	ESPECTRO ZONA	DIRECCIÓN SISMO	NIVEL DE COMPORTAMIENTO
I. EN ALTURA NSR-98	1	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	2	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	3	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
I. EN ALTURA ZONA2	1	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	2	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	3	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

5.6. CURVAS DE CAPACIDAD-DEMANDA.

El procedimiento estático no-lineal seguido para el análisis arroja una importante relación entre la estructura y el sismo aplicado. Las curvas de capacidad – demanda permiten observar esta relación en base al punto de intersección de las graficas, punto llamado de comportamiento. El anexo 1 presenta las graficas de capacidad – demanda en formato ADRS, como sugiere ATC-40 para realizar el análisis.

La curva de capacidad es otra relación entre el cortante basal y el desplazamiento resultado de la aplicación de carga mediante la metodología pushover. El anexo 2 contiene las curvas de capacidad para cada modelo, información importante para comparar la capacidad de las diferentes edificaciones analizadas.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Como producto del análisis estructural realizado a los seis modelos en cuestión se obtienen unas cantidades de acero correspondiente al refuerzo a flexión en vigas y columnas, cantidades expresadas en la relación peso total del acero de refuerzo en kilogramos sobre volumen total de concreto de vigas y columnas en m^3 resultados documentados en la tabla 22. El modelo ortogonal NSR fue el que obtuvo la menor relación de acero-concreto con un valor de 82.24 (Kg / m^3); contrario a esto el modelo irregularidad en planta zona 2 requirió el máximo valor de acero/concreto cuyo valor es 93.84 (Kg / m^3) que excede en un 7,5% la relación acero/concreto del modelo ortogonal NSR. En general los modelos ortogonales fueron los que requirieron menor cantidad de acero y los modelos con irregularidad en planta fueron los que requirieron mayor cantidad. El modelo con irregularidad en altura se encuentra en un punto intermedio entre estos dos.

La relativa baja cantidad de refuerzo del modelo ortogonal respecto a los otros obedece a la mejor distribución de cargas y esfuerzos debido a su configuración geométrica con simetría tanto en planta como en altura, lo cual hace de esta configuración estructuralmente la más óptima. Por otro lado la irregularidad en planta es la que posee la mayor cantidad de refuerzo debido a que se suprime un eje de columnas distribuyéndose las cargas a las columnas adyacentes aumentando la cantidad de refuerzo solicitado por estas más allá del que se requiere cuando no hay irregularidad. Además este tipo de irregularidad induce mayores efectos torsionales, lo cual aumenta la cantidad de refuerzo. Finalmente, el modelo con irregularidad en altura,

induce esfuerzos que exigen una mayor cantidad de refuerzo en los elementos cercanos al lugar donde se efectuó el cambio en la geometría.

Al comparar los diseños de un mismo modelo, el diseño realizado para zona 2 obtuvo mayor relación acero-concreto que el realizado para NSR-98, observándose esto en todos los modelos. La mayor variación del refuerzo entre los diseños se presentó en el modelo con irregularidad en altura con un 6.9 % de excedencia en el diseño zona 2 con respecto al NSR-98, mientras que la menor variación se presentó en el modelo con irregularidad en planta con un 6.0%.

Cotizando el kilogramo de acero estructural a \$1770 el costo adicional de realizar un diseño sismo-resistente por zona 2 es de \$4'492.360 para el modelo ortogonal, \$4'024.061 para el modelo con irregularidad en planta y \$4'144.285 para el modelo con irregularidad en altura; respecto a un diseño por NSR-98. Esta cantidad de dinero no es significativa con respecto al costo total de realizar un proyecto como las edificaciones analizadas. Es importante resaltar que el acero al que se hace referencia solo es el refuerzo a flexión y compresión en vigas y columnas sin tener en cuenta el refuerzo de zapatas, torsión, cortante, temperatura y retracción de fraguado.

Producto del análisis dinámico elástico espectral es encontrado que para todos los modelos la magnitud del cortante basal es mayor en dirección X y es menor en dirección Y por una cantidad considerable en un rango entre 1000 y 1100 KN (tablas 34 a 36). Esto se debe a que la estructura en dirección Y posee una mayor rigidez debido a que tiene un eje de columnas adicional y que las luces entre los ejes es menor que en la dirección X. Haciendo un análisis comparativo de los cortantes basales de los modelos, se halla que la mayor magnitud de cortante basal está en el modelo ortogonal seguido por el modelo con irregularidad en altura y por último el

menor cortante se encuentra en el modelo con la irregularidad en planta. El mayor cortante del modelo ortogonal se debe a que es el modelo con más masa. Respecto a los modelos con irregularidad el modelo con irregularidad en altura es el que posee mayor cortante basal debido a un menor periodo de vibración que el modelo con irregularidad en planta, generando un rango de aceleraciones espectrales mayores que al combinar los distintos modos de vibración producen un mayor cortante basal.

Los coeficientes sísmicos se pueden observar en la tabla 37 donde el mayor coeficiente sísmico se obtuvo para el modelo con irregularidad en altura zona 2 para un cortante en dirección X con un valor de 0.301 y el menor se obtuvo para el modelo ortogonal NSR-98 con una magnitud de 0,1853 en dirección Y. Comparativamente entre los modelos el coeficiente sísmico para el modelo con irregularidad en planta es mayor que los del modelo ortogonal pero por un porcentaje despreciable. Los coeficientes sísmicos para el modelo con irregularidad en altura son significativamente mayores con respecto a los otros dos modelos.

Para todos los diseños los requerimientos exigidos por concepto sismo-resistente (Titulo C para diseño en concreto reforzado y titulo A para diseño resistente) por NSR-98 fueron cumplidos satisfactoriamente, esto evidencia que el software SAP-2000 es una herramienta versátil y optima para realizar diseños a satisfacción de la norma sismo-resistente colombiana. Enfatizando en el criterio de cheque de derivas, es importante resaltar el hecho de que en todos los modelos al analizar una demanda zona 1 y zona 2 del espectro de microzonificación para el área metropolitana de Bucaramanga el criterio es cumplido satisfactoriamente. Por lo contrario al someter todos los modelos a una demanda sísmica zona 3 ningún modelo cumplió el criterio. En general el comportamiento de la deriva presenta los mayores valores en los pisos del cinco al nueve. Esto se debe a que estos valores se obtienen para el modo

fundamental de vibración y que para esta zona es donde se presenta el cambio de concavidad en la deformada del modo.

Partiendo de la metodología propuesta en el documento ATC-40 y explicada en el capítulo 4 del presente documento se analizaron los criterios de derivas y nivel de comportamiento para cada modelo sometiéndolos a los espectros de diseño propuestos por la zonificación sismo geotécnica indicativa del área metropolitana de Bucaramanga. El criterio de aceptación para derivas fue cumplido para todas las demandas sísmicas en el análisis estático no lineal (Tabla 39). En cuanto al nivel de comportamiento presentado por los modelos al someterlos a la demanda de los espectros zona 1 y zona 2 todos los modelos se encontraron en el nivel de comportamiento de Seguridad de la Vida (life safety). Esto evidencia que al realizar un diseño estructural a satisfacción de la norma NSR-98 el código tiene en cuenta intrínsecamente en sus requerimientos la obtención de una estructura que se encuentre en un nivel de comportamiento aceptable al ser llevada a comportamientos no-lineales por concepto de carga sísmica. Al someter todos los modelos a una demanda del tipo zona 3 se observa que los cortantes inducidos por esta demanda y los desplazamientos exceden abruptamente los producidos por las demandas zona 1 y 2, llevando a la estructura a un nivel de comportamiento de Estabilidad Estructural más allá de Seguridad de la Vida, luego para una demanda de zona 3 se debe establecer una estrategia de rehabilitación o un diseño diferente.

Como recomendación para los ingenieros interesados en realizar diseños de estructuras de concreto reforzado como las analizadas en el presente documento y ubicadas en la zona metropolitana de Bucaramanga se propone que deben aplicar demandas del tipo zona 2 en vez de realizar diseños por NSR-98. Un diseño realizado por zona 2 cubre las zonas de roca y suelo rígido en la zona metropolitana de Bucaramanga y le proporciona a la

estructura un mejor comportamiento sísmico a un costo adicional muy bajo con respecto a un diseño por NSR-98 ya que es un estudio particular para la zona metropolitana de Bucaramanga. Para concluir para la zona de rellenos de Bucaramanga el diseño se debe realizar necesariamente con un espectro de diseño zona 3 debido a la inestabilidad que este tipo de suelo le infiere a la estructura.

Finalmente como sugerencia pedagógica e investigativa se debe profundizar mas en la línea investigativa presentada en este documento con estudios que analicen una mayor cantidad de edificaciones con diversas dimensiones tanto en altura como en planta, donde se recolecten una cantidad de datos representativos de estructuras existentes para generar modelos computacionales mas exactos. Para investigaciones futuras es apropiado ampliar la gama de comparaciones entre los resultados obtenidos del diseño estructural para los modelos a trabajar no solo para el refuerzo a flexión y a compresión en vigas y columnas, si no también para otros tipos de refuerzo como lo son por cortante, torsión y fundaciones. También es apropiado realizar estudios en sistemas estructurales diferentes al tipo pórtico como los sistemas muros de carga, combinado y dual.

BIBLIOGRAFÍA

- ⇒ **ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, AIS.** Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. Bogotá: AIS, 1998.

- ⇒ **ATC- Applied Technology Council.** Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. Redwood City, CA, USA : Applied Technology Council, 1996. v.1

- ⇒ **CHOPRA, Anil K.** Dynamics of Structures. Theory and applications to Earthquake Engineering. 1 ed. New Jersey, USA : Prentice – Hall, 2001. 844 p.

- ⇒ **COMPUTER AND STRUCTURES INC.** SAP-2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design Version 8.0, Analysis Reference Manual. Berkeley, USA : CSI. 2002. 383 p.

- ⇒ **GARCÍA REYES, Luis Enrique.** Dinámica Estructural Aplicada al Diseño Sísmico. 1 ed. Bogotá: Ediciones Uniandes, 1998. 574 p.

- ⇒ **INGEOMINAS.** Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga. Bogota: INGEOMINAS, Subdirección de Amenazas Geoambientales. 2001.

- ⇒ **MALDONADO RONDON, Esperanza y CHIO CHO, Gustavo.** Análisis Sísmico de Edificaciones. 1 ed. Bucaramanga : Ediciones UIS, 2004. 298 p.

- ⇒ **MCCORMAC, Jack C.** Diseño de Concreto Reforzado. 4 ed. México, D.F. : Alfaomega, 2002. 784 p.
- ⇒ **NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program.** Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273. Washington D.C, USA : Applied Technology Council, 1997.
- ⇒ **NILSON, Arthur H.** Diseño de Estructuras de Concreto. 12 ed, Santafé de Bogotá: McGraw-Hill, 1999. 722 p.
- ⇒ **PARK, R and PAULAY, T.** Reinforced Concrete Structures. 1 ed. New York, USA: Jhon Wiley and Sons, 1975. 769 p.
- ⇒ **SARRIA MOLINA, Alberto.** Ingeniería Sísmica. 2 ed. Bogotá : Ediciones Uniandes y Ediciones ECOE, 1995. 569 p.
- ⇒ **WIEGEL, R.L., editor.** Earthquake Engineering. 1 ed. Englewood Cliffs, NJ, USA : Prentice – Hall, 1970. 518 p.

SOFTWARE

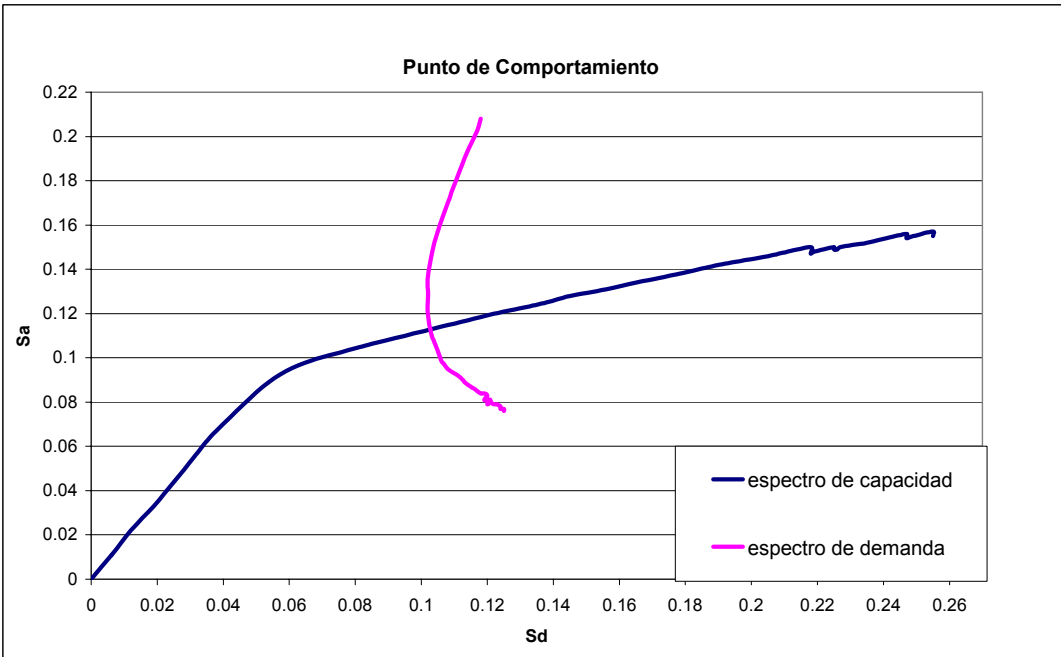
- ⇒ **SAP-2000 Nonlinear.** Integrated Structural Analysis and Design Software, Computer and Structures Inc, Berkeley, California, 2004.

ANEXOS

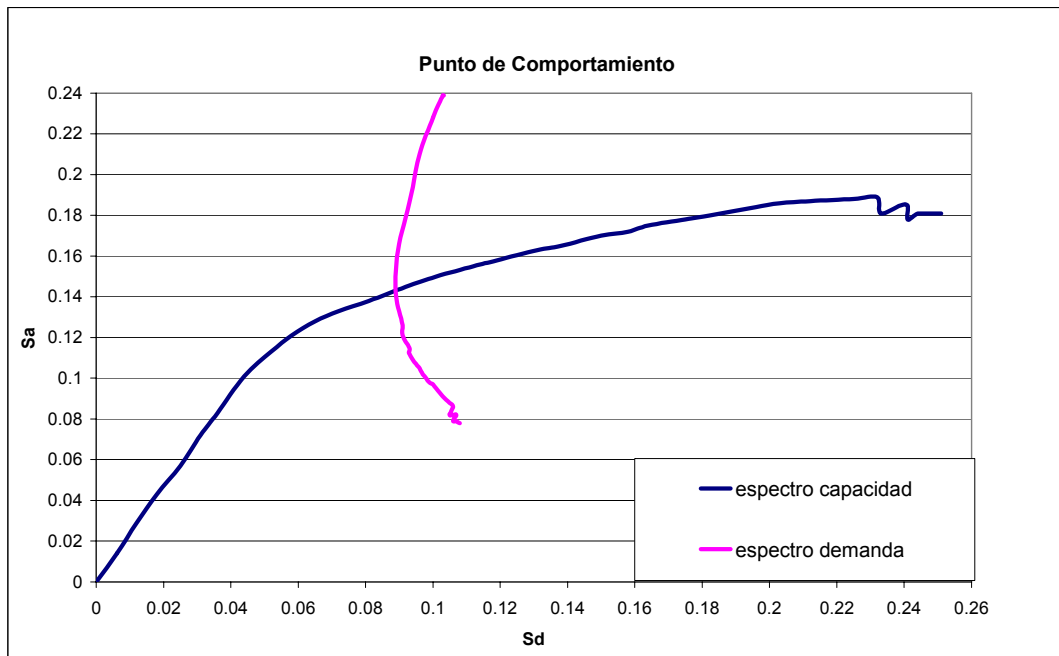
ANEXO 1. Curvas de capacidad – demanda.

1.0. Diseño por NSR-98 modelo ortogonal.

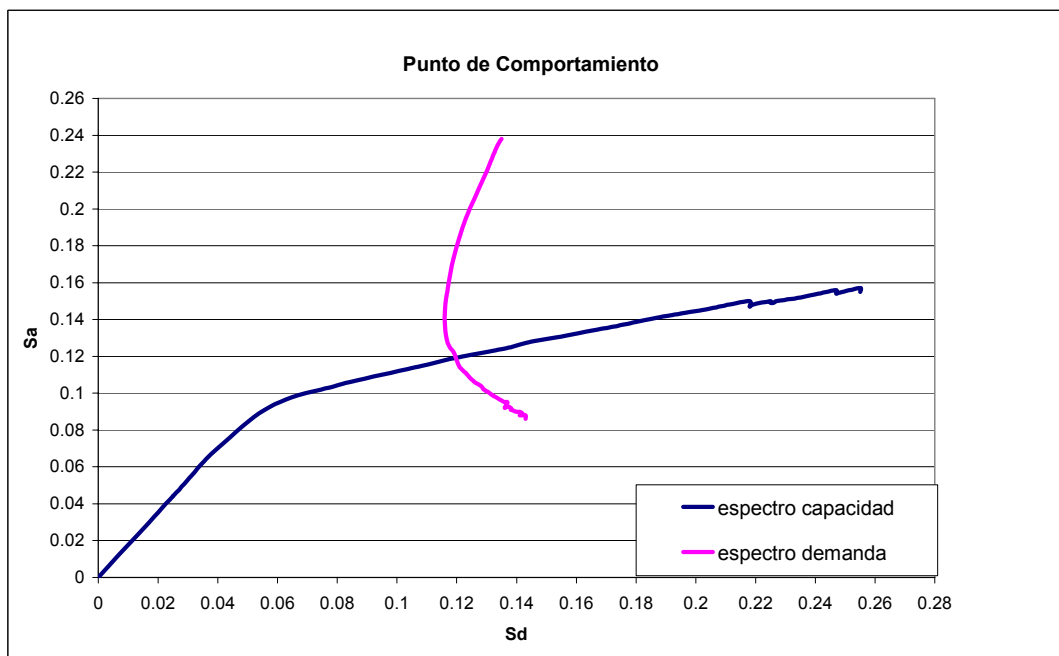
1.1. Capacidad-demanda zona 1 en Y.



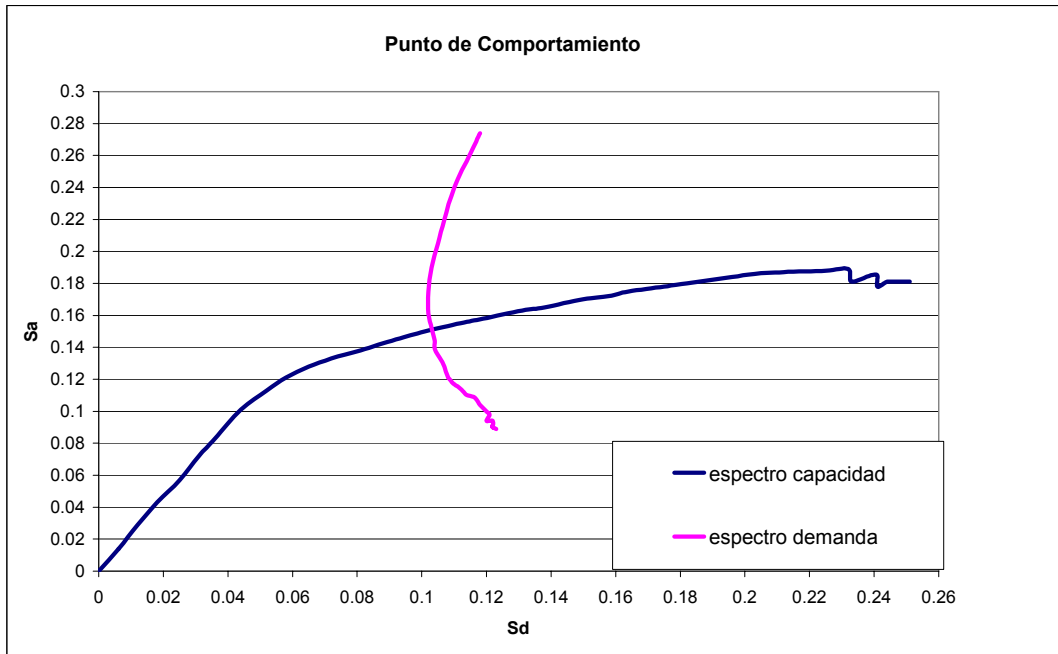
1.2. Capacidad-demanda zona 1 en X



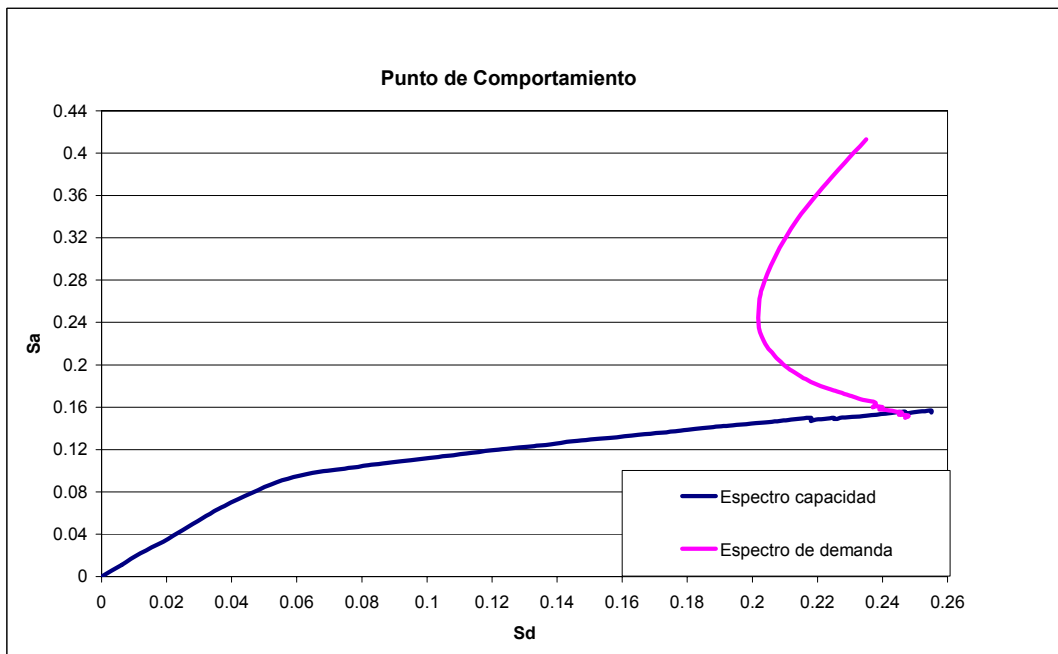
1.3. Capacidad-demanda zona 2 en Y.



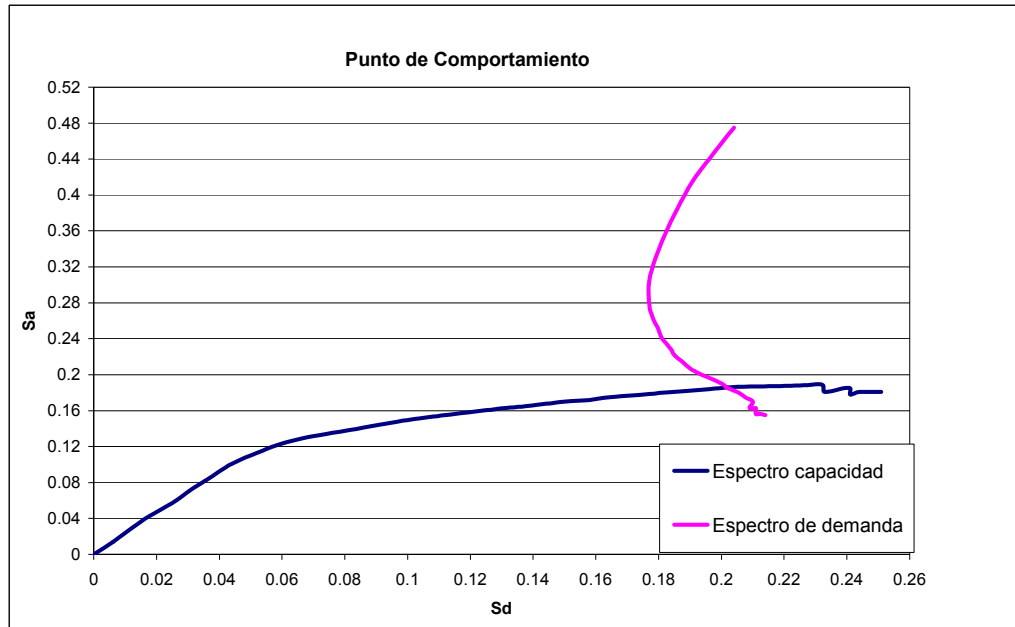
1.4. Capacidad-demanda zona 2 en X.



1.5. Capacidad-demanda zona 3 en Y.

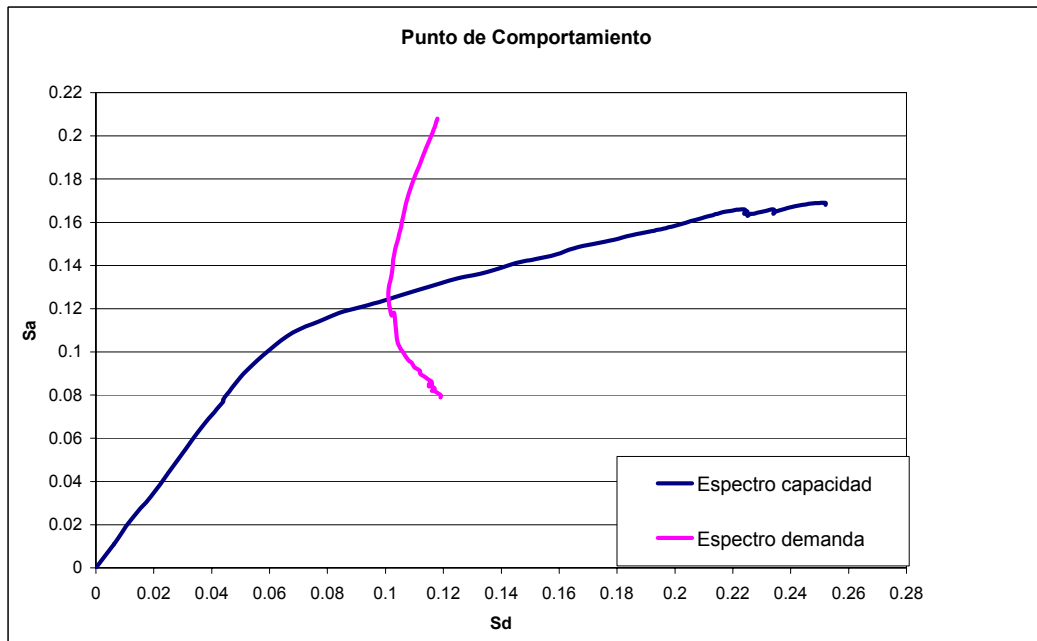


1.6. Capacidad-demanda zona 3 en X.

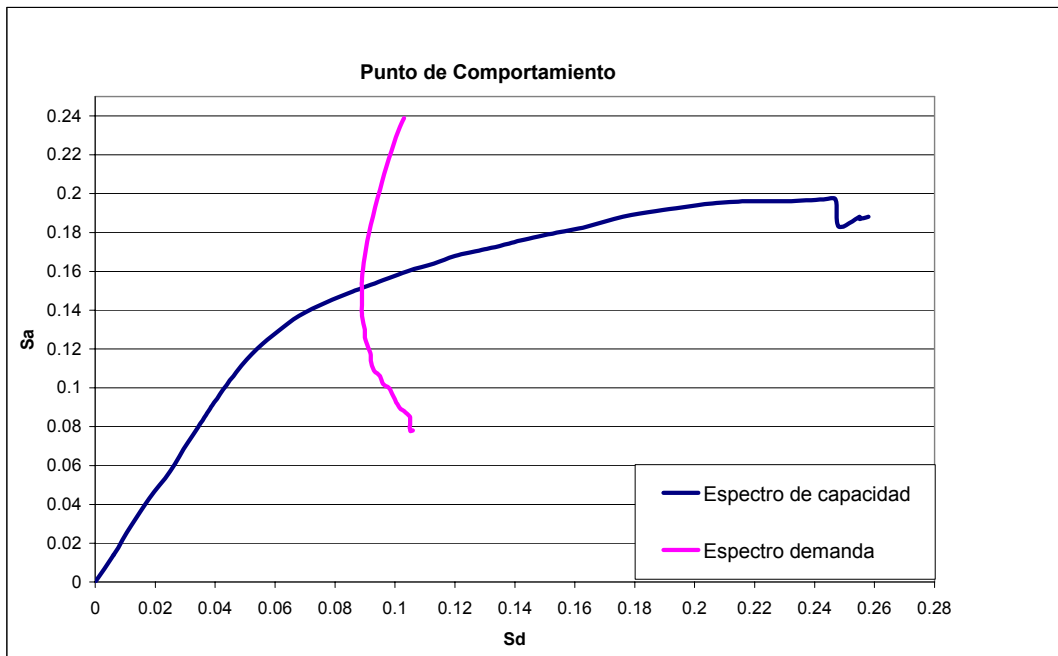


2.0. Diseño por espectro de respuesta Zona-2 Bucaramanga, modelo ortogonal.

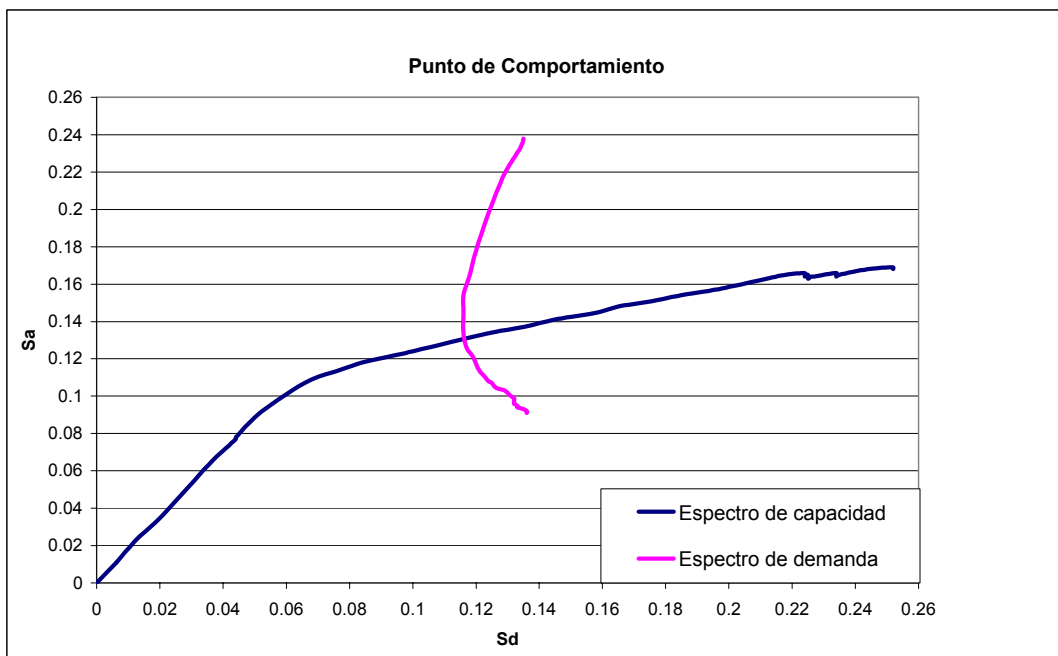
2.1. Capacidad-demanda zona 1 en Y.



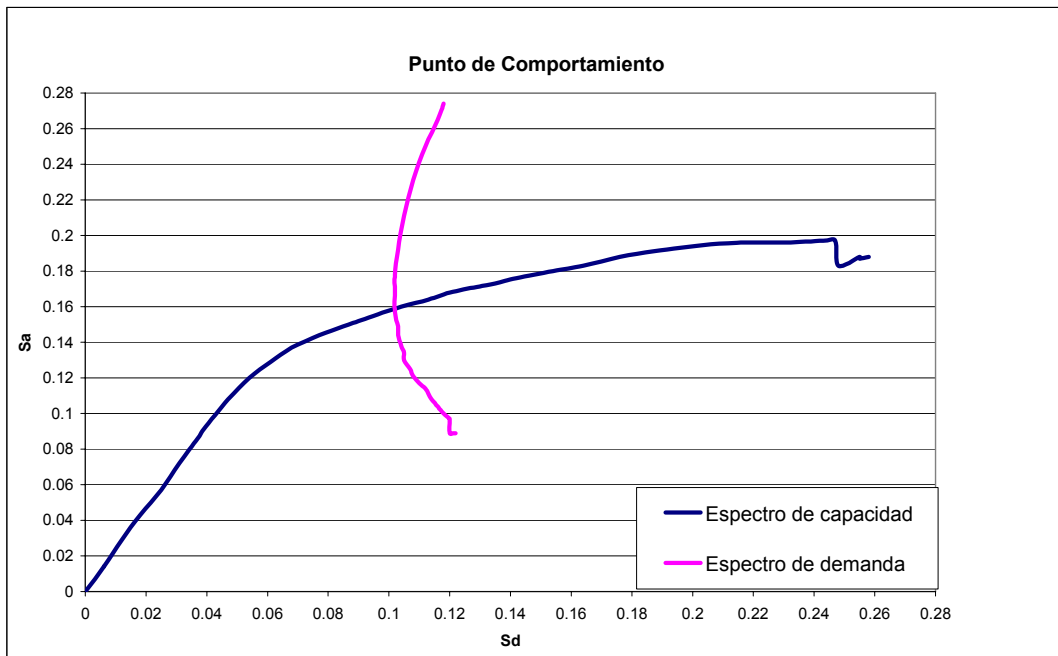
2.2. Capacidad-demanda zona 1 en X.



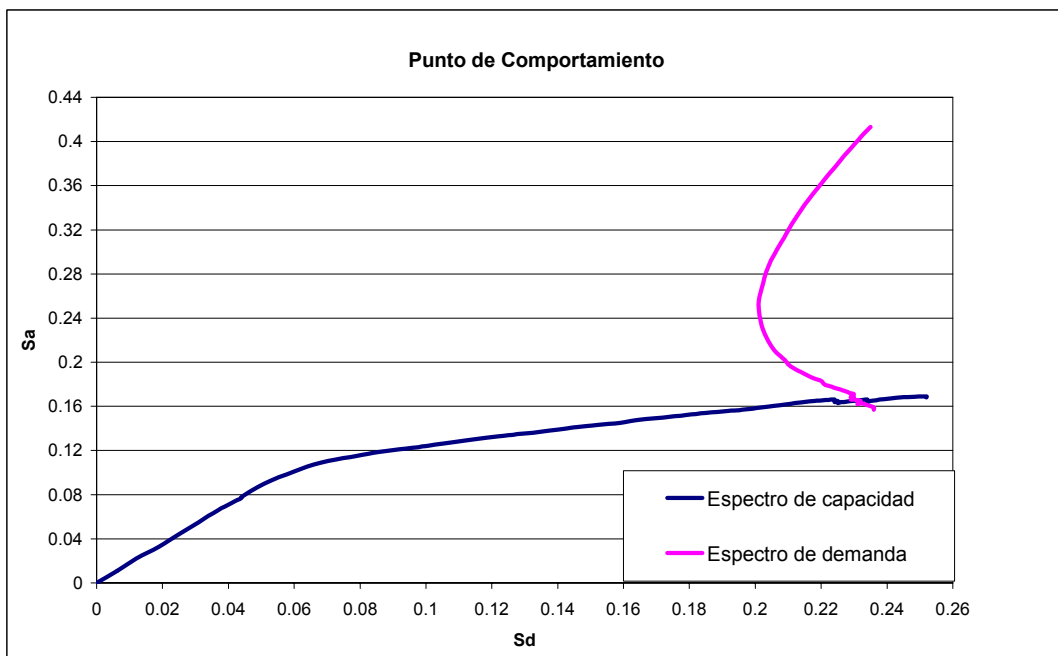
2.3. Capacidad-demanda zona 2 en Y.



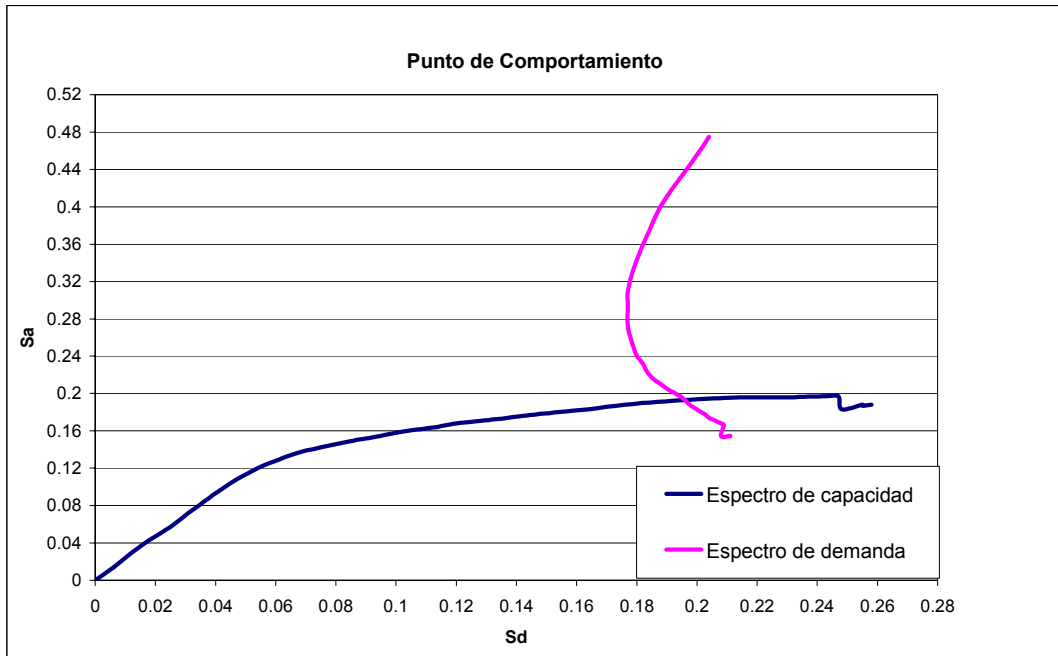
2.4. Capacidad-demanda zona 2 en X.



2.5. Capacidad-demanda zona 3 en Y.

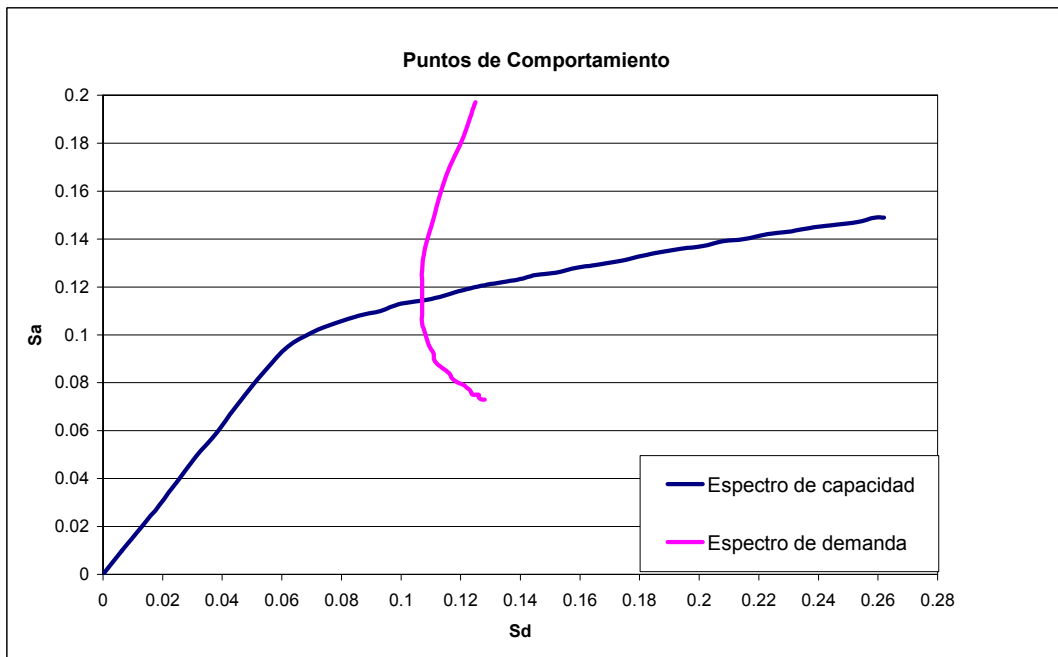


2.6. Capacidad-demanda zona 3 en X.

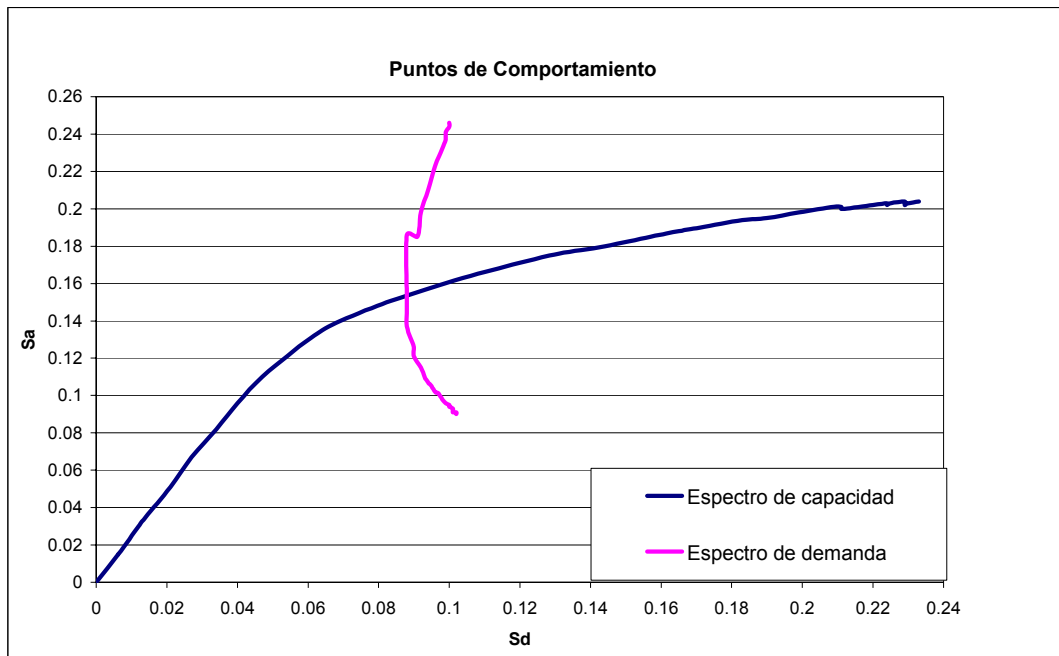


3.0. Diseño por NSR-98 modelo irregularidad en planta.

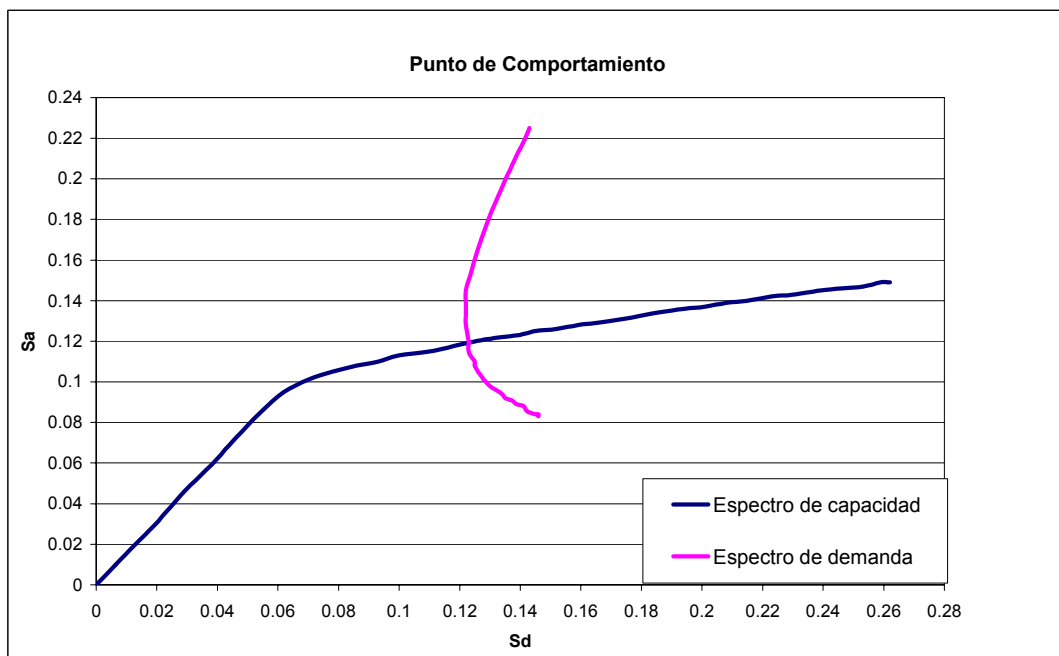
3.1. Capacidad-demanda zona 1 en Y.



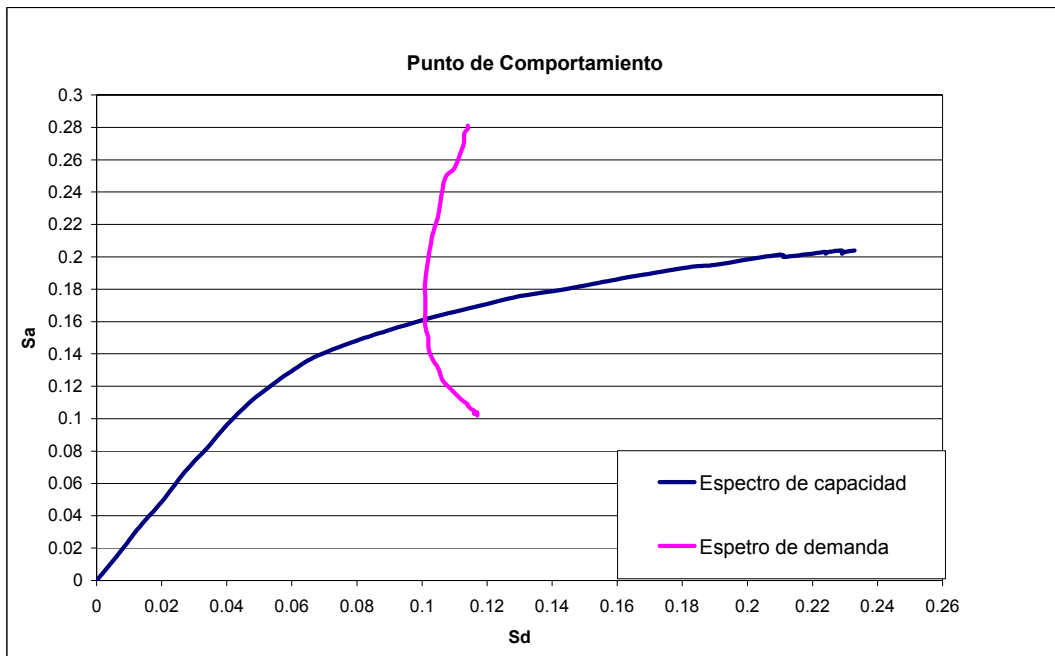
3.2. Capacidad-demanda zona 1 en X.



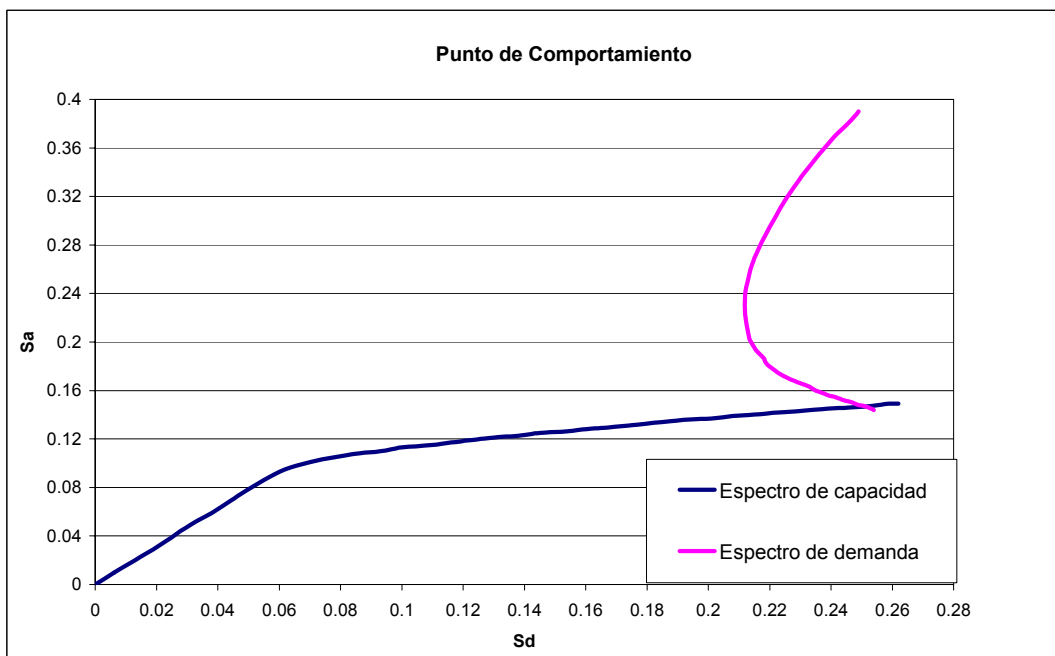
3.3. Capacidad-demanda zona 2 en Y.



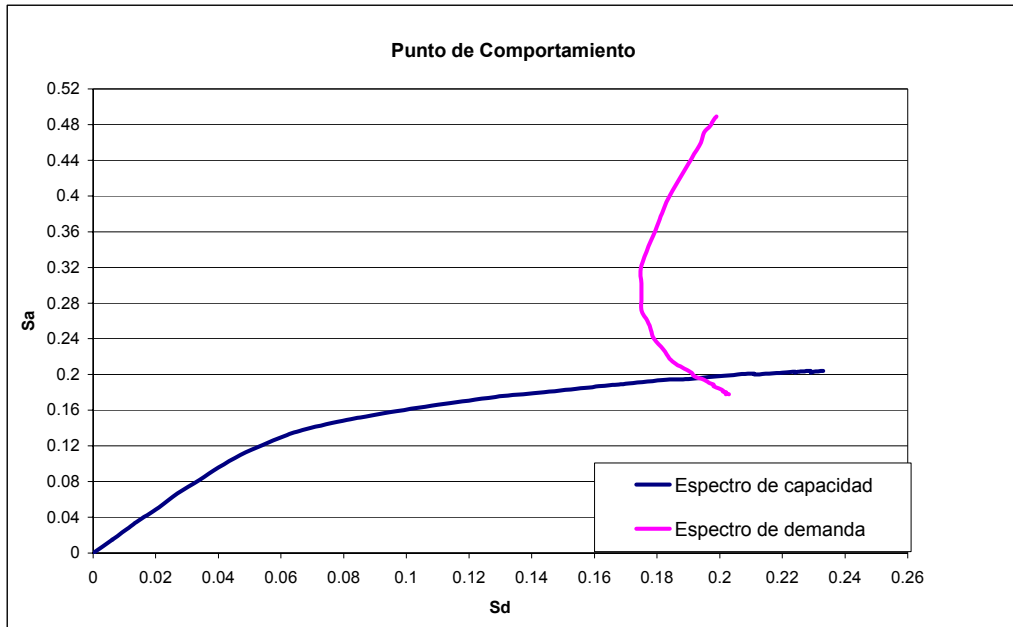
3.4. Capacidad-demanda zona 2 en X.



3.5. Capacidad-demanda zona 3 en Y.

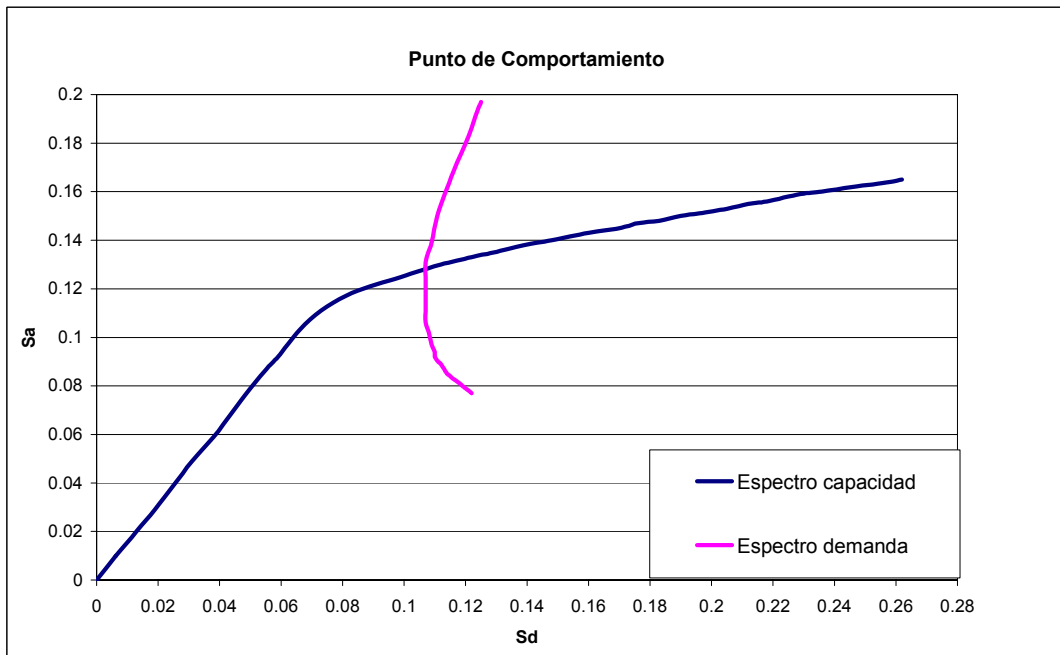


3.6. Capacidad-demanda zona 3 en X.

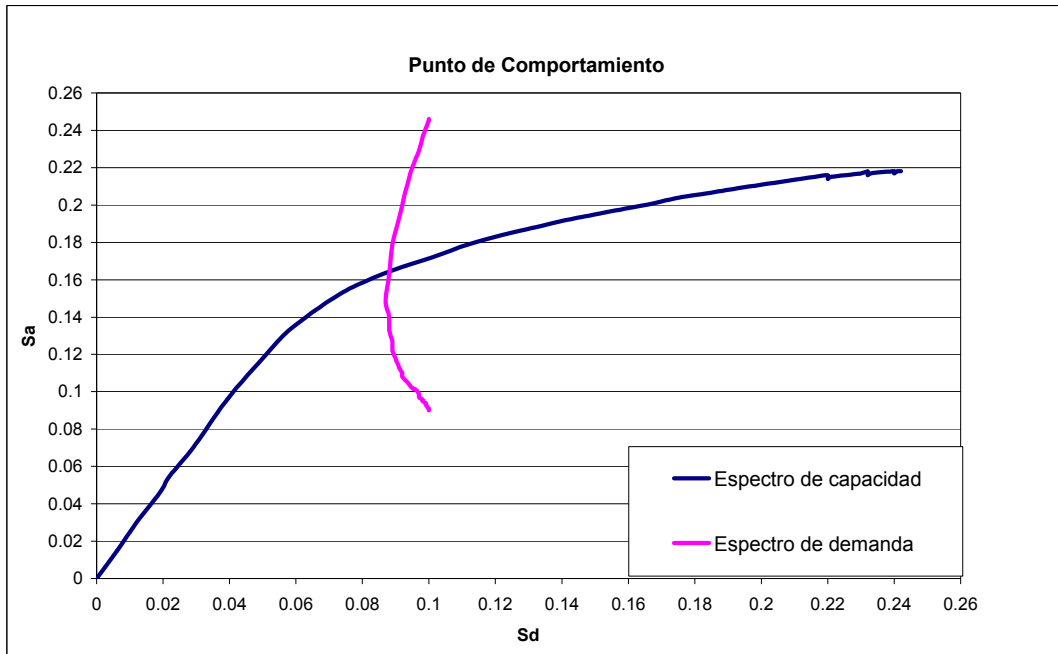


4.0. Diseño por espectro de respuesta Zona-2 Bucaramanga, modelo irregularidad en planta.

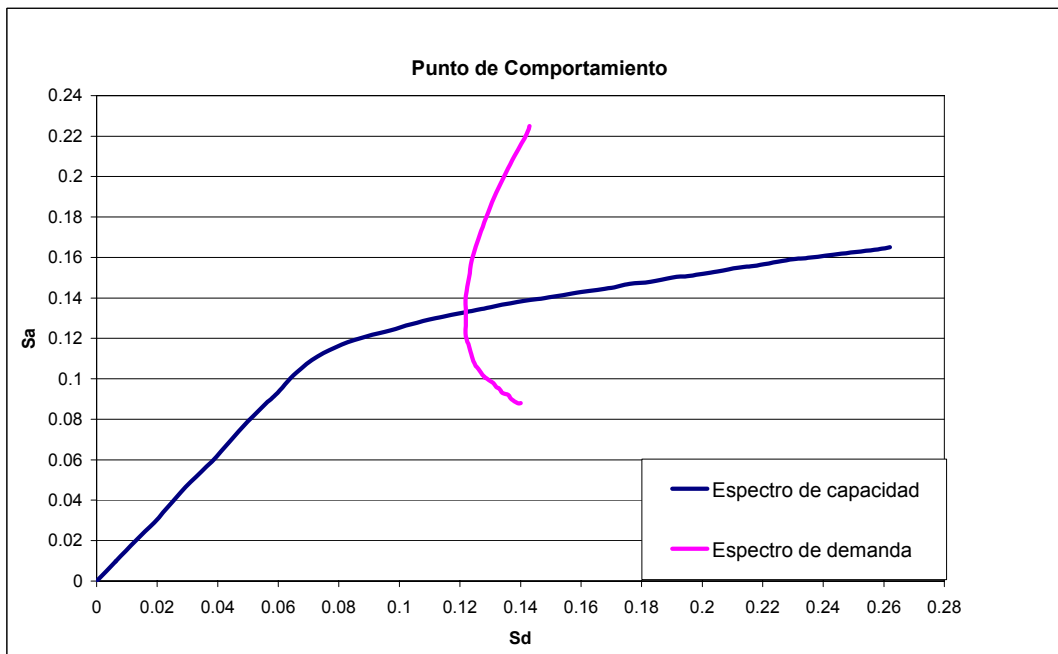
4.1. Capacidad-demanda zona 1 en Y.



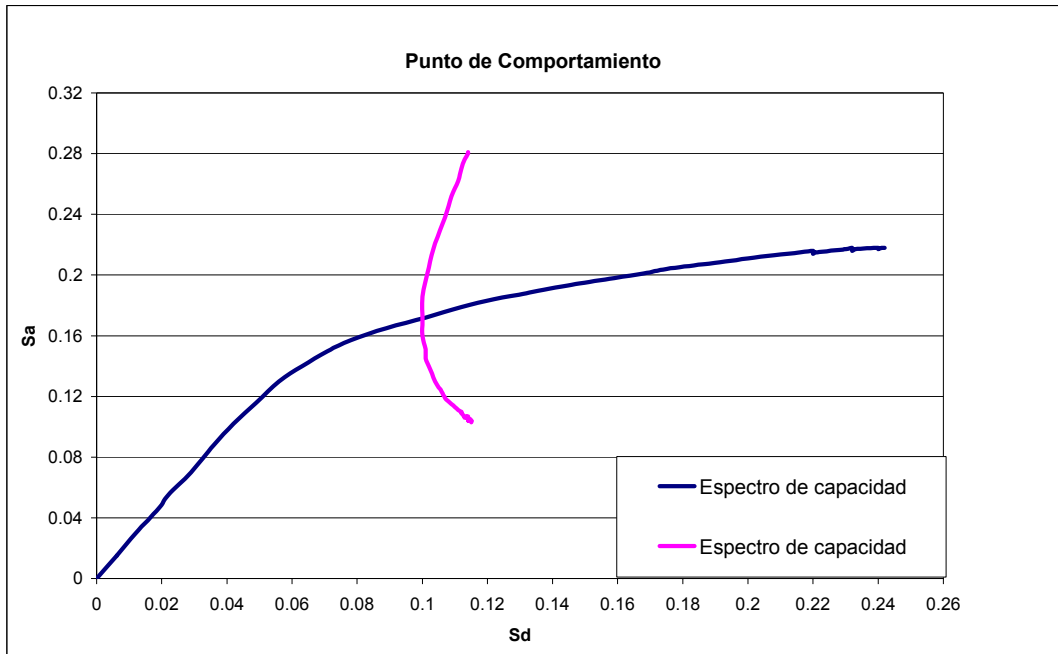
4.2. Capacidad-demanda zona 1 en X.



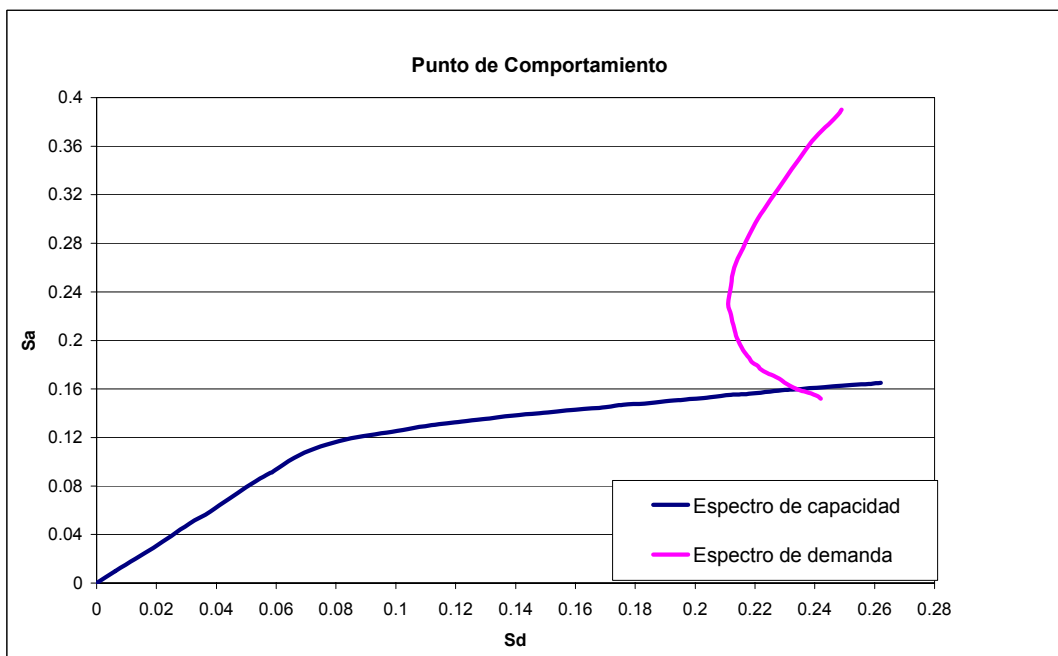
4.3. Capacidad-demanda zona 2 en Y.



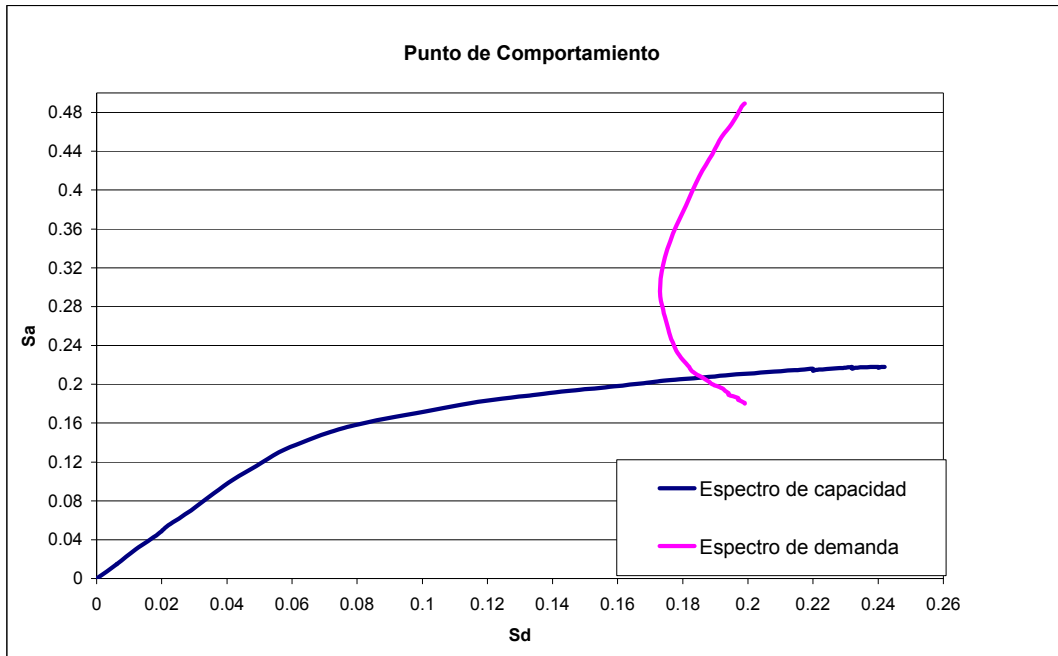
4.4. Capacidad-demanda zona 2 en X.



4.5. Capacidad-demanda zona 3 en Y.

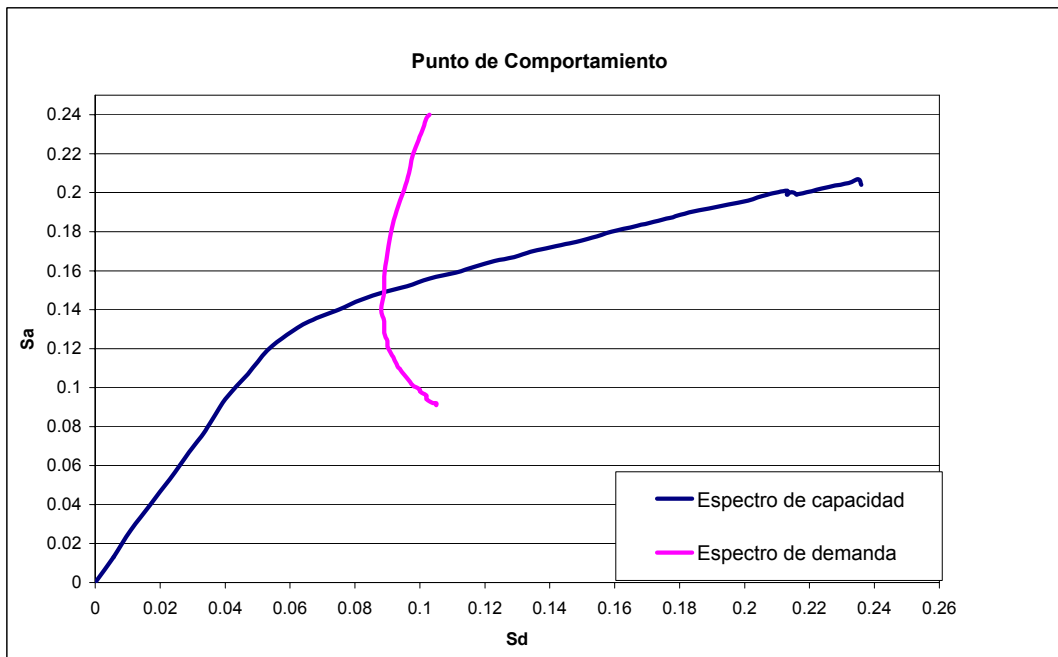


4.6. Capacidad-demanda zona 3 en X.

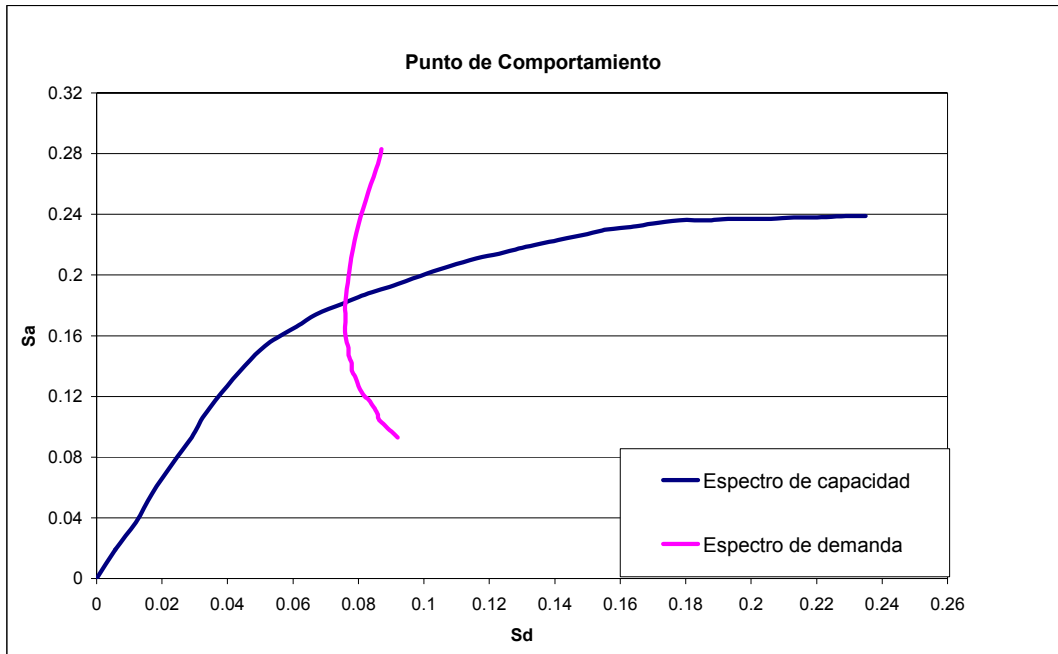


5.0. Diseño por NSR-98 modelo irregularidad en altura.

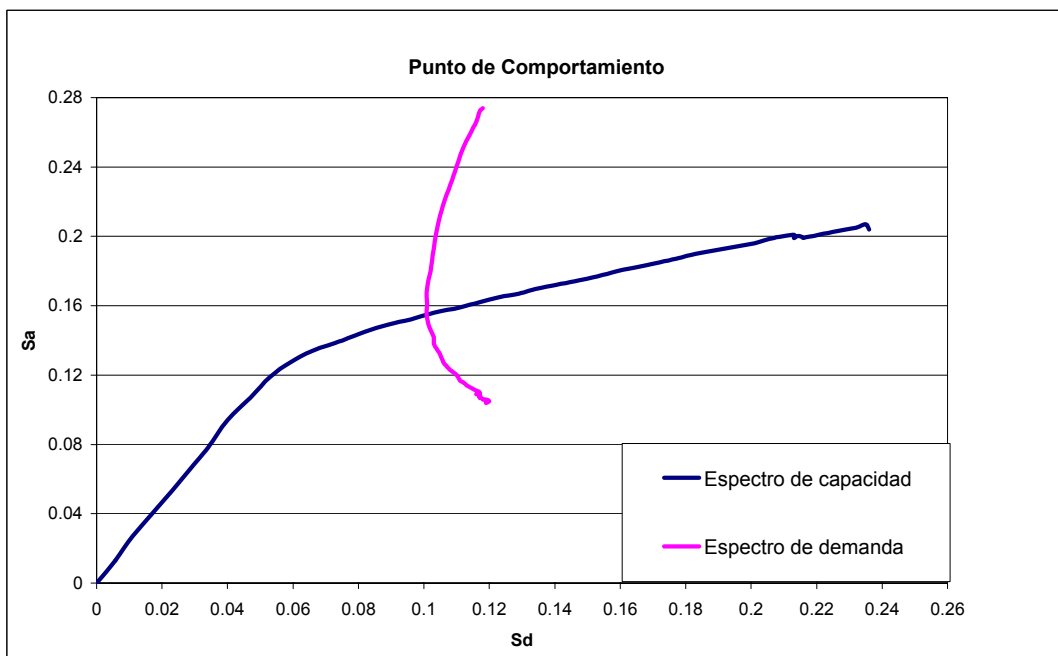
5.1. Capacidad-demanda zona 1 en Y.



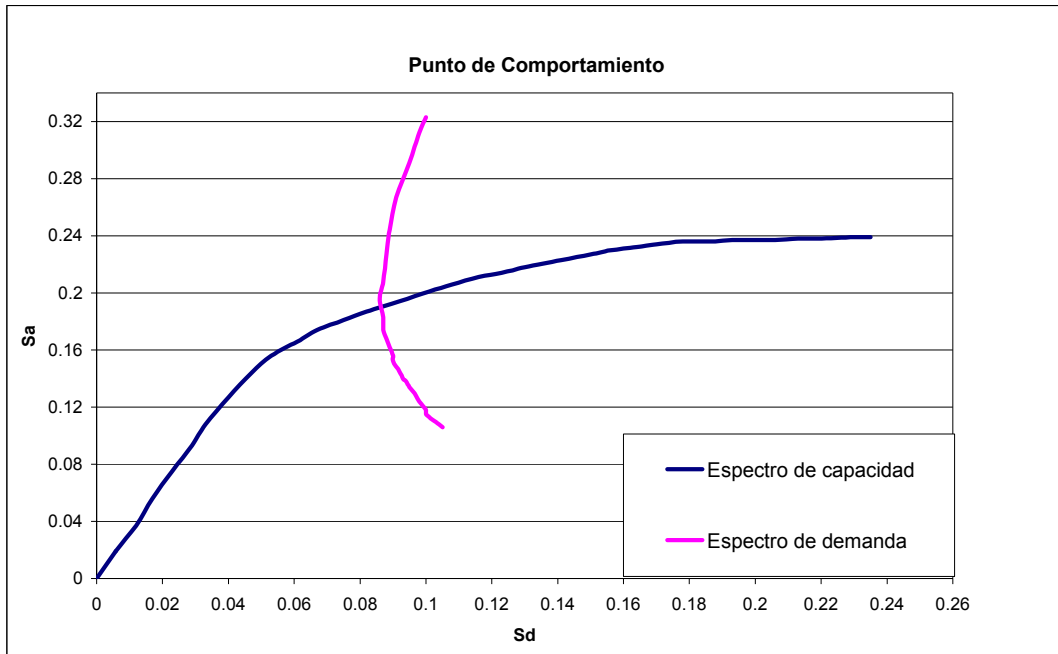
5.2. Capacidad-demanda zona 1 en X.



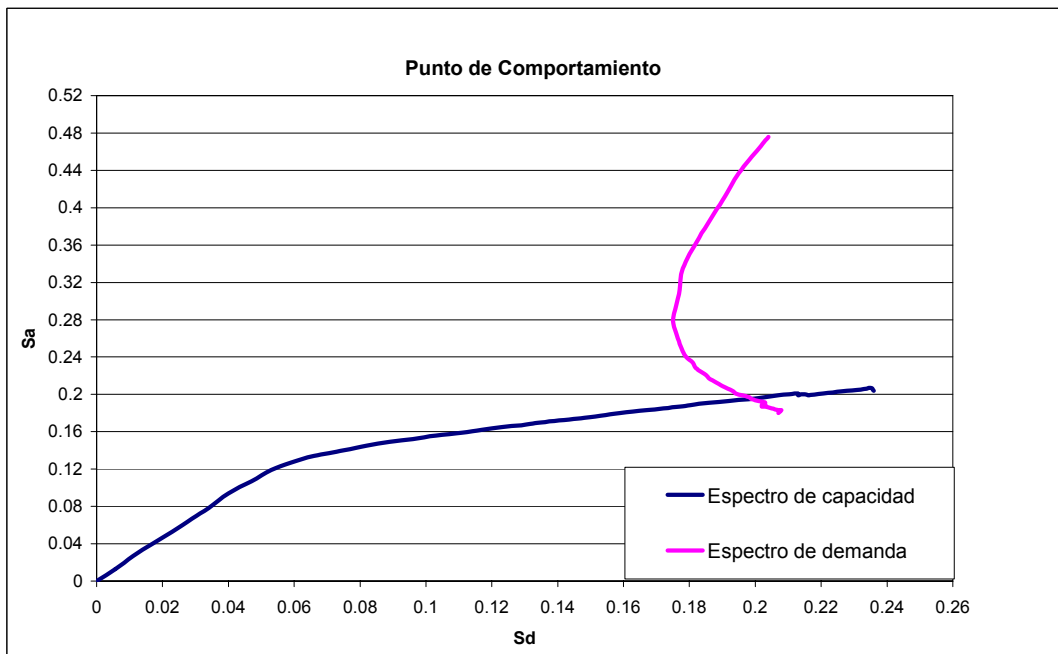
5.3. Capacidad-demanda zona 2 en Y.



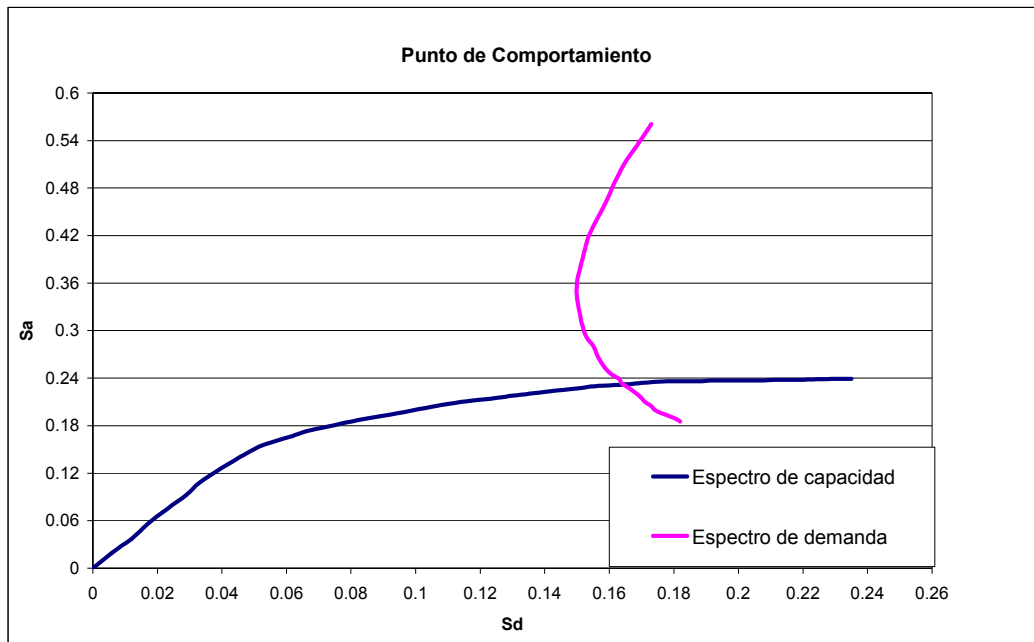
5.4. Capacidad-demanda zona 2 en X.



5.5. Capacidad-demanda zona 3 en Y.

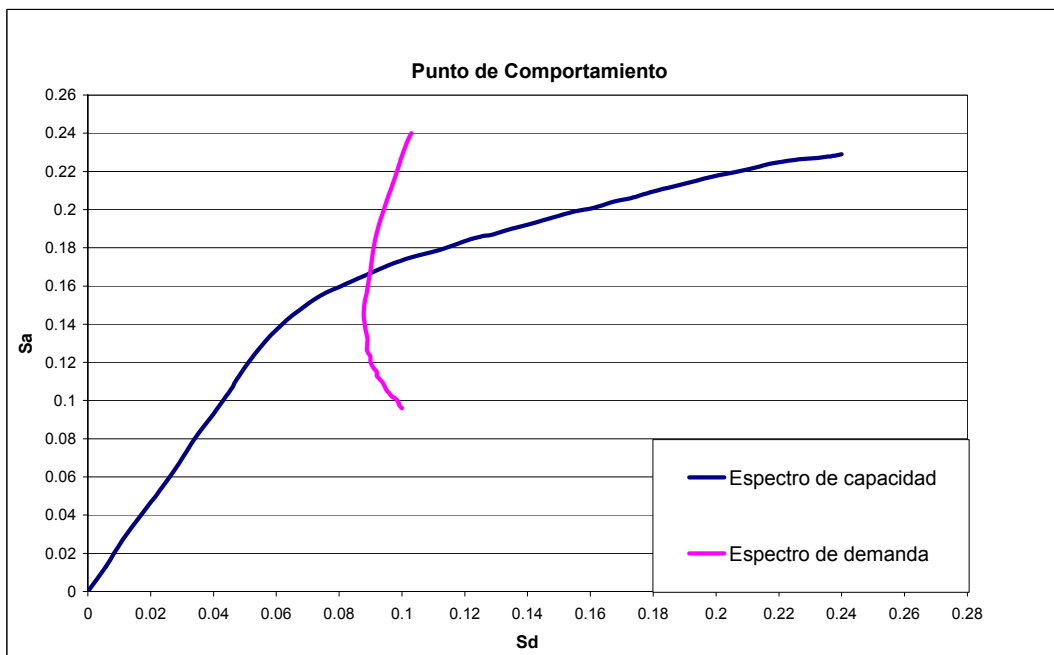


5.6. Capacidad-demanda zona 3 en X.

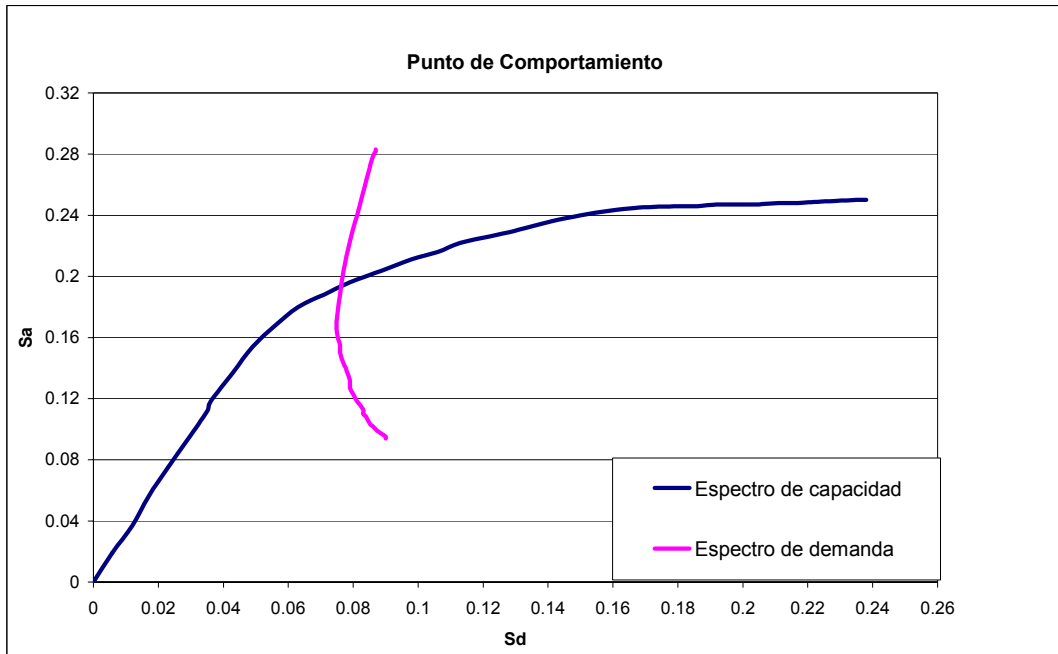


6.0. Diseño por espectro de respuesta Zona-2 Bucaramanga, modelo irregularidad en altura.

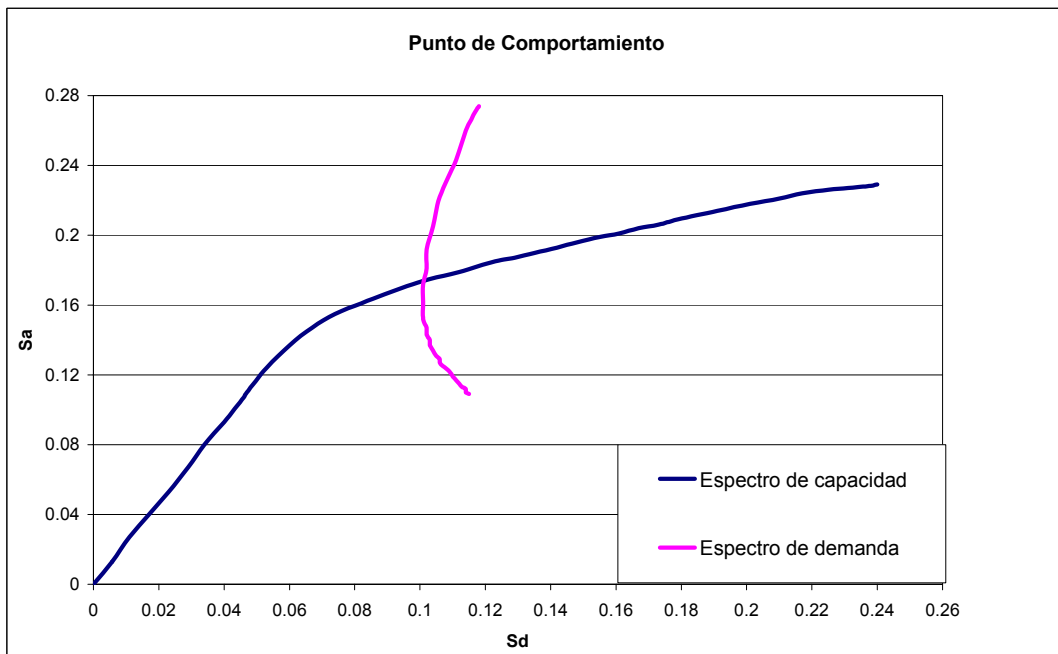
6.1. Capacidad-demanda zona 1 en Y.



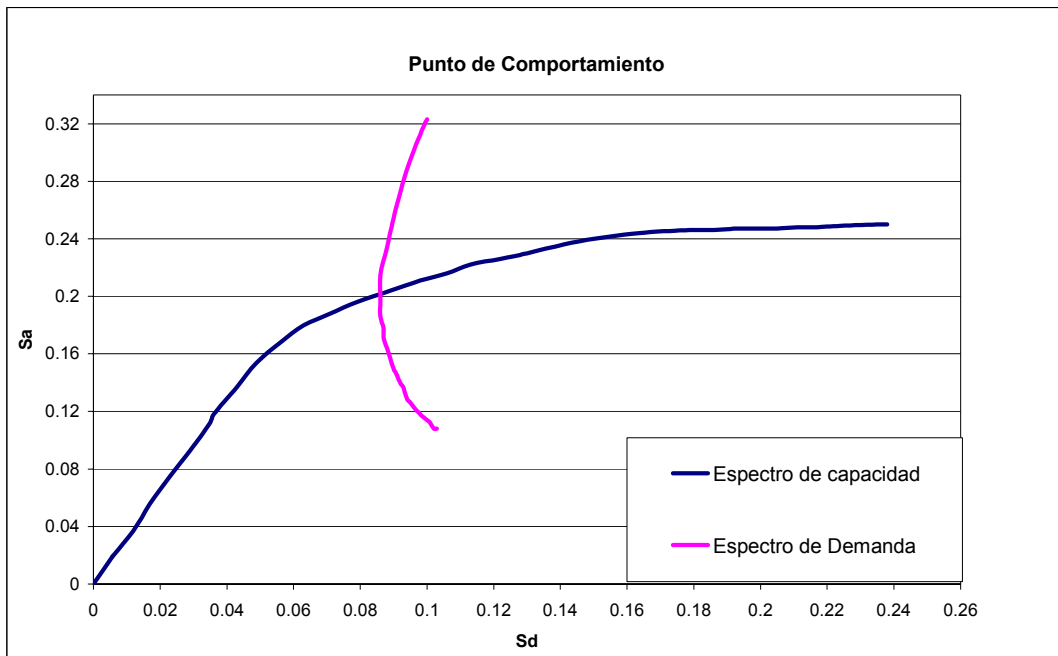
6.2. Capacidad-demanda zona 1 en X.



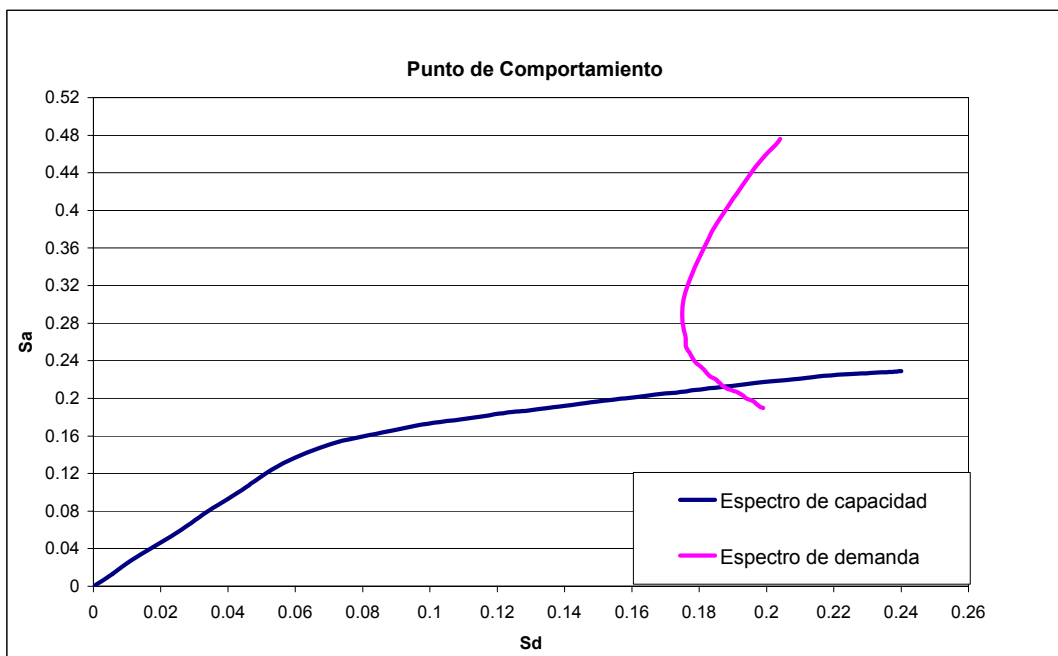
6.3. Capacidad-demanda zona 2 en Y.



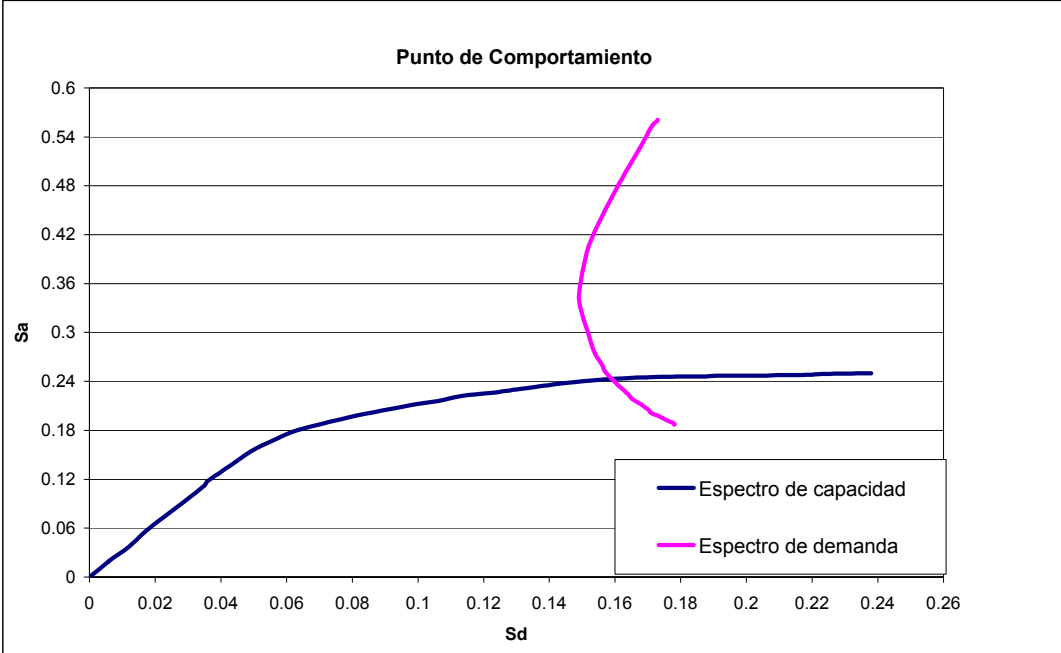
6.4. Capacidad-demanda zona 2 en X.



6.5. Capacidad-demanda zona 3 en Y



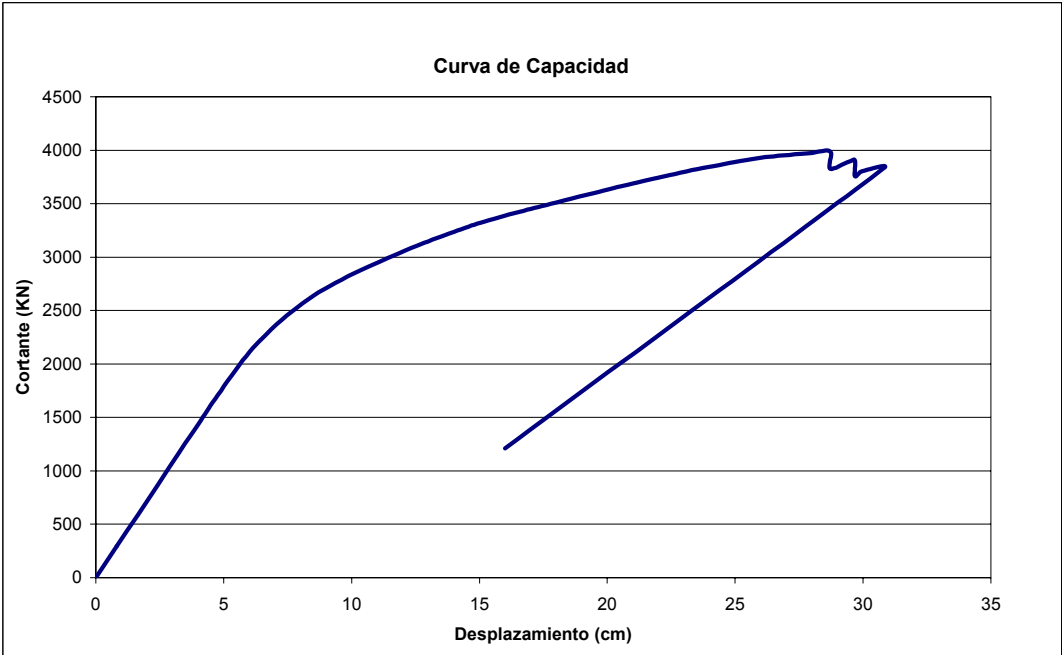
6.6. Capacidad-demanda zona 3 en X.



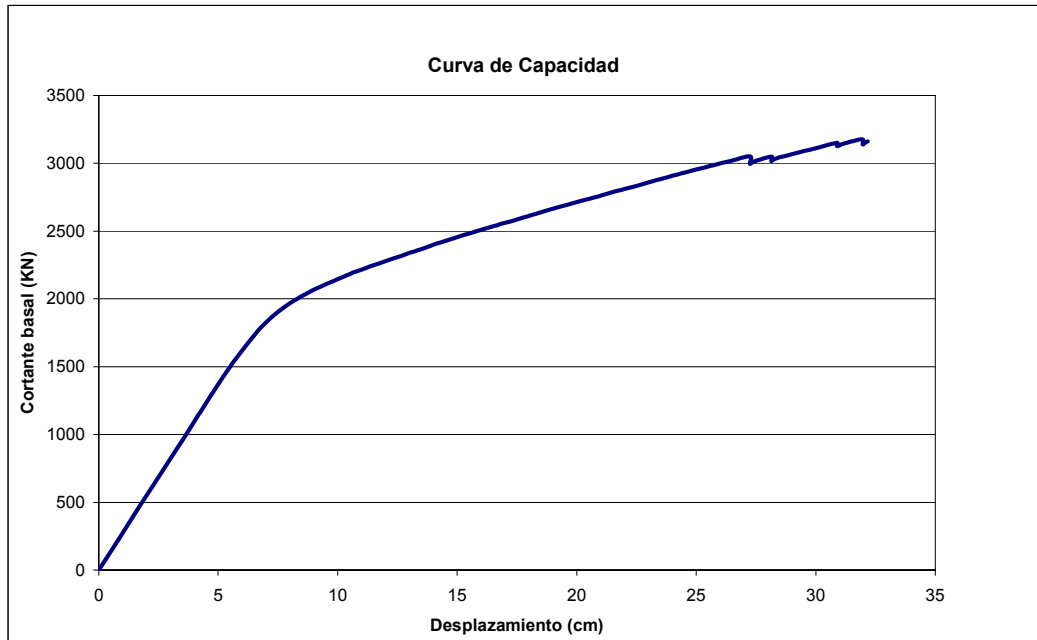
ANEXO 2. Curvas de capacidad.

1.0. Diseño por NSR-98 modelo ortogonal.

1.1. Curva capacidad en X.

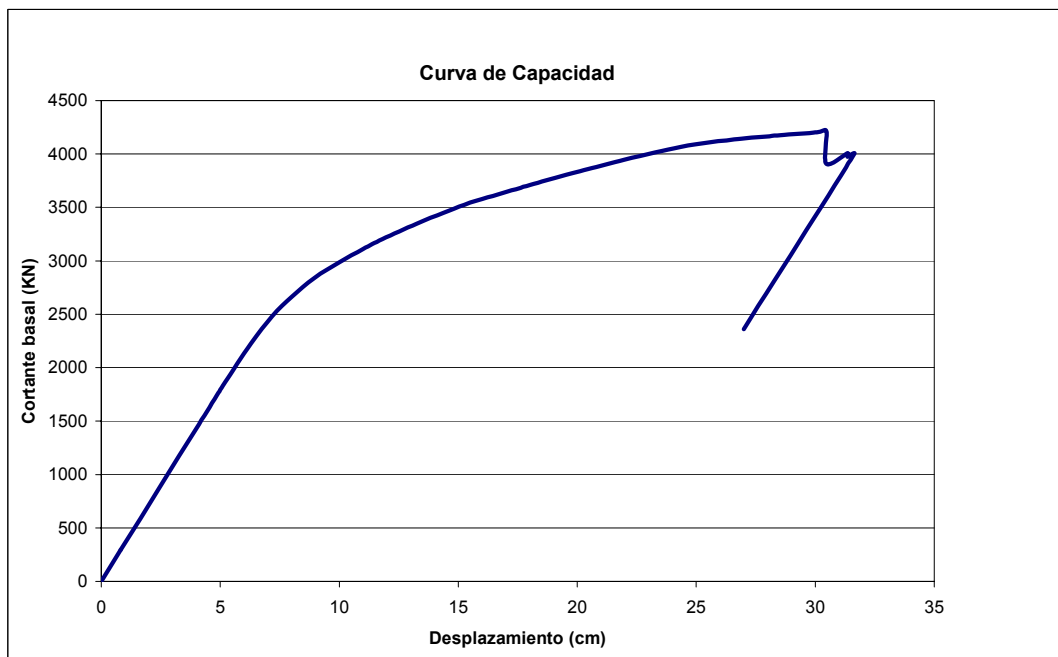


1.2. Curva capacidad en Y.

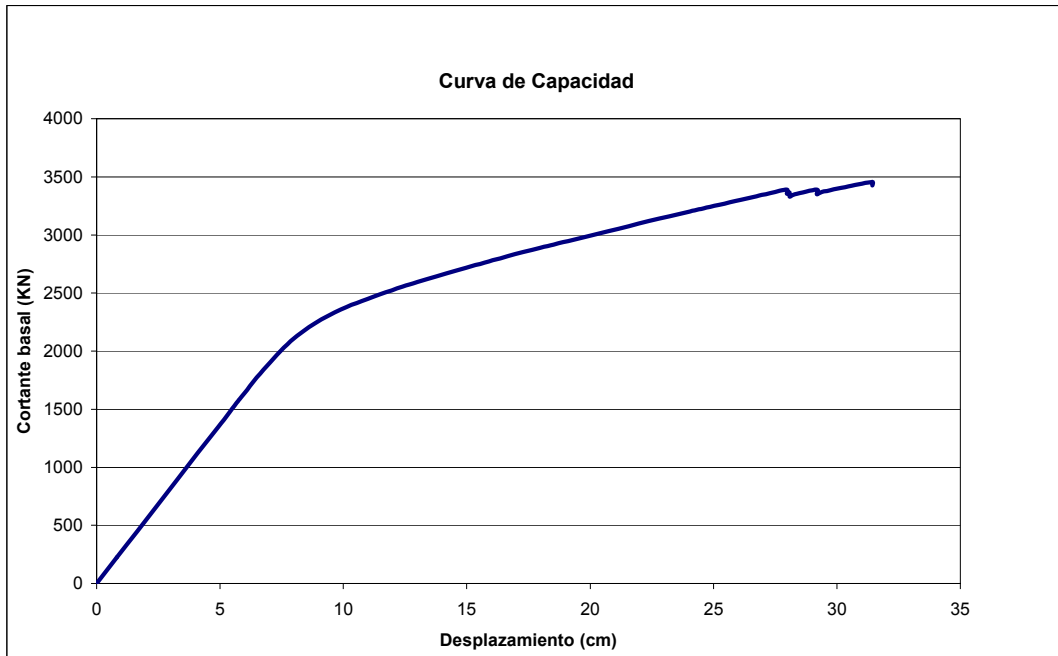


2.0. Diseño por espectro de respuesta Zona-2 Bucaramanga, modelo ortogonal.

2.1. Curva capacidad en X.

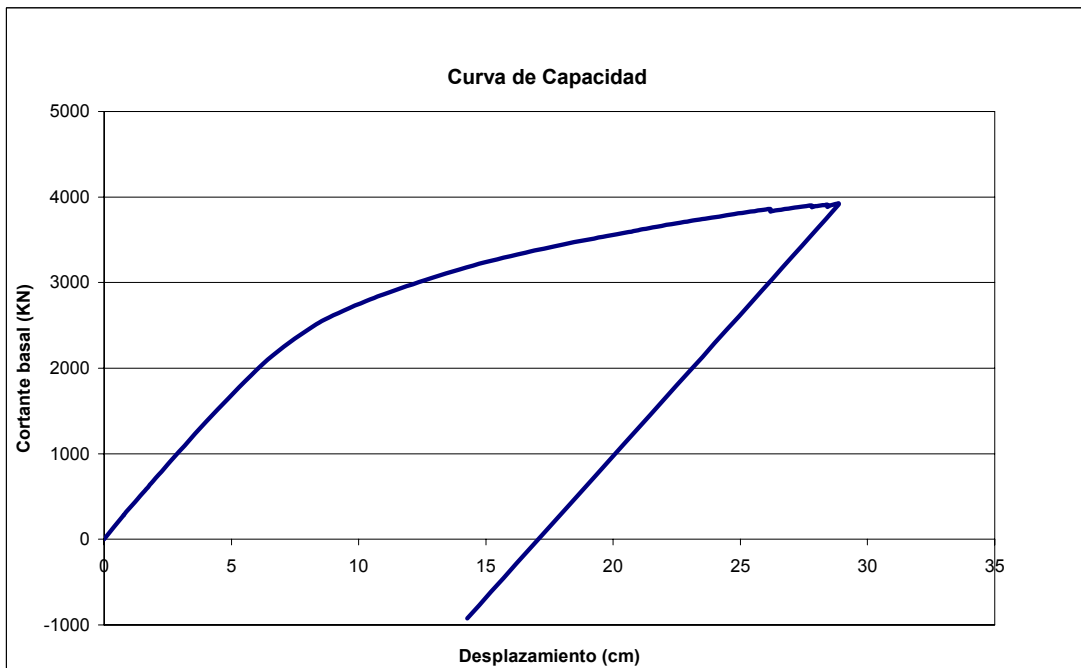


2.1. Curva capacidad en Y.

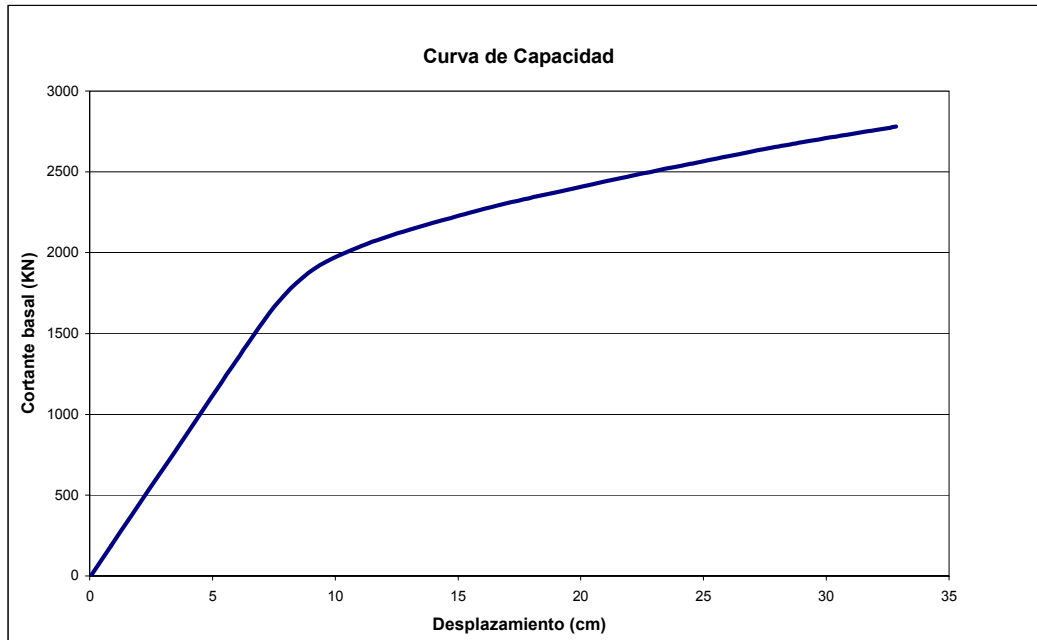


3.0. Diseño por NSR-98 modelo irregularidad en planta.

3.1. Curva capacidad en X.

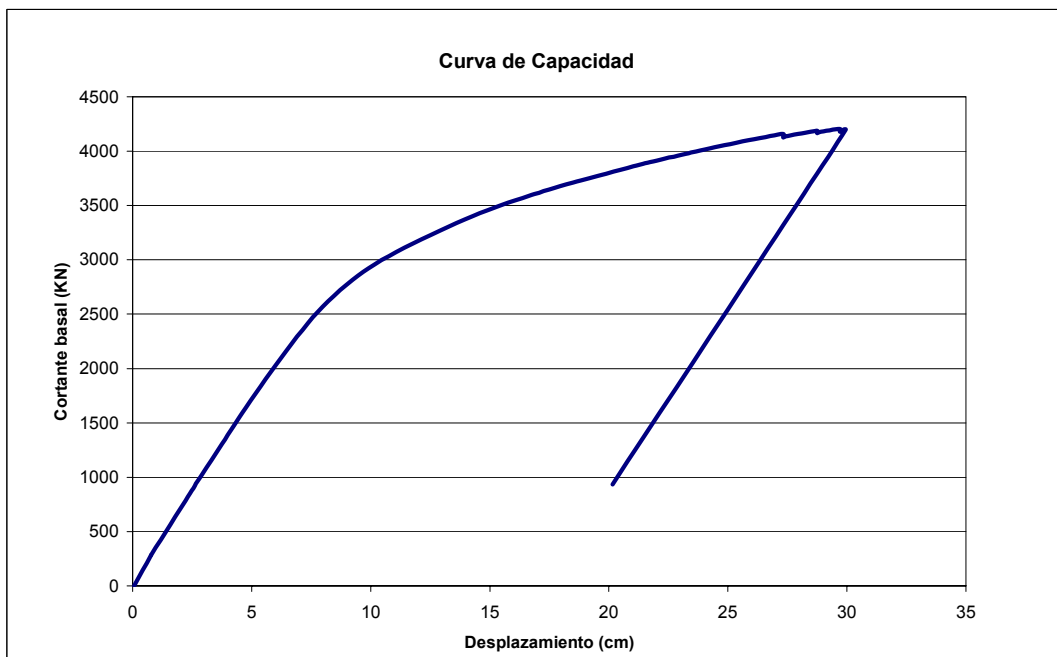


3.2. Curva capacidad en Y.

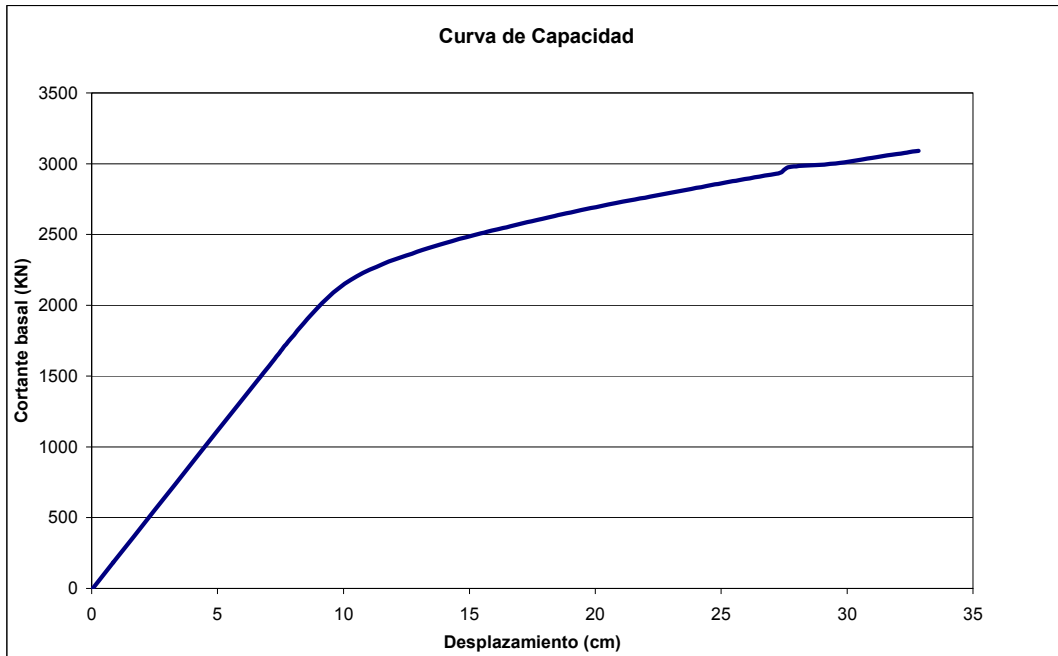


4.0. Diseño por espectro de respuesta Zona-2 Bucaramanga, modelo irregularidad en planta.

4.1. Curva capacidad en X.

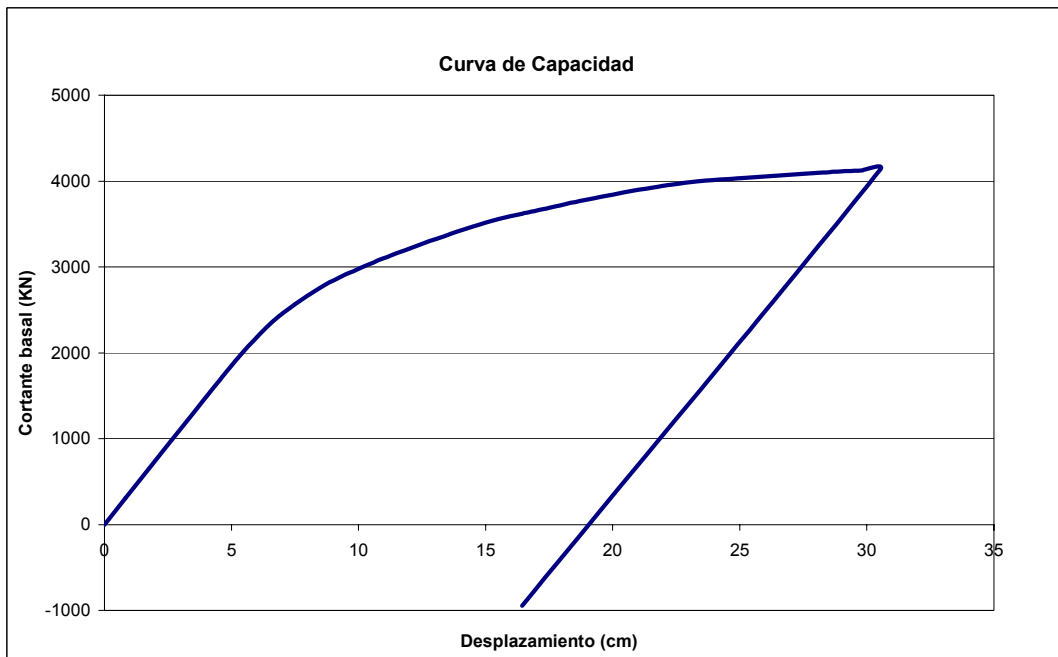


4.2. Curva capacidad en Y.

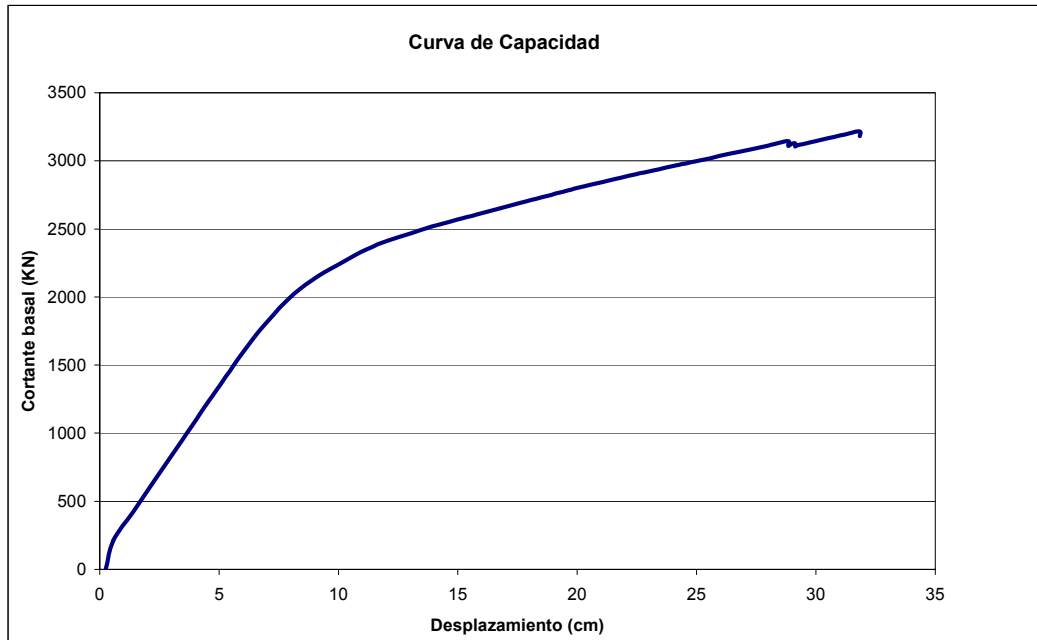


5.0. Diseño por NSR-98 modelo irregularidad en altura.

5.1. Curva capacidad en X.

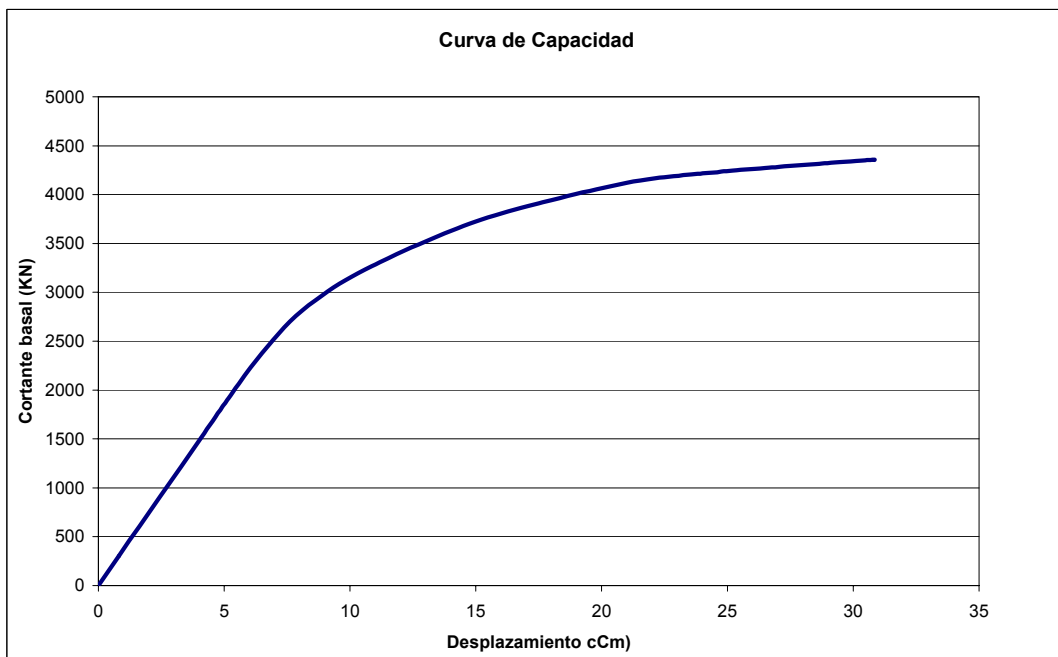


5.2. Curva capacidad en Y.

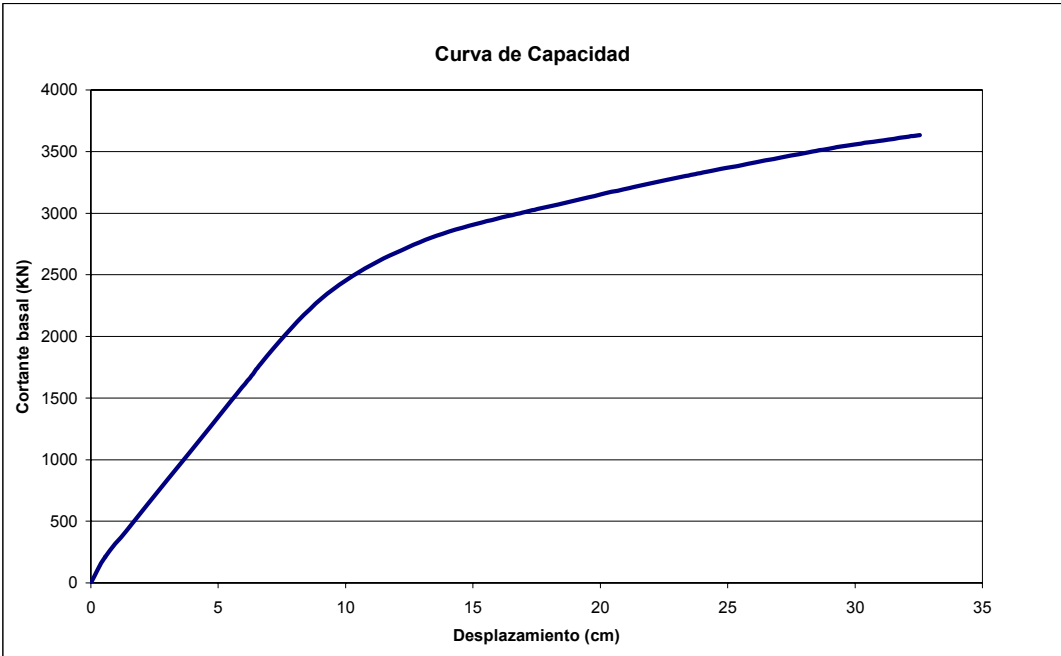


6.0. Diseño por espectro de respuesta Zona-2 Bucaramanga, modelo irregularidad en altura.

6.1. Curva capacidad en X.



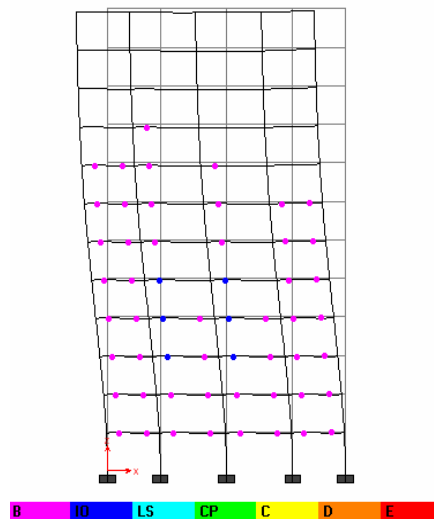
6.2. Curva capacidad en Y.



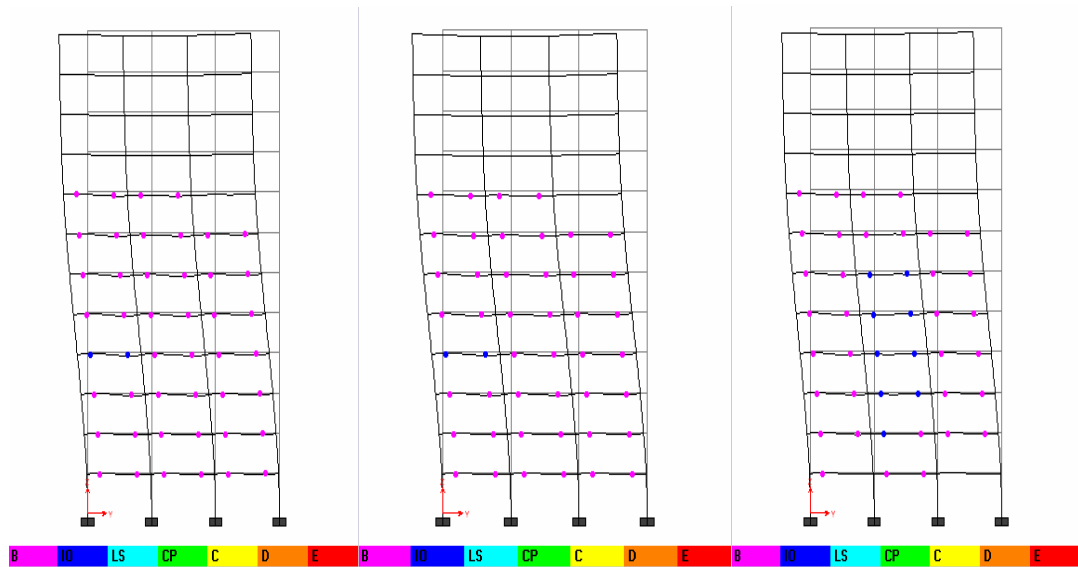
ANEXO 3. Rotulación plástica en el punto de comportamiento.

1.0. Diseño por NSR-98 modelo ortogonal.

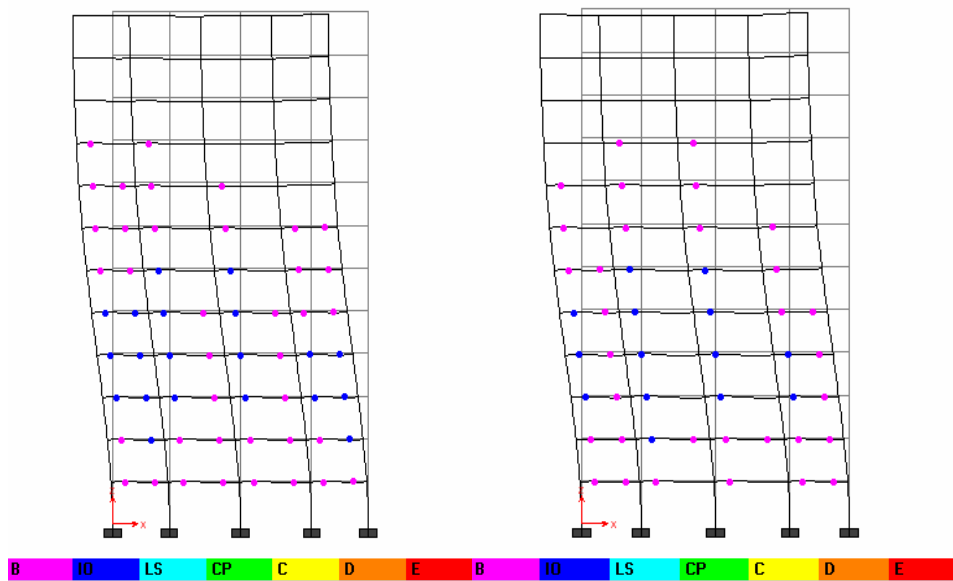
1.1 Demanda sísmica Zona 1 en dirección X. Planos Y = 6 y 12.



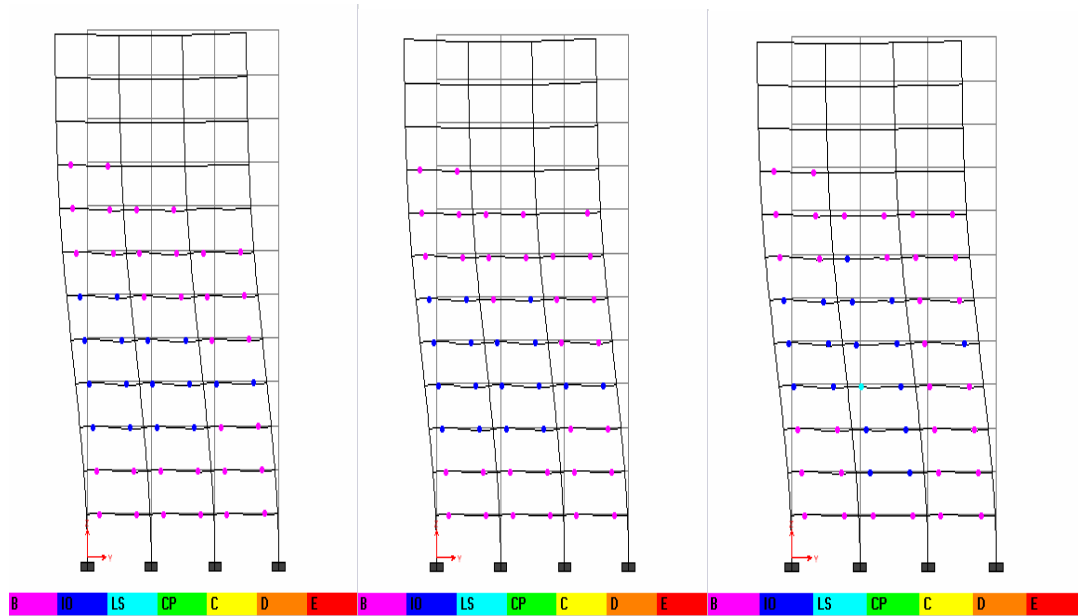
1.2 Demanda sísmica Zona 1 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.



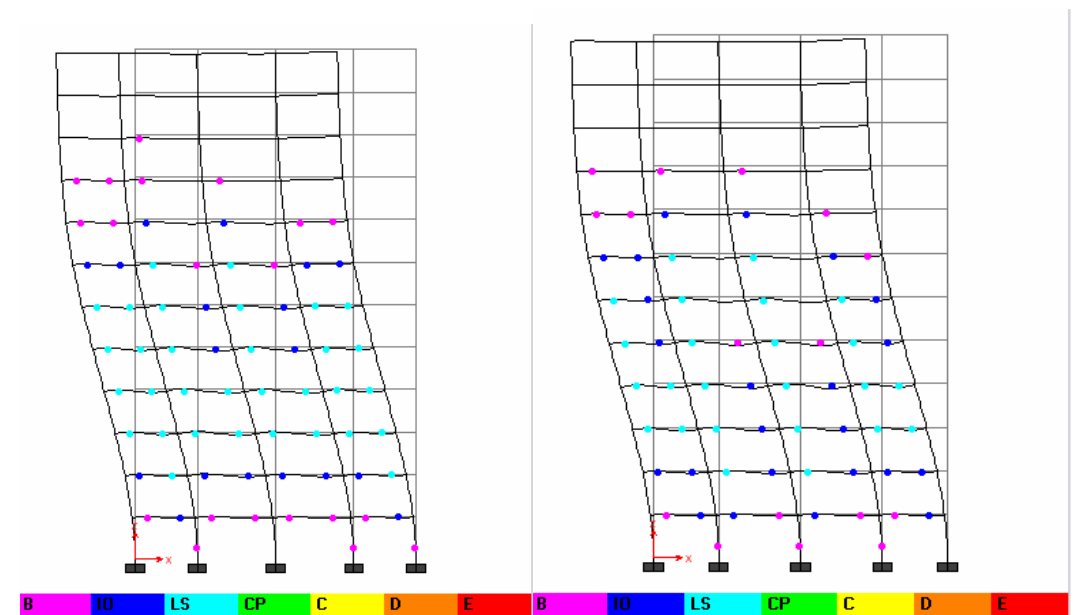
1.3 Demanda sísmica Zona 2 en dirección X. Planos Y = 0, 6 respectivamente de izquierda a derecha.



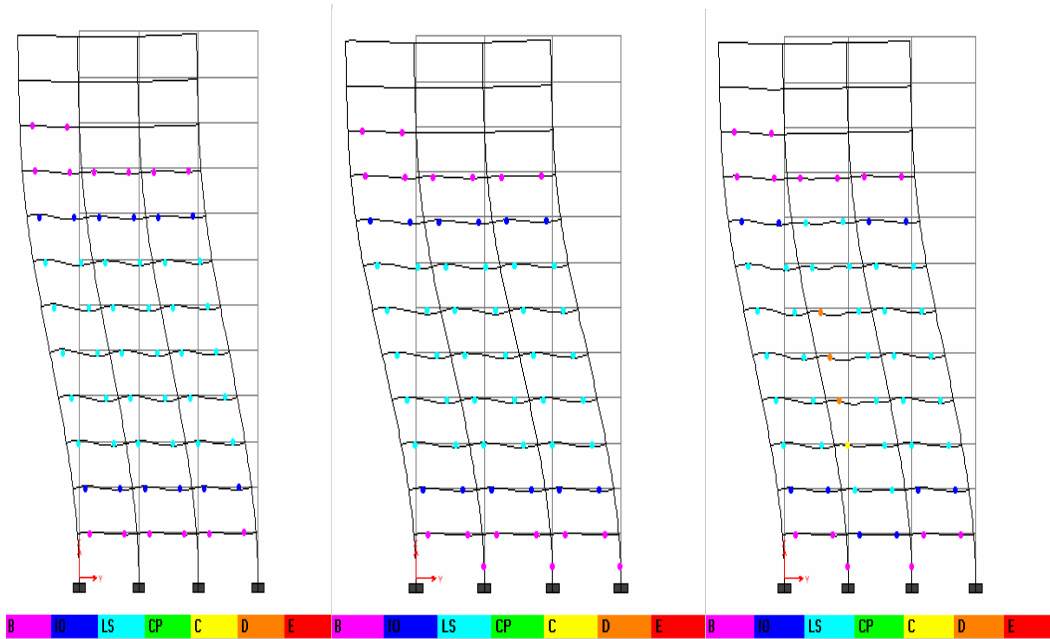
1.4 Demanda sísmica Zona 2 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.



1.5 Demanda sísmica Zona 3 en dirección X. Planos Y = 0, 6 respectivamente de izquierda a derecha.

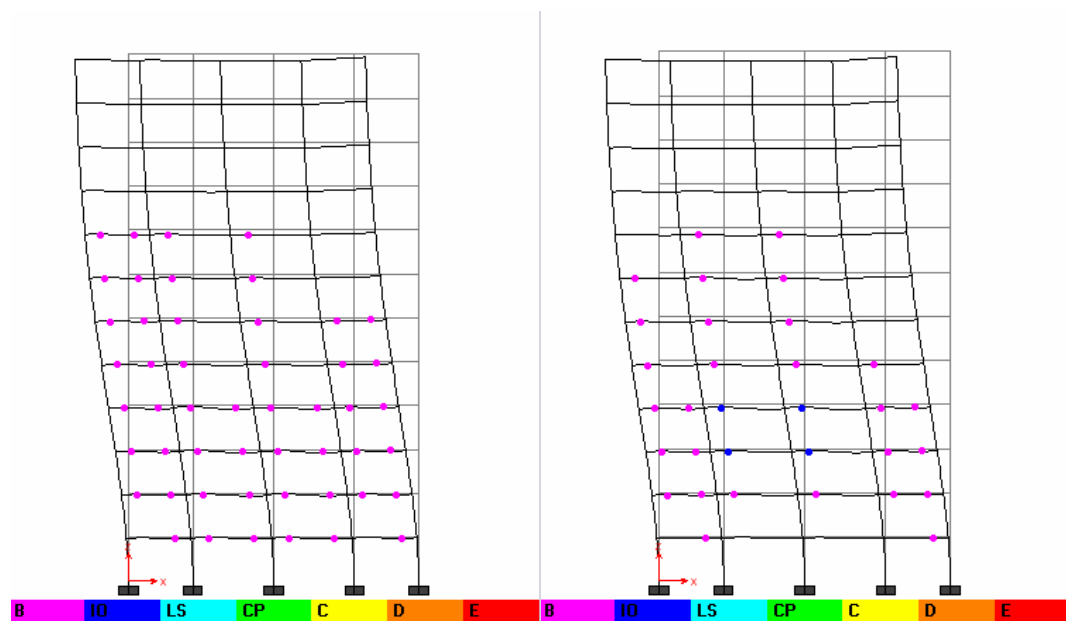


1.6 Demanda sísmica Zona 3 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.

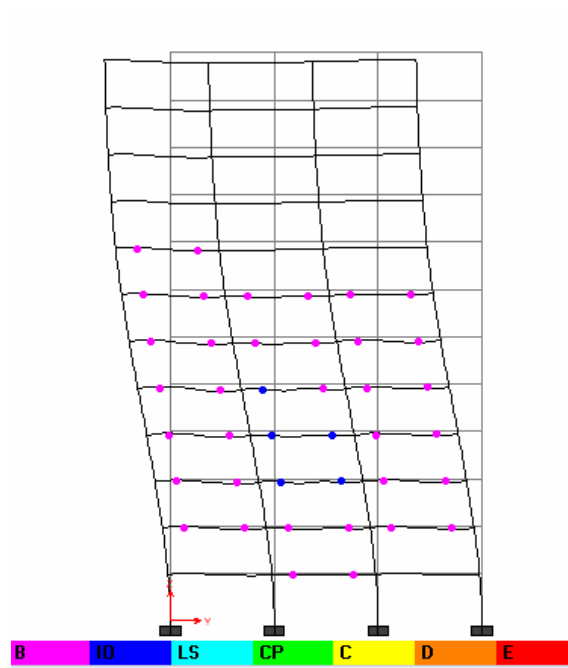


2.0. Diseño por Zona 2 modelo ortogonal.

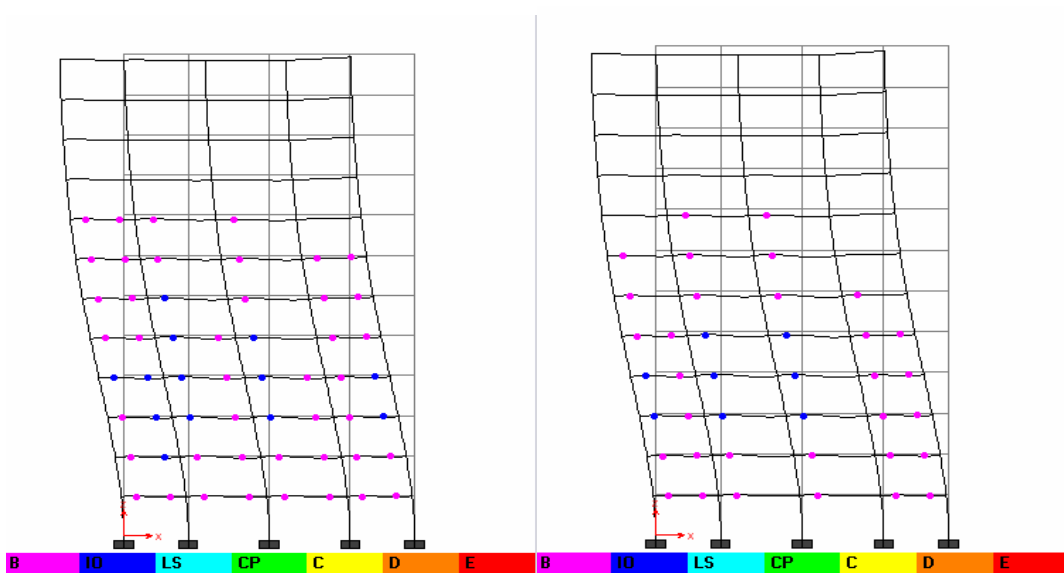
2.1 Demanda sísmica Zona 1 en dirección X. Planos Y = 0, 6 respectivamente de izquierda a derecha.



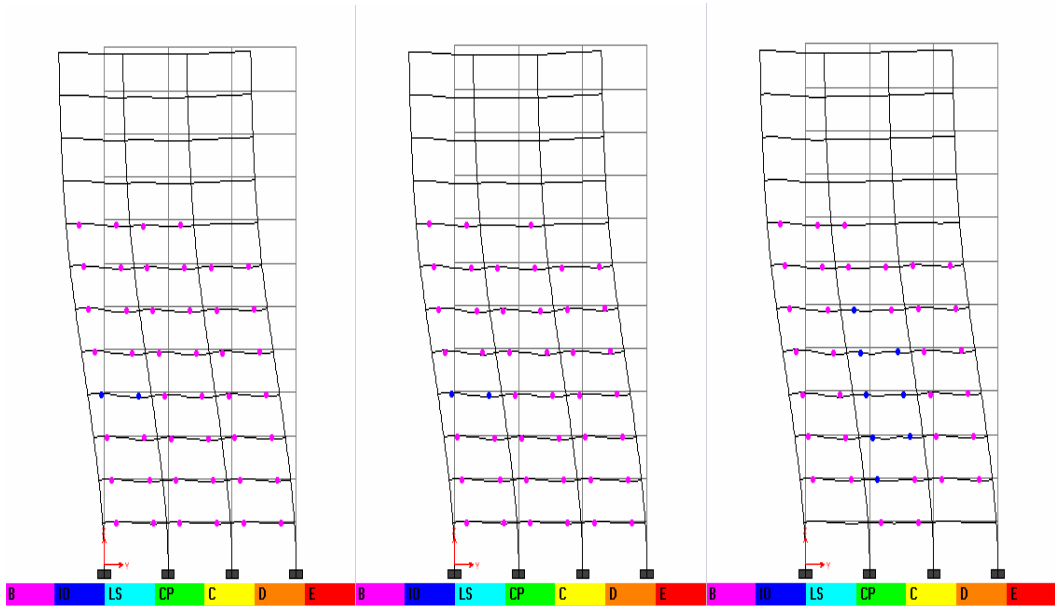
2.2 Demanda sísmica Zona 1 en dirección Y. Plano X = 9.



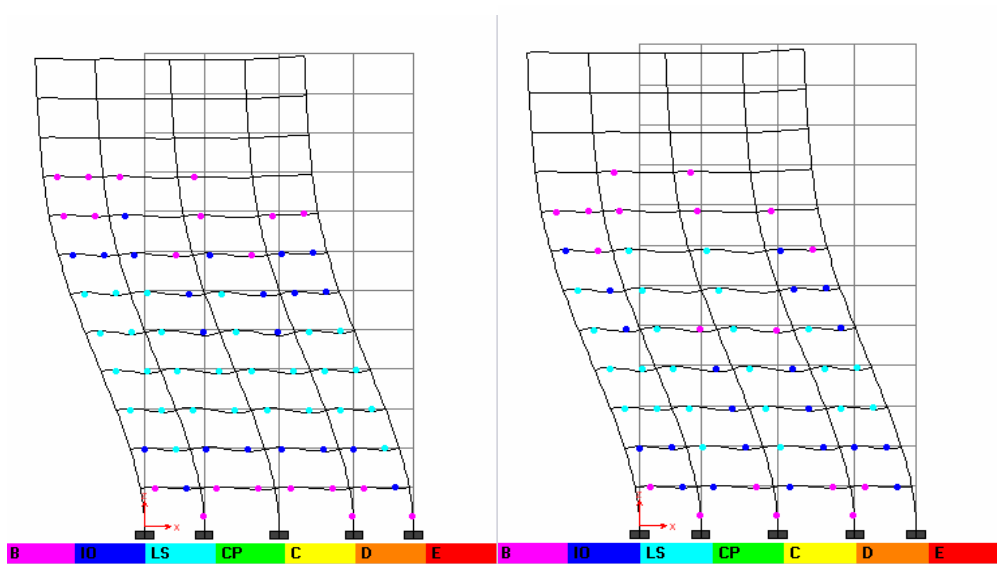
2.3 Demanda sísmica Zona 2 en dirección X. Planos Y = 0, 6 respectivamente de izquierda a derecha.



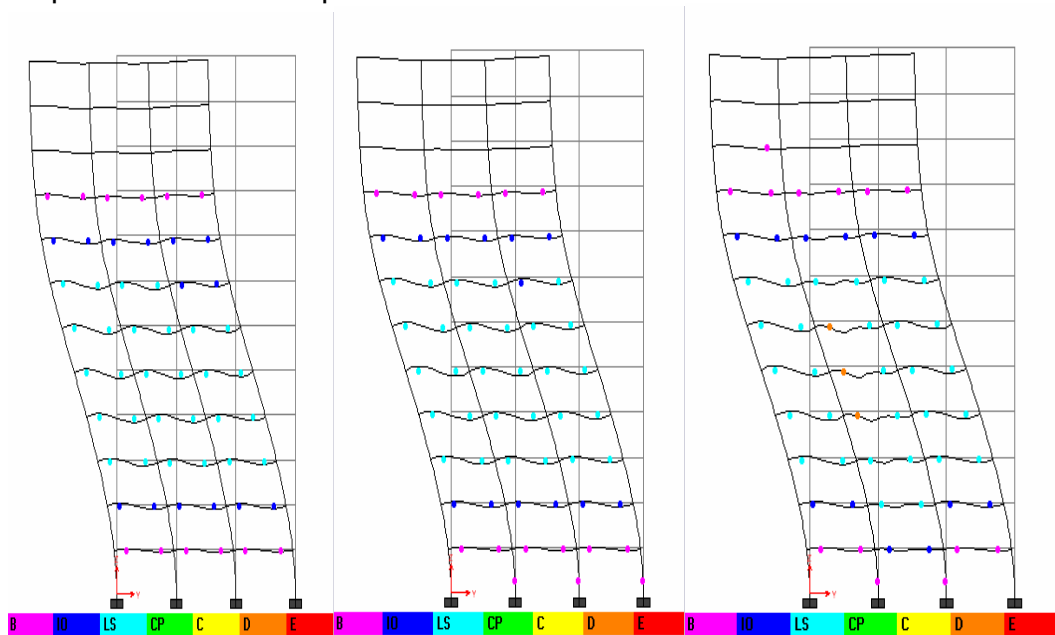
2.4 Demanda sísmica Zona 2 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.



2.5 Demanda sísmica Zona 3 en dirección X. Planos Y = 0, 6 respectivamente de izquierda a derecha.

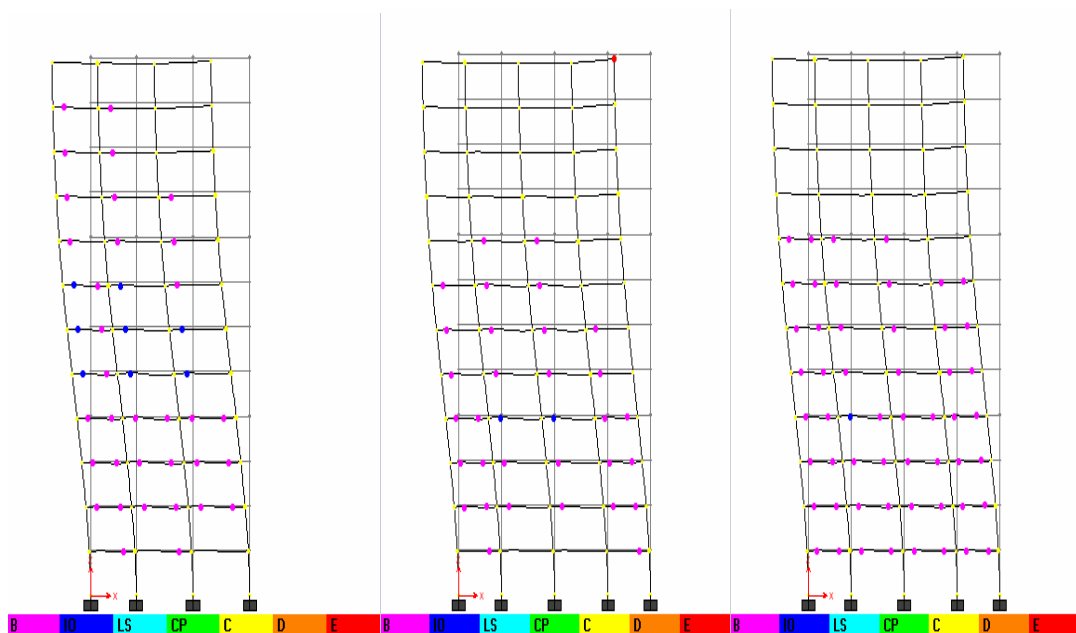


2.6 Demanda sísmica Zona 3 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.

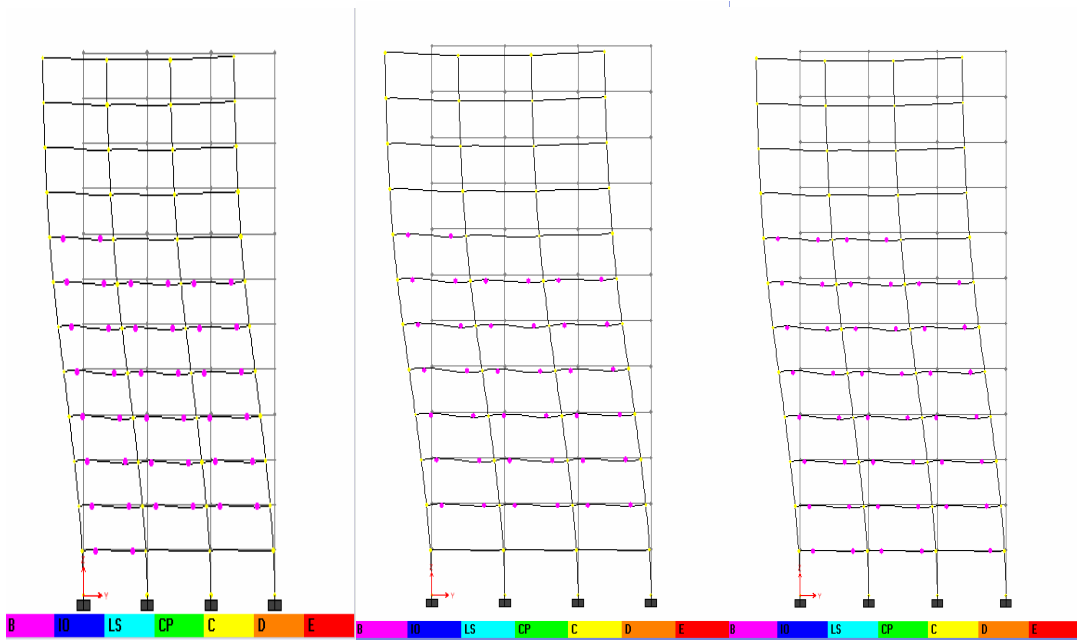


3.0. Diseño por NSR-98 modelo con irregularidad en planta.

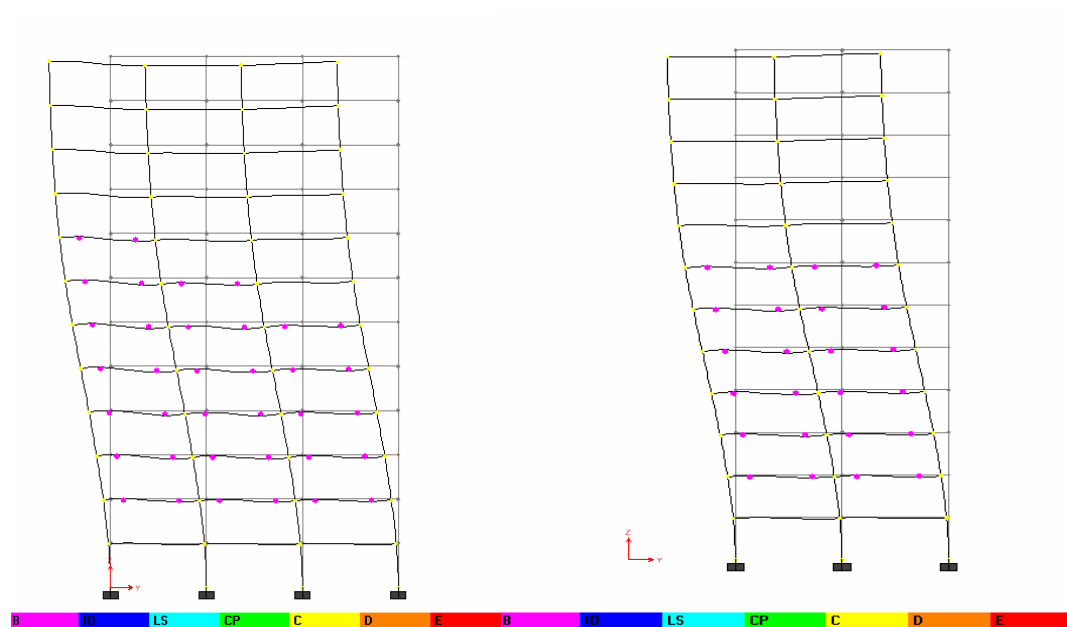
3.1 Demanda sísmica Zona 1 en dirección X. Planos Y = 0, 6, 18 respectivamente de izquierda a derecha.



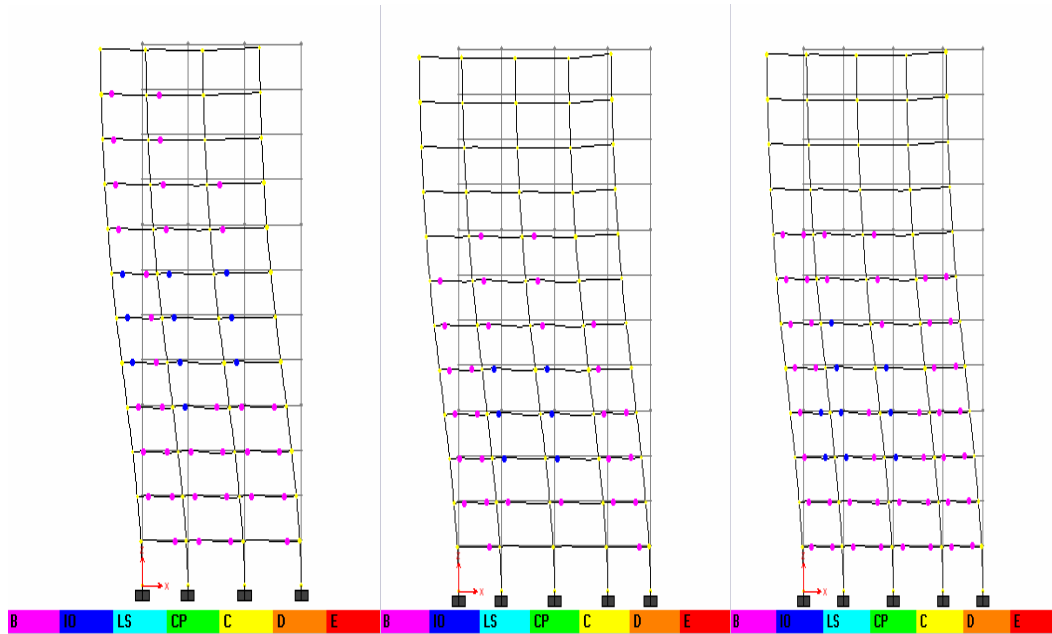
3.2 Demanda sísmica Zona 1 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.



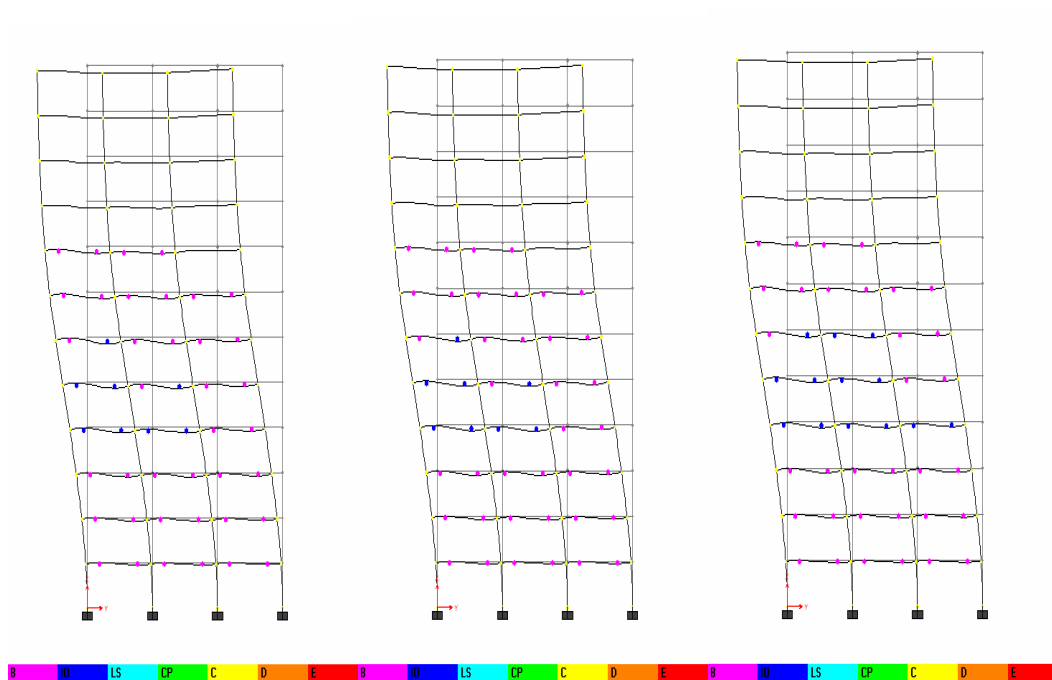
3.3 Demanda sísmica Zona 1 en dirección Y. Planos X = 14, 18 respectivamente de izquierda a derecha.



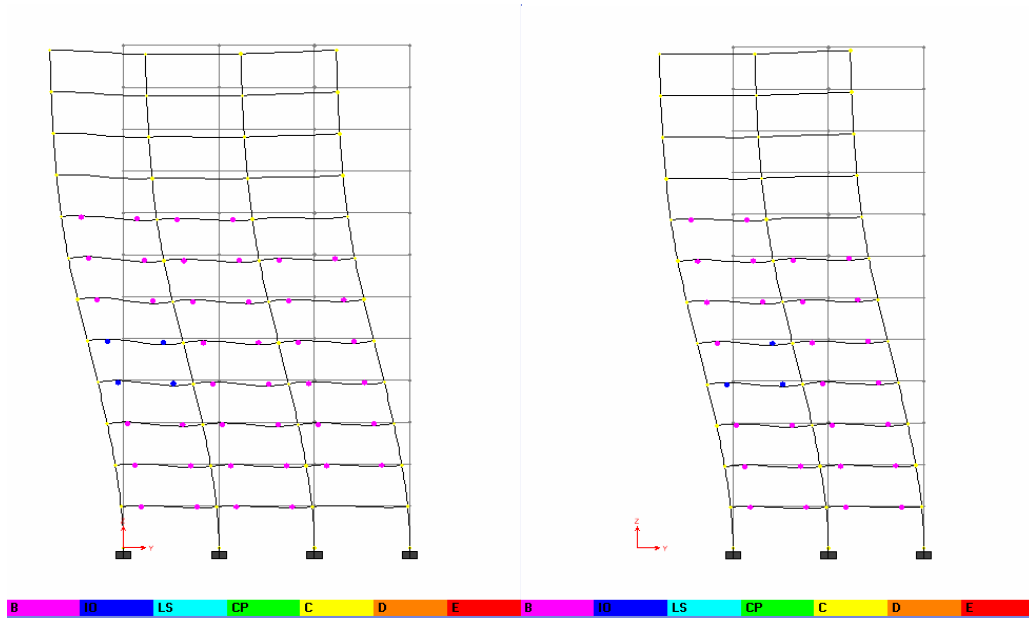
3.4 Demanda sísmica Zona 2 en dirección X. Planos Y = 0, 12, 18 respectivamente de izquierda a derecha.



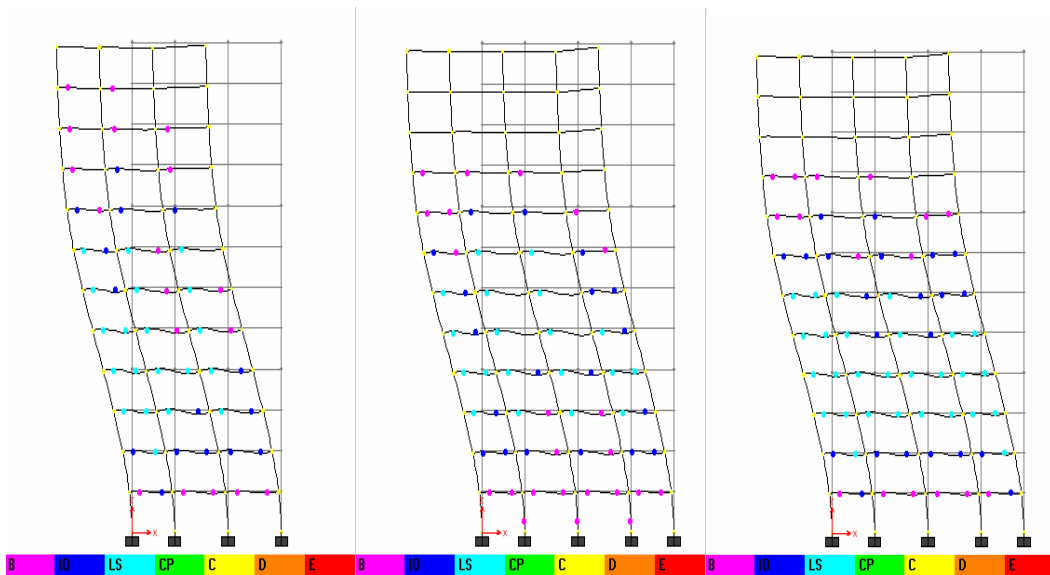
3.5 Demanda sísmica Zona 2 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.



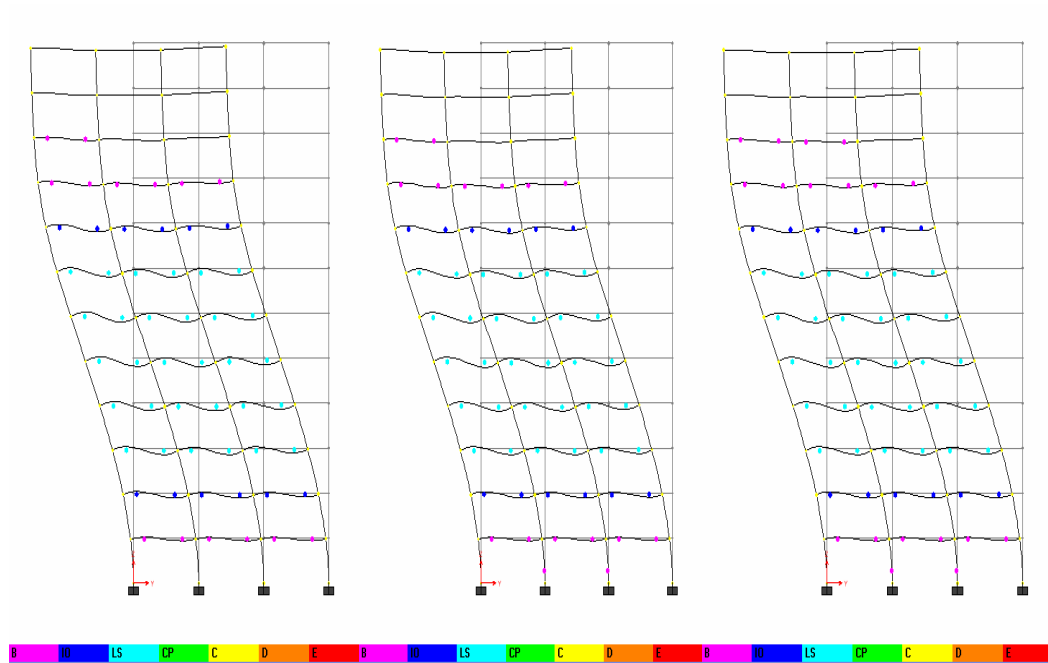
3.6 Demanda sísmica Zona 2 en dirección Y. Planos X = 14, 18 respectivamente de izquierda a derecha.



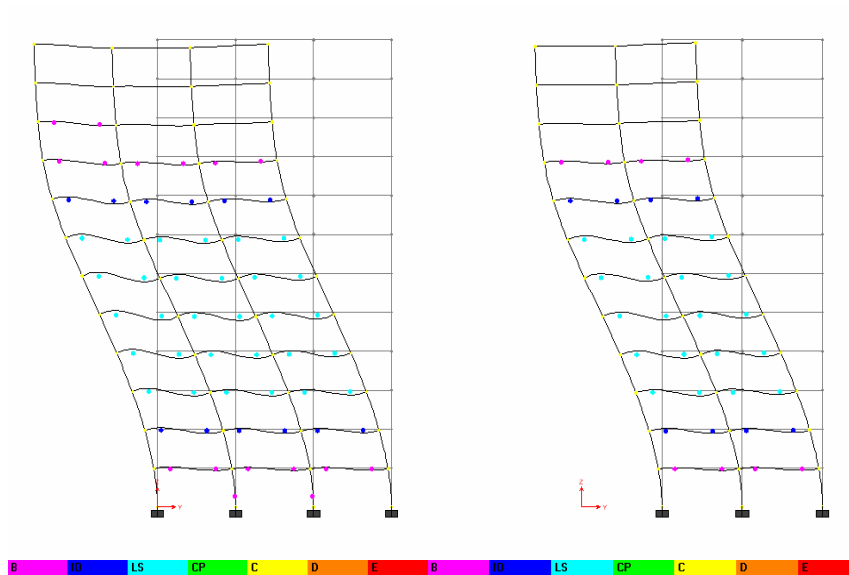
3.7 Demanda sísmica Zona 3 en dirección X. Planos Y = 0, 6, 18 respectivamente de izquierda a derecha.



3.8 Demanda sísmica Zona 3 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.

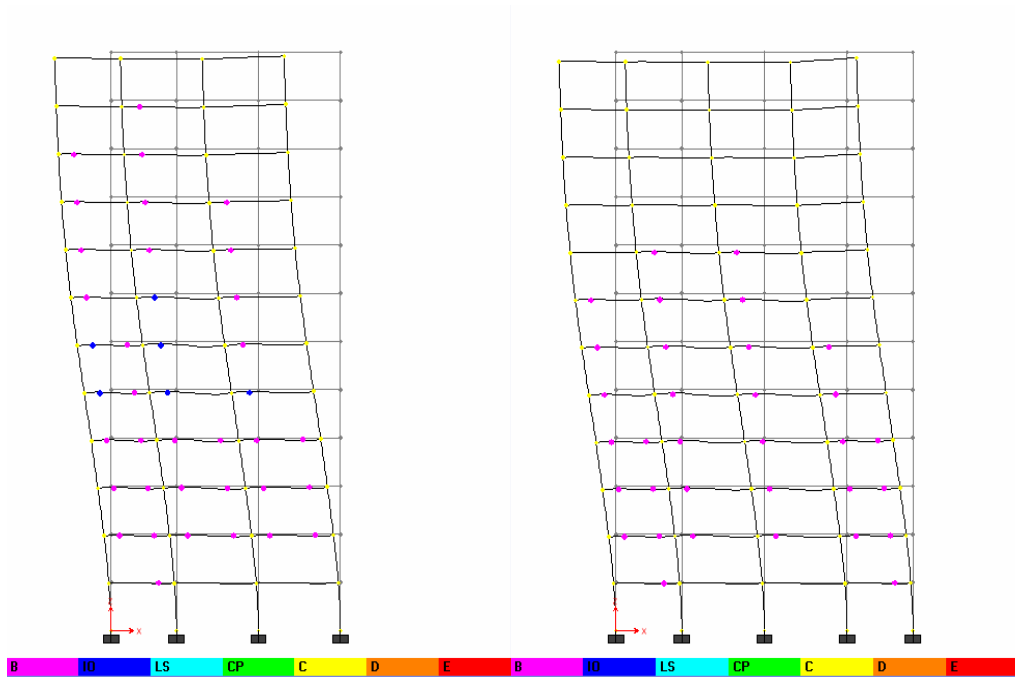


3.9 Demanda sísmica Zona 3 en dirección Y. Planos X = 14, 18 respectivamente de izquierda a derecha.

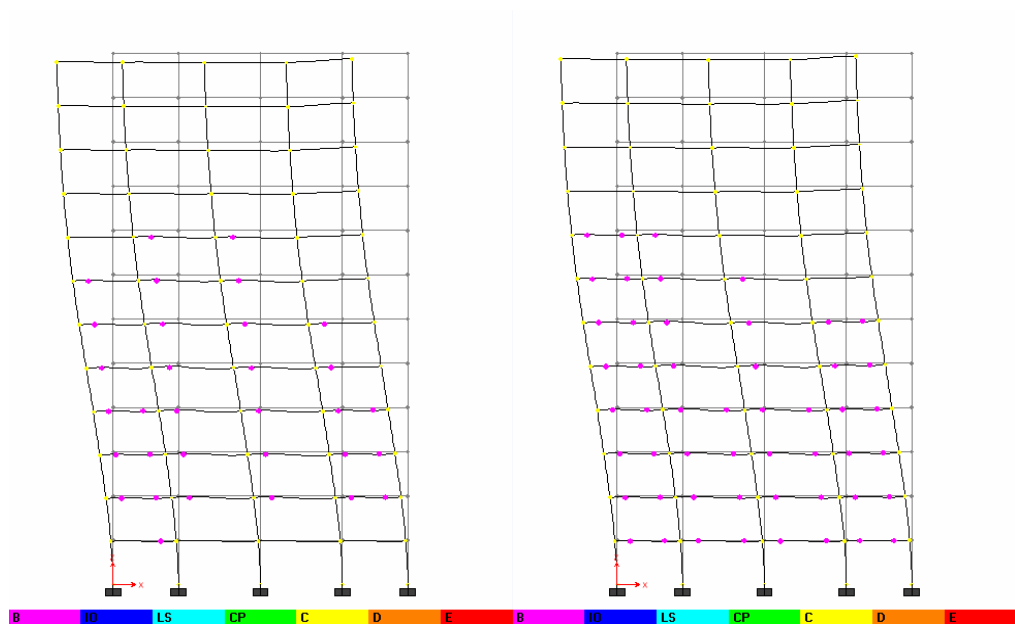


4.0. Diseño por Zona 2 modelo con irregularidad en planta.

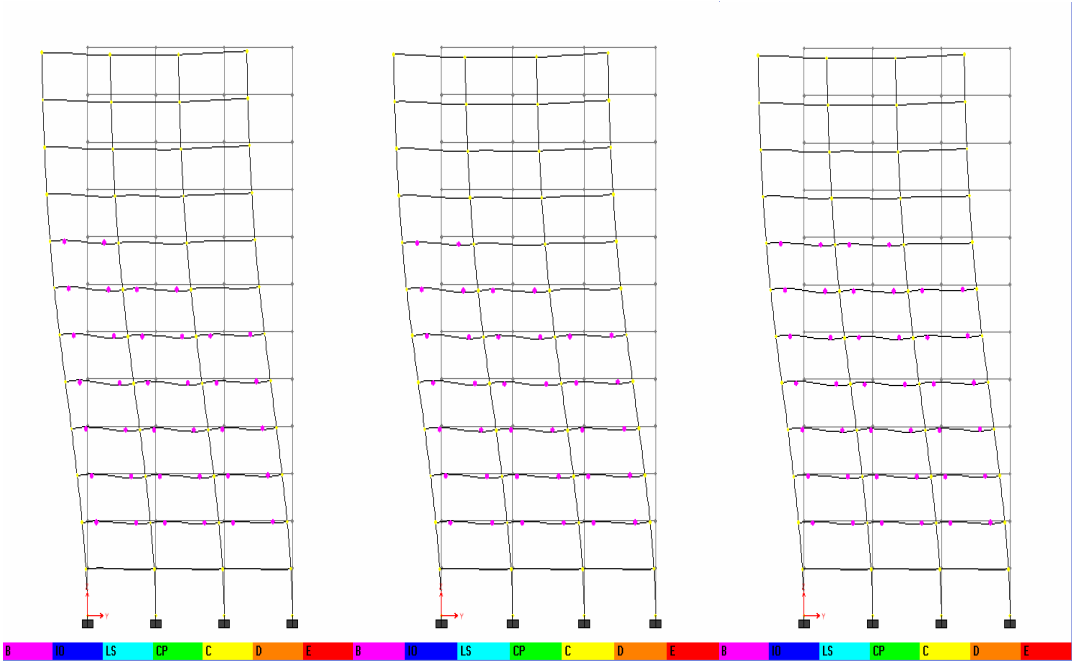
4.1 Demanda sísmica Zona 1 en dirección X. Planos Y = 0, 6 respectivamente de izquierda a derecha.



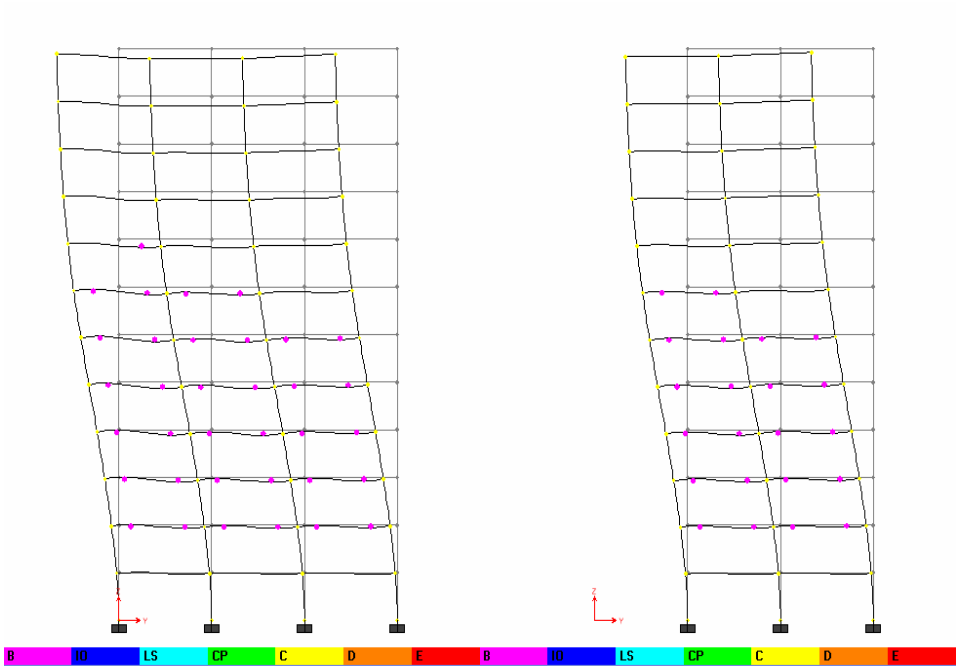
4.2 Demanda sísmica Zona 1 en dirección X. Planos Y = 12, 18 respectivamente de izquierda a derecha.



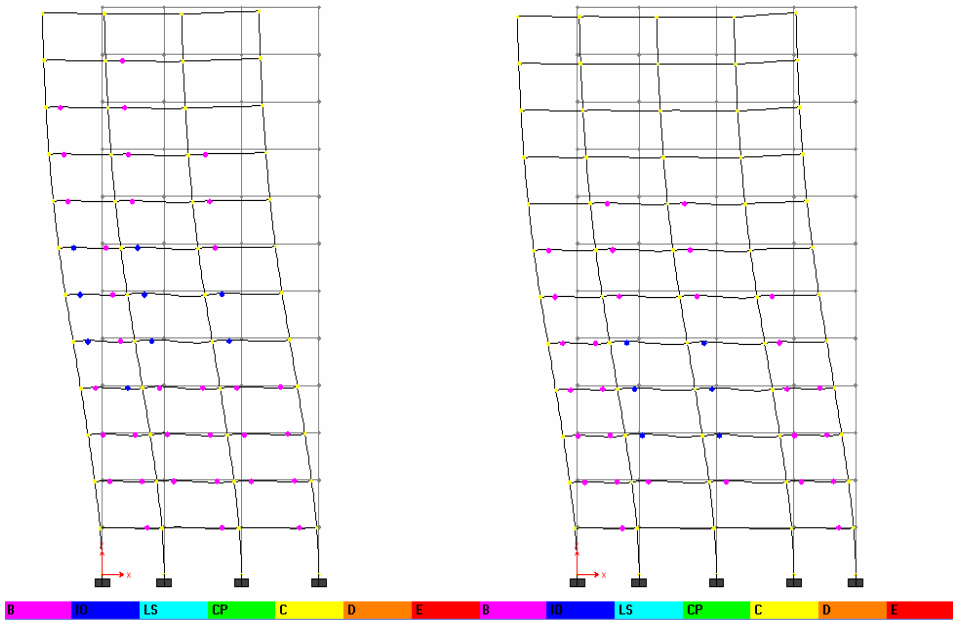
4.3 Demanda sísmica Zona 1 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.



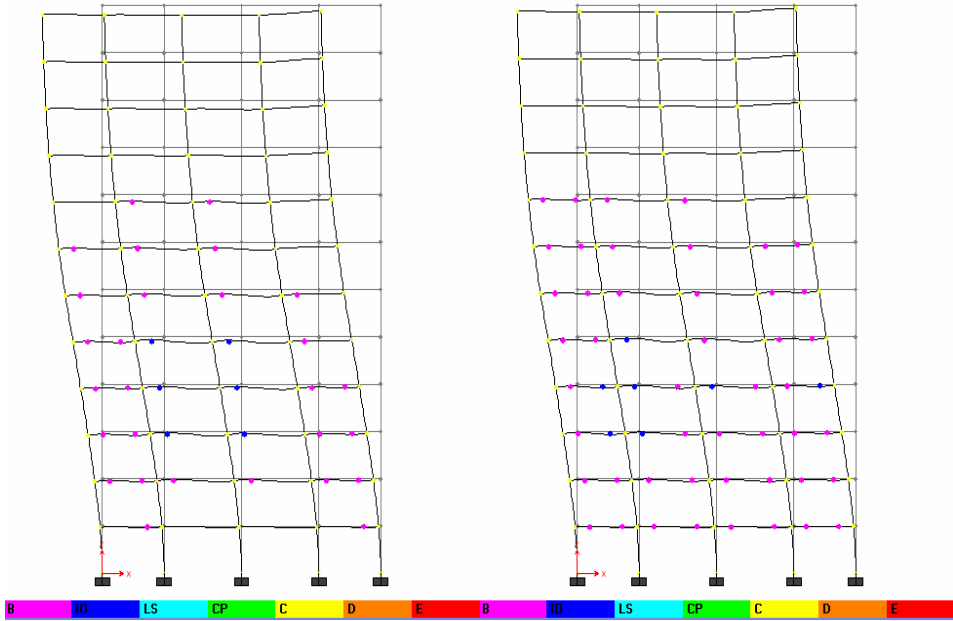
4.4 Demanda sísmica Zona 1 en dirección Y. Planos X = 14, 18 respectivamente de izquierda a derecha.



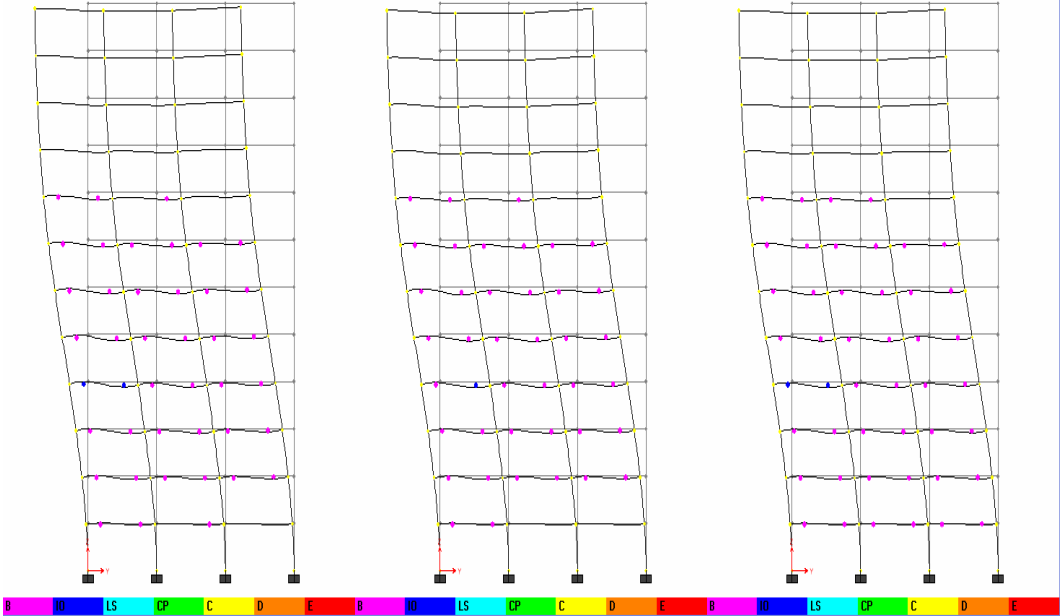
4.5 Demanda sísmica Zona 2 en dirección X. Planos Y = 0, 6 respectivamente de izquierda a derecha.



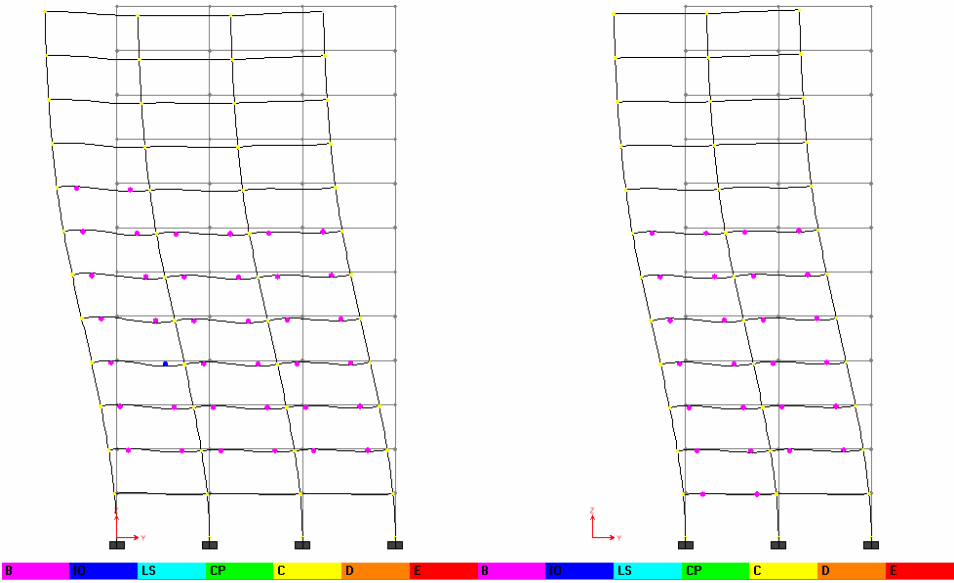
4.6 Demanda sísmica Zona 2 en dirección X. Planos Y = 12, 18 respectivamente de izquierda a derecha.



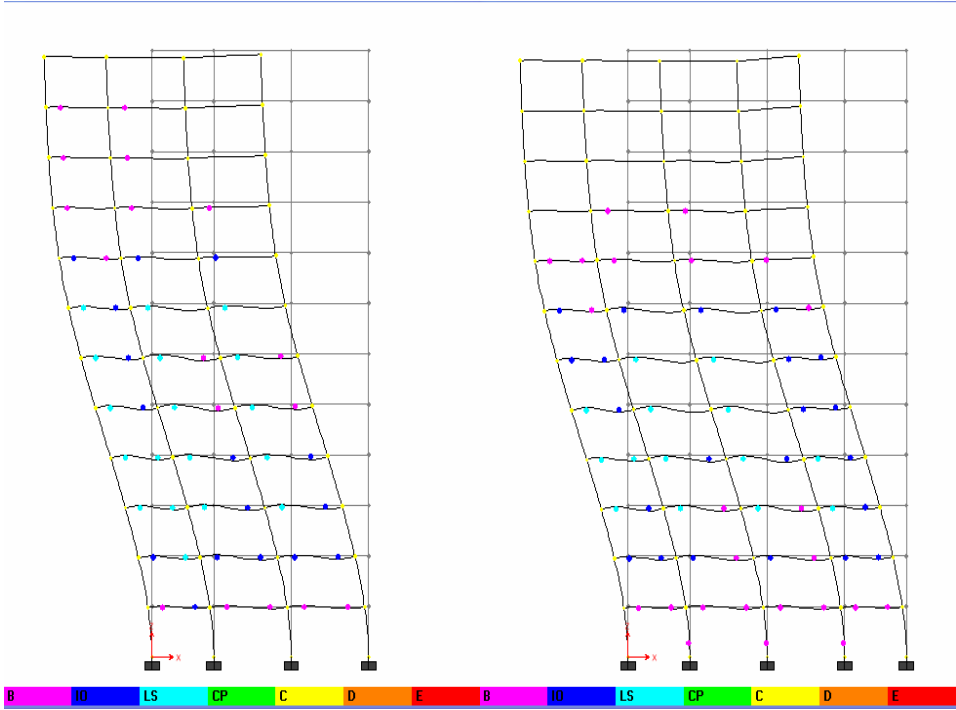
4.7 Demanda sísmica Zona 2 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.



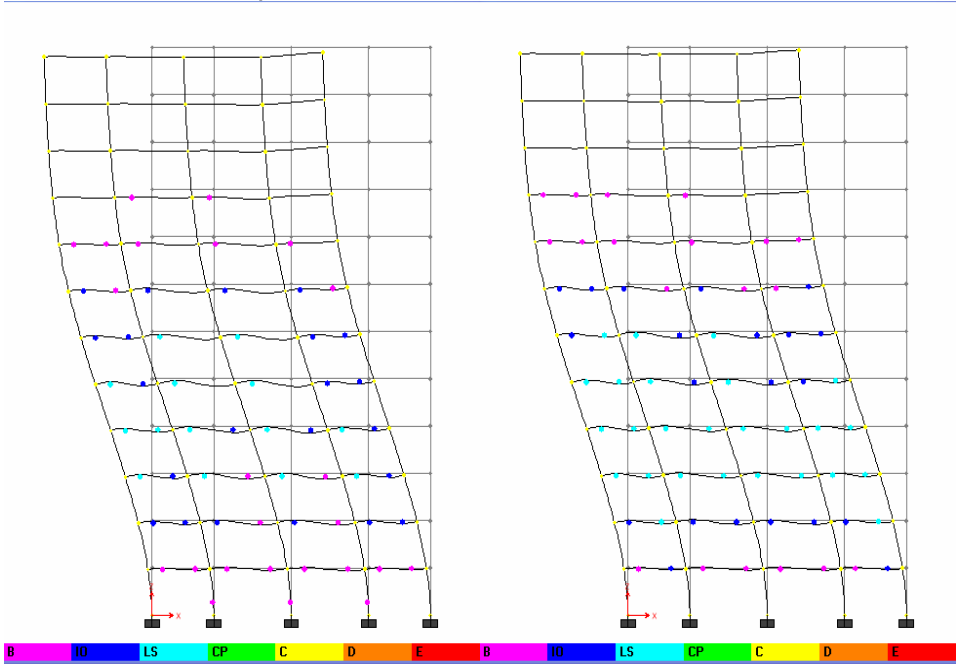
4.8 Demanda sísmica Zona 2 en dirección Y. Planos X = 14, 18 respectivamente de izquierda a derecha.



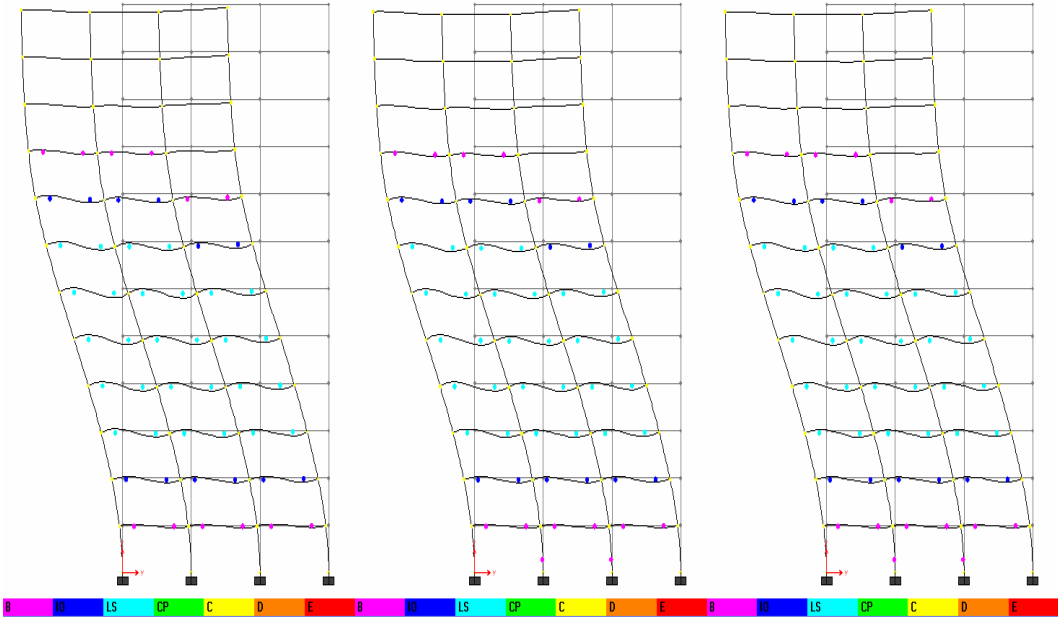
4.9 Demanda sísmica Zona 3 en dirección X. Planos Y = 0, 6 respectivamente de izquierda a derecha.



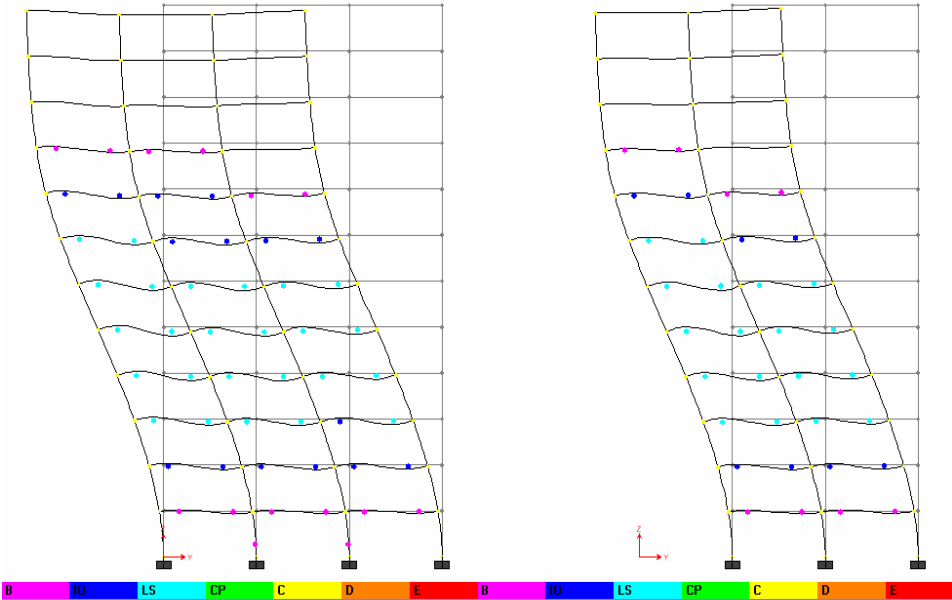
4.10 Demanda sísmica Zona 3 en dirección X. Planos Y = 12, 18 respectivamente de izquierda a derecha.



4.11 Demanda sísmica Zona 3 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.

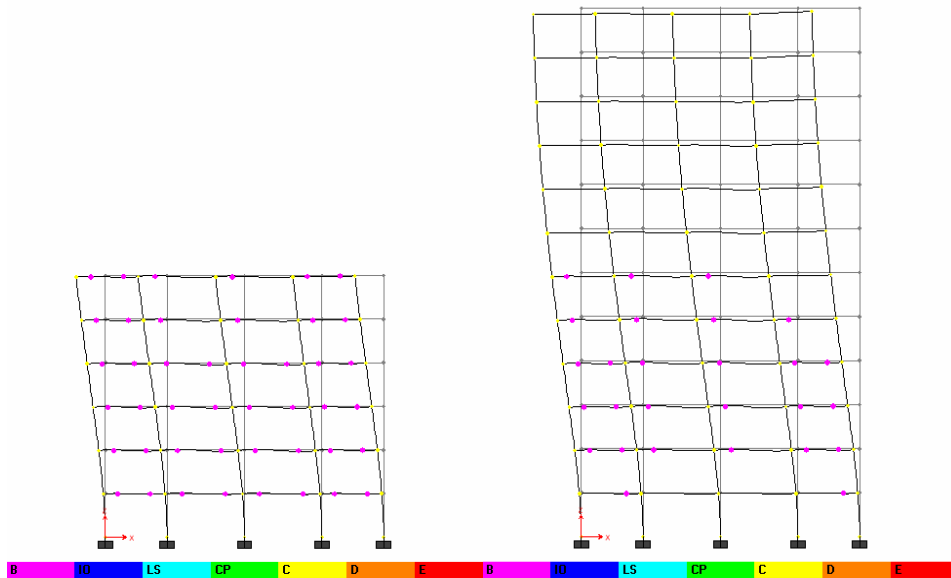


4.12 Demanda sísmica Zona 3 en dirección Y. Planos X = 14, 18 respectivamente de izquierda a derecha.

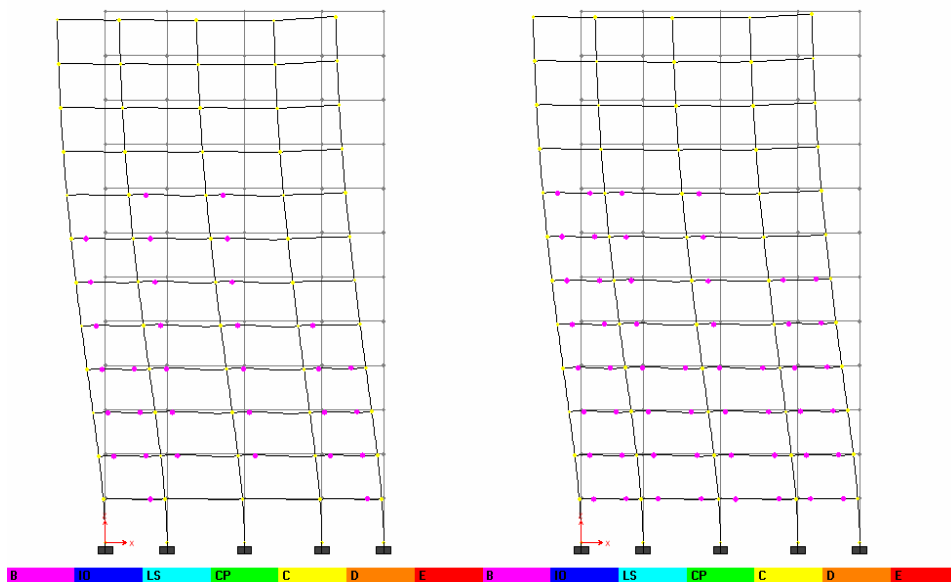


5.0. Diseño por NSR-98 modelo con irregularidad en altura.

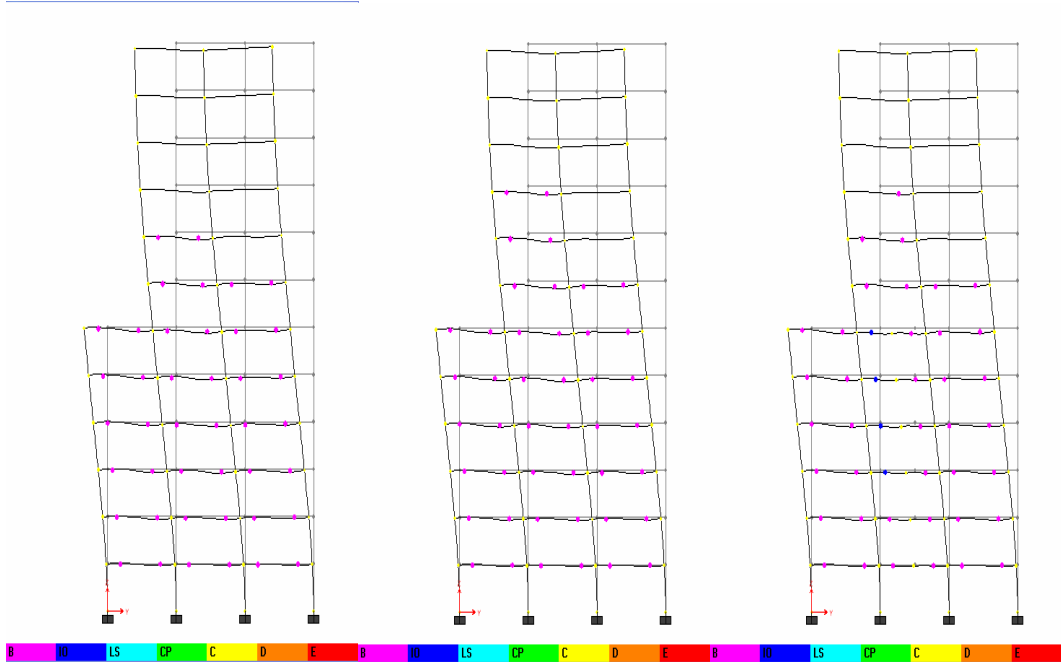
5.1 Demanda sísmica Zona 1 en dirección X. Planos Y = 0, 6 respectivamente de izquierda a derecha.



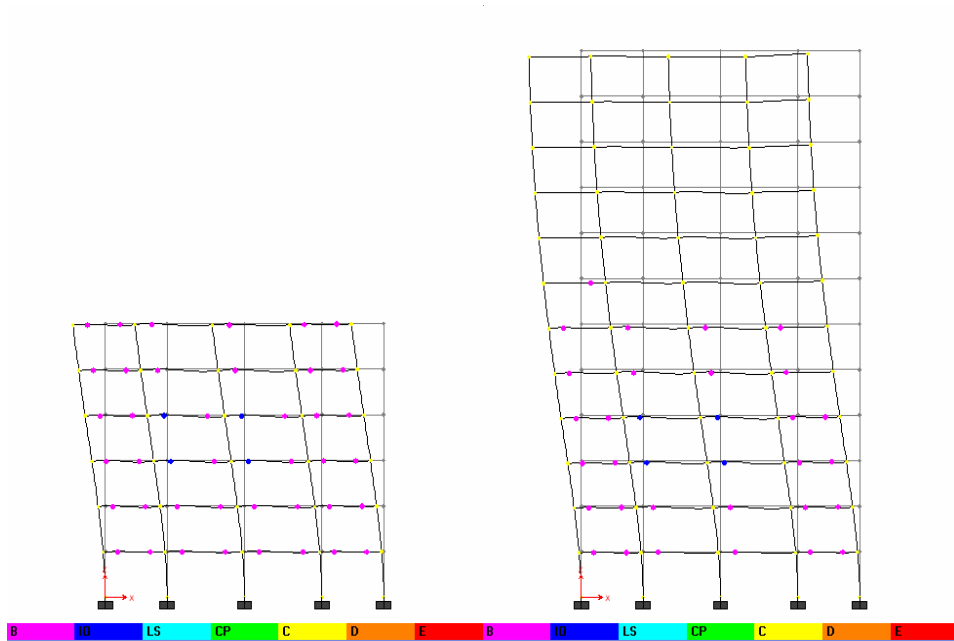
5.2 Demanda sísmica Zona 1 en dirección X. Planos Y = 12, 18 respectivamente de izquierda a derecha.



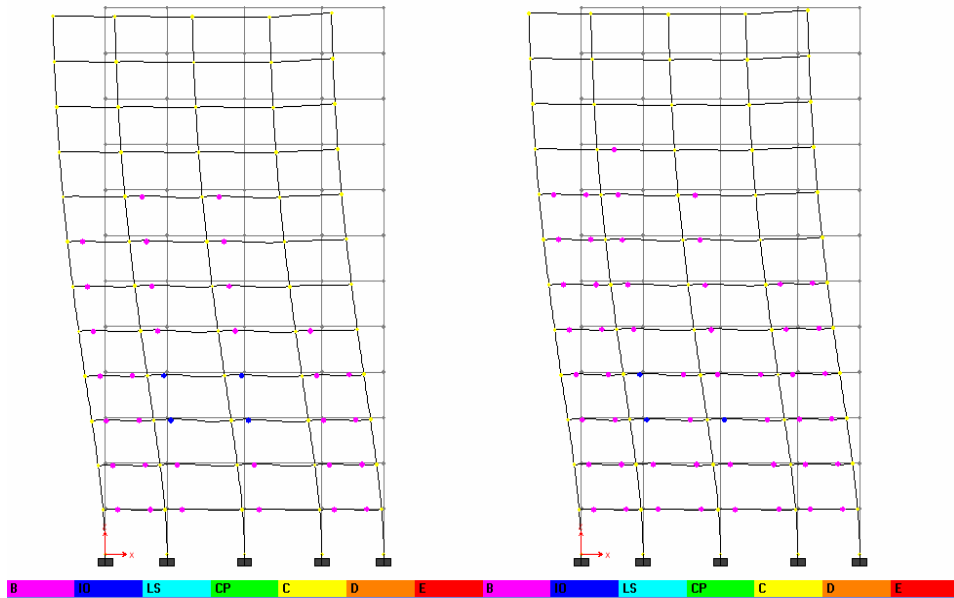
5.3 Demanda sísmica Zona 1 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.



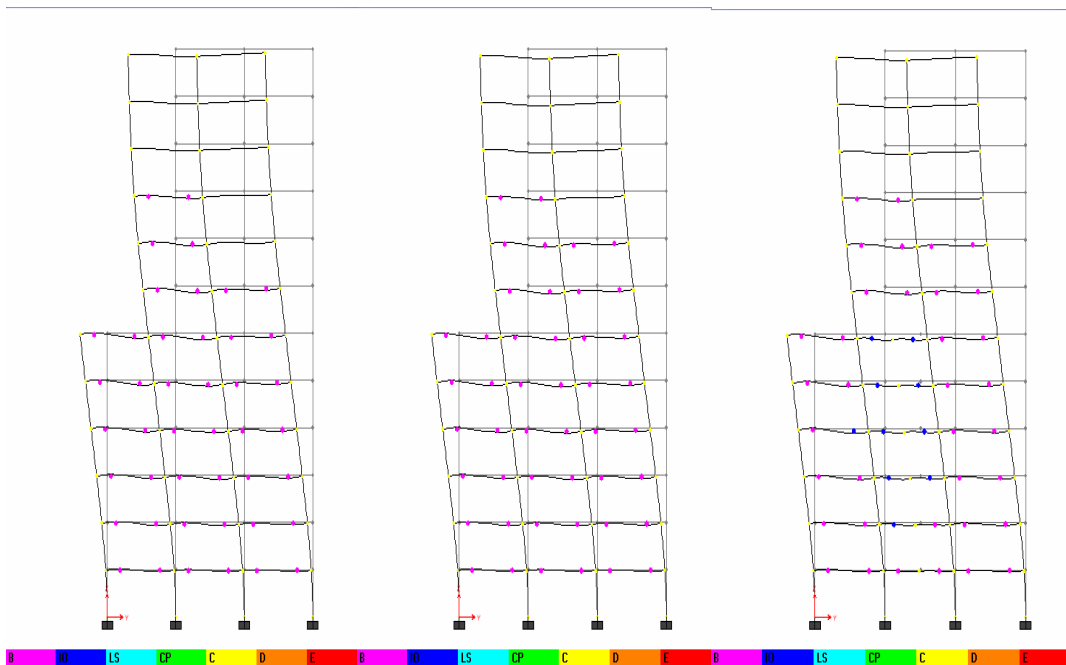
5.4 Demanda sísmica Zona 2 en dirección X. Planos Y = 0, 6 respectivamente de izquierda a derecha.



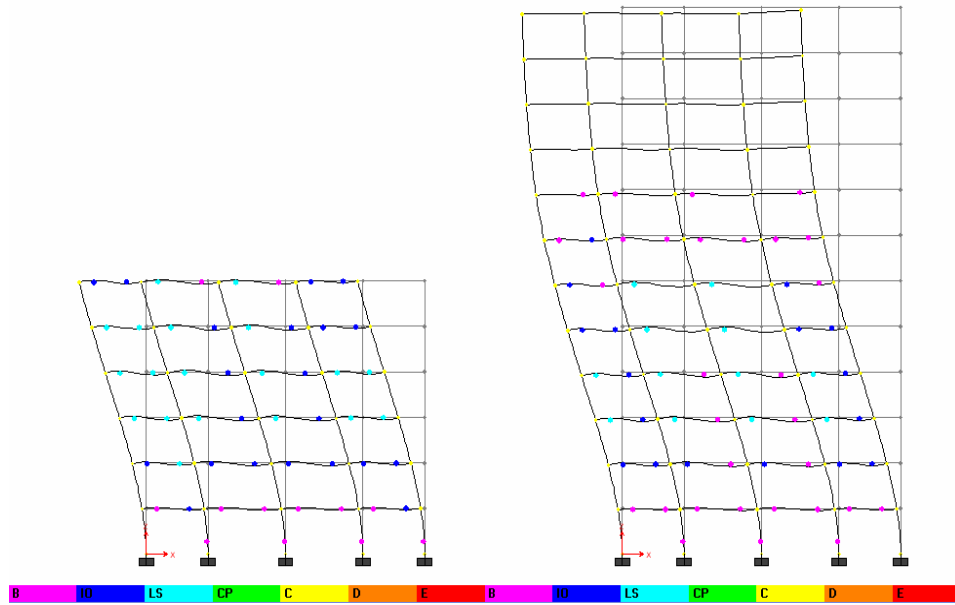
5.5 Demanda sísmica Zona 2 en dirección X. Planos Y = 12, 18 respectivamente de izquierda a derecha.



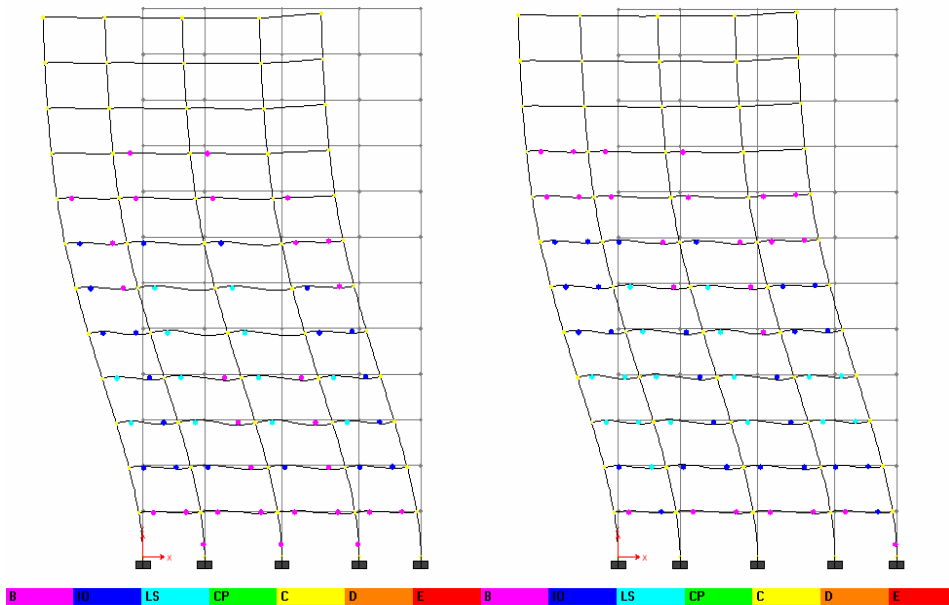
5.6 Demanda sísmica Zona 2 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.



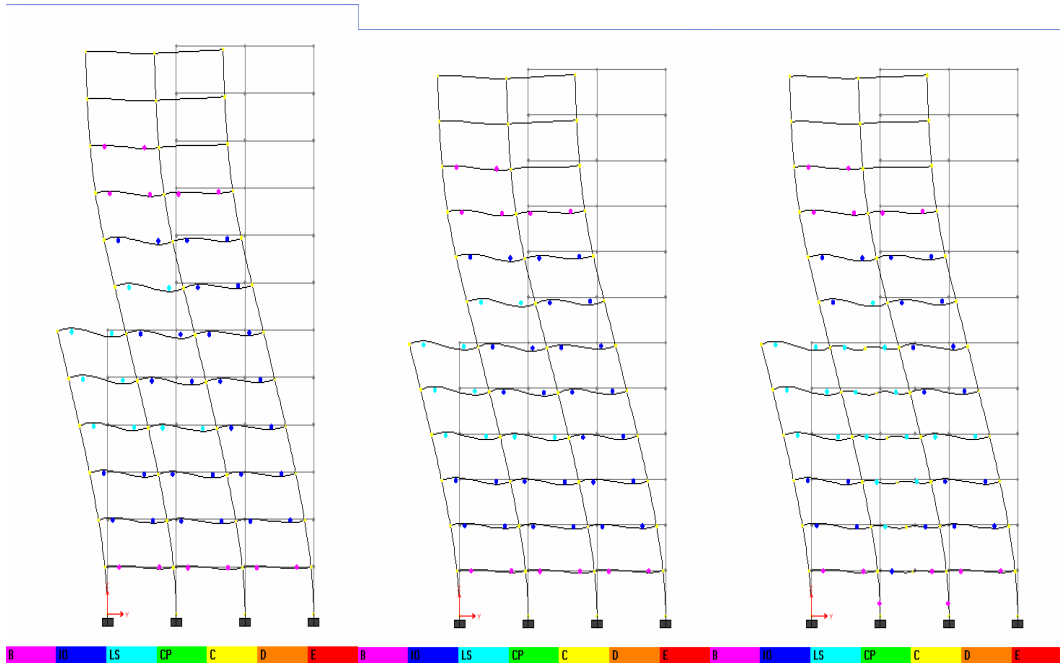
5.7 Demanda sísmica Zona 3 en dirección X. Planos Y = 0, 6 respectivamente de izquierda a derecha.



5.8 Demanda sísmica Zona 3 en dirección X. Planos Y = 12, 18 respectivamente de izquierda a derecha.

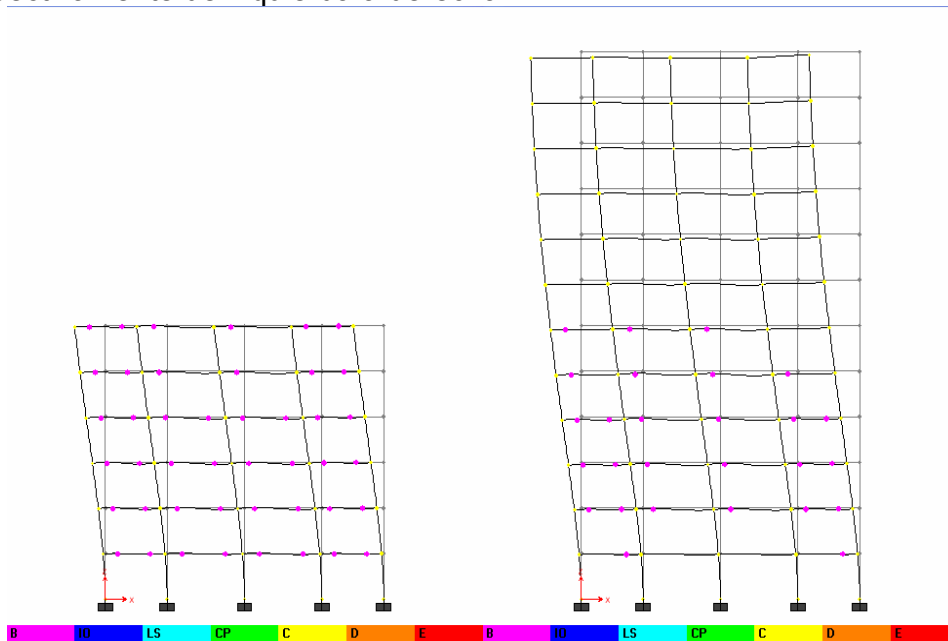


5.9 Demanda sísmica Zona 3 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.

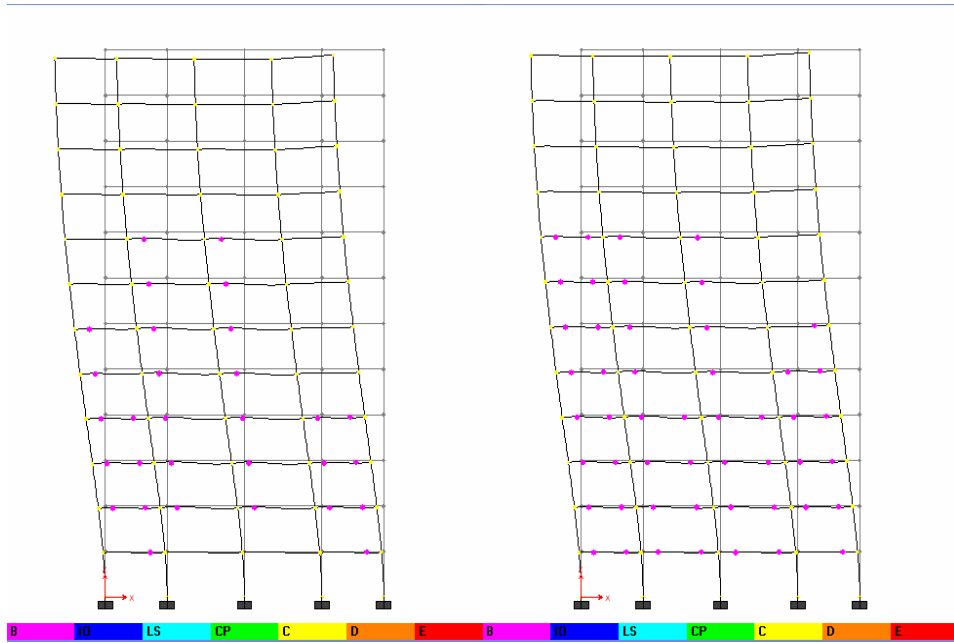


6.0. Diseño por Zona 2 modelo con irregularidad en altura.

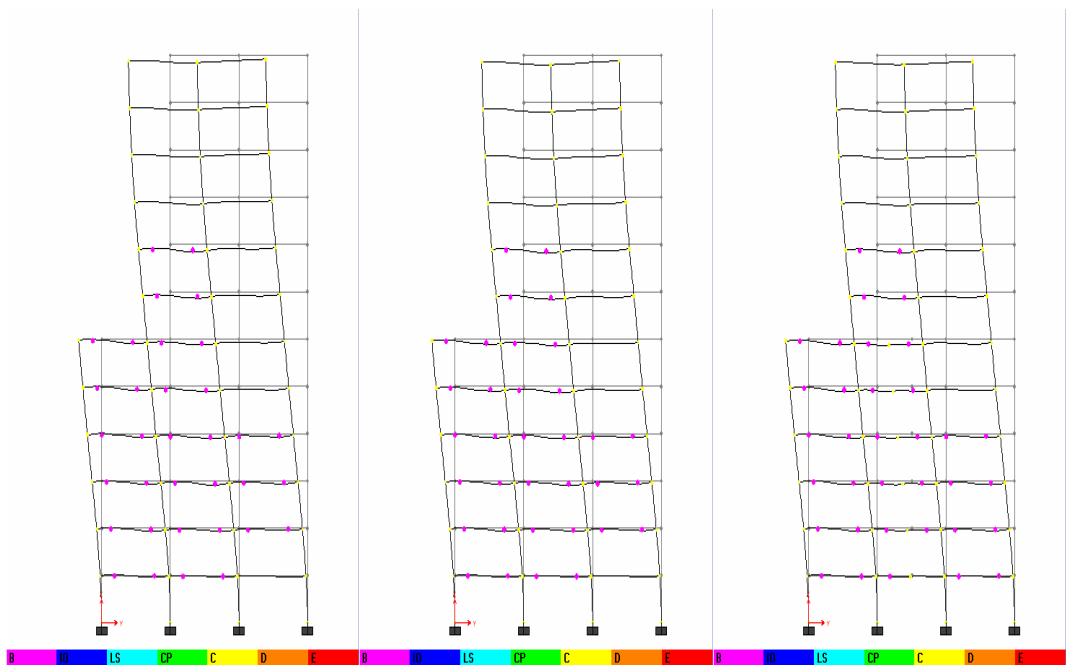
6.1 Demanda sísmica Zona 1 en dirección X. Planos Y = 0, 6 respectivamente de izquierda a derecha.



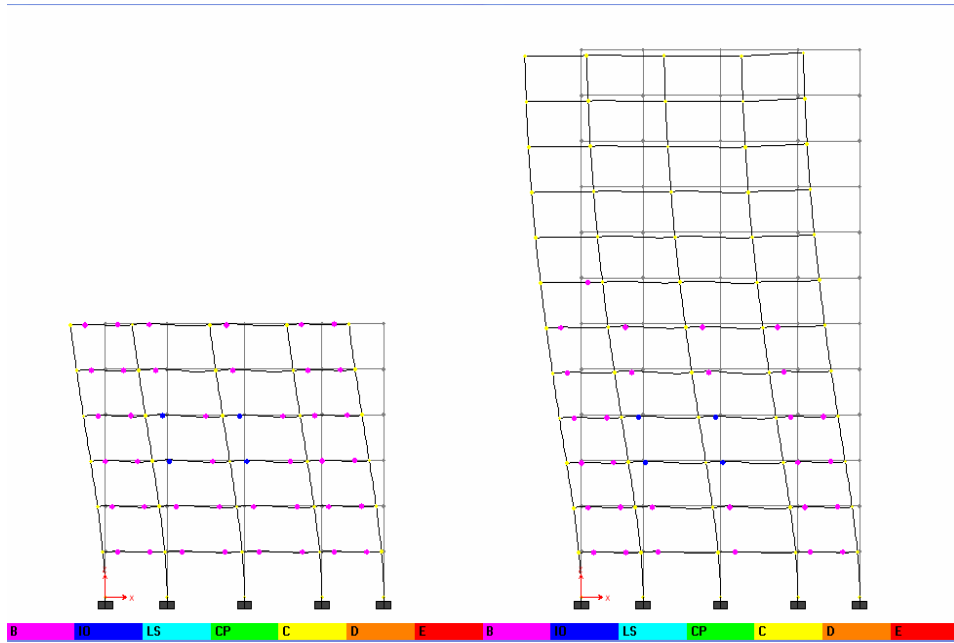
6.2 Demanda sísmica Zona 1 en dirección X. Planos Y = 12, 18 respectivamente de izquierda a derecha.



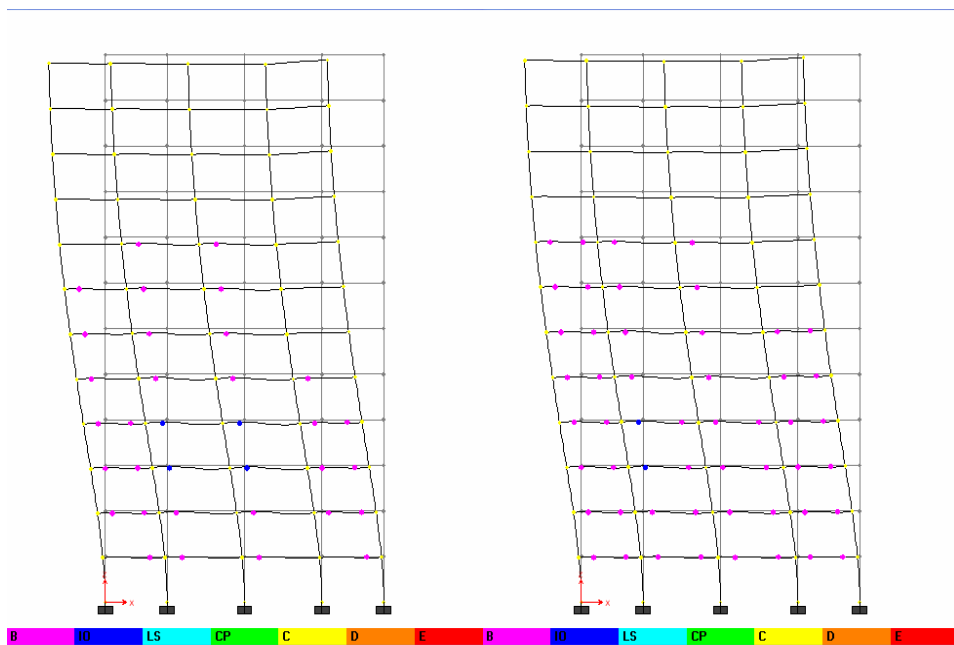
6.3 Demanda sísmica Zona 3 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.



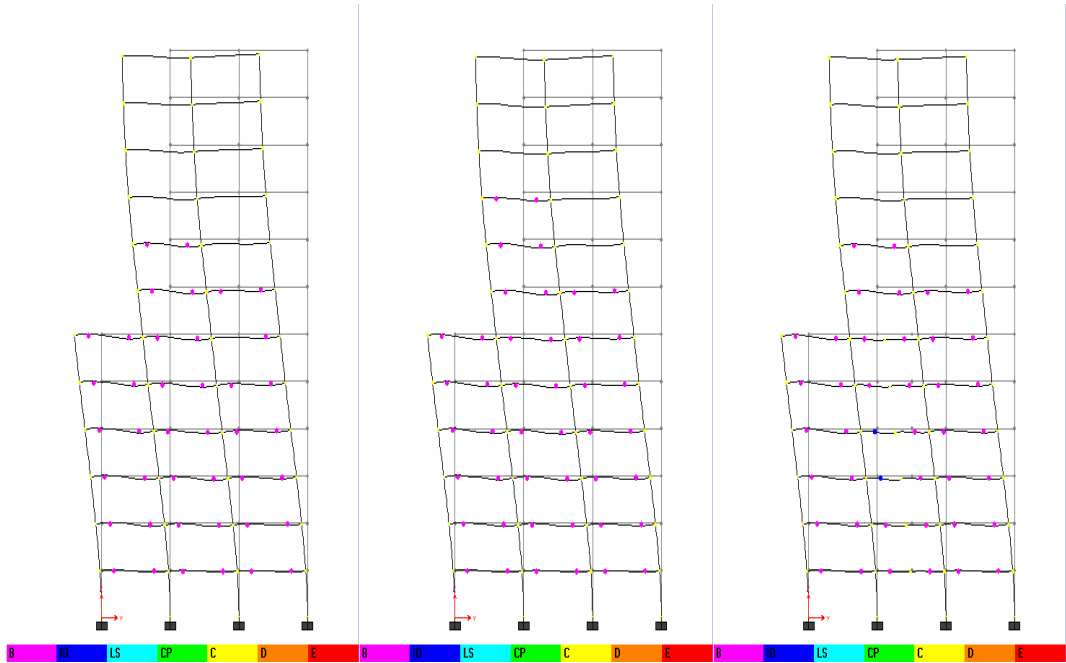
6.4 Demanda sísmica Zona 2 en dirección X. Planos Y = 0, 6 respectivamente de izquierda a derecha.



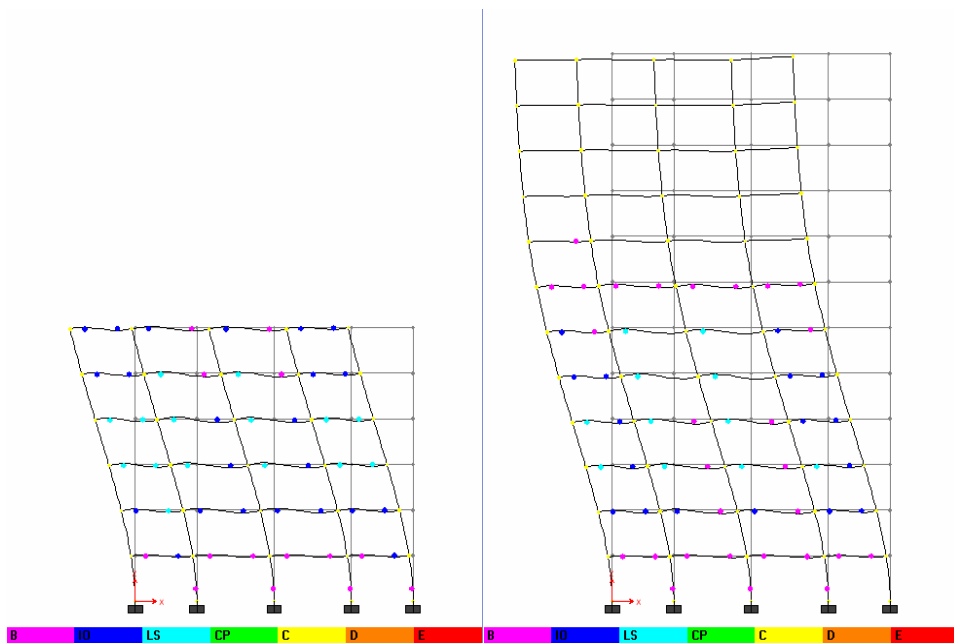
6.5 Demanda sísmica Zona 2 en dirección X. Planos Y = 12, 18 respectivamente de izquierda a derecha.



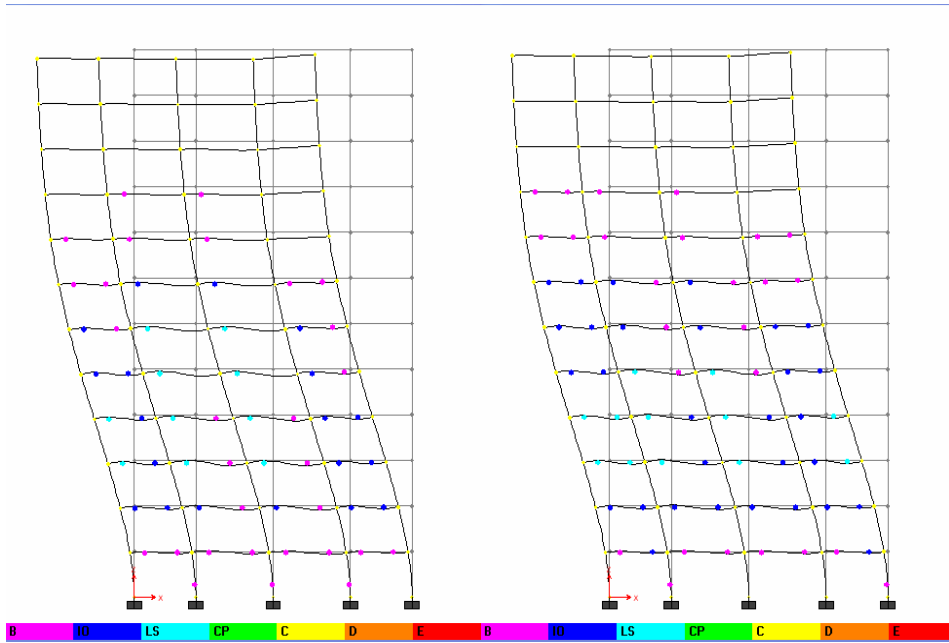
6.6 Demanda sísmica Zona 2 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.



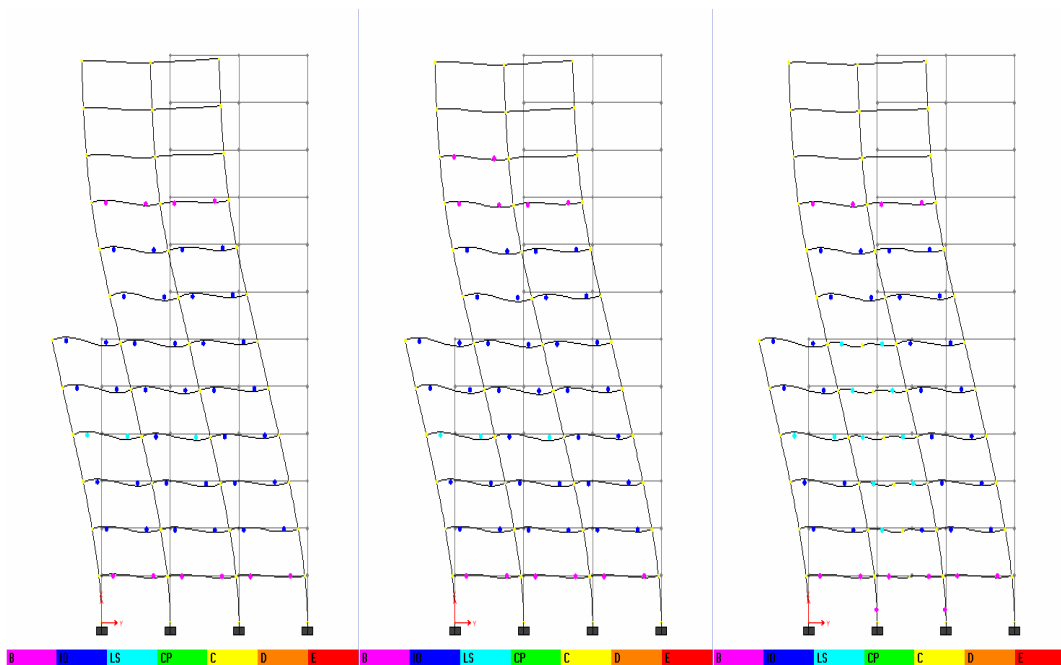
6.7 Demanda sísmica Zona 3 en dirección X. Planos Y = 0, 6 respectivamente de izquierda a derecha.



6.8 Demanda sísmica Zona 3 en dirección X. Planos Y = 12, 18 respectivamente de izquierda a derecha.



6.9 Demanda sísmica Zona 3 en dirección Y. Planos X = 0, 4, 9 respectivamente de izquierda a derecha.



ANEXO 4. Modelos computacionales en SAP- 2000 Non-linear.

⇒ **Requerimientos mínimos de hardware:** Windows 98 o posterior,
procesador Pentium 233 Mhz, 64 MB de RAM, 75 MB de espacio libre en
disco.

